19. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
23. ledna 2014

pořádají

SUDOP PRAHA a.s.
Správa železniční dopravní cesty, s.o.

mediální partner konference – časopis **SILNICE ŽELEZNICE**
internetový partner konference – server **www.mosty.cz**

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

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

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

OBSAH:

Titulní stránka

Rekonstrukce železničního mostu v km 2,089 přes Labe na trati Děčín – Jedlová
Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

Rekonstrukce mostu v km 2,089 trati Děčín – Jedlová
Martin Ušala, DiS., SŽDC, s.o.

Novelizace TKP 19 Ocelové mosty a konstrukce
Ing. Milan Kučera, SŽDC, s.o.

Oprava mostu v km 155,892 trati Břeclav – Brno
Ing. Jan Svoboda, Ing. František Peléšek, SŽDC, s.o.

Rekonstrukce železničního mostu v Dešenicích
Ing. Petr Hanzal, Metrostav, a.s., Ing. Tomáš Šlais, Valbek, spol. s r.o., Ing. Pavel Prošek, SŽDC, s.o.

Železniční tunely ve správě SŽDC
Ing. Hana Mastilová, SŽDC, s.o.

Tunel Červený Kút – moderný trend vo výstavbe železničných tunelov na Slovensku
Ing. Michal Gramblička, Ing. Miroslav Marek, SUDOP PRAHA a.s., Ing. Ján Kušnír REMING CONSULT a.s.

Zářez Nazdice
Ing. Jan Ježek, SUDOP PRAHA a.s.

Historie Jablunkovských tunelů
Ing. Miroslav Teršel, Unie Mostařů ČR

Zmáhaní tunelu Jablunkov II v období červen 2011 až září 2012
Petr Středula, Pavel Ďurkáč, Subterra a.s.

Požadavky TSI týkající se mostů a tunelů a zkušenosti z posuzování železničních mostů a tunelů na požadavky interoperability
Ing. Marek Pětioký, Ing. Václav Souček, Ing. Vladimír Tomandl, Výzkumný Ústav Železniční, a.s., Mgr. Ing. Radek Čech, Ph.D., SŽDC, s.o.

Protisněhový tunel v Gruzii
Maris Cirulis, ViaCon Georgia; Mikus Cirulis, MSc C Eng, ViaCon Latvia, Adam Czerepak, MSc C Eng, PE, Piotr Tomala, MSc C Eng, PE, ViaCon Polska

Novelizace TNŽ 73 6220 Ocelové podlahy na nosných konstrukcích železničních mostů a TNŽ 73 6261 Uložení mostnic na ocelových konstrukcích železničních mostů
Ing. Zdeněk Nečekal, Ing. Ivana Švábeníková, SŽDC, s.o., Ing. David Kmošek, EXprojekt s.r.o.

Provozní měření bezstykové koleje na mostě v km 7,810 trati Ústí n. L – Most přes dálnici D8 v km 80,778
Ing. Marek Foglar, Ph.D., Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s., Ing. Miroslav Teichman, SŽDC, s.o.

4 objekty vyprojektovány jako tenkostěnná ŽB prefabrikovaná přesypaná konstrukce na úseku Tábor – Sudoměřice u Tábora
Pavel Bulejko, Rastislav Schreiber, ABM Mosty s.r.o.

Měření interakce konstrukce se zeminou během výstavby SO 63-20-02 Nový železniční most, biokoridor v km 88,595 stavby Modernizace trati Tábor – Sudoměřice u Tábora
Ing. Marek Foglar, Ph.D., Ing. Tomáš Martinek, SUDOP PRAHA a.s.

Dva nové podchody v železničním uzlu Plzeň
Ing. László Szíkora, SUDOP PRAHA a.s.

Rekonstrukce mostů v železničním uzlu Plzeň
Ing. Stanislav Kejval, Ing. Petr Žákovec, Ing. Pavel Prošek, SŽDC, s.o.

Optimalizace trati Č. Těšín – Dětmarovice, SO 35-19-13 Karviná – Dětmarovice, most v km 338,337
Ing. Jaroslav Sedláček, MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.

První výsledky monitorování nových žel. mostů na vysokorychlostních tratích v Německu
Ing. Karel Dahinter, CSc., Ing. Josef Kubíček, CSc., Kubíček Consult Liberec

Rekonstrukce mostu v km 79,943 trati Lovosice – Česká Lípa, 1. stavba, 2. Stavba
Ing. Jan Fiala, Ing. Ivan Šír, fa Ing. Ivan Šír, projektování dopravních staveb a.s.

Rekonstrukce mostu v km 79,943 trati Lovosice – Česká Lípa, 1. stavba a Rekonstrukce mostu v km 79,943 trati Lovosice – Česká Lípa, 2. Stavba
Martin Ušala, DiS., SŽDC, s.o.

Nezávislá kontrola projektu železničního mostu Ravensbourne Park Road
Ing. Aleš Lubas, Ing. Petr Nehasil, Mott MacDonald CZ

Most přes řeku Saale u Bernburgu
Ing. Karel Tomíček, Bilfinger MCE Slaný s.r.o.

Rekonstrukce mostu v km 9,531 trati Čerčany – Skochovice“
Ing. Libor Marek, Ing. Ondřej Lojík, Ph.D., TOP CON SERVIS s.r.o.

Železniční infrastruktura a BIM
Ing. Aleš Lubas, Ing. Petr Nehasil, Mott MacDonald CZ

Návrh ocelového železničního mostu v km 68,978 trati Horní Cerekev – Tábor
Ing. Antonín Pechal, CSc., Ing. Vojtěch Konečný, Ing. Petr Nečesal, Ing. Antonín Pechal, CSc., Ing. Tomáš Šlais, Ing. Pavel Rybár, Valbek, spol. s r.o.

Statický a dynamický výpočet železničného mosta v km 51,368 trate Devínska Nová Ves – Štúrovo (Červený most)
Ing. Martin Hukel, Ing. Ján Kopčák, Prodex spol. s r.o.

Rekonstrukce železničního mostu v km 2,089 přes Labe na trati Děčín – Jedlová

Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

Na konci listopadu 2013 byl uveden do provozu zrekonstruovaný most přes řeku Labe, který navazuje na rekonstrukci mostu přes Ploučnici z roku 2005. Předmětem stavby byla výměna stávající jednokolejné provizorní konstrukce ŽM16 z roku 1976 za novou ocelovou příhradovou konstrukci s dolní ortotropní mostovkou a s průběžným kolejovým ložem. Hlavní příhradové nosníky o rozpětí 36,9 m + 56,0 m + 56,0 m jsou bezsvislicové soustavy se svislými koncovými portály.

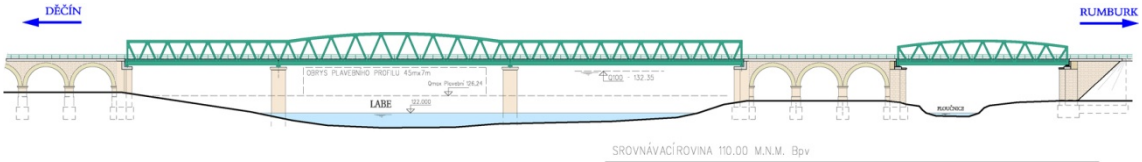
1. Celková koncepce rekonstrukce mostu

Návrh nosné konstrukce v části přemostění Labe navazuje na mostní konstrukci přes Ploučnici. Sjednocujícím prvkem obou mostních konstrukcí je zakřivený horní pás hlavního nosníku a svislé koncové portály, které dotváří přechod k půlkruhovým kamenným klenbám navazujících mostních otvorů. Křivost horních pásů mostních konstrukcí zvýrazňuje soutok dvou toků Labe a Ploučnice a zároveň změkčuje dálkové pohledy se silničním Tyršovým mostem v pozadí. Tvarově byl návrh odvozen z původní konstrukce přes Ploučnici z roku 1897 s horním parabolicky zakřiveným pásem. Svislicovou soustavu se zkříženými diagonálami nahradila v dnešní době užívanější bezsvislicová kosoúhlá soustava, která má větší plochy volného průhledu a tím celá konstrukce působí lehčím dojmem.

Volba statického působení mostní konstrukce přímo ovlivňovala úpravy železničního svršku. V rámci Přípravné dokumentace byl vybrán řetězec prostých polí zejména s ohledem na minimalizaci náročnosti a nákladů na údržbu železničního svršku. Toto konstrukční uspořádání umožnilo osazení bezstykové koleje bez nutnosti vkládat kolejnicové dilatační zařízení (VKDZ).



Obr. 1 Pohled na realizované přemostění Labe a Ploučnice (11/2013)



Obr. 2 Architektonický návrh přemostění (09/2003)

2. Původní stav mostu

Prvních devět mostních otvorů je tvořeno kamennou klenbovou konstrukcí (pole 1 až 9). V dalších třech otvorech (v poli 10, 11 a 12) byla osazena provizorní příhradová dvoupatrová jednostěnná ocelová konstrukce typ ŽM 16 2p1sz s rozpětím 36,0 m + 55,5 m + 55,5 m. Dále navazují tři kamenné klenbové otvory (pole 13, 14 a 15). V posledním šestnáctém poli byla v roce 2005 provedena výměna nosné konstrukce přes řeku Ploučnice v rámci stavby "Rekonstrukce mostu v km 2,221 trati Děčín-Rumburk" [1]. Ve středním poli 11 přes řeku Labe je plavební profil šířky 45 m.

3. Předmět rekonstrukce mostu

Předmětem rekonstrukce byla zejména výměna nosné konstrukce v poli 10 až 12 jednokolejného železničního mostu přes Labe. Provizorní konstrukce ŽM 16 byla nahrazena ocelovou příhradovou konstrukcí s dolní ortotropní mostovkou s průběžným kolejovým ložem v prostorovém uspořádání VMP 2,5 resp. VMP 2,5 v oblouku.

V poli 10 a 12 byla navržena nosná konstrukce přímopásová se svislými portály a ve středním poli 11 byla navržena nosná konstrukce s kruhově zakřiveným horním pásem. Zakřivený horní pás pohledově navazuje na mostní konstrukci přes Ploučnici a zároveň předurčuje hlavní plavební otvor. Na navazující klenbové kamenné konstrukci v poli 13 až 15 byla zřízena nová přechodová ŽB deska, která byla napojena na úložný práh nad pilířem P15 vybudovaný v rámci stavby mostu přes Ploučnici. Na pilířích P9 až P12 byly zřízeny nové úložné prahy. U pilířů P9 a P12 byla navržena aktivace základové spáry injektáží podzákladí a u pilířů P10 a P11 bylo navrženo zesílení založení pomocí sloupů tryskové injektáže vyztužené pruty výztuže.

Na původní kamenné klenbové části v poli 1 až 9 byla provedena obnova izolace s tvrdou ochrannou litým asfaltem na nové ŽB podkladní desce. Nové odvodňovače povrchu izolace byly vyústěny v místech původních kamenných odvodňovačů.

4. Popis nosné konstrukce

Nosné konstrukce v jednotlivých polích jsou shodného konstrukčního uspořádání, tzn. ocelová celosvařovaná příhradová konstrukce s dolní ortotropní mostovkou. Rozpětí nosných konstrukcí je 3,69 + 4 x 7,38 + 3,69 = 36,9 m pro NK1 v poli 10 a 4,0 + 6 x 8,0 + 4,0 = 56,0 m pro NK2 v poli 11 resp. NK3 poli 12. Konstrukce mostu jsou navrženy dle ČSN EN na zatěžovací schéma LM 71 klasifikované součinitelem α **= 1,21**.

Výška přímopásových nosníků je 7,260 m (**~1/7,7.L**) a u středního zakřiveného pole se postupně zvyšuje na 9,26 m (**~1/6,1.L**) ve středu rozpětí. Osová vzdálenost nosníků 6,35 m je dána požadovaným volným mostním průřezem VMP 2,5 v oblouku pro novou polohu směrového vedení na mostě. Hlavní nosníky a mostovka jsou navrhovány v plném rozsahu z oceli S355. Chodníkové konzoly jsou navrženy z oceli S235. Celková hmotnost ocelové konstrukce včetně vybavení mostu je 785 + 28 = **813 t**.

Dolní a horní pás hlavních nosníků je navržen jako uzavřený obdélníkového tvaru. Diagonály jsou navrženy ze svařovaných otevřených profilů tvaru H. Přípoj diagonál k pásům hlavního nosníku je celosvařovaný s tupými svary. Stojina diagonál není připojena k pásnicím pásů hlavního nosníku a je ukončena výřezem. Portálová svislice je uzavřená obdélníkového tvaru a plynule navazuje na horní a dolní pás.

Mostovka je navržena jako ortotropní s mezistyčníkovými příčníky ve třetině délky příhrad tj. ve vzdálenosti 2,46 m u NK1 resp. 2,66 m u NK 2 a NK3. Plech mostovky tl. 14 mm je podporován šesti podélnými trapézovými výztuhami v osové vzdálenosti 750 mm. Trapézová výztuha z plechu tl. 8 mm je navržena lichoběžníkového tvaru konstantní výšky 300 mm. Trapézové výztuhy prochází otvory ve stojinách příčníků s výřezem „jablkovitém“ tvaru. Příčníky jsou navrženy jako svařované obrácené T-profily.

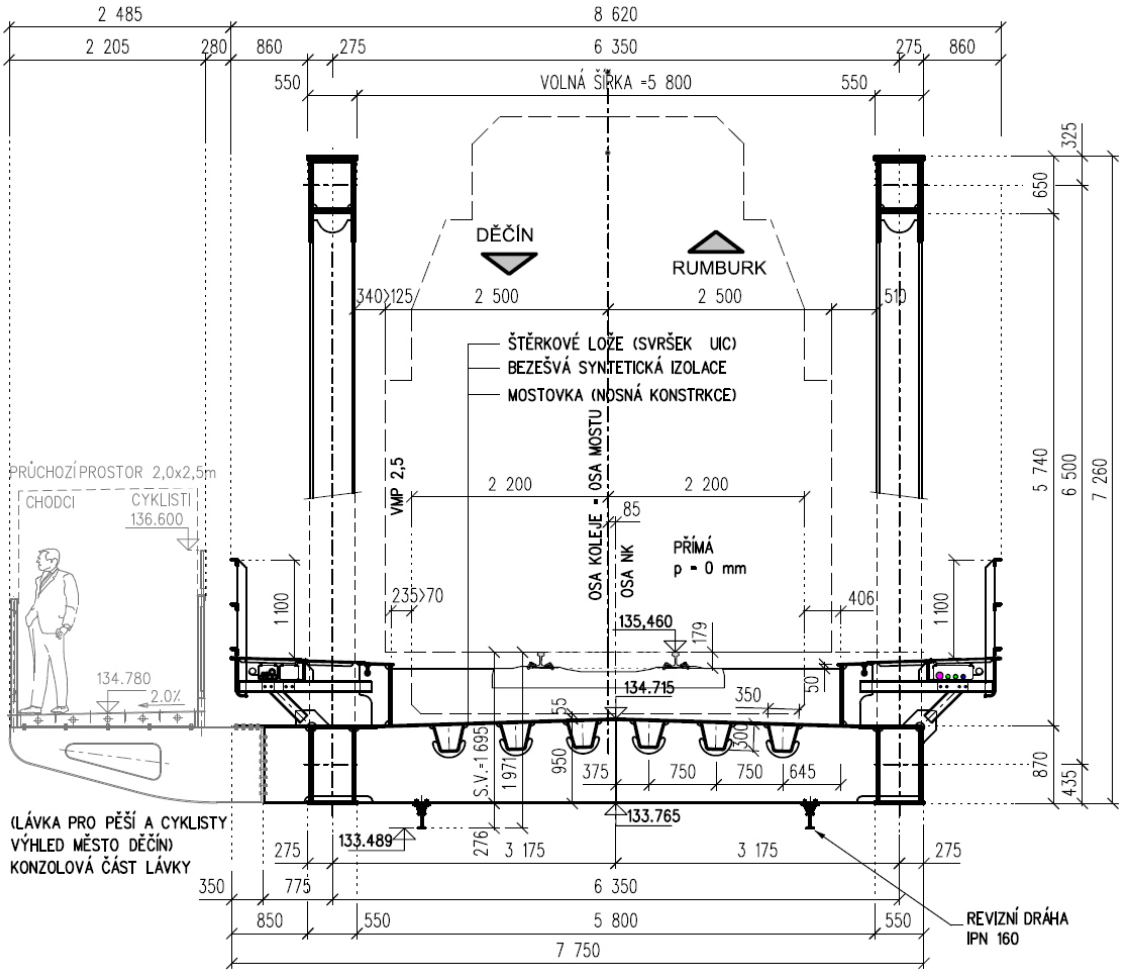
Zapojení mostovky k hlavním nosníků je pomocí přechodu plechu mostovky v horní pásnici dolního pásu. Toto konstrukční řešení zmenšuje vodorovné smykové a ohybové namáhání příčníků při spolupůsobení hlavních nosníků a mostovky. Na vnitřní straně hlavních nosníku prochází styčníkové plechy pro připojení diagonál horní pásnicí dolního pásu resp. navazujícím mostovkovým plechem.

