25. ročník konference

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2020

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

16. ledna 2020

Pořadatelé	Mediální partneři

SUDOP PRAHA

SŽDC

SILNICE ŽELEZNICE

mosty.cz

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2020

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

25. ročník konference

1. vydání, 2020

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

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY 2020
setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Modernizace trati
Horusice - Veselí

Modernizace trati
Rokycany - Plzeň

2. stavba,
Uzel Plzeň

Zdroj: Metrostav a.s.

SUDOP PRAHA®

projekty - inženýring - konzultace

Mostní díla roku:

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

Olšanská 1a, 130 80 Praha 3 * tel.: 267 094 304 * e-mail: praha@sudop.cz * www.sudop.cz

SŽDC.
Dobrá správa

Řídíme, spravujeme a inovujeme železniční síť v České republice. Zaměstnáváme tisíce lidí v regionech a vy můžete být mezi nimi.

SŽDC

Správa železniční dopravní cesty
státní organizace

www.szdc.cz

OBSAH

1| **Rekonstrukce Negrelliho viaduktu – stav po třech letech od zahájení stavby** **1**
Ing. Tomáš Martinek, SUDOP PRAHA a.s.

2| **Rekonstrukce Negrelliho viaduktu – třetí rok činnosti z pohledu dodavatele stavby** **15**
Ing. Linda Černá Vydrová, Ph.D., Ing. Martin Ředina, MBA, HOCHTIEF CZ a. s.

3| **Rekonstrukce Negrelliho viaduktu – průzkumy** **23**
doc. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D., Ing. Tomáš Bittner, Ph.D., ČVUT v Praze, Kloknerův ústav

4| **Standardizace mostních objektů** **31**
Ing. Miroslav Teichman, Správa železniční dopravní cesty, s.o.

5| **Železniční tunely připravované v SUDOPu PRAHA** **36**
Ing. Michal Uhrin, Ing. Marcel Poštek, Ing. Jakub Střižík, SUDOP PRAHA a.s.

6| **Tunel Milochov – předpoklad projektu a skutečnost** **46**
Ing. Petr Velička, Ing. Tomáš Holubek, Subterra a.s.

7| **Železniční tunel Mezno** **54**
Radek Just, Ing. Martin Ňoch, OHL ŽS, a.s.

8| **Mosty na železniční trati Sudoměřice – Votice** **60**
Ing. Martin Pospíšil, Ing. Ondřej Doubek, Petr Novotný, OHL ŽS, a.s.

9| **Použitite antivibračných rohoží pod koľajové lôžko Getzner na betónovom železničnom moste v historickej obci Stádice** **66**
Bc. Tomáš Roth, HYDROBETON s. r. o.
Ing. Ján Šimo, CSc., Klub ZPS vo vibroakustike, s. r. o.

10| **Ocelové mostnice** 74
Ing. Radka Sobotková, INPROVIA a.s.
Ing. Jan Látal, INFRAM a.s.

11| **Rekonstrukce mostu v km 80,083 trati Lovosice – Česká Lípa** 80
Ing. Ivo Heinz, Ing. Ondřej Lojík, Ph.D., TOP CON SERVIS s. r. o.

12| **Rekonstrukce mostu v km 80,083 trati Lovosice – Česká Lípa (Zahrádky)** 87
Bořivoj Leszko, STRABAG Rail a.s.

13| **Rekonstrukce mostu v km 3,715 trati Praha Smíchov – Hostivice** 95
Ing. Matěj Mikšovský, Ing. Štěpán Jakeš, TOP CON SERVIS s. r. o.

14| **Rekonstrukce dvou železničních mostů na pražském „Semmeringu“** 103
Ing. Petr Sýkora, Roman Šimáček, Metrostav a.s.

15| **ŽSR, Modernizácia trate Púchov – Žilina pre rýchlosť do 160 km/h, I. etapa, optimalizácia SO 44.33.11 Púchov – Považská Bystrica, nový železničný most nad Nosickým kanálom** 109
Ing. Denisa Nosková, Ing. Petr Šťasta, Ing. Jiří Nováček, Ing. Antonín Směták, Ing. Gabriela Šoukalová, FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

16| **Možnosti čištění historických ocelových mostů od korozních zplodin pro provedení PKO** 119
doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Fakulta stavební ČVUT v Praze
Ing. Jan Kudláček, Ph.D., Ing. Michal Zoubek, Ing. Jakub Svoboda, Fakulta strojní ČVUT
Ing. Petr Pokorný, Ph.D. , Kloknerův ústav ČVUT v Praze

17| **Rekonstrukce mostu v km 35,579 trati Plzeň – Žatec** 127
Ing. Libor Marek, Ing. Tomáš Vejběra, TOP CON SERVIS s. r. o.

18| **Rekonstrukce mostu v km 35,579 trati Plzeň – Žatec „Plasy“** 135
Bořivoj Leszko, STRABAG Rail a.s.

Rekonstrukce Negrelliho viaduktu – stav po třech letech od zahájení stavby

Ing. Tomáš Martinek, SUDOP PRAHA a.s.

1. Úvod

Od dubna roku 2017 probíhá komplexní rekonstrukce Negrelliho viaduktu v Praze podle projektové dokumentace zpracované projektanty SUDOPu PRAHA a.s.

Hlavním důvodem pro jeho rekonstrukci byl špatný technický stav klenbových konstrukcí a pilířů způsobený nefunkční izolací a odvodněním. Vlivem následného zatékání vody do konstrukce vykazovaly klenby a pilíře řadu závažných poruch. Zejména se jednalo o trhliny ve zdicích prvcích kleneb a spodní stavby (cihly, kameny), degradovaný povrch zdicích prvků, vypadané spárování, v místě zatékání také o plíseň, mech, výluhy z malty nebo výplňového zdiva z opuky a také trhliny vlivem mrazu, kdy zateklá voda po zmrznutí svým zvětšeným objemem roztrhla i armovaný beton. Pro odstranění poruch byly navrženy rozsáhlé opravy a sanace zdiva, v některých případech bylo nutné konstrukci klenby a pilířů zcela rozebrat a přezdít.

Viadukt byl uveden do provozu v roce 1850 jako součást Severní státní dráhy a v roce 1875 byl postaven tzv. spojovací viadukt pro trať Hrabovka – Karlín ze zdiva cihelného u kleneb i pilířů a se dvěma ocelovými příhradovými mosty. Nejstarší části mostu jsou tedy téměř 170 let staré.

Obr. 1 – přemostění Vltavy – žulové klenby.

Obr. 2 – přemostění Štvanice – pískovcové klenby.

V současné době je Negrelliho viadukt tvořen celkem 100 klenbami z pískovcového, cihelného nebo žulového zdiva (viz obr. 1, 2 a 3) a pěti poli jiných nosných konstrukcí. Jeho celková délka je cca 1430 m.

Negrelliho viadukt je nemovitou kulturní památkou, proto byl návrh rekonstrukce s orgány památkové péče už od počátku projektových prací konzultován. Podrobně byly řešeny a projednány i detaily říms, odvodnění, trakčních stožárů a zábradlí. Památkový dohled provádějí pracovníci NPÚ i při realizaci a každá nutná změna je s nimi konzultována.

Podle předběžných průzkumů stavu zdiva a statického přepočtu kleneb byly v projektu navrženy ke kompletnímu přezdění, případně i s pilíři, konstrukce 9 cihelných kleneb a 5 kamenných kleneb. Tento návrh je průběžně upřesňován doplňujícím podrobným průzkumem, který se v rámci rekonstrukce provádí. Na jeho základě bylo z důvodu zjištěných rozsáhlých poruch na rubu kleneb a v pilířích navrženo k rozebrání a přezdění oproti návrhu

Obr. 3 – cihelné klenby na autobusovém nádraží.

projektu dalších sedm kleneb. U dvou cihelných kleneb původně určených k nahrazení novými, na spojovací větvi viaduktu směrem do Libně, bylo naopak na základě jejich zjištěného uspokojivého stavu doporučeno jejich zachování.

Nové mostní konstrukce jsou v rámci rekonstrukce Negrelliho viaduktu navrženy pouze tři, přes ul. Prvního pluku, ul. Křižíkovu a na začátku viaduktu u Masarykova nádraží – přes bývalou uhelnou kolej, dnes neprůjezdný otvor, a nahrazují stávající konstrukce, které již technicky a provozně nevyhovují.

2. Stavební práce provedené v roce 2019

Rekonstrukci mostu provádí sdružení firem HOCHTIEF, STRABAG RAIL a AVERS. Rekonstrukce probíhá v období 04/2017 – 12/2020 za úplné výluky obou kolejí na mostě, s předpokládaným obnovením železničního provozu začátkem června 2020.

V průběhu roku 2019 byly podle projektové dokumentace na klenbových konstrukcích na téměř celém viaduktu dokončeny betonáže roznášecích desek s římsou a zábradlím, kterým předcházela úprava rubu kleneb a průčelních zdí pro pojistnou izolaci, provedení bezešvé izolace rubu kleneb, následné osazení svodů odvodnění a vyplnění rubu kleneb drenážním betonem.

U mostů přes Vltavu pokračovaly práce na mostovce s vysouváním římsových kamenů opatřených nerezovými trny pomocí římsových vozíků na větší vyložení před průčelní zdi kleneb a jejich následné zabetonování do nového žlabu kolejového lože na rubu kleneb, které byly do konce roku zdárně dokončeny a římsy osazeny posledním kamenem a ocelovým zábradlím.

U konstrukcí mostů neklenbových – SO 14-07 přes ul. Křižíkova a SO 14-03 ul. Prvního pluku – byly osazeny a dokončeny nové nosné konstrukce. U mostu SO 14-05 přes bývalou uhelnou kolej byla dokončena jednopolová desková železobetonová nosná konstrukce nahrazující původní NK ze zabetonovaných nosníků, na sanované stávající spodní stavbě.

U mostu SO 14-15 přes Bubenské nábřeží byla dokončena sanace dvoupolové nosné konstrukce z nosníků KT a spodní stavby a nová izolace mostovky včetně tvrdé ochrany.

3. Klenbové mosty

Autorský dozor projektanta při realizaci rekonstrukce v uplynulém období představoval hlavně vyhodnocení výsledků doplňkového diagnostického průzkumu stavu zdiva kleneb a spodní stavby mostů. Na jejich základě bylo nutné navrhnout některé změny PD z důvodu zastiženého stavu zdiva, rozdílného od předpokladů projektu. Počet kleneb, které bylo nutné rozebrat a přezdít, je v současné době 19 z celkového počtu 100 kleneb viaduktu. Z toho je 5 kleneb kamenných, 5 betonových a 9 cihelných.

Již v minulém roce byly u mostu SO 14-06 přes autobusové nádraží oproti předpokladům projektu zjištěny rozsáhlé poruchy zdiva na několika dalších cihelných klenbách (č. 8, 9, 13, 14 včetně pilířů), které byly v průběhu roku 2019 rozebrány a přezděny z nových cihel, včetně původního pískovcového průčelí. Cihelné klenby, které se ze statických důvodů

Obr. 4 – přezdívání cihelných kleneb na autobusovém nádraží.

musí nahradit novými, se vždy rozeberou na podpůrné skruži a vyzdí z nových cihel Klinker rakouského výrobce (viz obr. 4).

U dvou betonových kleneb č. 22 a 23 mostu SO 14-08 u Křižíkovy ulice byla zjištěna nízká pevnost a kvalita betonu a zároveň jejich nedostatečná tloušťka a vyztužení. Na základě statického posouzení bylo nutné je nahradit novou konstrukcí, která byla po konzultaci s orgány památkové péče navržena z pískovcových bloků. Tyto klenby se nacházejí v části viaduktu, kde odbočuje připojovací větev na Hrabovku, a proto jsou půdorysně zalomené. Tvar klenáků u těchto kleneb bylo velmi náročné stanovit a bylo nutné zpracovat 3D model tvaru kleneb a následně i kamenořez. Některé tvarově složité kameny si kameníci přesto museli na místě vymodelovat z polystyrenových bloků (viz obr. 5 a 6) a ověřit jejich tvar

Obr. 5 – složitý tvar kamenů klenby 23.

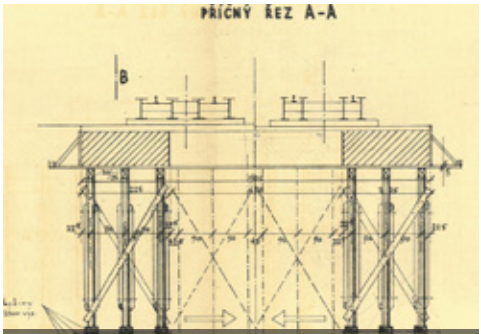
Obr. 6 – model kamenů kl. 23 z polystyrenu.

Obr. 7 – zalomená skruž pro zdění klenby 22.

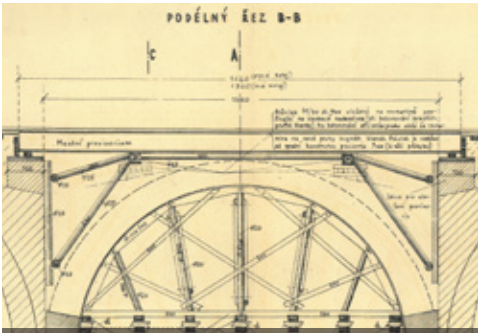
a návaznost v konstrukci klenby a pak teprve je dosekat do výsledného tvaru z pískovce. Pro jejich vyzdění bylo nutné postavit podpůrnou skruž taktéž zalomeného tvaru (viz obr. 7).

Přestože diagnostický průzkum u tří betonových kleneb č. 49, 50 a 51 mostu SO 14-11, v blízkosti Rohanského nábřeží, původně stanovil dostatečnou pevnost betonu na několika odvrtech do klenby i povrchovou pevnost na dalších místech podhledu klenby pomocí Schmidtova kladívka, stav betonu i výztuže zjištěný po odsekání tvrdé omítky tl. 50–80 mm byl diametrálně odlišný. Byla zastižena místa bez řádného probetonování, kaverny (viz obr. 8) vzniklé použitím velkých kamenů jako kameniva do betonu patrně z místních zdrojů, nedostatečným promísením betonu a jeho prohutněním v bednění. To bylo patrně způsobeno špatným přístupem pod mostní provizorium, protože náhrada původních pískovcových kleneb novými betonovými probíhala v 50. letech za nepřerušeného provozu na mostě (viz obr. 9 a 10).

Obr. 8 – podhled původní klenby 50 s poruchami betonu.



Obr. 9 – původní skruž pro klenbu 50 – příčný řez.



Obr. 10 – původní skruž pro klenbu 50 – podélný řez.

Odvrty v dalších místech konstrukce těchto kleneb, zjištěná pevnost betonu a ověření skutečných profilů a rozteče výztuže byly podkladem pro statické posouzení, jehož výsledkem bylo zjištění, že klenby 49 a 51 mají ještě vyhovující únosnost, ale klenba 50 staticky nevyhoví, a proto musí být zbourána a nahrazena novou konstrukcí. Byla zde proto navržena nová železobetonová klenba z betonu C30/37 shodného půlkruhového tvaru, vybetonovaná na ponechaných pilířích mostu, po zbourání původní klenby v celém rozsahu, až do její paty (viz obr. 11).

Obr. 11 – zbouraná klenba 50.

Obr. 12 – skruž pro klenbu 50.

Obr. 13 – klenba 50 – tenzometry ve výztuži.

Obr. 14 – nová klenba 50 s tenzometry a sledovací ústřednou.

Pro sledování chování klenby po betonáži a následném zasypání rubu klenby výplňovým betonem i pro její chování v průběhu zatěžovací zkoušky byly do bednění osazeny tenzometry napojené na sledovací ústřednu pro sběr dat, kterou na přilehlý pilíř mostu osadili pracovníci KÚ ČVUT (viz obr. 12–14).

U cihelných kleneb byla při diagnostickém průzkumu zjištěna chybějící malta hlouběji ve spárách za spárováním v minulosti obnoveným při průběžných opravách, což by znamenalo výrazné snížení únosnosti kleneb. Proto bylo navrženo doplnění malty do spár mikroinjektáží v každé příčné spáře prostřednictvím pakrů ve vzd. 500 mm a za použití mikromletého cementu. Předem byla ověřena úspěšnost vyplnění spár zkušební injektáží a následnými odvrty (viz obr. 15). Ověřená spotřeba injektážní směsi byla 25 l/ m^2 klenby (tl. klenby 600–700 mm).

Na soklech některých pilířů byly po odkopání terénu a jejich odhalení zastiženy opukové kameny v různé kvalitě a stavu (viz obr. 16). Z důvodu jejich vysoké nasákavosti bylo na jejich povrchu navrženo odspádování vrstvou vápenné malty a impregnace hydrofobizačním nátěrem značky REMMERS vhodného složení, doporučeného pro tento účel restaurátory.

Obr. 15 – zkušební mikroinjektáž spár cihelné klenby.

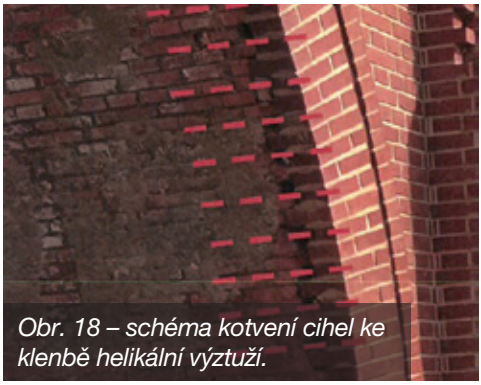
Obr. 16 – sokl pilířů z opuky.

Při opravách cihelných kleneb mostů SO 14-02 a 14-04 byly odbourány nepůvodní cihly na obou stranách bočního líce mostu, které byly vyzděny v minulosti při průběžných opravách z nekvalitního zdiva a nedostatečně prokotveny s původním zdivem. Při obnově průčelního zdiva z nových cihel Klinker bylo zjištěno, že původní cihly nemají jednotnou tloušťku, která se pohybovala v hodnotách od 50 do 80 mm, naproti tomu nové cihly mají přesné rozměry – tl. 75 mm. Proto ani nyní nebylo možné zajistit dostatečné provázání starých a nových cihel vlivem rozdílné polohy spár (viz obr. 17). Proto bylo navrženo dodatečné kotvení nových cihel pomocí trnů z helikální výztuže do původního zdiva (schéma viz obr. 18).

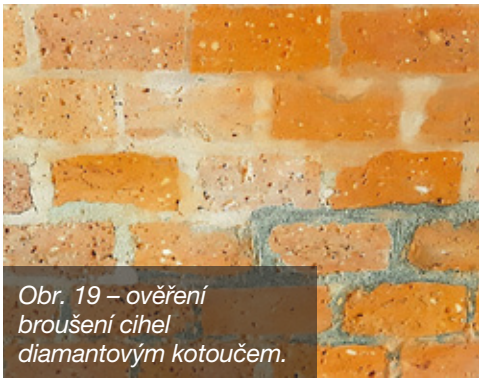
Doplňujícím restaurátorským průzkumem byly vyzkoušeny různé metody očištění cihelného zdiva podhledu kleneb od nečistot a dřívějších zásahů do povrchu cihel a nakonec bylo navrženo celoplošné broušení povrchu cihel diamantovým kotoučem namísto ručního mechanického čištění, jako účinnější a ke zdicím prvkům šetrnější technologie (viz obr. 19).

Dále byly prováděny restaurátorské práce na stávajícím zdivu pískovcovém i cihelném, které mají zajistit odsolení kamenů a cihel pomocí opakovaných obkladů z buničiny s destilovanou vodou. Tato díky svému chemickému složení a nenasycenosti minerály rozpustí soli obsažené při povrchu zdiva (viz obr. 20). Tento postup byl kombinován s mytím horkou tlakovou vodou (60–80 °C, 100–160 barů) a lokálním tryskáním tlakovou vodou + živcem a přinesl při kontrolním ověření obsahu solí uspokojivý výsledek.

Obr. 17 – různá výška cihel původních a nových.



Obr. 18 – schéma kotvení cihel ke klenbě helikální výztuží.



Obr. 19 – ověření broušení cihel diamantovým kotoučem.

Obr. 20 – odsolování povrchu zdiva obklady s buničinou.

4. Nosná konstrukce mostu přes Bubenské nábřeží

Kloknerův ústav ČVUT provedl podrobný diagnostický průzkum stavu stávající dvoupolové nosné konstrukce mostu SO 14-15 tvořené 2 × 6 ks komorových nosníků KT délky 22,5 m a ověřil uspokojivý stav předpínací výztuže v několika sondách do kabelových kanálků i vyhovující stav kotev kabelů v čelech nosníků.

Dále bylo předmětem diagnostického průzkumu namátkové prověření stavu kotev prefabrikovaných konzol v kapsách na horním povrchu nosníků, kdy byla zjištěna jedna uvolněná závitová tyč kotvy konzoly ze dvou, patrně vlivem chybné polohy roznášecí desky kotvy v kapse konzoly z výroby (viz obr. 21 a 22) a nedotažením matice při montáži konzoly. Proto byla následně prověřena všechna kotevní místa konzol mostu. Následně bylo vadné kotvení opraveno za použití původních součástí kotvy po jejich důkladném očištění a po osazení nové roznášecí desky upravené do správné polohy.

Diagnostický průzkum dále zjistil v provedených sondách karbonataci krycí vrstvy betonu nosníků v tloušťce 10–30 mm z celkových 35 mm. Karbonatace způsobuje ztrátu vlastností betonu jako ochrany betonářské výztuže proti její korozi, což by mohlo mít za následek v dalších letech provozu mostu korozi výztuže a poruchy betonu s odpadáváním jeho částí do prostoru pod mostem a na podcházející komunikaci. Z tohoto důvodu bylo nutné ošetření vnějších ploch nosníků speciálním nátěrem ve více vrstvách, který nahrazuje krycí vrstvu betonu svojí nepropustností vůči CO_2 (viz obr. 23).

Stávající koncepce odvodnění mostu prostřednictvím příčného sklonu horní desky nosníků a odtoku srážkové vody do podélného žlabu skrze odvodněnou spáru krytou deskami s průtočnými otvory byla zachována. Původní součásti odvodnění a krycí desky spáry byly demontovány a nové navrženy z nerezového plechu. Nový nerezový podélný žlab na podhledu mostu byl opatřen krycím nátěrem, aby svým vzhledem nevyzýval k odcizení.

Obr. 21 – kontrola stavu kotvení konzoly.

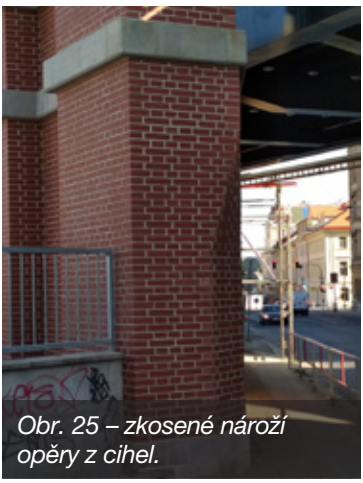
Obr. 22 – nefunkční kotvení konzoly – detail.

Obr. 23 – SO 14-15 boční pohled.

5. Nosná konstrukce mostu přes ulici Prvního pluku

Původní dvě nosné konstrukce mostu přes ul. Prvního pluku (SO 14-03) samostatné pro každou kolej, o hmotnosti přes 170 t, byly v únoru 2018 demontovány za pomoci jeřábu Liebherr s nosností přes 500 t. Následně byl odbourán původní kamenný a částečně betonový úložný práh opěr mostu. Na rastr mikropilot vrtaných skrze stávající dřík opěr do podloží pod základovou spárou pak byly vybetonovány nové úložné prahy pro novu konstrukci mostu. Po jejich dokončení byla na upravenou spodní stavbu v dubnu 2019 namontována nová NK, navržená jako ocelová příhradová konstrukce s průběžným kolejovým ložem a spodní mostovkou pro jednu kolej (viz obr. 24). Šikmost nosné konstrukce je 45°, šikmost křížení s ulicí Prvního pluku je 30°. V místě chodníku pod mostem v místě odbočení komunikace do autobusového nádraží bylo nutné vyzdít roh opěry tak, aby neomezoval šířku chodníku, a přitom ctil původní tvar úložného prahu. Přes složitost detailu a nutnost přesného přiřezávání cihel pro ubíhající zkosený roh si s ním restaurátoři poradili se cí (viz obr. 25).

Obr. 24 – SO 14-03 nová nosná konstrukce.



Obr. 25 – zkosené nároží opěry z cihel.

Obr. 26 – SO 14-07 – nová nosná konstrukce.

6. Nosná konstrukce mostu přes ulici Křižíkova

U mostu SO 14-07 přes ulici Křižíkovu byla v květnu 2018 demontována stávající nosná konstrukce z roku 1956 tvořená předem předpjatými železobetonovými nosníky, příčně spínanými a tvořícími společně nosný rošt. Nahrazena byla v průběhu léta 2019 konstrukcí navrženou jako železobetonové rámy s vylehčením příčle, se spřaženou ocelobetonovou konstrukcí s proměnnou výškou průřezu příčle od 1,325 m do 1,70 m (obloukový podhled). Příčle jsou vetknuté do železobetonových stěn opěr tloušťky 1,5 m s náběhem v rámovém rohu, založených na soustavě mikropilot. Opěry budou obloženy kamenem, vzhledově bude obklad odpovídat stávajícím kamenným konstrukcím viaduktu. Nosné konstrukce jsou samostatné pro dvě koleje směrem na Masarykovo nádraží a pro jednu kolej směrem do Libně, což umožnilo prosvětlení otvoru pod mostem vytvořením lichoběžníkového zrcadla mezi římsami obou konstrukcí (viz obr. 26).

7. Práce na mostech přes Vltavu

Technicky zajímavý je také navržený postup rozšíření mostovky u dvou mostů SO 14-12 a 14-14 přes Vltavu. Na sanované průčelní zdi bylo provedeno přezdění vrchních čtyř kamenů římsy, zároveň s jejich vysunutím směrem ven, prováděné pomocí podpůrné konstrukce (římsové vozíky používané běžně pro betonáž říms na silničních mostech – viz obr. 27)

Obr. 27 – jímky a vozíky pro montáž a vysunutí kamenů římsy.

Obr. 28 – antivibrační rohože na roznášecí desce.

Obr. 29 – most po rekonstrukci - svody odvodnění.

pojíždějící po podkladním betonu pod budoucí roznášecí deskou mostovky. Římsové vozíky zároveň slouží pro přístup ke spodnímu líci kleneb pro provádění sanace zdiva.

Římsové kameny jsou opatřeny spřahujícími nerezovými trny a následně jsou zabetonovány do nové betonové konstrukce žlabu mostovky. Větší část kamenů spodní řady byla na rozdíl od projektové dokumentace nalezena kratší, než by bylo potřebné pro jejich vysunutí před boční líc mostu, byly proto nahrazeny novými žulovými kameny.

Štětovnicové jímky ve Vltavě u mostu SO 14-14 posloužily nyní jako podpora pro přístupové lešení pro opravu zdiva pilířů. Nyní se provádí jejich demontáž a úprava koryta řeky podél pilířů těžkým kamenným záhozem.

8. Dokončovací práce na mostě

Na mostě je v současné době vyjma krátkého úseku na mostě SO 14-06 přes autobusové nádraží nasypáno štěrkové lože a osazen železniční svršek včetně kolejových spojek tvořených vždy dvojicí výhybek. Na dně žlabu mostovky je pod štěrkovým ložem instalována antivibrační rohož z přírodního kaučuku položená na povrchu roznášecí desky opatřené izolací proti stékající vodě z asfaltových natavovaných pásů s tvrdou ochranou z litého asfaltu (viz obr. 28).

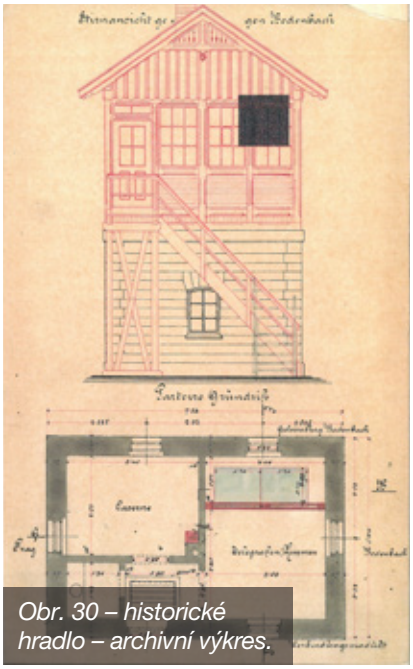
Na římsách je osazeno ocelové zábradlí navržené vzhledově podobné zábradlí z roku 1936, které se na části mostu dříve nacházelo.

Teprve po dobetonování roznášecí desky bylo možné demontovat pojistné skruže pod mostem, které bránily přístupu ke zdivu na podhledu mostu, a nyní je možné zahájit samotné sanační práce na zdivu líce kleneb a spodní stavby.

Další postup rekonstrukce kleneb a spodní stavby bude pokračovat v průběhu roku 2020 podle zpracované projektové dokumentace a bude zahrnovat tyto další kroky, kromě již provedených:

- Nový systém odvodnění (budou osazeny svislé svody na boku mostu zaústěné do rekonstruované nebo nové dešťové kanalizace zbudované v rámci rekonstrukce mostu – viz obr. 29)
- Hloubkové spárování zdiva
- Sanace trhlin ve zdivu helikální výztuží a injektáží
- Sanace povrchu zdicích prvků / reprofilace restaurátorským způsobem nebo výměna nevyhovujících kamenů spodní stavby
- Osazení stožárů a instalace trakčního vedení
- Instalace kabelových rozvodů a technologie dálkového ovládání úsekových odpojovačů TV, elektrického ohřevu výhybek a osvětlení prostoru výhybek
- Instalace kabelových rozvodů zabezpečovacího (návěstidla) a sdělovacího zařízení

Součástí rekonstrukce mostu je i objekt památkově chráněného historického stavědla, který se nachází na opěře mostu přes ulici Křižíkova v místě napojení novější hrabovské větve viaduktu. Jedná se o původně přízemní objekt z kamenného zdiva, který byl před začátkem 20. století zvýšen hrázděnou nástavbou o jedno podlaží. Po zahájení rekonstrukce mostu bohužel objekt vyhořel a rozsah rekonstrukce tohoto domku a repase nebo úplná výměna jeho částí byla nutná v daleko větším rozsahu, než bylo plánováno (viz obr. 30 a 31).



Obr. 30 – historické hradlo – archivní výkres.

Obr. 31 – historické hradlo před rekonstrukcí.

9. Závěr

Zprovoznění Negrelliho viaduktu pro železniční provoz se předpokládá v polovině roku 2020. Rekonstrukce Negrelliho viaduktu je úzce provázána s plánovanou stavbou „Modernizace trati Praha – Kladno“, kterou umožňuje následně realizovat (předpoklad navazujícího úseku Bubny – Výstaviště je cca 2026–2029).

Negrelliho viadukt tak bude díky komplexní rekonstrukci trvající déle než tři roky i přes své stáří téměř 170 let zapojen do moderního inženýrského díla.

V budoucnu se také počítá se zasklením boků některých kleneb samonosnými stěnami a s využitím prostor pod oblouky mostu pro kulturní a komerční účely.

Rada hl. města Prahy schválila v květnu 2019 koncepční studii architektonického studia MOBA, které tuto záležitost podrobně rozpracovalo. Viadukt se tak po letech, kdy byly boky kleneb zazděny a tvořil spíše předěl a bariéru v ulicích Karlína, v budoucnu stane živou součástí města, jako je tomu u obdobných viaduktů v jiných světových metropolích (Paříž, Curych nebo Vídeň).

Ing. Tomáš Martinek
SUDOP PRAHA a.s.
E-mail: tomas.martinek@sudop.cz

Rekonstrukce Negrelliho viaduktu – třetí rok činnosti z pohledu dodavatele stavby

Ing. Linda Černá Vydrová, Ph.D., **Ing. Martin Ředina, MBA**
HOCHTIEF CZ a. s.

1. Úvod

V roce 2019, tedy ve třetím roce stavební činnosti, se rekonstrukce Negrelliho viaduktu posunula do druhé poloviny. Hned z kraje roku bylo rozhodnuto o prodloužení doby výstavby o deset měsíců, a to vzhledem ke skutečně zastiženému nevyhovujícímu stavu některých konstrukcí. Na základě vyhodnocení diagnostického průzkumu bylo zbouráno devatenáct kleneb oproti dvanácti, které předpokládala projektová dokumentace.

2. Ohlédnutí se za rokem 2018

Zde budou připomenuty některé významné události z předchozího roku výstavby. V roce 2018 byla o 2,5 m zvednuta nosná konstrukce mostu o hmotnosti 220 t převádějícího hrabovskou větev viaduktu přes Pernerovu ulici. Účelem bylo zejména zvýšení únosnosti opěr, repasování ložisek, PKO a uložení nosné konstrukce do nové polohy. Oproti tomu byl zcela demontován za pomoci kolového jeřábu s nosností 550 t most přes ulici Prvního pluku. Nosná konstrukce byla uložena do prostoru autobusového nádraží.

U jedné z cihelných kleneb, kde byly po odtěžení zásypu objeveny na rubové straně trhliny, bylo přistoupeno k sešívání klenby helikální výztuží a k injektování trhlin. Tento způsob sanace byl časově i finančně výhodnější než případná výstavba nové klenby, ale jeho použitelnost byla omezená menším rozsahem poškození klenby.

Částečným překvapením byl stav stavebního objektu SO 14-06 u autobusového nádraží Florenc, kde byla na dvojkolejný most historicky přidána kolej třetí, obratová. Na původních cihelných klenbách byla za tím účelem zhotovena nová roznášecí deska s použitím vyřazených kolejnic místo betonářské výztuže. Vzhledem k chybějící archivní dokumentaci byl způsob vyztužení roznášecí desky zjištěn až při jejím odbourávání. Kromě zvýšení časových

nároků a bezpečnostních opatření při odstraňování této konstrukce vyvolalo přidání třetí koleje nadměrné zatížení kleneb, které se velmi negativně projevilo na jejich životnosti. K původním klenbám, jejichž přestavbu předpokládala projektová dokumentace, tak přibyly ještě další čtyři oblouky. Postupné rozebírání a výstavba kleneb v tak dlouhém úseku kladla vysoké nároky na počet pracovníků a dodávky nových kamenů a navíc vše bylo komplikováno provozem autobusového nádraží.

Dalším mostem, který byl kompletně demolován, byl most přes Křižíkovu ulici. Nosná konstrukce sestávala celkem z 21 trámů z předpjatého kabelobetonu z roku 1954. Jednotlivé trámy byly od sebe příčně a podélně odřezány a postupně sneseny do prostoru v těsné blízkosti mostu. Betonové klenby přímo přiléhající k opěře mostu přes Křižíkovu ulici čekal podobný osud jako most – dva oblouky byly pro nedostatečnou pevnost, kvalitu betonu a nevyhovující stupeň vyztužení zbourány po horní úroveň pilířů.

V řečišti Vltavy pod plavební komorou proběhly potápěčské práce na sanaci pilířů pod vodní hladinou, jejichž nutnost vyvolal zastižený skutečný stav v okolí pilířů a kolize případné upravené nasazené štětové jímky s plavebním kanálem.

Na ostrově Štvanice, kde oblouky trpěly kromě zatékající vody svrchu i vodou z povodní, byly rozebrány za sebou jdoucí čtyři klenby včetně pilířů, a to až pod úroveň povrchu terénu (obr. 1). Podzákladí pilířů bylo zesíleno sloupy tryskové injektáže, následně bylo zahájeno jejich vyzdívání z použitelných původních, ve větší míře však nových kamenů. Nové kameny jsou na staveniště dováženy z německé Pirny, protože žádný český lom nedokáže zajistit potřebný objem. Německý dodavatel využívá pískovce z více lomů. Výstavba kleneb probíhala na nových podpěrných skružích.

Ve druhém řečišti Vltavy, mezi ostrovem Štvanice a Bubenským nábřežím, probíhaly práce na sanaci základů pilířů v těsněných jímkách a čištění s následnou diagnostikou lícové strany kleneb.

Obr. 1 – Štvanice po rozebrání 4 kleneb a 3 pilířů.

3. Rok 2019, třetí rok rekonstrukce

První z mimořádných událostí roku 2019 bylo umístění nové ocelové konstrukce přes ulici Prvního pluku. Na rozdíl od původního mostu je nový most pouze jednokolejný. Konstrukčně sestává nový most, jehož výrazným rysem je jeho šikmost (45,21°), ze dvou příhradových nosníků s parabolickým horním pásem a mostovkou se štěrkovým ložem. Hmotnost konstrukce s rozpětím 34,8 m činí 169 t. Oproti způsobu navrhovanému projektem byla technologie montáže zásadně změněna poté, co byla při vytyčování inženýrských sítí zjištěna v prostoru pro umístění montážního jeřábu a bárek PIŽMO přítomnost historické cihelné kanalizační stoky a vodovodního řadu. Jednotlivé díly konstrukce byly dovezeny z výrobní dílny na stavbu, kde v prostoru parkoviště autobusového nádraží Florenc proběhla předmontáž nové ocelové konstrukce v jeden celek a poté její ošetření protikorozním ochranným nátěrem. Samotné náročné ukládání mostu na kalotová ložiska bylo ještě komplikováno provozem na autobusovém nádraží, který nesměl být přerušen. Manipulace s takto těžkým břemenem si vyžádala výrobu dvou pomocných provizorních konstrukcí. Aby bylo možné most zavěsit na jeřáb, bylo potřeba vyrobit speciální vahadlovou konstrukci, která zajistila rovnoměrné rozdělení hmotnosti ocelové konstrukce na všechna čtyři nosná lana.

Prostoru autobusového nádraží se ještě významněji než výše zmíněné ukládání nové mostní konstrukce dotkla změna v technologickém způsobu sanace vycházející z provedené diagnostiky. Oproti předpokládané demolici tří kleneb stavebního objektu 14-06, rozdělujícího autobusové nádraží na horní a spodní, bylo rozhodnuto o demolici celkem sedmi cihelných oblouků. V průběhu roku tak byly klenby rozebrány včetně čtyř pilířů a vystavěny nové, a to za plného provozu autobusového nádraží v koordinaci s dispečinkem, aby kromě plynulosti provozu byla zajištěna bezpečnost cestujících. Na podzim roku 2019 byly ruby kleneb zasypány mezerovitým betonem a proběhla betonáž posledních roznášecích desek včetně říms, následovaná brokováním povrchu roznášecích desek a aplikací pásů asfaltové izolace s pevnou ochranou z litého asfaltu.

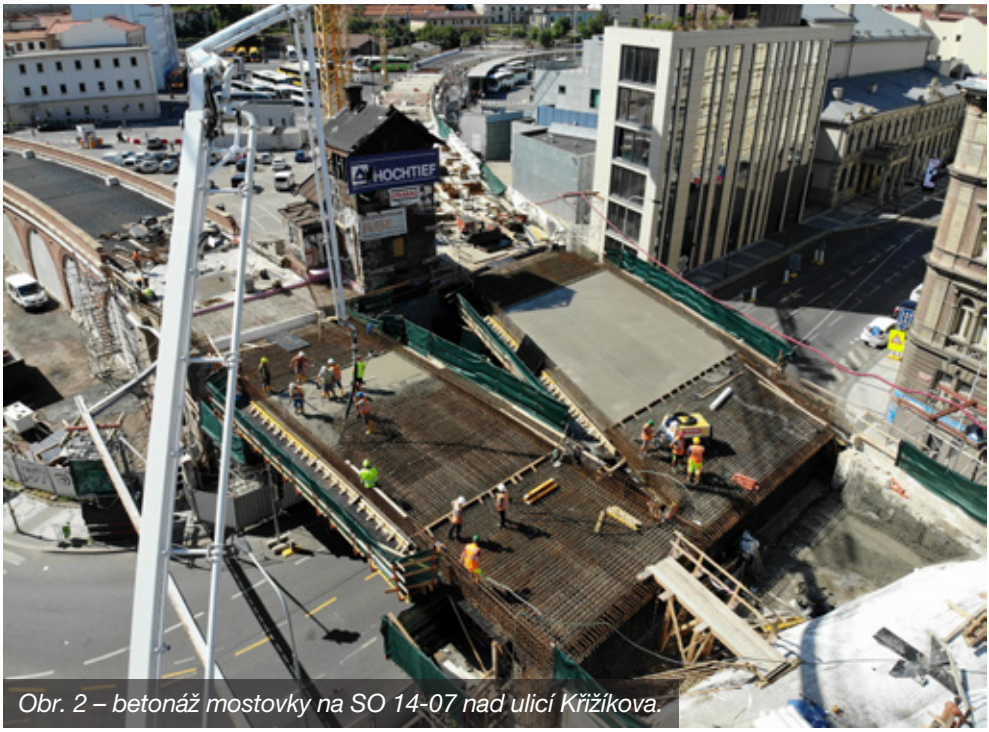
Navazujícím objektem je železobetonový rám SO 14-05, kde bylo v uplynulém roce provedeno vybetonování nové mostovky včetně říms. Koncem roku došlo k zasypání přechodové oblasti mezerovitým betonem a štěrkem s následným zhotovením ochranných vrstev izolace litým asfaltem. V nadcházejícím roce budou na oba výše zmíněné stavební objekty položeny antivibrační rohože a namontováno zábradlí.

