



26. ročník konference



SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

20. ledna 2022

Pořadatelé

Mediální partneři



ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2022

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

26. ročník konference

1. vydání, 2022

Vydavatel: SUDOP PRAHA a.s.

Praha 3, Olšanská 1a, 130 80 Praha 3

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2022

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů



Rekonstrukce
Vilémovského viaduktu



Optimalizace trati
Lysá - Čelákovice



Rekonstrukce
Negrelliho viaduktu

Mostní díla roku:

- 2018 - Železniční mosty v ulici Mikukulášská
- 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 a Česká dopravní stavba a technologie 2013
- 2005 - Železniční most v km 145,463 trati Kadaň - Karlovy Vary
- 2004 - Železniční mosty v km 24,539 a 25,885 trati Krasíkov - Česká Třebová
- 2001 - Silniční estakáda Řepy - Ruzyně
- 2001 - Železniční jezernický viadukt Cihelný
- 1998 - Železniční most na trati Plesná - Cheb



projekty - inženýring - konzultace



Vysokorychlostní železnice. Vlakem rychlostí 320 km/h. Ekologicky a bezpečně.



Železniční doprava je podle Evropské agentury pro životní prostředí nejekologičtější způsobem přepravy. Správa železnic připravuje rozšíření české železniční sítě o nové vysokorychlostní tratě.

Vlaky, které po nich budou jezdit rychlostí 320 km/h, přispějí ke snížení produkce skleníkových plynů a pomohou přesunout nákladní dopravu z kamionů na železnici.

OBSAH

1 	Rekonstrukce mostu v km 21.502 trati Rumburk – Sebnitz (Karolína)	1
	Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s., středisko mostů	
2 	Rekonstrukce Vilémovského viaduktu na trati Rumburk– Sebnitz	8
	Ing. Pavel Kalíšek, Ing. Marek Rusňák, Ing. Jakub Sláma, Ing. Gabriela Šoukalová, Ing. Petr Šťasta, Ing. Dalibor Václavík, FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.	
3 	Rekonstrukce železničního mostu v Čelákovících přes řeku Labe	15
	Ing. Petr Šetřil, Ing. Filip Kutina, Ing. Tomáš Soukup, SUDOP PRAHA a.s.	
4 	Rekonstrukce mostu přes Labe v km 6,330 v rámci stavby „Optimalizace traťového úseku Lysá nad Labem (mimo) – Čelákovice (mimo)“	21
	Ing. Vladimír Dubšík, EUROVIA CS, a.s.	
5 	Projekt a výstavba železničního tunelu Zvěrotice na traťovém úseku Soběslav – Doubí	26
	Ing. Libor Mařík, SAGASTA s.r.o., Miroslav Ševčík, HOCHTIEF CZ a. s.	
6 	Realizace tunelového zárodku v Plzni	33
	Ing. Michal Uhrin, Ing. Marcel Poštek, SUDOP PRAHA a.s	
7 	Představení Smaragdové knihy FIDIC	40
	Ing. Michal Uhrin, SUDOP PRAHA a.s.	
8 	Tunely na traťovém úseku Nemanice I – Ševětín	41
	Ing. Petr Makásek, Ph.D., Ing. Michal Hnilička, Ing. Aleš Veverka, Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.	
9 	Rekonstrukce žst. Přerov, 2. stavba, SO 19–19–04 t.ú. Dluhonice – Prosenice, železniční most v km 4,863 (2S)	50
	Ing. Jaroslav Sedláček, MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.	

10 	Historie ocelového železničního mostu přes Vltavu v Praze pod Vyšehradem	60
	Doc. Ing. Tomáš Rotter, CSc., Fakulta stavební ČVUT v Praze	
11 	Rekonstrukce mostu v km 28,440 trati Oldřichov – Bilina (most Želénky)	67
	Ing. Jiří Jirásko, Ing. Vít Prášek, SUDOP PRAHA a.s	
12 	Mostní objekty stavby „Optimalizace traťového úseku Praha Hostivař – Praha hl. n., II. část	73
	Ing. Tomáš Wangler, Milan Špička, Martin Štáva, Metrostav a.s., divize 5	
13 	Mosty v km 11,314 a 11,559 trati Louny – Libochovice	82
	Ing. Ondřej Lojík, Ph.D., Ing. Libor Marek, TOP CON SERVIS s.r.o.	
14 	Vyhodnocení výsledků diagnostických průzkumů a přepočtů železničních předpjatých mostů	89
	Ing. Tomáš Dejmek, Ing. Filip Kramoliš, doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Fakulta stavební ČVUT v Praze	
15 	Železniční most ve Ktové	95
	Ing. Martin Sedmík, Ing. Tomáš Jakubíček, Ing. Jiří Jachan Valbek, spol. s r.o., Ing. Libor Kožík, Ing. Gabriela Šoukalová, FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.	
16 	Zosilňovanie a sanácia mostov na ozubnicovej železnici	101
	Ing. Andrej Zitrický, Ing. Ondrej Kridla, Železnice Slovenskej republiky Ing. Zuzana Ždanská, Ing. Martina Huková, Sika Slovensko, spol. s r.o.	
17 	Praktický příklad využití BIM v projektu železniční estakády v Krakově	111
	Ing. Jitka Kochtová, MBA, Construsoft s.r.o.	
18 	Rekonstrukce mostů v km 78,015, 82,960 a 83,477 trati Praha – Chomutov metodou relining	117
	Ing. Jaromír Zouhar, ViaCon ČR s.r.o.	

Rekonstrukce mostu v km 21.502 trati Rumburk – Sebnitz (Karolína)

Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s., středisko mostů

Anotace

Příspěvek je věnován projekční přípravě celkové rekonstrukce mostního objektu v km 21,502 trati Rumburk – Sebnitz přes hluboké údolí Vilémovského potoka (Karolínino údolí) v obci Vilémov u Šluknova jehož délka přemostění činí ~209 m. Výška mostu nad údolím dosahuje až 34 m.



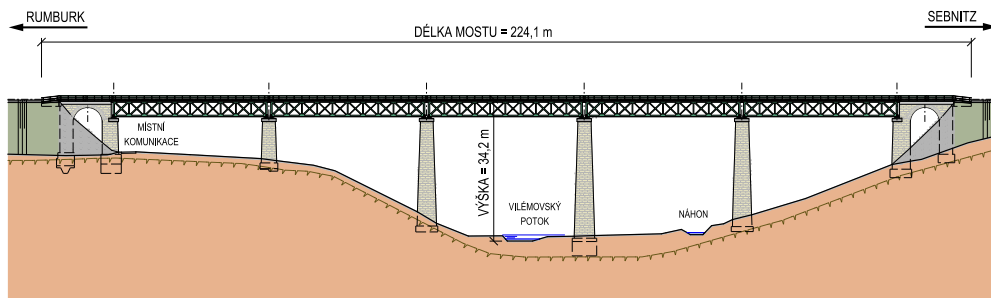
Obr. 1 – Jižní pohled na zrekonstruovaný most v km 21,502 trati Rumburk – Sebnitz

1. Historické souvislosti výstavby mostu a trati

Původní železniční most o celkové délce ~217 m byl vybudován v roce 1904. Jednokolejná regionální trať byla zprovozněna postupně. V roce 1873 byl zprovozněn úsek od Rumburku do Šluknova. Od roku 1905 pokračovala trať přes hranice do Sebnitzu v Německu. Po druhé světové válce byla trať přes hranice v důsledku poválečného vypořádání ukončena v ŽST Dolní Poustevna. K obnovení mezinárodního provozu na trati směrem na Sebnitz došlo v roce 2014 a trať v současnosti propojuje města Rumburk – Bad Schandau – Děčín.

2. Architektonické řešení

Nová mostní konstrukce byla navrhována tak, aby nezměnila současný krajinný ráz v údolí. Jde o tvarově obdobnou ocelovou příhradovou svařovanou konstrukci ve stejném tvaru a obdobných rozměrech, jako jsou stávající konstrukce. Kamenné části mostu byly v rámci rekonstrukce zachovány.



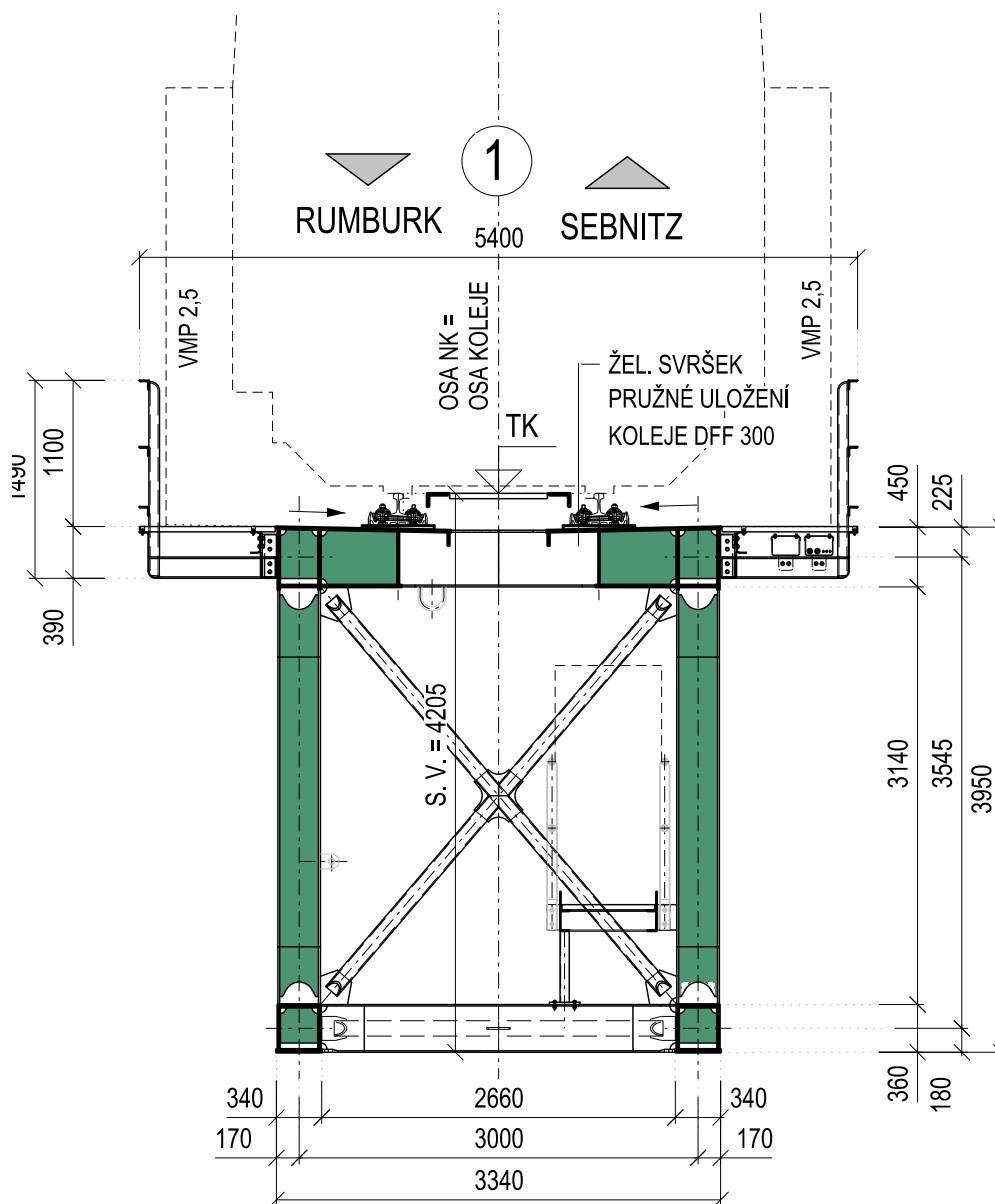
Obr. 2 Architektonické řešení – podélný řez – nový stav

3. Nová mostní konstrukce

Nová nosná konstrukce v poli 2 až poli 6 je navržena jako celoodcelová svařovaná trámová příhradová konstrukce s horní ortotropní mostovkou a s přímým upevněním železničního svršku. Nosná konstrukce je navržena jako řetězec prostých polí o rozpětí 5 x 36,8 m. Soustava příhradového nosníku je navržena shodně se stávající tzn. kosočtvercová (rombická) soustava se svislicemi. Vzdálenost příhrad je 1/10 L tzn. 3,68 m. Horní a dolní pás jsou přímé v konstantní vzdálenosti 3,95 m tzn. 1/9,3 L, což je v obvyklém intervalu (u dolní hranice 1/10 L). Osová vzdálenost hlavních nosníků je 3,0 m (viz obr. 3).

Dolní a horní pás hlavních nosníků jsou navrženy jako uzavřené obdélníkového tvaru. Diagonály a vnitřní svislice jsou navrženy ze svařovaných otevřených profilů tvaru H. Koncové svislice jsou navrženy shodně s dolním a horním pásem tzn. uzavřený obdélníkového tvaru. Připoj diagonál k hornímu pásu a trámu je pomocí styčnickových plechů. Křížení diagonál je provedeno s jednou průběžnou diagonálou a jednou dělenou. Mostovka je tvořena komorovým podélníkem, který přímo navazuje na horní pás. Horní pás a komorový podélník tvoří jeden dvukomorový profil. Osa stěny podélníku je volena v ose uložení přímého upevnění železničního svršku. Pro konstrukci přímého upevnění

jsou k mostovkovému plechu přivařeny klínové kotevní desky. Nosná konstrukce bude osazena na kalotových **tahových** ložiscích kotvených do úložných prahů. Hlavní nosníky jsou navrhovány z **oceli S 355** a prvky chodníkové konzoly jsou navrženy z oceli **S 235**. Hmotnost ocelové nosné konstrukce vč. chodníkových konzol je $5 \times 102,5 \text{ t} = 512 \text{ t}$ a mostního vybavení **55 t**.



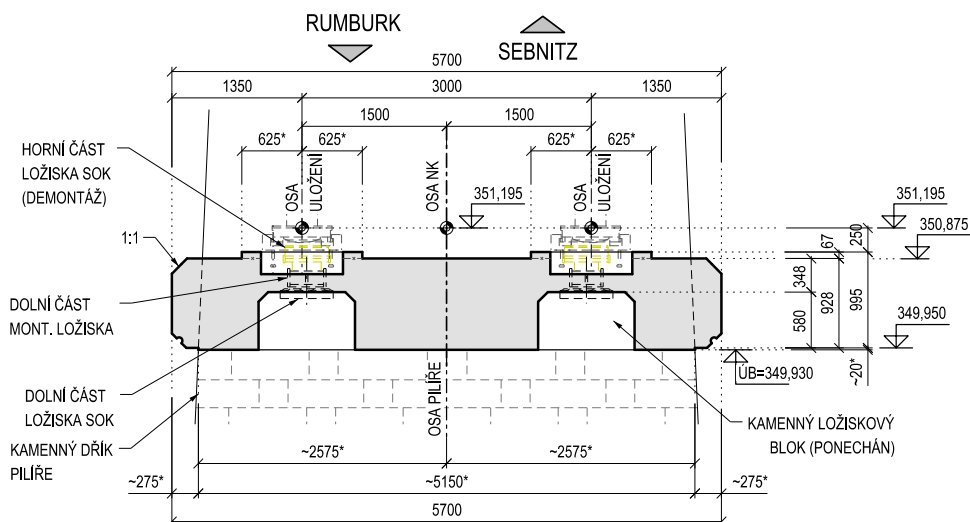
Obr. 3 Vzorový příčný řez v poli – nový stav

4. Sanace kamenných částí spodní stavby a klenbových konstrukcí

Zdivo spodní stavby a klenbových otvorů je z řádkové zdiva z granitu (žuly) z kvádrů jmenovitých rozměrů 0,3 x 0,6 m. Spojení kamenů je skládáním na těсно s malou tloušťkou spár. Výplň pilířů je tvořena úlomky žuly prolitými jemnozrnnou maltou. Základy pilířů jsou z betonu. Podkladní vrstva pod základy pilířů je tvořena šterkovou vrstvou granulitu. Podloží podpěr je skalní tvořené navětralou žulou (granodiority) třídy R3.

Koncepce způsobu injektáže kamenného zdiva vycházela ze zjištěné nízké mezerovitosti vnitřní výplně zdiva a betonu základů. Navrhována byla plošná injektáž s cílem vyplnit trhliny, kaverny a prostor pod základem. Pro pevnostní injektáž obvodového zdiva pilířů a zdiva kleneb s tenkými spárami byla navržena mikroinjektáž suspenzí ze směsi speciálních mikromletých cementů. U pilíře P4 v blízkosti Vilémovského potoka byla celém obvodu základu pilíře provedena ochrana ze sloupců tryskové injektáže. Sjednocení povrchů a očištění pohledových ploch pilířů a kamenné klenby bylo provedeno plošným otryskáním s lokálním ručním předčištěním míst s bílými výluhy pojiva a výplně pilířů ze spár. Pro zajištění přenosu vodorovných sil od brzdných a rozjezdových sil a od interakce mezi kolejí a mostem bylo navrženo sepnutí klenbové konstrukce v poli 1 pomocí spínacích tyčí $\varnothing 40$ mm z oceli S 355, které jsou ukotveny v dříku opěry O1 a v místě pilíře P1 v novém ŽB úložném prahu.

Pro uložení nové ocelové konstrukce a zajištění celistvosti hlavy stávajících pilířů byly navrženy nové železobetonové úložné prahy. V úložných prazích byly ponechány původní ložiskové kvádry, které byly tvarově upraveny tak, aby bylo možné ponechání spodní části původních ložisek, protože výstavba úložných prahů byla prováděna za provozu na trati v předstihu před výlukou (viz obr. 4).



Obr. 4 Tvar úložného prahu v místě stávajících ložiskových kvádrů

Podložiskové bloky byly zhotoveny společně s podlitím ložisek vcelku sanační hmotou z důvodu možnosti provázání výztuže okolo tahových trnů ložisek. Do hlav pilířů byly pomocí chemických kotev osazeny kotevní tyče pro přenos tahových sil ložisek, které byly zavázány do armokoše úložných prahů.

V místě klenbových otvorů v poli 1 a poli 7 bylo navrženo rozšíření z důvodu zajištění volného mostního průřezu VMP 2,5 a prostoru pro obrys kolejového pomoci nasazené železobetonové příčné desky nad stávající kamennou klenbovou částí mostu. Pro přechod z uzavřeného kolejového lože do trati byly použity římsové zídky ze železobetonu spojené do tvaru U z důvodu plynulého odvedení vody z přechodové desky do příčné drenáže.

5. Železniční svršek na mostě

Na mostě byl osazen nový železniční svršek svařený do bezстыkové koleje s pružným upevněním se sníženou svěrnou silou typ Vossloh DFF 300, který svými parametry (hluk, vibrace) kvalitativně odpovídá uložení koleje ve štěrkovém loži. Celková délka pružného upevnění (žluté svěrky Skl 15 B) činí ~ 193,5 m (celkem je použito 630 ks upevnění DFF300), což představuje nejdelší souvislý úsek v síti Správy železnic.

Kombinovaná odezva mostu a koleje byla v rámci projektové přípravy posouzena podrobným výpočtem dle metodiky uvedené v ČSN EN 1991–2. Hodnoty mezních délek bezстыkové kolej uvedené v předpise SŽ S3 kap. XII tab.1 jsou tímto výpočtem zpřesněny pro konkrétní mostní objekt s vysokými pilíři. Pro ověření chování upevnění je na mostě prováděno dlouhodobé sledování bezстыkové koleje, které zajišťuje ČVUT v Praze, Fakulta stavební.

6. Montáž a demontáž ocelových konstrukcí

Pro výměnu jednotlivých mostních polí byly na v předstihu vybudované úložné prahy pilířů postaveny portály z inventárního systému PIŽMO doplněné o atypické prvky. Na tyto věže byl umístěn pomocný příhradový nosník ze systému PERI.

Původní ocelové konstrukce byly pomocí zavěšení na tyčích a dutých hydraulických válců osazených na pomocném nosníku svisle zvednuty z uložení nad úroveň koleje a přepravních podvozků. Pomocí pojízdné dráhy na pomocném nosníku byla každá konstrukce podélně vysunuta nad sousední původní mostní konstrukci, kde byla spuštěna na podvozek a následně přepravena k rozpálení na montážní plošinu (viz obr. 5). Montáž nové nosné konstrukce byla provedena shodnými kroky v obráceném pořadí. Výměna jednoho pole mostu trvala cca 14 dní, a tak během tří měsíců bylo vyměněno všech pět nosných konstrukcí. Pracovní postup často komplikovala nepříznivá povětrnostní situace, protože manipulace s konstrukcemi probíhala ve výšce až 40 m nad zemí, přičemž rychlost větru nesměla překročit 10 ms⁻¹.

Navržený způsob demontáže původních konstrukcí a vkládání nových ocelových konstrukcí se ukázal jako efektivní způsob v nepřístupném údolí Vilémovského potoka pro těžkou jeřábovou techniku.



Obr. 5 Demontáž původní ocelové konstrukce pomocí pomocného nosníku

7. Závěr

Na začátku srpna 2021 byla provedena zatěžovací zkouška všech příhradových konstrukcí mostu s účinností zkušebního zatížení ~70 %, která prokázala projektové předpoklady a mostní konstrukce tak může sloužit železničnímu provozu na následující století.

Jako zkušební zatížení byla použita sestava zátěže ze čtveřice podvozků Y25 Ls1 (NY-MWAG) s naloženými silničními panely o hmotnosti $4 \times (2 \times 22,5 \text{ t}) = 180 \text{ t}$. Pro pohyb sestavy je uvažováno posunovací hnací vozidlo dieselové trakce o hmotnosti 22 t.



Obr. 6 Zatěžovací zkouška – závaží $2 \times 90 \text{ t} + 22 \text{ t} = 202 \text{ t}$

Rekonstrukce mostu v km 21.502 trati Rumburk – Sebnitz (Karolína)

Investor:	Správa železnic, státní organizace
Projektant stavby:	SUDOP PRAHA a.s. a TOP CON SERVIS s.r.o.
Zhotovitel mostu:	FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s., Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.

Ing. Martin Vlasák
SUDOP PRAHA a.s., středisko mostů
Telefon: +420 603 281 815
E-mail: martin.vlasak@sudop.cz

Rekonstrukce Vilémovského viaduktu na trati Rumburk – Sebnitz

Ing. Pavel Kalíšek, Ing. Marek Rusňák, Ing. Jakub Sláma, Ing. Gabriela Šoukalová, Ing. Petr Štaša, Ing. Dalibor Václavík, FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

1. Úvod

Na trati Rumburk – Sebnitz v km 21,502 přemostňuje Karolínino údolí v obci Vilémov u Šluknova mostní objekt o sedmi polích a celkové délky 217,3 m. Pět středních polí, každé o rozpětí 36,8 m, jsou ocelové příhradové konstrukce s horní pojižděnou mostovkou, krajní pole jsou kamenná s klenbovým obloukem. Původní nýtovaná konstrukce z roku 1904 byla na hranici své životnosti a byla limitem pro přechodnost celé tratě. Maximální povolená rychlost byla z důvodu silné koroze stávajícího mostu snížena na 30 km/h. Původní konstrukce byla v roce 2021 nahrazena novou, celosvařovanou ocelovou konstrukcí, krajní původní kamenné klenby a pilíře byly sanovány a zesíleny. Výměna konstrukcí v mostním otvoru byla provedena postupným podélným výsunem jednotlivých SOK (stávající ocelová konstrukce) a zásunem NOK (nová ocelové konstrukce).

2. Nová ocelové konstrukce

Nová nosná konstrukce je navržena tak, aby neměnila ráz krajiny a přilehlého údolí, tedy zůstává podobná původnímu řešení. Nová ocelová příhradová konstrukce o rozpětí hlavních polí 36,8 m a s roztečí os hlavních nosníků 3,0 m je celosvařovaná konstrukce s uzavřenými průřezy horních a dolních pasů a s přímým upevněním železničního svršku. Diagonály a vnitřní svislice jsou otevřeného průřezu tvaru H, koncové svislice jsou uzavřené obdélníkového tvaru. Mostovka je tvořena komorovými podélníky, které přímo navazují na horní pas. Stěny podélníků mostovky jsou v osách uloženy přímým upevněním železničního svršku. Po stranách mostní konstrukce jsou chodníkové konzoly, s ocelovými žlaby pro kabelová vedení. Celková hmotnost jednoho pole je cca 116 tun.

Ocelové konstrukce byly vyrobeny v mostárně firmy FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. (pole 2+3+4) a Chládek a Tintěra, Pardubice a.s. (pole 1+5). Jednotlivá pole byla rozdělena montážním stykem cca v polovině jejich rozpětí. Jednotlivé dílce byly dopravovány na staveniště, kde byly na montážní plošině spojeny v jeden celek, včetně doplnění PKO v místech montážních styků. NOK byla sestavena bez vnějších chodníkových konzol, které byly dodatečně montovány až po osazení jednotlivých konstrukcí do otvoru.

Použitá mostní ložiska jsou tahová kalotová od a jsou kotvena do nových úložných prahů na pilířích.

3. Návrh a realizace výměny konstrukcí

Návrh montáže, a tedy výměny OK podélným zásunem, byl navržen již ve stupni PDPS. Projektant montáže (výměny NOK) tuto variantu následně dopracoval do stavu realizace na základě konkrétních technologických postupů a možností zhotovitele. Standardní postup snesení SOK a osazení NOK do otvoru z pod mostu pomocí mobilního jeřábu nebylo možné v tomto případě použít vzhledem k nepříznivému průběhu přilehlého terénu.

Nejprve bylo na základě detailního korozního průzkumu SOK (skutečný úbytek až 20 %) provedeno zesílení konstrukcí pro zatěžovací stavy přejezdu NOK a SOK po stávající pojezděné konstrukci. Za víkendových výluk proběhla výměna stávajících ložisek za dočasná montážní ložiska (obr 1.), aby mohlo dojít k realizaci nových ŽB úložných prahů pilířů. Betonáže těchto prahů probíhaly během provozované koleje. Tyto přípravné práce, zároveň s realizací montážní plošiny a výroby částí ocelových konstrukcí v mostárně, probíhaly ještě v roce 2020.

Samotná výstavba mostu probíhala ve výluce celé trati, která začala v dubnu 2021 a skončila v srpnu 2021. Původní HMG stavby byl 1. 3. 2020–30. 11. 2020, tento termín



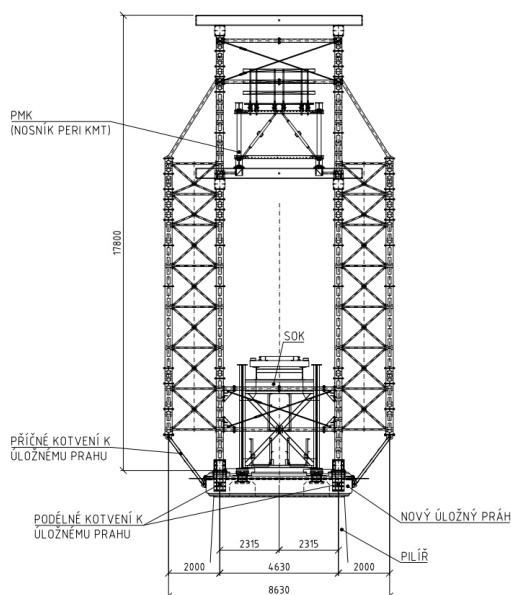
Obr. 1 – Dočasné montážní ložisko (vlevo) a původní ložisko (vpravo)

byl posunut díky pandemii COVID, která způsobila opožděnou dodávku hutního materiálu a ložisek. Tím byla výluka posunuta do termínu 18. 4. 2021–11. 8. 2021.

Před zahájením výluky, byla vedle trati žst. Vilémov u Šluknova sestavena pomocná mostní konstrukce (PMK) – konkrétně příhradová konstrukce délky 44 m z nosníků PERI KMT (obr 2.). Ta byla po zahájení výluky osazena pomocí jeřábů na vystrojené železniční podvozky Y25, které sloužily k posunům konstrukcí po železničním svršku.



PMK byla poté dovezena na místo vyměňovaného mostního pole SOK a vyzvednuta do požadované výšky na již sestavených montážních věžích z prvků PIŽMO, které byly kotveny do nových úložných prahů pilířů (obr 3.). Na vyměňovaném poli SOK byly v celé délce vždy odstraněny krajní chodníkové konzoly.



Obr. 3 – Kotvení a ztužení montážních věží

Po těchto operacích, bylo vše připraveno pro samotnou výměnu SOK za NOK, jež byla stěžejní technologickou činností celého procesu montáže. Stávající vyměňované mostní pole bylo pomocí hydraulických dutých válců a celozávitových vysokopevnostních táhel (závěsů) vyzdvíženo z mostního otvoru až nad úroveň podvozků Y25 a následně bylo podélně vysouváno pomocí pojízdné dráhy na PMK nad sousední mostní pole. Zde byla konstrukce postupně ze závěsů odkládána na podvozky Y25. Poté bylo vyměňované mostní pole převezeno k montážní plošině a zde bylo po rozřezání na půlky přesunuto mobilním jeřábem mimo kolej. Již nachystaná NOK se opačným postupem osadila a spustila do mostního otvoru (obr 4.), kde byla rektifikována její poloha a následně byla podlita její ložiska. Každá výměna (samotné odebrání SOK nebo osazení NOK) trvala cca 2–3 dny.



Obr. 4 – Zásun NOK do mostního otvoru

Postup výměny byl zvolen postupně od nejvzdálenějšího pole směrem k montážní plošině, tedy tak aby na SOK byl ponechán železniční svršek bez úprav. Současně po osazení jednotlivých NOK vždy proběhlo vyrovnaní nivelety koleje mezi NOK a sousední SOK, aby byl umožněn přesun PMK do sousedního pole. Práce během výměn OK byly ve značných výškách (až 45 m nad terénem) a byly omezeny povětrnostními podmínkami. Bylo požadováno, aby neprobíhaly manipulace, bude-li vát vítr o hodnotě větší než 8 m/s. Toto omezení bylo již v projektu ve stupni PDPS a bylo dále zohledněno ve všech montážních stavech. Pokud tedy předpověď větru predikovaná od ČHMÚ (jejíž data dostávala stavba pravidelně k dispozici) přesáhla rychlost 8 m/s, tak se musely montážní práce pozastavit a z těchto důvodů došlo k prodloužení výluky o 26 dní. Samotné montážní věže a na nich osazená PMK byly navrženy na vzdor větru o rychlosti 25 m/s.

Celkově při montáži došlo k přestavbě cca 750 t konstrukcí a hmotnost vyráběných přípravků speciálně pro tuto montáž byla cca 40 t.

Po výměně všech pěti konstrukcí byly osazeny chodníkové konzoly, a dokončeny práce na sanaci kamenných kleneb a přechodových oblastech. Po následném provedení zatěžovací zkoušky došlo k ukončení prací ve výluce a uvedení do provozu (obr 5.).



Obr. 5 – Zatěžovací zkouška

4. Závěr

Výše uvedený způsob realizace výměny konstrukcí je náročný na návrh, přípravu, provádění i pro výrobu specifických montážních prvků. Postup výměny nosných konstrukcí byl z bezpečnostního hlediska nejtěžším úkolem rekonstrukce, výpočet montážních stavů a samotná realizace se pohybovala na hranici bezpečnosti. Realizace rekonstrukce tímto způsobem je limitován odborným personálem zhotovitele. Tyto práce není možné provádět bez zkušených odborníků a bez adekvátního technologického vybavení firmy. Rekonstrukce mostu se zdařila díky vysoké profesní odbornosti všech účastníků stavby. Děkujeme všem, že jsme mohli být u toho.

5. Účastníci výstavby:

Objednatel:	Správa železnic s. o.
Zhotovitel:	„Společnost – most přes Karolinino údolí“ zastoupená společnostmi: FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s., vedoucí účastník sdružení Chládek a Tintěra, Pardubice a.s., účastník ve sdružení
Projektant objektu:	SUDOP PRAHA a.s., Ing. Martin Vlasák
Výroba NOK (pole 2+3+4):	FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.
Výroba NOK (pole 1+5):	Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.
Zhotovitel dokumentace výroby a montáže OK:	FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.
Projektant a zhotovitel výměny OK:	FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Ing. Pavel Kalíšek

Tel.: +420 723 284 219

E-mail: kalisek@firesta.cz

Ing. Marek Rusňák

Tel.: +420 722 112 631

E-mail: rusnak@firesta.cz

FIRESTA – Fišer,
rekonstrukce, stavby a. s.