Vně hlavních nosníků jsou navrženy kabelové lávky na konzolách. Velikost kabelových žlabů je dána počtem a polohou vedených kabelových vedení.

Ocelová konstrukce je opatřena diferencovanou skladbou nátěrových systémů firmy HEMPEL. Pro mostovkovou část nosných konstrukcí byl navržen kombinovaný nátěrový systém v tloušťce 340 μm s metalizací slitinou ZnAl15 a pro horní část hlavních nosníků byl navržen čtyřvrstvý nátěrový systém v tloušťce 320 μm. Barevný odstín vrchní vrstvy OK mostu je DB 610 - zelený. Izolace žlabu kolejového lože byla provedena z tvrdé bezešvé syntetické stěrky SIKA Elastomastic.

Příčné mostní závěry jsou vodotěsné jednoduché lamelové s úpravou pro železnice, tzn. s krytím spáry vyztuženým elastomerovým pásem. Nosná konstrukce je osazena na kalotových ložiscích s kluznou plochou z modifikovaného polyetylenu MSM firmy Maurer-Söhne.

Na základě požadavku města Děčína byla nosná konstrukce přizpůsobena na levé povodní straně dodatečnému umístění lávky pro chodce a cyklisty o světlé šířce 2,0 m.



Obr. 3 Vzorový příčný řez (střed rozpětí)

5. Montáž nosné konstrukce

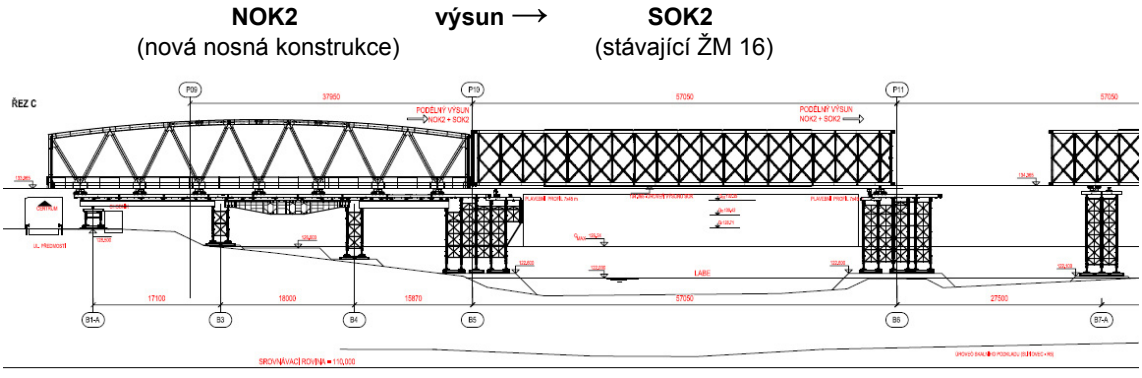
Nosné konstrukce byly postupně montovány z jednotlivých dílců na předmontážních plošinách ve výškové úrovni odpovídající definitivní poloze (cca + 200 mm). Ocelová konstrukce NOK1 pro pole 10 a NOK3 pro pole 12 byly montovány na montážních plošinách na povodní straně u levého NOK1 resp. pravého břehu NOK3. Konstrukce NOK2 pro pole 11 byla montována na plošině na návodní straně u levého břehu Labe. Dokončení protikorozní ochrany a izolace nosných konstrukcí byla prováděna po sestavení ocelových konstrukcí.

Předmontáž ocelových konstrukcí v definitivní poloze byla zvolena s ohledem na ochranu připravovaných ocelových konstrukcí. Hladina Labe v daném profilu značně kolísá, což se projevilo zejména při červnových povodňových stavech, které dosahovaly 50letého průtoku. Montážní bárky s předmontovanou mostovkovou částí NOK1 povodňovým stavům odolaly a přes veškeré komplikace spojené se zdržením stavby se zhotoviteli podařilo mostní konstrukce dokončit do konce listopadu 2013. Dokončovací práce na spodní stavbě budou provedeny do dubna 2014.

Další provozní komplikací při výstavbě mostu spojenou s vodním režimem bylo neočekávané omezení plavby vlivem zvýšení proudění v plavebním otvoru po osazení montážních bárek to toku, které znemožňovalo proplouvání plavidlům. Omezení plavby bylo vyřešeno po dohodě zúčastněných stran přípřeží pomocí tlačných remorkérů.

Koncepce montáže daná projektem stavby byla zachována. Základem této koncepce bylo využití původní SOK2 jako výsuvného nosu pro osazení NOK2. Tento způsob montáže řešil zároveň osazení NOK2 a demontáž SOK2 v hlavním otvoru, který je plavební, kde bylo možné plavbu omezit jen minimálně (cca 48 hod). Pro napojení obou konstrukcí byl sestrojen propojovací rám (adaptér) o hmotnosti cca 10 t, který byl připojen k pásům hlavních nosníků obou spojovaných konstrukcí. K NOK2 byl přípoj navržen jako čepový a SOK2 byl přípoj s ohledem na prostorové možnosti navržen jako svařovaný.

Nosné konstrukce SOK1 a SOK3 byly rozebírány v otvoru. SOK2 byla příčně přesunuta do osy NOK2 a po spojení s NOK2 byla vysunuta směrem k pravému břehu a následně rozebrána. Podélný výsun byl na drahách pomocí dvojic čtyřosých stolic. Reakce na dvojici stolic dosahovala až 2500 kN (návrhová hodnota). Výsun na drahách minimalizoval mimostyčníkové lokální zatížení a poškození PKO na dolním páse.



Obr. 4 Schéma výsunu NOK2 a SOK2 přes Labe (spojení adaptérem)

Nové konstrukce byly do otvoru osazeny příčným zásunem a spuštěny do definitivní polohy. Před uvedením do provozu proběhla úspěšně zatěžovací zkouška pomocí dvojice jeřábů EKD 750.

6. Závěr

Rozpětí hlavních nosníků (pole 10 - 12):	36,90 m + 56,00 m + 56,00 m
Délky hlavního nosníků (pole 10 – 12):	37,95 m + 57,55 m + 57,55 m
Výška mostu:	15,880 m
Šířka mostu (pole 10 – 12):	8,620 m
Vzdálenost hlavních nosníků:	6,35 m
Volná šířka na mostě (mezi hl. nosníky):	5,80 m
Rozpětí podélných výztuh:	2,46 m (v poli 10)
	2,66 m (v poli 11 a 12)
Stavební výška (vztaženo k TK):	1,695 m
Konstrukční výška:	0,95 m (osa NK)

Hmotnost ocelové nosné konstrukce celkem:			182 + 309 + 294 t = **785 t**
NOK1 (pole 10):	MNK = 182/37,8	->	m_{NK} = **4,8 t.m^{-1}**
NOK2 (pole 11):	MNK = 309/56,9	->	m_{NK} = **5,4 t.m^{-1}**
NOK3 (pole 12):	MNK = 294/56,9	->	m_{NK} = **5,2 t.m^{-1}**

Hmotnost mostního vybavení je celkem pro NOK1 a NOK3:	**28 t**
Celková hmotnost ocelové konstrukce vč. vybavením mostu:	**813 t**

Investor stavby:	**Správa železniční dopravní cesty, s.o.**, Stavební správa západ
Projektant:	**SUDOP PRAHA a.s.**
Hlavní inženýr projektu:	Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s, středisko mostů
Zhotovitel mostu:	**Metrostav a.s.**, divize 4
Výroba ocelové konstrukce:	**Metrostav a.s.**, divize 3 (vč. staveništní předmontáže na plošinách)
Montáž ocelové konstrukce:	**Metrostav a.s.**, divize 4 (manipulace s NOK a SOK vč. demontáže)
Protikorozní ochrana:	**Proficolor, s.r.o.**
Izolace:	**N+N** – Konstrukce a dopravní stavby Litoměřice, s.r.o.
Speciální zakládání:	**Zakládání staveb, a.s.**

Literatura:

[1] M. Vlasák, Rekonstrukce mostu v km 2,221 trati Děčín-Rumburk, sborník 11. konference Železniční mosty a tunely 2006, SUDOP PRAHA a.s.

Rekonstrukce mostu v km 2,089 trati Děčín – Jedlová

Martin Ušala, DiS., SŽDC, s.o.

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



Stavba „Rekonstrukce mostu v km 2,089 trati Děčín - Jedlová“ navazuje na jedné straně na zrekonstruovaný úsek při stavbě „Průjezd železničním uzlem Děčín“ (2002) a na straně druhé na stavbu „Rekonstrukce mostu v km 2,221 Děčín – Rumburk“ (2005), která v současné době tvoří 16. mostní otvor v km 2,089. Účelem stavby je zajistit bezpečnost železničního provozu a dosáhnout požadovaných technických a provozních parametrů odstraněním stávající nevyhovující provizorní ocelové konstrukce osazené již v roce 1976 na kamennou spodní stavbu z roku 1868 a nahradit ji novou ocelovou příhradovou konstrukcí s dolní ortotropní mostovkou s průběžným kolejovým ložem.

Stavba leží na železniční trati Děčín – Rumburk, v traťovém úseku Děčín hl. n. – Jedlová mezi železničními stanicemi Děčín hl. n. a Děčín východ. Mostní objekt se nachází v intravilánu města Děčína a převádí železniční trať přes řeku Labe a její zátopová území při soutoku s řekou Ploučnicí. Pozemkově se stavba nachází na pozemcích ve vlastnictví ČD, a. s., SŽDC, s. o., Povodí Labe, s. p., Povodí Ohře, s. p., Ústeckého kraje a Statutárního města Děčín. Stavba zasahuje pozemky v katastrálním území Děčín, Podmokly a Staré Město.

Stavba „Rekonstrukce mostu v km 2,089 trati Děčín – Jedlová“ je spolufinancována v rámci Operačního programu Doprava z Fondu soudržnosti Evropské unie. Národní zdroje poskytl Státní fond dopravní infrastruktury. Celkové investiční náklady stavby jsou 170 136 000 Kč, příspěvek EU představuje v maximální výši částku 63 557165 Kč.

Realizace stavby

Realizace stavby byla po výběrovém řízení zadána firmě Metrostav a.s. v srpnu 2012. Výrobu ocelové konstrukce rovněž zajišťovala firma Metrostav a.s.

Výluka byla naplánována v období od 19. srpna do 7. října 2013.

Po ukončení výluky bude zahájen zkušební provoz. Závěrečné práce (mimo most) dokončeny do konce listopadu 2013.

V 9/2012 – 04/2013 proběhly přípravné práce, zpracování výrobní technické dokumentace ocelových konstrukcí, zpracování technologických postupů, vytyčování inženýrských sítí, předání staveniště zhotovitelům, zřízení staveniště, koordinační jednání o použitých technologiích pro dodržení termínu ukončení výluky a celé výstavby.

V 11/2012 zhotoven přístup k pilíři P11 a pracovní plocha v úrovni vrtání tryskové injektáže u P11 (pilíř uprostřed řeky).

V 12/2012 došlo k zvýšení hladiny řeky Labe a práce nemohly pokračovat na sanaci spodní stavby P11. Ostatní pilíře se podařilo sanovat z břehů řeky i za pomocí menších přísypů. Po několika jednání na Stání plavební správě musel být přísyp k P11 z řeky odtěžen a práce mohly začít až při nižších stavech hladiny řeky.

V lednu až březnu 2013 měly být prováděny přípravné práce na přístupové cestě k mostním pilířům (P11) a montážním plochám, ale klimatické podmínky pro realizaci nevhodné. Na několika jednání se zhotovitelem byl přepracován HMG prací, tak aby plánovaná výluka byla dodržena a nepřekročena. Zároveň byl stanoven poslední možný termín, kdy budou práce pro montážní bárky zahájeny a neohrožen plánovaný termín ukončení výluky. Ostatní práce, které bylo možno provádět na březích řeky, probíhaly v plném rozsahu.

Během dubna, května, června, července a části srpna 2013 dle klimatických podmínek by měli být připraveny k montáži ocelové konstrukce a dokončeny přípravné práce před nepřetržitou 50denní výlukou železničního provozu. Práce na všech podpůrných konstrukcí pro NOK1, NOK2 a NOK3 byly zahájeny.

Koncem května 2013 byla dovezena a osazena NOK1 na podpůrnou KCE a připravena po montážní přejímce ke svaření mostovky a dalších prvků.

Po nepříznivých podmínkách koncem roku 2012 a začátkem roku 2013 se zdálo, že vše už proběhne bez větších komplikací, ale červnová povodeň roku 2013 učinila své.

Veškeré připravené podpůrné konstrukce pro vlastní svaření všech částí NOK na stavbě byly staticky narušeny a museli být znovu rozebrány a postaveny do projektované výšky a polohy. Zároveň došlo také k úplnému zatopení zařízení staveniště. Zhotovitel před povodní vynaložil veškeré úsilí pro zajištění a vyklizení staveniště dle povodňového plánu. Ale stavba byla již v takové stádiu, že se nepodařilo a ani nebylo možné vše ze stavby odstranit tak v krátkém čase. Zároveň nemohl ani ohrozit své pracovníky při zajišťování staveniště. Nakonec i nahlášená maximální výška hladiny byla o několik metrů překročena.

Po opadnutí hladiny vody musely být podpůrné KCE a jejich založení prohlédnuty statikem. Zároveň probíhala celková fotodokumentace s pojišťovnou pro vyčíslení povodňových škod zhotoviteli.

Byly zahájeny práce na odklízení naplavenin, znovu vybudováno staveniště s oplocením, rozebrány nestabilní podpůrné KCE, a opětovně stavěny na sanovaných plochách.

Tato povodeň nám narušila stávající HMG prací a plánovanou délku výluky z původního termínu od 19. srpna do 7. října 2013 na nový termín od 18. září do 29. listopadu 2013. Zároveň došlo i k prodloužení SOD na dokončení celkového díla do dubna 2014.

Po dobu nepřetržité výluky byla pro cestující zavedena náhradní autobusová přeprava. Během výluky byl snesen železniční svršek na mostě a předpolí, odtěžení štěrkového lože, odstraněny kabely, svěšena trakce a následně byla pomocí silničních jeřábů snesena původní ocelová konstrukce. Dále proběhla sanace pilířů a částí opěr, vrtání mikropilot, betonáž nových úložných prahů opěr a po dalších technologických postupech došlo k uložení nový mostní konstrukce. Následovalo zaštěrkování a zřízení nového železničního svršku, dokončení úprav železničního tělesa a podbití do požadované výšky. Dne 29. 11 2013 od 17:00 byl most dán do zkušebního provozu.

Po těchto všech komplikací se zhotoviteli vše podařilo dokončit v novém termínu.

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











Novelizace TKP 19 Ocelové mosty a konstrukce

Ing. Milan Kučera, SŽDC, s.o.

V rámci úkolů technického rozvoje byla novelizována kapitola 19 Ocelové mosty a konstrukce Technických kvalitativních podmínek staveb státních drah. Příspěvek přináší informace o provedených změnách.

Úvod

Doposud platná kapitola 19 TKP Ocelové mosty a konstrukce pochází z roku 2008. Jejím hlavním úkolem v této době bylo vyplnit mezeru v předpisech provádění ocelových konstrukcí vzniklou v souvislosti se zdlouhavým zaváděním evropských norem řady EN 1090 a souběžnou platností zastaralých národních norem. Od této doby bylo aktualizováno nebo nově vydáno mnoho evropských norem a naopak zrušena řada národních norem, které se zabývaly příslušnou problematikou.

Koncepce předpisu

Na základě výzvy k podání nabídky byla jako zhotovitel kapitoly 19 vybrána firma Ing. Antonín Pechal - Projektové a inženýrské služby. Účelem novelizace nebylo předpis zásadně přepracovat, ale uvést jej do souladu s platnou legislativou a předpisy. Naším požadavkem bylo, aby v rámci novelizace byly zapracovány především následující předpisy:

– evropské normy ČSN EN 1090-1 a 2 a další navazující nově vydané evropské výrobní, materiálové a zkušební normy;
– zbytkové národní normy ČSN 73 2603 a ČSN 73 2604 pro provádění ocelových konstrukcí;
– legislativní předpisy pro stavební výrobky, především nařízení Evropského parlamentu a rady EU č. 305/2011.