Milníkem třetího roku rekonstrukce bylo v jeho polovině osazení sedmi ocelových nosníků o hmotnostech 15,3–21,4 t tvořících budoucí nosnou konstrukci mostu SO 14-07 přes Křižíkovu ulici. Nosná konstrukce mostu byla navržena jako otevřený železobetonový polorám o jednom poli s příčlí vylehčenou ocelovými spřaženými nosníky. Před ukládkou nosníků bylo provedeno robustní zpevnění podzákladí projektovaných opěr sestávající z kombinovaných prvků hlubinného založení tvořených sloupy tryskové injektáže vyztuženými ocelovými trubními mikropilotami vetknutými do nových železobetonových základových pasů. Na nové masivní monolitické železobetonové opěry se šikmými krátkými křídly byly osazeny nejprve první tři nosníky pravého mostu. V dalším dni byly osazeny zbývající čtyři nosníky levého mostu. Užití netypického počtu třech nosníků na pravém mostu bylo indukováno vedením

koleje v přechodnici při současném zachování stávajícího půdorysného rozměru mostu směrem ke Karlínu. Na nosníky bylo následně zavěšeno bednění, které zároveň tvořilo ochrannou konstrukci vozovky se třemi jízdními pruhy a oboustranným chodníkem pod mostem. Dále byla vyvázána výztuž s následnou betonáží nosné konstrukce (obr. 2), která se skládá ze spřažené mostovky ve vylehčené části příčle a z plného rámového rohu, který zmonolitnil ocelovou část se spodní stavbou desky, a na závěr říms. Poté byly osazeny mostní závěry. Mostovka byla zaizolována asfaltovými natavovanými pásy a ochráněna vrstvou litého asfaltu včetně položení antivibračních rohoží. Architektonické řešení počítá s obkladem betonových opěr ze strojně řezaného pískovce shodného s pískovcem ostatních objektů. Pro sledování deformací jsou navrženy z vnější strany do kamenného obkladu každého dříku tři výškové geodetické značky.

Nad rámec zadávací projektové dokumentace byly, na základě podkladů z provedené diagnostiky a stavu rubu kleneb, na sousedním stavebním objektu zbourány dvě betonové klenby z 50. let 20. století do horní úrovně kamenných pilířů. Rozhodnutí o jejich demolici vycházelo zejména ze zjištěné kvality betonu, který byl místy velmi nesoudržný a nevykazoval materiálové vlastnosti pro bezpečné spolupůsobení se zbytkem průřezu klenby.

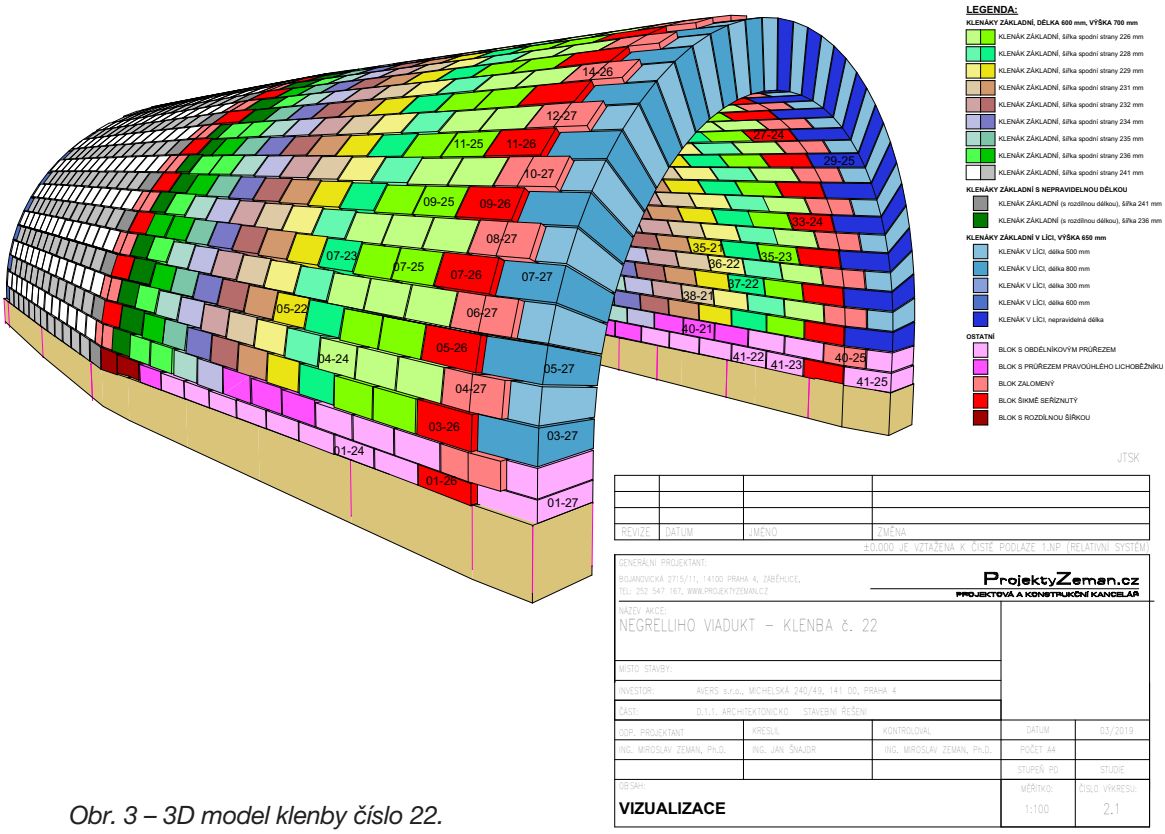
S Národním památkovým ústavem bylo projednáno nahrazení betonu pískovcovým kamenem a nové klenby tak byly vyzděny z původního materiálu. Kvůli složitému tvaru kleneb (klenba 22 je dvakrát zalomená s proměnnou světlostí, klenba 23 jednou) si nechal dodavatel připravit 3D model, ze kterého se vycházelo při výrobě jednotlivých kamenů



Obr. 2 – betonáž mostovky na SO 14-07 nad ulicí Křižíkova.

i při výrobě dřevěných ramenátů podpěrné skruže (obr. 3). Každý kámen byl vyroben na míru podle výrobně technické dokumentace, zvláštní pozornost byla věnována rozměrům nepravidelných klenáků. Samotné zdění probíhalo symetricky vystřídaně levá – pravá. Celkem bylo na stavebním objektu SO 14-08, mezi ulicemi Křižíkova a Sokolovská, zbouráno a znovu postaveno pět kleneb, z toho dvě výše uvedené betonové a tři cihelné s pískovcovými lícovými zdmi.

Skutečnou výzvou byla demolice betonové klenby nad rámec zadání v blízkosti Rohanského nábřeží, kde je viadukt obklopen hustou zástavbou, s následnou výstavbou nové betonové klenby. Potřeba demolice původní konstrukce betonové klenby číslo 50 vyvstala v průběhu provádění podrobné diagnostiky stavu konstrukce v rámci doplňkového stavebně-technického průzkumu a na základě vyhodnocení vlastností betonu z odebraných vzorků. Po odstranění omítek na podhledu klenby byl vizuálně zjištěn velmi špatný stav betonu konstrukce, kaverny a hloubkově neprobetonovaná hnízda, obnažená a značně oslabená výztuž, která navíc neodpovídala předpokladům archivní dokumentace. Na základě pevnostních zkoušek betonu byl proveden statický přepočet zatížitelnosti klenby s nevyhovujícím výsledkem. Jako jediné možné řešení zjištěného stavu byla shledána demolice klenby a výstavba nové. Vlastní demolici klenby předcházely přípravné práce, kdy bylo

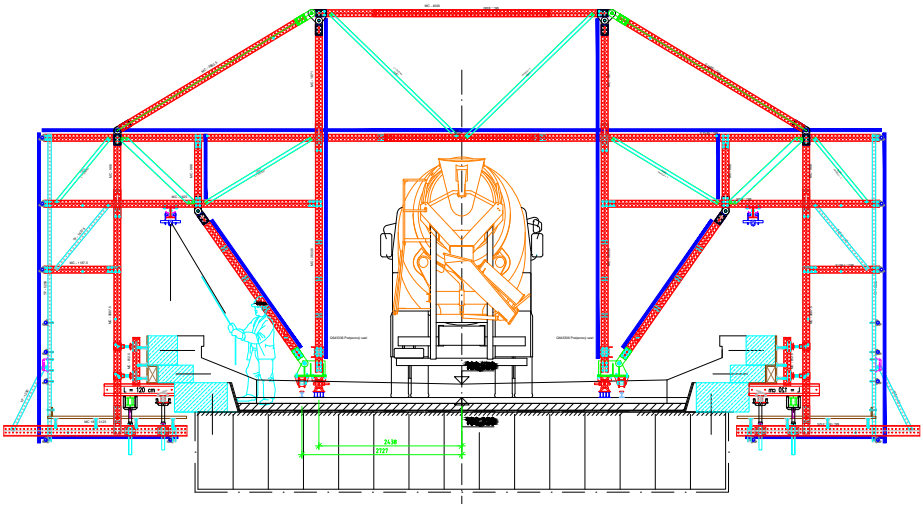


Obr. 3 – 3D model klenby číslo 22.

nutné vymístit a přeložit oboustranně kabelová vedení mimo prostor budoucí výstavby. Po pravé straně se jednalo o kabel vysokého napětí 22 kV ve správě PRE distribuce, vlevo šlo o optický sdělovací kabel. Dále bylo provedeno zabezpečení konstrukcí sousedních kleneb sepnutím výplňových a spádových betonů s vlastní klenbovou konstrukcí pomocí táhel a převázek tak, aby po odstranění vnitřní konstrukce klenby 50 nedošlo k porušení jejich stability. Změna projektu stavby byla projednána s orgány památkové péče. Před dokončením a betonáží nové konstrukce klenby byly do určených průřezů osazeny tenzometry pro sledování napětí v konstrukci včetně vyvedení kabeláže do sledovací ústředny.

U obou mostů přes Vltavu pokračovaly práce na přezdívání vrchních čtyř kamenů průčelních zdí zároveň s jejich vysunutím směrem ven, kvůli nutnosti rozšíření mostovky, prováděné pomocí podpůrné konstrukce pojíždějící po podkladním betonu pod budoucí roznášecí deskou mostovky. Po odstranění kamenného zábradlí a vyčištění spáry na úroveň dle projektu byla položena první řada kamenů s využitím pomocné pracovní lávky. Těžiště kamene bylo na mostě a pro zajištění bezpečnosti byl kámen kotven pomocí svislých nerezových trnů. Pro ukládku kamene dva a tři a pro následné zmonolitnění římsy byl použit těžký římsový vozík (obr. 4). Vozík umožňoval betonáž římsy v délce 12 m, a to symetricky po obou stranách zároveň, po mostě se pohyboval po kolejnicích, které musely být polohově srovnány vůči ose mostu a výškově vůči kameni číslo jedna. Kameny byly opatřeny dodatečně vlepovanými spřahujícími nerezovými trny z žebírkové výztuže. Kameny spodní řady byly na rozdíl od projektové dokumentace z větší části nalezeny kratší, než by bylo potřebné pro jejich vysunutí před boční líc mostu, byly proto nahrazeny novými žulovými kameny.

Aby nedošlo při betonáži k popraskání spár mezi kameny, musely být deformace římsového vozíku naprosto minimální. Z toho důvodu bylo nutné vozík opřít o konzoly kotvené do poprsních zdí. Kameny o hmotnosti 0,8–2,5 t byly po mostě k římsovému vozíku dopravovány pomocí manipulátoru, další manipulace a ukládka kamenů do bednění byla prováděna ručně pomocí důmyslného systému kladek a zvedáků, kterými byl vozík vybaven. Samotná betonáž byla realizována betonpumpou umístěnou na ostrově Štvanice pomocí kolony betonářských rour délky přibližně 100 m.



Obr. 4 – římsový vozík v poloze pro usazení druhého a třetího kamene.

V loňském roce byla také zahájena rekonstrukce mostu přes Bubenské nábřeží. Jedná se o dvoukolejný most o dvou polích s nosnou konstrukcí tvořenou prefabrikovanými dodatečně předpjatými nosníky typu KT. Pracím předcházel stavebně-technický průzkum, na základě kterého byl specifikován rozsah sanace. V rámci sanace byla provedena reprofilace betonových ploch, obnova izolace, obnova PKO zábradlí a ložisek, obnova odvodnění mostu a úprava přechodové oblasti směrem do Bubnů.

Na ostatních, klenbových, konstrukcích byly práce věnovány zejména úpravě rubu kleneb a průčelních zdí pro stříkanou pojistnou izolaci, aplikaci stříkané bezešvé izolace (fa Statika Sanace, systém Eliminator), osazování příčné drenáže nad pilíři a svodů odvodnění roznášecí desky a následnému vyplnění rubu kleneb mezerovitým betonem. Mezerovitý beton byl ukládán a mírně hutněn po vrstvách o maximální tloušťce 30 cm tak, aby nebyla znemožněna jeho drenážní funkce. Následovala vrstva podkladního betonu a betonáž samotné roznášecí desky a pomocí římsových vozíků betonáž monolitických říms. Pohledové plochy desky mostovky a říms byly prováděny jako pohledový beton. Pro spodní svislou pohledovou plochu římsy byla používána matrice do bednění, která imituje povrch pemrlovaného kamene.

Na většině mostů byla na železobetonovou desku položena hydroizolace ze zdvojených asfaltových natavovaných pásů s následnou ochrannou vrstvou z litého asfaltu a antivibrační rohože z přírodního kaučuku. V říjnu 2019 bylo zahájeno sypání štěrku a pokládka kolejí v úseku Bubny–Hrabovka, souběžně probíhaly betonářské práce na odbočné větvi ve směru na Masarykovo nádraží, aby byl včas připraven kolejový žlab i v této části viaduktu.

V roce 2019 byla zahájena i rekonstrukce hradla a také instalace ocelového zábradlí, které je jedním ze sjednocujících architektonických prvků. Vzor zábradlí byl navržen a schválen speciálně pro rekonstrukci Negrelliho viaduktu a je moderní verzí původního typu ocelového zábradlí z roku 1936.

4. Závěr

Přes veškeré komplikace způsobené zejména polohou stavby v centru hlavního města, různými přeložkami sítí, uzavírkami a výlukami se rekonstrukce počátkem roku 2020 přehoupla do své poslední čtvrtiny. Diagnostický průzkum je v současné době cca z 95 % dokončen, a proto se již žádné velké změny projektu nepředpokládají. Ukončení nepřetržité výluky, která započala 4. 7. 2017, je smluvně zakotveno na 30. 6. 2020, v současné době předpokládáme zprovoznění v dřívějším termínu k 1. 6. 2020. K dokončení stavebních prací, tzn. včetně ochranných nátěrů zdiva, stavebních úprav komunikací a povrchu v okolí Negrelliho viaduktu či zpětného přesunutí autobusových stání na ANF, dojde do konce listopadu 2020. Předání stavby včetně dokladové části proběhne nejpozději do konce května 2021.

Ing. Linda Černá Vydrová, Ph.D.
HOCHTIEF CZ a. s.
E-mail: linda.cernavydrova@hochtief.cz

Ing. Martin Ředina, MBA
HOCHTIEF CZ a. s.
E-mail: martin.redina@hochtief.cz

IPSUM CZ

IPSUM CZ s.r.o. poskytuje následující služby:

- Technický dozor stavebníka
- Inženýring
- Ekonomika staveb
- Koordinace BOZP
- Projektový management
- Supervize
- Projektování staveb
- Profesní školení

www.ipsumcz.cz

Rekonstrukce Negrelliho viaduktu – průzkumy

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

1. Úvod

Obsahem příspěvku je popis diagnostických metod použitých při průzkumech na Negrelliho viaduktu, metodika hodnocení kusového staviva, případně vybraných úseků s návazností na ponechání a sanaci kleneb nebo na jejich snesení a doporučení přezdění. Průzkumy kleneb Negrelliho viaduktu lze rozdělit na průzkumy před započetím rekonstrukce (stavebně-technický pasport zpracovaný SUDOP) a na následný průzkum, který měl za úkol potvrdit vznesené předpoklady, případně přinést hlubší poznání o stavu jednotlivých klenebních konstrukcí. Tento průzkum byl v rámci dokumentace nazván jako doplňkový stavebně-technický průzkum (DSTP) a byl součástí dodávky opravy mostu. Tento DSTP se měl provádět podle tzv. VDSTP (vzorový doplňkový stavebně-technický průzkum), který byl objednán investorem u sdružení společností Kloknerův ústav, ČVUT v Praze a SG Geotechnika pod vedením Kloknerova ústavu. VDSTP a DSTP proběhl na všech 15 stavebních objektech (SO) Negrelliho viaduktu a zahrnoval každou klenbu. Poloha jednotlivých SO je zachycena na obr. 1.

Obr. 1 – situace a značení jednotlivých stavebních objektů Negrelliho viaduktu.

Hlavní úkoly zpracovatele VDSTP byly následující. Především se jednalo o vytvoření metodického pokynu pro provádění diagnostických prací dodavatelem stavby v průběhu výstavby, dále o vytvoření systému pro podrobný záznam o stavu každého kamenného zdicího prvku a záznam o hodnocení charakteru a stavu cihelného zdiva před zahájením oprav. Vzorový průzkum (VDSTP) byl proveden na cca 20 % rozsahu jednotlivých objektů mostu. Rozsah prováděných VDSTP je patrný v přiložené tabulce (tabulka 1). Další diagnostické práce (DSTP) pak prováděl již dodavatel rekonstrukce vlastními silami. Velmi důležitou činností zpracovatele VDSTP bylo rovněž hodnocení provedených průzkumných prací (DSTP) dodavatele rekonstrukce a případné návrhy na doplnění. Po zpracování výsledků šetření na konstrukci bylo provedeno porovnání řešení navrženého projektem a odsouhlasení v pokračování dle navrženého postupu či k modifikaci. Posledním, avšak neméně důležitým bodem je rovněž vytvoření jakéhosi komunikačního uzlu mezi investorem, dodavatelem stavby a zástupci orgánů památkové péče.

Tabulka 1 – souhrnná tabulka rozsahu DSTP a VDSTP.

Objekt	Cihelná klenba	Pískovcová klenba	Žulová klenba	Betonová klenba	Celkem kleneb	Uvažovaný rozsah vzorového DSTP
14-01	Ocelová spřažená s betonovou mostovkou					Sp. stavba
14-02	5	—	—	3	8	2 × klenba
14-03	Ocelová se spodní mostovkou					Sp. stavba
14-04	9	—	—	—	9	2 × klenba
14-05	Betonová deska se ZBN					Sp. stavba
14-06	22	—	—	—	22	5 × klenba
14-07	Předpjaté nosníky					—
14-08	3	9	1	2	15	3 × klenba
14-09	—	3	—	—	3	1 × klenba
14-10	—	9	—	—	9	2 × klenba
14-11	—	4	—	9	13	1 × klenba
14-12	—	—	3	—	3	1 × klenba
14-13	—	13	—	—	13	3 × klenba
14-14	—	—	5	—	5	1 × klenba
14-15	Předpjaté nosníky					—
Celkem	**39**	**38**	**9**	**14**	**100**	**21 celkem**

2. Metody prováděných průzkumných prací

Prováděné průzkumné práce probíhají zpravidla ve 3 etapách, které jsou vzájemně časově posunuty. Etapa 1 – prohlídka ze spodního, tj. volně přístupného líce kleneb po kompletním očištění celého stavebního objektu. Etapa 2 – po odhalení a zpřístupnění zdiva pilíře pod úrovní stávajícího terénu (provádění etapy 2 vyplyne v závislosti na průběhu stavby, tj. etapa 2 může časově předcházet etapě 1 dle potřeb stavby). Etapa 3 – prohlídka z horního líce zdiva klenby po odstranění zásypu kleneb a všech nesoudržných součástí spočívajících na rubu konstrukcí. Výsledky získané v etapě 3 je nutné uvést do souvislostí s výsledky získanými v etapě 1 tak, aby se zabránilo protichůdným doporučením pro jednotlivé zdicí prvky.

Základní postupy pro provádění diagnostických prací byly vizuální prohlídka, stanovení vlhkosti zdicích prvků IN SITU, stanovení obsahu ve vodě rozpustných solí ve zdivu, destruktivní zkoušky pevnosti zdicích prvků v tlaku, nedestruktivní zkoušky zdicích prvků v tlaku, stanovení nasákavosti zdicích prvků, stanovení koeficientu změkčení zdicích prvků vlivem vlhkosti, nedestruktivní zkoušky pevnosti malty v tlaku, tabulková sumarizace pro vyhodnocování výsledků testů, zpracování souhrnných zpráv sumarizujících výsledky průzkumu.

Součástí navrženého rozsahu vizuální prohlídky bylo popsat každý prvek kamenných kleneb, a to ve spojitosti se specifickým číselným kódem. Hlavními body prohlídky bylo určení geologického typu kamene a případně jeho bližší specifikace, pro operativní potřeby stavby byly pískovce klasifikovány do 5 základních skupin (P1 až P5), a to na základě stupně prokřemenění, zrnitosti, barvy aj. Příklad určovaných geologických typů je uveden na obr. 2 a systém značení prvků číselným kódem na obr. 3.

Obr. 2 – příklad škály pro hodnocení typu pískovce kleneb.

Geologický typ P4, pískovec střednězrnný až hrubozrnný, pravděpodobně arkózový, **barvy:** tm.č.hn. (tmavě hnědá), š. (šedá), hn.š. (hnědo šedá)

Geologický typ P2, pískovec hrubozrnný, křemitý, prokřemenělý, většinou porézní, barvy: sv.bé. (světle béžová), bí.bé. (bíle béžová), sv.r.bé. (světle rezavo béžová), sv.š.bé. (světle šedo béžová), sv.hn. (světle hnědá)

kódové označení kamene má následující tvar:

XX-YYY-ZZZ-AA

kde	XX	je číslo objektu (např. pro SO 14-13 odpovídá XX=13)
	YYY	označení typu a čísla konstrukce (100 kleneb)
	ZZZ	číslo řady kamene (první znak Z je označení pohledu na kámen)
	AA	číslo kamene v řadě

Obr. 3 – systém značení každého kamenného prvku kleneb.

Velmi důležitým faktorem prováděných průzkumů bylo stanovení pevnosti v tlaku na vzorcích z jádrových vývrtů. Pro stanovení pevnosti kamene v tlaku byly odebrány jádrové vývrty Ø 50 mm, z nichž se řezáním na diamantové pile připravovaly zkušební vzorky se štíhlostním poměrem $\lambda = 1$. Tlačné plochy vzorků byly broušeny. Všechny připravené zkušební vzorky byly vysušeny v sušárně při teplotě 105 °C do ustáleného (vysušeného) hmotnostního stavu. Ustálené hmotnosti je dosaženo, pokud rozdíl mezi dvěma váženími v rozmezí 24 hod. není větší než 0,1 % z prvního ze dvou vážení. Na části zkušebních vzorků se provedly destruktivní zkoušky pevnosti kamene ve vysušeném stavu v tlaku a zbylé vzorky se vždy vložily do vodního uložení (vodní lázně), tak aby bylo dosaženo ustáleného (nasyceného) hmotnostního stavu. Ustálené hmotnosti je dosaženo, pokud rozdíl mezi dvěma váženími v rozmezí 24 hod. není větší než 0,1 % z prvního ze dvou vážení (dle našich zkušeností je v případě pískovců nasyceného stavu dosaženo po cca 60 hod.). Z hmotností v ustáleném (nasyceném) stavu se stanovila max. nasákavost kamene ve vodním uložení. Na části zkušebních vzorků se provede destruktivní zkouška pevnosti kamene v tlaku v nasyceném stavu. Kámen se v konstrukci viaduktu nebude dlouhodobě nacházet ve zcela nasyceném stavu. Nastat mohou krátkodobé výjimky, např. při povodni. S ohledem na tuto skutečnost lze hodnoty pevností kamene v nasyceném stavu považovat spíše za informativní, nicméně z nich lze stanovit tzv. koeficient změkčení. Připravené vzorky pro samotné zkoušky jsou zachyceny na obr. 4.

Obr. 4 – pohled na vzorky kamene upravené pro zkoušky pevnosti v tlaku.

Vlhkost zdicích prvků (z přírodního kamene i cihel) zpravidla nepříznivě ovlivňuje jejich pevnost v tlaku. Míra ovlivnění závisí na mnoha faktorech, např. struktuře základního materiálu, obsahu jílovitých podílů, objemové hmotnosti, zrnitosti, typu pojiva apod. Koeficientem změkčení se rozumí podíl pevnosti zdicího prvku zjištěné v nasyceném stavu k pevnosti zdicího prvku zjištěné v suchém stavu (fc, des, n / fc, des, s). Dle našich zkušeností se hodnoty koeficientu změkčení pohybují u zdicích prvků z pískovce v poměrně

širokém rozmezí 0,5–0,9. Např. hodnota koeficientu změkčení rovna 0,70 znamená, že pískovec nasycený vodou vykazuje o 30 % nižší pevnosti v tlaku než ve vysušeném stavu. Obdobně tomu je i u cihel.

Posledním důležitým parametrem bylo zjištění (odhad) pevnosti kamenů v širším rozsahu. Pro stanovení (odhad) pevnosti zdicích prvků v tlaku byla použita nedestruktivní zkouška Schmidtovým tvrdoměrem (typ N-34) v kombinaci s upřesněním destruktivními zkouškami pevnosti v tlaku na vývrtech. Tato zkouška není pro zkoušení přírodního kamene a cihel normována, nicméně naše praktické zkušenosti prokazují, že touto zkouškou lze pevnost zdicích prvků v tlaku odvodit s dostatečnou přesností. Touto zkouškou lze odvodit nejen pevnost zdicích prvků v tlaku, ale relativně snadno také posoudit homogenitu zdicích prvků v celé konstrukci a rozhodnout, pro které části konstrukce byly použity zdicí prvky (přírodní kámen či cihly) stejných pevnostních parametrů, aniž by bylo nutné provádět rozsáhlé destruktivní zkoušky. Postup zkoušení byl navržen následovně. Před vlastní zkouškou se povrch zkoušených zdicích prvků očistil, zkušební místa byla volena tam, kde nedošlo k separaci povrchových vrstev (dutý ozvuk při akustickém trasování). Na měřeném zdicím prvku se provedla vždy min. 2 měření odskoku tvrdoměru. Protože se povrch nebrousil, provedly se na jednom a tom samém místě min. dva údery za sebou, přičemž se zaznamenají obě hodnoty odskoku. Pro vyhodnocení se však použil pouze druhý odskok. Z hodnot odskoku Schmidtova tvrdoměru a dle obecného kalibračního vztahu uvedeného v ČSN 73 1373 se následně odvodí hodnota fbe. Převodní součinitel α_c (převod nedestruktivně zjištěných pevností na pevnost skutečnou) se stanoví na základě výsledků destruktivních a nedestruktivních zkoušek jako hodnota poměru $f_{c,\,des} / f_{be}$ stanovených na stejných zdicích prvcích, kde $f_{c,\,des}$ je pevnost zdicího prvku (přírodní kámen nebo cihla) v tlaku zjištěná destruktivní zkouškou. Součinitel α_c není normován a jeho hodnota se může pro pískovec pohybovat dle našich zkušeností v poměrně širokém rozmezí 0,5–1,7 a pro cihly potom v rozmezí 0,2–0,9. V případě pískovce je převodní součinitel α_c odvislý od druhu pískovce, tj. pro každý druh pískovce použitého na stavbě byla hodnota α_c jiná.

Na základě všech popsaných zkoušek a postupů byly pro každý samostatný stavební objekt (SO) sestaveny tabulky mapující přepočtové součinitele a koeficienty změkčení pro každý geologický typ. V následující tabulce je uveden příklad výsledků.

Tabulka 2 – tabulka vyhodnocení SO 14-13 převodního součinitele mezi destruktivní a nedestruktivní zkouškou a koeficient změkčení kamene vlivem vlhkosti.

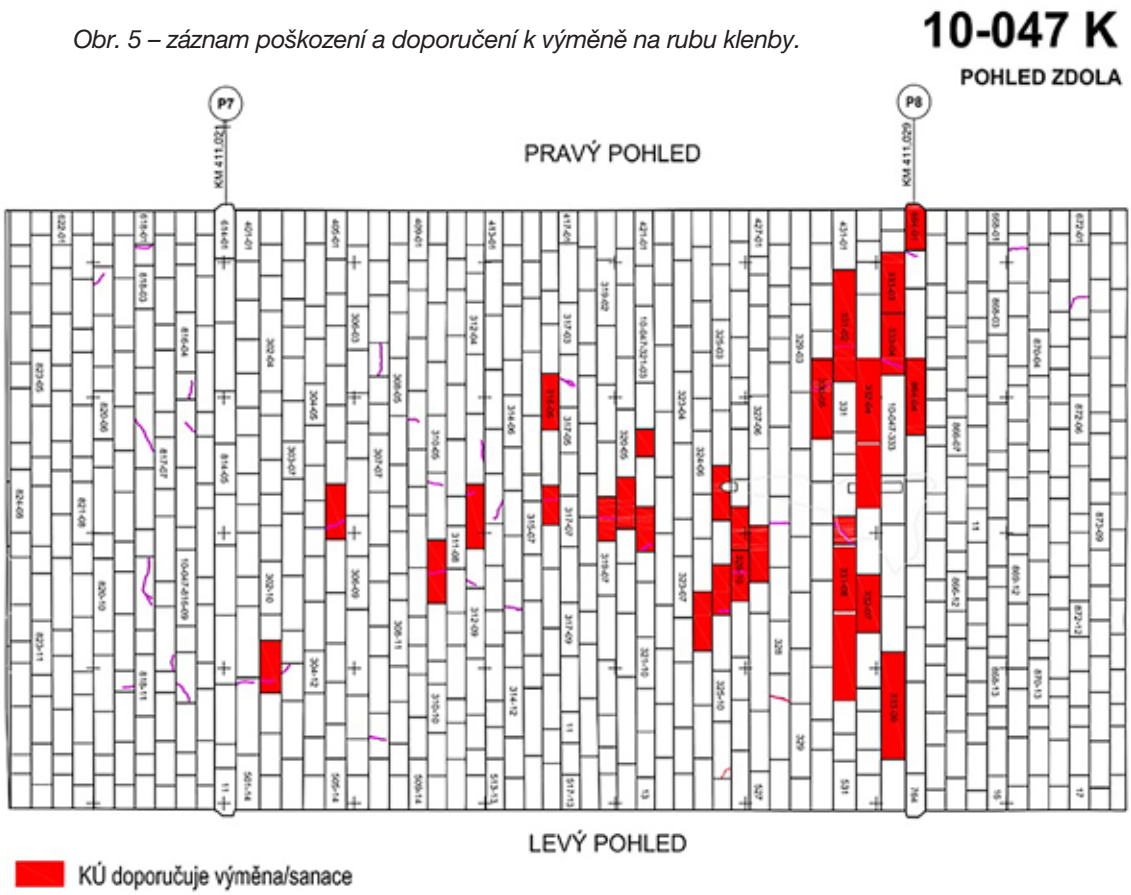
VYHODNOCENÍ SO 14-13

Geologický typ	$\alpha c = f_{c,\,des} / f_{be}$	$\alpha = f_{c,\,des,d} / f_{c,\,des,w}$
P1	1,14	0,64
P2	1,06	0,65
P3	0,91	0,59
P4	0,72	0,52
P5	0,75	0,67

3. Zhodnocení zkoušek a celkového stavu kleneb

Rozhodujícím faktorem pro hodnocení kusového staviva byla především pevnost, přičemž pro maltu a cihly nebyl pevnostní limit jednoznačně stanoven. Dílčí limit byl stanoven pro kámen, tj. pískovec a žulu. Každý pískovcový blok zachovaný na viaduktu musel splnit požadavek na minimální pevnost 11,7 MPa, žulový blok minimálně 40 MPa, v případě kleneb přes Vltavu dokonce 60,2 MPa. Z kombinace pevnosti kusového staviva a malty vyplývá vyhodnocení návrhové pevnosti zdiva. Výsledné návrhové parametry zdiva byly porovnávány s projektem požadovanými, což znamená pro cihelné klenby minimální pevnost 1,82 MPa, pro klenby z pískovce min. 1,75 MPa, pro žulovou klenbu na SO 14-09 min. 3,92 MPa a pro zbylé žulové klenby přes Vltavu min. 5,21 MPa. Pokud byly výše zmíněné limity splněny, byla pro každou klenbu zpracována dílčí zpráva mapující zjištěné parametry, zákres poruch, zákres kamenů k výměně či sanaci (obr. 5), tabulkový záznam z prohlídky každého kamene viaduktu (tab. 3), na rubové straně případně mapa trhlin či rozsah a polohy provedených zkoušek.

Obr. 5 – záznam poškození a doporučení k výměně na rubu klenby.



Tabulka 3 – vyhodnocovací souhrnná tabulka pro jednotlivé kameny klenby.

1				2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Označení kamene				Geologický typ kamene	Barevnost	Klasifikace stavu kamene - subjektivní hodnocení	Krusta na povrchu	Přítomnost trhlin	Odpadnutá povrch. vrstva (mm)	Separovaná povrch. vrstva	Přítomnost zasolení - viditelné	Vlhkost povrchu in-situ - nedestruktivně přiložný vlhkoměr - informativně odhad	Proveden jádrový vývrt	Pevnost v tlaku destruktivně (MPa)		Nasákavost za atmosfér. tlaku v	Koeficient změkčení	Pevnost v tlaku nedestruktivně in-situ [MPa]	Splnění limitu pevnosti v tlaku		Poznámky a komentáře	Doporučení zhotovitele	Vyjádření investora
XX (číslo objektu)	YYY (označení	ZZZ (číslo řady kamene)	AA (číslo kamene											vysušený	nasycený				Požadavek projektu v	Vyhovuje			
6	13	619	1	2	sv.r.bé.	A	A	N	N	N	N	0,4	N	-	-	-	0,71	37,0	11,7	A	-	zachovat	
6	13	819	2	1	bí.bé.	A	N	N	N	N	N	1,1	N	-	-	-	0,73	36,5	11,7	A	-	zachovat	
6	13	819	3	1	sv.bé.	B	N	N	A(10)	N	N	-	N	-	-	-	0,73	-	11,7	-	-	zachovat	
6	13	819	4	1	sv.bé.	C	N	A	A(5-10)	N	A	0,7	N	-	-	-	0,73	35,7	11,7	A	-	výměna	
6	13	819	5	2	š.bé.	B	N	A	A(5)	N	N	-	N	-	-	-	0,71	-	11,7	-	-	zachovat	
6	13	819	6	2	bé.	B	N	N	A(5-10)	N	A	2,1	N	-	-	-	0,71	32,8	11,7	A	-	zachovat	
6	13	819	7	1	bé.	B	N	A	A(5)	N	N	2,3	N	-	-	-	0,73	-	11,7	-	-	výměna	
6	13	819	8	1	sv.bé.	B	N	N	A(5-10)	N	N	-	N	-	-	-	0,73	-	11,7	-	-	zachovat	
6	13	819	9	1	sv.bé.	B	N	A	A(15)	N	N	-	N	-	-	-	0,73	26,1	11,7	A	-	sanace	
6	13	819	10	1	sv.bé.	B	N	A	A(15)	N	N	0,2	N	-	-	-	0,73	45,2	11,7	A	-	sanace	
6	13	819	11	1	sv.bé.	C	N	A	A(5-10)	N	N	2,6	N	-	-	-	0,73	26,1	11,7	A	-	výměna	
6	13	819	12	1	sv.bé.	B	N	N	N	A	N	-	N	-	-	-	0,73	-	11,7	-	-	zachovat	
6	13	819	13	2	sv.bé.	B	N	N	A(5)	N	N	-	N	-	-	-	0,71	-	11,7	-	-	zachovat	
6	13	819	14	2	sv.bé.	B	N	N	A(5)	N	N	-	N	-	-	-	0,71	-	11,7	-	-	zachovat	
6	13	819	15	2	sv.bé.	C	N	N	A(30)	N	N	3,5	N	-	-	-	0,71	27,7	11,7	A	-	sanace	

4. Závěr

K dnešnímu dni je VDSTP (KÚ+SG) i DSTP (zhotovitel rekonstrukce) v zásadě hotov. Dokončují se pouze některé pilíře na SO 14-06 a 14-08. Projektem navrženou formou DSTP a VDSTP se podařilo nastavit a realizovat během opravy systém prověření stavu prakticky každého kamenného prvku kleneb (více než 60 tis. kamenů) a materiálu cihelných a betonových kleneb. Umožnilo to investorovi, projektantovi a dodavateli rekonstrukce ve spolupráci se zástupci památkové péče provádět kvalifikované zásahy a úpravy do postupu opravy tohoto unikátního památkově chráněného objektu. Projekt předpokládal přezdění 14 kleneb. Z provedených průzkumů vyplynulo, že dvě klenby navržené k přezdění se nepřezdily, avšak 7 jiných bylo sneseno a přezděno. Konkrétně bylo sneseno a přezděno: 8 kleneb na SO 14-06 (cihelné), 5 kleneb na SO 14-08 (cihla, cihla–beton, cihla–pískovec–beton), 1 klenba na SO 14-10 (pískovec), 1 klenba na SO 14-11 (beton) a 4 klenby na SO 14-13 (pískovec). Z celkového počtu 100 kleneb tak bylo zcela nahrazeno 19 z nich.

doc. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D.
ČVUT v Praze, Kloknerův ústav
Tel.: +420 224 353 529
E-mail: jiri.kolisko@cvut.cz

Ing. Tomáš Bittner, Ph.D.
ČVUT v Praze, Kloknerův ústav
Tel.: +420 224 353 547
E-mail: tomas.bittner@cvut.cz

SUDOP PRAHA

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

Standardizace mostních objektů

Ing. Miroslav Teichman, Správa železniční dopravní cesty, s.o.

1. Úvod

Železniční infrastruktura je historicky spojena s jasnými pravidly (standardy). Standardy byly zpracovány pro navrhování, výstavbu, opravy, údržbu a správu infrastruktury, tedy i mostních objektů. Proto jsou mosty z jednotlivých období stejné nebo velmi podobné, a to jak z hlediska statického a konstrukčního řešení, tak z hlediska použitých materiálů. Jednotné standardy byly výhodné jak pro projektanty (jednodušší projektování) a stavitele, tak pro budoucí správce. Jednotná technická řešení zjednodušují požadavky na správu (prohlídky, údržbu a opravy) a umožňují jednotnou správu mostních objektů v celé síti. V mostním stavitelství je velké množství historických standardů (normálie, mostní vzorové listy [MVL], …), které je nezbytné mít k dispozici pro optimální zajištění správy mostů ze všech období (od roku 1845 dosud). V současné době se optimalizuje navrhování a posuzování mostů s využitím standardizace. Na základě zkušeností zaměstnanců SŽDC, především z Odboru traťového hospodářství, při připomínkování projektové dokumentace, přebírání některých částí konstrukcí, provádění hlavních prohlídek a zajišťování správy (prohlídky, údržba) vznikl požadavek na standardizaci v oblasti mostních objektů. V roce 2019 byly schváleny čtyři standardy a jeden je připraven do schvalovacího řízení.