Leica Nova MS50

Robotická totální stanice a 3D laserový skener v jednom přístroji

Technologie:

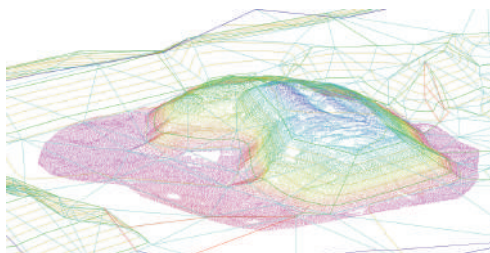
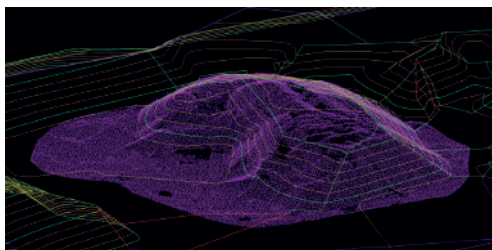
- ❖ mergeTECH: integrované 3D skenování v totální stanici s rychlostí až 1000 b/s do 300 m,
- ❖ dosah skenování až 1000 m, milimetrová přesnost skenování,
- ❖ super rychlý bezhranový dálkoměr R2000 s dosahem až 2000 m,
- ❖ 2 kamery: 20 Hz širokoúhlá pro asistenci měření a pořizování panoramatických obrázků,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



Leica Infinity

kancelářský software pro správu dat ze systému Leica Nova

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



Rekonstrukce železničního mostu v Čelákovících přes řeku Labe

Ing. Petr Šetřil, Ing. Filip Kutina, Ing. Tomáš Soukup, SUDOP PRAHA a.s.

1. Úvod

V polovině září 2021 byl zahájen prozatím omezený provoz v jedné koleji na nově zrekonstruovaném mostě, který je součástí stavby “Optimalizace traťového úseku Lysá nad Labem (mimo) – Čelákovice (mimo)”. Jedná se o SO 02–20–02 Železniční most v ev. km 6,330 (přes Labe v Čelákovících), který převádí dvoukolejnou železniční trať přes řeku Labe a její inundační prostor. Most se nachází v širé trati v intravilánu města Čelákovice.

Komplexní rekonstrukce mostního objektu zahrnovala výměnu jeho nosných konstrukcí a úpravu spodní stavby. Most po přestavbě splňuje podjezdnou výšku min. 5,25 m (oproti stávající výšce 4,80 m) ve 3. a 4. mostním otvoru. Most je stavebně připraven na zdvih nivelety koleje pro výhledový stav na podjezdnou výšku 7,0 m.



Obr. 1 Vizualizace

2. Spodní stavba

Na základě statického posouzení bylo navrženo sanační opatření u opěr OP1 a OP2 a zbourání stávajících pilířů P1, P2 a P3, které byly nahrazeny novými železobetonovými pilíři P1, P2 a P3 s hlubinným založením.

Zesílení založení opěr OP1 a OP2 bylo provedeno pomocí sloupů tryskové injektáže. Tyto byly navrženy jako náhrada šterkových vrstev injektážní směsí v jmenovitém průměru cca 600 mm. Sloupy mají délku 5 m u OP1 a 3 m u OP2 a byly prováděny pomocí vrtů pro mikropiloty po nízkotlaké injektáži zdiva (dříku a základu) a následném převrtání zainjektovaného vrtu. Pod přechodovými deskami opěr byl navržen zesilující rošt, který je tvořen sloupy TI průměru cca 900 mm. Spáry v kamenném zdivu dříku byly hloubkově přespárovány. Tvary nových železobetonových úložných prahů na opěrách navazují na tvar sanovaných kamenných dříků. Výška úložných prahů dosahuje na opěrách 1,9 m, přičemž povrch prahu je spádován směrem k líci spodní stavby. V návaznosti na úložný práh je nad předem vybudovanými sloupy TI navržena přechodová deska, která je spojena s úložným prahem bez dilatační spáry. Má tloušťku 660 mm a je vyspádována směrem od osy uložení. Z přechodové desky po stranách vystupují rovnoběžná křídla.

Hlubinné založení pilířů je realizováno pomocí velkopřůměrových pilot nominálního průměru 880 mm. U pilíře P1 je navrženo 30 ks pilot délky 8,0 m. U pilíře P2 je navrženo 64 ks pilot délky 5,0 m a u pilíře P3 je navrženo 64 ks pilot délky 5,0 m.

Pilíře P1, P2 a P3 jsou navrženy jako železobetonové a na návodní i povodní straně jsou zaoblené, pilíř P3 umístěný v řečišti Labe je na návodní straně opatřený integrovaným ledolamem v oblasti dříku. Základy pilířů mají celkovou výšku od 1,9 m do 2,4 m a šířku 6,4 m (P1), resp. 6,7 m (P2 a P3). Základy pilířů P2 a P3 jsou rozšířeny na 26,785 m z důvodu umístění podpěr provizorního přemostění v průběhu výstavby mostu. Tloušťka dříků pilířů je 1,6 m (P1), resp. 2,4 m (P2 a P3) a výška dříků pilířů se pohybuje od 4,2 do 4,5 m. Dříky pilířů jsou opatřeny kamenným obkladem z kvádrů o tloušťce 200 mm. Úložné prahy výšky 0,8 m tvarově navazují na dříky a jejich horní plochy jsou spádovány v podélném směru střechovitě k líci.

3. Nosné konstrukce

Nosné konstrukce jsou uspořádány jako dvoukolejné s dolní mostovkou. Podélná dispozice nosné konstrukce vychází z požadavku na převedení bezстыkové koleje. Aby byly zachovány mezní dilatační délky dle předpisu SŽDC (ČD) S3 a splněny požadavky ČSN EN 1991–2 s ohledem na interakci koleje a mostu, musí být nosné konstrukce členěny na dva spojitě nosníky o dvou polích. Pro omezení zásahů do plavební dráhy je zachována stávající poloha pilířů, ze které vyplývají rozpětí nosných konstrukcí.

Nosná konstrukce (NK1) v inundačních otvorech 1 a 2 má plnostěnné hlavní nosníky o výšce 2,850 m. Pásnice hlavních nosníků nemají konstantní tloušťku po celé délce nosné konstrukce. Změna tloušťky je navržena tak, aby celková výška nosníku byla konstantní. Mostovka je navržena jako ortotropní s náběhovými příčnými výztuhami tvaru obráceného T a podélnými páskovými výztuhami z důvodu minimalizace stavební výšky. Tloušťka plechu mostovky je 14 mm. Vzdálenost příčných výztuh je 2550 mm. Vzdálenost podélných páskových výztuh je 500 mm. Výška podélných páskových výztuh je 280

mm, tloušťka plechu je 25 (30) mm. Na plech mostovky navazují boky žlabu pro kolejové lože a chodníkový plech připojený ke stěně hlavního nosníku. Nosná konstrukce je odvodněna pomocí odvodňovačů umístěných v osové vzdálenosti 2550 mm. Odvodnění je řešeno volným odkapem na terén do vsakovacích jímek.

Nosná konstrukce (NK2) v mostních otvorech 3 a 4 má příhradové hlavní nosníky bez-svislicové kosoúhlé soustavy o systémové výšce 5090 mm. Profily horního i dolního pásu jsou uzavřené, profily diagonál otevřené. Dolní pás musí přenést zatížení od mimostýčkových příčných výztuh ortotropní mostovky a má proto výšku 1650 mm. Dolní pás zároveň tvoří bok žlabu kolejového lože a jeho konstrukce tak umožňuje připojení diagonál k horní pásnici v úrovni chodníku. Horní pásnice dolního pásu tak tvoří pochozí plech revizního chodníku. Navržené konstrukční uspořádání omezuje usazování nečistot v okolí styčniců a umožňuje přímé připojení PHS. Hlavní nosníky obou nosných konstrukcí jsou půdorysně v poli č. 1, 2 a 3 v přímé a v osové vzdálenosti 10 670 mm. Protože do mostního otvoru č. 4 zasahuje přechodnice, jsou obě konstrukce vzájemně pootočený. Mostovka NK2 je navržena rovněž jako ortotropní se stejnými parametry jako na NK1. Nosná konstrukce je odvodněna pomocí odvodňovačů umístěných v osové vzdálenosti 2550 mm (vždy v polovině vzdálenosti příčných výztuh). Odvodnění je řešeno volným odkapem do řeky. Na povodní straně budou plavební znaky umístěny na veřejné lávce pro pěší a cyklisty. Na návodní straně je umístěna samostatná lávka vně nosné konstrukce, která umožňuje bezpečný přístup a revizi plavebních znaků.

Nové ocelové konstrukce mostu jsou technicky upraveny tak, aby bylo možné připevnit na povodní stranu lávku pro pěší a cyklisty.

Nosné konstrukce jsou navrženy z oceli S355. Celková hmotnost nosných konstrukcí je 1262 t. Obě nosné konstrukce byly do mostních otvorů instalovány podélným výsunem z pravého břehu řeky, kde byly předtím na montážní plošině zkompletovány.



Obr. 2 Podélný výsun NK2

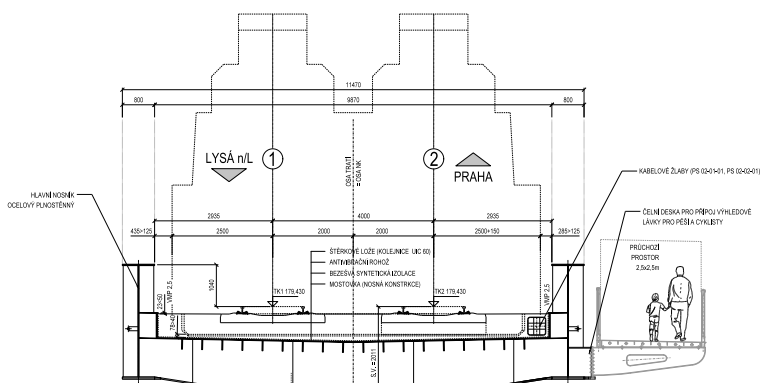
4. Provizorní přemostění

V rámci rekonstrukce mostu byla nutná provizorní přeložka koleje č. 2 umístěná mimo stávající koleje, která umožňovala výstavbu spodní stavby a osazení nových nosných konstrukcí. Z tohoto důvodu bylo navrženo provizorní přemostění tvořené provizorními železobetonovými operami a bárkami, na které byly příčně přesunuty stávající ocelové konstrukce pod kolejí č. 2.

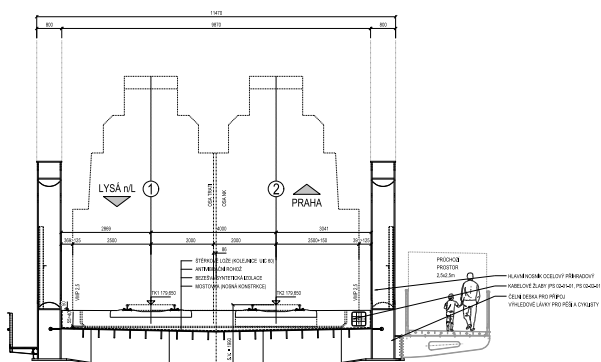
5. Zatěžovací zkoušky

V září 2021 byla na mostě provedena statická zatěžovací zkouška. Ta byla navržena s ohledem na prozatímní osazení jedné koleje s využitím kombinace kolejového jeřábu a 6 ks kolejových vozíků zatížených betonovými panely spolu s 5 ks plně naložených silničních nákladních vozů. Výsledek zkoušky dopadl úspěšně, proto mohl být most dne 15.9.2021 předán k předčasnému užívání a zahájení provozu. V prosinci 2021 po dokončení druhé koleje bude provedena ještě dynamická zatěžovací zkouška na příhradové konstrukci mostu.

6. Dispoziční výkresy

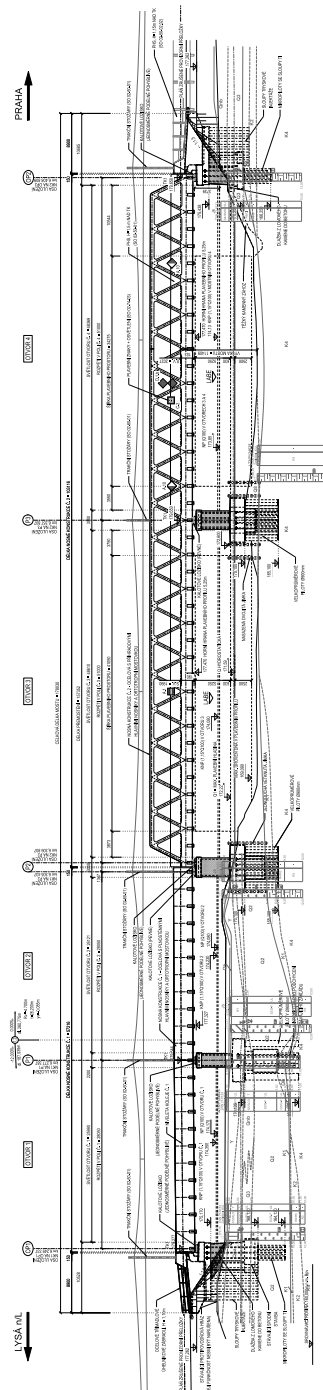


Obr. 3 Příčný řez v poli č. 1



Obr. 4 Příčný řez v poli č. 3

Rekonstrukce železničního mostu v Čelákovicích přes řeku Labe



Obr. 5 Pohled zprava

7. Údaje o mostu

Délka mostu:	178,030 m
Délka nosné konstrukce č. 1:	57,216 m
Délka nosné konstrukce č. 2:	103,116 m
Rozpětí nosné konstrukce č.1:	2 x 28,05 m = 56,1 m
Rozpětí nosné konstrukce č.2:	2 x 51,0 m = 102,0 m
Šikmost mostu:	90°
Volná šířka na mostě:	9,870 m
Mostní průjezdní průřez:	VMP 2,5 v oblouku
Šířka mostu:	11,470 m
Výška mostu:	11,409 m
Hmotnost ocelové konstrukce:	1262 t
Investor:	Správa železniční dopravní cesty, s.o., Stavební správa západ
Projektant:	METROPROJEKT Praha a.s.
Hlavní inženýr projektu:	Ing. Jiří Úlehla
Odpovědný projektant SO:	Ing. Petr Šetřil, násl. Ing. Filip Kutina
Spolupráce na SO:	Ing. Tomáš Soukup, Ing. Filip Kutina
Zhotovitel mostu:	EUROVIA CS, a.s.
Výroba ocelové konstrukce:	OK Třebestovice, a.s.
Montáž ocelové konstrukce:	OK Třebestovice, a.s.
Protikorozní ochrana:	OK Třebestovice, a.s.
Zakládání:	Zakládání staveb, a.s.

Ing. Filip Kutina
SUDOP PRAHA a.s.
Telefon: +420 703 462 513
E-mail: filip.kutina@sudop.cz

Rekonstrukce mostu přes Labe v km 6,330 v rámci stavby „Optimalizace traťového úseku Lysá nad Labem (mimo) – Čelákovice (mimo)“

Ing. Vladimír Dubšík, EUROVIA CS, a.s.

1. Úvod

Náplní stavby byla rekonstrukce dvukolejného mezistaničního úseku Lysá nad Labem – Čelákovice. Hlavním cílem projektu bylo zvýšit kapacitu trati, která plní významnou roli v pražské příměstské dopravě. Současně došlo ke zvýšení traťové rychlosti až na 140 km/h.



Obr.1 stávající OK v provizorní poloze

Klíčovým objektem stavby byla rekonstrukce mostu přes Labe v km 6,330, který nevyhovoval současným potřebám železniční dopravy jak s ohledem na jeho technický stav a únosnost, tak kvůli svému šířkovému uspořádání, kdy na stávajícím mostě nebyl prostor pro drážní stezky. Po přestavbě most všechny tyto parametry již splňuje. Taktéž zajišťuje podjezdnou výšku po Labi minimálně 5,25 metru (do přestavby to bylo 4,7 metru) a stavebně je připraven na případnou úpravu spodní stavby na zvýšení podjezdné výšky na sedm metrů. Také je připraven pro napojení samostatné konstrukce lávky pro pěší a cyklisty, která je zde v budoucnu plánována.

2. Popis stavby mostu v přes Labe (v km 6,330)

Rekonstrukce mostu spočívala v odstranění stávajících ocelových konstrukcí, demolici převážné části spodní stavby a následně v provedení sanace podzákladí tryskovou injektáží, zesílení založení mostu mikropilotami a velkopřůměrovými pilotami, vybudování nové spodní stavby ze železobetonu a montáži nové ocelové nosné konstrukce s průběžným kolejovým ložem, společné pro obě koleje.

3. Výstavba mostního objektu

Postup prací byl primárně rozdělen do dvou etap. První etapa proběhla v roce 2020 realizací mostního provizoria pro zajištění provozu na dopravní cestě SŽ V roce 2021, proběhla druhá etapa, sestávající ze samotné demolice původního mostu, výstavby a zprovoznění nového mostního objektu a následně v odstranění mostního provizoria.



Obr. 2 pohled na nový most

3.1 Mostní provizorium

Mostní provizorium je tvořeno jednou z dosavadních ocelových konstrukcí, tudíž provizorní opěry a podpěry ctí rozpětí jednotlivých polí a byly vybudovány v zákrytu se stávající spodní stavbou. V první řadě bylo třeba vybudovat nové železobetonové základy



Obr.3 přesun stávající OK na provizorní podpory

dočasných pilířů a dočasné železobetonové opěry. Založení celé spodní stavby je provedeno na velkopřůměrových pilotách průměru 900 mm, délky 5 – 10 metrů. Pilíř P2 byl zrealizován v jednoduché štětové jímce. Pilíř P3, jelikož se nachází uprostřed toku řeky Labe je chráněn dvojitou štětovou jímkou s těsněním zeminou. Provizorní opěry byly vystavěny jako monolitické betonové. Pro provizorní pilíře byla použita dočasná podpěrná konstrukce

PIŽMO. Po vybudování provizorní spodní stavby byla na ni pomocí příčného přesunu, po jednotlivých polích, přemístěna jedna ze stávajících ocelových konstrukcí – konkrétně z koleje č. 2. Konstrukce byla posunuta cca 8 metrů v příčném směru.

Práce na provizorní spodní stavbě byly zahájeny na jaře 2020, příčný přesun byl proveden v měsíci listopadu 2020. Dne 17.12.2020 proběhla na provizorním mostě statická zatěžovací zkouška, která ověřila bezpečné použití celé konstrukce pro vlakový provoz a v pátek 18.12.2020 bylo provizorium uvedeno do provozu. Traťová rychlost je zde omezena na 30 km/hod. Po mostním provizoriu byla zajištěna vlaková doprava po celou dobu výstavby hlavního mostu – do druhé poloviny září roku 2021.

3.2 Výstavba nového mostu

Od začátku roku 2021 byla vyloučena kolej č. 1 a koncem ledna byla druhá stávající ocelová mostní konstrukce odstraněna. U krátkých polí v inundačním území byla rozpálena přímo v ose uložení, dlouhá pole přes Labe byla za pomoci soulodí z pontonů a konstrukce z PIŽMA vyzdvížena z uložení, odplavena ke břehu vedle mostu a podélně vysunuta na břeh na předem připravené provizorní bárky, taktéž z PIŽMA. Zde proběhlo jejich rozpálení a odvoz.



Obr. 4 demontáž stávající OK za pomoci soulodí

Následně byly částečně odbourány opěry a kompletně zdemolovány pilíře. Práce na pilířích P2 a P3 probíhaly opět ve štětových jímkách, obdobně jako u provizorních pilířů. Celá stávající spodní stavba byla sanována metodou podchycení základů mikropilotami a technologií tryskové injektáže. Dále bylo provedeno u pilířů nové hlubinné založení velkopřůměrovými pilotami průměru 900 mm. Poté byly zrealizovány nové základy a dříky pilířů a provedena dobetonávka úložného prahu opěr.

Nová nosná ocelová konstrukce, společná pro obě koleje, se sestavovala na montážní plošině za opěrou O1. První se montovala NK2 – dvě dlouhá příhradová pole přes Labe. Jednotlivé díly ocelové konstrukce byly naváženy železničními vagony po koleji přímo na montážní plošinu a zde sestavovány do geometrické polohy. Následně byly svařeny, bylo dokončeno PKO v místě spojení a po vybudování nové spodní stavby byla celá konstrukce podélně vysunuta a spuštěna na ložiska v místě svého uložení. Poté se montážní plošinu zahájila montáž NK1 – dvou kratších plnostěnných polí přes inundační území. Po dokončení montáže a PKO byla taktéž podélně vysunuta na místo svého uložení a spuštěna na ložiska. Následně se dokončily opěry, osadily mostní závěry, provedla stříkaná izolace mostovky a položila antivibrační rohož. Zrealizovalo se kolejové lože, položila kolej č.1. a provedla se montáž trakčního vedení. Následně byla provedena statická zatěžovací zkouška, kdy bylo jako zatěžovací břemeno použito 168 ks silničních panelů na železnič. podvozcích, tažených kolejovým jeřábem a v prostoru budoucí koleje č. 2 pět plně naložených nákladních vozidel. Po jejím úspěšném provedení bylo možné 15.9.2021 cca v 16:00 hod. spustit provoz v koleji č. 1.



Obr. 5 výsun ocelové konstrukce NK2 na místo uložení

Po zahájení provozu koleje č. 1 na nové mostní konstrukci byl vyloučen provoz koleje č. 2 na mostním provizoriu. Nosná konstrukce provizoria byla demontována obdobným způsobem jako v koleji č.1, byl odstraněn dočasný násyp za provizorními opěrami a provizorní betonové opěry byly vybourány. Provizorní pilíře z PÍŽMA se zdemontovaly, nicméně betonové základy provizorního mostu zůstaly zachovány pro případné zvedání nového mostu a úpravu spodní stavby na v budoucnu plánovanou plavební výšku 7,0 metru.

Dále probíhaly práce na spodní stavbě – obklad pilířů žulovým kamenem, a reprofilace pískovcového obkladu opěr.

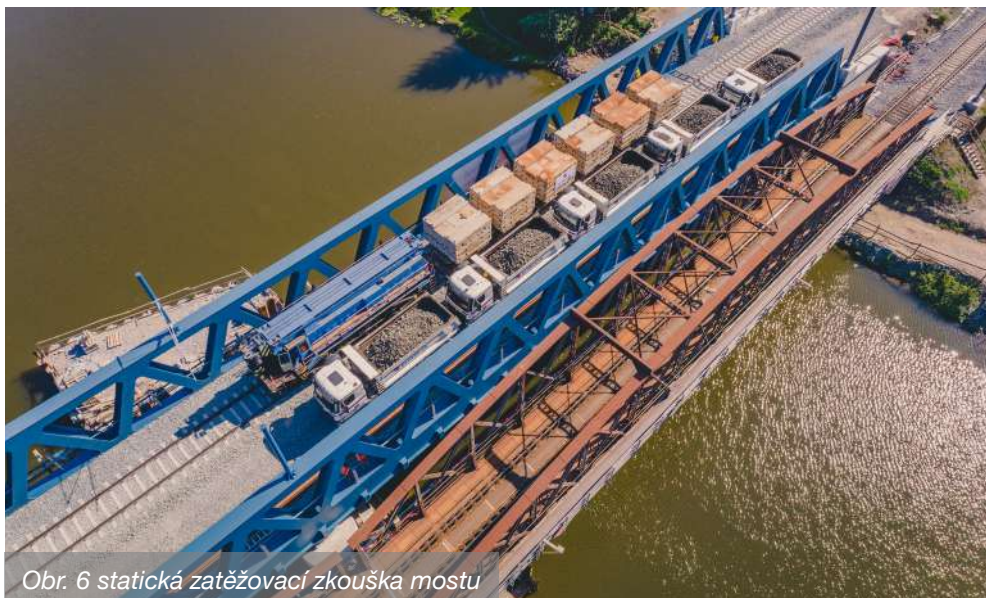
Po montáži koleje č. 2 na mostě proběhla začátkem prosince 2021 dynamická zatěžovací zkouška mostu a poté byla na mostě zprovozněna i tato kolej.

Rekonstrukce mostu přes Labe v km 6,330 v rámci stavby „Optimalizace traťového úseku Lysá nad Labem (mimo) – Čelákovice (mimo)“

V jarních měsících r. 2022 budou probíhat finální terénní úpravy kolem mostu, budou odstraněny provizorní přístavní hrany ze štětových stěn a tím bude celá stavba mostu přes Labe dokončena.

4. Parametry nového mostu:

Rozpětí nosné konstrukce:	NK1:	2 x 28,05 m = 56,1 m
	NK2:	2 x 51,0 m = 102,0 m
Počet mostních otvorů:		4
Délka přemostění (mezi líci opěr):		157,352 m



Obr. 6 statická zatěžovací zkouška mostu

5. Základní informace o stavbě:

Objednatel:	Správa železnic (SŽ)
Zhotovitel:	Sdružení „Lysá“: EUROVIA CS, GJW Praha a Elektrizace železnic Praha
Zhotovitel objektu:	EUROVIA CS, a.s., závod Mosty a Konstrukce
Významní subdodavatelé:	OK Třebestovice, a.s. – dodávka a montáž OK Zakládání staveb, a.s. – štětové jímky, hlubinné založení, trysková injektáž
Doba realizace objektu:	04/2020 – 03/2022

6. Závěr

Věříme, že nový ocelový most přes řeku Labe se opětovně stane dominantou města Čelákovice a bude svému účelu bez problémů sloužit mnoho let.

Projekt a výstavba železničního tunelu Zvěrotice na traťovém úseku Soběslav – Doubí

Ing. Libor Mařík, SAGASTA s.r.o.
Miroslav Ševčík, HOCHTIEF CZ a. s.

1. Úvod

Tunel Zvěrotice je jedním ze tří právě prováděných železničních tunelů nejen na IV. železničním koridoru, ale na celém území České republiky. Tunel je součástí stavby „Modernizace trati Veselí nad Lužnicí – Tábor – II.část, úsek Veselí nad Lužnicí – Doubí u Tábora, 2. etapa Soběslav – Doubí“. Traťový úsek je veden z velké části v nové stopě podél dopravního koridoru dálnice D3. Přeložka má délku 8,8 km a po dokončení dojde ke zrychlení doby jízdy u rychlíkových spojů o 8 minut. Projekt byl původně navržen na rychlost 160 km/h, v průběhu výstavby došlo po úpravě technického řešení ke zvýšení rychlosti pro naklápací vlakové soupravy až na 200 km/h, pro standardní vlakové soupravy na 185 km/h. Předpokládaná doba výstavby je od září 2019 do května 2023. Zahájení provozu je plánováno v listopadu 2022. Stavbu tunelu provádí pro sdružení firem STRABAG RAIL a.s., EUROVIA CS, a.s. a METROSTAV a.s. firma HOCHTIEF CZ, a. s. Geotechnický monitoring zajišťuje firma GeoTec GS a.s. Investorem stavby je Správa železnic, s. o. Autorem realizační dokumentace je firma SAGASTA s.r.o.

2. Geologické poměry a jejich vyhodnocení

Před zahájením projekčních prací na realizační dokumentaci měl projektant k dispozici výsledky geotechnického průzkumu, který velmi podrobně zpracovala firma GeoTec GS v roce 2011. V délce tunelu 370 m bylo k dispozici celkem 15 jádrových vrtů. V rámci předběžného geotechnického průzkumu byly realizované 4 vrty do hloubky 8 m až 12 m. Následně výsledky předběžného průzkumu upřesnil podrobný geotechnický průzkum, který informace o horninovém masivu doplnil výsledky dalších 11 vrtů, jejichž hloubka se pohybovala od 17 m do 26 m. Dno stavební jámy dosahuje hloubky 11 m až 14 m pod terénem. Kombi-

nace vrtného a geofyzikálního průzkumu a jejich interpretace poskytovala spolu s výsledky laboratorních a presiometrických zkoušek poměrně přesné informace o horninovém masivu a jeho geotechnických parametrech.

Mocnost kvartérního pokryvu v zájmovém území kolísá od 0,3 m do 1,1 m a tvoří ho především deluviofluviální zeminy charakteru jílovitých písku až jílu. Na bázi kvartérního pokryvu se vyskytují pararuly moldanubika, které místy obsahují čočky a vložky žilných hornin. Horniny jsou velmi nepravidelně zvětralé fosilním zvětráním, které je charakteristické nepravidelným průběhem i hloubkou zvětrání. Ve střední části tunelu zvětrání zasahuje do poměrně velkých hloubek. V oblasti u obou portálů se mělce pod povrchem vyskytují horniny jen slabě zvětralé nebo navětralé. Nerovnoměrné zvětrání je do jisté míry podmíněno i tektonickým porušením horninového masivu.

Zeminy a skalní horniny zájmového území byly v rámci průzkumu rozděleny podle geotechnických vlastností do geotechnických typů. Zeminy byly zařazeny do šesti, horniny pak do tří geotechnických typů. Pro návrh technického řešení a stanovení kritérií pro použití jednotlivých typů konstrukcí pro zajištění stability stavební jámy byly rozhodující geotechnické typy hornin. Jejich základní charakteristiky uvádí následující tabulka. Jednotlivým geotechnickým typům odpovídaly podle výsledků průzkumu geotechnické parametry, které byly použity ve výpočtech.

Tabulka č. 1 – Geotechnické charakteristiky hornin podle výsledků IG průzkumu

Geotechnický typ	H1	H2	H3
Geneze hornin	proterozoikum (pararuly, vložky křemene, erlánů, apod.)		
Třídy hornin	R5	R4 (R4–R3)	R3 (R3–R2)
Střední hustota diskontinuit	extrémně velká	velmi velká	velká až velmi velká (střední)
Stupeň zvětrání	silně zvětralé	mírně zvětralé	navětralé (popř. až zdravé)

3. Technické řešení podle zadávací dokumentace

Projektant zadávací dokumentace na základě dostupných informací o horninovém masivu navrhl technické řešení hloubeného dvoukolejného tunelu s klenbovou železobetonovou konstrukcí ostění tloušťky min. 600 mm. Ostění bylo v závislosti na geotechnických podmínkách uloženo buď na základových pasech, nebo ve střední části tunelu na spodní klenbě o minimální tloušťce rovněž 600 mm. V nejtěžších geotechnických podmínkách byla pod touto spodní klenbou navržena ještě železobetonová deska tloušťky až 1,5 m, která půdorysný rozměr tunelu přesahovala na každou stranu o 2 m. Délka bloku betonáže 10 m byla navržena jednotná pro celou délku tunelu. Hydroizolace byla navržena deštníkového typu s natavovanými asfaltovými pásy.

Předpokládaným geotechnickým podmínkám odpovídalo zajištění stability stavební jámy, jejíž hloubka v nejhlubším místě dosahuje 14 m. V oblasti obou portálů, v dobrých geotechnických podmínkách, byla stavební jáma navržena jako svahovaná, ve špatných geotechnických podmínkách, ve střední části tunelu, zajišťovala boky stavební jámy kotvená pilotová stěna s jednotnou hloubkou pilot 20 m. U vjezdového portálu byla svahovaná stavební jáma navržena v délce 130 m, u výjezdového portálu v délce jen 40 m. Zbývající délku stavební jámy 200 m zajišťovaly kotvené podzemní stěny. Pilotové stěny byly vlevo ve směru staničení kotveny ve čtyřech výškových úrovních, vpravo ve třech úrovních. Železobetonové převázky lanových kotev proto nebyly navrženy ve stejných výškových úrovních. Tunel byl mezi pilotovými stěnami navržen v celé délce se spodní klenbou, přičemž železobetonová deska pod spodní klenbou byla navržena v úseku délky 160 m.

I když zadávací dokumentace poskytovala kompletní projekt tunelu v podrobnosti realizační dokumentace, zvláštní technické a kvalitativní podmínky požadovaly při návrhu zajištění stavebních jam a konstrukčního řešení tunelu aplikací principů observační metody na základě skutečně zastižených geotechnických podmínek. To vyžadovalo při zpracování realizační dokumentace náročnou přípravu jak z hlediska předpokládaných variant technického řešení, tak nastavení okrajových podmínek, za kterých bylo technické řešení konkrétní varianty navrženo, a za kterých mohlo být při realizaci použito.

4. Optimalizace technického řešení v průběhu výstavby

Optimalizace technického řešení měla při zpracování realizační dokumentace dva základní cíle, které se však v mnohém doplňovaly. Jednalo se o optimalizaci stavebních postupů s cílem minimalizace rizik při provádění a optimalizaci technického řešení s cílem zlepšení užitných vlastností navrženého díla, zvýšení životnosti konstrukce a zlepšení údržby tunelu za provozu.

V první fázi byla prověřena šířka stavební jámy mezi pilotovými stěnami s ohledem na dostatečný prostor pro vnější bednění tunelového ostění, provádění hydroizolací a zášypů hloubené konstrukce tunelu. Po posouzení všech geometrických vztahů bylo konstatováno, že stavební jámu je nutné oproti požadavkům zadávací dokumentace rozšířit o 1,5 m. I tak zůstaly prostorové podmínky ve stavební jámě při realizaci velmi stísněné.

S postupem výstavby souvisela i úprava počtu a polohy železobetonových převázek pro kotvení pilotových stěn. Projekt zadávací dokumentace předpokládal jiný počet převázek na levé (4 ks) a pravé straně (3 ks) stavební jámy. Tento návrh vyžadoval při hloubení stavební jámy mezi pilotovými stěnami různé úrovně dílčích výkopů, ze kterých by byly převázky betonovány. Při návrhu technického řešení v realizační dokumentaci byl proto počet převázek na levé a pravé straně stavební jámy sjednocen na 3 úrovně, což umožnilo provádět těžení stavební jámy po etážích stejné hloubky a s rovným průběhem dna.