Struktura a koncepce předpisu v podstatě zůstala zachována. Při zpracování se hodně diskutovalo o rozsahu předpisu, zda jej zachovat ve stávajícím objemu nebo přistoupit k výraznému zmenšení. Nakonec po zvážení výhod a nevýhod zvítězila stávající varianta v rozsahu 118 stran.

Změny v jednotlivých částech předpisu

V úvodní části kapitoly 19 došlo k úpravě definic některých pojmů jako objednatel, zhotovitel ocelové konstrukce (výrobce), zhotovitel montáže ocelové konstrukce (montážní organizace).

Ke změnám došlo především v části zabývající se způsobilostí zhotovitele. Tato kapitola je kompletně přepracována s ohledem na novou legislativní úpravu. Výroba ocelových konstrukcí se dnes řídí převážně harmonizovanou normou ČSN EN 1090-1+A1, procesy svařování normou ČSN EN ISO 3834 a uvádění stavebních výrobků na trh Nařízením evropského parlamentu a rady EU č. 305/2011.

V souladu s těmito předpisy se výrobce konstrukčních ocelových dílců, na které se vztahuje harmonizovaná ČSN EN 1090-1+A1 prokazuje **Osvědčením o shodě řízení výroby**, který vydává Evropskou komisí jmenovaný Oznámený subjekt. V přechodném období do 1. 7. 2014 rovněž platí ES certifikát systému řízení výroby vydaný Notifikovanou osobou.

Výrobce konstrukčních ocelových dílců, který vyrábí dle neharmonizovaných norem, prokazuje svoji způsobilost samostatným certifikátem způsobilosti. Certifikaci organizace provádí akreditovaný certifikační orgán.

Jedná-li se o montáž ocelových konstrukcí, organizace se prokazuje oprávněním k montáži, popř. k provádění speciálních technologií (např. nýtování) samostatným certifikátem způsobilosti k montáži ocelových konstrukcí na staveništi nebo certifikátem s přílohou. Tato příloha, obdobně jako samostatný certifikát, prokazuje plnění požadavků na provádění ocelových konstrukcí na staveništi v rozsahu požadavků ČSN EN 1090-2+A1, ČSN 73 2603, ČSN EN ISO 3834 ve vztahu k procesům svařování při montáži a TKP kap. 19.

Certifikaci organizace provádí akreditovaný certifikační orgán a může probíhat v součinnosti s odborně způsobilými technickými experty SŽDC.

Prověření způsobilosti výrobce nebo montážní organizace (zákaznický počáteční audit) se provádí v souladu se Směrnicí SŽDC č. 67 – Systém péče o kvalitu v oblasti traťového hospodářství.

Výrobce dokladuje vlastnosti výrobků vydáním Prohlášení o vlastnostech a označuje výrobky značkou CE. Konkrétně je možno označení značkou CE dohodnout dle typu konstrukčního dílce. Pro dílce vystavené povětrnostním vlivům (např. mosty) se doporučuje označení CE zahrnout do dokumentace dílce. Vzor prohlášení o vlastnostech, respektive požadavky na výrobcem garantované základní funkční charakteristiky a vlastnosti výrobku, je uveden v příloze.

V části věnované dokumentaci je upřesněn rozsah výrobních výkresů – doplněn titulní list zakázky a náměrový protokol, upřesněn obsah katalogu svarů a sjednocena pravidla pro výpočet hmotnosti OK.

Zatřídění konstrukcí a jejich částí uvedené v tabulce 1 je přepracováno s ohledem na platnost ČSN EN 1090-2+A1 a zatřiďování konstrukcí dle tříd provedení. Většina mostů by měla být vyráběna ve třídě provedení EXC 3. K určitému vývoji i v evropském kontextu došlo v náhledu na třídu EXC 4, ta by se měla využívat jen ojediněle (velké mosty, rozsáhlé následky…) nebo jen pro konkrétní prvky (ortotropní mostovka).

V části věnované kvalitě stavebních materiálů je přepracovaná Tabulka 4b pro volbu jakosti oceli. Obdobně Tabulka 5a, týkající se korozivzdorných ocelí, je zredukována pouze na jakosti korozivzdorných ocelí, které jsou v praxi běžně používány.

Tloušťka prvku	**Jakost ocelí S235, S275 a S355 s ohledem na houževnatost**
$t \leq 30$ mm	J2+N podle ČSN EN 10025-2
$30 < t \leq 40$ mm	K2+N podle ČSN EN 10025-2 Jemnozrnná ocel jakosti N, popř. M podle 10025-3 popř. 10025-4
$40 < t \leq 60$ mm	Jemnozrnná ocel jakosti NL, popř. ML podle 10025-3 popř. 10025-4
$60 < t < 100$ mm *	Pro určení jakosti s ohledem na houževnatost je nutno postupovat podle ČSN EN 1993-1-10

* Maximální tloušťka plechů a profilů u ocelových mostních konstrukcí je omezena na 100 mm. Větší tloušťku je možno použít pouze se souhlasem odborného útvaru GŘ SŽDC.

Pozn. – Jakosti s ohledem na houževnatost pro tl. do 60 mm včetně vychází z referenční teploty T_{Ed} = -40°C a napětí $\sigma_{Ed} = 0{,}75f_y(t)$ dle ČSN EN 1993-1-10.

Tabulka 4b – Doporučená minimální jakost plechů a profilů pro ocelové konstrukce mostů podle tloušťky prvků

V části týkající se mechanických zkoušek základního materiálu byly zapracovány nové nebo přečíslované normy u většiny hlavních zkušebních metod. Také u spojovacích prostředků, zejména u šroubových spojů, platí kompletně nové normy. U třecích spojů se doporučuje přednostně používat sestavy vysokopevnostních konstrukčních šroubových spojů pro předpínání dle ČSN EN 14399-4 (systém HV).

Typ prostředí Korozní kategorie	Jakost oceli podle ČSN EN 10088	Jakost oceli podle ČSN EN 10027-2	Jakost šroubů podle ČSN EN ISO 3506	Rozsah a vhodnost použití
městské střední	**X5CrNi18-10**	**1.4301**	**A2**	Nejpoužívanější jakost, nevhodná do prostředí s CH.R.L, tloušťka materiálu max. 6 mm, leštitelná.
městské střední	**X2CrNi18-9**	**1.4307**	**A2**	Vhodná pro tloušťky nad 6 mm, nevhodná do prostředí s CH.R.L.
průmyslové střední	**X5CrNiMo 17-12-2**	**1.4401**	**A4**	Vhodná do míst s CH.R.L., tloušťka materiálu bez omezení.
průmyslové střední	**X2CrNiMo 17-12-2**	**1.4404**	**A4**	Vhodná do míst s CH.R.L., pro tloušťky nad 6 mm, dobře svařitelná.
průmyslové střední	**X6CrNiMoTi 17-12-2**	**1.4571**	**A5**	Vhodná do míst s CH.R.L, tloušťka materiálu bez omezení, dobře svařitelná. Nevhodná pro dekorativní účely, nelze provádět leštění.

Tabulka 5a – Doporučené jakosti korozivzdorných ocelí s ohledem na její použití

Obecně vzato využití výrokových norem neuvedených EN 1090-2 je problematické, neboť podle některých výkladů nelze pak vystavit CE prohlášení. To se netýká jen zmíněných šroubů ale i některých ocelí (např. lodní nebo kotlové plechy).

Text dalších kapitol byl jen mírně korigován, upřesněn a aktualizován s ohledem na množství nových norem.

Například na základě připomínek z praxe byly specifikovány požadavky na provádění montážních přípravků a provádění dočasných přivařovaných příložek přes montážní svary. Jejich provádění bylo umožněno za těchto podmínek:

– musí zde být dostatečný prostor pro zavaření svaru;
– min. vzdálenost svaru příložky od svarové hrany musí být 50 mm;
– min. stupeň kvality svaru příložky musí být C dle ČSN EN ISO 5817.

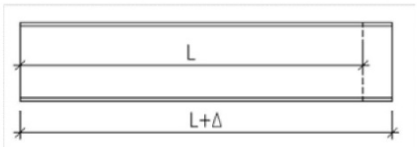
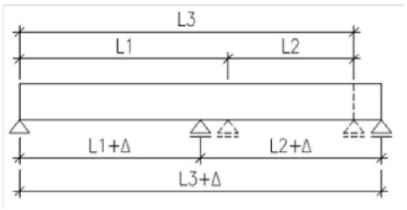
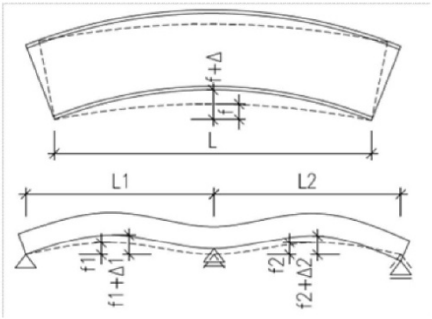
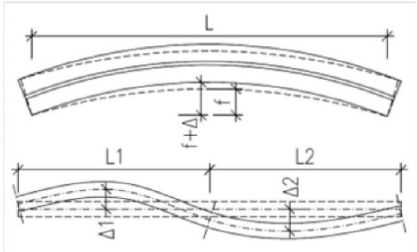
Upřesněny byly také požadavky na kontrolní zkoušky svarových spojů a rovněž byly doplněny nové zkušební metody jako je TOFD a PA (Phased Array).

Příloha G „Rozměry a odchylky svařovaných, šroubovaných a nýtovaných ocelových konstrukcí“ byla kompletně přepracována s ohledem na platnost ČSN EN 1090-2 a přílohu D této normy. Důležitá kritéria pro úchylky mostních konstrukcí, jako je délka dílců, rozpětí, výškové a směrové úchylky nosníků, poloha uložení (střed ložiska) apod., jsou uvedena přehledně v tabulce G. 1 přílohy.

Závěr

Kapitola 19 Ocelové mosty a konstrukce v průběhu zpracování byla konzultována a připomínkována rozhodujícími výrobci ocelových konstrukcí. V současné době se předpis připravuje do připomínkového a schvalovacího řízení a předpokládáme, že během roku 2014 vstoupí v platnost jako změna č. 9 třetího aktualizovaného vydání TKP staveb státních drah.

Příloha G.1 – Kritéria pro některé požadavky na odchylky pro konstrukce třídy provedení EXC3 a EXC4 (zejména pro železniční mosty)

Číslo	Kritérium	Parametr	Dovolená úchylka
1	Délka dílce 	Délka dílců se svařovanými či šroubovanými styky, bez čelních desek	± (L/2500+2) mm
2	Rozpětí konstrukce, délka konstrukce 	Vzájemná vzdálenost kterýchkoli ložisek v podélném směru	± 40 mm
3	Výšková úchylka od teoretického tvaru 	U přímých dílců úchylka od přímosti, u zakřivených úchylka od teoretického vzepětí, u montážní prohlídky úchylka od teoretického tvaru, daného projektantem	± (L/4000+2) mm, max. - 5 mm, + 15 mm, kladná úchylka znamená, že je konstrukce v konečné poloze výše než projekt
4	Směrová úchylka od teoretického tvaru 	U přímých dílců úchylka od přímosti, u zakřivených úchylka od teoretického vzepětí, u montážní prohlídky úchylka od teoretického tvaru, daného projektantem	± (L/4000+2) mm, max. ± 15 mm
5	Úchylka polohy uložení (ložisek) - proti teoretické poloze	V podélném směru mostu	± 20 mm
		V příčném směru mostu	± 10 mm
		Výškově	± 5 mm
6	Úchylka polohy místa pro osazení podkladnice u přímého uložení koleje - proti teoretické poloze	V příčném směru mostu	± 5 mm
		Výškově	+ 0 mm, - 7 mm

Ukázka přílohy G.1 – Odchylky pro mostní konstrukce

Oprava mostu v km 155,892 trati Břeclav – Brno

Ing. Jan Svoboda, Ing. František Pelíšek, SŽDC, s.o.

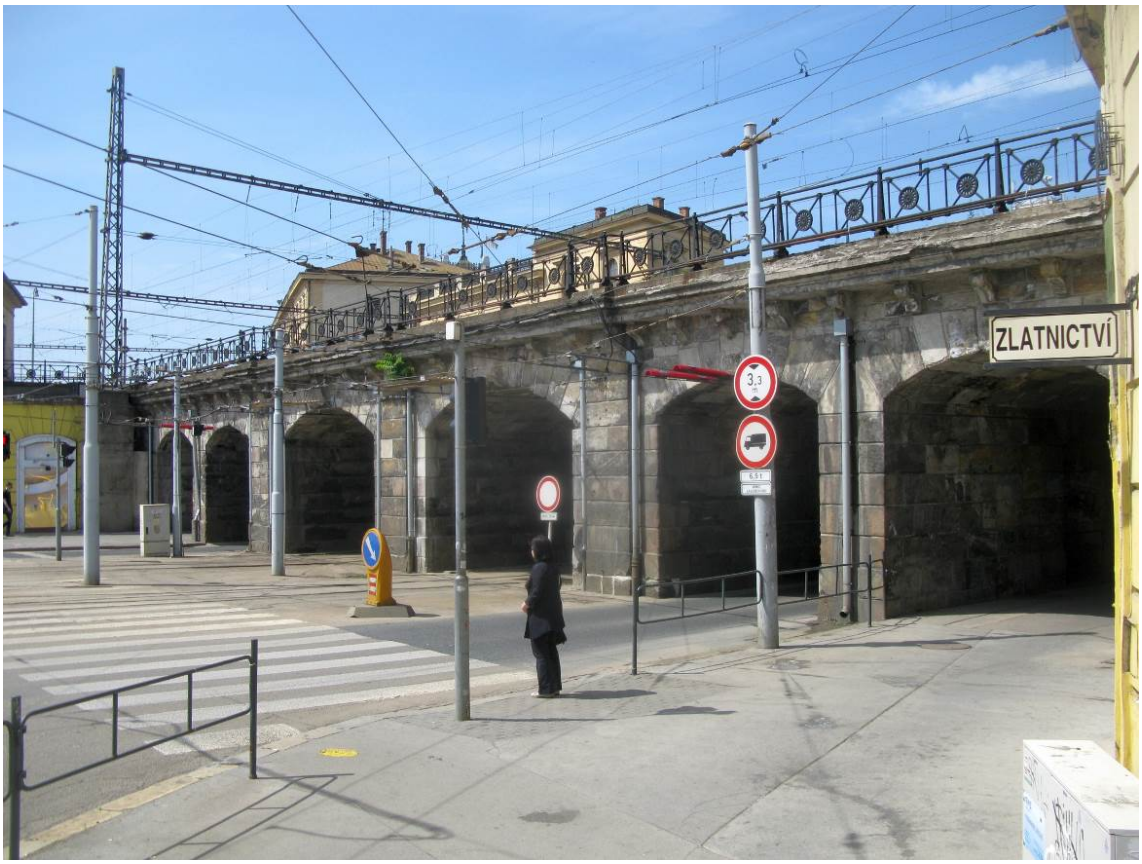
Příspěvek popisuje záchranu mostu v čase „po hodině dvanácté“ a zabránění kolapsu integrovaného dopravního systému Jihomoravského kraje aneb, jak negativní vliv na železniční infrastrukturu může mít nekoncepční přístup zástupců státní správy a samosprávy.

Úvod

Pro pochopení způsobu a rozsahu opravy mostu v km 155,892 tratě Břeclav – Brno zahájené v loňském roce je třeba se krátce zmínit o stavu železniční infrastruktury v železničním uzlu Brno.

V rámci připravované přestavby železničního uzlu má být nové hlavní osobní nádraží dle požadavku Magistrátu města Brna přesunuto asi o 800 m jižním směrem. S ohledem na tuto skutečnost se předpokládá, že výpravní budova, zemní těleso a mostní objekty v oblasti hlavního nádraží budou po realizaci stavby předány místní samosprávě. Proto se již řadu let na dosavadní železniční infrastruktuře v této oblasti provádí pouze údržbové práce případně méně finančně náročné opravy. Avšak vzhledem k tomu, že definitivní rozhodnutí o výstavbě nového osobního nádraží je desítky let odkládáno, ukázal se tento přístup jako nedostatečný, neboť některé součásti železniční dopravní cesty se přiblížily hranici své použitelnosti.