2. Jednotlivé standardy

2.1 MVL 110 Standardní typy nosných konstrukcí železničních mostních objektů

MVL 110 definuje standardní (preferované) nosné konstrukce (NK) železničních mostů navrhovaných ve stupni DUR v závislosti na rozpětí. MVL je zpracován pro jednokolejné NK o jednom poli. MVL je členěn na tři části. V první části jsou definovány obecné zásady, které je nutno zvážit při navrhování jednotlivých NK. Ve druhé části jsou graficky znázorněny oblasti možného použití jednotlivých typů NK ve vazbě na rozpětí. Ve třetí části jsou schémata (pohled, podélný řez, půdorys a příčný řez) jednotlivých NK. Kromě schémat jsou zde uvedeny odkazy na využití stávajících standardů (MVL, norma, …) při návrhu a uvedeny výhody či nevýhody jednotlivých NK. V MVL jsou uvedeny různé typy NK s horní nebo dolní

mostovkou (železobetonové monolitické, železobetonové prefabrikované, spřažené ocelobetonové, zabetonované nosníky a ocelové). Všechny preferované NK jsou samozřejmě s kolejovým ložem. V MVL jsou uvedena také preferovaná řešení pro navrhování propustků: železobetonový rámový prefabrikovaný, železobetonový rámový monolitický a železobetonový trubní prefabrikovaný.

V MVL jsou uvedeny následující standardní typy NK:

Železobetonové NK

Z1 – Železobetonový monolitický prostý nosník (deska)

Z2 – Železobetonový monolitický rám

Z3 – Železobetonový monolitický polorám

Z4 – Železobetonový prefabrikovaný rám

Z5 – Železobetonová prefabrikovaná klenbová konstrukce – uzavřený profil

Z6 – Železobetonový prefabrikovaný polorám

Z7 – Železobetonová prefabrikovaná klenbová konstrukce (profil otevřený)

Zabetonované nosníky (ZBN)

Spřažené (ocel – beton) NK

S1 – Nosná konstrukce se dvěma hlavními ocelovými plnostěnnými nosníky a železobetonovou horní mostovkou

S2 – Nosná konstrukce se čtyřmi hlavními ocelovými plnostěnnými nosníky a železobetonovou horní mostovkou

S3 – Nosná konstrukce se dvěma hlavními ocelovými příhradovými nosníky a železobetonovou horní mostovkou

S4 – Nosná konstrukce s hlavními ocelovými plnostěnnými nosníky a spřaženou ocelobetonovou dolní mostovkou

S5 – Nosná konstrukce s hlavními ocelovými příhradovými nosníky a spřaženou ocelobetonovou dolní mostovkou

S6 – Nosná konstrukce s hlavními ocelovými plnostěnnými nosníky vyztuženými obloukem (Langerův trám) a spřaženou ocelobetonovou mostovkou

Ocelové NK

O1 – Ocelová nosná konstrukce se dvěma hlavními plnostěnnými nosníky a horní mostovkou

O2 – Ocelová nosná konstrukce se čtyřmi hlavními plnostěnnými nosníky a horní mostovkou

O3 – Ocelová nosná konstrukce s dvěma hlavními příhradovými nosníky a horní mostovkou

O4 – Ocelová nosná konstrukce s hlavními plnostěnnými nosníky a dolní mostovkou

O5 – Ocelová nosná konstrukce s hlavními příhradovými nosníky a dolní mostovkou

O6 – Ocelová nosná konstrukce s hlavními plnostěnnými nosníky vyztuženými obloukem (Langerův trám)

Zpracovatel MVL 110 je Ing. Pavel Horáček a Ing. Jiří Jirásko, SUDOP PRAHA a.s. Gestor MVL 110 je Ing. Miroslav Teichman, Odbor traťového hospodářství.

2.2 MVL 115 Železniční mosty s extrémně stlačenou stavební výškou

MVL 115 definuje preferovaná řešení navrhování nosných konstrukcí ve stupni DUR v případě, kdy nelze využít MVL 110 z důvodu požadavků na extrémně stlačenou stavební výšku. MVL je členěn na tři části. V první části jsou uvedena základní kritéria pro volbu NK. Ve druhé části jsou graficky znázorněny oblasti použití jednotlivých NK v závislosti na rozpětí a stavební výšce a finanční náklady jednotlivých NK. Ve třetí části MVL jsou všechny nosné konstrukce popsány, uvedeny výhody či nevýhody včetně specifikace statického výpočtu a nákladů na výstavbu. V grafických přílohách (podélný řez a pohled, příčný řez uprostřed rozpětí a nad podporou, případně další potřebné detaily) jsou uvedeny rozhodující parametry. V MVL je podrobně popsáno 8 typů nosných konstrukcí z různých materiálů (ocelové, spřažené, železobetonové nebo předem předpjaté).

Zpracovatel MVL 115 je doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., ČVUT v Praze a kolektiv spoluautorů. Gestor MVL 115 je Ing. Milan Kučera, Odbor traťového hospodářství.

2.3 MVL 720 Zábradlí pro železniční mosty

MVL 720 definuje pravidla pro navrhování, výrobu a montáž zábradlí na železničních mostech, případně na zdech. V MVL je proveden návrh a posouzení standardních zábradlí a konstrukční požadavky včetně obrázků a podrobně popsány jednotlivé typy zábradlí včetně detailů (kotvení, výplň, …). V MVL jsou uvedeny 4 typy zábradlí podle možného umístění.

Typ 1 – zábradlí na neveřejných služebních chodnících podél okrajů NK mostů

Typ 2 – zábradlí na neveřejných revizních chodnících uvnitř NK mostu, revizní madla

Typ 3 - zábradlí na římsách svahových křídel a nad čely přesypaných mostních objektů

Typ 4 – zábradlí na nástupištích přístupných veřejnosti, která jsou součástí mostů a opěrných zdí, zábradlí podél veřejných chodníků na lávkách a na vnějších okrajích mostů. Pro standardní podmínky jsou v MVL na základě návrhu a posouzení uvedeny dimenze jednotlivých prvků zábradlí. V MVL jsou navržena možná řešení při požadavcích na rozšíření prostorového uspořádání, které nevyhovuje ČSN 73 6201 (osazení zábradlí do boku římsy, …). U mostů přes pozemní komunikace (dálnice, silnice a místní komunikace I. třídy) je nově požadováno osazovat zábradlí s výplní proti odlétajícímu štěrku.

Zpracovatel MVL 720 je doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., ČVUT v Praze a kolektiv spoluautorů.
Gestor MVL 720 je Ing. Milan Kučera, Odbor traťového hospodářství.

2.4 Předpis SŽDC S5/4 Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí

Předpis S5/4 definuje pravidla pro navrhování, provádění a údržbu protikorozní ochrany (PKO) ocelových konstrukcí včetně požadavků na správu. Předpis stanovuje požadavky na PKO pro jednotlivé typy ocelových konstrukcí z hlediska doby životnosti a korozní agresivity. V předpise jsou uvedeny požadavky na zhotovitele PKO, vlastní provádění a zkoušky PKO a nezbytné kontroly při provádění PKO. V přílohách k předpisu jsou mimo jiné uvedeny požadavky na stupně přípravy povrchu, volby jednotlivých systémů PKO a požadavky na obsah technologického předpisu PKO.

Zpracovatel S5/4 je Ing. Milan Kučera, Odbor traťového hospodářství.
Gestor S5/4 je Ing. Milan Kučera, Odbor traťového hospodářství.

2.5 MP 2015-19 Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů

Metodický pokyn (MP 2015-19) definuje pravidla pro určování zatížitelnosti trvalých a zatímních mostních objektů a stanovení traťové třídy zatížení (TTZ). MP 2015-19 vychází z požadavků Eurokódů a definuje možné úlevy při posuzování především stávajících mostních objektů. Na vývojovém diagramu „Metodický postup stanovení zatížitelnosti a přechodnosti“ je podrobně popsán postup při posuzování mostních objektů a využívání standardních, případně nestandardních (výjimečných) úlev. Při stanovení zatížitelnosti a přechodnosti musí být správce zodpovídající za provozuschopnost vždy dopředu informován o výsledcích

statického posouzení. V přílohách jsou mimo jiné uvedena pravidla pro diagnostiku nezbytnou pro stanovení zatížitelnosti a přílohy pro speciální posuzování (vliv větru, …).

Zpracovatel (2015) je prof. Ing. Josef Vičan, CSc., a kolektiv, Žilinská univerzita.
Aktualizace (2019): doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., ČVUT v Praze a kolektiv spoluautorů.
Gestor je Ing. Václav Podlipný, Odbor traťového hospodářství.

3. Závěr

Výše uvedené standardy zefektivní proces návrhu, realizace a správy železničních mostních objektů. Odbor traťového hospodářství mapuje další možnosti standardizace v oblasti mostních objektů a tunelů.

Literatura:

[1] MVL 110 Standardní typy nosných konstrukcí železničních mostních objektů

[2] MVL 115 Železniční mosty s extrémně stlačenou stavební výškou

[3] MVL 720 Zábradlí pro železniční mosty

[4] Předpis SŽDC S5/4 Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí

[5] Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů

Ing. Miroslav Teichman
SŽDC, s.o., Odbor traťového hospodářství
Tel.: +420 702 026 015
E-mail: teichman@szdc.cz

Železniční tunely připravované v SUDOPu PRAHA

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

1. Úvod

Společnost SUDOP PRAHA a.s. se v roce 2019 zabývala přípravou několika zajímavých železničních tunelů. Nejkomplexnější stavbou řešenou na úrovni záměru projektu byla Rekonstrukce kolejí ve vinohradských tunelech při žst. Praha hl. n., nejvytíženějším osobním nádraží v ČR. Dále byly zpracovány záměry projektu pro II. a III. stavbu Modernizace trati Brno–Přerov, které zahrnují ražené tunely Holubický a Dřevnovický a hloubené tunely Habrovanský a Rousínovský. Za zmínku stojí také Mariánskohorský tunel uvažovaný v rámci záměru projektu Modernizace železničního uzlu Ostrava, jímž má být převedena kolej č. 802a pod devíti dalšími kolejemi mezi stanicemi Ostrava hlavní nádraží a Ostrava Svinov, nebo tunely řešené ve Studii zaokruhování železničního spojení Letiště Václava Havla do trati Praha – Letiště VH – Kladno.

Ve stupni DÚR byl řešen projekt rekonstrukce nelahozeveských tunelů mezi obcemi Nelahozeves a Kralupy nad Vltavou, jehož předmětem je návrh rekonstrukce tří za sebou jdoucích starých železničních tunelů a novostavby tunelu nového. Dále byla v tomto stupni navržena galerie v Černošicích, která sice slouží pro přeložku silnice II/115, ale byla připravena v rámci optimalizace železniční trati Černošice – odbočka Berounka, se kterou přímo sousedí. Ve stupni DSP byla v rámci 5. stavby Uzlu Plzeň na trati České Budějovice – Plzeň řešena příprava pro budoucí výstavbu silničního tunelu pod touto tratí, spočívající v návrhu nosného zárodku z milánských stěn a stropní desky, aby mohla budoucí výstavba tunelu proběhnout tzv. čelním odtěžováním s omezeným dopadem do trati a jejího provozu. Tento článek předkládá základní informace o výše uvedených stavbách s důrazem na tunelové objekty.

2. Popis připravovaných staveb s tunelovými objekty

2.1 Rekonstrukce kolejí ve vinohradských tunelech

Vinohradské tunely představují soubor tří tunelů se společnými portály. Tunely I (z roku 1871) a II (z roku 1944) jsou dvoukolejné po celé délce, III. tunel se po krátkém dvoukolejném úseku (z roku 1949) přilehlém k jižnímu zhlaví žst. Praha hl. n. rozdvojuje do dvou větví, tj. do dvou jednokolejných tunelových trub vedoucích samostatně až k jižnímu portálu, označovaných jako tunel IIIa a IIIb (z roku 1989). Délky tunelových trub jsou: 1145 m (I. tunel), 1126 m (II. tunel), 333 m (tunel III), 769 m (tunel IIIa) a 791 m (tunel IIIb). Všechny koleje pokračující z žst. Praha hl. n. na jih vedou skrze vinohradské tunely. Koleje umístěné v I. vinohradském tunelu vedou směrem na Smíchov. Ostatní koleje umístěné ve II. a III. vinohradském tunelu vedou směrem Vršovice/Hostivař.

Železniční stanice Praha hl. n. je největší, nejvýznamnější a dopravně nejvytíženější osobní nádraží v ČR. V současné době je provozována na hranici své dopravní kapacity. Objednatelé dopravy by uvítali jakékoli zvýšení této kapacity, současně však negativně reagují na případný stav kapacity snížené v důsledku provádění stavby. Dopravní kapacita směrem na jih je dána dopravní kapacitou a prostorovou průchodností trub vinohradských tunelů. Případné omezení dopravy ve vinohradských tunelech má přímý dopad na dopravní kapacitu celého nádraží.

Značná část prvků, konstrukcí a systémů drážní infrastruktury v oblasti jižního zhlaví žst. Praha hl. n. a v rozsahu vinohradských tunelů je dožilá. Prvky železničního svršku ve vinohradských tunelech extrémně trpí průsaky agresivní podzemní vody. Odvodnění vinohradských tunelů je s výjimkou opravené stoky I. tunelu prakticky nefunkční. Segmentové ostění ve větvích IIIa a IIIb vinohradského tunelu č. III je silně zkorodované a degradované. V některých místech tunelů je prostorová průchodnost nevyhovující stávajícím předpisům. Intenzivní dopravní vytížení komplikuje režim údržby, oprav nebo rekonstrukcí drážní infrastruktury. Stav jižního zhlaví kontrastuje se stavem zhlaví severního, které bylo rekonstruováno v rámci stavby Nového spojení.

Základním cílem navržené stavby je proto zajištění provozuschopnosti dráhy a vytvoření podmínek pro dlouhodobou udržitelnost stávající dopravy, příp. podmínek, na základě kterých bude možné v budoucnosti navrhovat opatření pro případné zvýšení dopravní kapacity. Technické řešení rekonstrukce odvodnění a sanace ostění tunelů je navrženo tak, aby bylo zabráněno další destrukci ostění i technologického vybavení tunelů a současně aby byla zajištěna bezpečnost provozu na trati. Technické řešení rekonstrukce a sanace bylo dále navrženo také s ohledem na zkušenosti z již realizovaných staveb v České republice i zahraničí. Vinohradské tunely se nacházejí na extrémně zatížených železničních tratích, a tak byl hledán způsob rekonstrukce a sanace takový, který by respektoval skutečný nevyhovující až kritický stavební stav některých úseků za současného co nejkratšího možného omezení provozu na trati.

Obecným cílem stavby je zajištění provozuschopnosti dráhy rekonstrukcí nebo náhradou dožilých konstrukcí a staveb, zejména pak rekonstrukce kolejí a kolejových konstrukcí ve vinohradských tunelech a na jižním zhlaví žst. Praha hl. n., sanace stávajících tunelových trub

za účelem zlepšení jejich odvodnění a zmírnění průsaku vody skrze ostění trub. Zároveň je od stavby očekáváno snížení hlukové zátěže a vibrací díky použití antivibračních rohoží a zřízení bezstykové koleje.

2.2 Modernizace trati Brno–Přerov

Společnost SUDOP PRAHA a.s. se podílí na projektové přípravě modernizace trati Brno–Přerov, která je rozdělená do 5 staveb. Každá stavba běží ve vlastním cyklu a potenciálně jiném stupni projektové dokumentace. Modernizace trati Brno–Přerov bude řešit kompletní rekonstrukci železniční infrastruktury a její zdvoukolejnění s maximální rychlosti 200 km/h. Dále je potřeba dosáhnout třídy zatížitelnosti D4 a prostorové průchodnosti trati podle ložné míry UIC GC. Všechny železniční přejezdy budou zrušeny a nahrazeny mimoúrovňovými kříženími. Ostrovní nástupiště budou spojena s výpravní budovou podchody s umožněním přístupu osobám se sníženou pohyblivostí a orientací. Výše uvedené umožní zvýšit především propustnost trati tak, že zavedená taktová osobní doprava se stane součástí IDS JMK.

V rámci modernizace trati se předpokládá realizace 6 tunelů, a to v současnosti 2 ražených a 4 hloubených. Součástí je návrh ražených tunelů v neogenních jílech s nízkým nadložím (v tomto případě maximální mocnost nadloží do 22 m). Tunelování v plastických jílech s nízkým nadložím je velmi náročná disciplína vyžadující citlivý přístup k návrhu i provádění. Všechny ražené tunely jsou situovány v prostředí neogenních jílů, a proto byly koncipovány jako dvě jednokolejné tunelové trouby kruhového průřezu odvozené z přílohy 11 vzorových listů SŽDC pro jednokolejné tunely. Ražba tunelů bude prováděná konvenčním způsobem výstavby metodou „s ostěním ze stříkaného betonu“ (tzv. metoda SCL).

Vzhledem k velmi složité geologii v daném území bude samotné ražbě tunelů přecházet ražba tzv. pilotních (předstihových) štol, které výrazné zvýší bezpečnost provádění ražeb a sníží rizika spojená s výstavbou. Navržené pilotní tunely jsou kruhového profilu průměru cca 5,5 m (plocha teoretického výrubu 23,8 m2) a budou za standardních podmínek raženy na plný profil s délkou záběru 1,0 m. Po vyražení pilotního tunelu bude prováděno přerážení tunelu na finální profil (s rozdělením ražby na kalotu a dno). Tunelové trouby jsou kruhové, průměru cca 10,5 m (plocha teoretického výrubu 86,6 m2).

Železniční spojení Brno–Přerov, dle „Rozhodnutí č. 884/2004/EC, příloha III“ Evropské unie, patří k přednostním projektům v rámci železniční osy č. 23 Gdaňsk – Varšava – Brno/Bratislava – Vídeň. Proto projektant provedl přiměřeně konzervativní návrh, který by měl minimalizovat rizika spojená s prováděním takto náročných dopravných staveb, a věří v jeho brzkou realizaci.

2.3 Modernizace železničního uzlu Ostrava

Projekt modernizace železničního uzlu Ostrava řeší napojení na současnou síť TEN-T (Trans-European Transporst Networks) v ose trati č. 270 (Přerov–Bohumín). Součástí modernizace je také požadavek na zajištění požadovaných parametrů dle příslušných nařízení o evropské železniční síti (TSI transevropského konvenčního železničního systému). Z tohoto pohledu byla trasa navržená ve dvou variantách řešení přesmyku koleje č. 802a, a sice ve variantě „TUNEL“ a variantě „MOST“.

Varianta tunel (Mariánskohorský tunel) řeší přesmyk koleje 802a, která je vedená vlevo ve směru od stanice Ostrava hlavní nádraží do stanice Ostrava Svinov. Jedná se o jeden jednokolejný tunel délky cca 212,5 m a dva zářezy před a za tunelem délky cca 400 m a 62,5 m. Tunelový přesmyk podchází pod 9 kolejemi. Tunel je navržen jako monolitická železobetonová deskostěnová konstrukce (stěny i dno jsou uvažovány v konstantní tloušťce). Z důvodu požadavku na minimalizaci stavební výšky tunelu (přesmyk pod kolejemi) je stropní deska navržená s náběhy, což umožňuje redukci její mocnosti na 750 mm ve střední části.

Tunel je navržen v blízkosti řeky Odry a geotechnický průzkum zájmového území odhalil přítomnost báze glaciálního koryta v hloubce cca 40 m pod terénem. Jedná se tak o náročnou stavbu ve složitých inženýrskogeologických poměrech, dle ČSN P 73 1005 – příloha E tab. E.2 proto spadá do 3. geotechnické kategorie. V současné době se investor ve stupni ZP rozhoduje mezi variantami „TUNEL“ nebo „MOST“.

2.4 Studie zaokruhování železničního spojení Letiště Václava Havla do trati Praha – Letiště VH – Kladno

Letiště Václava Havla Praha není v současné době obsluhováno žádnou kolejovou osobní dopravou. V současnosti se jedná o největší letiště v České republice, které je významné i z pohledu střední Evropy. Výhledové potřeby letiště jsou tedy řešeny plány na vybudování nové infrastruktury a její napojení na infrastrukturu stávající. Řešením nové infrastruktury s napojením na centrum města je pouze kolejová doprava.

Celková délka nové trati je 4,0 km, z toho v tunelu v délce 3,2 km. Odbočka na letiště je vedena pod úrovní terénu v hloubeném tunelu, který podchází komunikaci R6 a letištní dráhu a končí zastávkou Letiště, umístěnou pod úrovní terénu poblíž Terminálu 2.

SUDOP PRAHA a.s. řeší část zmíněného tunelu, a to vjezd do tunelu tvořený kolejovým rozpletem, díky čemuž má tunel tři samostatné portály. Je navržen severní vjezdový portál pro společné zaústění koleje č. 101 a koleje č. 102 (dvoukolejný tunel), dále západní portál pro kolej č. 1 (jednokolejný tunel) a jižní portál pro kolej č. 2 (jednokolejný tunel). V podzemí se přibližné ve staničení km 1,175 všechny čtyři trasy sbíhají a vedou čtyřkolejným tunelem, poté se pozvolna kolej č. 1 a kolej č. 101 sloučí a tunel pokračuje coby tříkolejný. Následuje převedení prostřední koleje do obou bočních kolejí (kolej č. 101 je tak sloučená jak s kolejí č. 2, tak s č. 102) a tunel pokračuje jako dvoukolejný. Změna průřezu jednokolejného a dvojkolejného na čtyřkolejný bude prováděná skokově. Přechody příčného profilu ze čtyřkolejného a tříkolejného a na dvoukolejný budou provedeny plynule. S ohledem na velký rozpon tří- a čtyřkolejných profilů je v této oblasti uvažováno s návrhem trámového stropu. Jednokolejný a dvoukolejný tunelový profil je navržen jako deskostěnová konstrukce.

2.5 Rekonstrukce nelahozeveských tunelů

V polovině 19. století byly v rámci budování trati z Prahy do Drážďan (součást Severní státní dráhy) mezi obcemi Kralupy nad Vltavou a Nelahozeves vyraženy v pískovcovém masivu v bezprostřední blízkosti levého břehu Vltavy tři jednokolejné tunely. Ty byly asi po sto letech provozu rozšířeny a zdvoukolejněny. Dalšími stavebními zásahy tunely prošly v letech 1976–1985, a to v souvislosti s elektrizací trati.

V současnosti je tento traťový úsek součástí celostátní dráhy (Praha-Bubeneč – Děčín hl. n.), I. a IV. tranzitního železničního koridoru a sítě TEN-T, kde tvoří tzv. špunt – kvůli tunelovému průjezdnému profilu zde mohou vlaky projíždět jen sníženou rychlostí a některé jen po 2. koleji. Nevyhovující je rovněž stavebně-technický stav tunelů.

Zvýšení traťové rychlosti a zajištění prostorové průchodnosti Z-GC a kódu kombinované dopravy P/C 80/410 jsou, spolu se zvýšením spolehlivosti a bezpečnosti provozu na tomto traťovém úseku, hlavními cíli investiční akce Správy železniční dopravní cesty, s. o.

SUDOP PRAHA a.s. na této akci zpracoval dokumentaci ve stupni DÚR, přičemž vycházel ze Záměru projektu a jeho aktualizace, které dříve taktéž zpracoval. Původní Záměr projektu navrhl 4 možné varianty řešení rekonstrukce. Z důvodu značné vytíženosti trati byl u všech prověřovaných variant kladen enormní důraz na minimalizaci výluk – hlavně pak nickolejného provozu. Následná aktualizace podrobněji rozpracovala 2 varianty – vybudování nového dvoukolejného tunelu a nakonec upřednostněnou variantu, která zahrnuje vybudování nového jednokolejného tunelu a zjednokolejnění tunelů stávajících.

Posloupnost stavebních postupů u investorem vybraného řešení je následující: Nejprve se asi doprostřed budoucího tunelu zboku vyrazí svážná štola. Z ní se pak rozrazí samotný nový tunel (bude se razit na dvě čelby, současně k oběma portálům). Následně se připraví obě portálové oblasti. Po prorážce, dokončení nového tunelu a převedení provozu na novou kolej č. 1 (do nového tunelu) bude zahájena rekonstrukce stávajících tunelů. Ta bude spočívat ve vestavbě sekundárního ostění do stávajících tunelových profilů.

2.6 Optimalizace trati Černošice (včetně) – odb. Berounka (mimo)

Příprava optimalizace žel. trati v úseku Praha Radotín – odb. Berounka (mimo) vyvolala potřebu přeložky intravilánové silniční komunikace II/115 ve městě Černošice. Předmětná silnice i železnice jsou výrazně dopravně zatíženy, jelikož každá tvoří významnou dopravní tepnu z jihozápadního směru do hl. města Prahy. Silnice II/115 ve stávajícím stavu kříží železniční trať úrovňovým přejezdem zhruba v centru města blízko žel. zast. Černošice, což způsobuje časté dopravní kolony a snižuje kvalitu života ve městě. Tato neuspokojivá situace má být v rámci předmětné stavby řešena přeložkou silnice tak, aby bylo úrovňové křížení odstraněno.

Umístění přeložky silnice je však vzhledem k absenci schůdné alternativy navrženo ve velmi stísněných územních podmínkách. Navržená trasa přeložky silnice II/115 kříží železniční trať podjezdem přibližně 500 m od stávajícího úrovňového přejezdu směrem k Radotínu, dále pokračuje v souběhu s železnicí ve velmi stísněném prostoru stávajícího zářezu železniční trati a na stávající komunikaci se znovu napojuje v místě stávajícího přejezdu. Navrženou trasu přeložky silnice je ve stísněném úseku nutné zajistit jak vůči trati na jedné straně, tak vůči terénu na straně druhé inženýrskými konstrukcemi.

Hrana zářezu vyvolaného přeložkou silnice zasahuje na straně odlehlé od železniční trati do soukromých pozemků. Cílem předmětné stavby je omezit zábor soukromých pozemků i dopady výstavby přeložky silnice do staveb na nich umístěných. Splnění výše uvedených

cílů není možné zajistit v celé délce trasy silnice pouze zárubními zdmi. Přeložka silnice proto musí být v úseku délky necelých 200 m, kde je zářez nejvyšší, vedena v silniční galerii, aby bylo dodrženo minimální nutné šířkové uspořádání silnice i železnice při omezeném záboru soukromých pozemků. Druhotnou, avšak také významnou, výhodou tohoto postupu je snížení hlukové zátěže vyvolané silniční dopravou. Na galerii navážou z obou stran zárubní (na straně zářezu), resp. opěrné (na straně trati) zdi navržené v úsecích, kde podepíraný rozdíl úrovní je těmito konstrukcemi již efektivně zvladatelný.

Silniční galerie je navržena jako monolitická ŽB rámová konstrukce. Stěna galerie přilehající k železniční trati je otevřená – nesená řadou sloupů. Provedení „sloupořadí" se bude optimalizovat v navazujícím projektovém stupni včetně hlediska estetiky (začlenění galerie do krajiny). Stropní deska galerie je po obvodu osazena ŽB parapetní římsou s ocelovým zábradlím městského typu. V navazujícím stupni PD je možné zvážit alternativní provedení zábradlí. Galerie bude hlubinně založena na řadách ŽB vrtaných pilot podepírajících základovou desku. Portály galerie tvoří vykonzolovaná čela a křídla navazující na přilehlé opěrné a zárubní zdi. Skrze galerii prochází silniční komunikace (přeložka silnice II/115) šířky 7,0 m mezi obrubníky. Po obou stranách vozovky jsou v celé délce galerie umístěny nouzové chodníky šířky 1,0 m. Silnice je dvoupruhová, směrově nerozdělená, umístěná v jediné komoře rámu galerie. Výška průjezdního prostoru je navržena 4,80 m nad povrchem vozovky, rozšířená o rezervu 0,15 m. Trvalá konstrukce galerie bude prováděna ve stavební jámě – v dočasném stavebním odřezu provedeném do svahů stávajícího železničního zářezu. Svislé stěny stavební jámy budou zajištěny dočasným záporovým pažením.

2.7 Uzel Plzeň, 5. stavba – Lobzy – Koterov

Správa železniční dopravní cesty (SŽDC) realizuje investiční akci Uzel Plzeň, jejíž podstatou je rekonstrukce stávající drážní infrastruktury. Akce je rozdělená do více staveb, z nichž některé jsou již úspěšně dokončené, jiné v realizaci a ostatní v projektové přípravě. Pro stavbu Uzel Plzeň, 5. stavba – Lobzy – Koterov zpracoval SUDOP PRAHA a.s. dokumentaci pro stavební povolení (DSP). Nezávisle na tom připravuje Ředitelství silnic a dálnic (ŘSD) v Plzni novostavbu silnice I/20, k níž SUDOP PRAHA a.s. zpracovává dokumentaci pro územní rozhodnutí (DÚR). Tyto stavby se kříží v oblasti ulic Velenická a Sušická v km 346,510 trati, přičemž silnice má být vedena podjezdem pod tělesem dráhy. Křížení tras vychází pod technicky nevýhodným ostrým úhlem cca 13°.

Vzájemný dopad těchto staveb byl zjištěn a koncepčně řešen při zpracování DÚR stavby dráhy. Na straně silnice byla v té době zpracována technická studie místa křížení. Klíčovým bodem pro posouzení popsané situace byl, a stále je, rozdíl ve stavu přípravy obou staveb. Protože příprava stavby dráhy je ve výrazném předstihu před přípravou stavby silnice, přirozeně se očekává, že i její realizace bude zahájena o několik let dříve. Respektive lze očekávat, že realizace stavby silnice bude zahájena až po, ale zároveň nedlouho po, dokončení stavby dráhy. To vede k nutnosti zajistit, aby stavba silnice neměla v místě vzájemného křížení nepřiměřený dopad do v té době nově rekonstruované trati ani do provozu na ní.

Po zvážení různých přístupů bylo dohodnuto následující technické řešení této situace: V rámci stavby dráhy bude realizován tzv. zárodek budoucího silničního tunelu. Při jeho výstavbě bude v rámci možností využito výluk provozu na trati, výluk napěťových a příp. dostupných záborů pozemků, které by si stavba dráhy vyžádala tak jako tak bez ohledu na křížení se silnicí. Zárodek tunelu bude realizován v takovém minimálním rozsahu, aby zbytečně nenavyšoval objem stavby dráhy, ale zároveň v takovém rozsahu, aby bylo možné jej v budoucnu v rámci stavby silnice I/20 prohloubit, dostavět a vybavit do podoby plnohodnotného silničního tunelu, a to bez nepřiměřeného dopadu stavebních prací do v nadloží ležící trati nebo provozu na ní. Do té doby bude zárodek tunelu překryt vrstvami železničního spodku, svršku a terénními úpravami a bude přenášet zatížení působící v provizorním stavu.

Budoucí tunel pro silnici I/20 byl s ohledem na míru zahloubení pod terén, geologické poměry a vzájemný průběh nivelety silnice a úrovně temene kolejnice rekonstruované trati navržen jako hloubený, obdélníkové dvoukomorové konstrukce. Celková délka zárodku tunelu měřená podél staničení silnice je 220 m, délka zastropené části je 200 m, délka levé tunelové trouby 130 m a pravé tunelové trouby 180 m. Navržená délka objektu, resp. jeho jednotlivých trub, vychází z minimální délky potřebné pro realizaci podjezdu silnice I/20 pod provozovanou železniční tratí a pro proveditelnost navazujících konstrukcí při dané šikmosti křížení. Silnice I/20 na tunel v budoucnosti naváže z obou stran hlubokým zářezem paženým zárubními zdmi.

V příčném řezu budou součástí zárodku tunelu, a tudíž součástí výstavby realizované se stavbou dráhy, následující prvky: svislé nosné podzemní (tzv. milánské) stěny, stropní deska, hydroizolace stropní desky, zpevněné podloží železniční trati v přechodových oblastech a dočasné pažící konstrukce potřebné pro realizaci výše uvedených položek z jednotné pracovní úrovně na dně těsněné stavební jámy. Součástí navazující stavby silnice I/20, tj. součástí rozšíření a vybavení zárodku tunelu do podoby plnohodnotného silničního tunelu, budou tyto prvky: dočasné pažící konstrukce potřebné pro realizaci navazujících zdí, zářezů a jam, čelní odtěžování pod ochranou stropní desky a podzemních stěn, základová deska, veškeré stavební a technologické vybavení tunelu, portály (čela) tunelových trub včetně potřebných zábradlí a oplocení a těsnění míst stavebního navázání konstrukcí.

Konstrukce zárodku tunelu bude realizována ve dvou fázích výstavby s vybudováním dočasné objízdné trasy na železniční trati. První fáze výstavby bude probíhat nejprve za neomezeného (dvoukolejného) provozu na stávající trati. Poté bude vyloučena stávající kolej č. 2, rychlost provozu na koleji č. 1 bude omezena, budou přeloženy kolizní drážní sítě a na trakčním vedení bude s ohledem na bezpečnost před účinky vysokého napětí zřízeno v rozsahu staveniště neutrální pole. Součástí této fáze bude realizace konstrukcí na sever (vpravo) od stávající koleje č. 1. Nejprve bude vytvořena uzavřená (těsná) stavební jáma zajištěná pažením – na pravé straně staveniště, mezi stávajícími kolejemi a na severním i jižním konci. Z pracovní úrovně ve stavební jámě pak budou postupně provedeny vodicí zídky, podzemní stěny a úseky stropní desky v rozsahu fáze 1 a základy definitivních trakčních stožárů umístěné v půdorysu stavební jámy tunelu. Následně bude realizován zpětný zásyp dokončené části tunelu a položena dočasná objízdná trasa železnice vč. trakce a ostatního příslušenství přes dokončený úsek zastropeného tunelu, napojená na koncích do nového stavu koleje č. 2. Při konci stropní desky na rozhraní fází výstavby bude násep objízdné trasy

podepřen úhlovou opěrnou zdí z prefabrikovaných drážních dílců uloženou na stropní desce tunelu, která přispěje ke zvýšení bezpečnosti práce v navazujícím úseku. Také u trakčního vedení objízdné trasy bude z hlediska bezpečnosti před účinky vysokého napětí zřízeno po dobu výstavby zárodku tunelu neutrální pole.

Po převedení železniční dopravy na objízdnou trasu může být vyloučena stávající kolej č. 1 a zahájena druhá fáze výstavby tunelu zahrnující realizaci zbývajících konstrukcí na jih (vlevo) od původní trati. Nejprve bude postupně dokončena uzavřená (těsná) stavební jáma zajištěná zbývajícími úseky pažení, ve které proběhne hloubení na pracovní úroveň zpevněného dna jámy. Bude také provedeno odstranění dále nepotřebných a kolizních úseků středové linie pažení (úsek mezi původními kolejemi). Z pracovní úrovně dna jámy budou provedeny vodicí zídky, podzemní stěny a úseky stropní desky v rozsahu fáze 2 výstavby zárodku tunelu. Následně proběhne realizace základů definitivních trakčních stožárů situovaných v této oblasti, zásyp (vč. přechodových oblastí) a položení definitivní železniční trati s veškerým příslušenstvím. V tomto provizorním stavu bude zárodek tunelu čekat na zahájení navazující výstavby silnice.

3. Závěr

Přáním autorů článku je, aby příprava popisovaných projektů úspěšně pokračovala skrze navazující fáze projektování až do realizace.

Ing. Michal Uhrin
Ing. Marcel Poštek
Ing. Jakub Střižík
SUDOP PRAHA a.s.
Tel.: +420 267 094 134
E-mail: michal.uhrin@sudop.cz

SUDOP PRAHA

Projekty
Inženýring
Konzultace

Středisko inženýringu a geodezie

Leica Nova MS50

Robotická totální stanice a 3D laserový skener v jednom přístroji

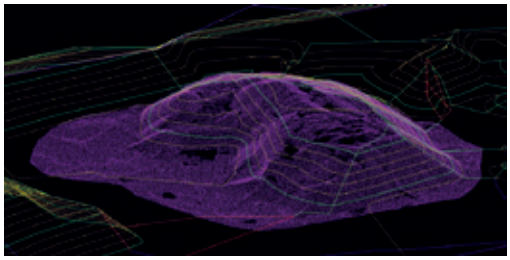
Technologie:

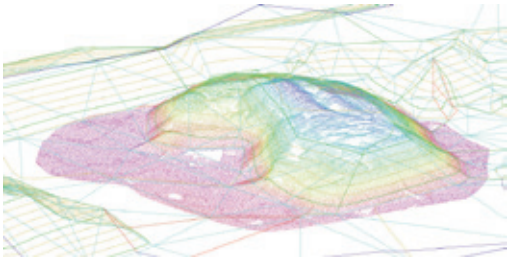
- mergeTECH: integrované 3D skenování v totální stanici s rychlostí až 1000 b/s do 300 m,
- dosah skenování až 1000 m, milimetrová přesnost skenování,
- super rychlý bezhranolový dálkoměr R2000 s dosahem až 2000 m,
- 2 kamery: 20 Hz širokoúhlá pro asistenci měření a pořizování panoramatických obrázků,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

Leica Infinity

kancelářský software pro správu dat ze systému Leica Nova

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





Technické specifikace:

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

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

Tunel Milochov – předpoklad projektu a skutečnost

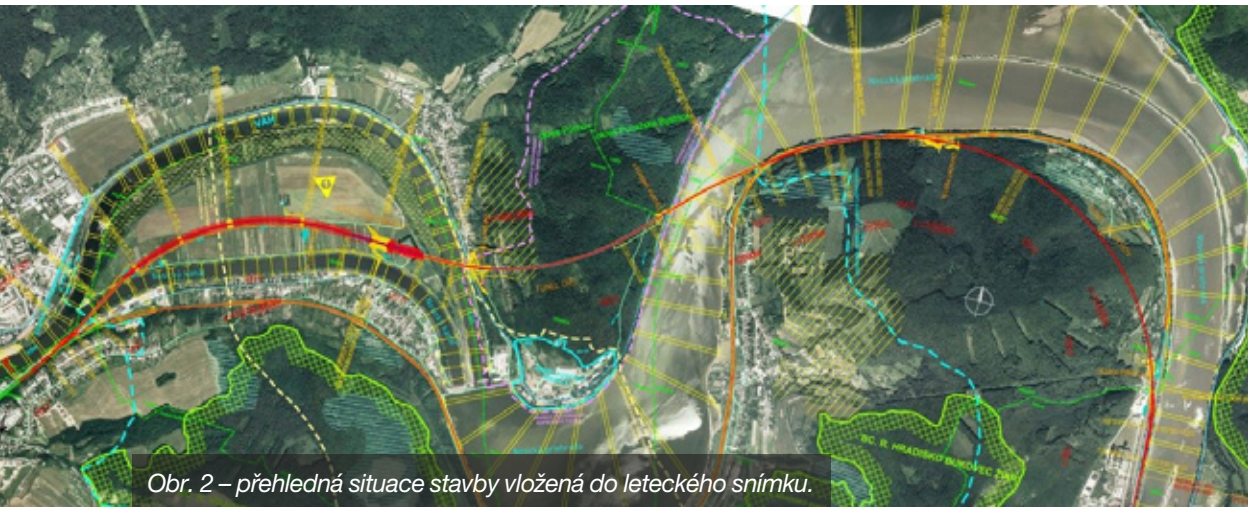
Ing. Petr Velička, Ing. Tomáš Holubek
Subterra a.s.

1. Úvod

Železniční trať Púchov – Žilina je součástí panevropských železničních koridorů definovaných na jednání na Krétě v roce 1994, konkrétně se jedná o koridor Va, větev A Bratislava – Čierna nad Tisou.

Obr. 1 – plánovaná evropská síť koridorů – Slovensko.

Dotčený úsek délky téměř 19 km se nachází na trati Púchov – Považská Teplá a jeho modernizací dojde k jeho zkrácení na cca 16 km. Změnou parametrů trasy vznikla nutnost výstavby několika umělých staveb včetně dvou tunelů – Milochov a Diel.



Obr. 2 – přehledná situace stavby vložená do leteckého snímku.

Tunel Milochov podchází vrch Stavná a je situován u obce Horný Milochov, což je příměstská část města Považská Bystrica. Celková délka tunelu je projektovaná 1861 m, z toho 1770 m je ražených, hloubená část se dělí na 20 m na západním portále a 71 m na východním portále. Součástí díla bude i úniková štola o délce 266,4 m, situovaná cca do poloviny tunelu, která svým portálem vyúsťuje právě v obci Horný Milochov mezi zástavbou. Investorem stavby jsou Železnice Slovenskej republiky. Celý projekt je realizován podle smluvních podmínek FIDIC, červená kniha.

2. Geologické poměry stavby

Geologická stavba území koridoru železniční tratě v trase tunelu Milochov je komplikovaná. Horninové prostředí je v důsledku složitého vývoje bradlového pásma intenzivně tektonicky porušené, převrásněné a prostoupené zlomovými poruchami. Na geologické stavbě oblasti se podílejí horniny bradlového pásma se zastoupením flyšoidních souvrství jílovců, slínovců, pískovců a slepenců. Tektonická stavba této oblasti má významný vliv jak na geotechnické vlastnosti hornin, tak na hydrogeologické poměry území.