Na základě vlastní interpretace výsledků geotechnického průzkumu dospěl projektant realizační dokumentace k rozhodnutí, že typ konstrukce tunelu založené na spodní klenbě, která je uložena na železobetonové desce, nebude nutné použít. Dále tak byly v realizační dokumentaci sledovány pouze dva typy konstrukce ostění, a to v dobrých geotechnických podmínkách založeného na pasech a ve špatných geotechnických podmínkách založeného na spodní klenbě. Hydroizolační systém byl změněn z původně

navržených natavovaných asfaltových pásů na fóliovou izolaci standardně používanou na tunelových stavbách tohoto typu.

Vlastní interpretace výsledků geotechnického průzkumu vedla i k další zásadní změně technického řešení, a to k úpravě rozsahu stavební jámy zajištěné pilotovými stěnami. Z původní délky pilotových stěn 200 m došlo v realizační dokumentaci ke zkrácení 110 m. Úsek svahované stavební jámy se tak v oblasti vjezdového portálu prodloužil ze 130 m na 140 m, u výjezdového portálu ze 40 m na 120 m.

Změny rozsahu použití doznalo i rozdělení tunelu podle typů konstrukce ostění. Zadávací dokumentace předpokládala použití typu ostění založeného na pasech v úsecích svahované stavební jámy, mezi pilotovými stěnami pak byl použit typ založený na spodní klenbě. Na přechodu mezi svahovanou stavební jámou a pilotovými stěnami byl použit blok betonáže ostění založený částečně na pasech a částečně na spodní klenbě. Tento typ nebyl v realizační dokumentaci použit vzhledem k obtížné stanovitelnému statickému chování takto navržené konstrukce. Prognóza použití ostění se spodní klenbou odpovídala rozsahu úseku jámy zajištěné pilotovými stěnami s tím, že pro rozhodnutí o způsobu založení bylo v realizační dokumentaci stanoveno, v závislosti na skutečně zastížených geotechnických podmínkách, odpovídající kritérium. Na základě tohoto kritéria byl pak v průběhu výstavby úsek tunelu se spodní klenbou na začátku a konci pilotových stěn ještě zkrácen o dva bloky betonáže, tj. celkem o 20 m.

Další úprava technického řešení souvisela s technologickým postupem výstavby, prováděním záchranných výklenků a nouzového osvětlení tunelu. Kabely k nouzovému osvětlení jsou vedeny ve chráničkách v horní klenbě tunelu. Rozteč světél nouzového osvětlení v zadávací dokumentaci neodpovídala délce bloku betonáže. V bloku betonáže se záchranným výklenkem bylo umístěno jedno světlo nad výklenkem, v sousedním bloku betonáže pak byla umístěna dvě světla. Protože se zhotovitel rozhodl betonovat výklenky dodatečně až po betonáži tunelového ostění, bylo by vedení chrániček takto vzniklou pracovní spárou z hlediska provádění velmi rizikové. Proto došlo ke změně technického řešení a poloha nouzového osvětlení byla posunuta mimo záchranný výklenek. Rovněž došlo ke sjednocení vzdálenosti světél s délkou bloku betonáže. Tím došlo k výraznému zjednodušení provádění a snížení rizika poškození chrániček při betonáži. Úprava neměla vliv na zachování požadované intenzity světla na záchranné cestě 2 luxy.

V původním návrhu byly v tunelu kromě šachet na čištění drenáže a kabelových šachet navrženy ještě šachty požárního hydrantu pro provádění zásahu v tunelu. V realizační dokumentaci projektant navrhl technické řešení používané na již provozovaných tunelech na IV. železničním koridoru a pro vyústění armatury požárního vodovodu využil dostatečně prostorné šachty na čištění tunelové drenáže. Tím došlo ke snížení počtu šachet v tunelu, snížení pracnosti v době výstavby, ale i snížení provozních nákladů spojených s údržbou šachet. Vypuštění vody z potrubí po požárním zásahu je tak možné nejen v nejnižším bodě potrubí, ale ve sdružených šachtách i do tunelové drenáže.

K největšímu pokroku v technickém řešení došlo při změně systému odvodnění tunelu. Původní návrh vycházel z dosud standardně používaného systému drenáží, kdy boky tunelu odvodňuje boční tunelová drenáž s čistícími šachtami umístěnými do záchranných výklenků. Pláň tunelu odvodňuje středová drenáž situovaná do osy tunelu. Čistící šachty středové drenáže mají poklopy umístěné pod šterkovým ložem mimo oblast čís-

tičky štěrkového lože. Čištění střední tunelové drenáže je tak možné pouze po odstranění vrstvy štěrkového lože nad poklopem. To je spojeno s výlukou provozu v tunelu. Na koridorové trati znamená však i krátkodobá výluka značné náklady a čištění střední tunelové drenáže je prakticky neproveditelné. Proto projektant realizační dokumentace navrhl změnu systému odvodnění pláně jejím jednostranným vyspádováním, umístěním drenážního potrubí podél základu horní klenby a napojením drenážního potrubí na šachty pro čištění boční tunelové drenáže. Tento systém drenáže nebyl dosud v České republice v železničním tunelu použit a povede, kromě odstranění šachet na čištění středové drenáže, hlavně k výraznému snížení provozních nákladů, resp. k reálné možnosti čištění středové drenáže. Ze šachty umístěné do záchranného výklenku je tak možné čistit jak boční drenáž, tak drenáž pro odvodnění pláně. Snadné odvedení vody z pláně zajišťuje spádový beton.

5. Aplikace observační metody při výstavbě hloubeného tunelu

Aplikace principů observační metody při výstavbě hloubeného tunelu vyžaduje od projektanta realizační dokumentace rozsáhlou oblast činností, které je potřeba při zpracování realizační dokumentace provést. Důvodem je minimalizace rizika zdržení stavby při zastižení neočekávaných geotechnických podmínek, resp. podmínek, na které technické řešení realizační dokumentace není připraveno a bylo by nutné je v průběhu výstavby projektovat.

Proto bylo nutné:

- v první fázi provést vlastní interpretaci výsledků geotechnického průzkumu se zaměřením na použité typy zajištění stability stavební jámy a tunelového ostění,
- na základě vyhodnocení výsledků geotechnického průzkumu správně navrhnout délku svahovaných úseků stavební jámy a úseků zajištěných kotvenými pilotovými stěnami,
- v případě svahovaných úseků stavební jámy navrhnout jejich rozdělení na jednotlivé hloubkové etáže, navrhnout sklon a způsob zajištění stability jednotlivých etáží,
- v případě kotvených pilotových stěn navrhnout varianty hloubky vrtání pilot a způsob kotvení stěny v závislosti na zastižených geotechnických podmínkách a hloubce dna stavební jámy;
- vytvořit prognózu délky úseků stavební jámy pro svahovanou stavební jámu a úseků stavební jámy se zajištěním pilotovými stěnami včetně kritérií, za kterých mohou být jednotlivé typy zajištění stability stavební jámy, ve skutečně zastižených geotechnických podmínkách, použity.
- v případě typů tunelového ostění zvážit použití varianty ostění tunelu se spodní klenbou založenou na železobetonové desce, definovat kritéria použití jednotlivých typů ostění a vytvořit prognózu rozdělení tunelu do jednotlivých typů ostění (tj. klenby tunelu založené na základových pasech nebo na spodní klenbě).

Za těchto předpokladů se dalo očekávat, že realizační dokumentace bude pro předpokládané geotechnické podmínky obsahovat všechny typy konstrukcí, které bude možné podle daných kritérií použít a nedojde z důvodů neočekávaných geotechnických podmínek k zastavení stavby.

Pro zajištění stability stavební jámy byly navrženy tři základní typy:

- Svahovaná stavební jáma
- Svahovaná stavební jáma v místě tektonické poruchy
- Kombinace svahované jámy a zajištění pilotovou stěnou

Svahovaná stavební jáma byla navržena do geotechnických podmínek, které umožňovaly použít pro zajištění stability svahů jejich přirozený sklon, případně systémové kotvení tyčovými kotvami typu SN/IBO. První etáž stavební jámy byla navržena ve sklonu 1:2, druhá etáž 1:1 a třetí etáž 3:1. Svahy první etáže chránila proti splavování povrchových vrstev a degradaci vlivem povětrnostních podmínek protierozní matrace, druhá a třetí etáž byla zajištěna vrstvou stříkaného betonu. Ve druhé a třetí etáži bylo navrženo zlepšení horninového masivu kotvami SN/IBO délky 4 m, v rastru 2x2 m. Tento způsob zajištění svahů stavební jámy bylo podle provedených výpočtů možno provést, pokud horninový masiv geotechnického typu H1 sahal min. 1 m nad patu druhé etáže (nebo výše). Pokud by tento geotechnický typ nebyl v této úrovni zastižen, bylo nutné použít způsob zajištění určený pro tektonickou poruchu. Ten se od standardního řešení lišil modifikací způsobu zajištění třetí etáže prodloužením tyčových kotev na 6 m a zahuštěním rastru kotvení na 1,5 x 1,5 m. Tento způsob zajištění stability svahu stavební jámy nahrazoval původní technické řešení ze zadávací dokumentace s železobetonovou převázkou a předpjatými pramencovými kotvami v patě druhé etáže stavební jámy.

Do nejhorších geotechnických podmínek byl určen typ zajištění stability stavební jámy pomocí pilotových stěn vrtaných ze dna svahované první etáže stavební jámy.

Piloty o světlém průměru 980 mm a roztečí 1,4 m byly kotveny ve třech úrovních pramencovými kotvami. Prostor mezi kotvami stabilizovala vrstva stříkaného betonu se sítí. Piloty musely být v každém případě zavrtány minimálně 2 m pod úroveň dna stavební jámy, tj. základové spáry patek ostění tunelu. Proto hrálo významnou roli vyhodnocení zastižení geotechnických podmínek po dotěžení první etáže stavební jámy, kdy bylo nutné upřesnit rozsah provádění pilotových stěn.

Délka pilot byla v realizační dokumentaci navržena 20 m a 12 m s tím, že statické výpočty byly provedeny a varovné stavy stanoveny i pro délky pilot v tomto intervalu s krokem 1 m. Realizační dokumentace nepředpokládala použití pilot kratších než 12 m a delších než 20 m. V mezilehlých délkách bylo možné zkracovat výztuž připravených armokošů.

Vzhledem k předpokládanému průběhu vrstev horninového masivu proto hrálo stavení začátku a konce pilotové stěny zásadní roli. Zhotovitel přistoupil k tomuto úkolu odpovědně a vrtání pilot pojal jako doplňkový geotechnický průzkum. Piloty byly nejprve navrtány v předpokládaném začátku a konci pilotové stěny. Po ověření předpokládaného průběhu geologických vrstev a tím i projektovaného rozsahu pilotové stěny byly teprve vrtány další mezilehlé piloty. Výnos vrtů probíhal pod geotechnickým dohledem zaměstnanců firmy GeoTec-GS i zhotovitele. Délky pilot byly upřesňovány podle skutečně zastižených podmínek. Aby bylo možné při výstavbě použít principy observační metody, bylo zcela zásadní definovat kritéria jednotlivých typů zajištění stability stavební jámy i nasazení tunelového ostění založeného na základových pasech nebo spodní klenbě. Tomu věnovala realizační dokumentace mimořádnou pozornost. Kritéria byla definována na základě známých geotechnických typů, používaných v geotechnickém průzkumu a zde uvedených v tabulce č. 1. Vzhledem k rozsahu není možné tato kritéria zde uvádět.

Zájemci je mohou nalézt v článku publikovaném časopise Tunel 4/2021, který je volně dostupný na stránkách České tunelářské asociace www.itaaites.cz.

Pro rozhodování o typu konstrukce tunelového ostění založeného na základových pažích nebo na spodní klenbě bylo zásadním kritériem napětí v základové spáře. Ostění se spodní klenbou bylo nutné použít v prostředí, které nebylo schopné přenášet napětí větší, než $R_d=400$ [kPa]. Vyhodnocení podmínek zastižovaných na stavbě probíhalo v rámci geotechnického monitoringu, který prováděla firma GeoTec-GS.

6. Závěr

Výstavba dvoukolejného tunelu Zvěrotice probíhala a probíhá bez problémů. Konstrukce závislé na geotechnických podmínkách a zatížené tím určitou mírou nejistoty, jsou již dokončené. V době konání konference je vybetonováno ostění, provedeny hydroizolace a drenáže a kromě portálových úseků je v celé délce tunelu proveden zpětný zásyp. Ze stavební části zbývá dokončit gabionové stěny na obou portálech a vnitřní vybavení tunelu. Zkušenosti získané při projektování a realizaci tunelu opět potvrzují význam správného rozsahu geotechnického průzkumu a zejména jeho komplexního vyhodnocení. Při výstavbě se potvrdila prognóza stanovená v realizační dokumentaci a rozsah jednotlivých typů konstrukcí nemusel být výrazně měněn. Jedinou výjimkou byl rozsah tunelu se spodní klenbou, kde skutečně zastižené geotechnické podmínky v začátcích pilotových stěn umožnily zmenšit jeho délku o dva bloky betonáže, tj. o 20 m.

Tunel se nachází v těsné blízkosti města Soběslav a nelze zcela eliminovat dopady jeho výstavby na životní komfort obyvatel. Proto je nutné komunikovat jak s občany, kterých se výstavba železnice bezprostředně týká, tak s vedením města, které občany zastupuje.

Dobré vztahy mezi jednotlivými účastníky výstavby napomáhají k hladkému průběhu zpracování realizační dokumentace a vlastní výstavby tunelu.

Ing. Libor Mařík

SAGASTA s.r.o

Tel. 605 707 767

E-mail: libor.marik@sagasta.cz

Miroslav Ševčík

HOCHTIEF CZ a. s.

Tel. 724 610 131

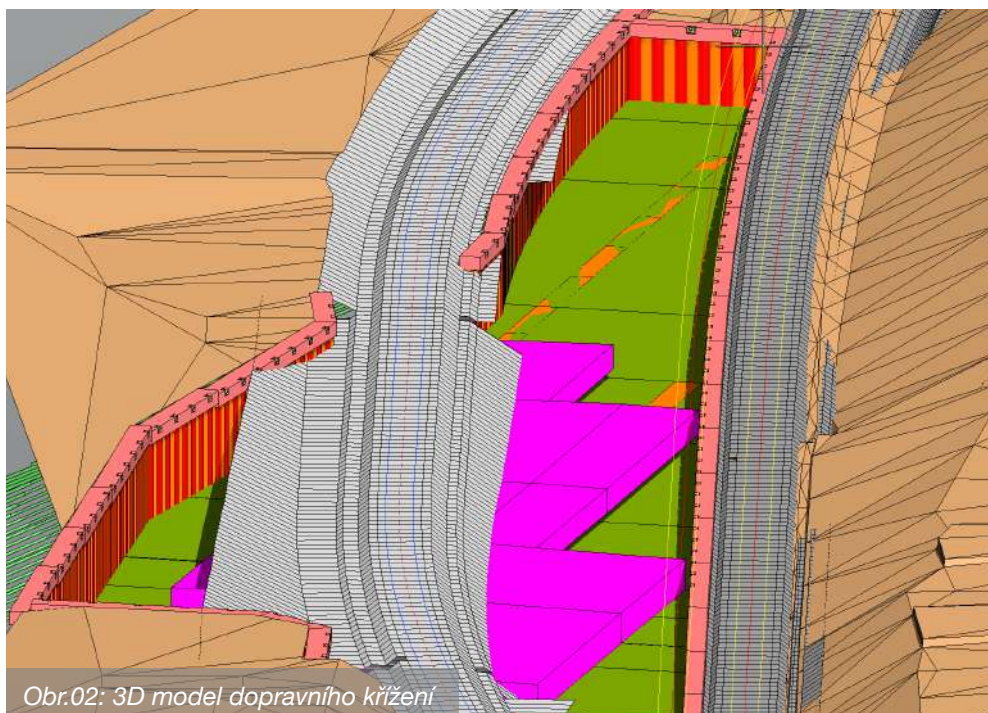
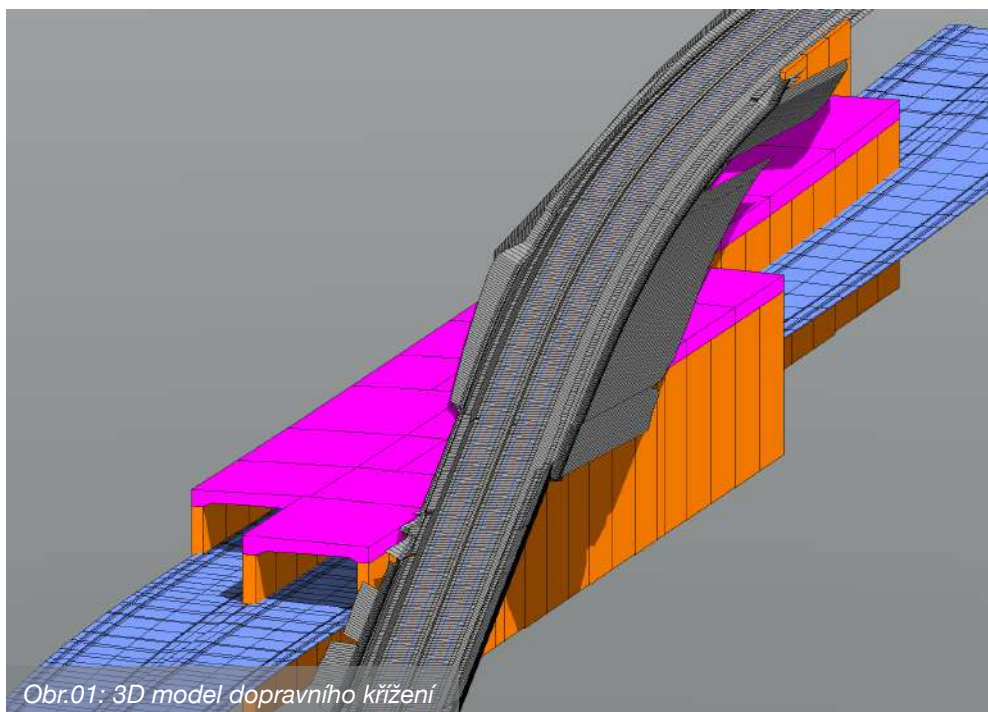
E-mail: miroslav.sevcik@hochtief.cz

Realizace tunelového zárodku v Plzni

Ing. Michal Uhrin, Ing. Marcel Poštek, SUDOP PRAHA a.s.

Prezentace popisuje technické řešení zárodku budoucího silničního tunelu projektované silnice I/20 pod aktuálně rekonstruovanou tratí Plzeň – České Budějovice v Plzni. V tomto místě tak dochází ke křížení stavby SŽ v realizaci s investičním záměrem ŘSD. SŽ se tak snaží již v předstihu pomoci ŘSD s technickým řešením podmínky kladené na budoucí výstavbu silnice I/20, která nesmí mít nepřiměřené negativní dopady na v té době již zrekonstruovanou trať.

Šířková kategorie tunelu je T-7,5/70 se dvěma jízdními pruhy v každém směru jízdy. Tunelové tubusy pro jednotlivé směry jízdy jsou vzájemně odděleny společnou železobetonovou zdí. Tunelové tubusy jsou obdélníkového tvaru, realizované hloubeným způsobem. V rámci stavby dráhy jsou realizovány svislé nosné konstrukce v podobě podzemních stěn a stropní deska překryta zpětným zásypem. V rámci stavby silnice bude realizováno hloubení, stavba základové desky a stavební a technologické vybavení tunelu. Křížení probíhá pod velmi ostrým úhlem. Statické řešení se muselo vypořádat se zatížením stropní desky tunelu provozem na trati, odděleným násypem velmi omezené mocnosti.





Obr.03: Mechanizace – drapák



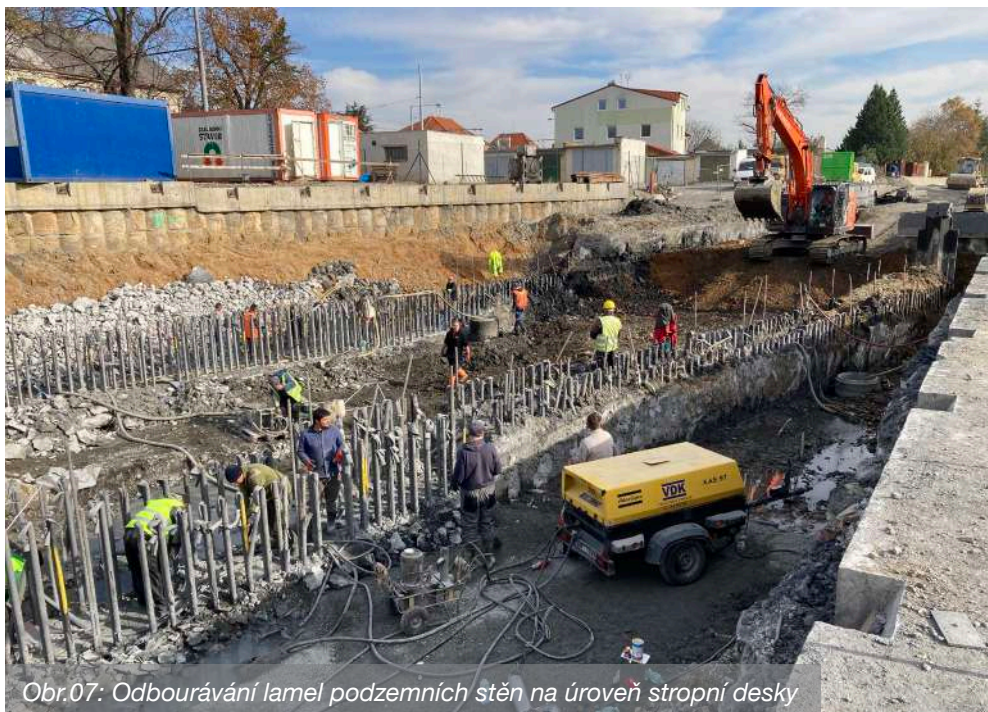
Obr.04: Mechanizace – hydraulická fréza



Obr.05: Ukládání armokošů do podzemních stěn



Obr.06: Ukládání armokošů do podzemních stěn



Obr.07: Odbourávání lamel podzemních stěn na úroveň stropní desky



Obr.08: Armování stropní desky tunelového zárodku



Obr.09: Armování stropní desky tunelového zárodku



Obr.10: Sestavená armatura stropní deska před betonáží



Obr.11: Vybetonovaná stropní deska prvního bloku



Obr.12: Pohled na bloky stropní desky v různých fázích výstavby

Ing. Michal Uhrin

SUDOP PRAHA a.s.

Tel.: +420 605 229 007

E-mail: michal.uhrin@sudop.cz

Ing. Marcel Poštek

SUDOP PRAHA a.s.

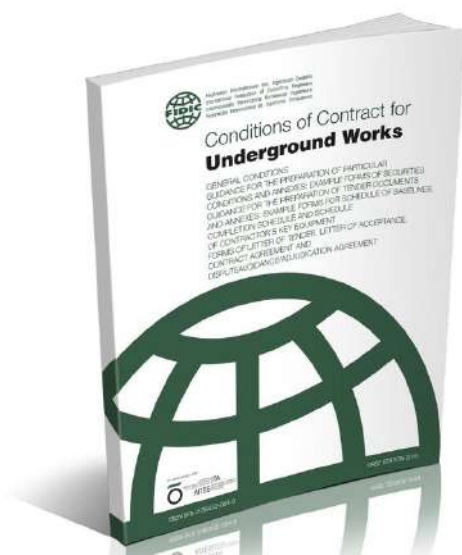
Tel.: +420 705 628 672

E-mail: marcel.postek@sudop.cz

Představení Smaragdové knihy FIDIC

Ing. Michal Uhrin, SUDOP PRAHA a.s.

Prezentace představuje nový smluvní vzor FIDIC, tzv. Smaragdovou knihu, která byla vydána v roce 2019 na základě společné aktivity organizací FIDIC a ITA-AITES a je zaměřená specificky na podzemní stavby. Prezentace se věnuje novým nástrojům, které Smaragdová kniha využívá na řízení rizik základové půdy v podzemní a rozdělení rizik mezi objednatel a zhotovitele.



Ing. Michal Uhrin
SUDOP PRAHA a.s.
Tel.: +420 605 229 007
E-mail: michal.uhrin@sudop.cz

Tunely na traťovém úseku Nemanice I – Ševětín

Ing. Petr Makásek, Ph.D., Ing. Michal Hnilička, Ing. Aleš Veverka,
Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.

1. Úvod

Poslední část modernizace IV. železničního koridoru mezi Prahou a Českými Budějovicemi v úseku Nemanice I – Ševětín obsahuje dva významné tunelové objekty: Chotýčanský tunel délky 4806 m a Hosínský tunel délky 3120 m. Pro tento traťový úsek dlouhý zhruba 17 km byl na konci roku 2021 zpracován projekt pro stavební povolení.

V rámci projektu DÚR byla zpracována studie porovnávající několik variant obou tunelů. Studie porovnávala variantu dvojice jednokolejných tunelů s jedním tunelem dvojkolejným. Zabývala se koncepcí únikových cest a porovnávala varianty vertikálních úniků pomocí šachet s horizontální paralelní štolou a jejich kombinaci. Z tohoto porovnání vyšly jako investičně nejvýhodnější dva dvojkolejné tunely s odlišným řešením únikových cest. Chotýčanský tunel je navržen se čtyřmi vertikálními únikovými cestami pomocí únikových šachet. Oproti tomu Hosínský tunel má únikové cesty řešeny paralelními únikovými štolami (severní a jižní), které nejsou ve střední části tunelu vzájemně propojeny.

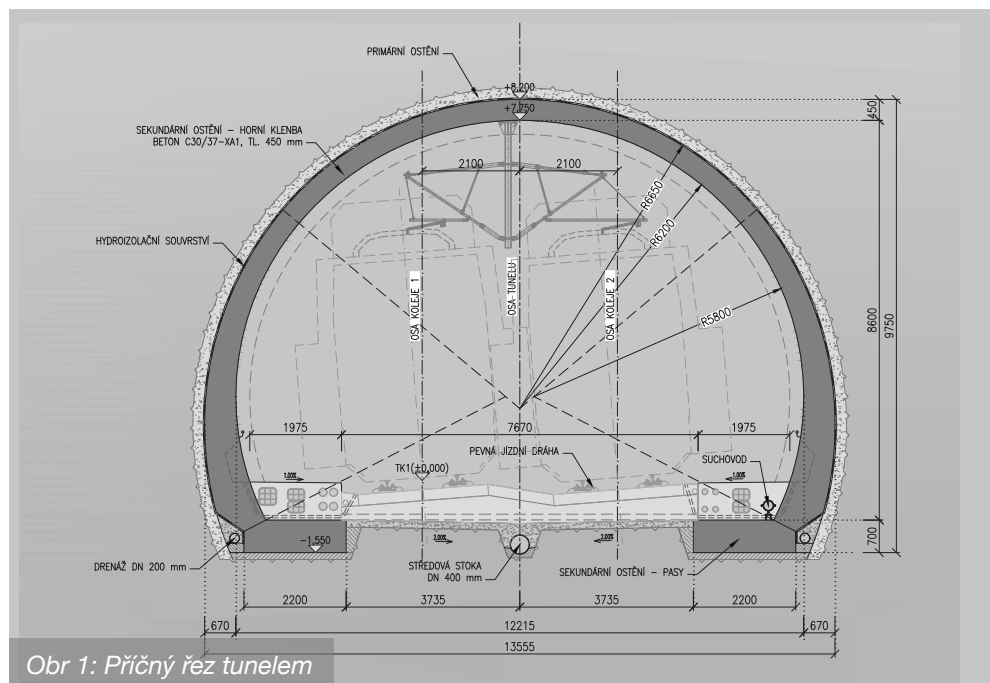
2. Návrh příčného řezu tunelu

Traťové tunely jsou navrženy jako dvoukolejné s osovou vzdáleností kolejí 4,2 m pro návrhovou rychlost 200 km/hod s pevnou jízdní dráhou. Trasa obou tunelových staveb je navržena v obousměrných obloucích s přechodnicemi a mezilehlými přímými úseky. Výškově obě tunelová díla stoupají ve směru staničení (od Českých Budějovic). Pro oba tunely byl navržen jednotný průjezdný průřez, který vychází ze Vzorového listu pro rychlosti od 161 do 230 km/h, pevnou jízdní dráhu a převýšení od 0 do 160 mm. Světlá výška tunelu je 7,75 m nad TK a světlá šířka v nejširším bodě 12,21 m.

V průběhu koordinace se zpracovateli technologických souborů byly výrazně rozšířeny chodníky, protože do kabelových tras pod chodníkem je nutné uložit nejen slaboproudá kabelová vedení pro sdělovací a zabezpečovací techniku, řízení a monitoring tunelu, ale také optické kabely s velkým minimálním poloměrem ohybu, suchovod a především silnoproudé kabely 6 kV pro napájení tunelové technologie a 25 kV pro trakční vedení. Silnoproudá kabelová vedení musejí být navíc od slaboproudých odděleny betonovou stěnou tloušťky minimálně 300 mm. Výsledkem je rozšíření obou chodníků na šířku 1975 mm, viz obrázek 1.

Vzhledem k tomu, že předpisy správce tunelu neumožňují provádění údržby při rychlostech 200 km/h (jedná se o vysoce rizikovou činnost), údržba bude prováděna vždy za výluky provozu v tunelu (jednokolejná, nickolejná, omezení rychlosti průjezdu na max. 60 km/h). V kombinaci s šířkou volného prostoru v tunelu na chodnicích byly v tunelech Hosín a Chotýčany bezpečnostní výklenky na základě projednání s investorem vypuštěny. Toto rozhodnutí přinese výraznou úsporu investičních nákladů a zjednodušení realizace díla. Výklenky jsou v tunelu částečně zachovány vzhledem k nutnosti umístění šachet pro čističnou drenáž, které jsou v tunelu rozmístěny ve výklencích po max. 50 m. Tyto výklenky budou provedeny v šířce 2000 mm dle požadavku normy na rozměry záchranného výklenku.

Sekundární ostění traťových tunelů je navrženo minimální tloušťky 450 mm z vyztuženého monolitického železobetonu. Profil tunelu je dle zastižených geologických podmínek navržen jak na pasech, tak se spodní klenbou. Obě tunelová díla jsou opatřena deštníkovým systémem izolace doplněným bočními drenážemi, které jsou každých 50 m osazeny čističí šachtou a příčným svodem napojeným do středové stoky tunelu. Část raženého Chotýčanského tunelu od vjezdového portálu nacházející se v navětralých až plně zvětralých rulách je navržena s celopláštovou izolací pro omezení trvalého drenážního účinku tunelu.

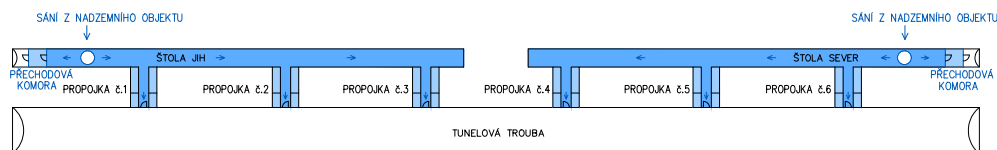


Obr 1: Příčný řez tunelem

3. Hosínský tunel

Hosínský tunel má celkovou délku 3120 m. Z toho je hloubený tunel vjezdového portálu dlouhý 144 m, ražený tunel 2808 m a hloubený tunel výjezdového portálu 168 m.

Únikové štolý tunelu Hosín jsou řešeny jako dvě samostatné paralelní štolý ústící na portál tunelu, jižní délky 1364 m a severní délky 1347 m. Každá úniková štolý je propojena s traťovým tunelem třemi tunelovými propojkami ve vzájemných vzdálenostech 432 – 456 m, do kterých jsou umístěny technologické místnosti (sdělovací místnost, slaboproudá rozvodna a v propojce č. 2 a 5 také místnosti trafostanice). Profil únikových štol byl oproti DÚR navýšen, aby umožnil vjezd současné techniky IZS (průjezdový profil 3,5 x 3,5 m pro standardní vozidla HZS). V místě propojek jsou na únikových štolách navrženy výhybny a na konci štol koncepční řešení umožňuje otočení vozidla IZS.



Obr 2: Schéma větrání únikových cest Hosínského tunelu

Protože portály tunelové trouby a únikové štolý ústí vždy do jedné portálové oblasti, která se navíc nachází v obou případech v zářezu, hrozilo by zde v případě zakouření nasátí znečištěného vzduchu do únikových cest. Z tohoto důvodu byly pro účely požárního větrání obě štolý doplněny sacími objekty osazenými na terénu, které budou sloužit pro sání čerstvého vzduchu mimo portálové oblasti tunelu, viz obrázek č. 2.