A jedním z nich je i výše uvedený železniční most nazývaný brněnskou veřejností „Viadukt Křenová“.



Obr. 1 Stávající stav mostu

Popis dosavadního stavu

Jedná se o most o šesti otvorech a třech kolejích. Nosné konstrukce jsou klenbové, v původní kamenné části se jedná o jednovrstvé pískovcové zdivo tl. cca 70 cm z roku 1849, v roce 1936 byl most rozšířen na levé straně asi o 4 m monolitickou částí. Světlosti otvorů jsou 2 x 3,8 m, 2 x 5,7 m a 2 x 3,8 m a je jimi vedena pěší a pozemní městská doprava včetně tramvají a trolejbusů. Pilíře a opěry jsou také kamenné s obkladem z pískovcových kvádrů. Stav veškerého zdiva byl z důvodu dnes již naprosté absence hydroizolace na rubu silně navlhlý, místy hloubkově odmrzlý, spárování značně vyluhované. Z důvodu lokálního odpadání odmrzlých částí byly nosné konstrukce v minulých letech místy sanovány. Stav nosných konstrukcí byl při běžných a podrobných prohlídkách hodnocen nejhorším stupněm 3.

Na levé straně bezprostředně navazuje most v ev. km 155,900 o jedné koleji (ocelová konstrukce s mostnicemi) a přístupové cestě na nástupiště u výpravní budovy. Na pravé straně je most ukončen římsou s historickým litinovým zábradlím.

Svršek na mostě vytváří kolejové rozvětvení z jednoduchých a křižovatkových výhybek.

Most je zapsán na seznam památkově chráněných objektů.



Obr. 2 Stávající stav mostu

Rozhodnutí o opravě mostu

Jak bylo naznačeno v úvodní části, postupné chátrání mostu se údržbovými pracemi již nedalo zastavit. Na jeho špatný stav upozornila i stavební policie města Brna a podala oznámení Drážnímu úřadu. Správce mostu si byl vědom, že údržbovými pracemi nelze most udržet v požadovaném provozním stavu a proto navrhl snížení přechodnosti vozidel. Tento návrh však nebyl akceptován, neboť nebyl doložen příslušnou dokumentací.

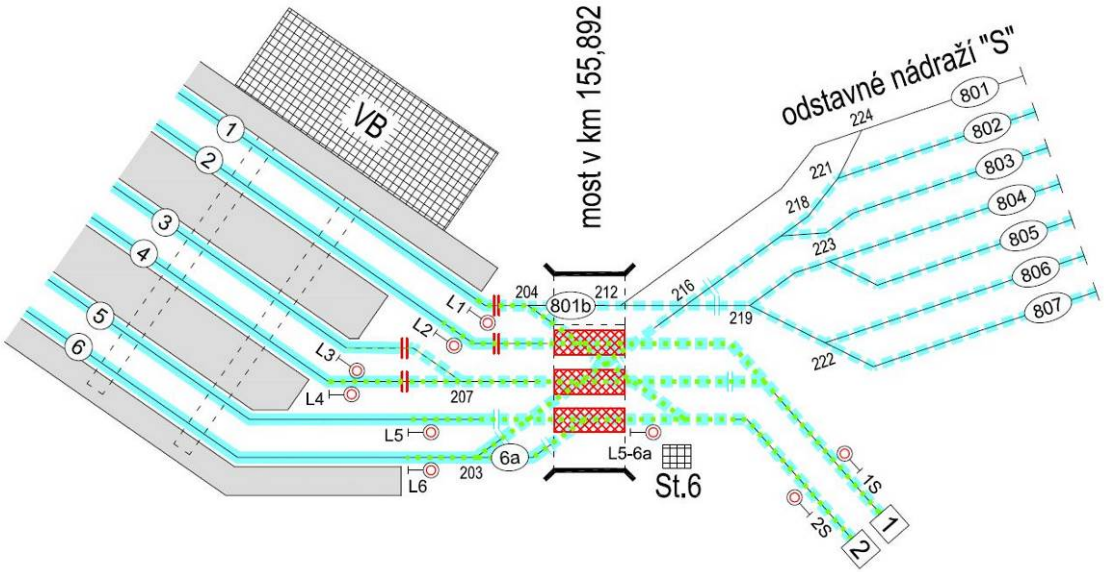
Bylo tedy zadáno provedení diagnostického průzkumu a vypracování statického přepočtu dosavadního mostu VUT Brno, fakultě stavební. Předložené výsledky jednoznačně potvrdily stanovisko správce, a proto ihned došlo ke snížení přechodnosti z traťové třídy D4 na traťovou třídu C3.

Diagnostický průzkum také obsahoval jasné konstatování: Nebude-li zabráněno dalšímu chátrání mostu, především pronikání vody do nosných konstrukcí, bude nutno přechodnost vozidel dále snižovat, případně železniční dopravu na mostě zcela vyloučit.

Pod tíhou těchto skutečností bylo konečně rozhodnuto o opravě mostu. S ohledem na finanční náročnost a bezprostřední blízkost nástupišť v žst. Brno hlavní však cílem opravy bylo skutečně pouze zamezit dalšímu chátrání mostu bez dosažení původní přechodnosti.

Příprava stavby

Oprava mostu spočívala především v obnově hydroizolace včetně nového systému odvodnění a sanaci kleneb a spodní stavby. Po dohodě s památkáři byla navržena také obnova říms včetně repase dosavadního historického zábradlí. Rozhodnuto bylo i o komplexní výměně kolejového rozvětvení na mostě včetně napojení do přilehlých kolejí, doplnění vybraných výhybek elektrickými ohřevy a kompletní výměně všech kabelových tras. Zlomovým okamžikem při zpracovávání projektové dokumentace bylo rozhodnutí o postupu výstavby, především o požadavcích na výluky kolejí. Byly předloženy tři varianty stavebních postupů: 3 x jeden měsíc vždy jedna kolej nebo jedenkrát dva měsíce dvě koleje + jeden měsíc jedna kolej anebo jeden měsíc úplné zastavení provozu, tj. vyloučení všech tří kolejí. Po opakovaných jednáních především se zástupci řízení provozu SŽDC, českých drah a firmy KORDIS jako garanta integrovaného dopravního systému Jihomoravského kraje bylo rozhodnuto uskutečnit hlavní opravné práce v jednom měsíci za úplného vyloučení železničního provozu.



Obr. 3 Schéma mostu

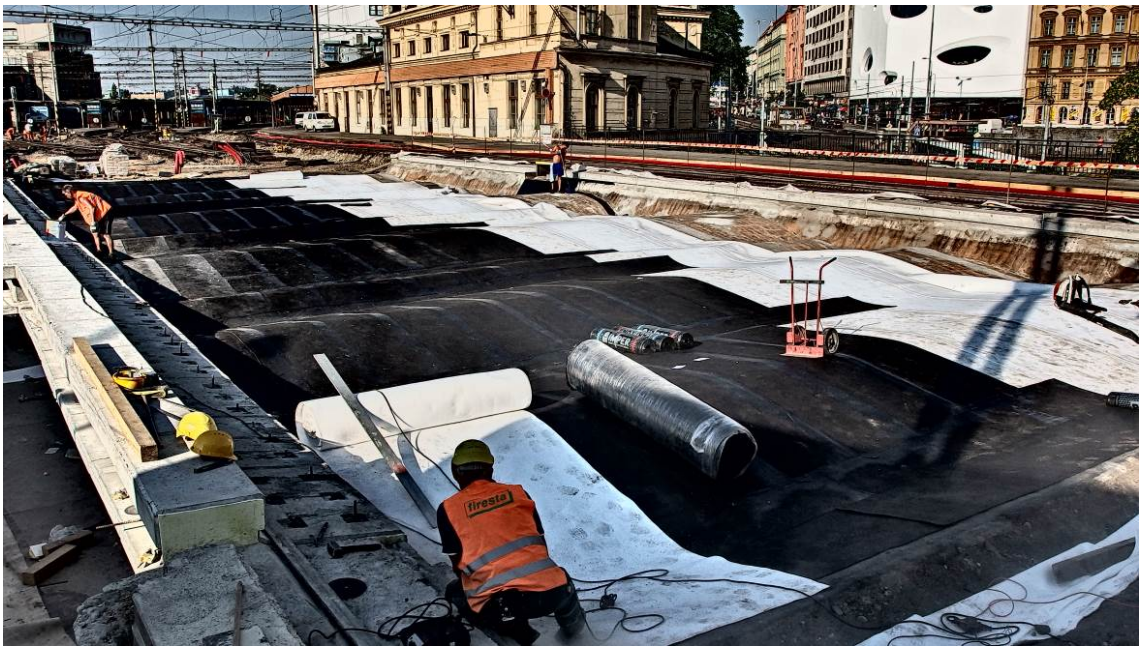
Tento závěr byl z pohledu opravy mostu (souvislá pokládka hydroizolace) a především z pohledu montáže žel. svršku bez nutných provizorních propojení velmi výhodný. Z pohledu zajištění a organizování drážní a integrované dopravy byla však situace značně složitější.

Z důvodu minimalizace dopadů tohoto způsobu realizace hlavních stavebních prací na mostě na cestující veřejnost byl termín výluky vložen do prázdninových měsíců

od poloviny července do poloviny srpna. V rámci zpracování výlukového rozkazu musela být učiněna řada netradičních dopravních opatření. Osobní vlaky a některé rychlíky ze směru od Havlíčkova Brodu měly koncovou stanici v žst. Královo Pole a pro vlaky ze směru od České Třebové v žst. Židenice, vždy s nutným přestupem cestujících na městskou hromadnou dopravu.

Pro projíždějící mezinárodní rychlíky a některé další vlaky byla zvolena odklonová trasa přes žst. Brno dolní nádraží po tzv. „průtahu“, který doposud sloužil pro průjezd nákladních vlaků. V žst, Brno dolní však muselo být vybudováno provizorní nástupiště pro zastavování rychlíků. Odtud byli cestující přepravováni náhradní autobusovou dopravou na hlavní nádraží. Pro všechny ostatní směry – Přerov, Veselí n/M, Břeclav Znojmo, Jihlava – sloužilo hlavní nádraží jako koncové.

Již několik měsíců před zahájením výluky byla úsekem řízení provozu zahájena informační kampaň pro včasnou informovanost cestujících.



Obr. 4 Provádění izolace mostu

Realizace stavby

V sobotu 13. července byly všechny koleje na mostě vyloučeny a vlastní stavba byla po několika týdnech přípravných prací skutečně zahájena. V prvních dnech probíhala v souběhu řada činností, především postupné vytrhávání výhybek, demontáž návěstidel, odtěžování kolejového lože, likvidace kabelových tras a poté odtěžování přesypávky na mostě a bourání říms. Následně bylo na mostě přikročeno k sanaci povrchu pod hydroizolaci a vytvoření nového odvodňovacího systému. Byla vybetonována nová levá římsa a na pravé straně byly osazeny a přikotveny předem vybetonované římsové prefabrikáty. Snesené historické zábradlí bylo pod dozorem památkářů odvezeno k repasi. Do vyvrtaných otvorů v úžlabí u pat říms byly osazeny nové odvodňovače a byla položena nová vodotěsná izolace. Dohodnutý časový harmonogram prací byl dodržován a 16. den třicetidenní nepřetržité výluky byla izolace převzata a most byl uvolněn ke zřízení přesypávky a dalším stavebním postupům. Práce pokračovaly postupným předštěrkováním, pokládkou výhybek a přípojů budováním kabelových tras zabezpečovacích, sdělovacích a silových vedení, montáží návěstidel, svařováním kolejí a výhybek, kompletizací zabezpečovacího zařízení, úpravou trakčního vedení a celu řadou dalších souvisejících činností.

Výluka byla v souladu s rozkazem o výluce ukončena v neděli 11. srpna. Uvedení do zkušebního provozu se uskutečnilo za přítomnosti zástupce Drážního úřadu v podvečerních hodinách.

Další postup

Ke konci výluky však byly dokončeny pouze práce nutné pro obnovení železničního provozu. Na všech stavebních objektech a provozních souborech dále probíhaly dokončovací práce. Jediným stavebním objektem, který v roce 2013 nebyl dokončen je vlastní most. Práce na jeho horní části sice byly dokončeny osazením repasovaného historického zábradlí na pravé římse, ale druhá důležitá část opravy mostu – sanace kleneb a spodní stavby se uskuteční až v roce 2014. Důvodem je předpoklad, že v důsledku položení nové vodotěsné izolace dojde k vyschnutí nosných konstrukcí, pilířů i opěr a podmínky pro jejich sanaci budou výrazně lepší. Tyto práce však budou spojeny s postupným omezováním městské hromadné, individuální i pěší dopravy pod mostem. Sanaci kleneb nad pozemními komunikacemi navíc bude možno provádět pouze v relativně krátkých nočních výlukách provozu městské hromadné dopravy.

Závěr

Z pohledu technického řešení opravy mostu se jistě nejedná o žádnou mimořádnou stavbu. Složitost celé akce spočívala jednak v dopravních opatřeních, které bylo nutno, vzhledem ke zvolené výlukové variantě, zajistit a v koordinaci všech stavebních činností, které bylo nutno v relativně krátkém čase zajistit. Tlak na přesné plnění časového harmonogramu byl mimořádný i v tom, že stavba byla realizována v podstatě bez časových rezerv, neboť případné noční práce byly podmínkami stavebního povolení vyloučeny.

Rádi bychom vyzdvihli vstřícný a odvážný přístup zástupců složek řízení jak železničního provozu, tak i integrovaného dopravního systému Jihomoravského kraje, že byli ochotni přistoupit na návrh správce infrastruktury a byli ochotni jít do nevyzkoušené a možná i riskantní akce. Dnes již můžeme říci, že z dopravního hlediska, i díky kvalitní informační kampani, se akce nesetkala se zásadním nesouhlasem cestující veřejnosti a snad to byla dobrá generálka na dlouho připravovanou a neustále odkládanou přestavbu železničního uzlu Brno.

Rekonstrukce železničního mostu v Dešenicích

Ing. Petr Hanzal, Metrostav, a.s.
Ing. Tomáš Šlais, Valbek, spol. s r.o.
Ing. Pavel Prošek, SŽDC, s.o.

Rekonstrukce železničního mostu v km 29,810 trati Železná Ruda – Plzeň zahrnuje náhradu stávající nosné konstrukce spřaženou ocelobetonovou konstrukcí a sanaci kamenné spodní stavby včetně jejich úprav pro zajištění prostorové průchodnosti a průběžného štěrkové lože. Specifika stavby spočívají v rozsahu sanované spodní stavby a výšce mostu, se všemi dopady na provádění. Jedná se o příklad solitérní stavby železničního mostu v zajímavém krajinném prostředí na hranici CHKO Šumava.



Obr. 1 Původní stav mostu před zahájením projektové přípravy

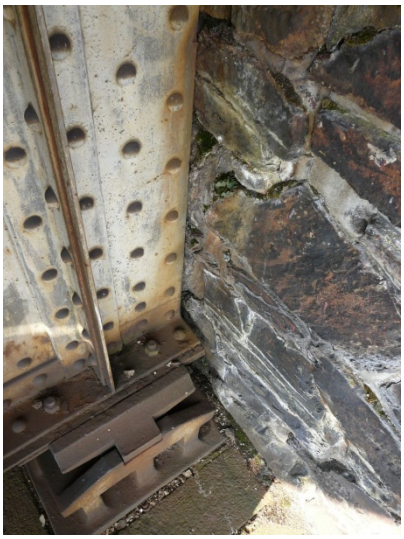
Původní stav mostního objektu

Železniční most převádí jednokolejnou neelektrifikovanou trať Železná Ruda - Plzeň přes bezejmenný potok u obce Dešenice. Mostní objekt je jednopolový s původní ocelovou nýtovanou konstrukcí z roku 1878 o rozpětí 20,10 m. Nosná konstrukce byla tvořena dvojicí hlavních nosníků výšky 2,10 m, na kterých byly plošně uložené mostnice (tzv. bezmostovková konstrukce). Masivní spodní stavba mostu je zděná z kamene a je tvořena dvěma opěrami s rovnoběžnými křídly, které jsou s opěrami spojeny do jednoho kompaktního celku. Založení spodní stavby je plošné, zdivo základů je uložené na dřevěných roštech. Výška mostu nad korytem potoka je cca 22,0 m. Železniční trať převáděná po mostě je vedena v přímé s podélným sklonem 13 ‰.