2.1 Západní portál

Povrch území je pokrytý vrstvou deluviálních sutí s úlomky podložních hornin, které mají převážně charakter štěrkovitého jílu až jílovitého štěrku. V podpovrchové zóně je horninový masiv silně zvětralý, tektonicky silně porušený. Hornina má charakter jílovité zeminy.

2.2 Východní portál

Na základě průzkumných prací bylo zkonstatováno, že portálový zářez a úvodní část tunelu jsou situovány do čela rozsáhlého sesuvu. Vrtanými sondami byly zjištěny silné vrstvy deluviálních sedimentů ve formě jílů a kamenito-jílovitých a jílovito-kamenitých sutí.

2.3 Trasa tunelu

V trase tunelu je masiv budovaný mezozoickými horninami (jílovce střídající se s mocnými polohami pískovců). Prostředí je prostoupeno systémem tektonických poruchových zón (zlomů) a k nim příslušejícím systémem puklin. Nadloží tunelu je v rozmezí 5 až 110 m.

2.4 Hydrogeologické poměry

Podle výsledků průzkumných prací bylo horninové prostředí vyhodnoceno jako pomalu proudící, tedy nejsou očekávány výraznější přítoky podzemní vody během ražby. Rozbory podzemní vody ukázaly, že voda z prostředí nemá agresivní účinky na beton, ale vzhledem k vysoké konduktivitě (vodivosti) má silné korozivní účinky na železné materiály.

3. Zahájení ražby tunelu

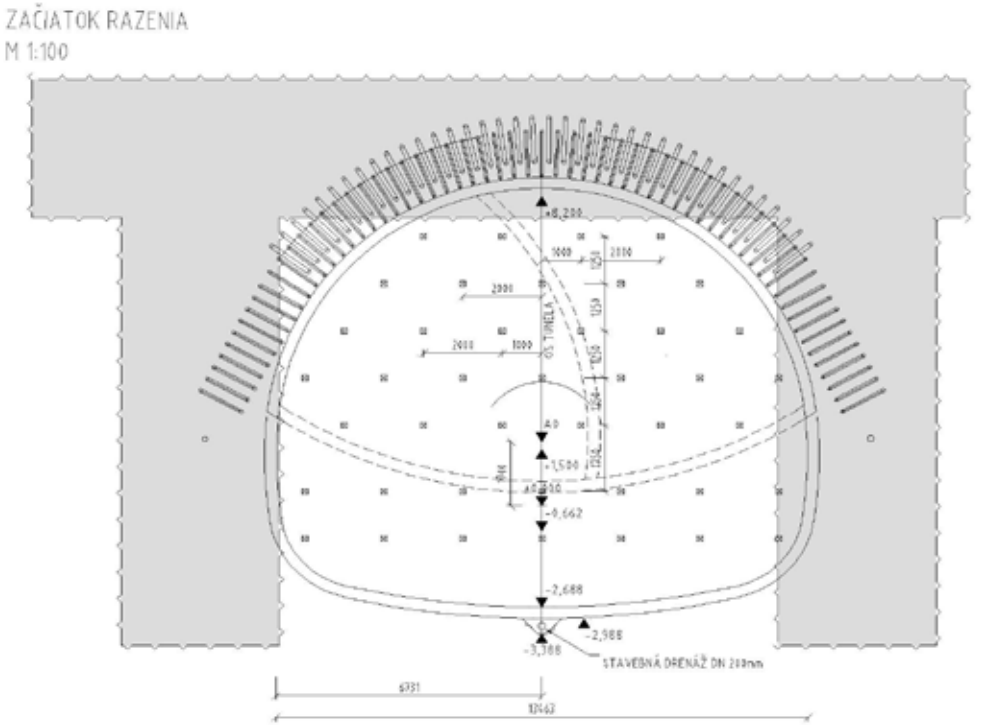
Stavební práce na tunelu Milochov byly zahájeny na východním portálu u obce Horný Milochov. Během vrtání horních etáží lanových kotev bylo zjištěno, že geologické prostředí v profilu tunelu je výrazně horší (plastické jíly, jílovité sutě), než předpokládala projektová dokumentace. Projektant provedl znovuposouzení stability výrubu se skutečně zastiženými parametry. Z toho vyplynula celá řada opatření, z nichž nejvýznamnější bylo zlepšení geologického prostředí tryskovou injektáží a dále změna včetně doplnění vystrojovacích tříd v úvodním úseku tunelu (viz následující odstavce). Původně navržený ochranný mikropilotový deštník pro zahájení ražby kaloty byl doplněn o druhou řadu mikropilot a také byly doplněny další lanové kotvy v oblasti vrchlíku tunelu.

Do doby, než projektant předložil nové řešení, byla zahájena ražba kaloty ze západního portálu podle původní projektové dokumentace – ve vystrojovací třídě Vb, s horizontálním členěním profilu (kalota, stupeň, dno) pod ochranným mikropilotovým deštníkem. V této třídě bylo vyraženo a kompletně zajištěno přibližně 110 m a poté byly zahájeny razičské práce na východním portálu.

Obr. 3 – vystrojovací třída Vb, vrtání čelbových kotev.

3.1 Trysková injektáž

Podle projektu bylo předpolí ražby zlepšeno horizontálními sloupy jednofázové tryskové injektáže o průměru 70 cm. Rastr vrtů byl navržen tak, aby vytvořily tvar obráceného písmene U (viz obr. 4). Délka vrtů byla cca 25 m, injektovaná délka byla 8,5 m. Předepsaná minimální pevnost zlepšené zeminy byla 4 MPa. Trysková injektáž byla prováděna po etážích (hloubení, zajištění, trysková injektáž a následně hloubení další etáže). Celkem bylo provedeno 14 km vrtů.



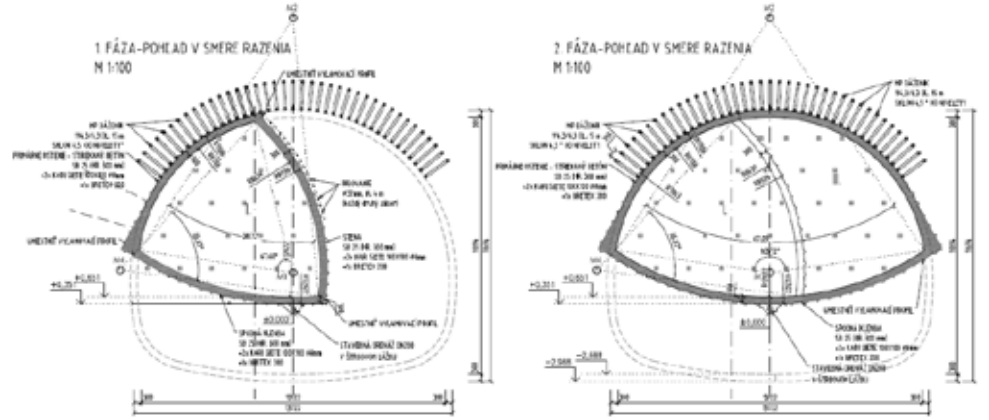
Obr. 4 – návrh rozsahu stabilizace tryskovou injektáží.

3.2 Nové vystrojovací třídy

Jak již bylo uvedeno v předchozích odstavcích, byla na základě špatných geotechnických poměrů přepracována a doplněna projektová dokumentace pro realizaci stavby. Ta mimo jiné definovala nové vystrojovací třídy pro ražbu z východního portálu tunelu. Pro úvodní úsek ražby třídu VI, s vertikálním členěním profilu kaloty (opěrná štola + rozšíření profilu, viz obr. 6), a pro navazující úsek třídu Vc, s dočasnou protiklenbou kaloty (viz obr. 8). Obě nové třídy byly realizovány pod ochranou mikropilotového deštníku.

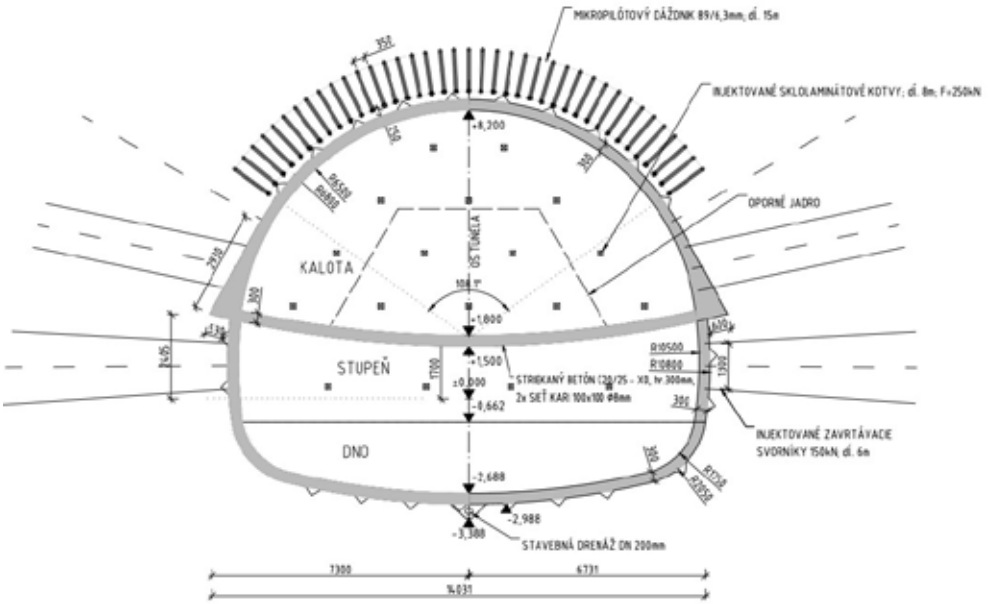
Ve třídě VI bylo celkem vyraženo 11 postupů délky 9,6 m (délka dílčích záběrů byla 0,8–1,0 m). Nejdříve byla kompletně vyražena kalota, poté před zahájením dobírky dna proběhlo zesílení zajištění portálové stěny kotvami. Paty kaloty (tzv. sloní nohy) byly na prvních deseti metrech podchyceny mikropilotami délky 6 m a následně zahájena dobírka dna.

Obr. 5 – realizace horní etáže tryskové injektáže.



Obr. 6 – vystrojovací třída VI s vertikálním členěním kaloty (tzv. kaple).

Obr. 7 – pohled na vertikální členění kaloty (tzv. kaple).



Obr. 8 – vystrojovací třída Vc – kalota s dočasnou protiklenbou.

Dále probíhala ražba ve třídě Vc, ve které se vyrazilo 150 m v plném profilu. Délka postupů byla upravena na 10 m, po dílčích záběrech délky 1,0 m. Postup ražby po překonání VT VI a VT Vc probíhal podle původně vysoutěžených vystrojovacích tříd, které se nasazují pomocí observační metody na základě geologických a geotechnických výstupů a metod. Koncem listopadu 2019 překonal zhotovitel metu 1 kilometru ražby z východního portálu a zahájil ražbu únikové štoly z prostoru hlavního tunelu.

Obr. 9 – pohled na zajištěnou čelbu kaloty VT Vc.

4. Závěr

Realizaci tunelu Milochov provázela od začátku celá řada komplikací, mimo jiné již výše popsané změny projektu razicích tříd, jejich rozsahu a realizace tryskové injektáže na východním portálu. Tyto změny mají významný dopad na realizační harmonogram tunelu Milochov a taktéž celé stavby modernizace tratě v předmětném rozsahu.

Při přípravě obdobných projektů stojí za zvážení rozsáhlejší inženýrskogeologický průzkum, případně prověření skutečných poměrů v plánované trase tunelu realizací průzkumné štoly objednatelem stavby. Na základě přesnějšího výsledku průzkumu lze definovat odpovídající razicí třídy a zpřesnit jejich rozsah již během přípravy projektové dokumentace, a tak v předstihu zpřesnit očekávané náklady stavby před zahájením výběru zhotovitele a přesněji stanovit milníky v realizačním harmonogramu a lépe kontrolovat časový průběh výstavby, kdy prodlužování času výstavby má přímý vliv na prodražování díla.

V tuto chvíli probíhají práce v režimu navržených změn, se kterými se zhotovitel zdárně vypořádal, a snad tomu tak bude i nadále.

Ing. Petr Velička
Subterra a.s.
E-mail: pvelicka@subterra.cz

Ing. Tomáš Holubek
Subterra a.s.
E-mail: tholubek@subterra.cz

SUBTERRA

www.subterra.cz

Nedržíme se při zemi

Železniční tunel Mezno

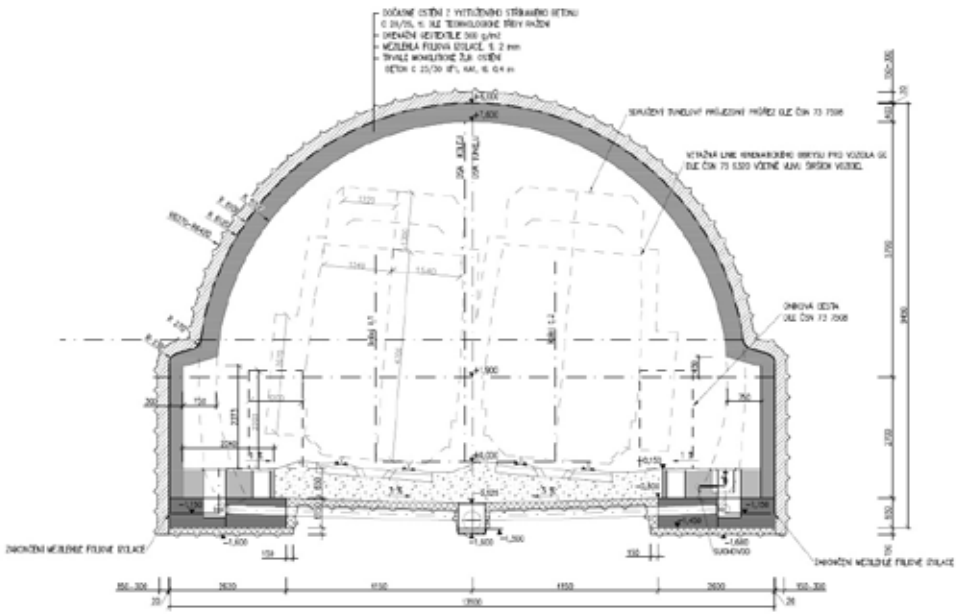
Radek Just, Ing. Martin Ňoch
OHL ŽS, a.s.

1. Úvod

Tunel Mezno je nově budovaný dvojkolejný železniční tunel, nacházející se ve Středočeském kraji v okrese Benešov s projektovanou celkovou délkou 840 m. Tunel je součástí IV. tranzitního železničního koridoru a je budovaný v rámci modernizace trati Sudoměřice – Votice. Samotná realizace výstavby tunelu probíhá mezi obcemi Mezno a Střezimíř. Investorem této stavby je SŽDC, s.o., a generálním dodavatelem celé stavby je stavební společnost OHL ŽS, a.s. Stavba je realizovaná podle smluvních podmínek FIDIC-Červená kniha.

Tunel je z hlediska technologie výstavby dělen na raženou a hloubenou část. Hloubené části tunelu jsou situované na obou portálech. Na vjezdovém portále o délce 48 m a na výjezdovém portále o délce 24 m. Tyto hloubené části spojuje ražený úsek, který překonává pod povrchem horninový masiv o délce 768 m (viz obr. 1 – Portálová část, přechod do ražené části tunelu).

Obr. 1 – portálová část, přechod do ražené části tunelu.



Obr. 2 – vzorový příčný řez se záchrannými výklenky.

Staničení trasy narůstá od Českých Budějovic k Praze, ale ražba tunelu probíhá proti směru staničení od výjezdového (pražského) portálu po vjezdový. Vzhledem k tomu je navrženo staničení pro ražbu v tunelových metrech (TM). Výškové vedení tunelu je projektované v tzv. střechovitém sklonu s lomem výškového polygonu v TM 599,939 a s vrcholovým obloukem o poloměru R = 28 m.

Konstrukce tunelového ostění je dvouplášťová s mezilehlou fóliovou izolací. Tloušťka sekundárního ostění ražené části je 350 mm a v hloubené části 600 mm. V tunelové rouře jsou navrženy po obou stranách záchranné výklenky v osové vzdálenosti 24 m (viz obr. 2 – vzorový příčný řez se záchrannými výklenky). Výstavba tunelu je navržena za účelem zmenšení poloměru oblouku stávající železniční trati, čímž se zvýší rychlost vlaků a zlepší se samotný komfort cestování.

Obr. 3 – pohled na vyhloubený výjezdový portál.

2. Hloubená část – výjezdový portál

Stavební jáma na výjezdovém portálu byla vyhloubena jako první, protože slouží k přístupu k ražené části tunelu Mezno. Délka hloubené jámy je 24 m. Portálové svahy dosahují výšky až 16 m. Stavební jáma byla zrealizována jako svahovaná. Jáma má tři úrovně sklonů. Druhá a třetí úroveň od dna jámy je oddělená lavičkou (viz obr. 3).

Úrovně jednotlivých bočních stěn stavební jámy jsou zajištěny dvěma typy dočasného zajištění. Vrchní úroveň se sklonem 1:1,5 je zajištěna plastovou protierozní sítí. Zbývající úrovně jsou zajištěné jednou vrstvou výztužných ocelových sítí 6/150x 6/150 mm, stříkaným betonem C16/20 XO a SN kotvami o ø 25 mm, délky 4 m s únosností 150 kN.

Před zahájením razicích prací byl ze stavební jámy do čelní portálové stěny navrtaný a zainjektovaný mikropilotový deštník ø 108/16 dl. 15 m (viz obr. 4).

Obr. 4 – realizace mikropilotového deštníku.

3. Hloubená část – vjezdový portál

Stavební jáma hloubené časti na vjezdovém portálu je realizována souběžně s ražbou tunelu. Způsob budování stavební jámy včetně jejího zajištění je obdobný jako u stavební jámy na výjezdovém portálu. Jedinou změnou je z důvodu horší geologie prodloužení mikropilotového deštníku na délku 18 m.

4. Ražená část

4.1 Geologické a hydrogeologické poměry v trase tunelu

Z geofyzikálních výsledků a vrtného průzkumu je horninový masiv vyhodnocen jako heterogenní těleso, charakterizované rozdílným stupněm zvětrání a následně rozdílnými mechanickými vlastnostmi. Z hlediska horninových typů a poměrů uložení je horninový masiv hodnocen jako monotónní. V masivu převažují pararuly, které přecházejí do migmatitů. V masivu se vyskytují také polohy dalších hornin: vložky granitoidů, aplitické žuly, aplity, erlany, stavrity, albitity. Přítoky podzemní vody do tunelu na základě charakteru horninového masivu je možné předpokládat hlavně v tektonických poruchách a v oblasti portálů. S rostoucím hydrostatickým tlakem se budou zvětšovat přítoky vody z horninového masivu.

Obr. 5 – průběh realizace stavební jámy - vjezdový portál.

4.2 Ražení tunelu

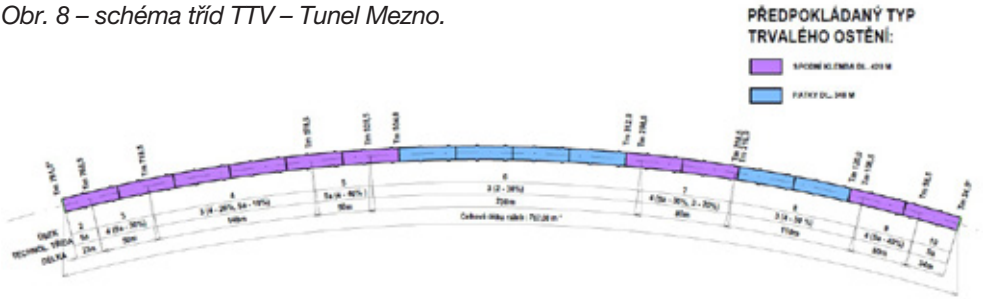
Ražba tunelu probíhá Novou rakouskou tunelovací metodou. Horninový masiv je rozpojován pomocí strojů nebo použitím trhacích prací s mechanizovaným dočištěním profilu výrubu (viz obr. 6 a 7).

Profil tunelu má horizontální členění – kalota, jádro a počva. Vzdálenost jednotlivých čeleb je závislá přímo na aktuálních geologických podmínkách a určené technologické třídě výrubu. Maximální dosahující výška nadloží je 26,3 m ve staničení TM 422,5 a nejnižší výška nadloží 4,0 m se nachází v připortálových oblastech. Na základě geotechnického průzkumu bylo navrženo 7 základních technologických tříd výrubu TTV (2a, 3a/3b, 4a/4b, 5a/5b) (viz obr. 8 – schéma tříd TTV – tunel Mezno).

Obr. 6 – Vrtání na odpal v kalotě.

Obr. 7 – nabíjení vrtů na odpal v kalotě.

Obr. 8 – schéma tříd TTV – Tunel Mezno.



Jednotlivé vystrojovací třídy výrubu mají projektované základní vystrojovací prvky:

1. Stříkaný beton SB25 (C20/25) tloušťky 150, 200, 250, 300
2. Ocelové kari sítě 6/100x 6/100 mm
3. Svorníky typu SN, HUS anebo samozávrtné tyče IBO délky 3,0 m, 4,0 m a 6,0 m
4. Ocelové příhradové nosníky BTX výšky 100, 130, 180 a 230 mm
5. Předrážené jehly
6. Čelbový klín
7. Deštník z injektovaných samozávrtných svorníků dl. 8,0 m

Na geotechnické stabilitě výrubu a výsledcích geotechnických měření v průběhu ražby závisí použití jednotlivých vystrojovacích prvků. Průměrný postup ražby je 3 metry denně. Předpokládaný termín proražení tunelu je červen 2020. Dokončení sekundárního ostění tunelu Mezno včetně chodníků je naplánováno na konec května 2021.

5. Závěr

K rozvoji moderní a rychlé dopravní infrastruktury přispívá stále více výstavba železničních tunelů, která se stává součástí dopravních staveb budovaných po celé Evropě. Této skutečnosti podléhá také nově budovaný tunel Mezno.

S pozdravem Zdař bůh!!! Děkujeme za pozornost.

Literatura:

[1] Rožek J., Modernizace trati Sudoměrice–Votice SO 73-25-00, Tunel Mezno, Obecná část, Technická zpráva, AMBERG ENGINEERING a. s.

[2] Rožek J., Modernizace trati Sudoměrice–Votice SO 73-25-01, 02, 03, Technická zpráva, AMBERG ENGINEERING a. s.

[3] Kössler M., Realizační projekt, Modernizace trati 4. koridoru Sudoměřice–Votice, Geotechnický dozor a monitoring tunelu Mezno SG Geotechnika, a. s, Praha, červenec 2018

Radek Just
OHL ŽS, a.s.
E-mail: rjust@ohlzs.cz

Ing. Martin Ňoch
OHL ŽS, a.s.
E-mail: mnoch@ohlzs.cz

Bentley Institute
Academic Service Partner

SUDOP PRAHA

Digital Advancetment 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.**

www.sudop.cz

Mosty na železniční trati Sudoměřice – Votice

Ing. Martin Pospíšil, Ing. Ondřej Doubek, Petr Novotný
OHL ŽS, a.s.

Stavba „Modernizace trati Sudoměřice – Votice“, která je součástí souboru staveb IV. železničního tranzitního koridoru, má za cíl uvedení železniční trati a souvisejících staveb a zařízení do technického stavu odpovídajícího evropským parametrům a standardům. V úseku z Červeného Újezdu u Miličína do Votic překonává trať hornatou oblast označovanou jako Česká Sibiř, která je součástí Miličínské vrchoviny. Stavba navazuje na sousední stavby „Modernizace trati Votice – Benešov u Prahy“ a „Modernizace trati Tábor – Sudoměřice u Tábora“ a tím mezi nimi odstraní jednokolejný úsek se sníženou propustností vlaků.

Na této stavbě (zkráceně nazývané také „SudoVo“) je trať vedena převážně v nově navržené trase. Celá téměř 20kilometrová trať ze Sudoměřic do Votic si vyžaduje vybudovat 35 mostů, 12 železničních propustků a dva dvoukolejné tunely délek 820 a 635 m.

Obr. 1 – nová trasa vede železniční trať 25 m nad terénem kolem obce Radíč přes mostní estakádu, SO 73-20-05.

Obr. 2 – železniční most tvořený polorámovou konstrukcí založenou na pilotách, SO 73-20-11.

Významné mostní estakády jsou soustředěny do náročného terénního úseku mezi železničními stanicemi Červený Újezd a Votice (úsek „73“). Jedná se o čtyři vícepolové mostní estakády délek cca 205 m, 85 m, 170 m a 270 m.

Na jmenovaném úseku probíhá v současné době výstavba dvou desítek mostních objektů, které realizuje zhotovitel OHL ŽS, a.s., vlastními výrobními kapacitami divize Dopravní stavby.

Mostní estakády jsou navrženy jako spřažené ocelobetonové nosné konstrukce a jsou uspořádány v souladu s požadavky pro převedení bezstykové koleje. Protože jednotlivé estakády mají různá rozpětí (od 25 do 50 m), mají tedy i různou výšku svařovaných hlavních nosníků tvaru I – od 2,30 m do 3,65 m. Nosné konstrukce estakád jsou navrženy jako spojité, tedy

Obr. 3 – výstavba pětipolové estakády SO 73-20-13 u obce Heřmaničky v km 108,558.

s dilatačními závěry až na opěrách. Pro dvě estakády delší než 200 m již ovšem jejich dilatační délka (dilatační pohyb konců od pevných ložisek mostu) nevyhověla pro bezstykovou kolej, musely být tedy rozděleny na delší spojitou část a vložené krajní oddilatované prosté pole. Pod stykem těchto dilatačních celků je pak pilíř s dvěma páry ložisek a NK jsou spojeny dalším dilatačním závěrem.

Dalším důsledkem bezstykové koleje je použití systému „řídících tyčí“ místo klasických pevných ložisek, které posunují pevný bod spojité části NK do jejího středu (doprostřed prostředního pole) a tím rozdělují dilatační pohyb na obě strany stejně. Brzdné síly se pak pomocí pákového tyčového systému přenášejí rovnoměrně do obou pilířů na krajích středního pole, kde jsou „řídící tyče“ pevně zakotveny.

Stavba estakád se spřaženou ocelobetonovou nosnou konstrukcí byla spolu s dalšími železobetonovými mosty zahájena na podzim roku 2018 zemními pracemi, nasypáním konsolidačních násypů na místa opěr a postupným vrtáním velkoprůměrových pilot hlubinného založení. Délky pilot byly projektantem upřesněny pomocí předepsaných statických zatěžovacích zkoušek nesystémových pilot, vyvrtaných a vybetonovaných v předstihu. Piloty navržené jako plovoucí pak byly staticky ověřovány během vrtání projektanty mostů na základě skutečné navrtané geologie.

Po provedení hlubinného založení jednotlivých mostů byly mostaři OHL ŽS, a.s., průběžně armovány a betonovány základy a následně spodní stavba. Kromě klasických mostních opěr a pilířů estakád jsou na této stavbě použity mohutné pilíře tvaru A, které jsou schopny přenést nejen svislé zatížení od mostu, štěrkového lože i vlaků, ale i vodorovnou sílu od vlaků na obou kolejích. Zhotovitel se musel vyrovnat s vyztužením i zabedněním atypických šikmých dvojic pilířů.

Obr. 4 – spodní stavba SO 73-20-05 připravená pro výsun ocelové konstrukce.

Současně s budováním založení a spodní stavby na staveništi byly v mostárně subdodavatele MCE Slaný, s. r. o., vyráběny ocelové konstrukce všech spřažených estakád. Ocelové konstrukce musely být rozčleněny z důvodu přepravitelnosti i manipulace při výrobě na jednotlivé dílce, které pak byly pracovníky SŽDC přejímány v „černém“ stavu i po jednotlivých vrstvách protikorozní ochrany (PKO).

Ocelová část nosné konstrukce estakád SO 73-20-10 a 73-20-13 je na spodní stavbu montována po dílcích pomocí silničních jeřábů. Dílce estakád jsou jako nadměrný náklad na podvalnících přiváženy na staveniště a zde jsou z nich sestaveny montážní dílce. Následně jsou dílce svařovány, svarové styky opatřeny PKO a po přejímkách mohou být osazeny na spodní stavbu a na provizorní mezilehlé montážní bárky v místě styků dílců. Také tyto montážní styky byly po srovnání geometrie OK svařeny a opatřeny kompletní PKO. Pro další dvojici estakád SO 73-20-05 a SO 73-20-14 byla zvolena technologie montáže ocelové konstrukce výsunem.

V následující části článku je uveden přehled jednotlivých estakád.

SO 73-20-05 Železniční most v km 106,108

Jedná se o dvojkolejný most na přeložce trati překonávající údolí u obce Radíč. Most o čtyřech polích rozpětí (42,5 + 50 + 42,5) + 38 v uspořádání trojpolový spojitý nosník a prosté pole je tvořen spřaženou ocelobetonovou konstrukcí s horní železobetonovou deskou mostovky společnou pro obě převáděné koleje. Založení mostu je hlubinné na velkoprůměrových vrtaných pilotách opřených do skalního podloží (třída R3). Ložiska jsou navržena kalotová s kluznou plochou z MPE, pevná ložiska jsou na pilíři P1 (trojpolový nosník) a na pilíři P3 (prosté pole). Toto uspořádání splňuje podmínky převedení bezstykové koleje (BK) bez nutnosti použití kolejových dilatačních zařízení.

Obr. 5 – montáž bednění železobetonové spřažené desky, SO 73-20-10.

SO 73-20-10 Železniční most v km 107,790

Trvalý železniční dvoukolejný most o třech polích. Most je navržen jako spojitý nosník o třech polích rozpětí 25 – 31 – 25 m. Opěry i pilíře mostu jsou navrženy jako železobetonové dvoudříkové, s dříkem pod každým ocelovým nosníkem a se společným železobetonovým základem založeným na plovoucích velkoprůměrových pilotách. Nosná konstrukce je tvořena dvěma ocelovými plnostěnnými nosníky spřaženými s železobetonovou mostovkou.

SO 73-20-13 Železniční most v km 108,558

Most překonává místní komunikaci a údolí u obce Heřmaničky. Nosná konstrukce je tvořena spřaženou ocelobetonovou konstrukcí s horní železobetonovou deskou mostovky, která je společná pro obě převáděné koleje. Nosná konstrukce má 5 polí o rozpětí 33,0 + 3 × 38,0 + 33,0 = 180 m.

Pro zajištění rovnoměrného dilatačního pohybu a rozdělení brzdné síly na dva pilíře jsou navrženy ve středním poli tzv. řídící tyče. Založení mostu je hlubinné na plovoucích pilotách, které jsou založeny ve skalním prostředí R6 a lepším. Uložení NK je navrženo na kalotových ložiscích s životností 100 let. Mostní závěry jsou vodotěsné jednolamelové s úpravou pro železnici. Odvodnění mostu je navrženo s odkapem na terén s odvodňovači ve vzdálenosti 5,0 m.

Obr. 6 – pohled na dokončenou spodní stavbu estakády přes údolí u obce Heřmaničky, SO 73-20-14.

SO 73-20-14 Železniční most v km 108,939

Most překonává údolí u obce Heřmaničky a bezejmenný potok. Nosná konstrukce je tvořena spřaženou ocelobetonovou konstrukcí s horní železobetonovou deskou mostovky, která je společná pro obě převáděné koleje. Nosná konstrukce je rozdělena do třech dilatačních celků s počtem mostních otvorů 1 + 5 + 1 o délkách 29,4 + 185,4 + 29,4 = 244,2 m tak, aby střední dilatační část nepřesahovala délku ~185 m z důvodu převedení bezstykové koleje (BK) bez nutnosti dilatačního kolejnicového zařízení. Rozpětí NK jsou 28 + 32 + 3 × 40 + 32 + 28 m. Pro zajištění rovnoměrného dilatačního pohybu a rozdělení brzdné síly na dva pilíře jsou navrženy ve středním poli tzv. řídící tyče.

Založení mostu je hlubinné na pilotách, které budou opřeny do skalního podloží (třída R4–R3) s výjimkou opěry OP1, která je založena na plovoucích pilotách ve skalním prostředí R5.

Uložení NK je navrženo na kalotových ložiscích s životností 100 let. Mostní závěry jsou vodotěsné jednolamelové s úpravou pro železnici. Odvodnění mostu je navrženo s odkapem na terén s odvodňovači ve vzdálenosti 5,0 m.

Výstavba takto rozsáhlého a významného stavebního projektu se neobejde bez nasazení velkého množství výrobních kapacit zhotovitele. Podmínkou pro splnění harmonogramu stavby a kvalitativních požadavků je také aktivní spolupráce účastníků výstavby, zvláště investora a projektanta. Díky profesionálnímu přístupu SŽDC a SUDOPu PRAHA se tato spolupráce daří a stavba plní postupné milníky. Dokončení stavby je plánováno na rok 2022.

Ing. Martin Pospíšil
OHL ŽS, a.s.
Tel.: +420 724 132 409
E-mail: pospisilm@ohlzs.cz

Ing. Ondřej Doubek
OHL ŽS, a.s.
Tel.: +420 602 568 703
E-mail: odoubek@ohlzs.cz

Petr Novotný
OHL ŽS, a.s.
Tel.: +420 602 758 478
E-mail: pnovotny@ohlzs.cz

Použitite antivibračných rohoží pod koľajové lôžko Getzner na betónovom železničnom moste v historickej obci Stádice

Bc. Tomáš Roth, HYDROBETON s. r. o.
Ing. Ján Šimo, CSc., Klub ZPS vo vibroakustike, s. r. o.

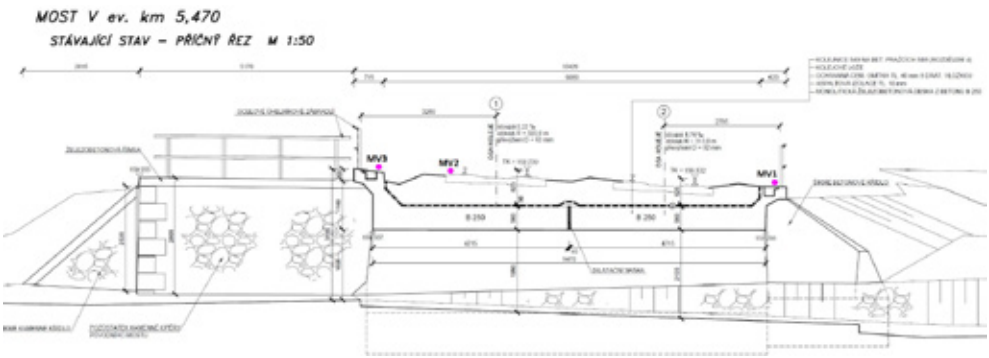
1. Úvod

Na základe návrhu oddelenia mostov SŽDC bol v lete 2019 zriadený skúšobný úsek použitia rohoží pod koľajové lôžko výrobcu Getzner na moste v Stádiciach (severozápadné Čechy). Skúšobný úsek bol realizovaný za účasti SŽDC, zhotoviteľa stavby spoločnosti Chládek a Tintěra a zástupcu firmy Getzner v Čechách a na Slovensku, spoločnosti HYDROBETON s. r. o. Skúšobný úsek bol zriadený za účelom overenia životnosti a dynamických vlastností antivibračných rohoží Getzner na základe vizuálnej inšpekcie a odberu vzoriek a zároveň analýzy vplyvu rohoží na prenos vibrácií cez konštrukciu železničného zvršku na moste.

2. Technické informácie

Výber konkrétneho objektu mosta (obr. 1) vychádzal z potreby riešiť problémový stav objektu z pohľadu statiky a nevyhovujúci stav trate z hľadiska hrúbky koľajového lôžka. Vzhľadom na plánovanú sanáciu mosta a jeho hydroizolácie boli v rámci jestvujúceho časového harmonogramu vložené do konštrukcie železničného zvršku na moste antivibračné rohože pod koľajové lôžko Getzner.

Obr. 1 – most v Stádiciach pred sanáciou pri prejazde nákladného vlaku, foto autor.



Obr. 2 – priečny rez mostom v Stádiciach s vyznačením meracích bodov vibrácií.

2.1 Most v km 5,470

Jednopoľový most na trati č. 131 Ústí nad Labem – Bílina (priečny rez na obr. 2) s ľavou šikmosťou 74°, ležiaci na dvojkoľajnej trati v smerovom oblúku s prevýšením 92 mm a 63 mm s polomerom 313 m respektíve 320 m v stúpaní so sklonom 1,74 ‰ a 0,22 ‰. Návrhová traťová rýchlosť po sanácii mosta je 70 km/h a trieda zaťaženia D4 (22,5 t). Most prevádza popod trať Radičejský potok otvorom hranatého prierezu svetlosti 5,11 m. Most je 8,215 m dlhý a 10,420 m široký.

2.2 Zdôvodnenie použitia rohoží

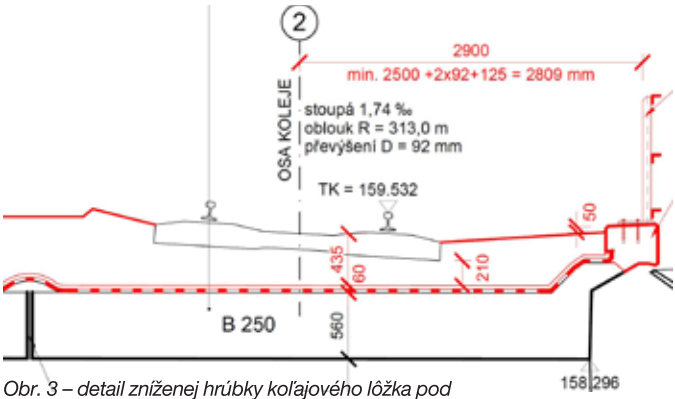
Most sa nachádza na ťažko zaťažovanej trati pravidelne a často pochádzanej ťažkými nákladnými vlakmi voziacimi uhlie smerom do Ústí nad Labem a v opačnom smere do obce Bílina prepravujúcimi cisterny s minerálnymi olejmi. Most bolo sanáciou potrebné zosilniť, aby vyhovoval vyššej traťovej rýchlosti, antivibračné rohože Getzner pomáhajú znížiť zaťaženie mosta vibráciami zo železničnej dopravy, zároveň eliminovali potrebu tvrdej ochrany hydroizolácie mosta a v neposlednom rade znižujú zaťaženie susediaceho obytného objektu vibráciami spôsobenými mostom ako výraznou diskontinuitou v konštrukcii železničného spodku trate.

Obe koľaje na moste ležia v smerovom oblúku s prevýšením, čo vzhľadom na polohu koľají navyšuje hrúbku koľajového lôžka koľaje č. 1 (smer Ústí nad Labem) a znižuje hrúbku koľajového lôžka pod podvalmi pod koľajnicovým pásom na vnútornej strane oblúku. Konštrukcia prevýšenia v osi koľaje č. 2 v smere na Bílinu spôsobuje výrazné zníženie hrúbky koľajového lôžka pod vnútorným koľajnicovým pásom pod normovú hodnotu 350 mm pre betónové podvaly (obr. 3).

2.3 Použitie dvoch rôznych typov rohože pod koľajové lôžko

Nakoľko je hrúbka koľajového lôžka pod jednotlivými koľajami výrazne rozdielna, viac ako 400 mm pod koľajou č. 1 a cca 200 mm pod koľajou č. 2, bolo by akékoľvek riešenie použité na celú šírku mosta neoptimálne. Preto bolo zvolené použitie dvoch rozličných typov rohoží pod koľajové lôžko rovnakej hrúbky rozdelených po šírke mosta pre koľaj č. 1 a pre koľaj č. 2.

2.4 Typy rohoží pod koľajové lôžko



Obr. 3 – detail zníženej hrúbky koľajového lôžka pod koľajou č. 2, zdroj SŽDC.

Voľba typov rohoží vhodných pre použitie na tomto moste bola vykonaná technickým oddelením spoločnosti Getzner v centrále spoločnosti v Rakúsku na základe výpočtu priehybu zaťaženého koľajnicového pásu na moste s použitím rohože pod koľajové lôžko a jeho porovnania s výpočtovým priehybom zaťaženého koľajnicového pásu v trati v blízkosti mosta s cieľom eliminovať skokové zmeny tuhosti jazdnej dráhy pri prejazde vlaku cez most. Pod koľaj č. 1 bola uložená rohož Sylodyn DN 619 so statickou plošnou tuhosťou 0,06 N/mm^3 a pod koľaj č. 2, so zníženým koľajovým lôžkom, Sylomer D 1519 so statickou plošnou tuhosťou 0,15 N/mm^3 obe hrúbky 19 mm.