3.1 Geologické podmínky a ražba tunelu

Tunel prochází metamorfovanými horninami jednotvárné série moldanubika proterozoického stáří. Převládajícím typem hornin jsou částečně migmatizované, biotitické a sillimanitbiotitické pararuly až migmatity, které nepravidelně obsahují vložky ortorul, aplitů. Pararuly jsou šedé, jemnozrné, bíle páskované, s proměnlivým sklonem foliace převážně cca 30 – 50° směrem k SV až V. Horniny jsou proměnlivě prokřemenělé. Ortoruly jsou šedé až bělavé, místy narůžovělé, středně až hrubě zrnité, silně prokřemenělé. Horniny jsou velmi pevné a křehké. Intenzita rozpukání a stupeň zvětrání je menší než u pararul.

Směrem od vjezdového portálu až do jedné třetiny tunelu jsou tyto horniny překryty subhorizontálně uloženými křídovými uloženinami. Jedná se převážně o kaolinické pískovce a pestré prachovce a jílovce. Pískovce jsou převážně bělošedé až narůžovělé, hrubozrné až drobně štěrkovité, křemité, s nedokonale opracovanými zrny. Jejich tmel (výplň) je převážně kaolinický. Jílovce jsou pestré (bělavé, šedé, cihlově červené, zelenkavé), velmi tenké vrstevnaté, celistvé, pouze ojediněle s kostkovitým rozpadem. Ověřená mocnost křídových hornin v trase tunelu je u jižního vjezdového portálu až 22,0 m. Ve směru staničení mocnost poměrně výrazně klesá a uloženiny postupně vyklíňují směrem k povrchu.

V úseku hloubeného tunelu u výjezdového portálu jsou metamorfované horniny prote-rozoika překryty terciárními zeminami, které jsou zastoupeny uloženinami spodní části

mydlovarského souvrství neogenního stáří. Jedná se o subhorizontálně uložené a nepevněné zeminy, převážně o jemnozrnné jílovité uloženiny s podružnými vložkami zemin písčitých či štěrkovitých. Převažují rezavě hnědé, šedé a zelenkavé jílovité zeminy, ojediněle s příměsí písku. Toto souvrství také obsahuje až 8 m mocné polohy mladého uhlí – lignitu a polohy diatomitů (křemeliny).

V rámci ražeb jsou navrženy technologické třídy výrubu horizontálního členění výrubu od TTV 2, 3 a 4 pro prostřední navětralých až zdravých pararul a ortorul, a technologické třídy 5a, 5b do silně až zcela zvětralých pararul.

3.2 Geologická rizika na výjezdovém portálu a nutná úprava řešení

V celém úseku hloubeného tunelu výjezdového portálu a přilehlé otevřené jámy pro přístupovou komunikaci k portálu tunelu jsou předpokládány velmi nepříznivé inženýrsko-geologické podmínky. Na komplikovanosti lokality z geotechnického hlediska se podílí zejména přítomnost nepevněných terciérních uloženin s velmi vysokou a extrémně vysokou plasticitou, výskyt mocných poloh s velmi vysokou organickou příměsí, střídání poloh izolátorů v kombinaci s napjatou hladinou podzemní vody v propustnějších polohách.

Geologický profil je od povrchu tvořen proměnlivou mocností (0 – 4 m) kvartérních deluviálních hlín charakteru jílu a písčitých jílu, které překrývají terciérní uloženiny neogenního stáří. Horní souvrství terciérních uloženin mocnosti 8 – 11 m jsou tvořeny hlínami s velmi vysokou až extrémně vysokou plasticitou, ve kterých se nachází značně proměnlivé mocnosti diatomitů (až 2 m). Porézní polohy diatomitů (křemeliny) obsahují značná množství křemičitých schránek rozsivek, které výrazně zvyšují propustnost a významně snižují objemovou hmotnost zemin (saturovaná objemová hmotnost cca 14,0 kN/m³). Diatomické hlíny jsou také extrémně citlivé na vodní režim, kdy se jejich slušně kohezní charakter ($\Phi_p' = 28^\circ$, $c_p' = 24$ kPa) se zvyšující vlhkostí rychle mění do extrémně rozbíhavé konzistence.

Diatomické hlíny překrývají starší sedimenty s vyšším obsahem organické složky, přecházející v lignit. Souvrství mocné 6 – 8 m nabývající charakteru uhelných tuhých a pevných jílu obsahuje významné a značně proměnlivé prouhelněné polohy (mocnosti až první jednotky metrů), místy přecházející v dobře zachovalé dřevité zbytky neogenní flóry. Z hlediska geotechniky by bylo možné tomuto souvrství přiřadit mechanické parametry odvozené z kompaktních jílovitých poloh ($\Phi_p' = 17^\circ$, $c_p' = 13$ kPa), ale na polohy s významnější lignitovou nebo dřevitou složkou nelze vůbec aplikovat mechaniku zemin založenou na nestlačitelnosti skeletu. Poloha organických zemin byla sice zastížena pod klenbou portálu hloubeného tunelu v přibližně subhorizontální poloze, ale vrtným průzkumem bylo zjištěno, že směrem k okraji pánve (proti směru staničení) dochází k vyvlečení lignitů (tektonicky nebo sedimentačně) i do profilu tunelu.

Problematickostí lignitového horizontu navyšuje přítomnost napjaté zvodně s výtlačnou úrovní až k povrchu terénu (místy až 10 m), která je pravděpodobně dotována z puklinového prostředí výše vyklenutého krystalinika spojeného s lignitovým horizontem na tektonickém zlomu. Napjatá hladina podzemní vody v lignitové zvodni tak představuje zvýšené riziko protržení dna při plánovaném hloubení jámy a souvisejícím významným oslabení nadložního jílovitého izolátoru.

Lignitové souvrství nasedá na sedimentačně starší souvrství hlín nebo jílu s vysokou až k extrémně vysokou plasticitou tuhé až pevné konzistence, které je v určitých hloubkách proloženo proměnlivými vrstvami nebo čočkami pevných až tuhých písčitých hlín a jílu, případně i ulehých hlinitých a jílovitých písků. Skalní podloží krystalinika bylo v oblasti portálu raženého tunelu ověřeno vrtnými pracemi v hloubce cca 30 m pod terénem, ale v oblasti portálu hloubeného tunelu jej lze předpokládat z důvodu přítomných tektonických zlomů a uklonění dna pánve až cca 45 m pod terénem.

Založení konstrukcí v oblasti výjezdového portálu, je tak značně komplikované. Hloubený tunel bude realizován v rozpírané stavební jámě se značnou hloubkou založení, aby se dosáhlo do únosného skalního podloží. Jáma bude provedena společně pro traťový tunel a únikovou štolu, která bude namísto původního návrhu ražené štoly provedena jako hloubená. Podélné stěny jámy budou doplněny příčnými stěnami pod úrovní stavební jámy, které budou částečně zahloubeny do skalního podloží k zajištění stability spodní desky. Trvalé zajištění portálu je nutné pomocí podzemních stěn a maximálního sklonu svahu 1:3. Stejně tak technologický objekt a železniční spodek pod pevnou jízdní dráhou před tunelem budou speciálně založeny. Zároveň bude nutné zajistit dostatečné odvodnění vrstvy lignitů, aby nedocházelo k prolomení dna zpevněných ploch před portálem tunelu, obrázek 3.

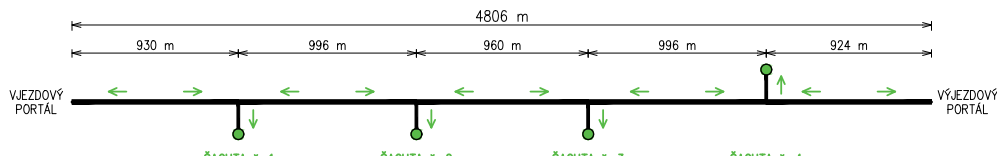


Obr 3: Vizualizace výjezdového portálu Hosínského tunelu

4. Chotýčanský tunel

Chotýčanský tunel má celkovou délku 4806 m. Z toho hloubený tunel vjezdového portálu je dlouhý 60 m, ražený tunel 4464 m a hloubený tunel výjezdového portálu 282 m.

Pro únik osob z tunelu při mimořádné události jsou navrženy čtyři únikové cesty ve vzájemných vzdálenostech do 1000 m. Únikovou cestu vždy tvoří technologická komora, kde jsou soustředěny technologické místnosti (2 x místnost trafostanice, místnost pro sdělovací zařízení a slaboproudá rozvodna), propojovací chodba a šachta. Jednotlivé šachty mají výšky 77 m, 44 m, 27 m a 26 m, jejich umístění na terénu pak ovlivňuje délku propojovací chodby a směr úniku z tunelu, kdy šachty 1 až 3 jsou umístěny vpravo ve směru staničení a šachta č. 4 vlevo, viz obrázek č. 4.



Obr 4: Schéma únikových cest Chotýčanského tunelu

Šachty Chotýčanského tunelu jsou navrženy s únikovým schodištěm a evakuačním výtahem, který bude mít prioritu využití jednotkami HZS pro vedení požárního zásahu. Výtah byl dle doporučení HZS doplněn také do šachet č. 3 a 4, přestože nejsou hlubší než 30 m a dle normy zde výtah být nemusí. Všechny šachty tak mají stejné dispoziční řešení.

Na tunelových portálech a u výstupu ze všech záchranných šachet jsou navrženy záchranné a nástupní plochy pro složky IZS o velikosti 500 m² v souladu s evropským předpisem TSI pro bezpečnost v železničních tunelech.

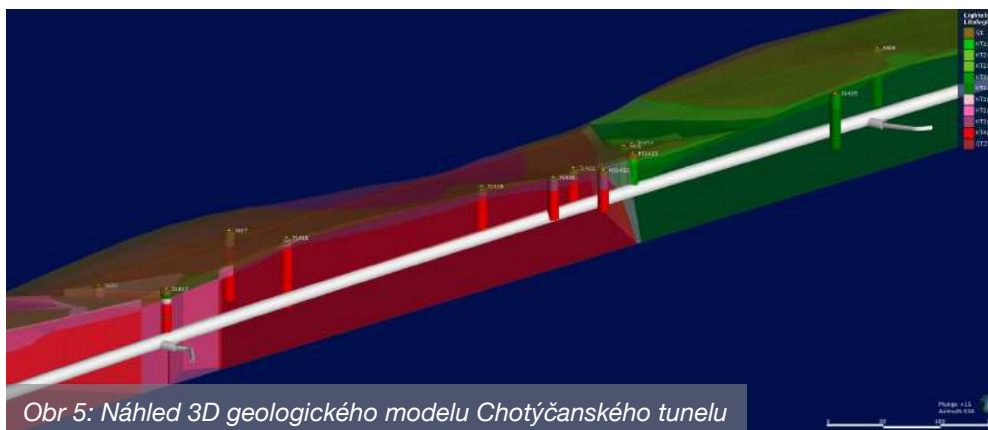
4.1 Geologické podmínky a ražba tunelu

Trasa tunelu prochází metamorfovanými horninami moldanubika, hlubinnými vyvřelými horninami ševětínského granodioritu. Při výjezdovém portálu mohou být v hloubené části tunelu zastíženy i svrchnokřídové sedimenty a horniny klikovského souvrství. Silné tektonické porušení horninového masívu se značným hloubkovým dosahem velmi nepříznivě ovlivňuje budoucí realizaci tunelu. Velmi nepříznivé podmínky panují v prvním kilometru tunelu vázané na pararulový horninový základ. Hloubkový dosah zvětrání dosahuje v blízkosti tektonických poruch až 40 m a lokálně zasahuje až do úrovně projektovaného tunelu. V magmatických horninách ševětínského granodioritu jsou podmínky ražby příznivější, nicméně směrem k výjezdovému portálu hluboké zvětralínové zóny zasahují do úrovně tunelu, v portálové oblasti pak i hluboko pod počvu.

Veškeré geologické podklady pro Chotýčanský tunel byly zpracovány do 3D geologického modelu pomocí softwaru Sequent Ltd, Leapfrog, s využitím databáze účelově sestavené z dostupných inženýrsko-geologických vrtů. Náhled 3D modelu viz obrázek 5.

V rámci ražeb je vzhledem k poměrně pestrým geologickým podmínkám navrženo široké portfolio horizontálně členěných technologických tříd výrubu od TTV2, 3 a 4 pro horninové prostřední rul a granodioritů, po technologické třídy 5a, 5b, 5c pro silně až zcela zvětralé horniny a třídu 6, která předpokládá plné předstihové vytryskání profilu raženého tunelu v nejhorsích geologických podmínkách. Maximální plocha čelby raženého tunelu v TTV 5c je 159.8 m² při šířce výrubu 15,44 m a výšce 13,13 m.

V blízkosti hloubeného tunelu výjezdového portálu dochází ke křížení ražené části tunelu s povrchovým vedením velmi vysokého napětí (2x110kV a 2x400kV), jehož sloupky zasahují do predikované poklesové kotliny vyvolané ražbou tunelu. Vzhledem k tomu, že se jedná o páteřní vedení, není možné ho vypnout a přeložit, bude před ražbou nutné realizovat opatření proti pohybu ohrožených sloupů VVN a zajistit jejich kontinuální monitoring během výstavby.



4.2 Křížení s dálnicí D3

V blízkosti výjezdového portálu tunelu Chotýčany trasa křížuje stávající dálnici D3 úsek Ševětín – Borek zprovozněnou v prosinci 2019. V rámci DÚR tunelu Chotýčany se počítalo s předstihovým objektem vybudovaným v rámci výstavby dálnice, který by umožnil následnou výstavbu železničního tunelu pod provozovanou dálnicí. Bohužel k výstavbě tohoto objektu nedošlo a v rámci dokumentace DSP je nyní nutné se s tímto stavem vypořádat. Křížení tras je ve velmi ostrém úhlu, navíc je dálnice v místě křížení vedena v zářezu, takže zde jsou výškově velmi stísněné podmínky. Z tohoto důvodu je část hloubeného tunelu výjezdového portálu tunelu Chotýčany v délce 138 m navržena v obdélníkovém profilu, kde se v rámci návrhu hledal každý milimetr. Nakonec se podařilo průjezdný profil do minimálního prostoru dostat za využití výjimky pro prostor na upevnění trakčního vedení a snížení tloušťky stropní konstrukce tunelu v rámci statického návrhu. Výškově také musí být upravena stávající středová kanalizace dálnice, aby výškově nadešla tubus železničního tunelu. Vzhledem k minimálnímu nadloží bude křížení realizováno v hloubené stavební jámě, postupně v několika základních fázích, během kterých bude docházet vždy k částečnému omezení dopravy dálnice D3, nicméně provoz bude po celou dobu výstavby zachován. Během těchto fází bude postupně probíhat výstavba stavební jámy, betonáž jednotlivých bloků hloubeného tunelu, izolování a zásyp dokončených bloků a výstavba provizorních vrstev vozovky, na které bude následně doprava převedena. Až po kompletním dokončení tunelového díla budou definitivně obnoveny konstrukční vrstvy vozovky a bude obnoven provoz v plném profilu dálnice.

5. Bezpečnostní dokumentace

V rámci zpracování dokumentace bylo podrobněji rozpracováno požárně bezpečnostní řešení obou tunelů, kterým se prokazuje splnění požadavků požární bezpečnosti stavby a jejich technologií. Vzhledem ke specifickým obou tunelů jsou podmínky hodnocení bezpečnostního rizika odlišné od projektování běžných pozemních staveb díky rychlému rozvoji požáru v uzavřeném tunelovém prostoru a specifickými podmínkami odvětrání. Vysoká intenzita požáru a šíření zplodin hoření významně zhoršují podmínky pro evakuaci a zásah složek IZS, proto součástí požárně bezpečnostního řešení byla zpracována riziková analýza, která podrobněji hodnotila samoevakuace osob z hořící vlakové sou-

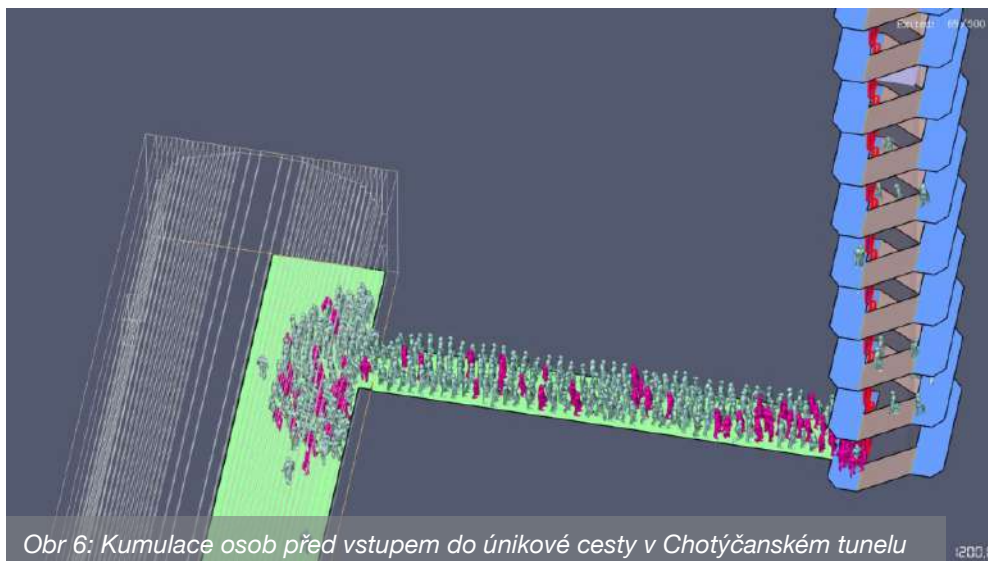
pravy v tunelu prostřednictvím matematické simulace. Pro zpracování modelů byly zvoleny nejnepríznivější návrhové scénáře, kdy dojde k zastavení hořící vlakové soupravy v blízkosti jednoho vstupu do únikové cesty a tím k jeho zablokování. Osoby ze zasažené soupravy jsou pak nuceny utíkat tunelovou troubou k další únikové cestě.

5.1 Výsledky modelů evakuace

V průběhu evakuace se postupně zhoršují podmínky pro unikající osoby a tím dochází k nárůstu počtu ohrožených osob sníženou viditelností v modelovaném úseku.

Celková doba evakuace osob z vlakové soupravy pro nejnepríznivější modelovou situaci v Hosínském tunelu vychází na cca 67 minut. Průchod osob z tunelové trouby do chráněné únikové cesty je plynulý a během celé evakuace nedochází ke kumulaci osob před vstupem do tunelové propojky.

Celková doba evakuace osob z vlakové soupravy pro nejnepríznivější modelovou situaci v Chotýčanském tunelu vychází na cca 50 minut. Při modelování evakuace docházelo k hromadění osob v únikové cestě díky částečné kumulaci osob před vstupem do šachty z důvodu čekání části osob na výtah. Tím docházelo k zaplnění krátké chodby a kumulaci osob přímo v tunelové troubě u vstupu do únikové cesty. Osoby, které by takto zůstaly v nechráněném prostoru, by byly ohroženy na životě, takže posuzovaný scénář byl hodnocen jako společensky nepřijatelný. Na základě výsledků byly proto krátké chodby do šachet č. 1 a 4 zaústěny situačně z jiného směru a tím došlo k jejich prodloužení. Touto úpravou bylo dosaženo zvýšení kapacity únikové cesty pro nahromaděné osoby v průběhu evakuace. Výsledkem modelace upraveného stavu je plynulý průchod osob z tunelové trouby do chráněné únikové cesty. V samotné chodbě dochází k částečné kumulaci osob před vstupem do záchranné šachty z důvodu čekání na výtah, ale během celé evakuace nedochází ke kumulaci osob před vstupem do únikové cesty, což znamená, že má dostačující prostorovou kapacitu, viz obrázek č. 6.



Obr 6: Kumulace osob před vstupem do únikové cesty v Chotýčanském tunelu

6. Závěr

Dvojkolejné železniční tunely obdobné délky nebyly prozatím v ČR realizovány, proto ani řešení jednotlivých problémů není standardní. Tunel Chotýčany bude navíc svojí délkou nejdelším železničním tunelem v ČR. Projektová příprava tunelů Hosín a Chotýčany je tedy vzhledem k jejich délce, době uplynulé od vzniku DÚR a rozmanité geologické situaci velmi zajímavá a stává se tak velkou výzvou pro všechny zúčastněné.

Reference

[1] Modernizace trati Nemanice I – Ševětín, projektová dokumentace DSP, Mott MacDonald CZ, spol. s r.o., 2021.

[2] Bezpečnostní dokumentace Chotýčanského a Hosínského tunelu, Fakulta bezpečnostního inženýrství VŠB – TUO, 2021.

[3] Tunely Chotýčany a Hosín – Větrání únikových cest. IP Engineering GmbH, Münchenstein, Švýcarsko, 2021.

[4] MAKÁSEK, P., HNILIČKA, M., Tunely na úseku Nemanice I – Ševětín. Stavebnictví, 10/2021.

[5] HNILIČKA, M., KUČERA, P. Návrh Hosínského a Chotýčanského tunelu s důrazem na bezpečnostní řešení. Tunel, 2022, č. 1.

Ing. Petr Makásek Ph.D.

E-mail: petr.makasek@mottmac.com;

Tel.: 601 394 062

Mott MacDonald CZ, spol s r.o.

Národní 984/15, Praha 1, 110 00

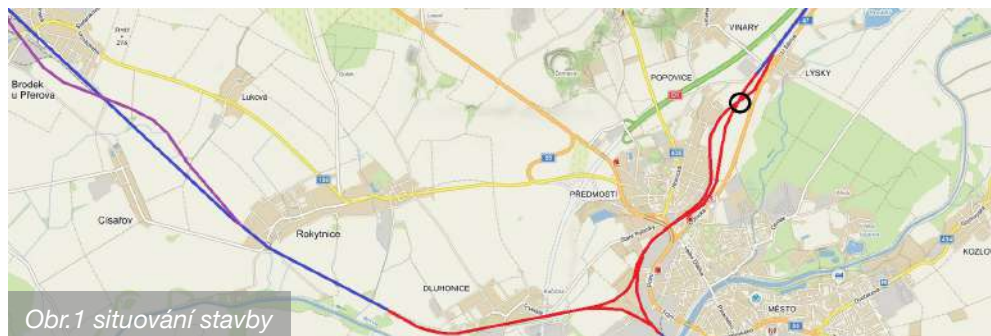
Rekonstrukce žst. Přerov, 2. stavba, SO 19–19–04 t.ú. Dluhonice – Prosenice, železniční most v km 4,863 (2S)

Ing. Jaroslav Sedláček, MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.

1. Situování a rozsah stavby

Železniční most v km 4,863 Dluhonické spojky převádí jednokolejnou trať přes 3 koleje III. tranzitního koridoru u žst. Přerov. V letech 1999–2002 byl rekonstruován úsek Přerov Hranice, v letech 2004–2005 úsek Olomouc Přerov. Chybějící část uzlu Přerov byl vzhledem k velkému rozsahu a finanční náročnosti rozdělena na 3. stavby. Uzel Přerov, 1. stavba zahrnovala železniční stanici Přerov a byla realizována v letech 2009–2014. Součástí Uzlu Přerov, 2. stavby byl triangl kolejí Přerov – Dluhonice – Prosenice, kde je na přesmyku kolejí most v km 4,863. Tato část byla realizována v letech 2019–2021. Poslední částí je Uzel Přerov, 3. stavba, jejíž součástí je přesmyk kolejí na trati Olomouc–Dluhonice. Tato část je ve stupni DUR a výstavba je plánována v roce 2033. (Obr. 1).

Součástí Uzlu Přerov, 2. stavby byla rekonstrukce 8 železničních mostů, přestavba silničního nadjezdu, náhrada přejezdu novým nadjezdem a výstavba 2 lávek pro pěší.



Obr.1 situování stavby

2. Původní stav

Původní most v km 4,863 byl vybudován v roce 1974 při výstavbě přesmykové koleje 2s. (Obr. 2,3). Jednalo se o příhradovou konstrukci se svislicemi s přímo poježděnou dolní mostovkou. Horní pás konstrukce byl uzavřený truhlík šířky 0,5m. Dolní pás měl tvar π s horní pásnicí tvořenou mostovkovým plechem. Příčnický v rastru 5,6 m byly propojeny podélníky tvaru „I“ umístěnými v osové vzdálenosti 1,52 m, tzn. pod kolejnicovými pásy. V místě horního pásu bylo ztužení z trubek. Konstrukce byla svařovaná z oceli S235. Diagonály a svislice byly k hlavním nosníkům uchyceny šrouby. Rozpětí konstrukce bylo 56,0 m, délka přemostění 54,12 m a úhel křížení 25°. Volná šířka na konstrukci byla 5,1 m, celková 6,0 m. Výška konstrukce byla 7,5 m volný výška pod mostem 6,55 m. Celková hmotnost konstrukce byla 240 t (4,28 t/m).

Opěry jsou plošně založené na štěrkopískovém polštáři. tl. 1,5 m. Základ opěry je ve spodní části na výšce 0,5 m z betonu C8/10 (B135). Nad ním je 2,0 m vysoký železobetonový základ z betonu C–/12,5 (B170). Betonová opěra z betonu C–/12,5 (B170) má tloušťku 3,5 m a je vysoká 7,5 m. Na ní je umístěn železobetonový úložný práh z betonu C16/20 (B250) výšky 1,15 m. Na opěry navazují betonová tížná křídla. Vzhledem k šikmosti křížení je jedno křídlo kolmé, druhé je rovnoběžné. Rovnoběžné křídlo je na patě svahu doplněné opěrnou zídou kopírující svahový kužel.



*Obr. 2. pohled zprava trati
ve směru Bohumín*



*Obr. 3 pohled na nosnou
konstrukci*

V roce 1997 byly zavařeny, případně odvrtány trhliny na výztuhách podélníků (obr. 4) a stoličkách uchycení kolejí (obr. 5). Dále byl proveden náter konstrukce. Dle revizní zprávy bylo v roce 2012 hodnocení 3 (NK) / 2 (sp. stavba) z důvodu trhlin v konstrukci a degradace betonu. Současně byla snížena maximální rychlost na 80 km/hod.



Obr. 4 Detail trhliny



Obr. 5 Trhlina na stoličce uložení koleje

3. Projektování rekonstrukce mostu

V původní přípravné dokumentaci k uzlu Přerov z roku 2005 nebylo s mostem vzhledem k jeho rekonstrukci v roce 1997 uvažováno. V roce 2014 byla ve studii proveditelnosti již pro Uzel Přerov, 2. stavba navržena jeho přestavba. V roce 2015 následovala přípravná dokumentace, kde byla potvrzena výměna nosné konstrukce na ponechané spodní stavbě. Vzhledem k vytiženosti trati pod mostem a krátkým výlukám bylo hlavní náplní této dokumentace stanovení způsobu výstavby, kdy jedinou možností byla montáž celé konstrukce pomocí jeřábu. V roce 2017 byla zpracována dokumentace pro stavební povolení a k realizaci došlo v roce 2020.

4. Nové přemostění

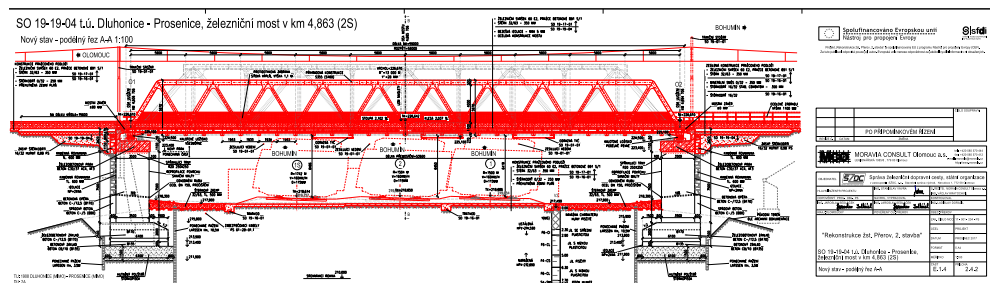
Původní konstrukce byla neopravitelně únavově poškozena. Bylo požadováno navýšení rychlosti na 130 km/hod a použití konstrukce se štěrkovým ložem. Proto byla navržena výměna nosné konstrukce. Navýšením hmotnosti mostu o štěrkové lože, a návrhem dle platných norem docházelo k překročení únosnosti základové spáry opěr. Zvětšením rozpětí mostu o 2 m došlo k posunutí působíště zatížení na opěru a přerozdělení napětí v základové spáře. Nebylo pak nutné provádět její zesílení injektáží.

Nosná konstrukce je navržena jako ocelový příhradový nosník o rozpětí 58,0 m. Celková délka konstrukce je 59,0 m, výška 5,87 m. Rastr diagonál je 5,8 m. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 6,9 m, celková šířka je 7,48 m. Konstrukce nemá horní ztužení.

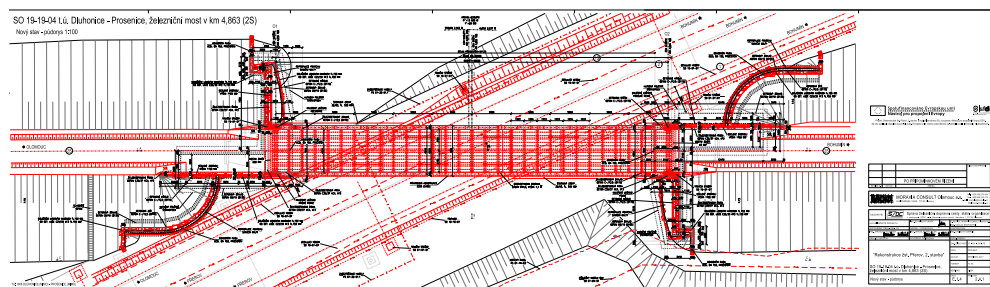
*Rekonstrukce žst. Přerov, 2. stavba, SO 19-19-04 t.ú. Dluhonice – Prosenice,
železniční most v km 4,863 (2S)*

Dolní pás je uzavřený truhlík šířky 540 mm, výšky 1100 mm. Horní pás je uzavřený truhlík šířky 580 mm, výšky 500 mm. První diagonála je uzavřený truhlík šířky 580 mm, výšky 400 mm. Ostatní diagonály jsou tvaru „I“ výšky 550 mm a proměnlivé šířky. Příčníky tvaru „I“ jsou umístěny ve třetinách rastru diagonál, který je 5,8 m. Výška příčníku včetně mostovky je v ose mostu 700 mm, u hlavních nosníků jen 520 mm. Podporový příčník je uzavřený truhlík šířky 430 mm a proměnlivé výšky 700 – 790 mm. Celková hmotnost konstrukce byla 270 t (4,65t/m).

Na spodní stavbě byl ubourán původní práh a nahrazen novým s rozšířením v místě ložisek o 0,3 m. Ponechaná část byla sanována omítkami. (Obr. 6, 7, 8)

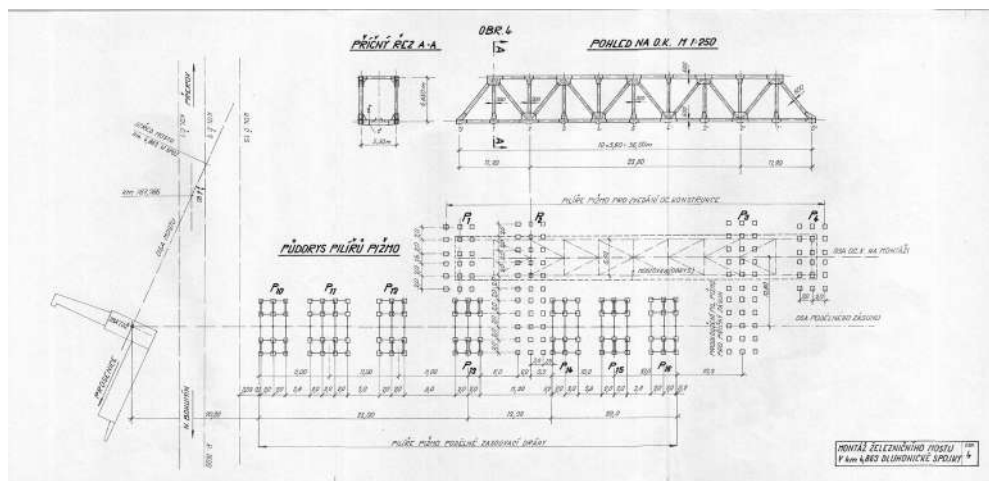


Obr. 6 Půdorys



Obr. 7 Podélný řez novou konstrukcí

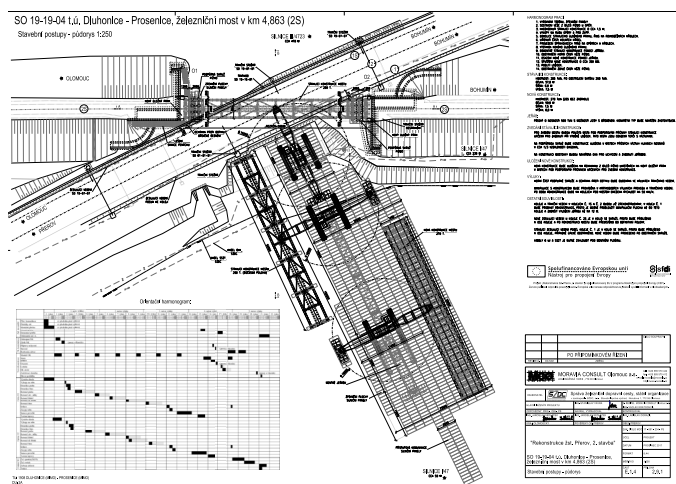
Rekonstrukce žst. Přerov, 2. stavba, SO 19-19-04 t.ú. Dluhonice – Prosenice,
železniční most v km 4,863 (2S)



Obr. 10 Původní dokumentace montáže konstrukce

Byly zvažovány různé polohy jednoho i dvou jeřábů o nosnosti 500 t. Konstrukce byla opakovaně odkládána na terén a jeřáby přepatkovány do jiné polohy. Ani při 6. poloze těchto jeřábů nebyl nalezen realizovatelný způsob. Hlavním důvodem bylo nedostatečné vyložení pro danou hmotnost a kolize s novou konstrukcí mostu. Vzhledem k délce výluky totiž nebylo možné nejdříve snést původní konstrukci a následně svařit novou. Jedinou možností proto zůstalo použití pásového jeřábu s nosností 500 t a jeho pojezdu s břemenem (Obr. 11, 12, 13, 14).