Ocelová nosná konstrukce již byla bez funkční protikorozní ochrany a silně oslabená hloubkovou korozí. Konstrukce byla vlivem deformace spodní stavby natlačena na závěrné zídky opěr a tím bylo zamezeno volné dilataci konstrukce vlivem změny teploty. Kamenné zdivo spodní stavby bylo porušené. Některé rohové kvádry byly odtržené, spárování bylo rozpadlé s vyplaveným pojivem. Z líce zdiva rostly náletové dřeviny s průměrem kmenu i přes 100 mm.



Obr. 2 Pohled na pohyblivé ložisko



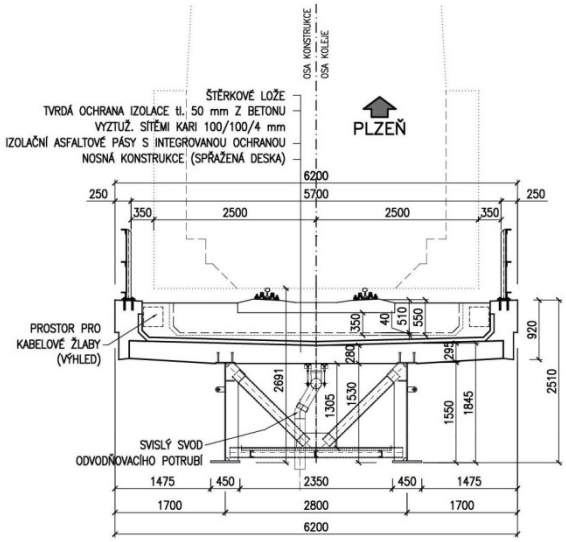
Obr. 3 Pohled na pevné ložisko

Nosná konstrukce a spodní stavba byly na základě prohlídky hodnoceny stupněm 3 (nevyhovující stav). S ohledem na stáří a technický stav objektu bylo rozhodnuto o rekonstrukci mostu.

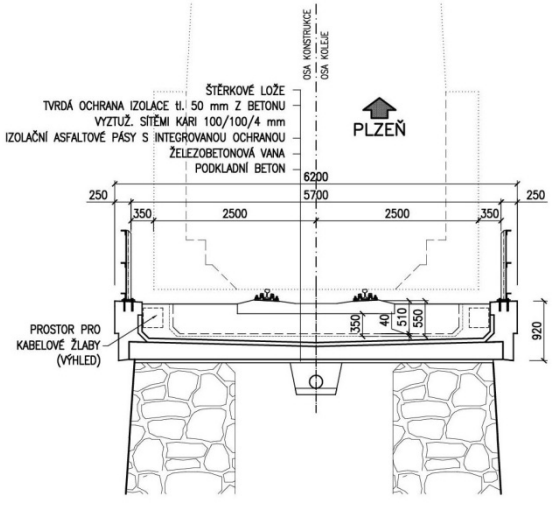
Požadavky pro návrh rekonstrukce

Návrh rekonstrukce jednokolejného železničního mostu musel splňovat následující požadavky:

– zachování stávající kamenné spodní stavby
– umožnění provedení průběžného štěrkového lože v celé délce mostu
– zajištění prostorové průchodnosti pro VMP 2,5
– příprava mostu pro dlouhodobě plánovanou elektrizaci tratě
– návrh nové nosné konstrukce na zatížení dopravou dle ČSN EN 1991-2 s uvažováním zatěžovacího schématu LM-71 a součinitele α = 1,10



Obr. 4 Příčný řez NK



Obr. 5 Příčný řez na opěře

Spodní stavba

Stávající kamenná spodní stavba tvořená dvojicí masivních opěr výšky 22 m s rovnoběžnými křídly délky 21 m byla kompletně sanována. Kamenné zdivo bylo otryskáno, zbaveno náletových dřevin rostoucích ze zdiva a bylo nově hloubkově přespárováno. Pro zajištění celistvosti a zvýšení únosnosti zdiva (mimo rozsah bourání) byla provedena nízkotlaká injektáž aktivovanou cementovou maltou.

Původní úložné prahy, z přesně opracovaných kamenných kvádrů, byly zcela odstraněny a na jejich místě byly realizovány nové ŽB úložné prahy včetně závěrných zídek. Na křídlech opěr byly, před realizací ŽB žlabu, osazeny podélné svody odvodnění z vysokohustotního PE a mostní odvodňovače z nerezoceli. Nový ŽB žlab uložený na křídlech je tvořen spodní deskou s příčným dostředným sklonem 2,5 % a bočními římsami. Příčný řez žlabu je konstantní v celé délce křídel i na obou opěrách. Při návrhu šířky ŽB žlabu se uvažovalo s možností umístění kabelových žlabů šířky 0,3 m do štěrkového lože po obou stranách koleje.

Přechod z plného do otevřeného kolejového lože byl za koncem křídel zajištěn gabiony po obou stranách tratě.

S ohledem na plánovanou elektrifikaci tratě byly na pravé straně opěr navrženy konzolové kotevní bloky pro budoucí trakční stožáry.



Obr. 6 Realizace nových úložných prahů



Obr. 7 Pohled na dokončený úložný práh

Nosná konstrukce

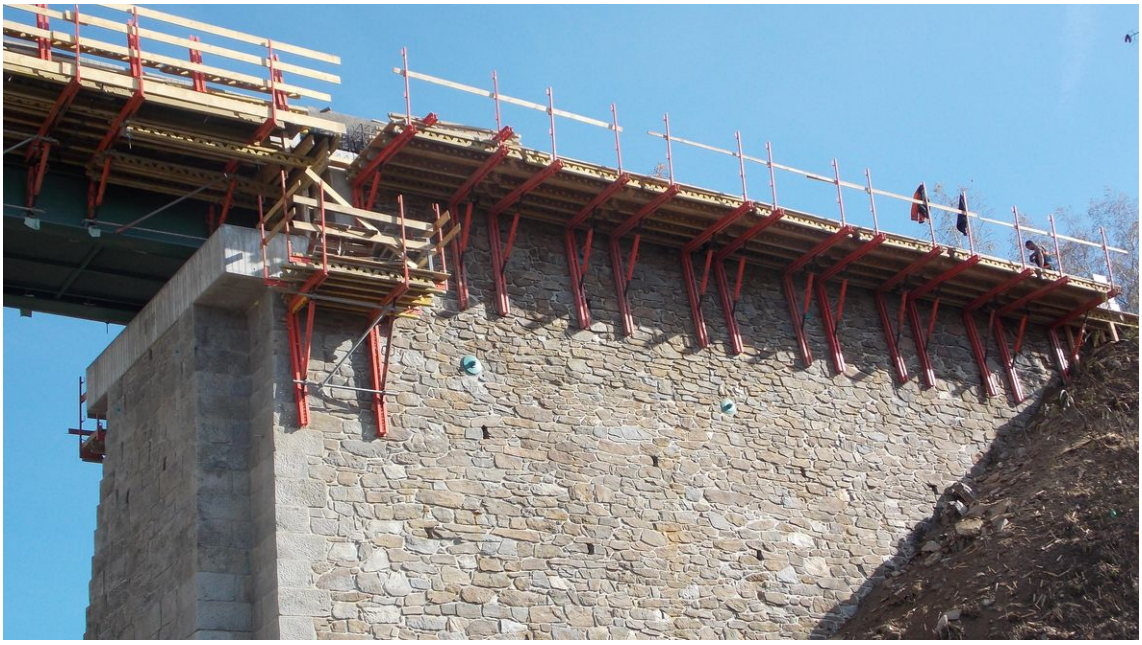
Nová nosná konstrukce je navržena jako ocelobetonová spřažená dvoutrámová konstrukce s horní mostovkou o rozpětí 21,5 m. Dva hlavní ocelové nosníky tvaru I o výšce 1,55 m a v osové vzdálenosti 2,80 m jsou spojeny pomocí spřahovacích trnů s železobetonovou monolitickou deskou o min tl. 280 mm (v úžlabí). Horní povrch desky je v příčném řezu s dostředným sklonem 2,5 % stejně jako opěrách.

Svislé ztužení konstrukce je navrženo v podporách, ve čtvrtinách a v polovině rozpětí OK. Konstrukce všech ztužidel je tvořena dvojicí diagonál a příčníku. V místě ložisek je podporový příčník navržen pro možnost zdvihu nosné konstrukce pro umožnění výměny ložisek.

Ocelová konstrukce je navržena z oceli S355J2+N, spřažená deska z betonu C30/37 a betonářské výztuže B500B.

Dilatační mostní závěry jsou navrženy vodotěsné jednolamelové. V místě pevného uložení je MZ pro celkový pohyb do 80 mm. V místě pohyblivého uložení by byl dostačující stejný MZ. Ale vhledem ke skutečnosti, že nebylo možno ověřit, zda deformace opěr mostu jsou již ustálené, byl zde navržen MZ pro větší posuny, a sice pro celkový pohyb do 100 mm.

Uložení nosné konstrukce na spodní stavbě je navrženo pomocí hrncových ložisek. Na opěře 1 je dvojice podélně pohyblivých ložisek a na opěře 2 dvojice pevných ložisek. Všechna ložiska jsou konstrukčně upravena pro umožnění jejich kompletní výměny bez nutnosti odbourávání podložiskového bloku. Úprava klínových desek ložisek byla navržena s požadavkem na zajištění vodorovnosti horní desky ložiska (pístu) nikoliv při osazování ložisek, ale při provozním stavu (bez zatížení vlakem), kdy působí již veškeré stálé a nahodilé dlouhodobé zatížení. Důvodem pro tento krok byla omezená rotační kapacita hrncových ložisek a snaha o prodloužení životnosti vnitřního těsnění hrnce ložisek.



Obr. 8 Pohled z boku opěry při armování říms

Revizní zařízení

Pro umožnění revize nosné konstrukce byl u opěry 2 z boku nosné konstrukce navržen přístup z trati na úložný práh. Přístup je řešen pomocí ocelového žebříku s ochranným košem umožňující sestup na plošinu vystupující z boku úložného prahu. Z úložného prahu je možné vstoupit do nosné konstrukce, kde je mezi hlavními nosníky navržena revizní lávka z ocelových roštů. Přístup na úložný práh na opěře 1 je umožněn přes NK.

Pro přístup z vnější strany hlavních nosníků je na jejich stěně doplněno ocelové revizní madlo, navařené na stěnu ve výšce 1,1 m nad dolní pásnicí.

Výstavba mostu

Stavební práce byly zahájeny vytvořením pracovní (montážní) plochy pod mostem, kdy se nejprve muselo provést dočasné zatrubnění potoka. Před zahájením traťové výluky se v dostatečném předstihu provedla sanace stávajících kamenných opěr a započala výroba OK a příslušenství mostu. Po zahájení výluky se nejprve odstranil železniční svršek včetně zábradlí na křídlech a byly odbourány závěrné zídky pro uvolnění sevřené OK. Následně byla snesena původní ocelová konstrukce a poté mohly dále pokračovat bourací práce pro realizaci navržených úprav spodní stavby.



Obr. 9 Vyjmutí původní OK – příprava jeřábu



Obr. 10 Vyjmutí původní OK – přemístění

Nová ocelová konstrukce byla na stavbu dovezena z mostárny v jednom kuse (kompletní) včetně montážního ztužení. Před osazením ocelové konstrukce na spodní stavbu, bylo na ocelové konstrukci kompletně sestaveno systémové bednění a vyvázána výztuž spřažené desky.



Obr. 11 Osazení nové OK – příprava závěsů



Obr. 12 Osazení nové OK – přemístění

Takto připravená konstrukce byla pomocí kolového jeřábu přemístěna z montážní plochy na hydraulické zdvihací lisy připravené na nových úložných prazích. Hrncová ložiska byla před montáží konstrukce osazena bez podlití na podložiskové bloky. Podlití ložisek polymermaltou proběhlo po ustavení nosné konstrukce do projektované polohy s aktivací 7 dní po betonáži. Stavební práce dále pokračovaly betonáží ŽB desek na opěrách a říms na celém mostě.

Pro rekonstrukci mostu byla navržena a schválena nepřetržitá traťová výluka v délce 56 dní. Během předepsané výluky se povedlo provést veškeré navržené práce ve velmi dobré kvalitě a před ukončením výluky se mohlo přistoupit k provedení hlavní mostní prohlídky a statické zatěžovací zkoušce.



Obr. 13 Pohled na dokončený most



Obr. 14 Pohled z boku

Zatěžovací zkouška

Po uskutečnění hlavní prohlídky mostu byla zahájena statická zatěžovací zkouška nosné konstrukce. Pro zajištění dostatečné účinnosti zkušební zátěže bylo použito kolejového jeřábu EDK-750 s protizávažím o hmotnosti 30 t. Na základě kladného výsledku zkoušky byl mostní objekt v listopadu 2013 uveden do zkušebního provozu a všichni zúčastnění doufáme, že bude sloužit bez velkých závad alespoň stejně dlouho jako jeho předchůdce.



Obr. 15 Statická zatěžovací zkouška před ukončením výluky

Na stavbě se podíleli:

Investor:	Správa železniční dopravní cesty, s.o., Stavební správa západ
Projektant:	Valbek, spol. s r.o., středisko Plzeň
Zhotovitel:	Metrostav a.s.
Výroba a montáž OK:	OK-BE, spol. s r.o.

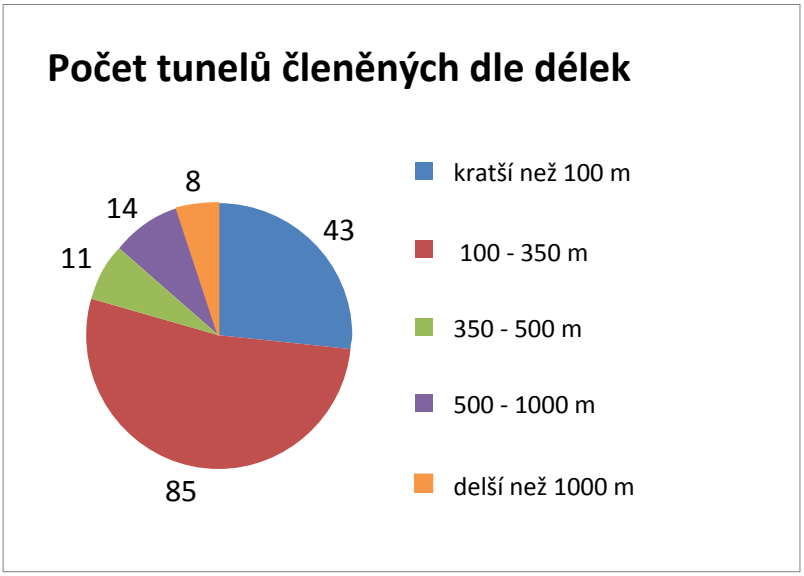
Železniční tunely ve správě SŽDC

Ing. Hana Mastilová, SŽDC, s.o.

Železniční síť v České republice je charakterizována velkým množstvím tunelů. Většina z nich je poměrně starých a jsou stavěny pomocí různých metod a z různých materiálů. Jelikož se jedná o jedno z nejnáročnějších stavebně inženýrských děl, je třeba dbát zvýšenou pozornost nejen na fázi celého stavebního procesu, ale i na následnou správu. Tuto správu zajišťuje Správa železniční dopravní cesty prostřednictvím svých odborných správ – Správ mostů a tunelů.

Základní údaje (platné k 31. 12. 2013)

V současné chvíli se ve správě SŽDC nachází celkem 161 tunelů, jejichž celková délka je 44.847 m. Z tohoto množství byla téměř polovina tunelů postavena jako dvoukolejné, postupem času však z bezpečnostních důvodů, ale především z důvodu zvyšování požadavků na prostorovou průchodnost tratí, byl ve stavebně dvoukolejných tunelech omezen provoz na jednokolejný. Nyní je tedy v provozu 117 tunelů jednokolejných a 44 dvoukolejných. Vzhledem k relativně vysokému počtu je zřejmé, že se jednotlivé tunely od sebe liší technickými parametry. Z hlediska bezpečnosti je důležitým parametrem především délka. Dojde-li v tunelu k havárii, je včasný odborný zásah problematičtější než v otevřeném terénu. Dle zákona č. 133/1985 Sb. o stanovení podmínek požární bezpečnosti a výkonu státního požárního dozoru (vyhláška o požární bezpečnosti) jsou tunely delší než 350 m označeny jako objekty se složitými podmínkami pro zásah a jsou proto požadována zvýšená požární opatření. U nových staveb je tento požadavek již zohledněn, ovšem především při rekonstrukcích tratí nižšího dopravního významu znamená výrazné zvýšení ekonomické náročnosti. V těchto případech se argumenty pro případnou rekonstrukci hledají velmi obtížně. V síti najdeme většinou kratší tunely - 128 tunelů je kratších než 350 m, tunelů delších než 1000 m je 8.