2.5 Montáž rohoží pod koľajové ložko

Rohože boli uložené priamo na vrstvu izolácie z asfaltových pásov, ku ktorej boli, vzhľadom na malú dĺžku mosta a veľký pozdĺžny sklon mostovky, prilepené. Rohože boli rozprestreté kolmo na os koľaje a navzájom na to určenými geotextilnými pásmi a technickými prostriedkami zvarené. Rohože boli vyvedené po stranách trate až ku ozubu rímsy. Detail vyvedenia je možné vidieť na obrázku 3. Montáž bola realizovaná v dvoch fázach, podľa plánu výstavby pod každou koľajou samostane. Rohože boli ukončené uprostred mosta, v mieste jeho pozdĺžnej dilatácie, kde boli navzájom dva typy rohoží spojené. Montáž vykonávali pracovníci spoločnosti HYDROBETON s. r. o. pod dohľadom SŽDC podľa vopred schváleného technologického postupu.

Na obrázku 4 je možné vidieť uloženú antivibračnú rohož pod koľajové lôžko pod koľajou č. 1 v smere Ústí nad Labem, vpravo na obrázku prebieha dokončovanie mostnej rímsy, pod ktorú bude rohož následne zapravená.

Obr. 4 – uloženie antivibračnej rohože pod koľajové lôžko pod koľaj č. 1, smer Ústí nad Labem.

3. Meranie vibrácií a hluku

Meranie vibrácií a hluku na moste a v jeho blízkosti je súčasťou prevádzkového overovania a je realizované akreditovanými pracovníkmi a kalibrovanou technikou spoločnosti Klub ZPS vo vibroakustike. Referenčné merania hluku a vibrácií na moste boli realizované pred začiatkom výluky na moste v júni 2019. Po spustení trate do prevádzky bolo realizované meranie hluku a vibrácií v septembri 2019, približne dva mesiace po ukončení výluky. Ďalšie merania hluku a vibrácií sú na tomto úseku plánované podľa schváleného výnosu o skúšobnom úseku na overenie dlhodobej funkčnosti antivibračných rohoží.

3.1 Meracie body

Meracie body (v reze na obr. 2) boli zvolené za účelom zistenia vplyvu použitia rohoží pod koľajové lôžko nasledovne: MV1 na rímse mosta smer Bílina (koľaj č. 2) (obr. 5), MV2 na podvale v smere na Ústí nad Labem (koľaj č. 1), MV3 na rímse mosta smer Ústí nad Labem. Meracie body boli umiestené približne uprostred mosta, pričom MV2 bol zavŕtaný a pripevnený mechanickou kotvou o podval (obr. 6). Vzhľadom na nerovný povrch pôvodných ríms boli pri referenčných meraniach aj body MV1 a MV3 mechanicky kotvené k rímsam, pri následných meraniach už tieto body nie je potrebné kotviť, keďže je povrch rímsy hladký a súdržný.

Kombinácia bodov MV2 a MV3 umožňuje priamo merať úroveň vibrácií na oboch stranách rohože pod koľajové lôžko a teda priamo zachytiť jej vplyv. Merací bod MV1 vykonával kontinuálny záznam, zabezpečil zistenie presných časov jázd jednotlivých vlakov v oboch smeroch a slúži na porovnanie vplyvu rohože v režime pred/po.

Meranie hluku bolo vykonané vo vzdialenosti 7,5 m od osi koľaje a vo výške 1,2 m nad temenom hlavy koľajnice v smere Ústí nad Labem (obr. 7, červený krúžok) a nie je v tomto príspevku porovnávané.

Obr. 5 – merací bod MV2, foto autor.

Obr. 6 – merací bod MV2, foto autor.

3.2 Metodika merania

Na jednotlivých meracích bodoch boli súčasne zaznamenávané časové priebehy hodnôt výchylky uFFT, rýchlosti vFFT a zrýchlenia aFFT vibrácií, ktoré boli doplnené o tretinooktávovú analýzu zrýchlenia kmitania. V bode MV1 bol vykonávaný kontinuálny záznam a vo bodoch MV2 a MV3 boli zaznamenávané iba prejazdy vlakov.

Obr. 7 – merací bod hluku pri prejazde osobného vlaku smerom na Bílinu, foto autor.

Medzi bodmi MV2 a MV3 boli vypočítané v smere „z“ (vertikálne) frekvenčné hodnoty funkcie odozvy.

Funkcia frekvenčnej odozvy H (f) sa určí nasledovne:

$$H(f) = \frac{B(f)}{A(f)}$$

Kde: B (f) je výstupná frekvenčná oblasť,
A (f) je vstupná frekvenčná oblasť.

Funkcia frekvenčnej odozvy objasňuje vzťah medzi zdrojom a prijímačom v miere prenosu jednotlivých frekvenčných spektier cez prostredie. Jej hodnoty sa pohybujú medzi 0,0 pri absolútnom útlme a 1,0 pri 100% prenose vibrácií.

4. Vyhodnotenie merania

Po vykonaní meraní boli vyhodnotené porovnateľné jazdy vlakov pred a po sanácii mosta.

Prvé uvádzané porovnanie je medzi dvomi prejazdmi (pred a po) osobného motorového dvojvozňového vlaku po koľaji č. 1 v smere Ústí nad Labem.

Tabuľka 1 – Charakteristické hodnoty zrýchlení osobného motorového vlaku po koľaji č 1. pred sanáciou a po nej

Hodnota	MV2 (podval) (m/s²) pred	MV2 (podval) (m/s²) po
a_{peak}	15,276	15,419
a_{RMS}	0,706	0,857
a_{MAX}	3,664	4,592

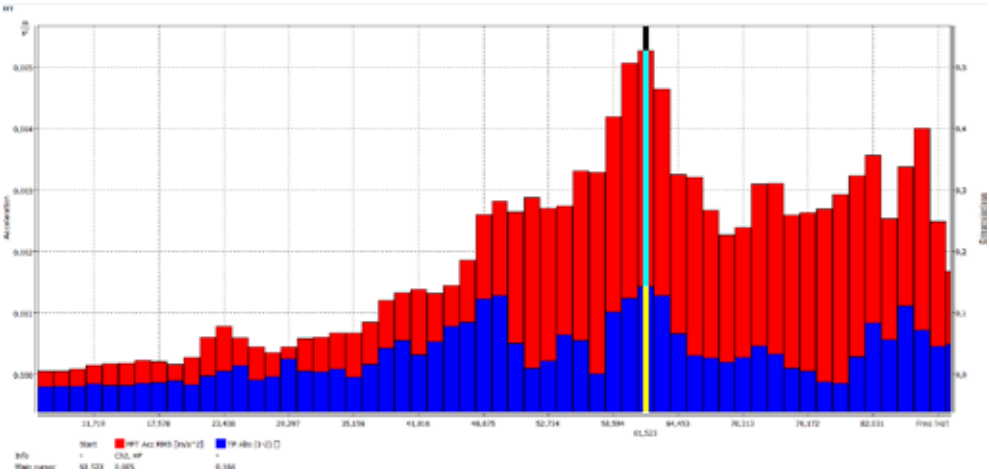
Z porovnania údajov v tabuľke 1 je zrejmé, že budenie na podvale (MV2) je pre tieto dva prípady takmer zhodné, vyššie hodnoty budenia pri prejazde po rekonštruovanom moste je možné pripísať mierne vyššej rýchlosti vlaku pohybujúceho sa po opravenom moste.

V grafickej podobe sú frekvenčné spektrá týchto dvoch prejazdov zobrazené na obrázkoch 8 a 9. Spektrálne čiary sú šírky podľa nastavenia prístroja získané prevodom záznamu z časovej do frekvenčnej oblasti Fourierovou transformáciou (FT), červená farba zobrazuje spektrá budenia zrýchlenia vibrácií na rímse (MV3) pred sanáciou, zelená farba výstupné spektrá vibrácií na rímse (MV3) po sanácii a modrá farba frekvenčnú odozvu (MV3/MV2) ako bezrozmernú hodnotu pre každý z prejazdov samostatne.

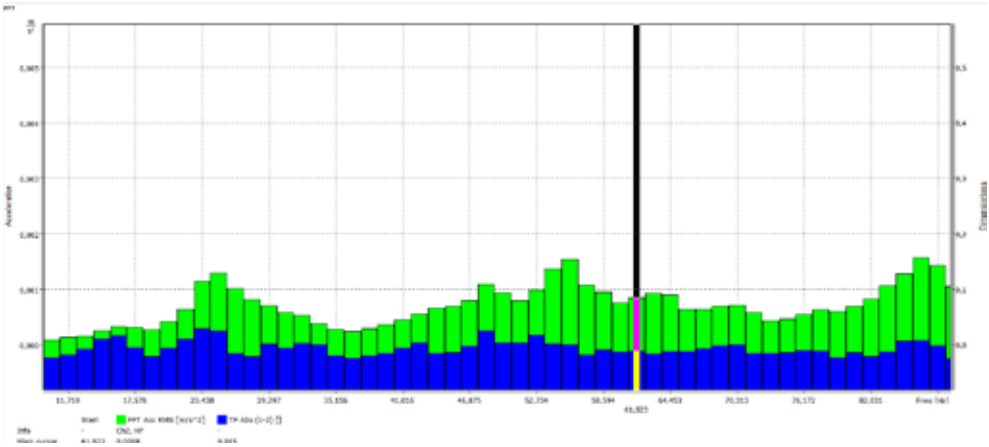
Na grafoch na obrázkoch 8 a 9 je badateľný pokles miery zrýchlenia vibrácií z 0,005 m/s^2 na 0,008 m/s^2, teda o 84 %, pri frekvencii 61,523 Hz a s tým súvisiaci pokles frekvenčnej odozvy (MV3/MV2).

Na koľaji č. 2, v smere na Bílinu, boli porovnané prejazdy podobných vlakov, pred sanáciou nákladný vlak: 1 rušeň + 18 cisternových vozňov (obr. 1, obr. 10), po sanácii nákladný vlak: 2 rušne + 33 cisternových vozňov (obr. 11). Aj napriek výraznej záťaži spôsobenej vozňami tieto nedosahujú nápravový tlak (zaťaženie) rušňov. Napriek tomu, že vlaky nie sú rovnaké, nepriaznivejší prípad sa vyskytuje pri meraní po sanácii. Pri meraní na koľaji č. 2 boli zobrazené spektrá zrýchlenia vibrácií šírky 1/3 oktávy získané na základe frekvenčných filtrov (FF).

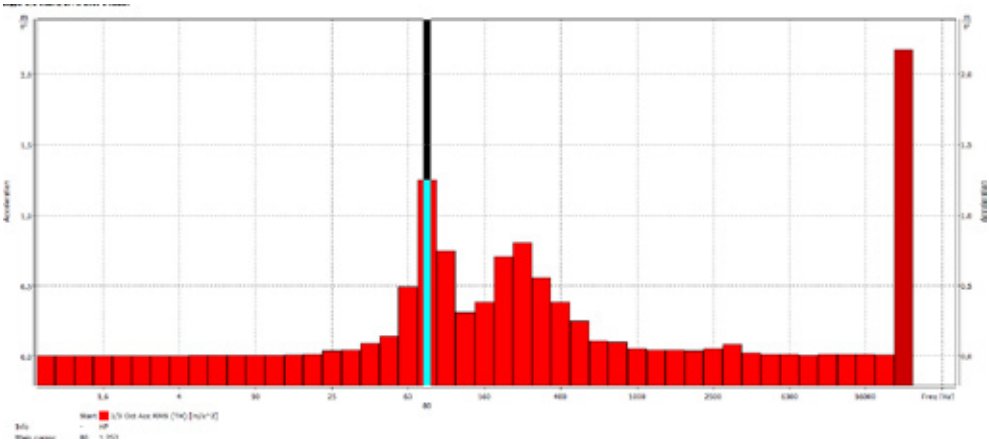
Porovnaním grafov na obrázkoch 10 a 11 je badateľný pokles úrovne zrýchlenia vibrácií pri tretine oktávy pri strednej frekvencii 80 Hz z hodnoty 1,252 m/s^2 na hodnotu 0,302 m/s^2, teda o 76 %, aj napriek zvýšenej záťaži dlhším vlakom. Zároveň je pozorovateľný pokles celkovej miery vibrácií približne o 2/3 ako rozdiel sumačných stĺpcov v pravej časti grafov.



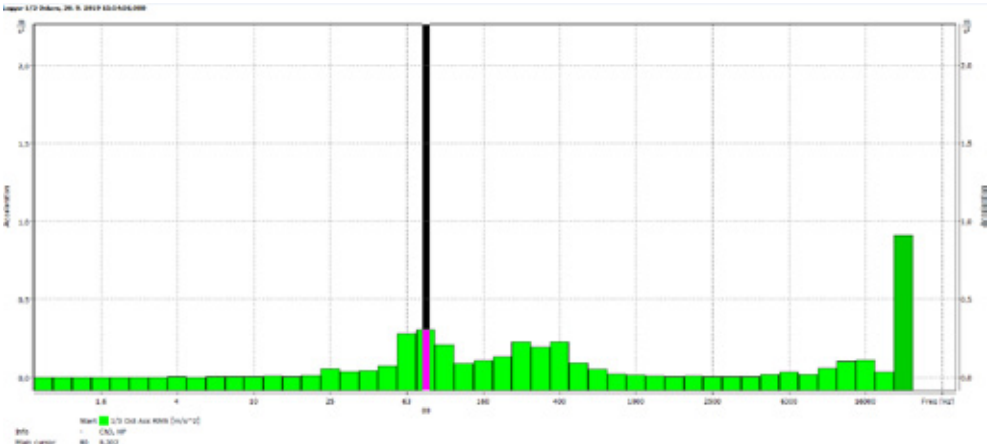
Obr. 8 – frekvenčné spektrum (FT) zrýchlenia vibrácií prejazdu osobného vlaku smer Ústí nad Labem pred sanáciou v meracom bode MV3.



Obr. 9 – frekvenčné spektrum (FT) vibrácií prejazdu osobného vlaku smer Ústí nad Labem po sanácii v meracom bode MV3.



Obr. 10 – tretinooktávové spektrá vibrácií (FF) prejazdu nákladného vlaku smer Bílina pred sanáciou v meracom bode MV1.



Obr. 11 – tretinooktávové spektrá vibrácií (FF) prejazdu nákladného vlaku smer Bílina po sanácii v meracom bode MV1.

5. Záver

V náročných podmienkach zníženého koľajového lôžka na moste v Stádiciach bol dosiahnutý útlm vibrácií 76 % použitím antivibračnej rohože Getzner. Na koľaji s neštandardnou hrúbkou koľajového lôžka bol dosiahnutý útlm vibrácií 84 % použitím iného typu antivibračnej rohože Getzner. Aj napriek odchýlkam reality od výpočtového modelu je možné konštatovať dobrú zhodu.

Je pravdepodobné, že podobný východiskový stav hrúbky koľajového lôžka sa vyskytuje na viacerých mostoch, priepustoch a podchodoch konštruovaných v približne rovnakom časovom období. Obdobným realizovaný objektom v prostredí Železníc Slovenskej republiky sú podchody v železničnej stanici Zvolen.

6. Poďakovanie

Ďakujeme SŽDC za umožnenie zrealizovať skúšobný úsek, Ing. Zemanovi za ukážkovú spoluprácu, pracovníkom spoločnosti Chládek a Tintěra za súčinnosť a príkladnú pripravenosť stavby a spoločnosti Klub ZPS vo vibroakustike za merania vibrácií a hluku v náročných klimatických podmienkach.

Bc. Tomáš Roth
Hydrobeton s. r. o.
Tel.: +421 243 632 132
E-mail: info@hydrobeton.sk

Ocelové mostnice

Ing. Radka Sobotková, INPROVIA a.s.
Ing. Jan Látal, INFRAM a.s.

1. Úvod

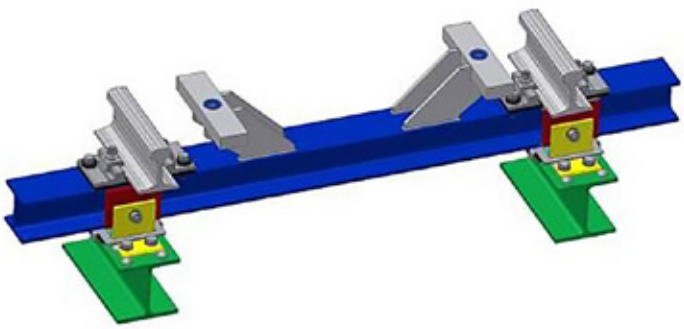
Ocel má extrémně dlouhou životnost, dá se neomezeně recyklovat, a proto je i pro železniční stavby materiálem budoucnosti. Ocelové mostnice byly speciálně vyvinuty německou firmou thyssenkrupp Schulte GmbH pro mosty bez průběžného kolejového lože. Jsou moderní alternativou pro dřevěné mostnice, které jsou nákladné a náročné na údržbu.

Systém s ocelovými mostnicemi vyhovuje rozmanitým požadavkům na železniční svršky a může se individuálně předmontovat již v závodě.

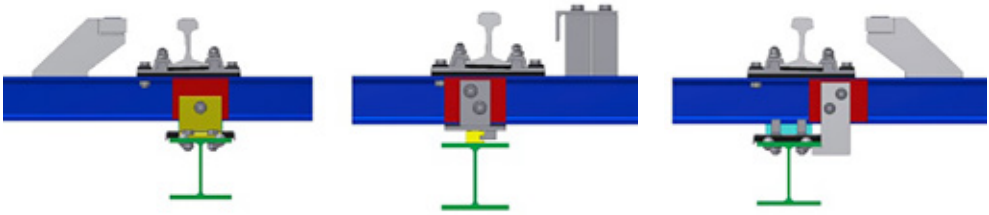
Nastavení do požadované projektové polohy je možné kdykoliv, konstrukce je ještě v průběhu montáže výškově a směrově nastavitelná. Pomocí výškově vyrovnávacích desek lze individuálně nastavit polohu kolejnice. Celková šířka pásu stávajících upevňovacích systémů dovoluje převýšení až 130 mm. Konstrukci lze použít v obloucích až do minimálního poloměru 300 m.

2. Skladba konstrukce (obr. 1)

Konstrukce s ocelovými mostnicemi je vyvinuta pro kolejnice tvaru 60E2, 49E1 a 54E3. Pro uložení kolejnic jsou používány přišroubované nebo přivařené žebrové podkladnice. Pružnost je zajištěna elastickým uložením s tlumením vibrací ECF.



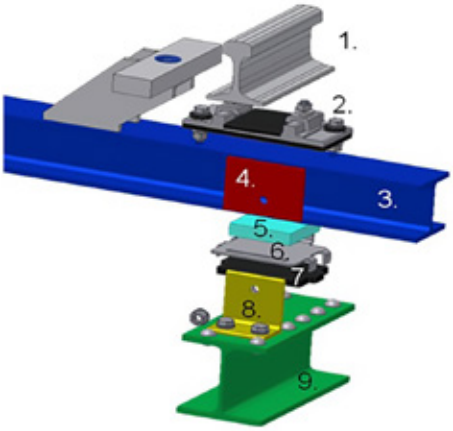
Obr. 1 – celkový pohled na konstrukci s ocelovou mostnicí.



Obr. 2 – upevnění na mostní úhelník, upevnění na středící lištu, upevnění se závěsným plechem.

Nejčastější typ upevnění ocelových mostnic na podélník mostu je pomocí mostního úhelníku, upevnění středící lištou nebo upevnění závěsným plechem (obr. 2).

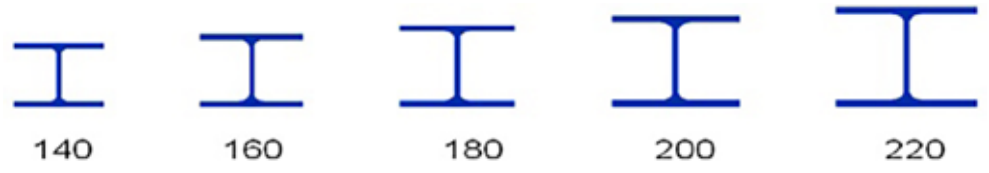
Konstrukce s ocelovými mostnicemi se skládá z devíti součástí (obr. 3).



1. kolejnice
2. žebrová podkladnice
3. ocelová mostnice – nosník HEB (obr. 4)
4. navařený čelní plech (obr. 5)
5. deska regulující výšku - EVA (obr. 6)
6. pozinkovaný plech – ocel (obr. 6)
7. základní deska EVA (obr. 6)
8. mostní úhelník pro fixaci mostnice (obr. 7)
9. podélník mostu

Obr. 3 - ocelové mostnice – součásti.

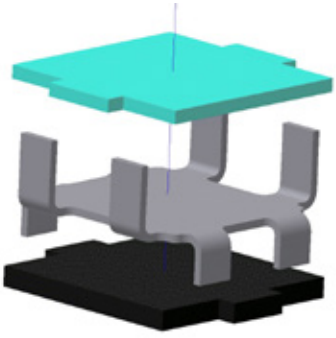
Hlavním nosným prvkem je nosník HEA/B/M, který se vyrábí ve velikostech 140 až 220 mm (obr. 4). Nosník (mostnice) je variabilní, snadno opracovatelný (řezání, vrtání, sváření). K nosníku je přivařen čelní plech (obr. 5). Ocelová mostnice je šroubem spojena s podélníkem mostu mostním úhelníkem (obr. 7). Vrtání se provádí až na stavbě. Tím se minimalizují náklady na případnou opravu.



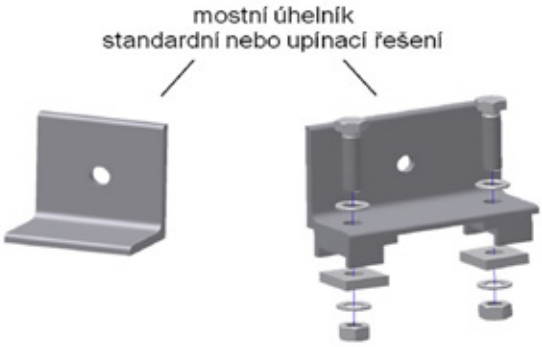
Obr. 4 – nosníky HEB: 140 – 220 mm.

Obr. 5 – Čelní plech.

Desky regulující výšku se montují v různých tloušťkách podle potřeby (2, 3, 5, 10 nebo 15 mm). Funkce speciálního pozinkovaného plechu je držet pohromadě desku regulující výšku a základní desku (obr. 6). Základní deska je 15 mm silná, a pokud jsou na podélníku mostu nýty, obsahuje tato deska drážky. Deska regulující výšku a základní deska jsou z plastické hmoty, která má podobné vlastnosti jako ocel.



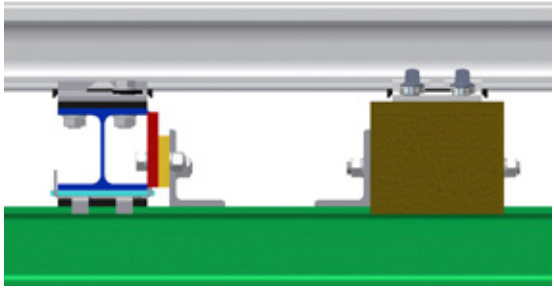
Obr. 6 – deska regulující výšku, speciální pozinkovaný plech, základní deska.



Obr. 7 – mostní úhelník pro fixaci mostnice.

3. Srovnání ocelových mostnic s dřevěnými mostnicemi (obr. 8, tab. 1)

Stavební výška zůstává zachována – nejsou nutné žádné změny výšky (obr. 8). Výšku je možné doladit deskou regulující výšku nebo elastickým upevněním s tlumením vibrací ECF, a to o: −4 mm/+26 mm; bočně nastavitelné +/−5 = max. 10 mm.



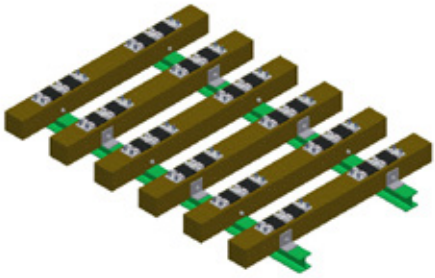
Obr. 8 – srovnání ocelových mostnic s dřevěnými mostnicemi.

Prokázání ekonomičnosti ocelových mostnic		
	Ocelové mostnice	Dřevěné mostnice
předpokládaná životnost	40 let	20 let
prohlídka/údržba	každých pět let	každých pět let
likvidace	zbytková hodnota (kovový šrot)	skládka (nebezpečný odpad)

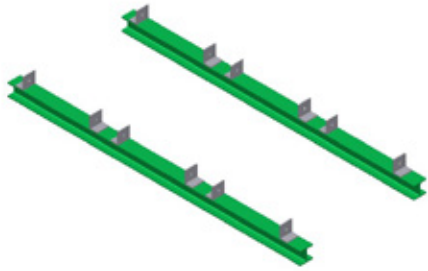
Tab. 1 – prokázání ekonomičnosti ocelových mostnic.

Nezávislá inženýrská kancelář posuzovala hospodárnost dřevěných a ocelových mostnic v závislosti na životnosti výrobku. Při prokazování ekonomičnosti ocelových mostnic oproti dřevěným mostnicím byla brána v úvahu délka životnosti mostnic, náklady na materiál, montáž a údržbu, likvidaci/recyklaci (viz tab. 1). Při podobných nákladech na ocelové mostnice a dřevěné mostnice a při stejných nákladech na montáž je ocelová mostnice o 22 % výhodnější než dřevěná.

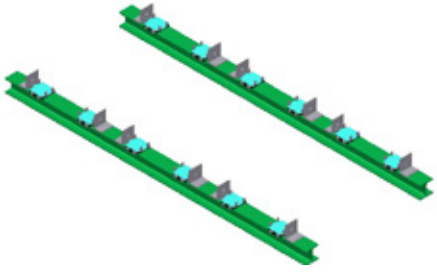
4. Postup montáže ocelových mostnic při rekonstrukci mostu (obr. 9.1–9.6)



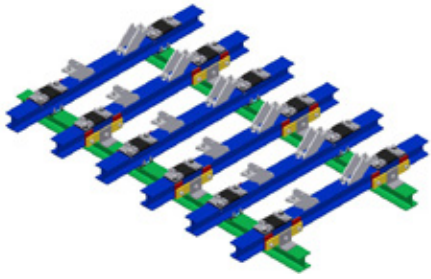
Obr. 9.1 – odstranění kolejnic.



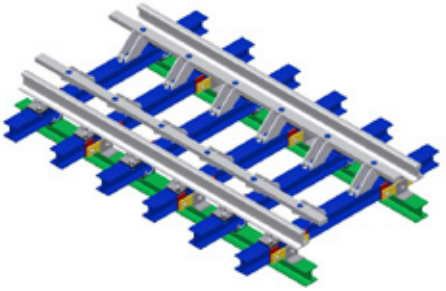
Obr. 9.2 – odstranění mostnic, ponechání mostních úhelníků.



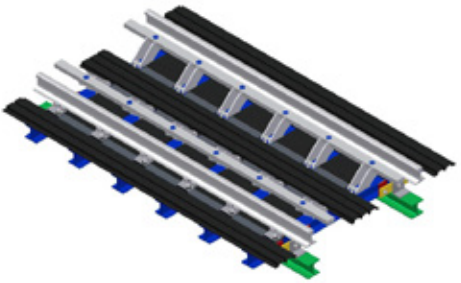
Obr. 9.3 – uložení základní desky, pozinkovaného plechu a desky regulující výšku.



Obr. 9.4 – upevnění předmontovaných ocelových mostnic.



Obr. 9.5 – osazení kolejnic.



Obr. 9.6 – osazení krycích desek.

5. Zkušenosti s ocelovými mostnicemi

První povolení k provozním zkouškám této konstrukce bylo uděleno v roce 1999 v Německu Železničním spolkovým úřadem. Do konce roku 2019 bylo v Německu zhotoveno kolem 70 mostů s ocelovými mostnicemi (celkem více než 12 000 kusů mostnic).

Ocelové mostnice společnosti thyssenkrupp byly použity v roce 2011 i v rámci sítě ŽSR na dvou železničních mostech v rámci stavby „ŽSR, Žilina Teplička, zriaďovacia stanica, 2. stavba, 2. etapa“, a to SO 2301 Most přes Váh v km 5,230 a SO 2302 Most v km 4,678 na spojovací koleji A2 ze seřazovací stanice Žilina-Teplička (obr. 10).

Obr. 10

Použití ocelových mostnic bylo navrženo za účelem oprav železničních mostů vybudovaných v roce 1995 pro snížení dynamického působení zatížení železniční dopravou změnou železničního svršku. K dnešnímu dni nevykazují ocelové mostnice na těchto mostech větší poškození nad rámec běžné údržby.

6. Závěr

Cílem vývoje této konstrukce je malé opotřebení s dlouhými intervaly údržby. Konstrukce se vyznačuje vysokou spolehlivostí, dlouhou životností, nízkými hlukovými emisemi – až o 6 dB oproti klasickým dřevěným mostnicím, nízkými náklady na údržbu, krátkými dodacími lhůtami a snadnou montáží. Není problém ji vyrobit pro jakékoliv výškové uspořádání. Ocelové mostnice jsou opětovně použitelné.

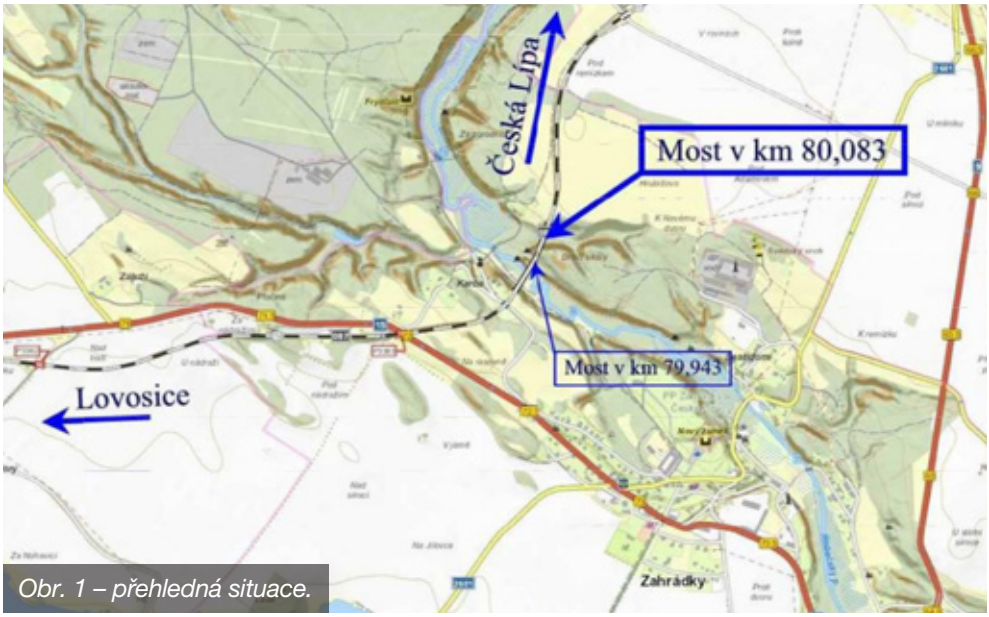
Ing. Radka Sobotková
INPROVIA a.s.
Tel.: +420 724 268 732
E-mail: sobotkova@inprovia.cz

Ing. Jan Látal
INFRAM a.s.
Tel.: +420 727 984 501
E-mail: latal@infram.cz

Rekonstrukce mostu v km 80,083 trati Lovosice – Česká Lípa

Ing. Ivo Heinz, Ing. Ondřej Lojík, Ph.D.
TOP CON SERVIS s. r. o.

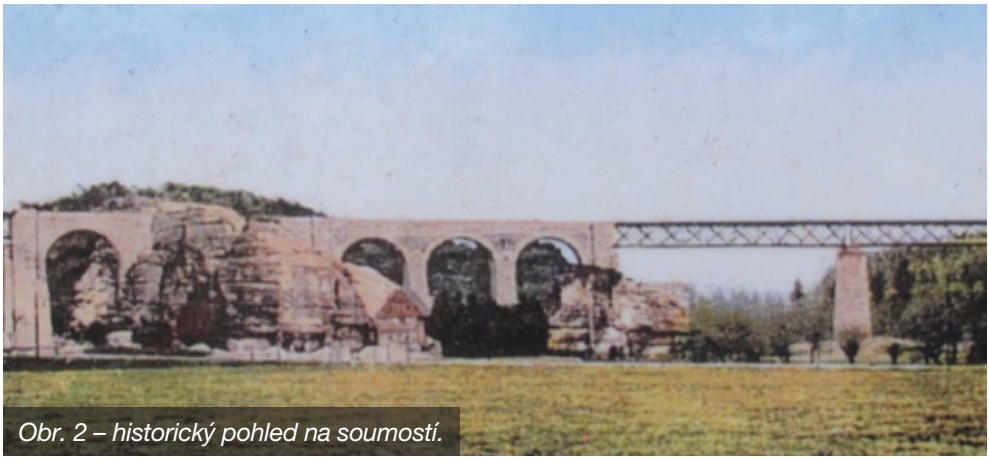
Náplní tohoto projektu byla rekonstrukce železničního mostu v km 80,083 trati Lovosice – Česká Lípa. Konstrukce byly dlouhodobě ve špatném stavebně-technickém stavu. Střední ocelové pole bylo již za hranicí své životnosti a jeho oreznutí snižovalo únosnost a přechodnost mostu. Zesilování prvků ocelové konstrukce nebylo ekonomicky obhajitelné, proto byla požadována jeho výměna za novou konstrukci a sanace kamenných částí mostu.



Obr. 1 – přehledná situace.

1. Územní podmínky

Tento železniční most převádí neelektrifikovanou trať přes jedno z bočních údolí Robečského potoka a navazuje na most v km 79,943, který byl rekonstruován v roce 2013. Společně tak tvoří soumostí, které převádí železniční trať přes celé údolí Robečského potoka. Most leží v krajinné památkové zóně Zahrádecko v katastrálním území města Zahrádky. Památkovou zónu tvoří zejména Robečský potok se všemi přítoky, Novozámecký rybník, mokřady, historické vodohospodářské a dopravní stavby, pískovcové skalní útvary a skalní byty s kaňonovitým údolím Pekla. Vzhledem k tomu, že se jedná o soumostí, bylo požadováno NP ÚOP Liberec zachovat jeho charakter, vzájemné prostorové uspořádání a měřítko jednotlivých prvků ocelové konstrukce ve shodném tvaru jako u mostu v km 79,943.



Obr. 2 – historický pohled na soumostí.

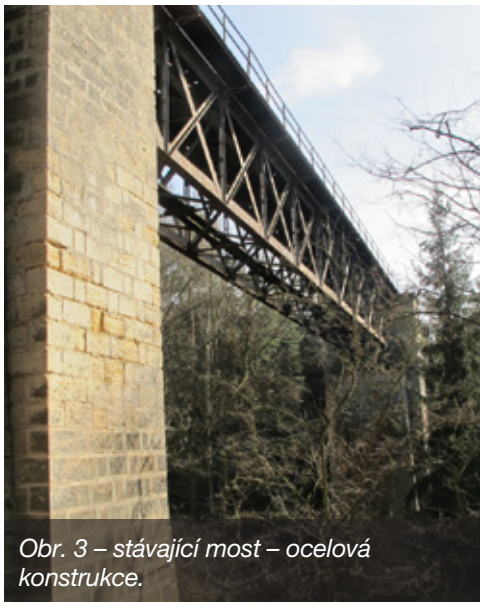
2. Popis stávajícího mostu

Mostní objekt byl postaven v roce 1898. Stávající ocelová konstrukce je z roku 1911. Poslední významnější stavební opravy na mostě byly provedeny roku 1955, kdy byla obnovena PKO a zřejmě vyměněny římsy za betonové a osazeno nové zábradlí.

Most je kolmý o třech polích, kde dvě krajní pole jsou tvořena kamennými klenbami a střední pole nýtovanou ocelovou konstrukcí s příhradovými hlavními nosníky s mezilehlou prvkovou mostovkou. Rozpětí jednotlivých polí jsou 12 m (klenba) + 41,4 m (ocelová konstrukce) + 12 m (klenba). Celková délka mostu je 95,11 m. Šířka mostu je 5,15 m, výška nad terénem cca 24 m a délka přemostění 76,50 m. Most převádí volný terén a stezku pro pěší v zarostlém údolí.

Pilíře a opěry jsou z masivního kamenného zdiva, založení spodní stavby je plošné. Základové podzemní zdivo pilířů bylo zděno z lomového kamene a nadzemní části pilířů a opěr byly vyzděny z pískovcových kvádrů, které nejsou z místních zdrojů, ale dovážely se. Úložné prahy ocelové konstrukce na pilíři jsou ve výšce 19,5 m a 16,4 m. Výška závěrné

zídky je 4,65 m. Kamenná konstrukce pilířů tedy sahá do výšky téměř 24,5 metru nad zemí. Základy pilířů a opěr jsou uloženy na skalním podkladu a opěry jsou zasekány do pískovcového skalního masivu, na který tak trať přechází přes strmé násypového kužele vyskládané z vytěženého materiálu ze zářezů z místní provenience.



Obr. 3 – stávající most – ocelová konstrukce.

Trať byla na konstrukci částečně v přechodnici oblouku R ~250 m, který přecházel do přímé na lovosické klenbě, na ocelové konstrukci a na českolipské klenbě je trať v přímé. Niveleta na mostu byla v podélném stoupání 25 ‰. Na mostě byl dodržen MVP 2,5 m pouze v místě výklenků, na zbylé části mostu pak VMP <2,2 m. Stávající traťová rychlost v uvedeném směrovém motivu je 60 km/h.

V dotčeném úseku koleje se nacházel železniční svršek tvaru S49 na dřevěných pražcích s rozdělením „e“, na ocelové konstrukci středního pole byly kolejnice S49 umístěny na dřevěných mostnicích se žebrovými podkladnicemi.

3. Technický stav staré konstrukce

Konstrukce lovosické i českolipské klenby vykazovala stopy po průsacích a lokálně degradovanou zdicí maltu ve spárách čelních zdí, kde docházelo k prorůstání spár vegetací. Na římsách byla lokálně degradovaná povrchová úprava, místní degradace betonu říms. U obou kleneb byly viditelné svislé trhliny pod úložnými prahy a v místech paty klenby a na českolipské opěře tato svislá trhlina přecházela do klenby. Dále byla utržená pevná ložiska a popraskaný úložný práh v místě jejich uložení.

Obr. 4 – degradované zdivo v oblasti „kalhot“.

Ocelová nýtovaná konstrukce vykazovala lokální korozní oslabení prvků se značnými korozními úbytky, štěrbinovou korozi, korozi hlav nýtů atp. Dřevěné podlahy revizních lávek a chodníků byly ztrouchnivělé. Stávající konstrukce umožňovala přechodnost pouze traťové třídy B2 při rychlosti 60 km/h.

4. Projekt rekonstrukce mostu

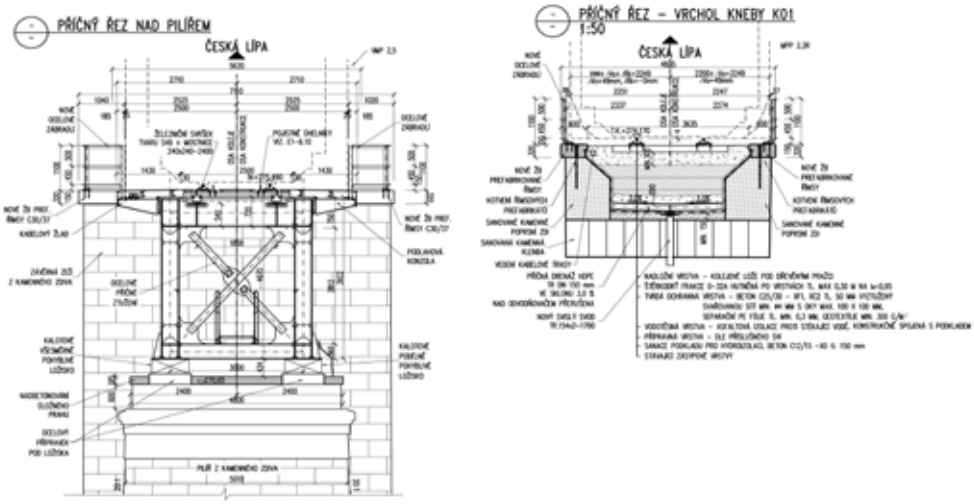
V návaznosti na stavbu z roku 2013 rekonstrukce mostu v km 79,943 byl zadán projekt komplexní rekonstrukce tohoto přemostění s požadavkem zachování stávající spodní stavby a kleneb a zřízení nové ocelové konstrukce odpovídající dnešním standardům při zachování typu konstrukce s křížovými příhradovými nosníky, aby nenarušovaly scenérii a historickou hodnotu této lokality.