Pro omezení počtu nájezdu tohoto jeřábu bylo navrženo zdvižení původní konstrukce na věži PÍŽMO o cca 2 m a pod ní byl vybetonován nový práh. Původní i nová konstrukce pak mohla být vyměněna v během víkendových výluk.



Obr. 11 Demontáž a montáž konstrukce pomocí jeřábu



Obr. 15 Demontáž konstrukce pomocí jeřábu



6. Závěr

Nová konstrukce má vzhledem k původní:

- O 2 m delší rozpětí (58 m vs. 56 m) z důvodu snížení namáhání základové spáry.
- O 1,6 m větší šířku (7,5 m vs. 6,0 m) z důvodu rychlosti 130 km/hod a VMP 3,0.
- O 0,49 m vyšší stavební výšku (1,54 m vs. 1,05 m) z důvodu umístění štěrkového lože.
- O 1,61 m nižší výšku nosníků (5,87 m vs. 7,48 m) z důvodu snížení výšky zavěšení na jeřábu. Z toho plyne i absence horního ztužení.
- Vyšší zatížení spodní stavby (5100 kN/ložisko vs. 3200 kN/ložisko) z důvodu štěrkového lože a návrhových parametrů dle dnešních norem.

Přesto je nová konstrukce jen o cca 12% těžší než původní. Toho bylo dosaženo hlavně použitím oceli S355, resp. S460 u horního pásu a krajních diagonál.

Proti projektové dokumentaci došlo při výrobě i montáži pouze k drobným změnám a most byl dokončen v požadovaném termínu.

*Rekonstrukce žst. Přerov, 2. stavba, SO 19–19–04 t.ú. Dluhonice – Prosenice,
železniční most v km 4,863 (2S)*



Hlavními účastníky rekonstrukce mostu byli:

Investor:	Správa železnic, stavební správa východ
Správce:	Oblastní ředitelství Olomouc, správa mostů a tunelů
Projekt mostu:	MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.
Zhotovitel mostu:	FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Ing. Jaroslav Sedláček
MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.
Legionářská 1085/8, 779 00 Olomouc
Tel: 585 570 470, 723 691 269



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 předsálí pro odpočinek a plně vybavené zázemí pro občerstvení.



Historie ocelového železničního mostu přes Vltavu v Praze pod Vyšehradem

Doc. Ing. Tomáš Rotter, CSc., Fakulta stavební ČVUT v Praze

1. Úvod

V České republice stále ještě existuje několik ocelových železničních mostů, které jsou starší než 100 let a které jsou dosud v provozu. V některých případech se jedná o velké mosty, které jsou dominantou krajiny nebo města a mají svoji historickou kvalitu. Právě takovým příkladem je železniční most přes Vltavu pod Vyšehradem z roku 1901. Historie tohoto mostu však začala o 30 let dříve, kdy vznikla tzv. Pražská spojovací dráha, která propojila nádraží císaře Františka Josefa I., dnešní hlavní nádraží, s nádražím České západní dráhy na Smíchově. Dráha vedla Vinohradským tunelem, procházela údolím Botiče, přes bývalé nádraží Vyšehrad, přes Výtoň a přes Vltavu až na Smíchov. Pod Vyšehradem bylo celkem pět jednokolejných mostů. Nejnáročnějším úkolem Pražské spojovací dráhy bylo překonání Vltavy.

2. Most z roku 1871

Železniční most přes Vltavu mezi Výtoní a Smíchovem měl celkovou délku 296 m (obr. 1). Projekt a realizaci mostu provedla strojírna J. C. Harkort z Duisburgu v Německu podle návrhu Ing. Augusta Köstlina. Železniční most byl jednokolejný o 5 polích rozpětí $5 \times 56,9$ m. Byl to ocelový nýtovaný příhradový most s rovnoběžnými pásy a se šikmými koncovými portály. Most byl vyroben ze svářkového železa. Kamenné pilíře mostu byly založeny na dřevěných roštích a dřevěných pilotách. Pilíře byly rozšířené a připravené pro případné budoucí rozšíření pro druhou kolej. Stavba mostu byla zahájena v roce 1871 a ještě téhož roku byla dokončena. Doprava na mostě pro nákladní dopravu byla zahájena 15. srpna 1872, osobní vlaky začaly jezdit na Smíchov až 1. října 1888.



Obr. 1 Železniční most z roku 1871

3. Výměna mostu v roce 1901

Původní jednokolejný most z roku 1871 však přestával stačit vzrůstajícímu provozu. Rozvoj železniční dopravy si vynutil dvoukolejné přemostění Vltavy. Dále zde byl požadavek plavební správy, aby v řece byly pouze tři otvory o větší světlosti a aby došlo ke zvětšení výšky plavebního otvoru pod mostem. Proto původní jednokolejný most z roku 1871 byl nahrazen novým dvoukolejným mostem o 3 polích $3 \times 71,72$ m, u kterého byla niveleta koleje zvýšena o 0,5 m. To také umožnilo vyřešit dopravu na vyšehradském nábreží. Nový most byl navržen v ose původního mostu.

Výměna železničního mostu pod Vyšehradem se stala bezesporu nejpozoruhodnější událostí českého mostního stavitelství své doby. Způsob rekonstrukce navrhla mostárna bratří Prášilů v Praze – Libni v roce 1899 (projekt vypracoval Ing. František Prášil spolumajitel mostárny, způsob výměny mostů Ing. Jan Kolář, pozdější profesor na pražské technice). Tři pilíře v korytě řeky stavěla za plného provozu firma Georg Gregersen & Söhne pomocí pneumatického založení na ocelových nýtovaných kesonech.

Technologie výměny mostů byla limitována co možná nejkratší dobou výluky železniční dopravy. Výměna mostů byla založena na technologii příčného výsuvu starého mostu a následného příčného zásuvu nového mostu. Nejdříve byl starý most přizvednut o 0,5 m a hlavní nosníky byly uloženy na nová ložiska v takto přizvednuté poloze.

Ocelová konstrukce nového mostu byla smontována na dřevěném montážním lešení vedle stávajícího mostu na protivodní straně (obr. 2). Dále bylo zhotoveno montážní lešení na povodní straně pro výsuv staré konstrukce.



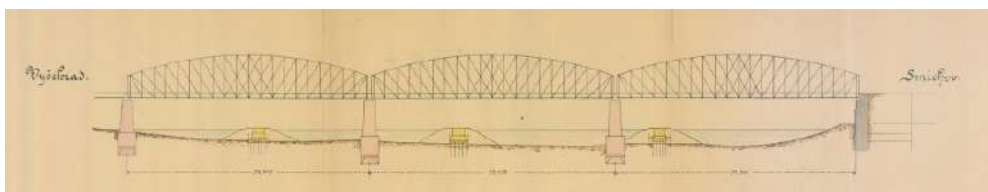
Obr. 2 Konstrukce nového mostu na lešení (web Vyšehradsej.cz)

V době výluky byla původní konstrukce mostu přesunuta na montážní lešení a následně byla nová konstrukce příčně zasunut do konečné polohy. Současně se pracovalo na všech polích starého i nového mostu. Vysouvání prvního a čtvrtého pole starého mostu se provádělo pomocí čtyř vozíků vložených pod starou konstrukci na obou koncích, které pojížděly po příčných vysouvacích drahách. Vysouvání druhého a třetího pole se provádělo zcela neobvyklým způsobem. Místo vozíků byly použity litinové koule, které se odvalovaly v příčných vysouvacích drahách. Váha přesouvané ocelové konstrukce v každém poli byla cca 560 tun.

Pro každé pole dodala novou ocelovou konstrukci jedna ze tří pražských mostáren: První českomoravská strojírna, Pražská akciová strojírna (dříve Ruston a spol.) a bratři Prášilové a spol., kteří byli zároveň hlavním dodavatelem montáže. Výměna celého mostu zabrala pouze dva dny (30. září – 1. října 1901). První den se vysunuly staré konstrukce na provizorní lešení a zasunuly se nové konstrukce z montážního lešení do definitivní polohy. Na druhý den proběhla zatěžovací zkouška třemi lokomotivami a dvěma naloženými čtyřosými nákladními vozy. Plánovaná třídenní výluka byla díky mimořádnému výkonu všech zúčastněných firem zkrácena o celý den. Z dnešního pohledu se zdá být neuvěřitelné, že po dvou dnech výluky byl obnoven provoz po jedné koleji.

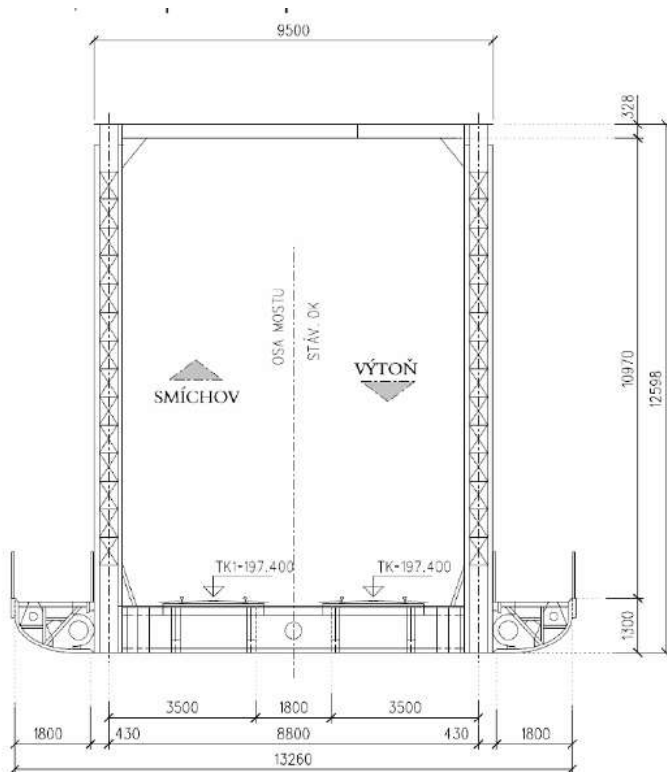
4. Most z roku 1901

Most má tři prostá pole o rozpětí 71,72 m (obr. 3). Projektovou dokumentaci vypracovala mostárna Bratří Prášilů v roce 1900.



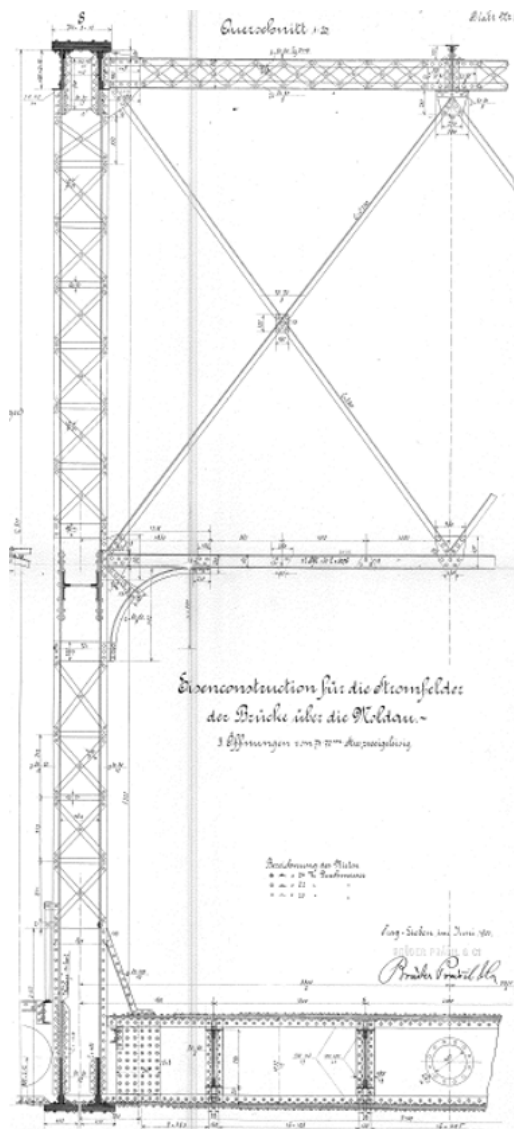
Obr. 3 Pohled na most přes Vltavu

Most je příhradový uzavřený s dolní mostovkou s horním parabolickým pásem. Most má dva hlavní nosníky, je nýtovaný a byl vyroben z plávkové oceli (obr. 4). Příhradový nosník má 16 příhrad. Výška nosníku uprostřed rozpětí činí 12,25 m, nad pilířem 6,25 m. Délka příhrady ve střední části nosníku je 4,8 m.

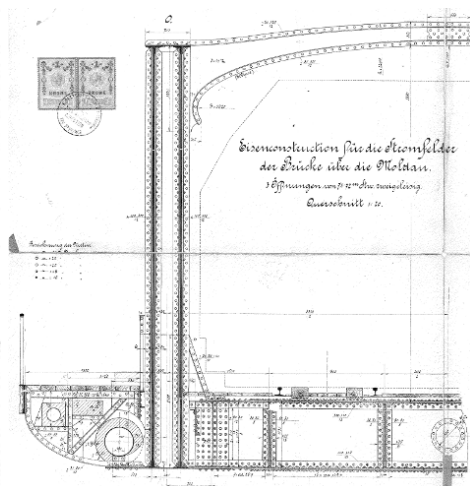


Obr. 4 Příčný řez uprostřed rozpětí

Na mostě byly zhotoveny po obou stranách lávky pro chodce o šířce 1,8 m, a to společným nákladem obcí pražské a smíchovské. Most přenášel také vodovodní a plynové potrubí. Podrobný příčný řez mostem uprostřed rozpětí je na obr. 5 a příčný řez nad podporou včetně lávky pro chodce je na obr. 6.



Obr. 5 Příčný řez uprostřed rozpětí



Obr. 6 Příčný řez nad podporou – portál

V úrovni dolního pásu hlavního nosníku je otevřená mostovka. Mostovka se skládá z nýtovaných plnostěnných příčníků, z nýtovaných plnostěnných podélníků, které jsou zapuštěny do příčníků, a z příhradového ztužení mezi podélníky.

Most má dolní vodorovné ztužidlo v úrovni dolního pásu hlavního nosníku a horní vodorovné ztužidlo v úrovni horního parabolického pásu. V obou případech se jedná o příhradová ztužidla se zkříženými diagonálami. Příčky horního ztužidla jsou umístěné ve svislých rovinách, jsou příhradové a jejich výška je proměnná. Pro přenos vodorov-

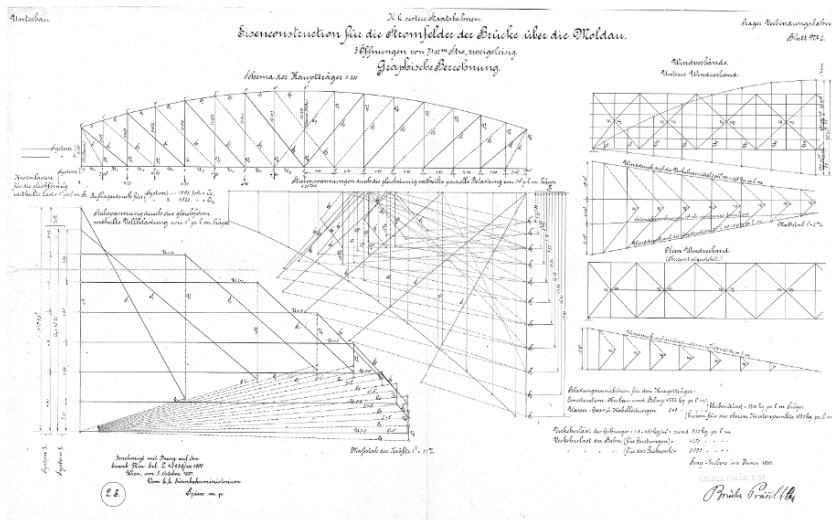
ných příčných reakcí z horního vodorovného ztužidla do spodní stavby slouží koncové portály na obou koncích každého pole (obr. 6).

Dolní pás hlavního nosníku je dvoustěnný, ve tvaru dvou obrácených T průřezů, spodem otevřený. Horní pás je také dvoustěnný, ve tvaru $\square$ průřezu (obr. 5). Diagonály a vswlice jsou členěné pruty s příhradovými spojkami. Všechny pruty jsou nýtované. Ocelová konstrukce je uložena na ocelová ložiska, pohyblivá ložiska jsou pětiválcová.

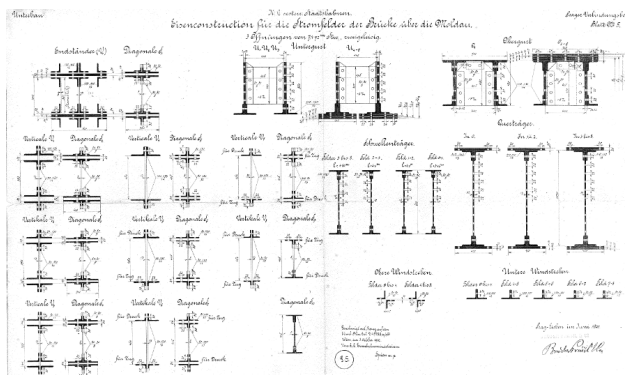
Spodní stavba mostu se skládá ze dvou opěr a ze dvou pilířů umístěných v řečišti. Opěra na vyšehradské straně je současně sdruženým pilířem pro krajní pole mostu přes Vltavu a krajní pole mostu na Výtoni, konkrétně pole přes Rašínovo nábřeží. Spodní stavba mostu přes Vltavu je masivní z řádkového zdiva, s výplní betonem. Pilíře a vyšehradská opěra jsou založeny na ocelových kesonech, smíchovská opěra je založena na dřevěném pilotovém roštu.

Součástí mostu jsou lávky pro chodce umístěné na konzolách v místech vswlic po obou stranách mostu (obr. 4). Na výtoňské straně bylo v roce 1909, v souvislosti s úpravou tehdejšího Podskalského nábřeží, zhotoveno ocelové schodiště.

Statický výpočet mostu, jak již bylo uvedeno, vypracoval Ing. František Prášil, spolumajitel mostárny bratří Prášilů a spol. v Libni, v roce 1899. Jelikož se jedná o konstrukční systém násobné soustavy, o konstrukci mnohonásobně staticky neurčitou, tak pro statický výpočet byly vswlice a diagonály rozděleny do dvou staticky určitých systémů. Výsledné síly v jednotlivých prutech byly součtem sil z obou systémů. Jedná se o postup, který je na straně bezpečné a v tehdejší době běžně používaný. Osově síly v jednotlivých prutech byly stanoveny grafickou metodou na pouhé jedné straně výpočtu (obr. 7), na druhé straně bylo provedeno rozdělení materiálu a na třetí straně návrh průřezů (obr. 8). Na čtvrté straně výpočtu byly posouzeny všechny pruty hlavního nosníku a vodorovných ztužidel, příčníky a podélníky. Statický výpočet je dodnes snadno kontrolovatelný.



Obr. 7 Grafické řešení osových sil



Obr. 8 Profily prutů hlavního nosníku a vodorovných tužidel, příčníků a podélníků

5. Závěr

Železniční most pod Vyšehradem za dobu své existence splnil svoji dopravní funkci a neprodělal žádnou velkou rekonstrukci. V současné době stav ocelové konstrukce limituje provoz z hlediska přechodnosti. Zbytková životnost je stanovena do roku 2024 při splnění omezujících provozních podmínek. Správa železnic proto vypsala architektonicko–konstrukční soutěž na řešení všech pěti mostů pod Vyšehradem, jejíž součástí je i most přes Vltavu. Návrh výsledného řešení lze očekávat v roce 2022 nebo 2023. Lze pouze doufat, že následná projektová dokumentace, výroba a montáž nového železničního mostu bude dokončena co nejdříve.

Příspěvek byl vypracován za podpory projektu MK ČR ev. č. DG18P020VV033 „Metody pro zajištění udržitelnosti ocelových mostních konstrukcí industriálního kulturního dědictví“.

Literatura

Archiv Technické správy komunikací Praha

Archiv Správy železnic s. o., Oblastní ředitelství Praha.

Státní oblastní archiv Praha, Ředitelství státních drah Praha

Fischer, J., Fischer, O.: Pražské mosty. Academia Praha, 1985.

Josef, D.: Encyklopedie mostů v Čechách, na Moravě a ve Slezsku. Praha 1999.

Hlušíčková, H.: Technické památky v Čechách, na Moravě a ve Slezsku, III. díl, Praha 2003.

Soukup, J.: Obrazy z pražských břehů a vod, díl I – Pražské mosty. Praha 1904.

Krejčí, I., Schreier, P.: Velká obnova. Mladá fronta 2007.

Jandáček, V.: Vltavské mosty. Věstník klubu Za starou Prahu, 3/2012.

Vlasák, M.: Železniční most pod Vyšehradem. Sudop Revue 1/2018

Doc. Ing. Tomáš Rotter, CSc.

Fakulta stavební ČVUT v Praze

Tel.: 602 811 401,

E-mail: rotter@fsv.cvut.cz

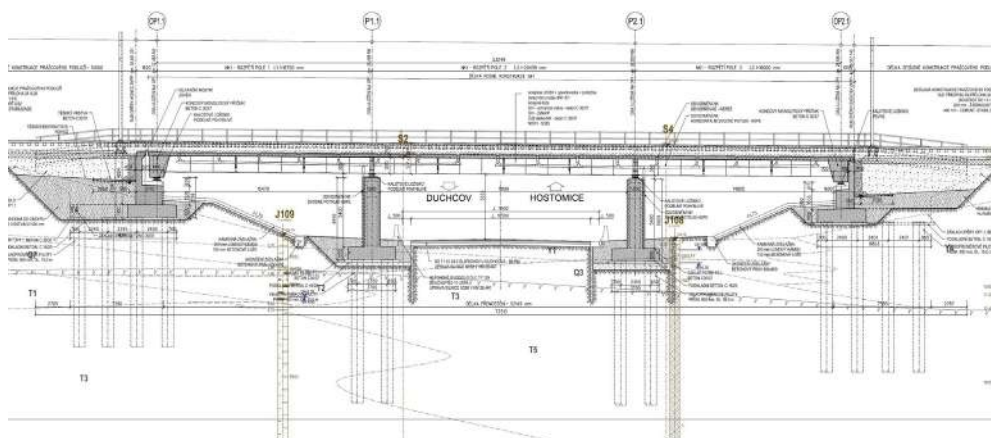
Rekonstrukce mostu v km 28,440 trati Oldřichov – Bílina (most Želénky)

Ing. Jiří Jirásko, Ing. Vít Prášek, SUDOP PRAHA a.s.

Anotace

Příspěvek je věnován komplexní rekonstrukci železničního mostu realizované v rámci stavby „Zvýšení traťové rychlosti v úseku Oldřichov u Duchcova – Bílina“. Nový most o třech polích nahrazující dosavadní třípolový most s nosníky z předpjatého betonu převádí dvoukolejnou železniční trať přes silnici II/258. Pod každou z převáděných kolejí je samostatná nosná konstrukce tvořená spojitým ocelobetonovým trámem se dvěma hlavními nosníky a železobetonovou spřaženou deskou mostovky.





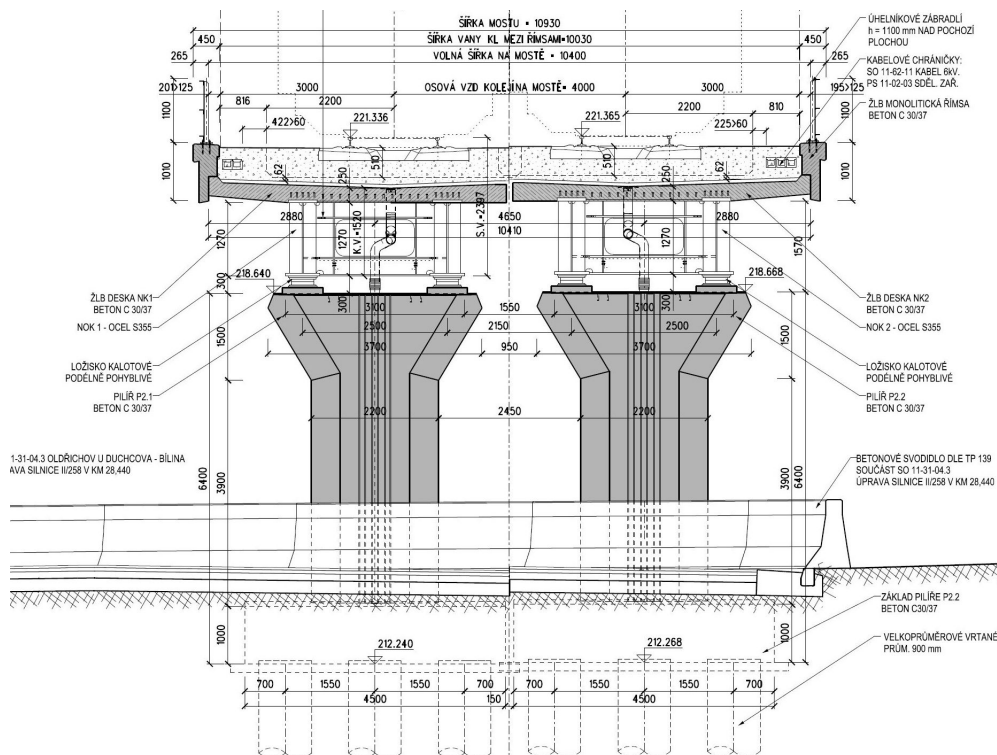
Obr. 1 Projektová vizualizace a podélný řez novým mostem

1. Územní podmínky, původní stav mostního objektu

Dvoukolejná železniční trať spojující Ústí nad Labem s Mostem překonává u železniční zastávky Želénky silnici II/285 Duchcov – Hostomice – Ústí nad Labem. Silnice pod mostem je vedena v mělkém zářezu, na levé straně komunikace je málo využívaný chodník pro pěší. Dosavadní přemostění pocházející z roku 1968 bylo v každé koleji tvořeno gerberovým nosníkem se středním polem s převislymi konci z předpjaté komory rozpětí 20,0 m a krajními dvoutrámovými železobetonovými poli rozpětí 10,4 m uloženými pomocí vrubového kloubu na ozub konstrukce středního pole. 50 let stará konstrukce byla vlivem zatékání z důvodu nefunkční izolace a častým použitím rozmrazovacích prostředků na překonávané komunikaci v dezolátním stavu a bylo proto rozhodnuto o její náhradě zcela novým mostním objektem.

1.1 Celková koncepce řešení

Nový most o třech polích se samostatnou nosnou konstrukcí byl navržen jako spojitý ocelobetonový trám se dvěma hlavními ocelovými nosníky a železobetonovou spřaženou deskou mostovky tvořící zároveň dno vany průběžného kolejového lože. Rozpětí nosných konstrukcí je 16,750 + 20,500 + 16,000 m u konstrukce v koleji č.1 a 16,000 + 20,500 + 16,750 m u konstrukce v koleji č.2. Rozdílná rozpětí sousedících polí pod jednou a druhou kolejí v krajních polích zvyšují podélné odskočení spodní stavby pro vyrovnání šikmého křížení s překonávanou komunikací. Hlavní nosníky jsou přes kalotová ložiska uloženy na novou železobetonovou spodní stavbu založenou na velkopřůměrových vrtaných pilotách. Kolej na mostě je v novém stavu směrově vedena v přechodnici následující za levostranným obloukem $R1 = 995$ m ($R2 = 999$ m) a v přímé, výškově pak klesá sklonem 7,0 ‰.



Obr. 2 Příčný řez mostem s pohledem na pilíře

2. NOVÁ MOSTNÍ KONSTRUKCE

2.1 Spodní stavba

Masivní železobetonová spodní stavba je tvořena opěrami s rovnoběžnými křídly a mezilehlými pilíři. Tak jako u NK je pod každou kolejí samostatná opěra, vzájemný podélný posun opěr činí 3,35 m. Železobetonové pilíře tvořící vnitřní podpory nosné konstrukce sestávají ze základu, dříku a rozšířené hlavice pro uložení ložisek NK. Základ pilíře má tvar kvádrů půdorysných rozměrů 3700 mm v podélném a 4500 mm v příčném směru. Povrch základu je v podélném směru střechovitě spádován.

2.2 Založení mostu

Geologické poměry v místě mostní konstrukce jsou složité s velkou variabilitou základových poměrů, místním specifickým pak byly průzkumem zastížené mocné sloje hnědého uhlí. Založení všech částí spodní stavby mostu bylo navrženo na velkopřůměrových vrtaných pilotách, průměru 900 mm ukončených ve vrstvách terciárního souvrství. Vzhledem k výše zmíněnému umístění pilot ve vrstvách hnědého uhlí a tím zvýšeného rizika uhličitánové koroze, zaznamenané na existujících stavbách v podobném prostředí, byl beton pilot navržen se stupněm vlivu prostředí XA3, a to i přesto, že rozbor podzemních vod zastížených průzkumem zvýšenou agresivitou nepotvrdil.



Obr. 3 Demolice původního mostu v jedné koleji

2.3 Nosná konstrukce

Most sestává ze dvou samostatných jednokolejných nosných konstrukcí NK1 a NK2. Každá nosná konstrukce je tvořena dvojicí hlavních nosníků nesymetrického svařovaného I profilu s proměnou výškou, které jsou vzájemně spojeny spráženou ŽLB deskou mostovky a příčným příhradovým ztužením. Výška hlavního nosníku vzhledem k rozpětí činí $\sim 1/13$ Lpole.č.1, $\sim 1/16$ Lpole.č.2, resp. $\sim 1/12$ Lpole.č.3, poměr rozpětí krajního a středního pole u spojitého nosníku je 0,82 resp. 0,78. Tento poměr byl vynucen dispozicí mostu. Výška hlavního nosníku je proměnná, v polových oblastech je 1,295 m a v nadpilířových úsecích 1,320 m. Výška levého i pravého nosníku je totožná, dolní pásnice a stěny mají konstantní výšku, výšková změna se provádí v horní pásnici. ŽLB deska mostovky je zalícována se spodní hranou horní pásnice, změna výšky hlavního nosníku se tak odehraje uvnitř ŽLB desky a nemá vliv na stavební výšku konstrukce. Na opěrách jsou na NK navrženy koncové ŽLB příčníky, příčníky mají délku 4,63 m, šířka je proměnná, ve spodní části je šířka 1,100 m a v horní části cca 1,550 m v závislosti na poloze vzhledem k spodnímu povrchu desky. Sprážená ŽLB deska mostovky má v příčném směru proměnnou tloušťku – v místech nad osami hlavních nosníků je tloušťka desky 299 a 285 mm, v místě úžlabí mezi oběma hlavními nosníky 250 mm, 330 mm a 315 mm v místě teoretických konců konzol. Horní povrch desky má dostředný sklon 3,2 % na vnější straně a 3,6 % na vnitřní straně. V úžlabí desky jsou ve vzdálenostech 3,1 m osazeny odvodňovače. Celková šířka desky 5,150 m je po délce NK konstantní. Každá nosná konstrukce je uložena na čtyřech dvojicích kalotových ložisek. Pevná ložiska byla z důvodu zajištění dostatečné podélné tuhosti podepření umístěna na opěru, celková dilatující délka vyhověla požadavkům na převedení bezстыkové koleje. Na straně pohyblivých ložisek je nosná konstrukce opatřena lamelovým dilatačním závěrem, na straně pevných ložisek je v ŽLB sprážená desce zřízen „přechodový nos“ přesahující přes závěrné zídky.