Obr. 1 Graf počtu tunelů členěných dle délek

Nejkratším tunelem je tunel Nelahozeveský I délky 23,3 m, naopak nejdelším železničním tunelem v ČR je tunel Březenský délky 1759,2 m, který se nejen svou délkou, ale také technologií výstavby (metoda obvodového vrubu) řadí k zajímavým stavebním počinům. Svou délkou 1747,3 m také vyniká tunel Špičácký, jež je vzhledem k době svého vzniku v roce 1878 obdivuhodným dílem.



Obr. 2 Tunel Březenský



Obr. 3 Tunel Nelahozeveský I

Stavební stav

Důležitým ukazatelem konstrukční kondice tunelů je hodnocení stavu tunelů, zahrnující jak zhodnocení stavu tunelu ze stavebního hlediska, tak z hlediska zavodněnosti. Toto hodnocení provádějí místní správci z příslušných Správ mostů a tunelů v rámci dohlédací činnosti. Základní požadavky na provádění dohlédací činnosti jsou dány právním předpisem – Vyhláškou MD č. 177/95 Sb. A podrobná úprava je uvedena v předpisu SŽDC (ČD) S6 Správa tunelů. Dohledová činnost na tunelech se člení na:

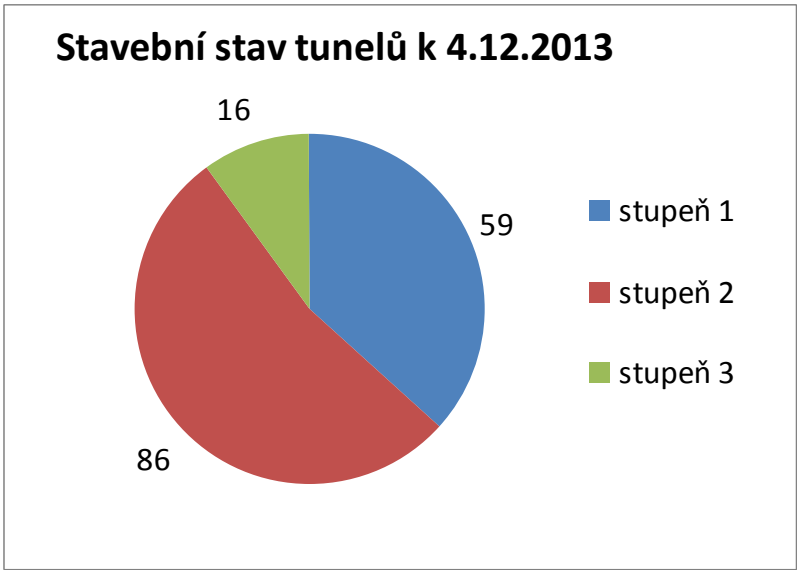
– stálý dohled,
– běžné prohlídky,
– podrobné prohlídky,
– kontrolní prohlídky,
– zvláštní pozorování,
– kontrolu prostorové průchodnosti.

Stavební stav je hodnocen při podrobné prohlídce (může být změněn při běžné či kontrolní) a je vyjádřen třemi stupni:

– stupeň 1 – dobrý stavební stav,
– stupeň 2 – vyhovující stavební stav,
– stupeň 3 – nevyhovující stavební stav (stav vyžadující zvýšenou pozornost, který nemusí zavdávat okamžitou příčinu na změnu podmínek provozuschopnosti).

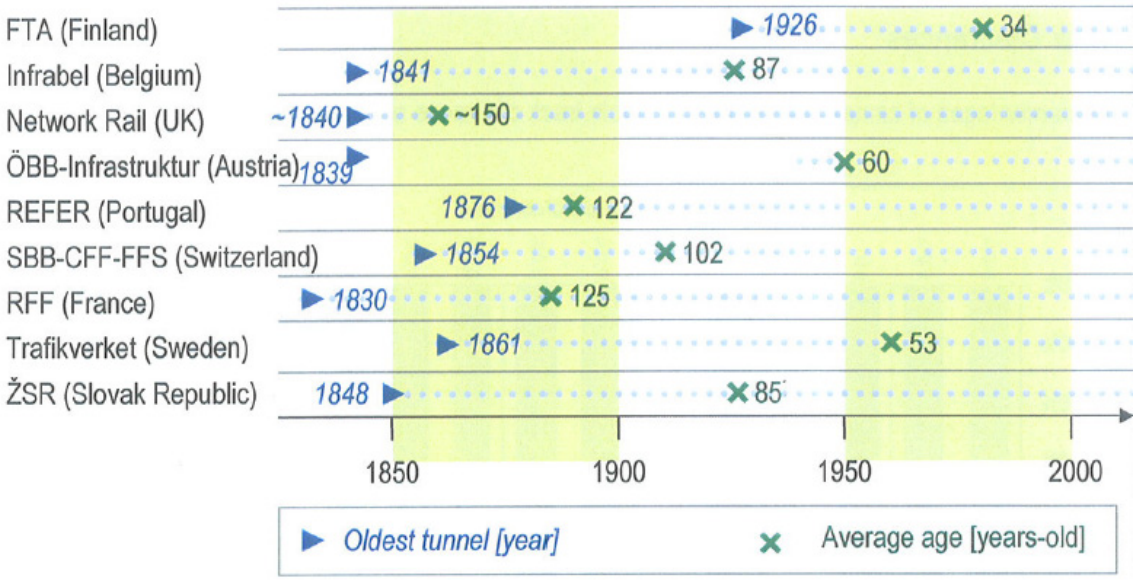
V současné době se v síti nachází 59 tunelů hodnocených stupněm „1“, 86 tunelů stupněm „2“ a 16 tunelů stupněm „3“. V porovnání s údaji z roku 2002, kdy se v síti nacházelo 22 tunelů (ze 149) hodnocených stupněm „3“, lze konstatovat, že stavební stav tunelů má zlepšující se tendenci.

Stavební stav tunelů často vyplývá z jeho stáří, tedy z doby jeho vzniku a z použitých technologií. Nejstaršími tunely u nás byly tunely Třebovický a Tatenický, postaveny již v roce 1845, přičemž první z nich, díky složitým geologickým podmínkám (přítomnost bobtnavých, vysoce plastických jílů) patřil k nejnáročnějším tunelovým stavbám v Evropě a v době své existence byl několikrát rekonstruován. Z důvodu vybudování přeložky tratě v roce 2004 byly oba tunely zrušeny a současně jsou nejstarší železniční tunely Blanenské č. 3, 4, 7, 8/1, 9 a 10 postavené v roce 1848. Průměrné stáří našich tunelů je 111 let, přičemž mladších než 100 let je pouhých 36, z toho 18 postavených po roce 1990. V porovnání s ostatními evropskými státy se tedy řadíme k zemím s jedněmi z nejstarších tunelů.

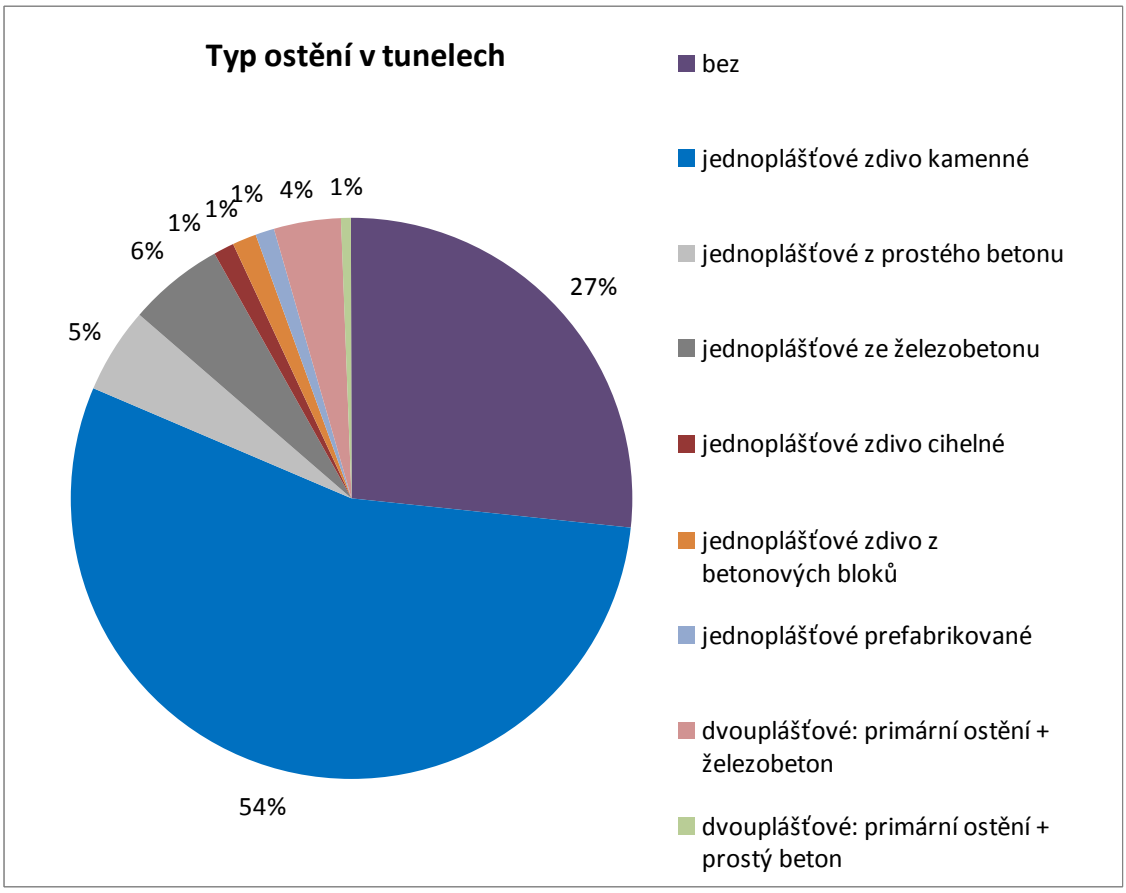


Obr. 4 Graf množství tunelů v daném stavu

Stáří tunelů má vliv na použité materiály a technologie výstavby. Pro tunely staršího data výstavby je typické uplatnění především ostění kamenného, které mnohdy vykazuje spolehlivost přes sto let. Ta je nicméně vykoupena pečlivou údržbou spočívající především v ochraně před pronikáním spodní vody. V současnosti je v tunelech nejčastěji použito ostění železobetonové, což následnou údržbu značně zjednodušuje.



Obr. 5 Graf porovnání stáří tunelů



Obr. 6 Přehled ostění

Tunely postavené po roce 2000

Po krátkém období výstavby tunelů po druhé světové válce, došlo k výraznému stavebnímu útlumu, kdy bylo zprovozněno pouze několik málo tunelů. Jedná se o tunely Libeňský (1975), Novosedelský (1980), Vinohradské III (1989) a Blanenský č. 8/2 (1992). Po tomto relativně dlouhém období dochází k postupnému obnovení stavební činnosti až v posledních letech v souvislosti převážně s budováním tranzitních koridorů. Přehled nejnověji vystavěných tunelů lze vidět v následující tabulce.

Název tunelu	OŘ	Ev. č.	Délka [m]	Stav. stav	ID tun.	Pr. průřez	Rok	Počet kolejí
Blanenský č. 8/2	Brno	226	556,71	2	229	Z-GC	1992	1
Vepřek	Praha	501	389,85	1	682	Z-GC	2002	2
Tatenický	Hr. Králové	552	142	1	215	Z-GC	2004	2
Krasíkovský	Hr. Králové	551	1091	1	213	Z-GC	2004	2
Třebovický	Hr. Králové	553	94,97	1	218	Z-GC	2005	2
Malá Huba	Hr. Králové	554	324	1	219	Z-GC	2005	2
Hněvkovský I	Olomouc	555	180	1	562	Z-GC	2005	2
Hněvkovský II	Olomouc	556	461,85	1	582	Z-GC	2005	2

Název tunelu	OŘ	Ev. č.	Délka [m]	Stav. stav	ID tun.	Pr. průřez	Rok	Počet kolejí
Březenský	Ústí n. L.	502	1758,2	1	764	Z-GC	2007	1
Vítkovský severní	Praha	504	1314	1	772	Z-GC	2008	2
Vítkovský jižní	Praha	503	1365,1	1	771	Z-GC	2008	2
Osek	Praha	505	324	1	775	Z-GC	2011	2
Olbramovický	Praha	480	480	1	787	Z-GC	2011	2
Votický	Praha	506	590	1	788	Z-GC	2011	2
Tomický II	Praha	510	252	1	785	Z-GC	2012	2
Tomický I	Praha	509	324	1	784	Z-GC	2012	2
Zahradnický	Praha	508	1044	1	783	Z-GC	2012	2
Jablunkovský II	Ostrava	561	612	1	796	Z-GC	2013	2

Tab. 1 Přehled nejnovějších tunelů

Nejvýraznější dokončenou tunelovou stavbou uplynulého roku je bez pochyb tunel Jablunkovský, jež byl po dlouhých letech náročné výstavby zprovozněn. Tento tunel je i přes velké problémy, jež se v průběhu ražby vyskytly, na špičkové úrovni, která odpovídá nejvyšším konstrukčním a bezpečnostním požadavkům. Za zmínku také stojí rekonstrukce Střelenského tunelu, ve kterém je instalován úsek pevné jízdní dráhy (typ Porr), jež je teprve druhým v České republice, konstrukčně však jedinečným.



Obr. 7 tunel Jablunkovský



Obr. 8 tunel Střelenský

V následujících letech lze očekávat dokončení Sudoměřického a Ejpovického tunelu, jež budou součástí IV. železničního koridoru a nyní jsou v počátečním stádiu výstavby. Druhý zmíněný se stane nejdelší železniční tunelovou stavbou u nás.

Závěr

V současné době zažívá tunelové stavitelství v České republice bouřlivý vývoj. Během uplynulých deseti let bylo vystavěno množství tunelů, jež jsou z hlediska konstrukčního i bezpečnostního na špičkové úrovni. Další železniční tunely jsou v raném stádiu výstavby nebo se připravují. Vzhledem ke komplikovanému způsobu čerpání evropských dotací je třeba přípravu projektů nepodcenit a využít stavební příležitost na maximum.

Tunely totiž znamenají nejen zlepšování kvality dopravy, ale jsou i symbolem pokroku, který českou železniční síť více přibližuje evropským standardům.

Zdroje:

[1] SŽDC: Evidenční systém tunelů

Tunel Červený Kút – moderný trend vo výstavbe železničných tunelov na Slovensku

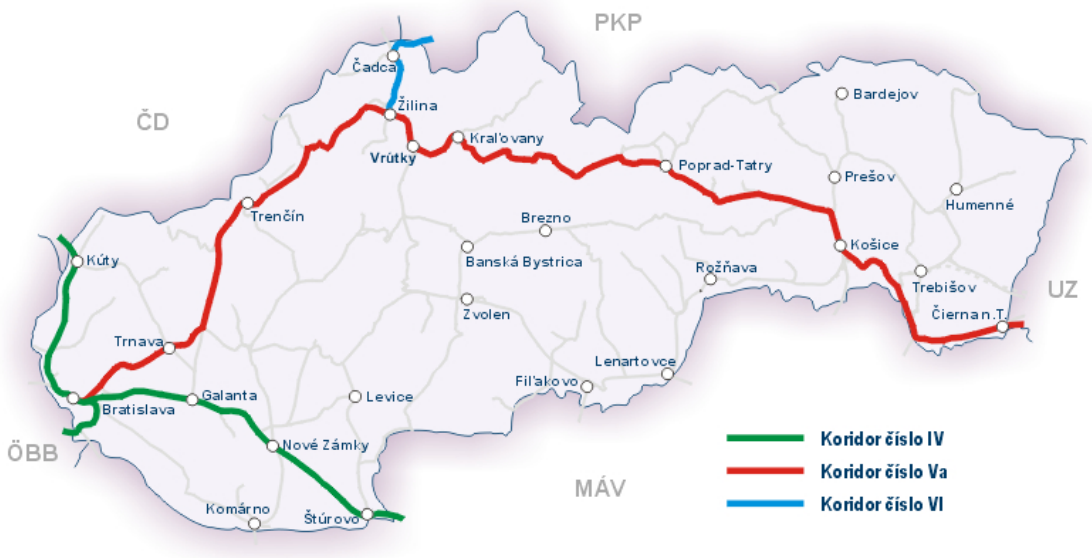
Ing. Michal Gramblička, Ing. Miroslav Marek, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Ján Kušnír REMING CONSULT a.s.