Kamenné části mostu bylo nutno očistit, hloubkově přespárovat a proinjektovat rozvolněné jádro pilířů a opěr cementovou směsí, která zajistí jeho stmelení do jednoho celku. Pod úložnými prahy a v patě kleneb na opěrách a pilířích v místě takzvaných kalhot byla navíc provedena speciální injektáž pískovce pro jeho zpevnění jednosložkovým nízkoviskózním injektážním systémem na zpevnění pískových a prachových vrstev. Jde o injektážní systém založený na bázi nanometrické koloidní křemičité suspenze, který je možné aplikovat i na vlhké zdivo, a dále zde byla provedena náhrada a doplnění zdegradovaného kamene. Během sanačních prací byly podrobně zmapovány svislé trhliny na nárožích zdiva pod patami kleneb a úložnými prahy a na základě jejich rozsáhlostí bylo rozhodnuto tyto zachytit navrtáním kotev skrze odtržené kameny a vložením helikální výztuže do vodorovných spár přes místa trhlin. Nad klenbami byly ubourány stávající římsy, vysekány náletové dřeviny a byly osazeny nové prefabrikované římsy s novým zábradlím a provedena nová vodotěsná izolace a odvodnění.

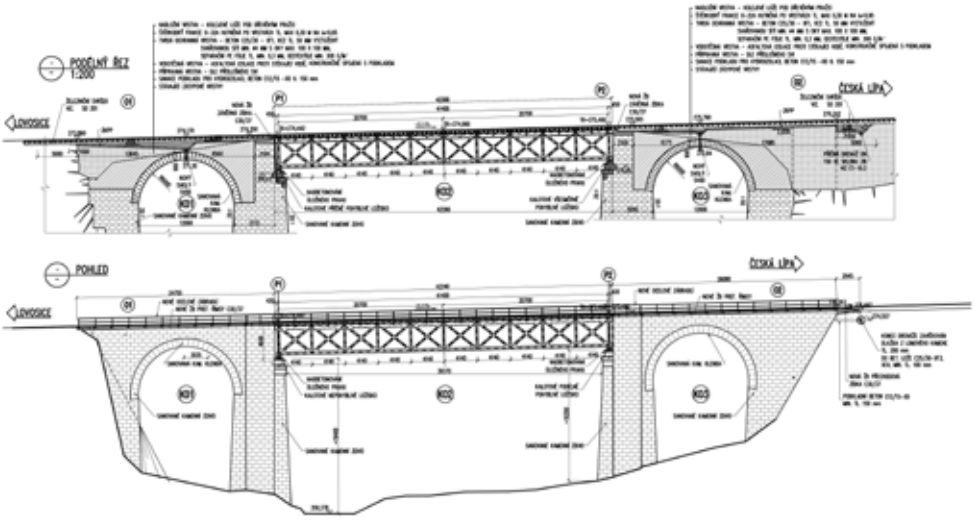
Obr. 5 – projekt rekonstrukce – pohled do ocelové konstrukce.

Pro střední mostní pole o rozpětí 41,4 m byla navržena příhradová svislicová konstrukce se zapuštěnou prvkovou mostovkou. Hlavní nosník je dle původní předlohy přímý a má diagonály do kříže. Výška hlavních nosníků je 3,9 m. Osová vzdálenost hlavních nosníků činí 3,0 m a také odpovídá původnímu mostu, je ale ovlivněna i šířkou spodní stavby, která zůstává v původní šířce 4,7 m. Dolní a horní pas hlavního nosníku tvoří uzavřený svařovaný průřez. Diagonály a svislice mají svařovaný průřez ve tvaru písmene I. Mostovku tvoří podélníky v osové vzdálenosti 1800 mm, symetrického průřezu ve tvaru písmene I. Příčníky jsou zvoleny v modulu 4,140 m a jsou rovněž symetrického průřezu ve tvaru písmene I.

Podélníky jsou mezi sebou ztuženy pomocí vodorovného příhradového ztužení podélníků tvořeného diagonálami z otevřených válcovaných profilů a svislic ze svařovaných I průřezů.



Obr. 6 – projekt rekonstrukce – příčné řezy.



Obr. 7 – projekt rekonstrukce – podélný řez a pohled.

Uvnitř mostu na dolní příčníky byla umístěna standardní revizní lávka s podlahou z odporově svařovaných roštů. Na tuto lávku byl zřízen přístup pomocí revizního žebříku s ochranným košem umístěným vedle nosné konstrukce na závěrnou zídku. Na žebřík je přístup z revizního výklenku na pilíři na lovosické straně. Nosná konstrukce byla navržena z oceli řady S355 J2+N. Hmotnost NOK je 131,707 t (3,18/bm).

Výškově nově navržená trať na mostě stoupá od 22,755 ‰ nad lovosickou klenbou do výškového lomu nad pilířem P1, odtud stoupá 25,313 ‰ až k druhému lomu nad pilířem P2 a odtud stoupá 26,476 ‰. Směrově na most, respektive lovosickou klenbu zasahuje konec přechodnice navazující na oblouk R = 282,6 m, který je na třech klenbách sousedního soumostí, na kterém byl v rámci této rekonstrukce opraven svršek, přespárovány a zakotveny římsy a osazeno nové zábradlí.

Železniční svršek: nové kolejnice tv. 49E1, nové dř. pražce v předpolích mostu, rozdělení pražců „c“ a nové centricky uložené mostnice na mostě. Pevné uchycení sedel mostnic je umístěno nad pevné ložisko. Na mostě, resp. na kamenné klenbě mostu v km 79,943 je umístěno KMDZ.

Obr. 8 – výměna ocelových konstrukcí.

5. Závěr

Pro tuto stavbu byl navržen rozsah výluky pro rekonstrukci mostu v trvání 45 dní, který byl dodržen i přes náročnost všech navazujících pracovních postupů a komplikací, které se vyskytly během výstavby. Stará konstrukce byla spuštěna do údolí, rozřezána a nahrazena novou konstrukcí. Před koncem výluky byla provedena zatěžovací zkouška, která dokázala správnost projektových předpokladů a mostní konstrukce tak byla převzata do užívání. Snad bude sloužit minimálně tak dlouho jako ta předchozí.

Hlavními účastníky rekonstrukce mosty byli:

Investor:	SŽDC, s.o., Stavební správa západ
Správce:	SŽDC, s.o., Oblastní ředitelství Hradec Králové
Projekt stavby:	TOP CON SERVIS s. r. o.
Zhotovitel stavby:	STRABAG Rail a.s.

Ing. Ivo Heinz
Ing. Ondřej Lojík, Ph.D.
TOP CON SERVIS s. r. o.
Tel.: +420 734 570 971
E-mail: heinz@topcon.cz

Rekonstrukce mostu v km 80,083 trati Lovosice – Česká Lípa (Zahrádky)

Bořivoj Leszko, STRABAG Rail a.s.

1. Úvod – způsob vypsání zakázky

Rekonstrukce historického ocelového mostu v Zahrádkách byla zajímavým projektem nejen kvůli své technické náročnosti, ale i díky způsobu, jakým investor pro tuto zakázku vybíral zhotovitele. Jednalo se totiž o pilotní projekt, v jehož rámci bylo vzato do úvahy nejen kritérium nejnižší nabízené ceny, ale také odborná způsobilost uchazeče.

Pilotní projekt SŽDC vypsaný mimo režim ZZVZ

Dne 10. 8. 2018 vypsala Správa železniční dopravní cesty (SŽDC) výběrové řízení na zhotovitele akce: „Rekonstrukce železničního mostu v km 80,083 trati Lovosice – Česká Lípa (Zahrádky)“.

Obr. 1 – pohled na železniční most před zahájením prací.

Tato akce byla již od začátku velmi zajímavá, a to nejen pro svou technickou náročnost, ale i z důvodu zadání veřejné soutěže. SŽDC poprvé využila metodu výběru, kdy o vítězi nerozhodovala jen nejnižší nabízená cena. Zakázka byla soutěžena mimo režim zákona o zadávání veřejných zakázek (ZZVZ), dle metodiky zpracované společností KLEE CONSULTING s. r. o., která tuto metodiku zpracovávala pro veřejné investory, jakými jsou např. SŽDC, ŘSD, ŘVC a MD ČR.

Cílem této podlimitní soutěže bylo vybrat zhotovitele rekonstrukce mostu nejen na základě nejnižší ceny, ale také na základě nejvýhodnějšího poměru nabídkové ceny a kvality, přičemž byla posuzována odborná úroveň uchazeče, rizika na straně zadavatele a vlastnosti a schopnosti stavbyvedoucího. Schopnosti stavbyvedoucího byly zjišťovány a ověřovány osobními pohovory před hodnotící komisí. Soutěže se účastnilo sedm stavebních firem se zkušenostmi z realizace železničních mostů, z nichž byla nakonec nejúspěšnější společnost STRABAG Rail a.s. Zakázka byla vypsána 10. 8. 2018 a rozhodnutí o výběru dodavatele bylo podepsáno 29. 11. 2018, tj. po cca 2,5 měsíci od vypsání soutěže.

Obr. 2 – původní ocelová konstrukce v poli č. 2.

2. Popis a cíle rekonstrukce mostu

Most převádí jednokolejnou neelektrifikovanou trať Lovosice – Česká Lípa přes národní přírodní památku Peklo nad osadou Karba u obce Zahrádky na Českolipsku.

Most o třech otvorech převádí železniční trať přes volný terén a komunikaci pro pěší. Krajní otvory tvoří klenbové konstrukce z kamenného zdiva. V prostředním otvoru je umístěna ocelová příhradová konstrukce, prostě uložená, se zapuštěnou mostovkou. Spodní stavba je z kvádrového pískovcového zdiva. Délka mostu je 95,25 m, výška je 24,2 m.

Ocelová konstrukce byla pro požadované zatížení od dopravy na hranici své únosnosti a její další zesílení by již nebylo ekonomické, bylo proto rozhodnuto o provedení výměny stávající ocelové konstrukce za konstrukci novou. Součástí prací na mostě byla také sanace spodní stavby, zhotovení nových úložných prahů, výměna ložisek, práce na železničním svršku a přeložkách inženýrských sítí.

3. Přípravné práce

Stavba „Rekonstrukce mostu v km 80,083 trati Lovosice – Česká Lípa (Zahrádky)“, jejímž investorem je SŽDC, zhotovitelem STRABAG Rail a.s. a projektantem TOP CON SERVIS s. r. o., byla zahájena 1. 4. 2019. Po vybudování přístupových cest a provedení terénních úprav pod mostem byla zahájena výstavba lešení. Z lešení, které bylo vystavěno okolo pilířů a opěr tak, aby byl zároveň umožněn přístup ke klenbám, poprsním zdem a římsám, byla kompletně provedena sanace zdiva spodní stavby v polích č. 1 a 3. Sanační práce obnášely provedení kompletního vysekání spár ve stávajícím zdivu a otryskání pískovcového zdiva křemičitým pískem. Bylo dokončeno hloubkové spárování zdiva, došlo k provedení nízkotlakých injektáží a provedení speciálních injektáží, které byly provedeny v místech, kde docházelo k masivní degradaci pískovce po zatékání (části pilířů a opěr, na které navazuje klenba – tzv. kalhoty a samotné klenby). Speciální injektáž pískovcového zdiva byla pro jeho zpevnění injektována jednosložkovým nízkoviskózním injektážním systémem na zpevnění pískových a prachových vrstev. Jednalo se o injektážní systém založený na bázi nanometrické koloidní křemičité suspenze, který je možné aplikovat i na vlhké zdivo. Tato suspenze byla injektována do pískovcového povrchu pomocí pakrů do spár zdiva. V místech, kde byla zjištěna degradovaná část zdiva, bylo toto zdivo nejprve mechanicky očištěno a následně

Obr. 3 – překládka NOK na železniční vozy v zastávce Zahrádky.

bylo nahrazeno umělým materiálem ve stejném odstínu jako původní pískovcové zdivo. Během sanačních prací byly zjištěny trhliny ve zdivu, které vznikly s největší pravděpodobností vlivem zatékání vody do konstrukce. Trhliny byly nejčastěji zjištěny v místech nároží pilířů a pod úložnými prahy na obou pilířích i opěrách.

Tyto práce byly prováděny ještě před výlukou. Před výlukou byly také vyrobeny prefabrikované římsy a byla prováděna výroba a protikorozní ochrana nové ocelové konstrukce. Rozpětí nové ocelové konstrukce (NOK) je 41,4 m a šířka je 5,4 m. Hmotnost nové ocelové konstrukce včetně konzol činí 134 t.

4. Práce v nepřetržité výluce – popis technologie výměny konstrukcí

Hlavním úkolem nepřetržité výluky, která začala 17. 8. 2019, bylo nahrazení 108 let staré stávající ocelové konstrukce, s prvkovou mostovkou v poli č. 2, konstrukcí novou. Pro výměnu konstrukcí bylo použito unikátní technologie, která byla na území ČR použita teprve podruhé. Nová ocelová konstrukce byla zhotovena postupně (na 3 díly) v mostárně včetně PKO a následně byla dovezena na stavbu, kde se na montážní ploše, v zastávce Zahrádky, sestavila, svařila do jednoho celku a byla dokončena PKO (protikorozní ochrana) montážních svarů. Konstrukce byla dále nastrojena konzolami, mostnicemi, kolejnicemi a dočasnými konstrukcemi pro zvednutí nad portály P1 a P2. Ve středu 21. 8. 2019 byla dokončena montážní přejímka a konstrukce byla pomocí autojeřábů s nosností 200 a 350 t naložena na železniční vozy UAAI 10.

Následně byla celá ocelová konstrukce přesunuta na dvou železničních vozech vybavených atypickým oplenem ze zastávky Zahrádky přes železniční přejezd, skalním zářezem a po stávající konstrukci cca 600 m po koleji nad mostní otvor. Vozy UAAI 10 jsou čtyřnápravové s oplenem o hmotnosti 64 + 4 tuny s nosností 120 tun. Přední vůz byl vybaven vahadlem umístěným na oplenu, který umožnil naklápění NOK v rozsahu minimálně +/– 1°. Tyto vozy

Obr. 4 – transport NOK na vozech UAAI 10.

nebyly spojeny, spojení tvořila NOK. NOK byla na vozy umístěna na dřevěné podložky, aby se eliminovalo riziko poškození PKO. NOK byla do pozice tlačena rychlostí do 5 km/h. Uložení NOK do pozice bylo nejnáročnější. Vlastnímu uložení NOK do pozice předcházela obsáhlá příprava, v jejímž rámci byla připravena podpěrná konstrukce na obou pilířích. Tyto portály byly vybudovány ihned po zahájení výluky, a to v místech nad rozšířením obou pilířů. Pro snesení NOK z vozů UAAI a její montáž do otvoru byla použita provizorní konstrukce na pilíři P1 a P2. Provizorní konstrukce byla navržena z prvků PIŽMO a roštových nosníků. Montáž na P2 byla provedena v plném rozsahu před návozem NOK mostu, na P1 částečně. Konstrukce byla navržena pro uložení v horní části pilíře. Pro montáž v otvoru byl využíván téměř výhradně dvoucestný bagr. Po dopravě NOK do otvoru byla souprava odpojena od lokotraktoru a byla dokončena montáž dočasné konstrukce na P1. NOK byla

Obr. 5 – boční pohled najetí NOK nad SOK.

zavěšena na každém pilíři na 4 závěsy ze závitových tyčí Dywidag o průměru 26,5 mm. Pro zvedání NOK byly použity duté lisy o nosnosti 400 kN. Uchycení NOK bylo provedeno přes konzolu uchycenou na NOK. NOK je zvedána a spouštěna v jednotlivých krocích (400 mm) postupně na P1 a P2. První operací manipulace s NOK na závěsech bylo její zvednutí z vozů. To bylo provedeno v několika krocích. Nejprve byly závěsy aktivovány na 50 % předpokládané reakce, tj. při využití uvedených lisů (400 kN/250 bar) byl nastaven tlak v systému na 66 bar. Po tomto kroku se provedla důkladná kontrola podpěrné konstrukce a závěsů. Po provedené kontrole následovalo vyzvednutí NOK o cca 0,2 m a odvoz vozů do stanice Zahrádky. NOK byla následně spuštěna do pozice cca 0,7m nad SOK (stávající ocelová konstrukce) a došlo k vymezení vzdálenosti mezi konstrukcemi. To bylo provedeno pomocí sloupku PIŽMO, v místech prvního segmentu příhrady hlavních nosníků nad pilíři. Po spuštění byly vedle míst budoucích řezů SOK obě konstrukce spojeny

dohromady krátkými převázkami a předpínacími tyčemi umístěnými mezi podélníky SOK a NOK. Hlavní závěsy zůstávaly stále aktivovány na cca 50 %. Řezání SOK na 3 díly bylo provedeno plamenem ve dvou příčných řezech ve tvaru A tak, aby bylo zajištěno následné bezproblémové spuštění prvního dílu. Jako první byl na tyčích spuštěn střední díl SOK. Pro spouštění byly použity zdvihací/spouštěcí hydraulické jednotky se zdvihem 400 mm o jednotkové nosnosti 400 kN s hydraulickou synchronizací zdvihu. Jednotky byly uzpůsobeny pro průchod spojek. Jako závěsy byly použity předpínací tyče Dywidag o průměru 26,5 mm a délce 6 m. Při spouštění byly tyče postupně spojovány.

Obr. 6 – najetí železničních vozů s NOK nad SOK.

Po spuštění středního dílu SOK byl krajní díl na P2 zavěšen na vozík z podvozků vz. 53 a NOK byla na tomto pilíři mírně nadzdvižena (cca 10 cm) společně s dílem SOK. Následoval podélný posun o cca 5 m a spuštění tohoto dílu pomocí závěsů Dywidag 20. Spuštění krajního dílu na P1 bylo provedeno obdobným postupem. Před spuštěním krajních dílů byla provedena demontáž a odklizení koncových částí prostředního spuštěného dílu SOK tak, aby bylo možné jejich bezpečné uložení před a za tento díl.

Obr. 7 – zahájení spouštění středního dílu SOK.

Tímto byl mostní otvor uvolněn pro práce na úložných prazích, závěrných zdech a přechodových oblastech. Nejprve však musela být demontována kolej, byl odtěžen železniční svršek a podkladní vrstvy až na úroveň pro provedení betonové roznášecí desky pod izolaci a proběhlo ubourání stávajících betonových říms a závěrných zdí na obou stranách mostu.

Po vybudování železobetonových závěrných zídek byla vybetonována podkladní betonová deska, která byla následně zaizolována. Izolace na mostě je provedena z volně ložených asfaltových pásů s měkkou ochranou z geotextilie. Izolační souvrství bylo ve středové části zakryto (ochráněno) štěrkodrtí frakce 0-32 a bylo zahájeno ukládání nových železobetonových prefabrikovaných říms. Izolace byla vytažena pod římsy a ukotvena pomocí nerezových lišt.

Po dokončení podkladních vrstev ze štěrkodrti bylo provedeno předštěrkování a pokládka dočasných kolejnic na definitivní pražce. Následně byla z úložných prahů demontována stávající válcová ložiska a proběhlo geodetické vytyčení nové polohy ložisek a podložiskových přípravků. Pro ukotvení podložiskových přípravků bylo nutné vyvrtat 20 ks 2 m jádrových vrtů, do kterých byly následně osazeny kotevní tyče. Na tyto tyče byly nasazeny podložiskové přípravky a k nim byla připevněna nová kalotová ložiska. V tento okamžik byly dokončeny přípravné práce před samotným spouštěním nové ocelové konstrukce do definitivní pozice.

NOK byla následně pomocí 4 předpínacích tyčí Dywidag na každé straně mostu spuštěna do mostního otvoru. Spouštění se zastavilo v pozici cca 5 cm nad finální výškou. Po geodetickém měření byla zkontrolována poloha NOK a byla provedena výšková a směrová rektifikace. Směrová rektifikace pozice NOK se prováděla řetězovým zvedákem, kdy NOK mostu byla přitahována k provizorní konstrukci PIŽMO. Výšková rektifikace se prováděla pomocí hydraulických válců. Po dokončení rektifikace bylo provedeno vyrovnání pozice ložisek. Došlo k propojení sestavy, kotevní tyče – podložiskový blok – ložisko – klínová deska – NOK, a po ustavení ložisek došlo k zalití kotevních tyčí, podlití podložiskových přípravků a vyplnění přípravků plastbetonem. Po technologické prodlevě, nutné pro vytvrdnutí plastmalty, bylo provedeno uvolnění závěsů a aktivace ložisek. Následně byla provedena demontáž závěsů, hydrauliky a dočasných podpěrných konstrukcí. Tyto práce byly prováděny pomocí dvoucestného bagru a přívěsného vozíku. Po dokončení demontáží dočasných konstrukcí byly propojeny koleje na předmostí s kolejí na mostě, aby se daly pohodlněji zásobovat a obsluhovat obě strany mostu.

Obr. 8 – spouštění středního dílu SOK.

Obr. 9 – zahájení spouštění NOK na ložiska.

Po demontáži dočasných konstrukcí bylo rovněž nutné odstranit betonové vyrovnávky na rozšířených částech pilířů, bylo nutné odbourat původní betonové římsy v těchto částech a osadit římsy nové – prefabrikované a dokončit izolaci i v těchto částech mostu.

Na závěr se provedla výměna dočasných kolejnic za kolejnice definitivní, došlo k výškové a směrové úpravě nivelety koleje pomocí automatické strojní podbíječky a bylo potřeba vybavit most podlahovými plechy, zábradlím a pojistnými úhelníky. Dva dny před ukončením 45denní nepřetržité výluky byla provedena zatěžovací zkouška mostu pomocí 2 vyprošťovacích jeřábů EDK 750. Součástí prací na mostě bylo také provedení dočasných přeložek kabelového vedení ve správě SŽDC. Plánovaná výluka byla ukončena dle předpokladu 30. 9. 2019.

Obr. 10 – pohled na dokončený most ve směru od České Lípy.

Po ukončení výlukových prací byla provedena demontáž lešení, stávající ocelová konstrukce byla pod mostem rozřezána na menší transportní díly a byla odvezena k sešrotování.

Na úplný závěr byly provedeny terénní a svahové úpravy v okolí mostu a všechny přístupové cesty a pozemky včetně montážní plochy v zastávce Zahrádky byly uvedeny do původního stavu.

Bořivoj Leszko
STRABAG Rail a.s.
Tel.: +420 725 503 561
E-mail: borivoj.leszko@strabag.com

Rekonstrukce mostu v km 3,715 trati Praha Smíchov – Hostivice

Ing. Matěj Mikšovský, Ing. Štěpán Jakeš
TOP CON SERVIS s. r. o.

Osmipolový železniční most v km 3,715 v traťovém úseku Praha Smíchov – Hostivice byl postaven v letech 1868–1872, do provozu byl uveden v roce 1872. Kromě oprav v roce 1911 (oprava klenbové konstrukce K04) a výměny ocelové konstrukce v poli č. 5 (původní ocelová příhradová konstrukce byla nahrazena ocelovou plnostěnnou trámovou konstrukcí bez mostovky) nebyl most v průběhu let opravován. Cílem projektu byla komplexní rekonstrukce mostu, která měla zajistit prodloužení jeho životnosti. Jedná se o památkově chráněný most, který je nemovitou kulturní památkou vedenou v registru nemovitých kulturních památek pod číslem 40287/1-1353. Rovněž je součástí souboru památkově chráněných věcí Buštěhradské dráhy (tzv. Pražský Semmering) pod číslem registru 102037.

1. Stav mostu před rekonstrukcí

První z hlubočepských viaduktů převádí železniční trať přes hluboké Prokopské údolí, ulice Hlubočepskou a Na Srpečku, Dalejský potok a jednokolejnou železniční trať Praha Smíchov – Rudná – Beroun. Délka přemostění činí 114,6 m, výška mostu je 26,35 m. Nosnou konstrukci v polích K01–K04 a K06–K08 tvoří půlkruhové klenby o poloměru cca 4,9 m, jejichž průčelní věnce jsou z pískovce a výplň mezi věnci tvoří pálené cihly. Konstrukci v poli č. 5 tvořila prostě uložená ocelová trámová nýtovaná konstrukce bez mostovky o rozpětí 20,0 m. Pilíře a opěry jsou ze žulového a vápencového zdiva, založení spodní stavby je plošné. Čelní zdivo je provedeno z vápence a je zakončeno pískovcovými římsami, na nichž jsou realizovány pískovcové zídky s mezilehlým ocelovým zábradlím.

Nosná konstrukce kleneb měla vypadané spárování, místy s prorůstající vegetací. Kamenné i cihelné zdivo bylo zvětralé. V patách kleneb byly patrné silné průsaky s výluhy, které ukazovaly na nefunkční hydroizolaci. Ocelová nosná konstrukce v poli č. 5 byla jak stářím, tak stavebním stavem za hranicí své životnosti. OK byla zasažena korozí po celé

Obr. 1 – původní stav mostu, klenbová část nad Hlubočepskou ulicí.

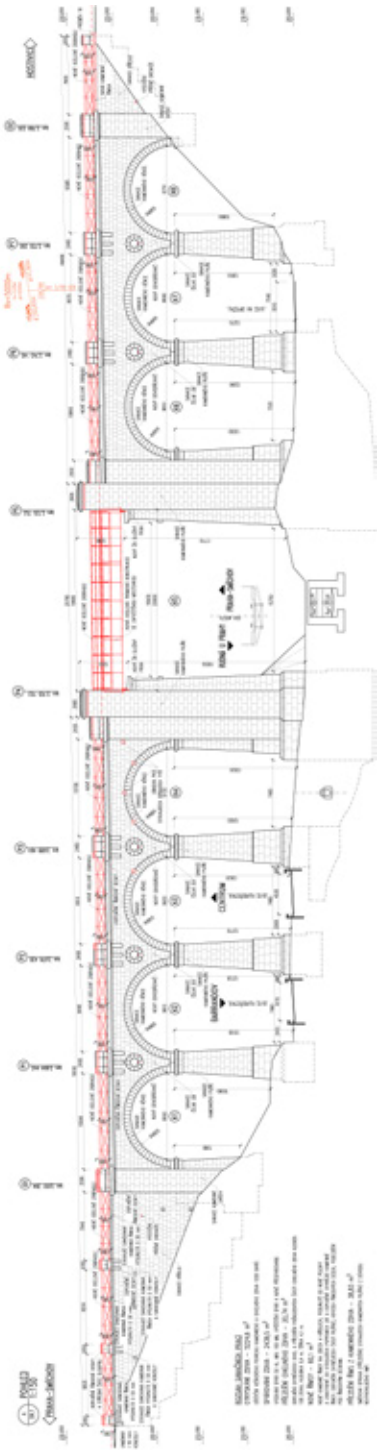
své délce. Spárování zdiva spodní stavby bylo popraskané, místy hloubkově vypadané, kameny povrchově zvětrávaly, ve spárách mezi kameny byly patrné silné průsaky. V odvodnění nad pilíři vyrůstala vegetace, stejně tak i pod římsami ve spárování. Ocelové zábradlí bylo na celém objektu značně poškozeno, místy bylo nefunkční a dokonce i chybělo. Kamenné sloupky zábradlí a bezpečnostní výklenky na křídlech i na mostě byly poškozené, některé částečně či zcela chyběly. Konfigurace stávajících kamenných zábradelních sloupků byla taková, že místy, zejména na smíchovské straně, byla vzdálenost kamenných částí zábradlí od osy koleje menší než 2,0 m. Účelem stavby bylo zlepšení stavebně-technického stavu mostu a zlepšení prostorové průchodnosti na mostě.

2. Rekonstrukce mostu

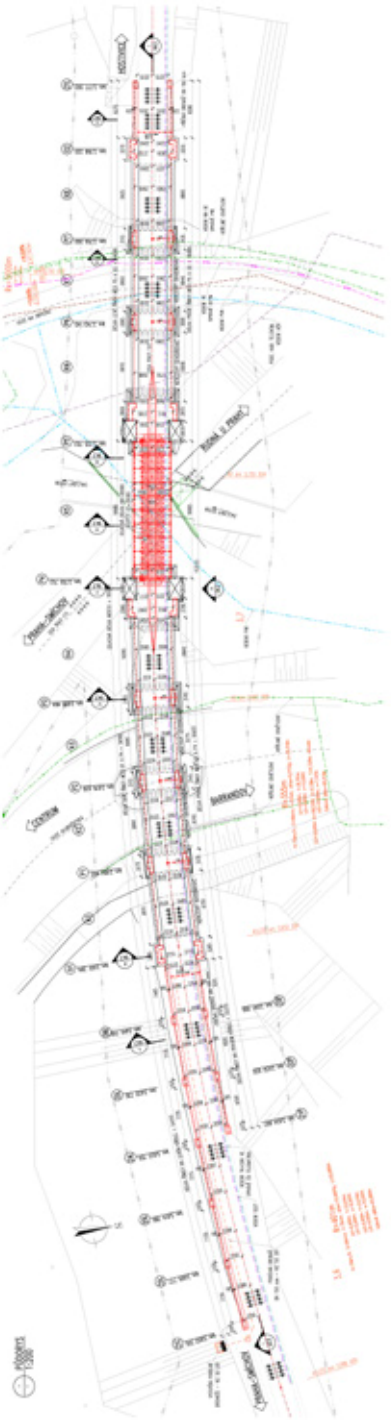
Zásadním faktorem pro rekonstrukci mostního objektu byla jeho památková ochrana. Vyjádření příslušného orgánu památkové péče nepřipouštělo mj. zásah do vzhledu římsové partie mostu, návrh rekonstrukce musel být ke stávajícím konstrukcím co možná nejšetrnější. Vyjádření památkářů pamatovalo i na takové detaily, jako je barva spárování kamenného zdiva.

2.1. Oprava izolace kleneb a jejich odvodnění

Po snesení železničního svršku a odstranění zásypových vrstev kleneb byla odstraněna původní izolace objektu. Stávající odvodňovače byly vybourány a provedly se nové spádové betonové vrstvy z betonu C12/15. Na ně byla konstrukčně natavena vodotěsná izolace proti volně stékající vodě (pásy z modifikovaného asfaltu) s měkkou ochranou. Před pokládkou



Obr. 2 – pohled – nový stav.



Obr. 3 – půdorys – nový stav.

Obr. 4 – výkopy pro izolaci.

Obr. 5 – Detail provedení izolace u římsy.

izolace byly do původního umístění v ose pilířů osazeny nové rigolové nerezové odvodňovače pro železniční mosty včetně napojení na odvodňovací potrubí z korozivzdorné oceli. Trubky jsou vyústěny skrz stávající kamenné chrliče na obě strany mostu (mezi klenbami K1–K5) a na pravou stranu mostu (mezi klenbami K6–K8). Izolace je podélně spádována k mostním odvodňovačům a k příčným drenážím na předpolí za oběma opěrami. Po provedení hydroizolace byly provedeny nové zásypové vrstvy, ZKPP a položen nový železniční svršek.

2.2. Sanace kamenného zdiva pilířů a cihelného zdiva kleneb

Podél celého mostu bylo postupně postaveno prostorové lešení pro provádění sanačních prací na kamenném a cihelném zdivu. Pro sanaci opěr, kleneb, čelních zdí a říms bylo rovněž postaveno nezbytné lešení podél povrchů zdiva. Ze sanačních prací šlo o odstranění vegetace z povrchu zdiva, očištění a otryskání kamene, vysekání spár, lokální výměnu cihel v klenbách, nové spárování, injektáže a celkové očištění po injektážích.

Kamenné zdivo opěr, pilířů a čelních zdí bylo nejprve očištěno tlakovou vodou a následně posíleno nízkotlakou injektáží. Injektáž byla provedena až po hloubkovém spárování injektovaných částí, aby bylo zamezeno unikání injekční směsi mimo zdivo. Účelem injektáže bylo zpevnit zdivo, zajistit jeho stabilitu, zvětšit soudržnost materiálu a vytvořit kompaktní zdivo schopné přenášet požadované zatížení. Vrty byly provedeny v šachovnicovém rastru 600 x 600 mm, ø 50 mm, s úpadním vedením vrtů 5° od horizontální roviny, jejich délka byla proměnná.

Pro zajištění mechanických parametrů cihelného zdiva kleneb byla provedena celoplošná zpevňující injektáž pomocí injekční směsi na chemické bázi. Nejprve byly provedeny vrty ø 14 mm, aby bylo možno instalovat mechanické pakry. Vývrty byly provedeny v šachovnicovém

Obr. 6 – lešení u pilíře P5.

Obr. 7 – lešení v poli č. 7.

rastru v počtu 13 vývrtů/m2, max. hloubka vývrtu do ¾ celkové tloušťky cihelné klenby. Vrty byly provedeny ve dvou různých hloubkách (cca ½ a ¾ celkové tloušťky cihelné klenby), aby bylo dosaženo kvalitního a rovnoměrného zaplnění celkové kubatury zdiva klenby.

2.3. Sanace kamenných říms a kamenného zábradlí

U kamenných částí zábradlí a říms byl nejprve zhodnocen jejich stav. Ponechávané kameny byly očištěny a opraveny pomocí technologie umělého kamene. Chybějící části byly reprofilovány do původního tvaru a povrch byl upraven v souladu s povrchem původních kamenných kvádrů.

Kameny, u kterých byl stav vyhodnocen jako nevyhovující, byly nahrazeny kameny novými. Chybějící kameny sloupků a říms byly doplněny. Z důvodů nutnosti zvýšení ocelového zábradlí mezi sloupky na výšku 1,1 m bylo nezbytné nadvýšit i kamenné části. Proto byly všechny sloupky v horní partii doplněny o kamenné bloky výšky 0,17 m.

Všechny nové kameny jsou z pískovce, obdobného tvaru a struktury jako kameny původní, povrch je rovněž shodně řešený jako u původních kamenů. Stávající arkózový pískovec byl doplněn, respektive nahrazen pískovcem křemičitým. Volba lomu v polských Wartowicích byla provedena po dohodě s dozorujícím orgánem památkové péče.

2.4. Ocelové zábradlí na kamenných římsách

Nové zábradlí bylo navrženo jako replika původního historického. Vzhledově je co možná nejvíce přizpůsobeno původnímu, s ohledem na požadovanou výšku a na normová ustanovení bylo ovšem nutné upravit dimenze jednotlivých konstrukčních prvků. Zábradlí je výšky 1,1 m nad povrchem římsy.

Obr. 8 – replika historického ocelového zábradlí.

Sloupky jsou provedeny z tyčoviny profil 50x50 mm a přivařeny k patní kotevní desce, jejímž prostřednictvím jsou zakotveny do zdiva říms. Horní madlo je průběžné, na celou délku pole mezi kamennými sloupky, z rovnoramenného úhelníku L70x6. Výplň mezi sloupky je z pásoviny prof. 35 × 10 mm.

2.5. Výměna ocelové konstrukce v poli č. 5

Stávající ocelová konstrukce K05 byla snesena kolovým jeřábem do prostoru ulice Na Srpečku, rozpálena na jednotlivé přepravitelné kusy a následně odvezena do šrotu. Stávající kamenné úložné prahy byly odbourány, ponechaly se pouze rohové kameny,

Obr. 9 – osazení OK do pole č. 5.

Obr. 10 – nová ocelová konstrukce v poli č. 5.

závěrné zdi se rozebraly do požadované úrovně. Do takto připraveného prostoru byly provedeny nové úložné prahy a závěrné zdi, které byly provázány pomocí zakotvené výztuže se zdivem stávajících pilířů. Na horním povrchu úložných prahů byly vybetonovány bloky pod ložiska, na které se prostřednictvím hrncových ložisek uložila nová ocelová konstrukce. Nosnou konstrukci mostu v poli č. 5 tvoří plnostěnná ocelová konstrukce s horní zapuštěnou prvkovou mostovkou o rozpětí 20,0 m. Výška hlavního nosníku ve středu rozpětí činí 2100 mm a v místě uložení 2090 mm. Vzdálenost hlavních nosníků je 3,0 m, jejich horní pásnice jsou šířky 350 mm a tl. 20 a 30 mm. Dolní pásnice jsou šířky 350 mm v poli a 500 mm nad podporou, tl. 30 a 20 mm, stěna je konstantní tl. 14 mm. Hlavní nosníky jsou vzájemně spojeny příčníky mostovky, tuhým příčníkem v místě ložisek a mezilehlými ztužidly po 2,0 m.

Obr. 11 – celkový pohled na most po rekonstrukci.

Na vnější i vnitřní straně hlavních nosníků je revizní madlo. Mostovku tvoří podélníky v osové vzdálenosti 1800 mm, symetrického průřezu ve tvaru písmene I s pásnicemi šířky 280 mm a tl. 16 mm a stěnou tl. 12 mm. Příčníky jsou v modulu 2000 mm a jsou rovněž symetrického průřezu ve tvaru písmene I s pásnicemi šířky 250 mm a tl. 16 mm a stěnou tl. 12 mm. V koncových příčnících je vytvořen průlezný otvor pro přístup z opěr mezi hlavní nosníky. Podélníky jsou mezi sebou ztuženy mezilehlými příčníky a diagonálami z otevřených válcovaných průřezů.

3. Závěr

Rekonstrukce jihovýchodního viaduktu Pražského Semmeringu se stala ojedinělou ukázkou záchrany památkově chráněného mostu. Mimo jiné i díky znalostem a dovednosti zhotovitele stavby – firmy Metrostav a. s., divize 5 byla tato stavba úspěšně provedena v požadované kvalitě a tento most bude nadále sloužit nám všem po další desetiletí.

Ing. Matěj Mikšovský
TOP CON SERVIS s. r. o.
Tel.: +420 731 108 108
E-mail: miksovsky@topcon.cz

Ing. Štěpán Jakeš
TOP CON SERVIS s. r. o.
Tel.: +420 739 673 645
E-mail: jakes@topcon.cz

Rekonstrukce dvou železničních mostů na pražském „Semmeringu“

Ing. Petr Sýkora, Roman Šimáček
Metrostav a.s.

1. Historie železničních mostů na Pražském Semmeringu

Díky velkému rozvoji těžby uhlí na Kladensku v polovině 19. století byl vyvolán požadavek nahradit koněspřežnou dráhu z 30. let výkonnějším dopravním prostředkem. V roce 1852 tak byla založena Buštěhradská železniční společnost a od 1. ledna 1855 obdržela koncesi k provozování parostrojní železnice. Společnost tak postupně od roku 1855 nahrazovala a nově budovala železniční síť na západ od Prahy. V roce 1891 dosáhla Buštěhradská síť své největší délky 465 kilometrů, kdy se po trati dalo dostat z Prahy přes Kladno, Chomutov, Karlovy Vary až do Chebu, popř. Františkových Lázní.

Jednou z významných větví Buštěhradské dráhy (dnes trať 122) se stal úsek Smíchov – Hostivice, kde se podařilo Buštěhradskou dráhu propojit s Prahou na průmyslový Smíchov. Stavba začala zbouráním hostince U Zlatého jelena na Smíchově. Kvůli konkurenčnímu zápolení s Českou západní dráhou musela Buštěhradská společnost vystavět nové nádraží Smíchov – sever. Údajně na stavbě trati, která trvala pouhé dva roky (od roku 1870 až 1872), pracovalo přes 1200 dělníků a řemeslníků. Jejich vybavení se skládalo ze 77 železničních vozů, 770 vozíků, 590 koleček a 26 koní. Právě na této trati se nachází známé hlubočepské viadukty, které jsou zapsány jako součást souboru památkově chráněných věcí Buštěhradské dráhy. Oba mosty jsou zapsány jako kulturní technická památka.

Viadukty byly postaveny za pouhých 17 měsíců firmou bratří Kleinů podle návrhu Wilhelm Ast. Nákladní doprava na trati byla zahájena 3. července 1872 a osobní 16. září 1872. Trať z důvodu velkého stoupání opisuje okolo Hlubočep oblouk přesahující 180 stupňů. Úsek z Prahy-Smíchova, severního nástupiště, vedoucí nad Hlubočepy přes Prahu-Žvahov do Prahy-Jinonic je pro svoji podobnost s rakouskou horskou dráhou Semmering mezi Vídní a Štýrským Hradcem, která je zapsána na seznamu UNESCO, označován jako Pražský Semmering.

Obr.1 – stávající stav – jihovýchodní viadukt.

Obr.2 – stávající stav – severozápadní viadukt.