Obr. 4 Vrtání velkopřůměrových pilot v druhé etapě výstavby

3. VÝSTAVBA MOSTU

Most byl postupně vybudován po polovinách za nepřetržitého provozu vždy v jedné ze dvou traťových kolejích. Pro realizaci jednotlivých fází výkopů bylo nutné navrhnout podélné pažící konstrukce ze záporových stěn se záporami z profilů HEB160 a HEB200 osazovaných do maloprofilových vrtů a doplněných v ploše dřevěnými pažinami. Záporny byly kotvené pomocí zemních kotev, ocelových táhel a ocelových převážek. V úsecích kde pažení kolidovalo s konstrukcemi stávajícího mostu, byly navrženy mikropiloty doplněné KARI sítí a stříkaným betonem.



Obr. 5 Montáž ocelové nosné konstrukce



Obr. 6 Pohled pilíř a opěru nového mostu



Obr. 7 Pohled na dokončený most

Ing. Jiří Jirásko
SUDOP PRAHA a.s.,
Tel.: + 420 605 229 074
E-mail: jiri.jirasko@sudop.cz

Mostní objekty stavby „Optimalizace traťového úseku Praha Hostivař – Praha hl. n., II. část“

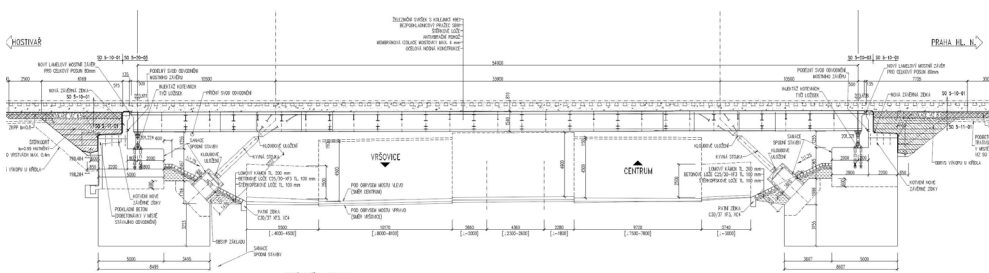
Ing. Tomáš Wangler, Milan Špička, Martin Štáva, Metrostav a.s., divize 5

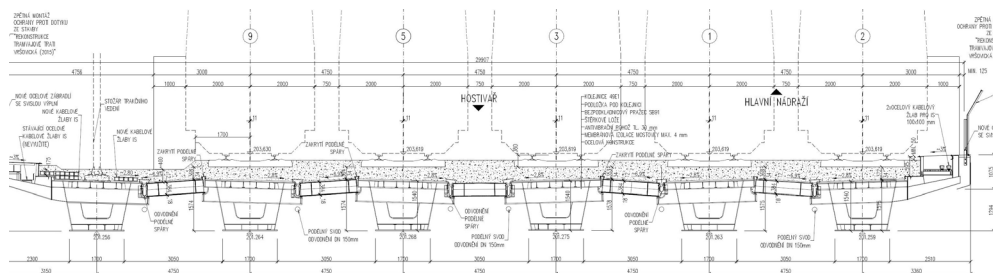
1. Souhrnné údaje

Traťový úsek Praha Hostivař – Praha hl. n. je poslední modernizovanou částí trati Praha – Benešov u Prahy. Její dokončení má zatraktivnit příměstskou železniční dopravu v tomto směru zkrácením jízdní doby, zvýšením přepravní kapacity i vznikem nových přestupních uzlů. Stavba je v celé své délce 6 km situována v intravilánu hlavního města. Její součástí jsou nové zastávky Praha Zahradní Město a Praha Eden i rekonstruovaná železniční stanice Praha Vršovice. Objednatелеm stavby je Správa železnic s.o. a jejím generálním projektantem SUDOP PRAHA a.s. Stavbu provádí sdružení firem Metrostav a.s., SWIETELSKY Rail CZ s.r.o. a SMP CZ a.s.

Dílo zahrnuje i přestavbu deseti stávajících železničních mostů, výstavbu nového podchodu a provizorní lávky pro cestující. Vybrané technicky zajímavé mostní objekty jsou popsány v dalším textu.

2. Železniční most přes Otakarovu ulici (ev. km 183,652)





Obr. 1 Železniční most Otakarova, atypická dispozice (schéma TOP CON SERVIS s.r.o.)

Most z roku 1968 je uspořádán zcela originálně (viz obr. 1). Sestává ze šesti ocelových nosných konstrukcí o délce 55,9 m, které jsou podepřeny šikmými kloubovými vzpěrami, na koncích kotveny kyvnými tahovými prvky a navíc vzájemně přesazeny podle šikmosti křížení. Mezi nosnými konstrukcemi jsou na tangenciálních ložiskách osazeny vložené dílce ve formě vzájemně propojených ortotropních desek. Přes komplikované statické působení (dané zejména absencí podélně pevných ložisek a trasováním nových kolejových spojek přes vložené dílce) i zjevné chátrání ocelových konstrukcí bylo rozhodnuto, že původní most bude v rámci stavby rekonstruován pro zbytkovou životnost 30 let.

Rekonstrukce měla zahrnout zejména obnovu protikoroziční ochrany i systému vodotěsné izolace, osazení nových mostních závěrů a odvodňovacího systému, zřízení nových závěrných zdí, sanaci zbytku spodní stavby (včetně zesílení patek pod šikmými stojkami), obnovu tahového kotvení a úpravu konzol s novými chodníky i zábradlím.



Obr. 2 Železniční most Otakarova (foto Ing. Petra Rokašová)

Přestavba mostu probíhala za plného provozu v Otakarově ulici, včetně tramvajové trati. Proto bylo nutno pod celou plochou mostu vybudovat ochranný rám o pěti polích, jehož součástí jsou provizorní závěsy tramvajového trakčního vedení i signalizační brány pro varování řidičů vysokých vozidel (viz obr. 2).

Ve fázi mezi demontáží vložených dílců a obnovou tahového kotvení na opěrách nebyla zaručena stabilita nosných konstrukcí proti překlopení. Konstrukce proto byly zajištěny provizorními bárkami z materiálu PIŽMO. Během sanace patek pod kyvnými stojkami musela být zcela obnažena jejich nosná výztuž a vznikalo tak riziko rozvření pracovní spáry i kolapsu konstrukce. Pro jeho eliminaci byly patky podepřeny provizorními vzpěrami aktivovanými pomocí závitových tyčí, které zůstaly v základu zabetonovány. Kanálky kotvení na opěrách byly injektovány s využitím pakrů.

Během přestavby muselo být za opěrami zřízeno mezikolejové pažení, zejména pak pod kolejovými spojkami. Po odtěžení kolejového lože a vyjmutí vložených dílců bylo shledáno, že jejich stav neumožňuje efektivní sanaci. Operativně byla zpracována změna projektu i výrobní dokumentace, podle nichž byly v OK-BE s.r.o. vyrobeny nové vložené dílce. Některé jejich detaily (zejména kotvení, montážní styky a návaznosti na odvodnění) tak mohly být upraveny podle soudobých zvyklostí. Stávající ocelové konstrukce byly otryskány a opatřeny nátěrovým protikorozním systémem a bezešvou izolací. Obtížným problémem bylo určení polohy tangenciálních ložisek pro nové vložené dílce. Jejich nerezové bločky byly proto vařeny ke konzolám až po nastražení vložených dílců do konečné polohy. Nosné konstrukce jsou vybaveny antivibračními rohožemi a zcela novým systémem odvodnění. Pod otevřenými podélnými spárami jsou podvěšeny nerezové žlaby, přičemž odtok vody do nich je ve stísněných poměrech usměrňován záclonami z polyetylenových fólií. Spáry mezi nosnými konstrukcemi a opěrami jsou uzavřeny lamelovými mostními závěry. Na krajních konstrukcích jsou osazeny nové chodníky, zábradlí a rošty pro kabelové trasy.



Obr. 3 Provizorní lávka ve stanici Praha Vršovice

3. Mostní objekty v železniční stanici Praha Vršovice

Podchod pro cestující ve stanici Praha Vršovice (ev. km 183,310) byl v rámci stavby zcela přebudován tak, aby umožňoval bezbariérový přístup na všechna nástupiště a zároveň nově propojil pražské městské části Vršovice a Nusle. V průběhu výstavby bylo rozhodnuto, že stanice bude doplněna o 4. nástupiště. Tato skutečnost byla uzpůsobena i dispozice podchodu. Každé ostrovní nástupiště je dostupné schodištěm i šikmým chodníkem, podchod je též úrovněově napojen na přilehlé ulice Ukrajinská a Bartoškova. Vybavení podchodu odpovídá poloze stanice v širším centru hlavního města – dlažby i obklady jsou kamenné, madla nerezová, svítidla zapuštěná přímo do rámových nosných konstrukcí.

Původní a nový podchod mají rozdílnou polohu i niveletu. Během přestavby stanice byl proto průchod cestujících podchodem dočasně znemožněn. Nástupiště pro směr Benešov zůstala přístupná od staniční budovy na vršovické straně stanice, zatímco nástupiště pro směr Braník z protilehlé nuselské strany. Případný přestup mezi těmito relacemi tak vyžadoval využít obchozí trasu délky cca 1200 m. Přestože její využití zůstávalo při velmi nízké frekvenci přestupů spíše v teoretické rovině, byla tato skutečnost velmi negativně medializována. Na základě toho rozhodl investor o dodatečném zřízení provizorní lávky, která během stavby podchod nahradila.

Lávka (viz obr. 3) měla 3 prostá pole z modulárních příhradových konstrukcí ML18 o rozpětích 18,0 + 2x 15,0 m. Byla uložena na podpěrách z materiálu PIŽMO a doplněna schodišťovými věžemi Peri Public. Na již hotových nástupištích byly základové bloky vybetonovány přímo na jejich kamenné dlažbě, zatímco na nástupištích teprve určených k přestavbě byly uloženy tak hluboko, aby nebyly podkopány během dodatečného zakládání nástupištních hran. Lávka procházela bezprostředně nad trakčním vedením. Proto ji bylo nutno vystrojit ochranami proti dotyku a podlahu z FRP kompozitních panelů upravit jako vodotěsnou.

Po uvedení nového podchodu do provozu byla lávka snesena.

4. Mostní objekty v lokalitě Praha Eden

V Edenu vznikla nová železniční zastávka, která zajistí přímé napojení na fotbalový stadion Slavie Praha, nákupní centrum i přestupní uzel tramvají a autobusů pražské MHD. Nový podchod pro cestující (km 181,270) umožní bezbariérový přístup na všechna nástupiště a zároveň odkloní pěší provoz ze stísněné ulice U Vršovického hřbitova. Zajímavostí podchodu je jeho vnitřní výzdoba (viz obr. 4a), která má zabránit vzniku méně profesionálních graffiti. Chodníky na nástupiště jsou překryty technicistními přístřešky se stěnami z tahokovu.



Obr. 4 Mostní objekty v lokalitě Praha Eden: podchod; most přes ulici U Vršovického hřbitova

Železniční most přes ulici U Vršovického hřbitova (ev. km 181,532) v původním stavu převáděl celkem 15 kolejí po ocelových roštových nosných konstrukcích se žlabovkami. V novém stavu (viz obr. 4b) zůstává v provozu 6 kolejí, které jsou uloženy na třech nových dvoukolejných konstrukcích se zabetonovanými nosníky. Konstrukce o rozpětí 15,5 m jsou uloženy prostřednictvím ozubů a nových úložných prahů na sanovaných kamenných opěrách. Zbytné konstrukce měly být v plném rozsahu sneseny. V průběhu stavby však bylo rozhodnuto, že krajní z nich bude výhledově využita pro tzv. Vršovickou promenádu. Proto byla oplocena a bez dalších úprav ponechána v mostním otvoru. Nové nosné konstrukce se tak pohledově příliš neuplatní.

5. Železniční most přes ulici Průběžná

Tento most (ev. km 178,798) je největším mostním objektem stavby. V původním stavu převáděl 13 kolejí přes mostní otvor o volné šířce pouhých 10,0 m. V Průběžné ulici tak existoval vyhlášený kolizní úsek, ve kterém byl automobilový provoz veden po tramvajových kolejkách pod trolejemi se sníženou výškou.

V novém stavu vzniká přímo na mostě železniční zastávka Praha Zahradní Město a pod mostem přestupní uzel tramvají i autobusů. Nový most má 3 pole. Hlavním mostním otvorem jsou vedeny dva jízdní pruhy pozemní komunikace a dvoukolejná tramvajová trať se zastávkami pro oba směry, zatímco ve vedlejších mostních otvorech v rámových mostních opěrách procházejí chodníky pro pěší. Součástí mostu jsou i schodiště, eskalátory a výtahy pro přímý přístup na nástupiště. V hostivařské opěře jsou integrovány odbavovací prostory pro cestující.

Hlavní mostní otvor je překlenut třemi nosnými konstrukcemi se zabetonovanými nosníky o rozpětí 22,8 m, uloženými na hrncových ložiskách. Na římsách nosných konstrukcí

jsou příčně uloženy nosné desky nástupišť, které zároveň překrývají i rozměrné kabelové kanály. S ohledem na nerovnoměrné průhyby nosných konstrukcí a obtížný přístup při provádění se stal návrh uspořádání nástupištních desek nečekaným konstrukčním oříškem. Nakonec byly realizovány rozměrné monolitické desky, které jsou uloženy na elastomerových bločcích. Výpočtem je prokázáno, že stlačitelnost bločků vyloučí vznik tahových reakcí. Horizontálním posunům desek brání ocelové zarážky. Příčné spáry mezi deskami jsou těsněny chodníkovými mostními závěry. Nástupiště jsou kryta přístřešky, které jsou však po celé délce mostu samonosné díky páteřovým příhradovým nosníkům.



Obr. 5 Železniční most Průběžná jako součást přestupního uzlu Praha Zahradní Město

Komplexní přestavba původního mostu Průběžná na nový přestupní uzel Zahradní Město (viz obr. 5) je nepochybně jedním z nejzřetelnějších přínosů celé stavby pro širokou veřejnost.

6. Železniční most Triangl

V lokalitě Triangl se kříží dvě dvoukolejné železniční trati, benešovská a malešická. Název je odvozen od tvaru mokřadů, které tvoří významný krajinný prvek v bezprostřední blízkosti. V původním stavu se v lokalitě nacházely dva železniční mosty – kamenná klenba, kterou procházel Slatinský potok, a hlavní most se dvěma ocelovými plnostěnnými konstrukcemi pro vlastní křížení železničních tratí.

V rámci stavby se výrazně zvyšuje niveleta benešovské trati. Slatinský potok u paty jejího náspu proto měl být přeložen do nového rámového koryta, zatímco hlavní most měl být přestavěn na železobetonový polorám. Tyto náročné úpravy nekorespondovaly s finálním harmonogramem provádění stavby.

Zhotovitel stavby proto navrhl koncepční změnu celé lokality. Slatinský potok byl přeložen do nového mostního otvoru v rámové opěře hlavního mostu a klenbový most tak mohl být zcela zrušen. Nosná konstrukce hlavního mostu byly upraveny tak, aby její výstavba nevyžadovala použití skruže. Most je proto uspořádán jako integrovaný polorám, jehož příčel tvoří roštová ocelová konstrukce.

Komplexní změnu projektu podle tohoto zadání zpracovala firma MORAVIA CONSULT Olomouc a.s. Konstrukční obtíže přinesla zejména extrémní šikmost mostu, která činí 51° a vyvolává významná přídavná namáhání polorámu i jeho založení. Vetknutí ocelové konstrukce do železobetonových opěr bylo proto nutno realizovat prostřednictvím silně vyztužených náběhů. Náběhy zasahují k průjezdnému průřezu a trakčnímu vedení přemostované malešické a z prováděcích důvodů jsou proto zcela uzavřeny do ztraceného plechobetonového bednění.

Železobetonové opěry, založené na velkopřůměrových pilotách, jsou kombinovány se svahovými křídly ze zemin vyztužených geomřížemi s lícem ze svařovaných sítí a hrubého kamene. Ta lze budovat postupně a zachovat tak nezbytný přístup do prostoru za opěrami.

Zásadní změna koncepce soumostí umožnila dodržet plánovaný harmonogram stavby. Atypická konstrukce (viz obr. 6) mostu se ukázala z hlediska provádění jako efektivní.



7. Závěr

Stavba „Optimalizace traťového úseku Praha Hostivař – Praha hl. n., II. část“ byla zprovozněna v září 2021. Dokončovací práce dosud probíhají. Úpravy konstrukčních řešení a stavebních postupů, uplatněné během výstavby, výrazně napomohly včasnému dokončení a kvalitnímu provedení díla. Na výstavbě se podíleli tito hlavní účastníci:

Objednatel:	Správa železnic s.o., Stavební správa západ
Budoucí správce:	Správa železnic s.o., Oblastní ředitelství Praha
Zhotovitel stavby:	Sdružení Metrostav a.s., SWIETELSKY Rail CZ s.r.o., SMP CZ a.s.
Zhotovitel uvedených mostních objektů:	Metrostav a.s., divize 5
Projektant uvedených mostních objektů:	SUDOP PRAHA a.s., METROPROJEKT Praha a.s., TOP CON SERVIS s.r.o., MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.

Kontakt:
Ing, Tomáš Wangler
Metrostav a.s., divize 5
E-mail: tomas.wangler@metrostav.cz
Tel.: +420 604 236 454



*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

Mosty v km 11,314 a 11,559 trati Louny – Libochovice

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

1. Úvod

Most v km 11,314 a v km 11,559 na trati Louny – Libochovice převádí jednokolejnou neelektrifikovanou regionální trať přes inundační území řeky Ohře a její tok. Dotčené mosty, včetně úseku trati mezi nimi, byly vyňaty ze stavby „Revitalizace trati Louny – Lovosice“, a nyní byly řešeny samostatně. Stavba „Mosty v km 11,314 a 11,559 na trati Louny – Libochovice“ zahrnovala celkovou rekonstrukci obou mostů a rekonstrukci mezilehlého úseku trati v délce cca 330 m.

2. Most v km 11,314

2.1 Původní stav

Původní most tvořila ocelová nosná konstrukce s dolní prvkovou mostovkou s rozpětím 36,2 m. Nýtovaná trámová konstrukce byla z roku 1902. Konstrukce byla šikmo uložena, šikmost činila 71°. Závěrné zídky byly kolmé. Spodní stavba byla kamenná, plošně založená.

Ocelová příhradová konstrukce byla silně rzivá. Dle revizní zprávy a průzkumu byly konstrukce značně korozně oslabené s velkým korozním úbytkem především u dolních krčních úhelníků, úhelníků koncových svislic a prvků v místě podružných ložisek. U krčních úhelníků koncového příčnicku byla zjištěna trhлина. Ocelová konstrukce byla nevyhovující rovněž z prostorového hlediska, kde nebyl dodržen VMP 2,5, tak z hlediska únosnosti. S ohledem na její stáří přesahující 100 let nebylo zesílení již ekonomické.

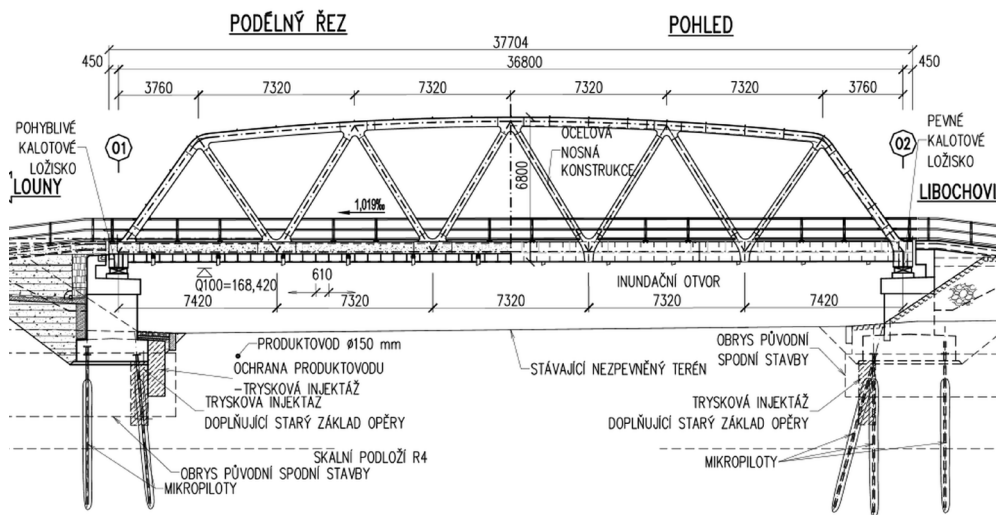
Na opěře O1 byly trhliny v krají závěrné zdi, svislé a stupňovité trhliny v dříku opěry a v křídlech, vodorovné posuny a degradace kamenů s lokální degradací zdící malty. Obdobně tomu bylo i na opěře O2, kde se vyskytovaly prakticky podobné závady.



Obr. 1 Původní stav mostu v km 11,314

2.2 Nový stav

S ohledem na celkově špatný stav byla navržena kompletní přestavba mostu spočívající v nové spodní stavbě, založení a nosné konstrukce. Nová konstrukce byla navržena jako kolmá. Rozpětí konstrukce bylo zvětšeno na 36,8 m. Na mostě je navržen VMP 2,5.



Obr. 2 Podélný řez a pohled mostu v km 11,314

Nové opěry jsou monolitické železobetonové, mají rovnoběžná vyvěšená křídla a železobetonové římsy. Založeny jsou na mikropilotách TR 108/16 v kombinaci se sloupy tryskové injektáže.

Nosná konstrukce je celosvařovaná ocelová s příhradovými hlavními nosníky se zakřiveným horním pasem s bezsvislícovou soustavou prutů. Dolní pás hlavních nosníků je svařovaný I-nosník výšky 960 mm, diagonály jsou tvořeny I-průřezy, horní pás a krajní diagonály tvoří uzavřené komorové průřezy.

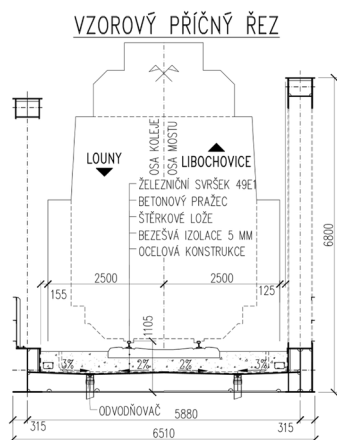
Mostovku představuje ocelový žlab kolejového lože navržený jako ortotropní konstrukce pouze s příčnými výztuhami (příčníky). Příčnicková mostovka byla zvolena z důvodu nedostatku stavební výšky nad hladinou řeky Ohře. Příčné výztuhy sledují pravidelný modul 610 mm a jsou tvořeny obrácenými T-průřezy. Koncové příčníky jsou voleny jako uzavřené, větší výšky než běžné příční výztuhy. Tím bylo dosaženo větší tuhosti soustavy a zajištěna možnosti zdvižení konstrukce z ložisek při umístění zdviháků pod příčníky.

Konstrukce je uložena na kalotových ložiskách a na koncích nosné konstrukce jsou osazeny lamelové mostní závěry.

2.3 Postup výstavby

Po zahájení výluky byla demontována stará konstrukce, odbourány opěry, provedeny mikropiloty a nové opěry. U veškerých prací bylo nutné s ohledem na podzemní vedení etylbenzenu v blízkosti opěry omezit vibrace a upravit stavební postupy, což komplikovalo výstavbu mostu.

U opěry O1 sousedního většího mostu v km 11,559, byla zřízena montážní plošina pro všechny konstrukce. Zde byla nosná konstrukce v km 11,314 smontována do dvou kusů tak, že cca ve středu rozpětí mostu byl vytvořen montážní styk. Následně byly jeřáby přendány přes řeku Ohři a odvezeny k mostnímu otvoru. Po osazení na spodní stavbu a montážní podpěry byly oba díly svařeny do jednoho celku.



Obr. 3 Vzorový příčný řez mostu v km 11,314



Obr. 4 Nový stav mostu v km 11,314



Obr. 5 Nový stav mostu v km 11,314

3. Most v km 11,559

3.1 Původní stav

Nosná konstrukce mostu v km 11,599 na trati Louny – Libochovice byla o třech mostních otvorech s dolní prvkovou mostovkou a rozpětím 36,2+51.5+36,2 m. Nýtovaná ocelová trámová konstrukce byla z roku 1902, kolmo uložená na spodní stavbě. Spodní stavba jak opěr, tak pilířů byla kamenná, plošně založená.

Obdobně jako ocelová konstrukce mostu v km 11,314 měly i tyto konstrukce velké korozní úbytky s řadou trhlin v nosných prvcích. Rovněž byly nevyhovující z prostorového hlediska, kde nebyl dodržen VMP 2,5, tak z hlediska únosnosti. S ohledem na její stáří rovněž přesahující 100 let nebyla její oprava a zesílení již ekonomické. Spodní stavba a to především pilířů byla v poměrně dobrém technickém stavu.



Obr. 6 Původní stav mostu v km 11,559

3.2 Nový stav

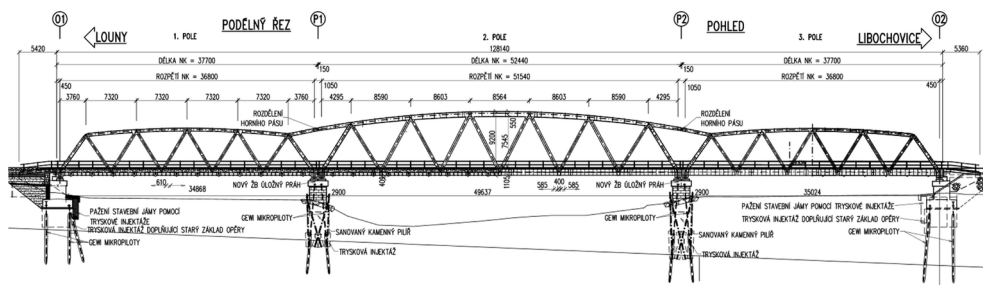
S ohledem na celkově špatný stav byla navržena rovněž kompletní přestavba mostu spočívající v rekonstrukci spodní stavby, zesílení založení a nové nosné konstrukce.

Nové opěry jsou založeny na mikropilotách GEWI o průměru 50 mm z oceli S550. Stejným způsobem je zesíleno založení pilířů v kombinaci se sloupy tryskové injektáže, umístěnými pod původní plošné základy.

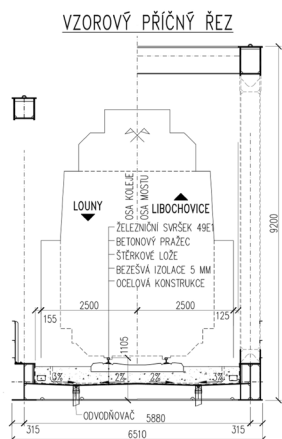
Nové opěry jsou velmi podobné, jako u sousedního mostu tzn. monolitické železobetonové, mají rovnoběžná vyvěšená křídla a železobetonové římsy. Úložné prahy pilířů byly odbourány, na upravený povrch jsou vytvořeny nové železobetonové. Po obvodě zbylé části dřívků jsou provedeny kotevní pruty, které provazují nový úložný práh s kamennými částmi pilířů. Dřívky kamenných pilířů jsou hloubkově injektovány cementovou injektážní směsí a nově spárovány. Účelem injektáže je zpevnit narušené zdivo, zajistit jeho stabilitu, zvětšit soudržnost materiálu a vytvořit kompaktní zdivo schopné přenášet v plné míře zatížení. Cílem je nejen zaplnit otvory a dutiny ve zdivu, ale i vytlačit vzduch a vodu ze zdiva, a tím kromě zpevnění zabránit dalšímu korozivnímu narušování zdiva zevnitř.

Nosná konstrukce je navržena jako jednokolejná, celosvařovaná ocelová s příhradovými hlavními nosníky se zakřiveným horním pasem s bezsvislicovou soustavou prutů. Rozpětí konstrukce činí 36,8 + 51,54 + 36,8 m. Na první pohled se zdá, že konstrukce je spojitá, ale není tomu tak. Jedná se o tři prostá pole, která jsou značně šetrnější ke spodní stavbě s ohledem na požadavek zřízení bezстыkové koleje na mostě a přenosu vodorovných sil jak od vlaku, tak od bezстыkové koleje. Krajiní pole s rozpětím 36,8 m jsou záměrně navrženy téměř shodně s mostem v km 11,314. Hlavní nosník středního pole je navržena velmi podobně tzn. dolní pás hlavních nosníků je I-nosník výšky 960 mm, diagonály jsou tvořeny I-průřezy, horní pás a krajiní diagonály tvoří uzavřené komorové průřezy. Vzdálenost hlavních nosníků je 5,88 m.

Mostovku představuje ocelový žlab kolejového lože obdobných rozměrů jako u mostu v km 11,314 i ze stejných důvodů. Je tedy navržena jako ortotropní konstrukce pouze s příčnými výtuhami (příčnický). Příčné výtuhy sledují pravidelný modul 610 mm v 1. a 3. poli resp 585 mm v 2. poli a jsou tvořeny obrácenými T-průřezy. Koncové příčnický jsou voleny jako uzavřené větší výšky než běžné příční výtuhy. Rovněž příčné výtuhy v uzlech příhrady ve 2. poli jsou voleny jako uzavřené pro dosažení větší tuhosti příčných ráhů.



Obr. 7 Podélný řez a pohled most km 11,559



Obr. 8 Vzorový příčný řez mostu v km 11,559

3.3 Postup výstavby

Před zahájením výluky byla zahájena sanace kamenná stavby pilířů a trysková injekce podzákladí.

Samotná výměna nosné konstrukce byla provedena tak, že v řece Ohři byl zřízen poloostrov, pažený štětovicovou stěnou. Poloostrov sloužil pro umístění pásového jeřábu Liebherr LR 1750, jednoho z největších jeřábů v České republice. V prostoru blízko opěry O1 byla zřízena velká montážní plošina, která sloužila pro předmontáž všech nových ocelových konstrukcí stavby. Pro most v km 11,559 zde byla každá ze tří prostých polí kompletně svařená. Staré konstrukce byly jeřábem postupně po každém poli sneseny do prostoru staveniště, rozřezány a odvezeny. Obdobným postupem byly nové nosné konstrukce jeřábem osazeny zpět do mostního otvoru. Hmotnost staré nosné konstrukce středního pole (tzn. s největším rozpětím) byla 158 tun. Nová konstrukce stejného pole vážila při osazování 225 tun.



Obr. 9 Nový stav mostu v km 11,559



Obr. 10 Demontáž mostu v km 11,559

Kromě mostu byla rovněž dokončena rekonstrukce železniční svršek a spodek v úseku mezi mostem v km 11,314 a 11,559.

4. Závěr

Na základě úspěšné zatěžovací zkoušky byla konstrukce v září 2021 uvedena do provozu.



Hlavními účastníky celé stavby byli:

Investor:	Správa železnic, s.o., Stavební správa západ
Projekt stavby:	TOP CON SERVIS s.r.o., Prodin a.s.,
Zhotovitel stavby:	EDIKT a.s., OK-BE s.r.o.

Autoři příspěvku:
Ing. Ondřej Lojík, Ph.D.,
Ing. Libor Marek,
TOP CON SERVIS s.r.o.
Tel.: +420 731 108 109
E-mail: lojik@topcon.cz

Vyhodnocení výsledků diagnostických průzkumů a přepočtů železničních předpjatých mostů

Ing. Tomáš Dejmek, Ing. Filip Kramoliš, doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.,
Fakulta stavební ČVUT v Praze

Ing. Petr Komanec
Pontex s.r.o.

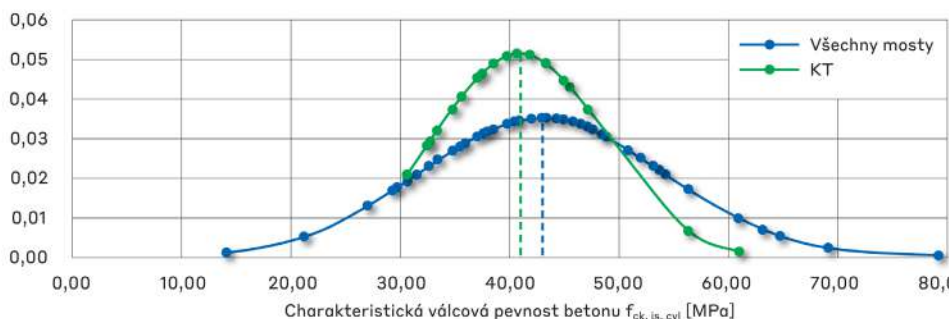
1. Úvod

Předmětem příspěvku je prezentovat vyhodnocení výsledků projektu „Diagnostika a statické posouzení železničních mostů s nosnou konstrukcí“, zpracovaného pro Správu železnic s.o. Tento projekt byl rozdělen na 2 etapy, nejprve bylo hodnoceno 34 a následně 29 mostů. Na řešení projektu se podílely společnosti Kloknerův ústav a Fakulta stavební ČVUT v Praze, Pontex s.r.o., Inset a.s., SHP TS s.r.o a Mott MacDonald CZ s.r.o.

2. Vyhodnocení diagnostických průzkumů

Výsledky provedených diagnostických průzkumů byly po dokončení celé akce podrobně analyzovány a byly vyhodnoceny jejich poznatky, a to jak materiálové vlastnosti, tak výsledky diagnostických sond.