Projektová príprava nových tunelov na železničných koridoroch Slovenskej republiky nabrala moderný trend, ktorý je pre výstavbu dlhších železničných tunelov v Európe už prakticky dominantný. Je to realizácia razieb pomocou plnoprofilových tunelovacích strojov a výstavba definitívneho tunelového ostenia z prefabrikovaných žlb. segmentov.

V našom príspevku popisujeme návrh technického riešenia a razených úsekov sústavy dvoch jednokoľajných tunelov Červený Kút na trati Liptovský Mikuláš – Poprad v stupni dokumentácie pre realizáciu. Minulý rok sme si na konferencii predstavili proces numerického modelovania, dnes Vám predstavíme DRS.

Situovanie koridorov a stupeň prípravy projektov

Modernizácia železničných koridorov na území SR vychádza z európskych dohôd AGC, AGTCV a z ich spresnení na II. a III. paneurópskej konferencii ministrov dopravy. V kontexte týchto dohôd boli do programu modernizácie železničných tratí zaradené aj vybraté trate v sieti ŽSR. Príprava modernizácie medzinárodných železničných koridorov sa na slovenských železniciach začala už v roku 1994. Hlavné a dnes preferované sú: koridor č. Va – Bratislava – Žilina – Košice – Čierna nad Tisou – štátna hranica s Ukrajinou – v dĺžke 545 km, koridor č. IV – štátna hranica s ČR – Kúty – Bratislava – Štúrovo – štátna hranica s Maďarskom – v dĺžke 203 km a koridor č. VI – Žilina – Čadca – Skalité – štátna hranica s Poľskom – v dĺžke 51 km. Tunel Červený Kút sa nachádza na koridore č. Va, medzi Liptovským Mikulášom a Popradom, spoločne s ďalšími 4 tunelmi.



Obr. 1 Prehľadná mapa slovenských železničných koridorov

Umiestnenia

Dvojica jednokoľajných tunelov vedených podzemím masívu Vachtárová, sú vedené prakticky paralelne s existujúcou železničnou trasou údolím Váhu a trasa v podzemí vyrovnáva smerové oblúky, ktorými pôvodná trať prirodzene využila hlboký zárez,

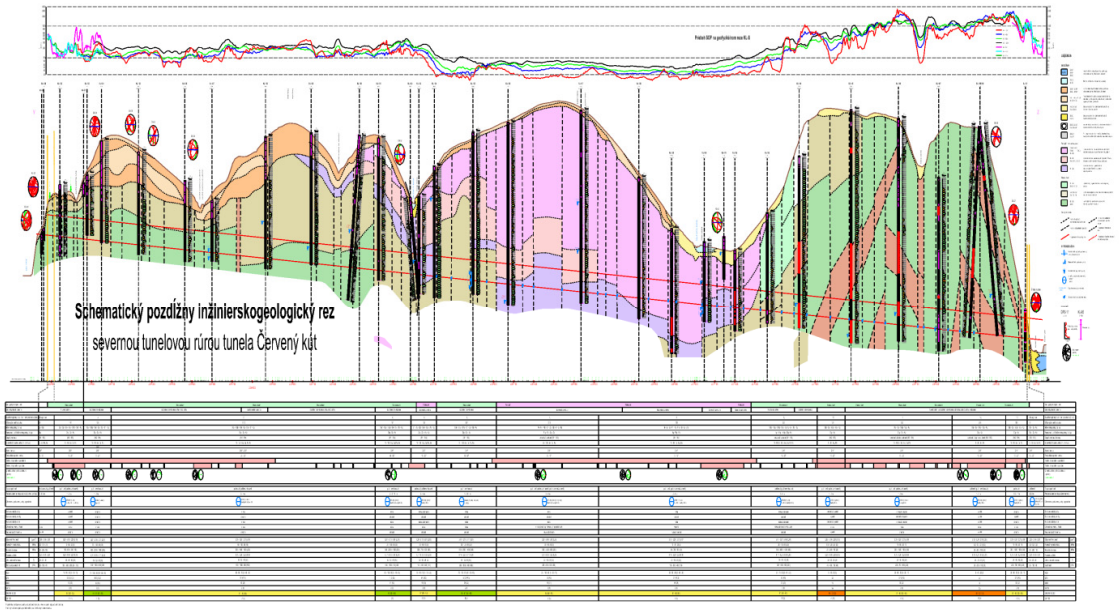
vytvorený riekou Váh. V blízkosti západného portálu tunela sa nachádza obec Kráľova Lehota, východný portál sa nachádza v nezastavanom území. Vzdialenosť tunelových osí je až 40 m. Celé dielo je rozdelené na niekoľko stavebných objektov, hlavnú časť tunela predstavujú razené tunelové rúry, o ktorých návrhu pojednávajú nasledujúce stránky.

Prieskumy

Základným podkladom pre návrh podzemných objektov bol Podrobný inžiniersko - geologický prieskum realizovaný firmou CAD-ECO a.s., ktorý v záujmovom území vyčleňuje nasledovné litologické formácie: pieskovcovo–slieňovcovo–vápencová formácia; zlepencová formácia; formácia vápencovo–dolomitických hornín; flyšová formácia a formácia kvartérnych pokryvných útvarov. V podloží kvartérnych sedimentov resp. paleogénnych hornín sa vyskytujú mezozoické – prevažne karbonatické súvrstvia.

Oblasť stavby je charakterizovaná geodynamickými javmi, ktoré sa vyskytujú v širšom okolí preložky železničnej trate. Konkrétne sa jedná o zvetrávanie; krasovatenie; akumuláciu; svahové pohyby; zamokrenie územia; zemetrasenie a tektonické pohyby; objemové zmeny a erózia. Pre náš návrh je najpodstatnejšie krasovatenie. V blízkom okolí boli zistené rozvinuté podzemné krasové javy – jaskyne (Hybská jaskyňa), mnohé kaverny boli zistené vrtnými prácami. Hydrogeologické pomery v širšom okolí navrhovanej železničnej trate sú odrazom zložitej geologickej stavby územia, jeho tektonického porušenia, litologického zloženia hornín, geomorfologických, klimatických a hydrologických pomerov.

Prieskumné diela pozostávali z banských technických prác, rozrážok a vrtných prác. Na neprístupných miestach boli realizované sondy dynamickej penetrácie. V niektorých vrtoch boli realizované presiometrické skúšky. V rozrážkach boli realizované statické zaťažovacie skúšky a šmykové skúšky na blokoch. Prieskum bol ukončený laboratornými a vzorkovacími prácami mechaniky hornín, chémie vôd a zemín, petrografie, stratigrafie a RTG analýzy.



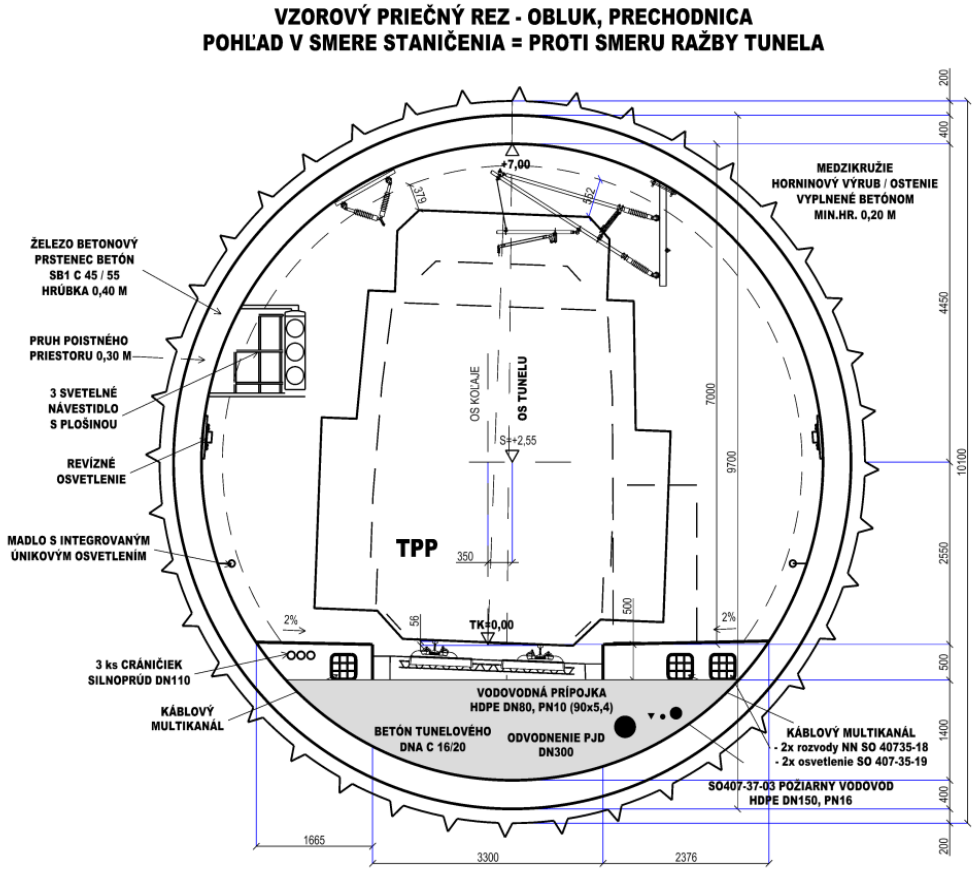
Obr. 2 Pozdĺžny profil tunelom

Technické riešenie

Trasa tunela klesá v smere staničenia od vjazdového k výjazdovému portálu 10,519 ‰ a je vedená čiastočne v oblúku a priamej. Tunel Červený Kút je riešený ako dvojrúrový

jednokoľajný, prevádzkovaný bude ako jednosmerný – v každej rúre jeden smer. Tunel je rozdelený na úseky hĺbené a razené tunelovacím strojom, priečne prepojenia budú vyrazené metódou NRTM.

Južná tunelová rúra			**Severná tunelová rúra**		
Staničenie portálov	Východný portál	Západný portál	Staničenie portálov	Východný portál	Západný portál
Hĺbený Razený	233,809.0 233,929.0	238,664.17 238,654.17	Hĺbený Razený	233,780.0 233,790.0	238,653.85 238,643.85
Celková dl. tunelu z toho razená		4.855,17 4.725,17	Celková dl. tunelu z toho razená		4.873,85 4.853,85



Obr. 3 Vzorový priečny rez tunelom

Razený železničný tunel je navrhnutý pre tunelový prejazdný prierez s elektrickým nadstavcom a prierez vyhovuje rýchlostiam osobných vlakov do 200 km/hod.

Profil výrubu má plochu 78,54 m^2.

Tunel nebude vybavený záchrannými výklenkami.

STP pre jednoduchý tunelový priechodný prierez je na strane únikového chodníka zväčšený o súvislý voľný priestor 500 mm, s vnútorným polomerom 4,45 m a s odsunutím osy tunela a koľaje o 0,35 m.

Úprava umožňuje navrhnúť tunelovú rúru bez jednostranných bezpečnostných výklenkov pri prevádzkovaní rýchlosťou do 160 km/hod., pri uvažovaní ďalšieho zvyšovania rýchlosti

do 200 km/hod., na ktorú je železničná trať v tuneloch projektovaná, bude musieť byť bezpečnosť pracovníkov pri správe a údržbe zabezpečená dodatkovými opatreniami.

Základné posúdenie pre výber tunelovacieho stroja

Na základe predpokladaných geotechnických vlastností masívu vyplývajúcich z podrobného IGP bol prevedený návrh a posúdenie vhodného typu tunelovacieho stroja pre razbu a vyhodnotenie efektívnosti jeho nasadenia.

SIA 198/1993

Základné posúdenie pre výber vhodného tunelovacieho stroja bolo prevedené podľa normy SIA 1998/1993. Najdlhší úsek razenia bude prebiehať v rámci podmienok triedy AK4 (59,8 %), nasledovaný triedou AK3 (24,1 %). Zásadným je však výskyt triedy AK 6 v 8,8 % celkovej dĺžky tunela. Pre triedu AK4 je potrebné zaistiť výrub už v oblasti reznej hlavy a k tomuto účelu je nutné prerušenie pracovného cyklu, čím sa postup razenia značne spomaľuje. Pri dlhších úsekoch razenia v týchto podmienkach sa doporučuje nasadiť tunelovací stroj zo štítom. AK3, ostenie je nutné realizovať už v pracovnej časti stroja, jeho inštalácia prestavuje znateľnú obštrukciu v postupe razenia AK6 (AK T), ostenie sa musí skladať zo segmentových prvkov, ktoré poskytujú okamžitú podporu výrubu. Na základe vyhodnotenia podmienok razenia tunelovacím strojom sa doporučuje uvažovať s použitím tunelovacieho stroja do tvrdých hornín s plášťom (TBM-S).

DAUB

Ďalšie posúdenie vhodnosti stroja previedol projektant podľa metodiky a doporučení DAUB (Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen): hodnoty indexu RQD (Rock quality destignation) dosahujú po väčšiny trasy dostatočných hodnôt, aby neboli vyžadované dodatočné opatrenia. V poruchových zónach je však nutné predpokladať, že pravdepodobne bude nutné stabilizovať čelbu, aby nedošlo k jej kolapsu a následnému zablokovaniu reznej hlavy. Hodnoty podľa klasifikácie RMR (Rock mass rating) dosahujú po celej dĺžke trasy veľmi dobrých hodnôt, v 14,8 % trasy by nebolo nutné nasadenie TBM zo štítom, vzhľadom k tomu, že stabilita výrubu sa javí ako dostatočná. Veľké riziko nestability čelby podľa IGP hrozí v cca 8,8 % dĺžky razenia. Nebezpečie bobtnania hornín nehrozí v žiadnom úseku razenia tunela. U hornín paleogénu hrozí iba „zgelovanie“ pri dlhšom otvorení výrubu. Túto skutočnosť bude nutné rešpektovať pri návrhu injektáže za rub ostenia. Vo väčšine trasy tunelu sú predpokladané prítoky do 5 l/s. Iba v poruchových zónach sa očakávajú prítoky podzemnej vody do 10 l/s, čo by však z hľadiska postupu razenia nemalo predstavovať vážnejší problém. Z hľadiska vzdialeností diskontinuít v masíve je nasadenie tunelovacieho stroja zo štítom vhodné.

Závery posúdenia výberu stroja

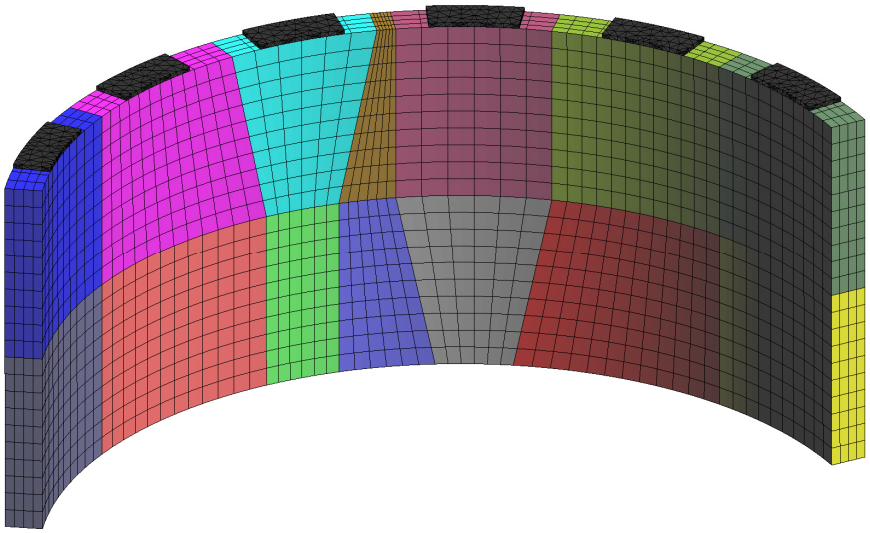
Nasadenie tunelovacieho stroja zo štítom je vhodným riešením, aj keď je možné uvažovať taktiež s typom stroja z dvojitým štítom, ktorý by umožnil rýchlejší postup razenia, predovšetkým v kvalitných horninách. Mieru zvýšeného rizika razenia vzhľadom ku predpokladaným podmienkam je nutné očakávať v úsekoch, ktorých celková dĺžka z celkovej trasy predstavuje asi 8,8 %. V týchto úsekoch bude nutné realizovať dodatočné opatrenia, stabilizujúce čelbu, ktoré je však podľa skúseností na obdobných stavbách možné realizovať.