2. Popis stávajících mostních objektů

Dvojice kamenných mostů převádějící trať Praha-Smíchov – Hostivice přes Prokopské údolí přemosťuje Dalejský potok, ulici Hlubočepskou a jednokolejnou trať Praha Smíchov – Rudná. Delší a vyšší z viaduktů, jihovýchodní (označován též jako dolní), je 115 metrů dlouhý a 20 metrů vysoký. Jedná se o most o osmi polích. Nosnou konstrukci tvoří půlkruhové cihelné klenby s pískovcovým průčelím. Pole mezi pilířem P4 a P5 je vyplněno prostě uloženou ocelovou trámovou konstrukcí bez mostovky (obr. 1).

Severozápadní viadukt (označován též jako horní) ležící 500 metrů od jihovýchodního je tvořen nosnou konstrukcí o pěti zděných kamenných klenbách. Most je 92 metrů dlouhý a 19 metrů vysoký (obr. 2).

V průběhu užívání mostů na nich bylo prováděno několikero oprav včetně výměny ocelové konstrukce v roce 1923.

3. Popis rekonstrukce mostních objektů

Na začátku září 2018 byla zahájena rekonstrukce obou mostů za účelem udržení chátrající technické kulturní památky a dále zvýšení bezpečnosti provozování drážní dopravy. Samotná rekonstrukce byla rozdělena do dvou etap, tzv. „ve výluce“ a „po výluce“. V první etapě, během vlakové výluky od 5. září 2018 do 18. prosince 2018, byl kompletně snesen kolejový svršek na obou mostech. U mostu v km 3,715 byla demontována stará ocelová konstrukce, která již nevyhovovala dnešním technickým parametrům. Dále byly odtěženy přesypávky kleneb, provedlo se kompletně nové odvodnění mostů s napojením do stávajících chrličů a zhotovil se nový hydroizolační systém.

Obr.3 – podklad pro SVI – most v km 3,715.

Obr.4 – podklad pro SVI – most v km 4,355.

U jihovýchodního viaduktu, most v km 3,715, byly přesypávky mostní konstrukce odtěženy až na rub kleneb, kde byly následně provedeny společně s vysprávkou rubů poprsních zdí nové spádové betony sloužící jako podklad pro nové hydroizolační souvrství (obr. 3). Na severozápadním viaduktu, most v km 4,355, byla přesypávka kleneb ponechána a na ní byla vybetonována plovoucí deska, která vytvořila podklad pro novou hydroizolaci (obr. 4).

Dle předpokladů se starý systém odvodnění ukázal jako již nefunkční. Docházelo k značnému sycení klenbového a poprsního zdiva vodou, dále pak k průsakům a degradaci klenbového zdiva, a to zejména u severozápadního viaduktu. Pro nový systém hydroizolací a odvodnění bylo použito natavovaných pasů a systémového potrubí z nerez oceli protaženého skrze stávající kamenné chrliče.

Pro osazení nové ocelové konstrukce byl vybudován nový železobetonový úložný práh včetně podložiskových bločků. Úložný práh byl spřažen s kamenným zdivem. Během výstavby úložného prahu bylo nutné provést sanaci spodní stavby u pilířů P4 a P5, na které se měla uložit nová ocelová konstrukce. Sanace spočívala v očištění pilířů tlakovou vodou, odstranění degradovaného spárování do hloubky až 100 mm, přespárování novou výplňovou maltou a zainjektování pomocí nízkotlaké injektáže ve dvou stupních v rastru 600 x 600 mm. Injektážní vrty musely být vedeny šetrně ve spárách stávajícího kamenného zdiva. Po provedení sanace spodní stavby byla osazena na hrncová ložiska nová ocelová konstrukce z plnostěnných nosníků s horní zapuštěnou prvkovou mostovkou.

Obr.5 – po sanaci spodní stavby – most v km 4,355.

Po ukončení prací na novém hydroizolačním systému byl na mostech po úroveň železničního svršku proveden zpětný zásyp rubů kleneb. Dále následovala úprava a obnova kamenného zábradlí. Kamenné části zábradlí byly očištěny tlakovou vodou, dozděny na požadovanou úroveň a posunuty do správné polohy. Vzhledem k tomu, že na mostech je úzký průjezdný průřez, tak byla důsledně sledována geometrická poloha sloupků pro dodržení limitních rozměrů dle stavebního povolení. Následně byly sloupky kamenicky zapraveny a zaspárovány. Ocelové prvky zábradlí byly kompletně vyrobeny jako nové, jedná se o repliku původního značně zkorodovaného zábradlí.

V rámci zřízení nového železničního svršku na mostech byl také zrekonstruován železniční přejezd, který byl umístěn mezi mosty na ulici Slivenecká, včetně nového zabezpečovacího zařízení. Zatěžovací zkouškou na mostě v km 3,715 byla ukončena první etapa výstavby.

Druhá etapa „po výluce“ byla zahájena v březnu 2019. Spočívala v kompletní sanaci spodní stavby. V této fázi se z mostů odstranila prorůstající vegetace, zdivo bylo kompletně očištěno tlakovou vodou, přespárováno a zainjektováno. Kamenné zdivo se injektovalo cementovou suspenzí, cihelné pomocí polyuretanové pryskyřice. Na závěr bylo zdivo na mostech opět očištěno tlakovou vodou a byly zapraveny otvory po injektážích (obr. 5).

4. Sanace kamenných konstrukcí

4.1. Sanace kamenného zdiva opěr, pilířů, poprsních zdí a navazujících křídel

Zdivo bylo v plném rozsahu očištěno tlakovou vodou od biologických nečistot a zvětralých deposit o max. tlaku 200 barů. Následně bylo provedeno vysekání stávajících spár do max. hloubky 40 mm, a to s ohledem na požadavek neporušení hran stávajícího kamenného zdiva. V případě výskytu zvětralé nebo vypadlé spáry hlubší než 40 mm se spára vyplnila spárovací maltou v celém svém rozsahu. Po otlučení poškozených spár se spáry vyčistily od zbytků nečistot a provedlo se přespárování.

Pro spárování pískovcového zdiva se použila vápenocementová malta s pevností 10 MPa a pro vápencové, příp. žulové malta cementová rovněž s pevností 10 MPa. Barevný odstín spár, vč. materiálu, byl odsouhlasen zástupci NPÚ hlavního města Prahy.

Při výskytu zvětralých částí zdiva byl povrch kamene zpevněn přípravkem Porosil Z a po technologické přestávce byly případné defekty přetmeleny a tvarovány do potřebných profilů.

Obr.6 – po sanaci kamenného zábradlí – most v km 3,715.

4.2. Sanace kamenného pískovcového zábradlí

Čištění pískovcových pilířů a zídek na mostě spočívalo v očištění povrchu pilířů od tvrdé černé krusty pemrlováním, případně dočištěním pomocí pneumatických jehlic tak, aby byla sejmuta poškozená vrstva a byla minimálně narušena původní struktura materiálu. Po očištění byl kámen zpevněn a defekty byly dotmeleny umělým kamenem. V případě doplňování větších vrstev byla použita podpůrná nerezová armatura. Povrch vysprávek byl upraven na zachovalou strukturu. Nové kameny, které nahradily chybějící nebo zničené původní, byly upraveny do původního tvarosloví a souvisejících povrchových struktur. Na závěr se pískovcové části mostu napustily biocidním přípravkem a horní části hydrofobním přípravkem. Poslední úprava spočívala v patinaci povrchu a barevném sjednocení (obr. 6). Celý postup prací byl podrobně konzultován s pracovníky NPÚ.

Pro výrobu nových kamenných bloků, potřebných zejména k doplňování chybějícího kamene a k nadezdění stávajícího zábradlí o požadovanou výšku, byl použit jemnozrnný křemičitý pískovec, původ Wartowice, Polsko. Stávající materiál byl arkózový pískovec.

5. Závěr

Práce, které probíhaly pod dohledem Národního památkového ústavu hlavního města Prahy, byly velmi náročné a byly zajímavou zkušeností pro všechny účastníky výstavby, zhotovitele, projektanta i pro stavebníka.

Ing. Petr Sýkora
Metrostav a.s., divize 5
Tel.: 728 243 924
E-mail: petr.sykora@metrostav.cz

Roman Šimáček
Metrostav a.s., divize 5
Tel.: 606 634 722
E-mail: roman.simacek@metrostav.cz

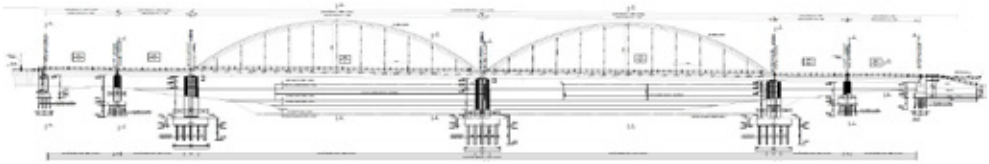
ŽSR, Modernizácia trate Púchov – Žilina pre rýchlosť do 160 km/h, I. etapa, optimalizácia SO 44.33.11 Púchov – Považská Bystrica, nový železničný most nad Nosickým kanálom

Ing. Denisa Nosková, Ing. Petr Šťasta, Ing. Jiří Nováček, Ing. Antonín Směták, Ing. Gabriela Šoukalová
FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Příspěvek se zabývá výstavbou dvoukolejného železničního mostu z pohledu zhotovitele – zejména tvorbou výrobní dokumentace, výrobou, montáží nových nosných konstrukcí a samotnou realizací mostu, který převádí přeložku železniční trati s návrhovou rychlostí 160 km/h přes koryto Nosického kanálu řeky Váh a přilehlé inundační území na trati Púchov – Považská Bystrica.

1. Popis konstrukce mostu

Přemostění Nosického kanálu délky 379,045 m je složeno ze šesti prostých polí. Střední dvě pole přemosťují Nosický kanál dvěma obloukovými mosty (Langrovy trámy), každý o délce 124,80 m. Z obou stran na Langrovy trámy navazují dvě spřažené ocelobetonové konstrukce, délka každého přemostění je 30,60 m.



Obr. 1 – podélný řez mostu.

1.1 Popis krajních polí – jde o 4 totožné konstrukce, ocelobetonové spřažené s průběžným kolejovým ložem

Nosnou konstrukci tvoří 6 kusů ocelových plnostěnných svařovaných nesymetrických nosníků proměnlivé výšky tvaru písmene I a ocelové nadpodporové příčníky. Ve čtvrtinách a v polovině rozpětí je osazeno ztužení z dvojic protisměrných úhelníků. Hlavní nosníky jsou uspořádány v osových vzdálenostech 1650 mm + 1650 mm + 2200 mm + 1650 mm + 1650 mm. Uprostřed rozpětí je výška nosníků 1400 mm, která se od 1/4 do 1/8 rozpětí zmenšuje směrem k podpěrám na výšku 1065 mm. Hlavní nosníky, příčníky a příčné výztuhy jsou celosvařované konstrukce. Ve čtvrtinách rozpětí je mezi nosníky navrženo ztužení z dvojic protisměrných rovnoramenných úhelníků, které jsou připojeny šroubovým stykem.

Konstrukce byla pro montáž rozdělena v příčném směru na tři montážní dílce, které se skládaly vždy ze dvojic hlavních nosníků. Mezi hlavními nosníky jsou ztužidla po vzdálenosti 7,65 m. Pro montážní stavy bylo přidáno ztužení hlavních nosníků v polovině vzdálenosti, tj. po 3,825 m. Spřažení ocelové konstrukce s železobetonovou deskou zajišťují spřahovací trny o průměru 25 mm a délce 200 mm.

Železobetonová deska je z betonu C35/45. Její nejmenší tloušťka je 300 mm ve čtvrtinách volné šířky žlabu pro kolejové lože v místech uložení odvodňovačů. Tloušťka desky roste směrem do středu a ke krajům žlabu ve sklonu 3 % na 371 mm. Na vnější straně desky dosahuje v místě pracovní spáry tloušťky 385 mm. Boční stěny žlabu mají tloušťku 435 mm a římsová část roste od 350 mm na volném kraji konzolové římsy až do tloušťky 400 mm při boční stěně. Horní plocha říms je vyspádována ve sklonu 3 % směrem do mostu.

Nosné konstrukce jsou na spodní stavbu uloženy prostřednictvím atypických hrncových ložisek.

1.2 Popis obloukových mostů – jde o 2 totožné ocelové trámové konstrukce s ortotropní mostovkou vyztužené obloukem (Langerův trám) s průběžným kolejovým ložem

Nosnou konstrukci, přemostění Nosického kanálu s rozpětím 2 x 124,80 m, tvoří dva plnostěnné trámy v osové vzdálenosti 12,60 m průchozího komorového průřezu s vnitřními světlými rozměry 1270 x 3000 mm. Komorové průřezy trámů mají celkovou výšku 3100 mm a jsou vyztuženy plnostěnnými průchodnými diafragmaty v místě každého příčníku. Na trámy jsou centricky napojené kružnicově zakřivené plnostěnné oblouky o teoretickém vzepětí 22,00 m. Tímto je dán poloměr zakřivení oblouku o velikosti R = 99,495 m. Oblouky jsou z komorových průřezů o světlosti 1220 x 1710 mm. Průřezy oblouků jsou vyztuženy ve čtvrtinách a v polovině vzdálenosti mezi svislicemi plnostěnnými diafragmaty s obdélníkovými průchodnými otvory o rozměru 800 x 1200 mm. Propojení oblouku a trámu, mimo koncové body, zabezpečují táhla z trubek o průměru 273 mm a tloušťce stěny 20 mm. Táhla jsou na trám i oblouk připojena přes styčníkové plechy, které jsou na trám a oblouk přivařeny tupým K svarem. Trubková táhla jsou vyplněna křemičitým pískem a rozmístěna v půdorysných vzdálenostech po 20,80 m. Mezi oblouky je ztužení tvořené příčkami z trubek o průměru 914 mm a 610 mm. Trubkové průřezy ztužidla jsou k obloukům připojeny tupými svary.

Nosná konstrukce má dolní ortotropní mostovku s průběžným kolejovým ložem. Plech mostovky vytváří žlab kolejového lože. Podélné ploché výztuhy jsou situovány v osových vzdálenostech po 420 m. Příčné výztuhy jsou po vzdálenosti 2600 mm a mají proměnný průřez tvaru obráceného T.

Trámy a mostovka každého pole přemostění jsou příčně členěné na 5 montážních dílů. V podélném směru jsou trámy a mostovka děleny na 8 montážních dílů. Oblouky jsou rozdělené na 7 montážních dílů.

Uložení hlavních nosníků je řešeno standardně, vždy na dvou ložiskách v každé ose uložení pod hlavními nosníky. Podélně pevné uložení nosné konstrukce je na výškově nižší podpěře. Příčně pevné ložisko je vždy vlevo od osy mostu pod nejbližším nosníkem.

2. Založení a spodní stavba

Obr.2 – mikropiloty pod základem opěry O1.

Obr.3 – provádění předvrtů.

Obr.4 – beranění larsen.

Obr.5 – larseny v bentonitocementové směsi.

Základy opěr O1 a O2 jsou založeny na 32 ks mikropilot délky 4,5 m v rozestupech po 1,3 m příčně a 1,5 m podélně vzhledem na rozměr základu (obr. 2). Pilíře P1 a P5 jsou založené na 40 ks mikropilot délky 4,5 m v rozestupech po 1,3 m příčně a po 1,5 m podélně vzhledem k rozměru základu.

Založení u opěr O1, O2 a pilířů P1, P5 probíhalo v otevřené stavební jámě. Pilíře P2, P3 a P4 jsou založené na 25 ks vrtaných železobetonových velkoprůměrových pilot v osových vzdálenostech 3,0 m v obou směrech. Průměr pilot je u pilířů P2 a P4 0,9 m, u pilíře P3 1,2 m. Délka pilot je u pilířů P2 a P3 8,2 m, u pilíře P4 je 6,2 m. Piloty byly prováděny z úrovně montážní plošiny s délkou hluchého vrtání cca 12,0 m.

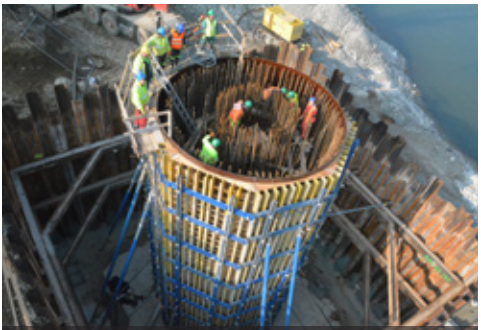
Stavební jámy půdorysného vnitřního rozměru 15,0 x 15,0 m měly hloubku cca 12,0 m. Byly zapaženy larsenami délky 16,0 m se čtyřmi úrovněmi rozpěrných rámů. Geologie neumožňovala zaberanění takto dlouhých larsen, proto byl pro každou larsenu proveden předvrt velkoprůměrovou vrtačkou vyplněný bentonitocementovou směsí, do kterého byly zaberaněny larseny (obr. 3–7). Takto hluboké založení bylo provedeno z důvodu plánovaného prohloubení Nosického kanálu pro zajištění plavební dráhy.

Spodní stavbu mostu tvoří dvě opěry O1 a O2 s přechodovými deskami a křídly K1 až K4 a pět pilířů P1 až P5. Opěry jsou železobetonové gravitační s tloušťkou dříků 4,0 m délky 12,2 m. Křídla opěr jsou vždy s jedním kolmým a jedním šikmým křídlem (obr. 8).

Železobetonové pilíře P1 a P5 mají stejný tvar, liší se jen délkou dříku a svojí výškovou polohou. Úložné prahy mají rozměr 3,00 x 14,02 m s půdorysným zaoblením s poloměrem 2,75 m, výška prahu je od 1,455 m do 2,75 m. Dřík je rozměru 6,0 x 3,0 m se zaoblením s poloměrem 3,0 m, výška dříku je 5,065 m a 6,380 m. Základ pilíře je rozměru 7,50 x 12,00 m s výškou 1,75 m (obr. 9).

Železobetonové pilíře P2, P3 a P4 mají stejný tvar, liší se jen délkou dříku a svojí výškovou polohou. Úložné prahy mají rozměr 6,0 x 16,0 m s půdorysným zaoblením s poloměrem 5,5 m, výška prahu je od 1,93 m do 4,43 m. Dřík má kruhovitý tvar průměru 6,0 m. Základ pilíře je rozměru 15,0 x 15,0 m s výškou 3,5 m (obr. 10).

Obr.6 – výkop pažené stavební jámy.



Obr.7 – výstavba dříku pilíře P2.

Obr.8 – opěra O2.

Obr.9 – pilíř P5.

Obr.10 – pilíř P4.

3. Výroba ocelové konstrukce

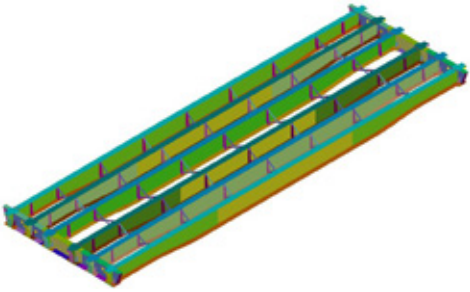
Výrobě ocelové konstrukce v mostárně předcházela tvorba výrobní dokumentace, která byla zpracována vlastními kapacitami společnosti Firesta. 2D dokumentace vycházela z 3D modelu konstrukce, který byl zpracován v programu Advance Steel (obr. 11–13). Délka zpracování VD byla cca 1 rok.

Výroba ocelové konstrukce probíhala v mostárně společnosti Firesta. Na hlavní nosné části konstrukce byly použity plechy jakosti S355N a S355J2+N s atestem kontroly 3.2, které dodávala společnost Vítkovice Steel. Konstrukce byla investorem přejímána vždy v sestavě v černém stavu (obr. 14–18).

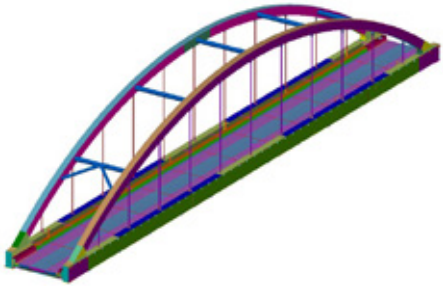
Po přejímce byl v tryskacím a lakovacím boxu aplikován kombinovaný nátěrový systém (obr. 19–20). Na vnější povrchy byl aplikován nátěrový systém Hempel (metalizace ZINACOR 850 + navazující epoxidové a polyuretanové vrstvy) v celkové tloušťce nátěrového systém 360 µm. Vrchní odstín RAL 6000 (tmavě zelená). Vzhledem ke skutečnosti, že jak oblouk, tak i trámy jsou po celé délce průchozí, jsou protikorozní ochranou opatřeny i všechny vnitřní plochy nosné ocelové konstrukce, vrchní barva v odstínu RAL 12170 – světle šedá.

Po aplikaci nátěrového systému byly dílce naloženy na transportní prostředky určené k nadměrné přepravě a konstrukce byla postupně expedována na stavbu. Velikostí jednotlivých dílců i celkovou dílenskou sestavou patřila tato zakázka k jedněm z prostorově nejnáročnějších realizovaných zakázek. Výroba konstrukce o objemu 4000 tun oceli trvala přibližně 2 roky.

Obr. 11 – model v programu Advace Steel.



Obr. 12 – krajní pole.



Obr. 13 – obloukový most.

Obr. 14 – svařenec v oblasti nad pilířem.

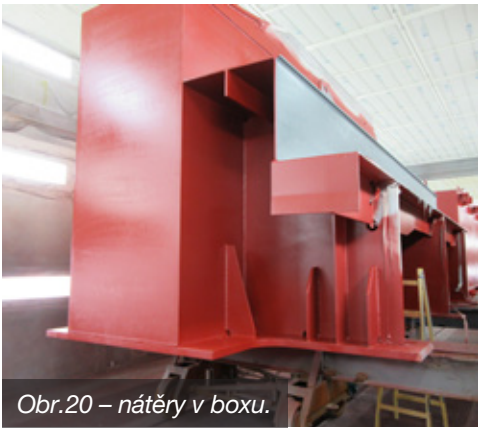
Obr. 15 – sestavování trámů.

Obr. 16 – zárodek oblouku.

Obr. 17 – dílenská sestava včetně zárodků oblouku.

Obr. 18 – dílenská sestava pohled shora.

Obr.19 – aplikace nátěrů.



Obr.20 – nátěry v boxu.

4. Montáž

4.1 Krajní pole

Při montáži byly jednotlivé dvojice I nosníků osazeny na provizorní podložení pod opěrovým příčníkem na opěry nebo pilíře v závislosti na tom, o které nosníky předpolí se jednalo. Po svaření opěrových příčníků byla provedena kontrola montážních svarů ultrazvukem. Dále byla provedena betonáž spřažené monolitické železobetonové desky. Až po betonáži bylo provedeno zaměření klínových desek vkládaných mezi dolní pásnici ocelových nosníků a ložisko. Po obrobení klínových desek a připojení šrouby s ložiskem na dolní pásnice ocelových nosníků bylo provedeno podlití ložisek.

Obr. 21 – krajní pole.

Obr. 22 – krajní pole pohled shora.

4.2 Obloukový most

Obě konstrukce byly montovány blokově jeřábem na podporách PIŽMO. Nejprve proběhla úprava koryta řeky, tak aby byl zajištěn přístup k jedné konstrukci, a po dokončení první konstrukce byla berma z řeky transportována na druhý břeh a vytvořena berma pro montáž druhé konstrukce. Montáž sestávala z návozů jednotlivých dílů ocelové konstrukce, kdy krajní trámy byly osazovány na podpěrné konstrukce z PIŽMA přímo do otvoru mostu a jednotlivé díly mostovky byly osazovány na montážní rošt, kde bylo provedeno svaření jednotlivých dílů mostovky v jeden celek. Mostovky s krajními trámy byly uloženy celkem na sedmi PIŽMO věžích. Po svaření všech osmi částí mostovky bylo postaveno 5 věží z PIŽMA na mostovce pro ukládání jednotlivých dílů oblouků. Dále bylo postaveno lešení z PERI mezi jednotlivými věžemi (obr. 23). Oblouky byly montovány vždy po dvou kusech z levé i pravé strany od zárodků oblouků na krajních trámech. Po svaření těchto částí oblouků a osazení přilehlých ztužení oblouků byly osazovány zbylé tři díly, z nichž jako poslední byly usazovány středové díly oblouků a přilehlých prvků ztužení (obr. 24). Po svaření dílů bylo provedeno uvolnění oblouků v místě uložení na jednotlivých PIŽMO věžích. V následujícím postupu byla osazena táhla, která propojují oblouky a krajní trámy. Po svaření táhel byly táhla vyplněna křemičitým pískem. Následně byla provedena aktivace táhel uvolněním podložení na hlavách PIŽMO věží pod krajními táhly.

Obr. 23 – pižmo věže a lešení.

Obr. 24 – osazení středového dílu oblouku.

5. Závěr

Obr. 25 – přemostění Nosického kanálu.

V současné době je konstrukce kompletně svařená a natřená, připravená na pokládku železničního svršku. Nová mostní konstrukce přispěje svým dílem ke zvýšení rychlosti na nové přeložce železniční trati a současně se stane i dalším výrazným krajinným prvkem v tomto regionu. Jde o mimořádnou konstrukci dvojkolejného mostu s největším rozpětím na území ČR a SR. Železniční most bude zprovozněn postupně, kolej č. 1 v prosinci 2019 a kolej č. 2 v září 2020.

Investor: Železnice Slovenskej republiky

Projektant OK: Žilinská univerzita, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov

Ing. Petr Šťasta
Ing. Jiří Nováček
Ing. Antonín Směták
Ing. Denisa Nosková
Ing. Gabriela Šoukalová
FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.
Tel.: +420 543 532 231
E-mail: stasta@firesta.cz
novacek@firesta.cz
smetak@firesta.cz
noskova@firesta.cz
soukalova@firesta.cz

Možnosti čištění historických ocelových mostů od korozních zplodin pro provedení PKO

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Fakulta stavební ČVUT v Praze
Ing. Jan Kudláček, Ph.D., Ing. Michal Zoubek, Ing. Jakub Svoboda, Fakulta strojní ČVUT v Praze
Ing. Petr Pokorný, Ph.D. , Kloknerův ústav ČVUT v Praze

1. Úvod

Předmětem příspěvku je prezentovat výsledky pokusu s použitím různých metod čištění úzkých štěrbin na ocelové konstrukci za účelem přípravy povrchu pro provedení PKO.

2. Cíle projektu

Hlavním cílem výše uvedené akce, provedené na základě objednávky SŽDC, s. o., bylo ověření, zda je možné očistit povrch jednotlivých profilů v míře potřebné pro aplikaci ochranných (v tomto případě konzervačních) nátěrových systémů. Dále pak odhadnutí celkových nákladů na předúpravu povrchu před aplikací protikorozní ochrany.

V experimentálním programu očištění (otryskání povrchu) byly vybrány koncepce obvyklé pro předúpravu ocelových povrchů pro aplikaci ochranných nátěrů – tj. otryskání s užitím písku („pískování“) nebo s užitím ocelové drti jako abraziva. Experimentální program počítal s aplikací vysokotlakého vodního paprsku s užitím radiální (rotační) a přímé (demoliční) trysky vedení vodního proudu.

Akce byla provedena v týmu Fakulty stavební, Fakulty strojní a Kloknerova ústavu ČVUT v Praze.

Tryskání se zaměřilo na tyto detaily:

- průchozí štěrbina v diagonále příhradové NK,

- neprůchozí štěrbina v diagonále příhradové NK,

- neprůchozí štěrbina uvnitř diagonály s těžkým přístupem,

- štěrbina nad stojinou dolního pasu v místě svislice/diagonály.

3. Výsledky metod čištění

3.1. Čištění vodním paprskem

Pro zkoušku bylo použito tryskání vodním paprskem o tlaku až 2500 bar strojem Falch. Při tryskání se využívají demoliční trysky, které mají na výstupu pouze jednu trysku s různými průměry. Dále se používají rotující trysky, které mají na svém výstupu obvykle tři až šest nakloněných trysek. Hodnocení stupně přípravy ocelových povrchů definuje ČSN EN ISO 8501-4:2006.

Dle fotografií je patrné, že při použití dané metody docházelo k lehkému očištění ploch a štěrbiny od starých nátěrových systémů a neulpělých korozních produktů. Při použití rotační trysky bylo docíleno průchodu celé štěrbiny, avšak nebyl odstraněn základní suříkový nátěr. Povrch lze klasifikovat jako Wa 1.

Obr. 1 – vlevo: ukázka rotační trysky pro tryskání vodním paprskem, vpravo: ukázka demoliční trysky s vodním paprskem o síle až 2500 bar.

Obr. 2 – zkušební místo č. 1 – před tryskáním a po něm, neprůchozí štěrbina.

Při použití demoliční trysky docházelo k výraznějšímu otryskání stěn ocelových pásnic uvnitř štěrbiny než v předchozím případě, tedy při použití rotační trysky. K výraznější účinnosti pomohla nejenom použitá demoliční tryska, ale i změna poloh samotného tryskání. Použitím demoliční trysky lze v případě úzkých štěrbin lépe orientovat vodní paprsek vůči tryskané ploše. Tímto je docíleno zvýšení intenzity procesu a lze dosáhnout vyššího stupně čistoty v kratším čase. Opět jako u předchozích zkušebních míst je kvalita předúpravy povrchu závislá na vzdálenosti a orientaci předupravované plochy od ústí trysky, a tedy stupeň předúpravy povrchu jednotlivých ploch je od Wa 2,5 po Wa 1.

Z úvodní části experimentálního programu (tj. ověřování účinnosti vysokotlakého vodního paprsku) je rovněž zřejmé, že vysokotlaký vodní paprsek není schopen vytvořit na očištěném povrchu dostatečný kotvící profil. Proto byla očištěná místa podrobena otryskání s abrazivem na pískové bázi.

Obr. 3 – zkušební místo č. 3 – před tryskáním a po něm, videoskopický snímek.

3.2. Čištění hrubozrnným pískem

Pro tryskání byl použit křemičitý písek o velikosti zrna 0,8 až 1,2 mm, tento tryskací prostředek se používá do tlaku 0,3 MPa. Před aplikací nátěrového systému by mělo být dosaženo stupně čistoty minimálně P Sa 2,5 dle ČSN EN ISO 8501-2.

Jako zkušební místo č. 7 byla vybrána těžce dostupná štěrbina na diagonále ocelových prvků konstrukce. Bylo provedeno tryskání pouze pomocí křemičitého písku.

V případě tryskání těžce dostupných štěrbin jsou z fotografií po provedené předúpravě patrná nedotryskaná místa. Dosažení kvalitní předúpravy, očištění a drsnosti povrchu před aplikací nátěrových systémů je velice obtížné v těžce dostupných štěrbinách.

Pro zkušební místo č. 4 byla zvolena kombinace tryskání pomocí vodního paprsku a křemičitého písku. Jako zkušební místo č. 4 bylo zvolené stejné místo jako v případě zkušebního místa č. 3. Po aplikaci tryskání pomocí vodního paprsku následovalo tryskání křemičitým pískem.

Při kombinaci tryskání pomocí vodního paprsku a křemičitého písku bylo dosaženo přijatelných výsledků z hlediska čistoty povrchu dle ČSN EN ISO 8501-1 a drsnosti, která je základním předpokladem pro přilnavost nátěrových systémů. V tomto případě slouží vodní paprsek k odstranění hrubých nečistot, korozních produktů a starých nátěrů z povrchu ocelových pásnic uvnitř štěrbin. Následné tryskání pomocí křemičitého písku zaručuje přijatelnou čistotu a kotvící profil pro aplikaci nátěrové hmoty. Z přiložených snímků je patrné, že lze dosáhnout stupně čistoty dle ČSN EN ISO 8501-1 a 8501-2 Sa 2,5 až Sa 3.

3.3. Čištění ocelovým abrazivem

Princip této technologie tryskání pomocí ocelového abraziva je totožný jako v případě tryskání pomocí křemičitého písku. V tomto případě je otryskání povrchu dosaženo při použití ocelového abraziva o velikosti částic 0,8 až 1,6 mm. Toto abrazivo zaručuje při správném použití odpovídající kotvící profil a čistotu povrchu (minimálně Sa 2,5 dle ČSN ISO 8501-1)

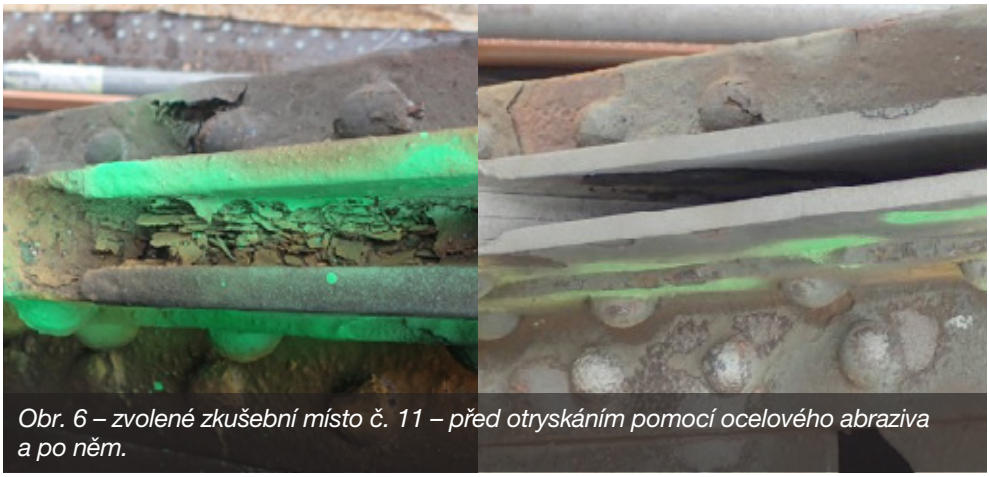
Obr. 4 – zvolené zkušební místo č. 7 – po tryskání pomocí křemičitého písku, vzadu patrná nedočištěná místa.

Obr. 5 – zvolené zkušební místo č. 4 – před otryskáním pomocí křemičitého písku a vodního paprsku a po něm.

pro následnou aplikaci nátěrových systémů. Výhoda kovového abraziva oproti křemennému písku spočívá především v možnosti jeho vícenásobného použití a ve vyšší hmotnosti, tedy i možnosti dosažení vyšší kinetické energie, a tím zvýšení účinnosti tryskacího procesu a dosažení větší drsnosti kotvícího profilu.

Jako zkušební místo č. 11 bylo vybráno místo na diagonále ocelových prvků. Jednalo se o poměrně širokou a dobře dostupnou štěrbinu. Byla vybrána průchozí štěrbina.

Vzhledem k dostupnosti štěrbiny zkušebního místa č. 11 bylo dosaženo kompletního zprůchodnění štěrbiny. Boky a stěny ocelových prvků byly dostatečně předupraveny pro aplikaci nátěrových systémů. Na některých místech byly nalezeny drobné nedostatky ve formě stínů a zbytků oxidických vrstev, které by musely být před aplikací NS znovu otryskány. Převážnou většinu ploch však lze klasifikovat stupněm předúpravy P Sa 2,5 až P Sa 3 dle ČSN EN ISO 8501-2.



Obr. 6 – zvolené zkušební místo č. 11 – před otryskáním pomocí ocelového abraziva a po něm.

3.4. Mechanické čištění

Pro mechanickou předúpravu štěrbin byly použity tyto metody:

- Předúprava pomocí vhodných vrtáků do kovu. Upnutí pomocí systému SDS-Plus. Použití vrtacího kladiva Makita HR140DWYE1 Aku, 12 V, 1,5 Ah, 1 J.
- Protažení štěrbin a odstranění neulpělé oxidické vrstvy a starých nátěrových systémů pomocí pily Milwaukee M18 BSX-402C Heavy Duty šavlová pila.
- Řezání korozních produktů pomocí řezného kotouče Makita GA9020.

Cílem těchto metod bylo zajištění odpovídajícího vyčištění, popř. předčištění jednotlivých štěrbin, a tedy zaručení možnosti mechanicky provést předúpravu těchto těžko dostupných míst. Výsledky těchto metod byly omezené a zdaleka nedosahovaly výsledků čištění vodním paprskem.

4. Drsnost povrchu

Drsnost povrchu byla měřena pomocí ručního drsnoměru Mitutoyo SJ-201P. Pro měření drsnosti byl použit digitální drsnoměr Mitutoyo SJ – 201P. Toto měření bylo provedeno pro zajištění vhodného kotvícího profilu pro následné aplikace nátěrových hmot. Pro každou metodu tryskání bylo zvoleno kontrolní místo, kde bylo provedeno samotné měření drsnosti pomocí drsnoměru Mitutoyo SJ-201P.

Tabulka 1 – sledované veličiny drsnosti povrchu pro vybrané metody tryskání

	Metody tryskáni a použité abrazivo		
Sledované veličiny	**Vodní paprsek**	**Křemičitý písek**	**Ocelové abrazivo**
λc	0,8	2,5	2,5
Ra [μm]	8,579	14,467	30,176
Rq [μm]	10,690	18,118	24,391
Rz [μm]	47,353	90,140	141,58

Kde parametry drsnosti jsou:

- Ra [μm] – průměrná aritmetická úchylka hodnoceného povrchu
- Ry [μm] – největší výška profilu (dle JIS B 0031 a JIS B 0601 (1994))
- Rz [μm] – výška nerovností profilu z deseti bodů (ČSN 01 4450 (1980), ČSN ISO 4287 - 1 1984))
- Rq [μm] – průměrná kvadratická úchylka posuzovaného profilu (ČSN EN ISO 4287 (1999)) [15]

Z hlediska optimálního kotvícího profilu pro následnou aplikaci nátěrových systémů bylo dosaženo nejvyšší drsnosti v případě použití ocelového abraziva, dále křemičitého písku a následně vodního paprsku.

5. Závěr

Z provedených experimentálních postupů předúprav povrchu a štěrbin ocelové konstrukce bylo zjištěno několik závěrů:

1. Předúprava vodním paprskem je vhodná pro odstranění delaminovaných nátěrových systémů a nesoudržných korozních produktů. V případě tryskání pomocí vodního paprsku je nutné střídat jednotlivé polohy a úhly tryskání pro dokonalé odstranění výše zmíněných nečistot ve štěrbinách. Velkou výhodou této metody je časová nenáročnost celého procesu předúpravy oproti jiným, běžně používaným předúpravám. Samotná předúprava pomocí vysokotlakého vodního paprsku v oblasti štěrbin však nezaručuje kompletní odstranění předchozí protikorozní ochrany ve formě nátěrových systémů s dobrou adhezí v těchto štěrbinách. Dále tato předúprava není vhodná pro silnou degradaci povrchu materiálů z toho důvodu, že nebude dodržena odpovídající čistota povrchu před aplikací nátěrových systémů dle ČSN ISO 8501-1, tedy alespoň Sa 2,5. Dále bylo zjištěno, že tato metoda předúpravy neposkytuje dostatečnou drsnost povrchu pro následnou aplikaci nátěrových systémů. Jako účinnější se jevilo použití demoliční trysky při maximálním tlaku (2500 bar), díky které bylo v některých částech štěrbin provedeno otryskání až na základní materiál ocelové konstrukce. Rotační tryska je podstatně méně účinná. Dalším omezením je nutnost 100% záchytu odpadní vody z důvodu zachycení nebezpečných látek obsažených v původních nátěrech.

2. Při použití mechanických předúprav, tedy lehkého tryskání křemičitým pískem a tryskání pomocí kovového abraziva, bylo dosaženo v mnoha případech příznivého stavu povrchu. V některých zkušebních místech bylo dosaženo odpovídající čistoty a drsnosti povrchu pro aplikaci nátěrového systému. Odpovídající kvality předúpravy štěrbin bylo dosaženo zejména u těch s menší hloubkou, neboť v případě hlubokých štěrbin docházelo k výraznému rozptylu abraziva o stěny ocelových prvků konstrukce.

3. Mechanická předúprava pomocí ručních elektrických nástrojů by byla vhodná jen v případě menší velikosti a složitosti konstrukce, zejména k odstranění delaminovaných nátěrových systémů a korozních produktů. Pro následnou aplikaci nátěrových systémů by bylo zapotřebí použít další strojní předúpravy povrchu, zejména k odstranění zbylých korozních produktů, ulpělých nátěrových hmot atd.

4. Jako nejvýhodnější současná předúprava štěrbin a povrchu ocelové konstrukce se jeví kombinace tryskání pomocí vysokotlakého vodního paprsku a následné předúpravy tryskáním křemičitým pískem či ocelovou drtí. V případě použití těchto metod předúprav by bylo nutné zajistit kompletní zakrytí spodní části konstrukce únosné i pro jímání tryskací vody se zpětnou filtrací v důsledku padajícího abraziva, korozních produktů a zbytků nátěrových hmot do případného vodního toku či na terén.