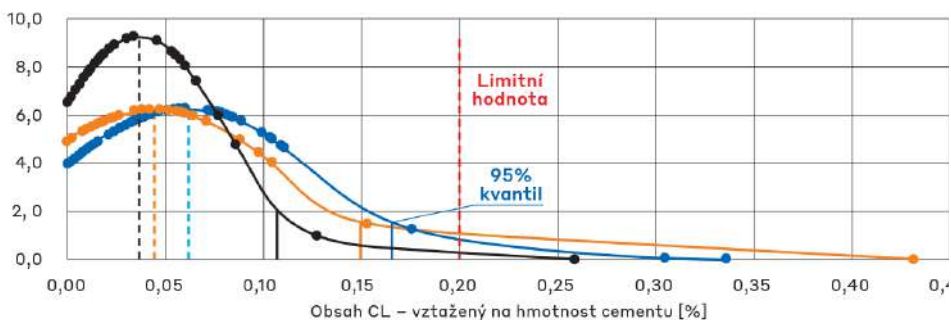
Pevnost v tlaku byla celkově poměrně dobrá a většinou převyšovala hodnotu deklarovanou v projektové dokumentaci, viz obr. 1. Objemová hmotnost prakticky odpovídala používané normové hodnotě 2400 kg/m³.



Obr. 1 Normální rozdělení zjištěné charakteristické válcové pevnosti betonu

Nasákavost betonu většinou splnila limitní hodnotu 6,5%, se střední hodnotou 4,8%. Pro zjištění modulu pružnosti na základě pevnosti v tlaku se největší shody dosáhlo při zprůměrování výsledků převodního vzorce z Eurokódu a ACI 318 (American Concrete Institute).

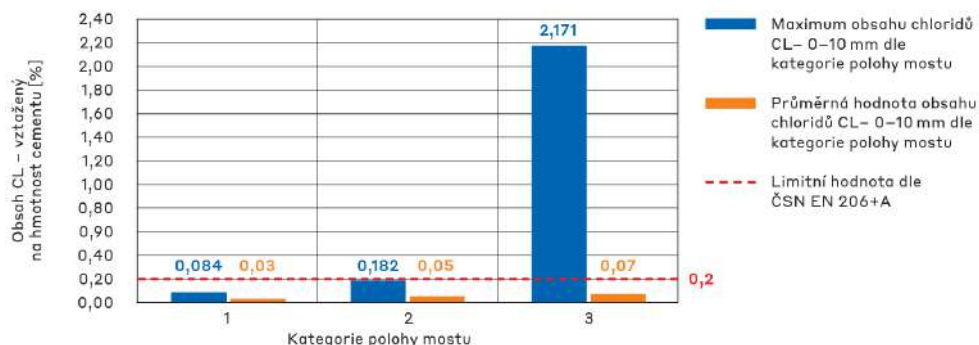
Z provedených diagnostik byla též vyhodnocena přítomnost chloridových iontů v konstrukcích. Z výsledných hodnot byl sestaven graf (viz obr. 2) popisující rozdělení průměrných obsahů chloridů v konstrukcích dle odebraných vrstev. Z grafu je možné vyhodnotit, že k překročení limitní hodnoty dochází s velmi malou pravděpodobností. Obsah chloridů také klesá s rostoucí hloubkou odběru.



Obr. 2 – Statistické vyhodnocení chloridů

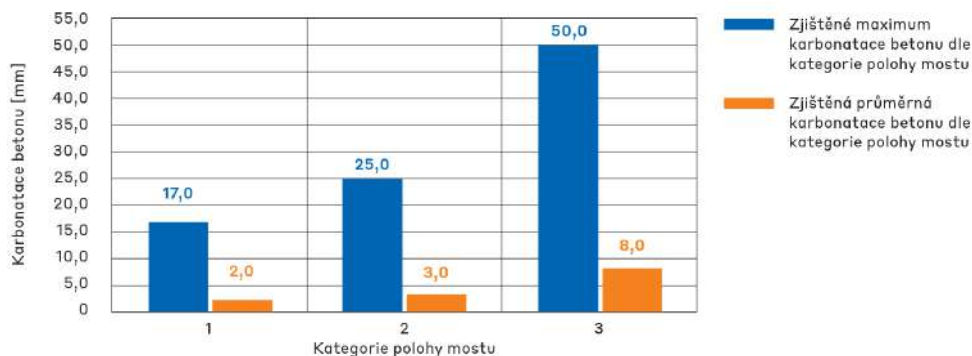
Dále byla provedena analýza míry obsahu chloridových iontů vzhledem k poloze mostní konstrukce. Poloha byla učená vzhledem k okolnímu prostředí a vzhledem k přemostované překážce. Mosty byly děleny do 3 kategorií:

- 1. kategorie – vesnice do 3 tisíc obyvatel, lesy, pole, přemostění vodní překážky/ silnice III. třídy
- 2. kategorie – města 3–30 tisíc obyvatel, přemostění silnice II. třídy/železniční dráhy
- 3. kategorie – města nad 30 tisíc obyvatel, průmyslové areály, přemostění silnice I. třídy/ rychlostní komunikace / dálnice



Obr. 3 – Obsah chloridů v závislosti na umístění mostu

U zkoumaných předpjatých konstrukcí nejvíce vyskytuje karbonatace pohybující se v intervalu od 0 mm do 5 mm, v intervalu 6 mm až 10 mm je četnost výskytu až 8x nižší. Pokud aplikujeme míru karbonatace dle kategorie polohy mostu a vyneseme průměrnou a maximální hodnotu, lze pozorovat rostoucí trend mezi jednotlivými kategoriemi, viz obr. 4. Tento graf reprezentuje určité vodítko pro odhad, zda u dané konstrukce hrozí riziko karbonatace.



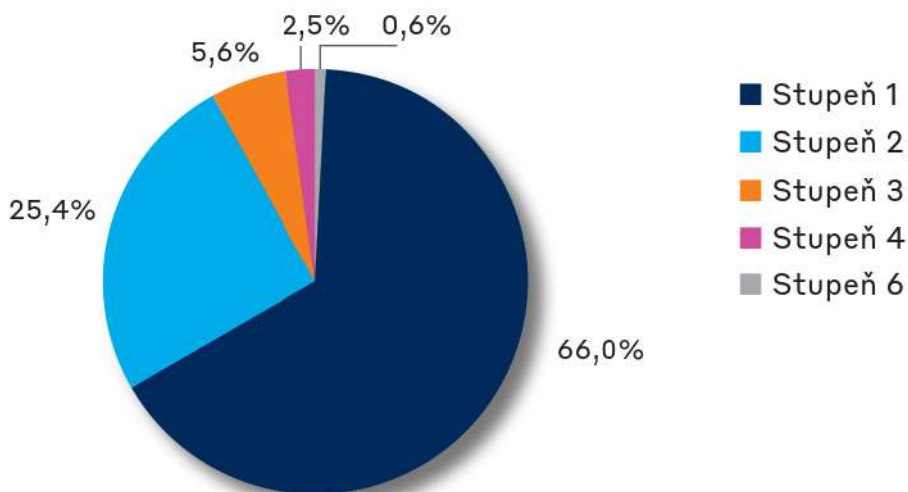
Obr. 4 – Hloubka karbonatace v závislosti na umístění mostu

Z celkového počtu mostů bylo celkem sedm předem předpjatých konstrukcí, kde je karbonatace s ohledem na charakter uložení předpínací výztuže nejzásadnější. U těchto konstrukcí byl nalezen jen jeden případ, kdy hloubka karbonatace odpovídala tloušťce krycí vrstvy.

V rámci diagnostiky bylo prohlédnuto celkem 63 mostů, z toho 50 mostů obsahuje dutiny různého charakteru. Zde bylo zjištěno, že pouze u 4,4 % kontrolovaných přístupných i nepřístupných dutin byla nalezena stojatá voda. Dále u 12,3 % kontrolovaných dutin byla přítomna vlhkost nebo aktivní stopy po zatékání. Za velmi příznivé lze považovat, že téměř 83,3 % kontrolovaných dutin bylo suchých.

Stojící voda byla zjištěna zejména u atypických komorových nosníků, v této skupině byla téměř u 38,2 % kontrolovaných dutin nalezena stojatá voda a u 11,8 % přítomnost vlhkosti.

Nejzásadnější faktor pro únosnost předpjatých konstrukcí je hodnocení stavu předpínací výztuže. Zde bylo využito hodnocení z článku ze sborníku 26. Betonářských dnů (2019) zpracovaného pracovníky Kloknerova ústavu ČVUT v Praze. Stav předpínací výztuže je klasifikován do 6 stupňů hodnotící škály korozního napadení. Korozní oslabení plochy průřezu již v řádu jednotek procent původní plochy výrazně nepříznivě ovlivní mechanické chování předpínací výztuže. Výsledky mechanických zkoušek prokázaly, že kritickou hranicí je cca 5 % ztráty plochy průřezu předpínací výztuže, což přibližně odpovídá koroznímu stupni 4 ze škály uvedené výše, tzn. fáze, kdy se začínají odlupovat korozní zplodiny.



Obr. 5 – Graf stavu všech sond k předpínací výztuži

U většiny typů nosných konstrukcí je stav předpínací výztuže v místě jednotlivých sond ve stupni 1 nebo 2. Výjimka je u nosníků KDP a atypických prefabrikovaných parapetních nosníků. Z celkové počtu řešených mostů je u cca 32 % hlavní nosná konstrukce tvořena dodatečně předpjatými nosníky typu KT. Z celkového počtu sond (122) provedených na těchto typech NK je 99 % sond hodnoceno stupněm 1 (63,1 %), 2 (28,7 %) nebo 3 (7,4 %), tedy korozní oslabení předpínací výztuže není měřitelné.

Klasifikace stupněm 4 a 6 je v zásadě dána dvěma mosty, jedním z nosníků KDP a druhým tvořeným parapetním atypickým nosníkem.

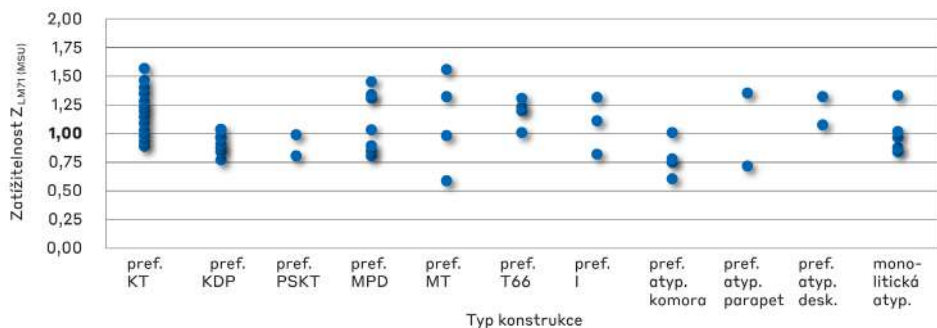
3. Vyhodnocení přepočtů zatížitelnosti

Kompaktní soubor výsledků statických výpočtů různých typů konstrukcí z různých období zároveň umožnil zajímavé statistické vyhodnocení, které poskytuje přehled o únos-

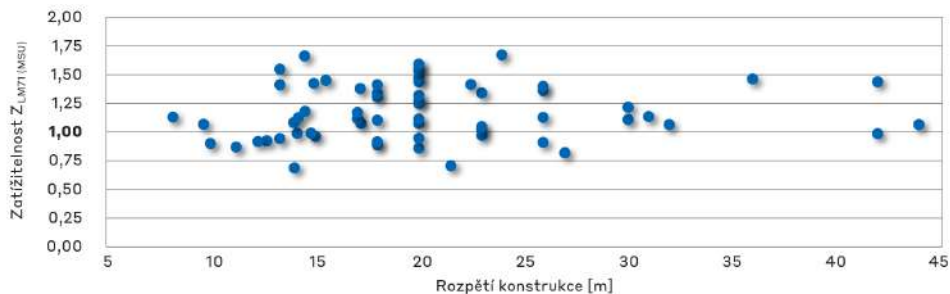
nostech různých typových i atypických konstrukcí prováděných v různých uspořádáních, stavěných různými technologiemi ve vzájemně odlišných podmínkách. Výsledky výpočtů byly rovněž statisticky vyhodnoceny dle dalších parametrů, jako např. rozpětí konstrukcí. Zajímavým parametrem pro vyhodnocení je i rovněž rok výstavby, ze kterého lze odvodit příslušný normový předpis, podle kterého byly únosnosti konstrukcí navrhovány.

V následujících grafech (viz obr. 6 – 8) jsou prezentovány souhrnné zjištěné zatížitelnosti objektů podle typů konstrukcí, podle rozpětí a podle roku výstavby. V uvedených hodnotách je zohledněn aktuální stav konstrukce.

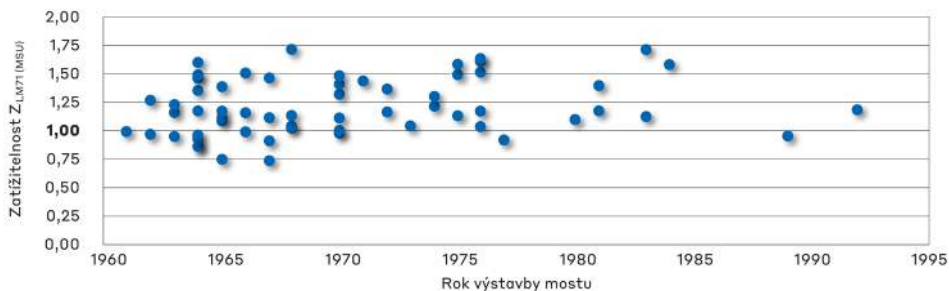
Relativně nízké minimální hodnoty zatížitelnosti u prefabrikátů MT a atypických komorových prefabrikátů jsou způsobené zatížitelnostmi dvou konkrétních objektů, kde rozhodovala kombinace smyku a kroucení.



Obr. 6 – Přehled zatížitelností podle typu konstrukcí

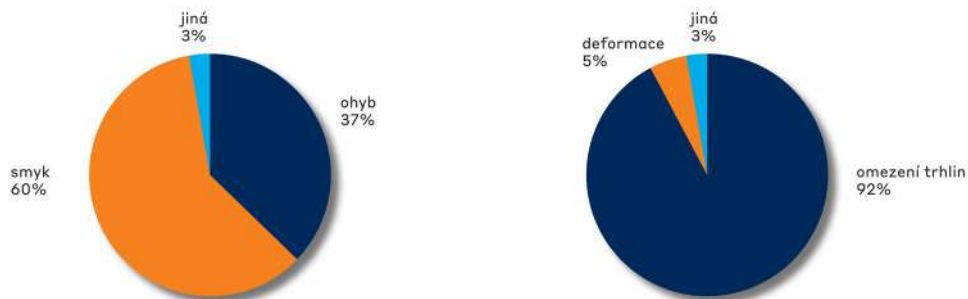


Obr. 7 – Přehled zatížitelností mostních konstrukcí podle rozpětí



Obr. 8 – Přehled zatížitelností konstrukcí dle roku výstavby

Výsledky výpočtů byly pro mezní stav únosnosti i mezní stav použitelnosti analyzovány též z hlediska veličin, které byly rozhodujícím prvkem. Výsledky jsou shrnuty v grafech uvedených na obr. 9.



Obr. 9 – Podíl konstrukcí podle veličin rozhodujících ve výpočtech zatížitelnosti dle mezního stavu únosnosti (vlevo) a dle mezního stavu použitelnosti (vpravo)

4. Závěr

Jak ukazuje předložené vyhodnocení, je stav železničních mostů s předpjatou nosnou konstrukcí díky vyšší kvalitě výroby i kontroly, ale i absenci chemických rozmrazovacích látek, výrazně lepší, než u obdobných konstrukcí v silniční síti. Tyto skutečnosti se odrážejí i na příznivých hodnotách zatížitelnosti.

Podrobněji jsou poznatky shrnuty v připravované publikaci „Železniční mosty s předpjatou nosnou konstrukcí v síti Správy železnic“, který vyjde na jaře roku 2022 a bude prezentována na samostatném semináři.

Poděkování

Příspěvek byl vypracován v rámci řešení projektu „Diagnostika a statické posouzení železničních mostů s nosnou konstrukcí“, řešeného pro Správu železnic, s.o.

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

Železniční most ve Ktové

Ing. Martin Sedmík, Ing. Tomáš Jakubíček, Ing. Jiří Jachan
Valbek, spol. s r.o.

Ing. Libor Kožík, Ing. Gabriela Šoukalová
FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Abstrakt

Příspěvek popisuje návrh a výstavbu mostu nedaleko obce Ktová v CHKO Český ráj. Most převádí železniční trať přes silnici I/35 a místní komunikaci. Nosná konstrukce je navržena jako ocelová trémová příhradová o jednom poli s rozpětím 48,0 m. Most je kolmý. Příčný řez nosné konstrukce je navržen jako dvojice příhradových nosníků s dolní ortotropní mostovkou s kolejovým ložem. Krajiní opěry jsou navrženy jako masivní monolitické. Realizace opěr probíhala pod mostními provizorii za plného provozu na trati. Ocelová konstrukce byla sestavena na předmontážní plošině a následně v hlavní výluce příčným výsunem přemístěna do definitivní pozice.



Obr. 1 – Vizualizace z roku 2017

1. Úvod

Most je realizován v rámci stavby „I/35 Ktová, odstranění úrovňového přejezdu“. Stavba se nachází v extravilánu mezi obcemi Borek a Ktová v okrese Semily. Investorem celé stavby je Ředitelství silnic a dálnic ČR (správa Liberec). Správcem mostu je Správa železnic, s. o. (oblastní ředitelství Hradec Králové).



Obr. 2 – Výstavba – celkový pohled ve směru na Jičín

2. Charakteristika mostu

Most tvoří ocelová trámová konstrukce o jednom poli s rozpětím 48,0 m. Příčný řez nosné konstrukce je navržen jako dvojice příhradových nosníků s dolní ortotropní mostovkou s kolejovým ložem a neomezenou volnou výškou.

Most převádí železniční trať 491 00 Hradec Králové hl. n. – Turnov. Směrově je trať na mostě vedena v pravostranném oblouku o poloměru 223 m. Výškově trať klesá ve směru staničení ve sklonu 13,5 ‰. Mostní konstrukce je navržena kolmá a v přímé. S ohledem na dodržení VMP koleje v oblouku je v příčném směru konstrukce navržena s celkovou šířkou 8,2 m.

Přemostňovanou překážkou je přeložka silnice I/35 a místní komunikace. Mostní konstrukce je umístěna přibližně v úrovni terénu, obě pozemní komunikace jsou pod mostem vedeny v zářezu. Trasa silnice I/35 je pod mostem navržena směrově v přímé s úhlem křížení s osou mostu 42 °. Výškově je hlavní trasa pod mostem vedena v údolnicovém oblouku o poloměru 4500 m s dodržáním průjezdného prostoru 4,80+0,15 m. Místní komunikace je pod mostem vedena podél opěry 1 s výškovým odsazením oproti I/35 o cca 2,5 m a s dodržáním průjezdného prostoru 2,50 m.



Obr. 3 – Výstavba – celkový pohled ve směru na Turnov

3. Založení mostu a spodní stavba

Založení objektu je navrženo v souladu s IGP jako plošné na silně zvětralých pískovcích třídy R5. S ohledem na hladinu podzemní vody nacházející se nad úrovní základové spáry byly základové poměry klasifikovány jako složité. Stavební jámy byly realizovány pod dvojicí železničních mostních provizorií. Vzhledem k prostorovému omezení výkopu a zachování provozu na provizoriích bylo navrženo dočasné zajištění stavební jámy zemními hřebíky a postupné provádění po etážích.



Obr. 4 – Realizace opěr pod mostními provizorií

Krajní opěry výšky cca 6,7 m jsou navrženy jako masivní železobetonové. Na opěry navazují šikmá gabionová křídla. Základy a dřívky opěr s ložiskovými bločky byly provedeny za provozu drážní dopravy na mostních provizoriích. V hlavní výlucce byly následně dokončeny závěrné zídky, pro které byly s ohledem na vnesení zatížení ve stáří přibližně 10 dní předepsány doplňující zkoušky pevnosti betonu na krychlich.

4. Nosná konstrukce

Most tvoří ocelová trémová konstrukce o jednom poli s rozpětím 48,0 m. Příčný řez nosné konstrukce je navržen jako dvojice příhradových nosníků s dolní ortotropní mostovkou. Nosná konstrukce je navržena z oceli třídy S355 J2+N pro plechy tl. ≤ 30 mm, respektive K2+N pro plechy s tloušťkou 30–40 mm.

Hlavní příhradové nosníky jsou navrženy s kosoúhloú trojúhelníkovou soustavou o celkové výšce 6,1 m. Vzdálenost příhradových styčníků je 6,0 m a na dolním pásu jsou mezi jednotlivé vazby doplněny 2 mezilehlé příčníky. Jednotlivé prvky hlavního nosníku jsou navrženy svařované s průřezy tvaru „I“ pro dolní pás, „H“ pro vnitřní diagonály a uzavřeného truhlíkového průřezu pro horní pás a krajní diagonály. Ortotropní mostovka je navržena s pásovými podélnými výztuhami a příčníky s dolní přírubou. Koncové příčníky jsou navrženy zesílené se stěnovými výztuhami v místě lisů pro případné přizvednutí konstrukce.



Hlavní nosníky byly vyrobeny s nadvýšením 30 mm, které odpovídá průhybu od stálých zatížení a části zatížení proměnného. Ocelová konstrukce byla zařazena do třídy provedení EXC3 s dílenskou přejímkou. Protikorozi ochrana konstrukce byla navržena duplexním systémem s celkovou tloušťkou 300 μm , žlab kolejového lože je opatřen vodotěsnou bezešvou izolací.

5. Výroba a montáž ocelové konstrukce

Uspořádání a rozměry jednotlivých dílců vychází z výrobních a montážních možností zhotovitele OK. V podélném směru jsou horní a dolní pás rozděleny přibližně v polovině na 2 dílce včetně zárodku diagonál a mostovky. Veškeré diagonály byly k hlavním nosníkům přivařeny až na montáži. Ortotropní mostovka je v příčném i podélném směru rozdělena na celkem 4 přibližně stejně velké dílce. Příčné dělení mostovky ve středu rozpětí příčníku vyvolalo nutnost návrhu atypického svarového detailu se zvýšenými únavovými vlastnostmi.



Obr. 6 – Příčný výsuv ocelové konstrukce EDK 750

Hlavní nosníky byly na dílně sestaveny ve sklopené vodorovné poloze s následnou dílnskou přejímkou. V obdobné poloze byly dílce sestaveny a svařeny i na montáži s následným zvednutím do svislé pozice pro umožnění montáže ortotropní mostovky. Po svaření ocelové konstrukce byl dokončen systém PKO a následně byl na předem připraveném roštu realizován příčný výsuv do definitivní pozice. Následně byla konstrukce osazena na kalotová ložiska a zkompletovány lamelové mostní závěry.



Obr. 7 – Zatěžovací zkouška jeřábem EDK 750

6. Kolejové lože a příslušenství

Na mostě je navrženo standardní zapuštěné šterkové kolejové lože. Po obou jeho stranách jsou umístěny betonové kabelové žlaby. Kolej na mostě je navržena bezстыková typu 49 E1 uložená na betonových prážkách SB 8P. Převýšení koleje je s ohledem na směrový oblouk navrženo 98 mm a na každém druhém prážci je osazena prážcová kotva.

Na mostě je osazeno ocelové trojmadlové zábradlí výšky 1,1 m z „L“ profilů. Na opěrách a gabionových křídlech je navrženo zábradlí lankové. Odvodnění je řešeno pomocí systému mostních odvodňovačů a podélného svodu vyspádovaného k opěře 2 a následně přes svislý svod a skluz je dešťová voda zaústěna do příkopu komunikace I/35.



7. Shrnutí

Realizace mostního objektu umožní odstranit úrovňový železniční přejezd na frekventované komunikaci I/35 a pomůže tak zklidnit dopravní situaci v okolí. Práce na mostě byly zahájeny v březnu 2021 pětidenní výlukou, během které se osadila mostní provizoria. V průběhu následujících 3 měsíců byla realizována spodní stavba a provedena předmontáž ocelové konstrukce. V červenci 2021 proběhla hlavní výluka v délce 25 dní v rámci které byly dokončeny opěry, nosná konstrukce, kolejové lože a po provedení zatěžovací zkoušky byl most uveden do provozu. Následně probíhaly práce na zářezu hlavní trasy a na konci listopadu byla silniční doprava převedena do definitivní trasy přeložky pod mostním objektem. Aktuálně na mostě zbývá osadit lankové zábradlí na opěrách a provést drobné dokončovací práce.

Ing. Martin Sedmík

Valbek, spol. s r.o.

Tel.: 778 722 442

E-mail: martin.sedmik@valbek.cz

Zosilňovanie a sanácia mostov na ozubnicovej železnici

Ing. Andrej Zitrický, Ing. Ondrej Kridla – Železnice Slovenskej republiky
Ing. Zuzana Ždanská, Ing. Martina Huková – Sika Slovensko, spol. s r.o.

1. Úvod

Ozubnicová železnica vo Vysokých Tatrách, ktorá premáva zo Štrby na Štrbské Pleso, bola prvý krát uvedená do prevádzky v roku 1896 a už vtedy dokázali vlaky na takmer päťkilometrovom úseku prekonať výškový rozdiel 430 m. Pôvodná trať slúžila 40 rokov, v roku 1936 sa prevádzka zastavila a trať sa demontovala. Jej rekonštrukcia začala až s blížiacimi sa majstrovstvami sveta v klasickom lyžovaní, ktoré sa v Československu konali v roku 1970. Vtedy sa vybudovali aj nové mosty, ktoré prekleňovali cestnú komunikáciu vedúcu zo Štrby do Štrbského Plesa. V priebehu roka 2020 sa stali 3 mosty na tejto trati predmetom posudzovania inžinierov a statikov, ktorí po dôsledných výpočtoch a posudkoch vyhodnotili, že mosty je potrebné sanovať a konštrukčne zosilniť. Dôvodom zosilňovania mostov bola modernizácia traťového úseku, technický stav mostov a nové moderné súpravy s vyššou hmotnosťou a ich prevádzkovanie dvojmo, ktoré budú premávať na spomínanej trase. Pre takýto rozsiahly projekt bolo nutné navrhnuť technológiu, ktorá má dlhú životnosť, je jednoduchá a rýchla na realizáciu a dokáže preniesť potrebné zaťaženie bez obmedzenia rekonštrukcie samotnej trate.



Obr. č. 1 pôvodný stav mosta



Obr. č. 2 pôvodný stav mosta

2. Diagnostika a statické posúdenie mostných objektov pred sanáciou

V traťovom úseku TÚ 2684 Štrba – Štrbské Pleso ozubnicovej trate sa nachádzajú tri mosty: v km 0,435, km 1,672 a km 3,282. Diagnostika a prepočty mostov boli vypracované na základe objednávky Železníc Slovenskej Republiky (ŽSR) z dôvodu zámeru prevádzkovateľa ZSSK o nasadenie na trati nových ozubnicových elektrických jednotiek (OEJ) a ich prevádzkovanie dvojmo. Zhotoviteľom diagnostiky a prepočtu prvého a tretieho mosta bola Katedra stavebných konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity v Žiline (SvF UNIZA), druhého mosta bol Výskumný a vývojový ústav železníc (VVÚŽ).

Prvý most v km 0,435 premostuje cestnú komunikáciu I. triedy – cesta I/18 spájajúcu Važec a Lučivnú. Mostný objekt je betónový, trojpoľový, nosnú konštrukciu tvorí v priečnom smere 5 predpätých nosníkov KA 61 dĺžky 19,60 m vo všetkých poliach. Na nosníkoch sú vytvorené krajné rímsoy so spádovou betónovou doskou – nejedná sa o spriahnutú konštrukciu, spádová betónová doska bola vytvorená z dôvodu odvodnenia štrkového lôžka. Mostná konštrukcia je v smerovom oblúku $R = 150$ m, šikmá ($64,95^\circ$ až $83,08^\circ$) v pozdĺžnom stúpaní 2,26 %. Nosná konštrukcia má v pozdĺžnom smere rovnaký spád, ako niveleta trate.

Druhý most v km 1,672 premostuje cestnú komunikáciu II. triedy – cesta II/538 spájajúcu Štrbu a Štrbské Pleso. Mostný objekt je betónový, trojpoľový, nosnú konštrukciu tvorí v priečnom smere 5 predpätých nosníkov KA 61 dĺžky 10,60 m v poli č. 1, 13,60 m v poli č. 2 a 13,60 m v poli č. 3. Na nosníkoch sú vytvorené krajné rímsoy so spádovou betónovou doskou – nejedná sa o spriahnutú konštrukciu, spádová betónová doska bola vytvorená taktiež z dôvodu odvodnenia štrkového lôžka. Mostná konštrukcia je priama, šikmá (66°) v pozdĺžnom stúpaní 8,5 %. Nosná konštrukcia má v pozdĺžnom smere rovnaký spád, ako niveleta trate.

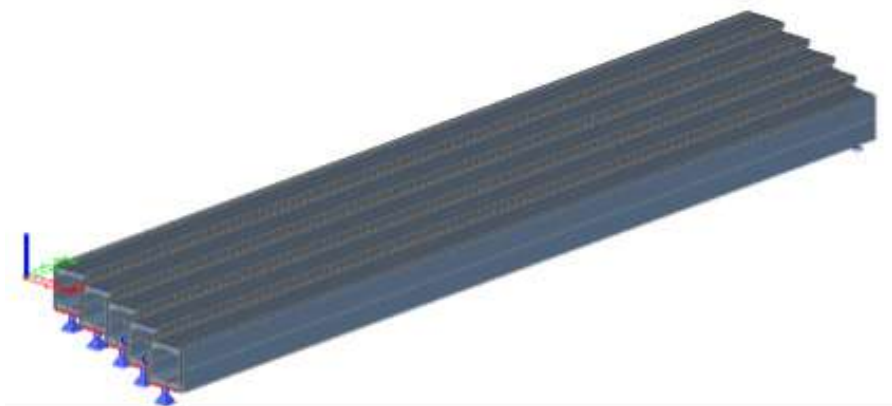
Tretí most v km 3,282 premostuje rovnakú cestnú komunikáciu II. triedy ako objekt č. 2 – cesta II/538 spájajúcu Štrbu a Štrbské Pleso. Mostný objekt je betónový, konštruk-

ciu tvorí v priečnom smere 5 predpätých nosníkov KA 61 dĺžky 13,60 m v poli č. 1, 19,60 m v poli č. 2 a 16,60 m v poli č. 3. Na nosníkoch sú vytvorené krajné rímsy so spádovou betónovou doskou – obdobne sa nejedná o spriahnutú konštrukciu, spádová betónová doska bola vytvorená z dôvodu odvodnenia štrkového lôžka. Mostná konštrukcia je priama, šikmá (45°) v pozdĺžnom stúpaní 10,0 %. Nosná konštrukcia má v pozdĺžnom smere rovnaký spád ako niveleta trate.

Na všetkých troch mostoch je koľajové lôžko premennej hrúbky v priečnom smere a po rekonštrukcii trate mierne aj v pozdĺžnom smere. Ich spodnú stavbu tvoria dve monolitické gravitačné opory tvorené železobetónovým úložným prahom uloženom na troch pilótach s rovnobežnými krídlami a dva medziľahlé piliere (čiastočne prefabrikované). Nosné konštrukcie sú uložené na železobetónových úložných prahoch pomocou korkolitových dosiek hr. 20 mm.

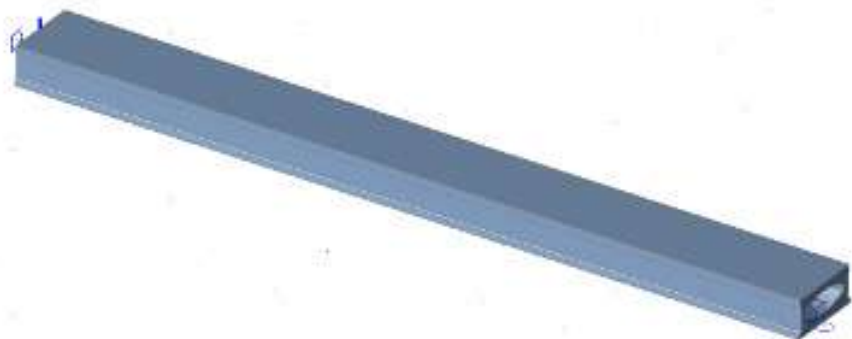
Pri diagnostike mostov sa vizuálnou prehliadkou zistilo porušenie izolácie, ktoré spôsobuje zatekanie medzi nosníkmi a zatekanie v miestach dilatácií na pilieroch a oporách. Významné boli aj pozdĺžne trhliny v spodnej pásnici predpätých nosníkov v miestach káblových kanálikov. Kritérium pevnosti v tlaku betónu bolo splnené podľa platnej normy. Karbonatizácia betónu bola nameraná max. 5 mm. Korózia predpínacej výstuže nebola zistená po odkrytí výstuže. Káblové kanáliky boli zainjektované, ale v horných častiach káblového kanálika nie úplne kvalitne. Korózia betonárskej výstuže na spodnej stavbe nebola zistená, v nosníkoch iba povrchová na strmeňoch (z dôvodu nedostatočnej krycej vrstvy). Vzhľadom na začínajúce zatekanie medzi nosníkmi a na koncoch nosníkov (dilatácie) hrozilo, že v budúcnosti sa korózia výstuže v krajných nosníkoch môže objaviť a môže nastať poškodenie kotvenia predpínacej výstuže.