Obecně závěrem doporučujeme při přípravě projektové dokumentace historických ocelových mostů vždy uvážit dle členitosti konstrukce aplikaci tryskání jak vodním paprskem, tak pískem a uvedení těchto metod v soupise prací.

Dalším úkolem řešeným v projektu NAKI je zajištění požadované protikorozní ochrany očištěných ploch, neboť je velice obtížné aplikovat rovnoměrnou vrstvu nátěrové hmoty do úzkých štěrbin a tím docílit požadované bariérové ochrany. Tato problematika je řešena vývojem nového typy trysek.

Poděkování:

Příspěvek byl vypracován v rámci řešení projektu DG18P02OVV033 Metody pro zajištění udržitelnosti ocelových mostních konstrukcí industriálního kulturního dědictví podporovaného Ministerstvem kultury ČR.

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

Rekonstrukce mostu v km 35,579 trati Plzeň – Žatec

Ing. Libor Marek, Ing. Tomáš Vejběra
TOP CON SERVIS s. r. o.

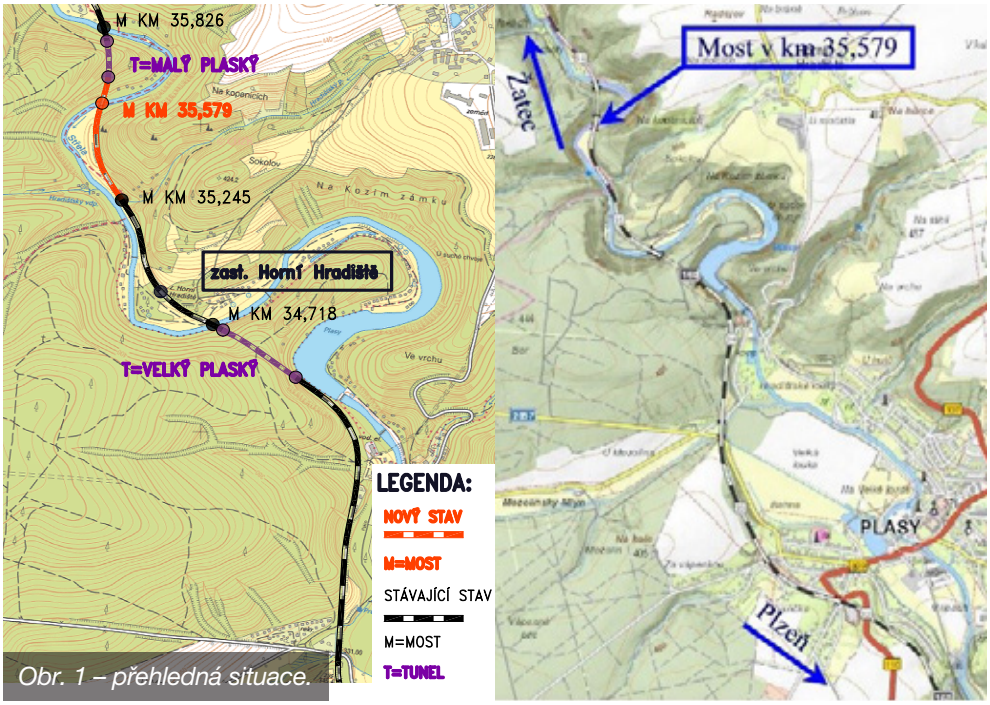
V roce 2019 proběhla rekonstrukce železničního mostu v km 35,579 trati Plzeň – Žatec přes trvalý vodní tok řeku Střelu. Cílem rekonstrukce bylo odstranění špatného stavebně-technického stavu mostu a přilehlého úseku železničního svršku, který měl za následek omezení traťové rychlosti i přechodnosti v tomto úseku trati. Odstraněním TOR na mostě došlo ke zkrácení časů dopravy mezi stanicemi a díky nové mostní konstrukci s průběžným kolejovým ložem bylo dosaženo zlepšení kultury cestování a zvýšení bezpečnosti vlakové dopravy na železniční dopravní cestě.

1. Územní podmínky

Trať 719 Plzeň – Žatec (v jízdních řádech označovaná 160) je součástí celostátní dráhy. Byla vybudována v letech 1871–1872 a určena byla především dopravě hnědého uhlí ze severočeské pánve do Plzně. Pro osobní dopravu byla oficiálně otevřena až 1. května 1873. V současné době není zařazena do evropského železničního systému, ale představuje důležitou dopravní tepnu pro osobní a nákladní dopravu mezi oběma městy.

V úseku Plzeň – Blatno u Jesenice prochází členitým terénem, který si vyžádal stavbu několika mostů a dvou tunelů v údolí řeky Střely. Trať je vedena na násypech a zářezech na dně hluboké kotliny, obklopené příkrými stráněmi.

Železniční most v km 35,579 převádí jednokolejnou neelektrifikovanou trať přes vodní tok v blízkosti jižního portálu železničního tunelu s názvem „Malý plaský tunel“, protínajícího ostroh, kolem kterého řeka meandruje. Území okolo mostu je značně členité a nepřístupné.



Obr. 1 – přehledná situace.

2. Stav mostu před rekonstrukcí

Původní ocelová konstrukce byla postavena v roce 1872. Hlavní nosnou konstrukci tvoří dva prosté příhradové nýtované přímopásové nosníky o rozpětí 39,2 m svislicové uzavřeně uspořádané soustavy s dolní prvkovou mostovkou. Osová vzdálenost hl. nosníků je 4,8 m. Konstrukce dále sestává z příčného ztužení podélníků, podélného horního ztužení podélníků, podélného dolního ztužení hlavních nosníků a svislého a vodorovného příčného ztužení hlavních nosníků tvořících příčné rámy uzavřeně uspořádané soustavy. Ocelová konstrukce je na spodní stavbu uložena přes ocelolitinová ložiska. Spodní stavba je masivní z kamenného zdiva (porfyrická žula s betonovým pojivem) a je tvořena dvěma krajními opěrami s rovnoběžnými křídly. Plošné základy jsou tvořeny betonem s kameny fylitu.

Obr. 2 – celkový pohled na levou stranu mostu.

3. Stavebně-technický stav mostu

Nosná konstrukce byla jak stářím, tak stavebním stavem za hranicí své životnosti, její orezivění a opotřebení bylo tak vysoké, že její únosnost a přechodnost nedosahovala požadované přechodnosti vlakové třídy C3/50. Na mostě bylo rovněž nevyhovující prostorové šířkové uspořádání. Z důvodu špatného stavebně-technického stavu mostu byla traťová rychlost na mostě snížena na 30 km/h (TOR). Závady byly především v podobě velkých korozivních úbytků všech prvků nosných částí a nýtů a utržených styčníkových plechů podélníků.

Obr. 3 – původní stav – pohled od O1.

Obr. 4 – původní stav – pohled NK.

4. Nový stav – návrh

4.1 Spodní stavba

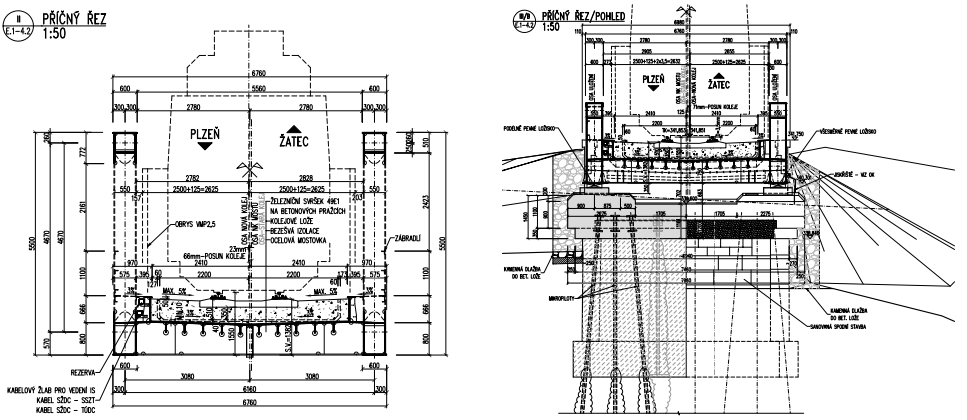
Opěry mostu byly pro zvýšené zatížení od mostu s průběžným kolejovým ložem a proměnné zatížení od dopravy posíleny svislými mikropilotami. Na opěrách byly odbourány úložné prahy včetně závěrných zídek. Na jejich místě byly vybudovány nové úložné ŽB prahy, které jsou přizpůsobeny novému tvaru a zatížení nosných konstrukcí. Na základě výsledků tlakových vodních zkoušek byly opěry hloubkově zpevněny injektáží na cementové bázi. Kamenné zdivo opěr bylo celoplošně otryskáno a hloubkově přespárováno.

4.2 Nosná konstrukce

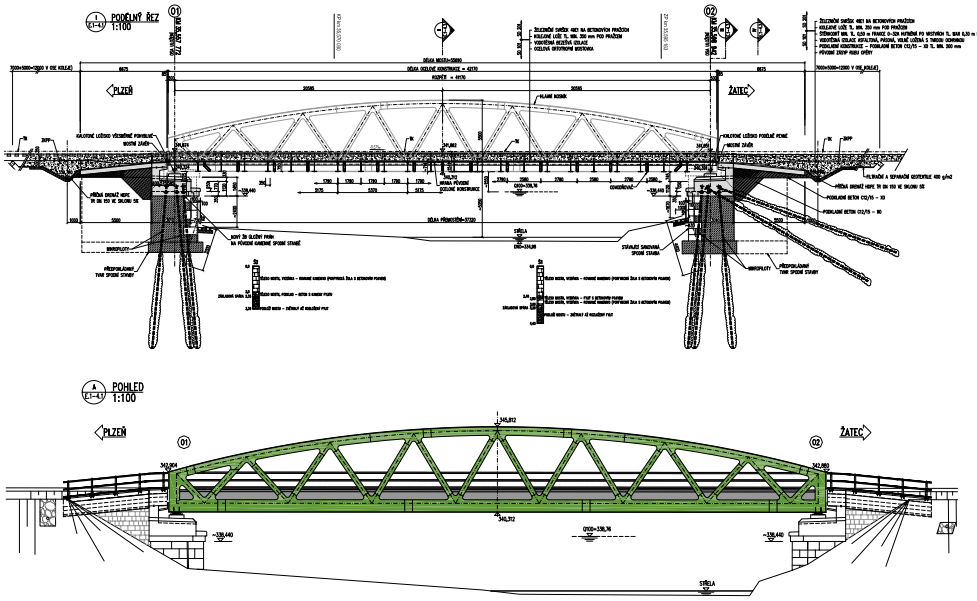
Nosná konstrukce je navržena jako celosvařovaná ocelová příhradová konstrukce s dolní ortotropní mostovkou. Příhradový křivopásý bezsvislicový nosník o výšce ve středu rozpětí h = 5,50 m má vedeny diagonály pod úhlem cca 60,0°. Dolní a horní pás hlavního nosníku je tvořen uzavřeným svařovaným průřezem. Vzdálenost hlavních nosníků byla navržena 6,16 m. Mostovku představuje ocelový žlab kolejového lože, navržený jako ortotropní

konstrukce s příčníky a s podélnými výztuhami. Podélné výztuhy jsou vedeny v osové vzdálenosti 460 mm, příčné výztuhy sledují pravidelný modul 1,790 m. Hlavní nosníky a mostovka fungují jako tuhé příčné polorámy, které zajišťují stabilitu konstrukce proti příčným silám.

Nosná konstrukce byla navržena z oceli řady S355 N (NL). Hmotnost NOK 179,5 t (4,26 t/bm).



Obr. 5 – most v km 35,579 – nový stav – příčný řez.



Obr. 6 – most v km 35,579 – nový stav – podélný řez, pohled.

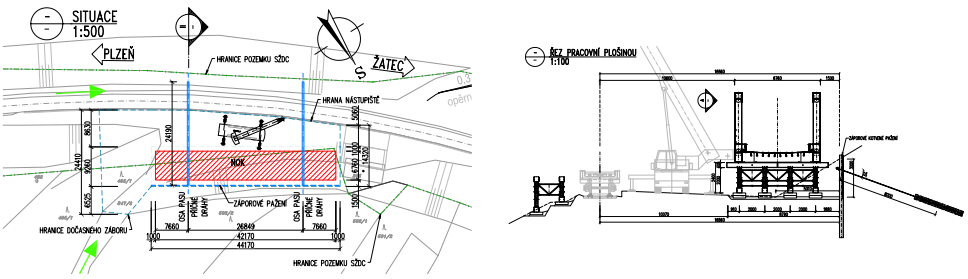
5. Technologie provádění rekonstrukce mostu – předpoklad projektu

Mostní objekt je v úseku trati, která vede v hlubokém údolí sevřeném vysokými svahy. Přístup po trati od jihu ve směru od Plzně (Plas) je omezen Velkým plaským tunelem a dvojicí mostních objektů, od severu ve směru od Žatce (Mladotic) pak Malým plaským tunelem.

Přístup stavebních mechanismů po nekolejových komunikacích není možný. Vzhledem k velmi komplikovaným územním podmínkám, a tím i problematickým přístupům k mostu byla navržena následující technologie montáže.

Nová nosná konstrukce (NOK) bude rozdělena na montážní dílce, které budou provedeny v mostárně a dopraveny pomocí kolejové dopravy k místu vybudované montážní plošiny vpravo trati v prostoru zastávky Horní Hradiště na pozemku SŽDC a pozemku vlastníka města Plasy, který poskytl tento prostor pro zařízení staveniště.

Jednotlivé dílce budou seskládány na podpůrnou konstrukci, tvořenou prvky PIŽMO, která umožní příčný přesun NOK na plošinové vozy s oplenovými jednotkami vybavené příčnými ocelovými nosníky zohledňující uložení NOK v předepsané poloze.



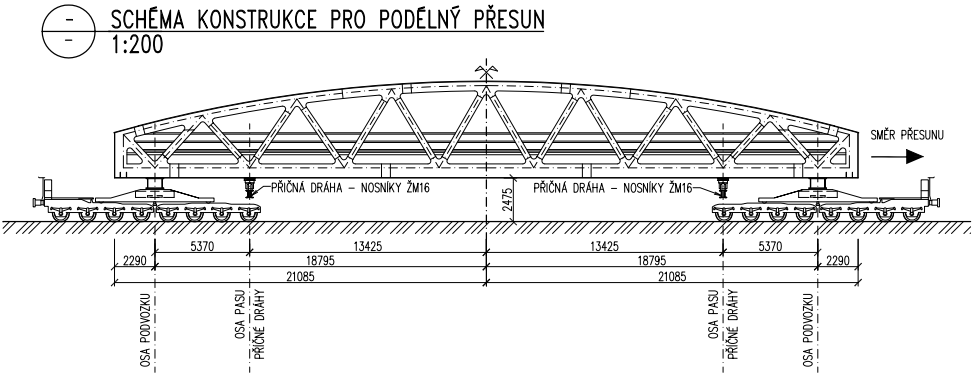
Obr. 7 – Zařízení staveniště půdorys, řez – projekt.

Stávající ocelová konstrukce (SOK) měla být provizorně podepřena pomocí inventárních prvků, např. dílců PIŽMO, a následně mělo dojít k částečnému rozebrání SOK (odstranění horních pasů a částí diagonál a svislic). Pro přesun NOK k mostnímu otvoru uvažoval projekt využití podvozků šestnáctinápravového hlubinového vozu, max. hmotnost na nápravu 20 000 kg, nejmenší průjezdný poloměr oblouku R = 75 m.

Tato souprava se měla dopravit rychlostí 5 km/h na určené místo k podpůrným věžím u opěr mostu. Pomocí příčné dráhy mělo být celé mostní pole odsunuto do prostoru vedle SOK. Uvolněné plošinové vozy měly být odvezeny mimo SOK. Dále mělo následovat rozpálení SOK a postupné nakládání na připravené nákladní železniční vozy.

Předpokládaná doba výstavby při dlouhodobé výluce na žel. trati byla stanovena na 45 dní.

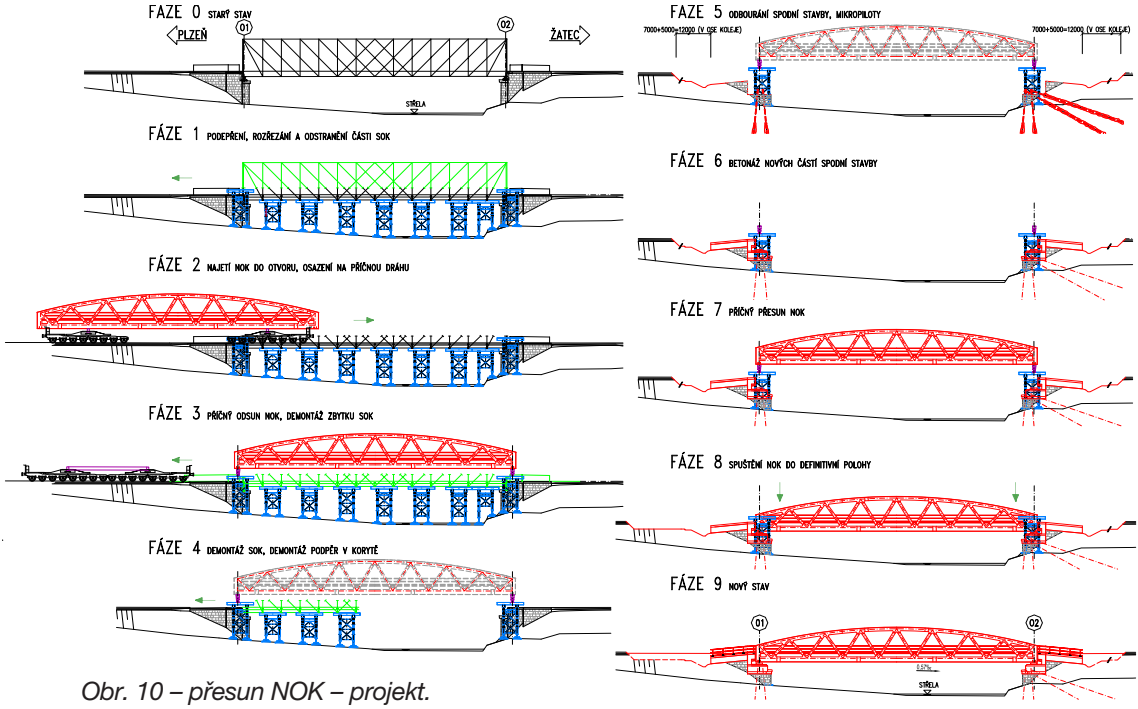
Obr. 8 – zařízení staveniště - montážní plošina – realizace.



Obr. 9 – přesun NOK – projekt.

Obr. 10 – přesun NOK – realizace.

Zhotovitel mostu zvolil zčásti odlišný způsob demontáže a montáže mostu, než byl v zadávací dokumentaci stavby. Ve svém návrhu čerpal ze svých zkušeností se snahou zohlednit stísněné podmínky prostoru staveniště a uzpůsobit své možnosti vzhledem k velice obtížnému zásobování a provádění celé stavby s cílem dokončení díla v požadovaném termínu. Postup prací ovlivnil i zvýšený rozsah rekonstrukce žel. svršku, který výrazně limitoval a omezoval práce na mostě, neboť rekonstruovaný úsek byl jedinou přístupovou cestou na staveniště.



Obr. 10 – přesun NOK – projekt.

Obr. 11 – pohled na levou stranu mostu – nový stav - zatěžovací zkouška – 2 jeřáby EDK 750.

Obr. 12 – nový stav – pohled od O2 – nájezd EDK 750.

6. Závěr

Stavba byla financována za podpory SFDI. Navržený rozsah výluky v trvání 45 dní souvisel zejména s nezbytným časem na rekonstrukci tohoto mostu, ale vzhledemk tomu, že se v této výluce rekonstruovala i významná část železničního svršku, jednalo se o náročnou koordinaci jednotlivých stavebních postupů, protože přístup k mostu přes řeku Střelu byl komplikovaný a rozsah montáže a demontáže ocelových konstrukcí byl svým způsobem a rozsahem v našich podmínkách ojedinělý. Stará dožilá konstrukce byla nahrazena novou, se štěrkovým ložem a bezstykovou kolejí, s požadovanou nosností, životností, prostorovou průchodností a traťovou rychlostí. Účinnost nové konstrukce byla ověřena statickou zatěžovací zkouškou, která byla provedena 2 jeřáby EDK 750.

Hlavními účastníky rekonstrukce mosty byli:

Investor: SŽDC, s. o., Stavební správa západ
Správce: SŽDC, s. o., Oblastní ředitelství Plzeň
Projekt stavby: TOP CON SERVIS s. r. o.
Zhotovitel stavby: Společnost ve sdružení STRABAG Rail a.s., Chládek a Tintěra, Pardubice a. s.

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

Ing. Tomáš Vejběra
TOP CON SERVIS s. r. o.
E-mail: vejbera@topcon.cz

Rekonstrukce mostu v km 35,579 trati Plzeň – Žatec „Plasy“

Bořivoj Leszko, STRABAG Rail a.s.

1. Úvod

Stavba se nachází v Plzeňském kraji, na trati Plzeň – Žatec, mezi zastávkami Horní Hradiště a Mladotice a navíc mezi dvěma tunely. Stávající most o jednom poli převádí železniční trať přes vodní tok Střela. Cílem rekonstrukce mostu bylo především nahrazení stávající nýtované ocelové konstrukce novou ocelovou příhradovou bezsvislicovou konstrukcí s průběžným kolejovým ložem. Kamenná spodní stavba byla zesílena. Součástí rekonstrukce byla i úprava železničního svršku a přeložky kabelů vedených na trati v blízkém okolí mostu.

Obr. 1 – pohled na stávající most.

2. Rozdělení plnění zakázky

Zakázka, jejímž investorem je Správa železniční dopravní cesty, s.o., stavební správa západ, byla vysoutěžena za cca 44 mil. Kč a získala ji „Společnost Rekonstrukce mostu Plzeň – Žatec, STRABAG Rail – Chládek a Tintěra Pardubice“. Projektantem stavby je společnost TOP CON SERVIS, s. r. o.

Práce ve sdružení jsou rozděleny tak, že Chládek a Tintěra Pardubice vyrábí NOK včetně sestavení, svaření a provedení PKO. STRABAG Rail jako vedoucí účastník společnosti provádí všechny ostatní práce, jako např.:

- demontáž stávajícího mostu,
- mikropilotové založení nového mostu,
- práce na spodní stavbě – bourání, nové úložné prahy, závěrné zdi a římsy, injektáže a spárování, izolace,
- montáž nového mostu včetně provedení vyrovnávek a dočasných konstrukcí,
- provádí práce na přeložkách IS,
- práce na železničním svršku.

3. Předvýlukové práce

3.1. Předvýrobní příprava

V prosinci 2018 byl objednán hutní materiál pro NOK, na konci ledna 2019 proběhlo předání a převzetí staveniště a od února do konce dubna byla prováděna výroba NOK v závodě CHT Pardubice v Záboří nad Labem včetně PKO některých dílů. Délka výluky byla stanovena na 60N a to je na takto náročnou stavbu opravdu dost málo, a navíc si to vyžaduje opravdu obrovské nasazení všech dodavatelů a důkladnou detailní koordinaci jednotlivých procesů stavby.

Obr. 2 – pohled na SOK ve směru Horní Hradiště.

Původní návrh projektanta uvažoval s využitím stávající konstrukce (částečně odřezané) pro najetí s NOK, následně provedením příčného odsunu NOK, demontáže zbytku SOK, demontáže podpěr v korytě a pak teprve s odbouráním spodní stavby, mikropiloty, zhotovením nových částí spodní stavby a následně příčným přesunem a uložením NOK.

V rámci předvýrobní přípravy jsme tento postup pozměnili tak, že již pátý den měla být stará konstrukce odvezena a otvor uvolněn pro další práce.

Jako každá jiná stavba i tato stavba si vyžádala spoustu přípravných prací ještě před zahájením nepřetržité výluky (od 1. 7. 2019). Tyto práce zahrnovaly zejména:

- Výrobu NOK v mostárně (toto probíhalo nezávisle na stavbě od ledna do začátku května 2019)

- Přípravné práce na staveništi:
  — *zřízení zařízení staveniště*
  — *úprava jediné přístupové cesty z obce k zastávce*
  — *úprava montážní plochy, včetně vybudování betonových patek pro uložení roštových nosníků, na kterých se NOK sestavovala*
  — *NOK byla navezena v osmi transportních kusech o cca 28 tunách*
  — *následně byla NOK sestavována, svařována a byla provedena PKO*

3.2. Stavba provizorní příhradové mostní konstrukce

Další velmi důležité přípravné práce spočívaly ve výstavbě provizorní příhradové mostní konstrukce z KTM nosníků. Nejprve byl do zastávky Horní Hradiště dopraven materiál. Následně byly materiál, jeřáb a díly dočasných konstrukcí dopraveny do mostního otvoru po železnici ze stanice Horní Hradiště v rámci nočních vlakových pauz. Před samotnou

Obr. 3 – zvednutá SOK pomocí hydraulických nohou.

Obr. 4 – najetí vozů UAAI 10 pod SOK na provizorní konstrukci.

stavbou provizorního mostu byl pod stávajícím mostem upraven terén a byly provedeny vyrovnávky pro posuvné dráhy a pro založení provizorního mostu. Následně byla dočasná konstrukce montována v otvoru pomocí jeřábu o nosnosti 50 tun. Nejprve byly na předem připravené vyrovnávky ze silničních panelů u opěr a uprostřed otvoru uloženy zásuvné dráhy z HEB400 a roštů PIŽMO. Po jejich vyrovnání následovala montáž věží PIŽMO, které byly ukládány na rolny a po dokončení zasunuty pod stávající NK mostu. Tímto krokem se uvolnil montážní prostor pro montáž příhrady KMT. Příhrada KMT byla smontována o délce 36 m. Jako hlavní ztužení byly použity profily 2x UPN120 ve spojení s vřetenem DOKA T7 200/250. Horizontální ztužení tvořily kříže z tyčí M24 umístěné na spodní pásnici horního pasu HEB300. Následovala montáž kolejového svršku, kdy na mostnice ze spodní strany byly našroubovány vymezující lišty z tvrdého dřeva a následně byly uloženy na horní pásnici příhrady jeřábem. Následně se provedla montáž kolejnic na mostnice. Po dokončení montáže kolejového svršku byly na příhradu z boku připojeny hydraulické nohy, na kterých byla příhrada vyzvednuta do výšky mírně vyšší (+10 cm), než byla výška věží na drahách, a byly pod ni podsunuty připravené věže PIŽMO. Následně byla příhrada na věže uložena spuštěním na nohách. V tomto kroku se provedlo nejprve uložení na rolny, podélná rektifikace příhrady a teprve následně její definitivní uložení na věže. Po dokončení montáže byly zajištěny rolny věží na příčných drahách dřevěnými klíny.

Po dokončení výstavby provizorního mostu byla provedena sanace spodní stavby (otryskání, spárování a nízkotlaká injektáž) a čekalo se na zahájení výluky.

Obr. 5 – detail uložení SOK na podvozek železničního vozu.

4. Výlukové práce

4.1. Demontáž SOK.

Nepřetržitá výluka byla zahájena 1. 7. 2019. Práce byly započaty vyrušením převýšení koleje pomocí strojní čističky z důvodu jednak požadavku na pročištění štěrkového lože, jednak z důvodu zajištění bezpečnosti při manipulaci s konstrukcemi na železničních vozech.

Obr. 6 – odvoz SOK z mostního otvoru.

Následovalo rozříznutí kolejnic mezi SOK a opěru, odříznutí zábradlí SOK a na opěrách. Poté bylo provedeno vyznačení osy „provizorního mostu“ v mostním otvoru a geodetická kontrola skutečné výšky koleje na něm. Montážní práce byly zahájeny montáží úchytů na SOK. Nejdříve došlo k utažení svorníků M30 stranovým klíčem a následovala montáž nohou společně s distančními příčníky UPN300. Nohy byly montovány do pozice vystrojené, tj. včetně tyčí SAS WR32 a zvedacích hydraulických lisů. Po kontrole geometrie bylo provedeno postupné předepnutí svorníků dutým hydraulickým lisem. Předepínal se vždy ve dvojici vnitřní a vnější svorník. Předpínací síla byla stanovena na 93 kN. Byla provedena zkouška nohou postupně na obou opěrách. Provádělo se postupné tlakování hydrauliky a sledoval se stav vyrovnávek, funkce svorníků a případné deformace nohou. Pro použité hydraulické lisy na nohách CRI30/250FO (330 kN/700 bar) a předpokládanou maximální hmotnost SOK 110 tun činí tlak v systému 292 bar. V průběhu prací bylo nutné pro zvednutí SOK použití

Obr. 7 – odvoz SOK podél skalního zářezu.

nepředpokládané větší síly a také byly evidovány mírné deformace hydraulických nohou. Práce proto byly přerušeny a byly zjišťovány příčiny. Příčinou těchto komplikací byla vyšší hmotnost stávající konstrukce. Správce mostu dohledal podklady, které nakonec potvrdily, že SOK vážila téměř 140 tun. V důsledku tohoto zjištění bylo nutné provést dodatečné vyztužení spojení SOK a hydraulických noh pomocí dodatečně vyrobených přípravků. Toto přerušení prací a dodatečné práce znamenaly tři dny zdržení, a to hned na samotném začátku stavby. Po provedení dodatečných prací byla SOK zdvižena o cca 10 cm. V této pozici byla ponechána cca 1 hod., kdy byla provedena důkladná vizuální kontrola SOK, vyrovnávek a nohou pro zvedání. Následně byla SOK zdvižena na výšku 1,2 m a byla provedena opakovaná celková vizuální kontrola. Poté se provedl příčný zásun „provizorního mostu“ pod SOK do funkční pozice a byla provedena výšková rektifikace provizorního mostu. Pod střední pilíř byly umístěny hydraulické lisy o nosnosti 4x 500 kN se zdvihem 5 cm a byly aktivovány ve zdvižené pozici +4 cm. Následně byla SOK zdvižena na výšku 3,1 m. Bylo provedeno odstranění části kolejového svršku za závěrnými zdmi, aby byla umožněna montáž konzol „provizorního mostu“. Po dokončení montáže konzol „provizorního mostu“ byl propojen

Obr. 8 – NOK připravená pro příčný přesun v zastávce Horní Hradiště.

železniční svršek na předpolích s provizorním mostem. Tímto byla umožněna doprava vozů UAAI 10 pro montáž „oplenů“ na vozy. Doprava vozů před OP2 byla provedena tlačením lokotraktorem a následně tažením před OP1 dvoucestným bagrem. Opleny byly pro odvoz SOK montovány bez kluzných desek a zařízení pro příčný posun břemene a rovněž bez kloubu jeho naklápění. Vozy UAAI 10 byly zataženy do pozice pod SOK a bylo provedeno jejich zajištění proti samovolnému rozjezdu. SOK byla spuštěna na vozy, nohy byly zdviženy do výšky +1 m nad vyrovnávku a tím byla dokončena její nakládka. Následně byla SOK tlačením vozů UAAI 10 dopravena do zastávky Horní Hradiště. Pro přesun konstrukce byla použita velmi pomalá přepravní rychlost, tak aby byla možná průběžná kontrola břemene a průjezdného profilu bez rizika kolize. Rychlost přesunu konstrukce odpovídala rychlosti chůze. V zastávce Horní Hradiště došlo k odpojení vozů a následoval přejezd lokotraktoru

zpět přes „provizorní most“ směrem do zastávky Mladotice. V zastávce Horní Hradiště byly nejprve ze SOK demontovány hydraulické nohy a následně byla SOK postupně rozřezána a jednotlivé díly byly pomocí autojeřábu přeloženy na nákladní automobily a odvezeny k sešrotování.

U mostního otvoru došlo k demontáži kolejového svršku z konzol „provizorního mostu“ a byl proveden příčný odsun „provizorního mostu“ z funkční pozice do pozice původní.

Stávající konstrukce byla ocelová nýtovaná příhradová konstrukce s dolní prvkovou mostovkou.

— Rozpětí nosné konstrukce bylo 39,2 m.
— Šířka NK byla 5,2 m.
— Hmotnost NK byla nakonec 140 tun (místo předpokládaných 110 tun).

4.2. Práce na spodní stavbě

Poté, co byl stávající most odvezen a rozřezán, byl mostní otvor uvolněn pro práce na spodní stavbě.

Nejprve bylo provedeno odtěžení štěrkového lože v přechodových oblastech a následně bylo provedeno ubourání stávajících opěr na úroveň odbourání.

Obr. 9 – vozy s NOK najeté na provizorní konstrukci.

Následovalo provedení mikropilotového založení. Opěry mostu byly pro zvýšené zatížení od mostu s průběžným kolejovým ložem a proměnné zatížení od dopravy posíleny svislými mikropilotami. Pro svislé zatížení bylo provedeno pod každým úložným blokem 6 ks mikropilot ø 108/16 dl. 12,5 m. Hlavy výztužných ocelových trub byly osazeny tlakovými i tahovými hlavami v nových úložných prazích. Paty trub byly zainjektovány na požadovanou délku – kořen byl zatažen až pod základovou spáru opěr. Tím bylo zajištěno zvýšení únosnosti dříků opěr. S ohledem na podélné zatížení konstrukce od brzdných a rozjezdových sil byl úložný práh opěry O2 (s pevným ložiskem) kotven šikmými mikropilotami, přenášejícími toto zatížení do násypu za opěrou.

Po zhotovení mikropilot byly vybudovány nové úložné ŽB prahy, které byly pomocí vlepených trnů z betonářské výztuže spojeny s původními dříky opěr. Úložné prahy jsou vyspádovány směrem do mostního otvoru ve sklonu 3 % pro zajištění odvedení vody z plochy úložných prahů. Do závěrných zdí je zakotvena přechodová žb. deska nad křídly tak, že vytváří celek s úložným prahem a římsami s plynulým přechodem do otevřeného kolejového lože. Na horním povrchu úložných prahů byly vybetonovány bloky pod ložiska. I pro dopravu bednění a armatury, vrtaček, betonpumpy, mixů či bouracích bagrů bylo nutné využití drážní mechanizace (MHS, vozík KOP), neboť k mostnímu otvoru není žádný jiný přístup než po kolejích.

4.3. Montáž NOK

Současně s pracemi na spodní stavbě byly prováděny práce na výměnách pražců a na železničním svršku mezi mostem a zastávkou. Celkový objem prováděných prací na železničním svršku se téměř ztrojnásobil, jelikož před zahájením prací byla provedena prohlídka pracovníky správy tratí. Výsledkem prohlídky bylo zjištění, že příčné dřevěné pražce z let 1967 až 1988 byly již na hranici své životnosti, místy docházelo k praskání pražců, zatlačování podkladnic do dřevní hmoty pražců, uvolňování upevňovadel, popř. k hnilobě pražců. Kolejnice v tomto úseku byly z roku 1985 a některé vykazovaly značné opotřebení. Především z těchto důvodů bylo konstatováno, že stávající konstrukce železničního svršku není bez její rekonstrukce vhodná pro transport mostní konstrukce a také pro nájezd zatěžovacích břemen pro zatěžovací zkoušku. Na základě tohoto zjištění bylo rozhodnuto zvětšení rozsahu rekonstrukce železničního svršku v úseku od km 35,065 do km 35,386.

Zároveň byly budovány dočasné konstrukce a patky pro provedení příčného přesunu nového mostu a příprava vyrovnávek dočasných konstrukcí pro propojení kolejového svršku a provizorního mostu. Montážní práce byly zahájeny montáží závěsných přípravků na NOK. Bylo provedeno navaření horního přípravku na NOK a spodní přípravek byl namontován na hydromechanickou nohu a společně s ní byl umístěn jeřábem do pozice. Následovalo sešroubování nohy s horním přípravkem, uvolnění jeřábu a dovaření spodního přípravku k NOK. Montáž zásuvných drah byla provedena z nosníků HEB400 a HEB500. Byla provedena příprava zásuvných vozíků z roštových nosníků PIŽMO R3 a byla provedena zkouška nohou postupně na obou koncích NOK a postupné tlakování hydrauliky a sledoval se stav vyrovnávek a případné deformace nohou. Pro zvedání NOK byly použity hydraulické lisy na nohách CRI30/250FO (330 kN/700 bar), tlak v systému byl 477 bar. NOK byla zdvižena o cca 10 cm a v této pozici byla ponechána cca 1 hod. Následovala důkladná

vizuální kontrola NOK, vyrovnávek a nohou pro zvedání a demontáž dočasného podepření pod NOK. Poté bylo provedeno spuštění NOK na posuvnou dráhu. Pomocí hydrauliky byl proveden příčný zásun NOK do osy koleje za účasti geodetického měření. NOK byla pomocí hydromechanických nohou nadzvednuta do výšky 2,2 m nad temeno koleje a byla provedena demontáž zásuvných drah v ose koleje. Poté byly dopraveny vozy UAAI 10 před NOK, kde byla provedena montáž vahadel HEB500 na vozy, které byly použity jako část zásuvných drah. Následoval posun vozů do pozice pod NOK, spuštění NOK na vozy, demontáž nánožek N2 PIŽMO a zvednutí hydromechanických nohou do úrovně spodní pásnice NOK. Následovala doprava NOK na provizorní most s přesností pozice do +/–5 cm, spuštění nohou na opěry mostu na připravenou vyrovnávku. Příčná rektifikace pozice NOK byla provedena na vahadlech vozů při mírném nadzdvižení nohou. Po dosažení požadované příčné i podélné polohy NOK byla NOK zvednuta pomocí nohou z vozů o cca 10 cm a tím byl umožněn odvoz vozů UAAI 10. Po odjetí vozů byla provedena demontáž propojení kolejového svršku provizorního mostu, demontáž konzol provizorního mostu a jejich podpěr na opěrách. Dále bylo provedeno spuštění NOK do výšky cca 20 cm nad provizorní most, byl proveden příčný odsun „provizorního mostu“ z funkční pozice do pozice mimo půdorys NOK a bylo provedeno dokončení spuštění NOK a uložení na lisy umístěné na opěrách.

Následovaly práce na dokončení betonáže opěr, podlití ložisek NOK, aktivace ložisek uvolněním lisů na opěrách.

NOK je celosvařovaná ocelová příhradová konstrukce s dolní ortotropní mostovkou.

— Rozpětí NK 41,2 m
— Šířka mostu 6,8 m
— Hmotnost NOK cca 170 tun

Obr. 10 - NOK připravená ke spuštění na ložiska.

Obr. 11 - NOK připravená ke spuštění na ložiska.

5. Dokončovací práce

Ještě před ukončením výluky byly dokončeny závěrné zídky, byly osazeny mostní dilatační závěry, provedena izolace přechodových oblastí, římsy, bylo namontováno zábradlí a byly dokončeny práce na železničním spodku a svršku, přeložkách IS a nástupiště bylo uvedené do provozu. Dva dny před ukončením výluky byla provedena zatěžovací zkouška pomocí 2 EDK 750, byla provedena hlavní mostní prohlídka a 29. 8. byl zaveden zkušební provoz. Po ukončení výluky byly ještě prováděny činnosti, které se z objektivních důvodů (vyšší hmotnost SOK, odlišná geologie při vrtání MP a především nedostupnost pracovního místa z důvodu dalších sousedních staveb) nepodařilo stihnout ve výluce. Těmito pracemi byla demontáž a odvoz dočasných konstrukcí a provizorního mostu, provedení dlažeb, odstranění pracovních plošin a uvedení ploch pod mostem a jeho okolí do původního stavu. V samotném závěru bylo zrušeno zařízení staveniště a byla provedena oprava místních komunikací a zpětné předání jejich vlastníkům.

Bořivoj Leszko
STRABAG Rail a.s.
Tel.: +420 725 503 561
E-mail: borivoj.leszko@strabag.com

Pořadatel:

SUDOP PRAHA a. s.

Spolupořadatel:

Správa železniční dopravní cesty, s. o.

Mediální partner konference:

časopis **SILNICE ŽELEZNICE**

Internetový partner konference:

server **www.mosty.cz**

1. vydání, 2020

Vydavatel: SUDOP PRAHA a. s.
Olšanská 2643/1a, 130 80 Praha 3

Vyrobil: COPY GENERAL s. r. o.
Křižová 2598/4b, 150 00 Praha 5

SUDOP PRAHA

www.sudop.cz