Prepočet a výpočet zaťažiteľnosti sa vykonal pre nosnú konštrukciu a spodnú stavbu (piliere). Do úvahy sa uvažovali hodnoty materiálových a geometrických charakteristík zistených na nosnej konštrukcii a spodnej stavbe, ktoré boli overené diagnostikou (hodnoty z poskytnutej PD). Ďalej boli zohľadnené európske normy STN EN, platné pre navrhovania mostov. S ohľadom na existujúcu metodiku zohľadňujúcu platné normy, posudzovala sa odolnosť prierezu nosníkov KA 61, zistená podľa STN EN so zohľadnením reálnych materiálových a geometrických charakteristík. Nosná konštrukcia bola posúdená na momentovú odolnosť, šmykovú odolnosť a obmedzenie napätí. Keďže pôvodná nosná konštrukcia mostov nebola navrhovaná a overovaná na zaťaženie UIC 71, ale bola navrhovaná a overovaná priamo na špeciálnu súpravu určenú na dopravu len po tejto trati (z tohto dôvodu boli použité predpäté nosníky pre pozemné komunikácie, ktoré by však na zaťaženie UIC 71 nevyhovovali), bola zaťažiteľnosť všetkých prvkov nedostatočná. Následne bola overená prechodnosť na nové požadované zaťaženie – špeciálna súprava GTW2/6 EMU, ktorá bude jazdiť po rekonštruovanej ozubnicovej trati. Pri prvom a treťom moste pre stanovenie odozvy nosnej konštrukcie na zaťaženie bol použitý výpočtový model zohľadňujúci kĺbový spôsob spojenia tyčových prefabrikátov v priečnom smere ako „žalúziová doska“, teda v priečnom smere sú nosníky (nosníky boli modelované z hornej a dolnej dosky a z dvoch bočných zvislých stien, ako komorové nosníky) spojené kĺbovou väzbou v strede výšky nosníkov pomocou vodorovnej dosky simulujúcej betónovú zálievku medzi nosníkmi. Uloženie nosníkov rešpektuje predpoklady statickej schémy – v pozdĺžnom smere ako prostý nosník, v priečnom smere ako žalúziová doska.



Obr. č.3 Výpočtový 3D model – model jedného poľa prvého a tretieho mosta

Pri druhom moste bol použitý zjednodušený výpočtový model aj keď sa jedná o priestorovú konštrukciu, vzhľadom na spôsob návrhu bola nosná konštrukcia modelovaná, ako prútová konštrukcia – jeden prefabrikovaný predpätý nosník a roznos zaťaženia v priečnom smere bol uvažovaný rovnomerne.



Obr. č.4 Výpočtový 3D model – model jedného poľa druhého mostu

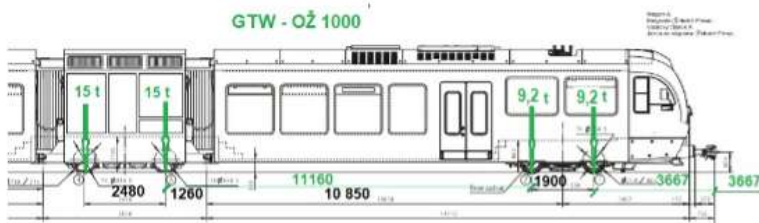
Z výsledkov vykonanej diagnostiky a prepočtu vyplynulo, že prefabrikované predpäté nosníky nosných konštrukcií, úložne prahy a stĺpy pilierov všetkých troch mostov nevyhovujú na prechodnosť (II. medzný stav – obmedzenie napätí v prípade predpätých nosníkov a na I. medzný stav – ohybovú únosnosť v prípade úložných prahov a pilierov).

Následne Katedra stavebných konštrukcií a mostov Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity v Žiline (SvF UNIZA) vypracovala projekt rekonštrukcie – zosilnenia mostov. Nosné konštrukcie (jednotlivé predpäté nosníky KA 61) sú zosilnené pomocou predpätých uhlíkových (CFRP) lamíel. Bol navrhnutý patentovaný celý systém od fy. SIKA – jedná sa o lamely CarboDur S626 (60 x 2,6 mm), ktoré bolo potrebné predopnúť na predpínaciu

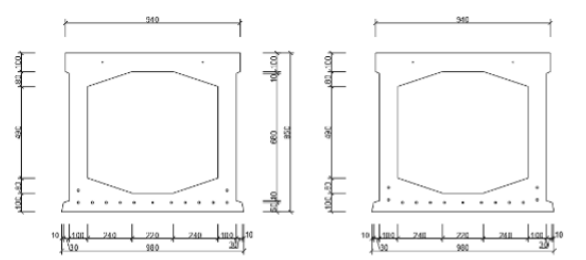
silu 140 kN. Lamely nebolo možné predopnúť na max. silu z dôvodu malej hrúbky spodnej dosky predpätých nosníkov KA 61 (100 mm), preto boli použité 2 lamely na každý nosník. Každá lamela je kotvená certifikovanými kotvami od spoločnosti StressHead jednou pasívnou a jednou aktívnou kotvou. Na jeden nosník sú použité dve lamely – kotvy sa prestriedali. Pôvodné základové bloky pilierov nebolo potrebné zosilňovať. Drieky pilierov (stĺpy pilieru) bolo potrebné zosilniť pomocou vybetónovania priestoru medzi stĺpmi drieku s použitým betónárskej výstuže.

3. Požiadavky projektu

Hlavnou požiadavkou projektu bolo navrhnuť technické zosilnenie nosných konštrukcií.



Obr. č. 5 zaťaženie novou súpravou a nápravové tlaky



Obr. č. 6 priečny rez tyčového prefabrikátu typu KA 61

Na všetkých troch mostoch pred samotnou realizáciou bola vykonaná výmena izolácie na nosných konštrukciách a vykonaná nutná oprava odkrytých častí nosnej konštrukcie.



Obr. č.7 odstraňovanie starej izolácie



Obr. č. 8 montáž novej izolácie

V prvej etape prác ošetriť a sanovať betónový povrch na spodných a bočných stranách mostov. Odstrániť zvetralý a nesúdržný betón, ošetriť obnaženú výstuž a povrch zjednotiť pomocou sanačnej malty, vytvoriť dokonalý povrch pre následné zosilňovanie. Finálnu ochranu sanovaných konštrukcií zabezpečí sekundárna ochrana vhodným ochranným náterom.

V druhej etape sa riešil návrh a možnosť realizácie zosilnenia nosných konštrukcií tak, aby vyhovovali novému zaťaženiu. Jednou z uvažovaných alternatív na zosilňovanie nosných konštrukcií bola špecializovaná a patentovaná technológia, na ktorej spolupracujú spoločnosti Sika® a StressHead AG viac ako 20 rokov. Jedná sa o technológiu predpínania CFRP lamíel – systém Sika® CarboStress®.



Obr. č. 9 pohľad rektifikáciu nadvýšenia



Obr. č.10 pohľad na montáž deviátorov

4. Príprava projektu

Vzhľadom na výnimočnosť a technickú náročnosť systému bola na vypracovanie projektu a realizáciu predpinania oslovená partnerská firma StressHead AG zo Švajčiarska. Na príprave projektu komunikovali už počiatočnej fázy všetky zúčastnené strany veľmi intenzívne.

Po zhodnotení vhodnosti tohto systému staticmi a zástupcom spoločnosti StressHead pripravil odborník na tento systém z firmy StressHead všetky potrebné podklady – detaily umiestnenia, detaily pre výrobu deviátorov, postupy pre zabudovanie.



5. Riešenia na opravu a ochranu železobetónových konštrukcií

Na sanáciu betónového povrchu po jeho dôkladnom očistení boli použité výrobky z rady Sika MonoTop®. Obnažená výstuž sa ošetrila náterom na ochranu výstuže a zároveň adhéznym mostíkom pre nasledujúce vrstvy SikaTop® Armatec®-110 EpoCem®. Reprofilačná malta Sika MonoTop®- 412 N bola použitá na lokálne vyspravenie nerovného povrchu a zároveň na vytvorenie podkladnej plochy pre lepenie uhlíkových lamiel Sika® CarboDur®-S626. Na lokálnu sanáciu bočných strán mostovky bola použitá opravná malta SikaRep®, na celoplošné uzatvorenie boli použité jemná stierka Sika MonoTop®-620 a finálny ochranný náter Sikagard®-680 S.



Obr. č. 13 pohľad na očistenú nosnú konštrukciu



Obr. č. 14 pohľad na namontované deviátory

6. Zosilňovanie konštrukcie a predpínanie uhlíkových lamíel

Zabudovanie technológie predpínania lamíel môže realizovať iba jej dodávateľ – firma StressHead – alebo certifikovaná realizačná spoločnosť. Vzhľadom na to, že sa jednalo o prvý projekt na Slovensku, predpínanie bolo realizované za osobnej účasti dvoch pracovníkov zo Švajčiarska.

Na mostnú konštrukciu sa zo spodnej strany mosta osadili oceľové deviátory, do ktorých sa následne osadila a ukotvila lamela. Pred napínaním sa na lamelu nanieslo lepidlo Sikadur®-30, ktoré v tomto prípade slúži najmä na dokonalé spojenie lamíel s povrchom mosta. Samotné predpínanie pomocou hydraulického zariadenia, osadeného do oceľového deviátora, vytvorilo požadované výpočtové napätie.

Spolu bolo na troch mostoch zabudovaných 90 CarboStress systémov, celkovo nalepených cca 1.200 m lamely Sika® CarboDur® S626. Dĺžka systémov bola od 8 m do 15,5 m.

Samotnú realizáciu vykonávali pod odborným dohľadom pracovníci ŽSR Mostný obvod.

V prípravnej fáze ŽSR Mostný obvod zabezpečoval výrobu deviatorov, očistenie mostného objektu technológiou vodného lúča, vrtanie otvorov cca 1200 otvorov vrátane zosilnenia pilierov a základov.



Obr. 15 pohľad na betónáž pilierov



Obr. 16 pohľad po zabetónovaní pilierov

7. Záver

Obnova mostov na ozubnicovej trati si vyžiadala zvládnutie aj nepredvídaných podmienok v horskom teréne a celý priebeh stavby by sme mohli charakterizovať ako efektívne a racionálne využitie ľudského, technologického a technického potenciálu.

Na základe konštruktívneho prístupu všetkých projektantov z UNIZA a VVUŽ podieľajúcich sa na príprave s využitím moderného systému Sika® CarboStress s využitím aktívneho zosilňovania nosných konštrukcií vzniklo realizáciou pracovníkmi ŽSR Mostný obvod za technického dozoru dodávateľskej firmy Sika® a StressHead® technické dielo rekonštrukcie mostných objektov, ktoré stabilizovalo požadovanú životnosť mostného objektu.

Hlavným prínosom týchto opráv mostov je spokojnosť cestujúcej verejnosti a hrdosť všetkých zainteresovaných pracovníkov podieľajúcich sa na opravách hore uvedených železničných mostov.

Na záver je nutné poďakovať všetkým zúčastneným železničným zložkám aj mimo železničným firmám za dokonalú súhru, ktorej výsledkom bola vydaná realizácia prezentujúca schopnosť ŽSR zabezpečiť prevádzku dopravnej cesty.



Obr. 17 pohľad na novú električku na moste



Obr. 18 pohľad na nový stav

8. Literatúra, normy a predpisy

Projektová dokumentácia mostov v km O,435 , km 1,674 ,
a km 3,382 trate Štrba – Štrbské pleso
Technické listy SIKA
Mostné revízne správy, evidenčné listy
Technická dokumentácia správcu železničných mostov
Technické normy, predpisy, nariadenia.

9. Účastníci projektu

Investor:	Železnice Slovenskej republiky
Projektant, spracovateľ diagnostiky a statického prepočtu:	Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, kolektív z Katedry stavebných konštrukcií a mostov pod vedením doc. Ing. Peter Koteš, PhD, Železnice Slovenskej republiky – Výskumný a vývojový ústav železníc Žilina, zodpovedný riešiteľ diagnostiky a prepočtu Ing. Ondrej Kridla.
Generálny dodávateľ:	Železnice Slovenskej republiky Mostný obvod so sídlom v Košiciach.
Správca železničných mostov:	Železnice Slovenskej republiky Mostný obvod so sídlom v Košiciach.
Dodávateľ materiálov na sanáciu a zosilňovanie:	SIKA Slovensko, spol. s r.o.
Návrh, dodanie a realizácia predpínania CFRP lamíel:	StressHead AG, Švajčiarsko

Praktický příklad využití BIM v projektu železniční estakády v Krakově

Ing. Jitka Kochtová, MBA, Construsoft s.r.o.

1. Optimalizace projektu s využitím BIM

Stavební projekty znamenají vždy velkou výzvu z hlediska vzájemné komunikace, kvalitní organizace práce a splnění všech úkolů v požadovaných termínech. S nárůstem velikosti stavby, složitosti konstrukce a vyšším počtem zúčastněných subjektů se riziko možných obtíží zvyšuje geometrickou řadou. Projektanti proto neustále hledají nová řešení a nástroje, které by mohly zlepšit a urychlit jejich práci. Zaměstnanci firmy MP Mosty Sp. z o.o. vyzkoušeli nový způsob optimalizace projektu s využitím technologie BIM během realizace jedné z klíčových investic Polskich Linii Kolejowych (železniční podnik v Polsku) – železničního spojení Kraków Zabłocie – Kraków Krzemionki (v současné době Kraków Podgórze), která byla oficiálně otevřena 10. prosince 2017. Výstavba tohoto dopravního uzlu byla zaměřena mimo jiné na zlepšení provozu vlaků směřujících do měst Zakopane, Skawina a Osvětim, jakož i zkrácení doby řízení a zvýšení kapacity provozu mezi stanicemi Kraków Główny – Kraków Płaszów.

2. Příprava projektu

Provedením kompletního projektu technologie byla pověřena firma MP Mosty Sp. Z o.o., která působí na polském trhu již od roku 2005. Na začátku se zabývala výrobou a projektováním v oboru pozemních komunikací, dnes se specializuje na optimalizaci inženýrských staveb.

Rozsah projektových prací zahrnoval výrobní dokumentaci ocelové konstrukce viaduktu WK–1, estakády ES–1, estakády ES–2 (obr. 1). Viadukt WK–1, tvořený spřaženou ocelobetonovou konstrukcí, se skládá ze dvou rovnoběžně vedených částí, každá je tvořena čtyřmi ocelovými nosníky (s průřezem I a výškou 1,5 m) spřaženými s betonovou deskou. Estakády ES–1 a ES–2 jsou ocelobetonové konstrukce, skládající se ze dvou ocelových nosníků příčně spojených spřaženou konstrukcí. Průřezy nosníků mají tvar obdélníkové

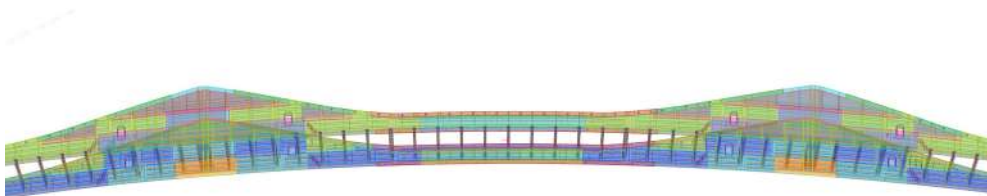
krabice o šířce 0,9 m a výšce 2,4 m a 2,6 m. Nad podpěrami nejdelšího rozpětí je výška průřezu proměnná a dosahuje až 9 m.



Obr. 1

Během práce na ocelové konstrukci používali projektanti firmy MP Mosty BIM software – Tekla Structures. I když v zadání tohoto projektu investor nevyžadoval realizaci projektu pomocí technologie BIM, v průběhu prací bylo zaznamenáno několik výhod – např. během setkání s dodavatelem zodpovědným za montáž ocelových konstrukcí usnadnil a zrychlil 3D model ověřování nastavení prvků vedení použitých pro správné uložení následných úrovních nosníků.

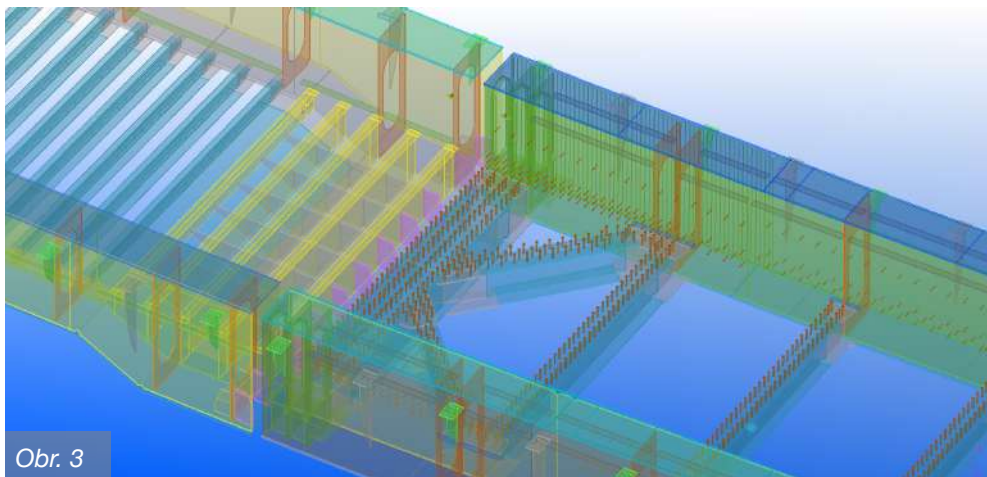
Práce v programu byla rozdělena mezi dva projektové týmy. Úkolem prvního (dvoučleného) týmu bylo modelování konstrukce (1 projektant – ES–1, 2 projektanti – ES–2). (Obr. 2) Druhý tým, jehož počet se lišil podle potřeby (obvykle 2–4 projektanti), zodpovídal za vytváření výkresů.



Obr. 2

Komponenty a makra, které jsou k dispozici v Tekla Structures, umožnily efektivní provedení nadvýšení ocelových nosníků. Možnost vytvářet vlastní uživatelské komponenty (např. konzoly pro akustické panely nebo trny ocelových nosníků) výrazně zrychlila proces modelování.

Díky použití formátu IFC pro načtení referenčních objektů do modelu, bylo možné provést dodatečnou kontrolu nad dilatací mezi objekty estakády ES–2 (Obr. 3), což umožnilo ověřit rozměry dilatačních mezer nejen půdorysně, ale také výškově.



Obr. 3

Projektanti navíc ocenili funkčnost programu z hlediska automatického generování výrobních výkresů dílců a výkazů materiálu, ale také provázání modelu a dokumentace, která zajišťovala bezproblémovou aktualizaci – klíčová otázka při provádění změn tak rozsáhlého projektu s velkým počtem prvků.

Úprava výkresů probíhala velmi hladce díky funkci pro automatické generování dokumentace podle předem připravených šablon.

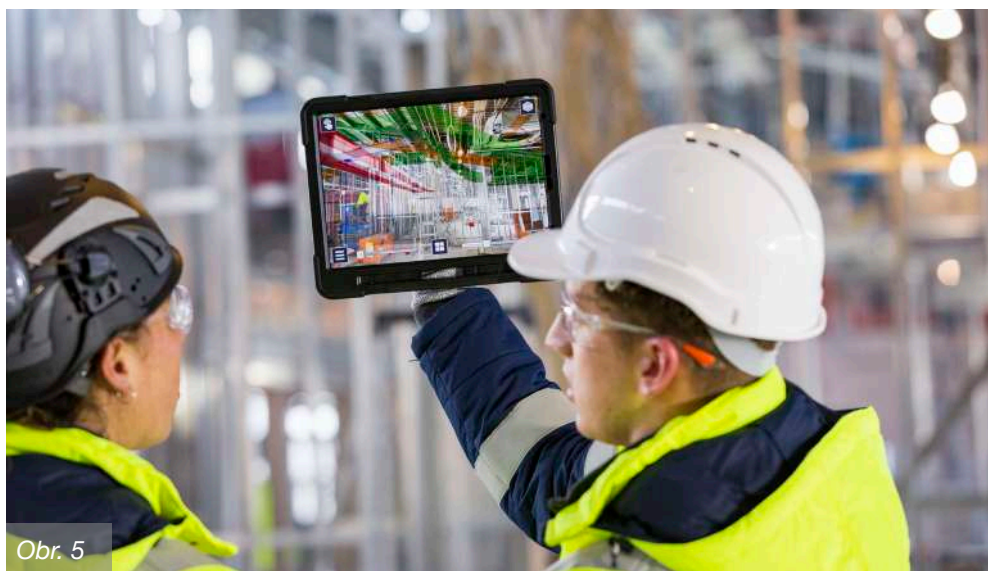
Dokumentace byla předávána po etapách přizpůsobených plánu realizace. Nejdříve byly vydány výkazy materiálu, následně byla poskytnuta výkresová dokumentace ve formátech pdf a dwg. Aby byla zajištěna kontinuita výroby a svařování jednotlivých dílců (obr. 4), byly výkresy zasílány v odpovídajících dávkách.



Obr. 4

3. Výhody využití technologie BIM

Další výhoda, kterou BIM modely přinášejí je ta, že mohou být efektivně využívány v nejmodernějších technologiích jako jsou například brýle pro smíšenou realitu Trimble XR10 nebo v snadno dostupných mobilních telefonech prostřednictvím AR (rozšířená realita). Obě dvě možnosti jsou dalším krokem k zefektivnění stavebních procesů. Zatímco virtuální realita neumožňuje přenést digitální modely staveb do reality, ta rozšířená a smíšená umožní smísit digitální model s reálným světem. Tato technologie se stává běžnou už i v české a slovenské společnosti, a to v celé fázi procesu výstavby. S moderními brýlemi pro smíšenou realitu Trimble XR10 dokážeme připravený 3D BIM model se všemi informacemi umístit do reálného světa. Toho se využívá primárně pro lepší představivost jednotlivých projektů, zefektivnění samotné výstavby a výroby a kontrolní mechanismy – soulad vs. nesoulad mezi digitálním modelem a skutečným stavem (stavba). V 3D brýlích lze prostřednictvím aplikace Trimble Connect zobrazit jakýkoliv 3D BIM model z jakéhokoli softwaru. Umožněny jsou i základní funkce jako zobrazení informace o jednotlivých elementech modelu, měření, upravení velikosti modelu apod. Rozšířená a smíšená realita tak přináší novou inovaci do celého stavebnictví.



Obr. 5

Využití programu Tekla Structures a obsáhlého informačního 3D modelu výrazně zrychlilo a zefektivnilo práci v projekční kanceláři. Nová technologie BIM umožňuje eliminovat nákladné chyby a opravy, zkrátit dobu projektu a lépe mu porozumět v průběhu celého procesu. Poskytuje také možnost rychlejší a snadnější reakci na potřebné úpravy. Výše uvedené výhody umožňují výrazně snížit náklady na celou investici, což je nejlepší způsob, jak zvýšit svůj zisk. To ukazuje jasný dopad používání technologie BIM a důvod pro její rostoucí popularitu.

Autor: Ing. Jitka Kochtová MBA,
Construsoft s.r.o.
Tel.: 602 521 018
E-mail: jitka.kochtova@construsoft.cz

Dipl. Ing. Sławomir Woźniak
Construsoft Sp. z o.o.
Tel.: +48 503631988
E-mail: slawomir.wozniak@construsoft.pl

Dipl. Ing. Magdalena Sypek
MP-MOSTY Sp. z o.o.
Tel.: +48 667677906
E-mail: magda@mpmosty.pl

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 mostů v km 78,015, 82,960 a 83,477 trati Praha – Chomutov metodou relining

Ing. Jaromír Zouhar, ViaCon ČR s.r.o.

Pro rekonstrukci mostů v km 78,015, 82,960 a 83,477 trati Praha – Chomutov byly použity flexibilní ocelové konstrukce montované z dílců vlnitého plechu. Sanace stávajících kleneb byla provedena metodou relining, tj. zatažením nově vložených ocelových konstrukcí do stávajícího mostního otvoru a vyplněním volného prostoru tekutou betonovou směsí. Příspěvek popisuje řešení hydroizolace a provádění sanace těchto objektů.

1. Úvod

V září roku 2021 byly zahájeny práce na rekonstrukci tří klenbových mostních objektů v km 78,015, v km 82,960 a v km 83,477 metodou relining s použitím flexibilních ocelových konstrukcí montovaných z dílců vlnitého plechu. Relineing je technologie rekonstrukce stávajících mostních objektů zasunutím nové tenkostěnné flexibilní ocelové konstrukce do stávajícího mostního otvoru a následné vyplnění prostoru mezi stávajícím objektem a nově vloženou konstrukcí vhodným materiálem, zpravidla tekutou cementopopílkovou směsí, který zajistí vyplnění volného prostoru mezi stávající a nově vloženou ocelovou konstrukcí. Díky provedení rekonstrukce touto technologií nebylo nutné omezit provoz na železniční trati.

U všech tří objektů byl navržen relining pouze v šířce stávajícího klenbového mostu mezi čelními zdmi tak, aby čelní zdi i navazující šikmá svahová křídla zůstaly pohledové. Projektantem bylo navrženo otryskání tohoto pohledového kamenného zdiva tlakovou vodou, hloubkové přespárování a nízkotlaká výplňová injektáž. Vypadané a rozrušené prvky zdiva čel a křídel mají být nahrazeny nebo doplněny. Při výměně skupiny porušených a uvolněných kamenů se postupuje tak, že se po uklínování postupně vymění jednotlivé kameny, nebo se vybourají najednou 2–3 vrstvy vadných kamenů tak, aby nebyla ohrožena stabilita ostatního zdiva. Stávající kamenné římsy na čelech mají být sneseny. Ka-

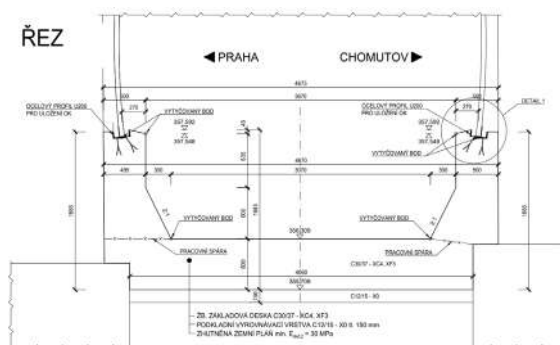
meny z říms budou použity k doplnění kamenných desek na římsy staveb na stejné trati. Na čelech a křídlech mají být zhotoveny nové římsy ze železobetonu C30/37–XC4, XF3.



Obr 1: Objekt v km 78,015 železniční trati Praha – Chomutov montovanou konstrukcí MultiPlate otevřeného profilu napříbetonovaných základových pasech

2. Založení

Konstrukce speciálního otevřeného profilu jsou založeny na železobetonových základových pasech přibetonovaných k líci stávajících opěr a spolu se základovou deskou ve dně mostního otvoru tvoří U profil, který ze statického hlediska zajišťuje roznoš působících zatížení v základové spáře. V horní ploše základových pasů jsou zabetonovány válcované profily UPE 200 tvořící žlábků, v nichž je realizováno zasunutí tubusu do mostního otvoru.



Obr 2: Řez – základové pasy pro ocelový tubus

3. Protikorozní ochrana

Protikorozní ochrana konstrukcí je zajištěna žárovým zinkováním ponorem a nátěry dle požadavků SŽ – OTP pro ochranné nátěrové systémy. Na celé rubové (vnější) straně tubusu je použit dílenský epoxidový nátěr SigmaPrime 700 celkové tloušťky 300 μm schválený Správou železnic, s.o. pod registračním číslem ONS 008/2020 pro prostředí Im3 a životnost V–VV. Na lícové (vnitřní) straně tubusu je použit dílenský epoxidový nátěr tloušťky 160 μm a dílenský polyuretanový nátěr tloušťky 80 μm schválený Správou železnic, s.o. pro prostředí C4–C5 a životnost VV. Spojovací materiál je opatřen stejným nátěrovým systémem jako okolní plechy, přičemž vrchní vrstva nátěru na hlavách šroubů na lícové straně a všechny vrstvy nátěru na maticích na rubové straně jsou provedeny až na stavbě po dotažení matic. Pro tyto nátěrové systémy, jež se používají i pro stavby ŘSD, byly provedeny průkazní zkoušky dle předpisu TKP19B pro stavby pozemních komunikací a na základě odstavce 5.3 předpisu SŽ – OTP pro ochranné nátěrové systémy jsou schváleny i pro použití na stavbách Správy železnic, s.o.

4. Montáž

Montáž probíhala na montážní plošině celkové délky cca 5 m před vtokovým čelem objektů. Montážní plošina byla zhotovena z rovnaniny tvořené železobetonovými panely výškově navazujícími na žlábký z UPE profilů v základových pasech. Nejprve se na této montážní plošině smontovaly 2–4 prstence profilu a po důkladném dotažení šroubových spojů se provedlo jejich zatažení do stávajícího mostního otvoru ve žlábcích v základových pasech. Následně se k již smontované části tubusu připojila další část tubusu, která byla následně opět zatažena dovnitř stávajícího mostního otvoru. Tento postup se opakoval, dokud nebyl celý smontovaný tubus v konečné projektované poloze.



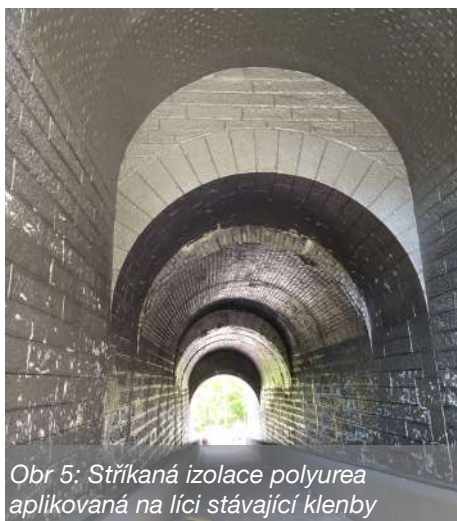
Obr 3: Smontovaná část tubusu na vtoku před zatažením

5. Izolace

Po dohodě s investorem byly – v rámci provozního ověření pod dohledem pověřeného útvaru GŘ SŽ O13 – u všech tří objektů aplikovány vodotěsné izolační vrstvy metodou stříkáním. Byl použit systém vodotěsné izolace (SVI) na materiálové bázi polyurea s názvem MAXGUARD od výrobce Huntsman Building Solutions. U objektu v km 78,015 byl tento SVI aplikován stříkáním přímo na rubovou stranu nové ocelové konstrukce a prováděl se vždy po dotažení šroubových spojů a jejich důkladném zatmelení na montážní plošině. U objektů v km 82,960 a v km 83,477 nebyl tento SVI aplikován na ocelové konstrukce, nýbrž přímo na líc stávajících kamenných kleneb před zatažením tubusu dovnitř stávajícího mostního otvoru.



Obr 4: Stříkaná izolace polyurea aplikovaná na rubové straně ocelového tubusu



Obr 5: Stříkaná izolace polyurea aplikovaná na líc stávající klénby

6. Injektáž

Vyplnění prostoru mezi stávajícím objektem a nově vloženou konstrukcí je provedeno cementopopílkovou suspenzí s obsahem drobného kopaného kameniva frakce 0/4 min. třídy C dle ČSN EN 12620. Třída pevnosti v tlaku směsi Rc 28(60) dle ČSN EN 14227-1 má být C3/4, tzn. pevnost v tlaku 4 MPa pro zkušební tělesa tvaru krychle. Obsah popílku je cca 3x vyšší než obsah cementu. Směs má obsahovat superplastifikační přísadu. S ohledem na minimalizování korozních účinků je obsah chloridů v drobném kamenivu < 0,02% a v popílku dle ČSN EN 450 je obsah chloridů < 0,10% hmotnosti. Před vyplněním prostoru cementopopílkovou suspenzí je nutné provést dozdnění mezer mezi nově vloženým ocelovým tubusem a lícem stávajícího mostního otvoru. Z důvodu omezení namáhání tubusu během injektáže se výplň cementopopílkovou směsí provádí po etapách.



Investor:
Projektant:
Zhotovitel stavby:
Zhotovitel mostních objektů:
Zhotovitel ocelových konstrukcí:
Zhotovitel SVI:

Správa železnic, státní organizace
DIPONT s.r.o.
STRABAG Rail, a.s.
Chládek & Tintěra a.s.
ViaCon ČR s.r.o.
ALLGARD CZ s.r.o.



www.sudop.cz