Ďalším problémom bude skutočnosť, že v horninách mezozoika nie je úplne presne známy rozsah krasových oblastí. Pred samotným nasadením tunelovacieho stroja bude nutné realizovať doplňujúce geologické práce na presnejšom lokalizovaní týchto

oblastí, keď súčasťou geotechnického monitoringu musí byť sledovanie pretvárania masívu jak z povrchu, tak i z podzemia.

Nosná konštrukcia tunelového ostenia

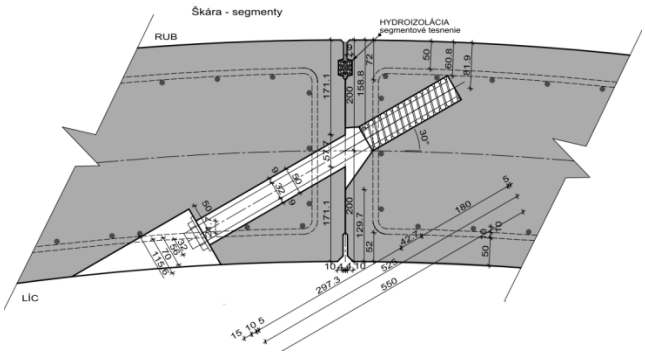
Konštrukcia tunela rešpektuje všeobecné požiadavky STN, projektant previedol výpočty matematickým modelovaním metódou konečných prvkov (MKP) pre primárne ostenie a metódou lomovej energie programom ATENA pre sekundárne ostenie, keď tieto boli dimenzované podľa medzných stavov.



Obr. 4 3D model zaťažovania segmentov prstenca lismi stroja

Vzhľadom k výške horninového nadložia s max. hodnotou cca 100 m a predpokladanými horizontami podzemnej vody asi do 40 m nad tunelom, bolo pri matematickom modelovaní uvažované s plným hydrostatickým zaťažením. Navrhuje sa zatvorený hydroizolačný systém, keď podzemná voda po čase obnoví existujúci systém prúdenia v masíve. Kruhové tunelové ostenie je navrhnuté ako jednoplášťové s uzavretým systémom izolácie, pretože do rizikovejších podmienok, ktoré sa v podzemí navrhovanej trasy nachádzajú, je vhodnejšie. Ostenie bude tvorené prefabrikovanými železobetónovými segmentmi, s vnútorným polomerom 4,45 m. Prstenec bude zložený z 8 segmentov (7+1), šírku prstenca navrhujeme 2,0 m.

Statické výpočty



Obr. 5 Detail spoja segmentov (ložná škára prstenca)

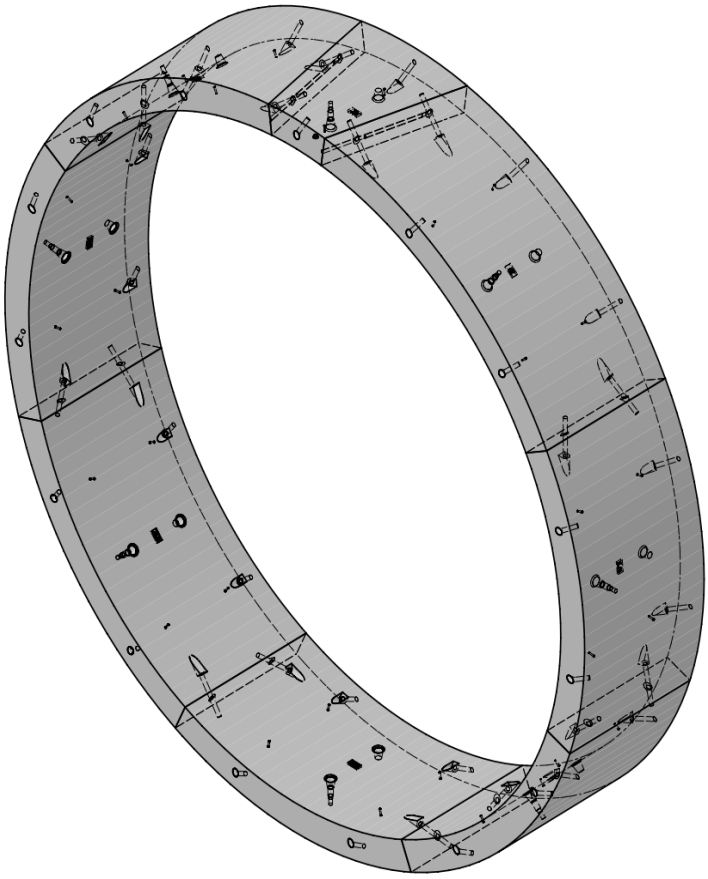
Výpočty boli realizované softwarom Plaxis a Atena. Pri výpočte a posúdení kontaktných napätí Plaxisom v troch zvolených typických rezov, sa prikročilo ku štatistickej parametrizácii 5 základných vstupných parametrov Mohr-Coulombovho konštitutívneho modelu v homogénnom izotropnom prostredí pre dva horninové typy (dolomity porušenej a dolomity až zdravé).

Pre toto vyhodnotenie bola vybraná metóda LH.

Nelineárna analýza ostenia bola prevedená programom ATENA, ktorý bol vyvinutý firmou Červenka Consulting pre simuláciu správania sa betónových a železobetónových konštrukcií.

Program ATENA umožňuje modelovať chovanie a odozvu konštrukcie vrátane vzniku a šírením trhlín v ťahanom betone až do prípadného porušením konštrukcie. ATENA je založená na metóde konečných prvkov.

Pre realistický výpočet odozvy betónových konštrukcií sú použité nelineárne materiálové modely uvažujúce všetky dôležité aspekty správania sa betónu v tlaku aj v ťahu. Ťahové trhliny v betone sú modelované tzv. roztvorenými trhlinami, ktoré nahrádzajú diskrétné trhliny v skutočnej konštrukcií, s lokalizáciou pomerných pretvorení v spojitom materiálovom prostredí.



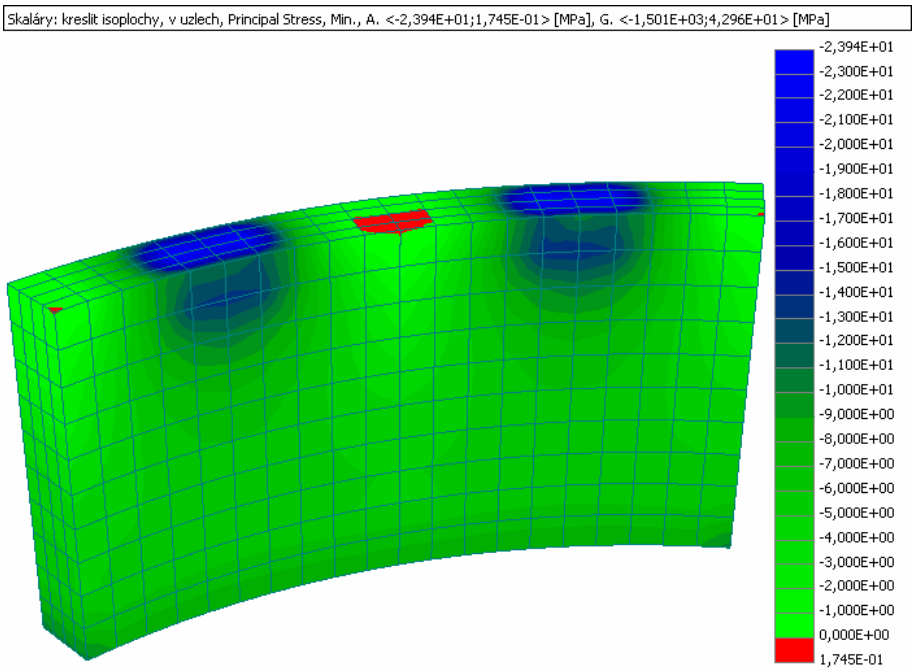
Obr. 6 Axonometrický pohľad na kompletný, uzavretý prstenec trvalého ostenia

Vznik trhlín je riadený nelineárnou lomovou mechanikou s exponenciálnym zmäkčením a je kontrolovaný ťahovou pevnosťou betónu, keď otváranie a šírka trhlín závisí na lomovej energii materiálu. Objektivita riešenia je zaistená využitím kritéria lomovej energie betónu a metódou pásu trhlín

Z hľadiska bezpečnosti je tunel je navrhnutý tak, aby boli splnené požiadavky a odporúčania definované v smernici MDPT SR č. 6/2003, smernici TSI-SRT, kódexu UIC 779-9 R a Vyhlášky č. 453/2000 Z.z. V tuneloch bude realizovaná pevná jazdná dráha, jej odvodnenie v prípadoch havárie zabezpečí stredová kanalizácia, ktorá bude pred západným portálom napojená na dve záchytné nádrže, ktoré svojím prepojením budú schopné zachytiť až 300 m^3 tekutín.

Technologické vybavenie tunela

Na zaistenie bezpečnosti a spoľahlivosti prevádzky tunela, ako aj pre potreby údržby budú tunel a súvisiace SO vybavené technologickými zariadeniami, z ktorých budú do podzemia umiestnené nádrže vody pre potreby hasenia jednotiek IZS HZS a podzemná trafostanica, priečne prepojenia aj jednotlivé komory budú vybavené nútenou ventiláciou.



Obr. 7 Výsledky výpočtov napätia v segmente

V tuneloch bude po strane k priečnym prepojeniam v chodníku osadená trubka požiarneho vodovodu (suchovodu), do vzdialenosti cca 100 m budú zriadené odberné miesta, v obidvoch chodníkoch budú vytvorené chráničky pre osadenie káblových trás, na obidvoch stranách tunelov bude osadené osvetlenie, zábradlie (madlo) a informačné tabuľky bezpečnostného značenia, nad chodníkom bude natiahnutý vyžarovací kábel, zabezpečujúci spojenie posádky vlakov s dispečingom a umožňujúci taktiež spojenie medzi zasahujúcimi jednotkami IZS. Vystrojenie tunelov dopĺňajú nosiče trakčného vedenia a návestidla.

Postup výstavby

je vzhľadom k pomerom v oblasti prakticky predurčený. Vstup do masívu je v prístupnej časti horského masívu na západnom portáli, kde je vhodný, dostatočne veľký priestor pre zriadenie zariadenie staveniska zo všetkými prístupmi a technologickými miestnostiami, dovrchný smer postupu, prístup pre mechanizáciu a predovšetkým pre zdroj elektrickej energie. Samotnú výstavbu je možné zahájiť bezprostredne na zvislej stene portálu, keď pred ňou už bude pripravená plocha na ktorej sa tunelovací stroj skompletuje. Súčasťou zariadenia staveniska bude aj výrobňa prefabrikovaných segmentov na juhozápadnom okraji obce, kde bude umiestnená aj medziskládka vyrazenej horniny, ktorá sa po naložení na železničné vlaky prevezie na trvalé uskladnenie ku Svitu.

V prípade, že sa dodávateľ rozhodne tieto privážať železničnou alebo cestnou dopravou bude súčasťou ZS prekladisko. Po dosiahnutí východného portálu sa samotná hlava raziaceho stroja demontuje, rozloží sa na segmenty a takto sa prevezú na západný

portál, kde sa stroj opäť skompletuje a vyrazí druhú tunelovú rúru. Čas potrebný pre túto časť realizácie odhadujeme na 4 až 6 mesiacov.

Záver

Záverom príspevku môžeme vyjadriť iba želanie, aby sa pripravený projekt realizoval a tým sa aj skúsenosti našich projektantov a stavebných firiem s touto technológiou rozšírili aj u nás.

Zářez Nazdice

Ing. Jan Ježek, SUDOP PRAHA a.s.

Obsahem příspěvku je návrh technického řešení Nazdického zářezu. Rozšíření stávajícího zářezu se nachází na traťovém úseku Sudoměřice u Tábora – Votice, jižně od města Votice. Tento úsek je součástí IV. železničního koridoru Dolní Dvořiště – Praha Hostivař. Minoritní část stavby byla již zhotovena v rámci modernizace úseku Votice – Benešov u Prahy.

Z důvodu zkušeností se špatnými geologickými podmínkami při výstavbě již provedeného úseku stavby bylo oproti DÚR řešení pozměněno ze zajištění svahovkami na kotvený zářez opatřený horninovou sítí s protierozní georohoží z polypropylénových vláken.

1. Základní údaje

Zářez je situován na jihozápadně od města Votice, konkrétně jižně od obce Střelítov a východně od obce Nazdice. Nová trasa tratě zde vede v původní poloze, je však rozšířena o druhou kolej, a tím pádem musí být pata zářezu šířkově upravena.



Obr. 1 Situace Nazdického zářezu: část z úseku Votice – Benešov u Prahy ve výstavbě

Zářez celkově měří 760 m, z čehož 150 m je již zhotoveno v rámci stavby Votice - Benešov. Následující úsek je dlouhý cca 610 m. Tato část zářezu byla součástí projektové dokumentace navazujícího úseku Sudoměřice u Tábora – Votice. Železniční trať je v celé délce zářezu vedena v přímé. Niveleta koleje stoupá ve směru staničení ve sklonu 5,049 ‰ a na konci úseku je zakružovací vrcholový oblouk o R = 28 000 km.

Rozšíření zářezu je přímo závislé na potřebném šířkovém uspořádání trati. Omezujícím faktorem pro návrh byly hranice pozemků dráhy, které v rámci DÚR nebyly přehodnoceny případným přikoupením pozemků, jelikož byl původní návrh zářezu a jeho plánovaný sklon projektován optimisticky.

Příčné profily výkopů dosahují až plochy 176 m^2. Zajištění skalního zářezu je pomocí svahování spolu se zajištěním horninovou sítí, rastrem tyčových svorníků a kotev. Způsob zajištění je navrženo dle statického výpočtu respektujícího předpokládané geologické a geotechnické podmínky v místě výstavby.

Zářez má vlastní označení SO 73 11 01 – 3 a byl řešen samostatně jako zvláštní stavební objekt. Komplikovaná geologie a nepříliš kladné zkušenosti z provádění původní části zářezu vedlo k přehodnocení řešení, které je zde prezentováno.

Jedná se o stavbu 3. geotechnické kategorie, v nejhlubším místě má zářez výšku až 23 m, rozpukanost a především generelní sklon diskontinuit jsou v taktéž v nepříznivém sklonu.

2. Geologické poměry

2.1 Kvartérní pokryv

Kvartérní pokryv je tvořen převážně deluviálními, fluviálními a antropogenními sedimenty. Celková mocnost kvartérního pokryvu v trase projektovaného rozšíření zářezu místy značně kolísá. Nejčastěji se jeho mocnost pohybovala okolo 1 m, při patě svahů či drobných občasných vodotečí ale může dosahovat rozmezí až 2 - 4 m. V místě staničení km cca 110,600 pak činí i s navážkami stávajícího žel. tělesa cca 9,5 m.

2.2 Předkvartérní podklad

Předkvartérní podklad je v zájmovém úseku tvořen metamorfovanými horninami moldanubika prekambrického stáří – pararulami a rulami. Horniny jsou převážně středně zrnité, místy zřetelně usměrněné, biotitické a sillimanit-biotitické, místy částečně silně migmatitizované, s křemennými žilami často sledujícími predisponované tektonické struktury. Generelně stupeň zvětrání hornin s narůstající hloubkou klesá. Hloubka intenzivního zvětrání hornin může dosahovat jednotek metrů v místech tektonického porušení pak až více než 20 m.

Horniny zvětrávají převážně na písčitojílovité či písčitohlinité zeminy s proměnlivou příměsí drobnějších pevnějších úlomků a střípků matečné horniny. Silně zvětralé horniny se zpravidla rozpadají drobně úlomkovitě až střípkovitě, lokálně se v nich vyskytují vložky hornin zvětralých pouze mírně. Se snižujícím se stupněm zvětrání se horniny rozpadají až kusovitě (úlomky o velikosti zpravidla 15 až 20 cm). Diskontinuity jsou často vyplněny limonitem charakteristickým pro tektonicky porušené zóny a působení fluidních roztoků.

2.3 Tektonika

Na základě dokumentace zářezu u obce Nazdice (navazující stavba Votice-Benešov) byl v zájmovém území potvrzen výskyt výraznější mylonitizované zóny cca S – J směru. Horniny jsou v její blízkosti detailně provrásněny, podrceny a prohněteny, což svědčí o opakovaných tektonických pohybech podél zlomové struktury.

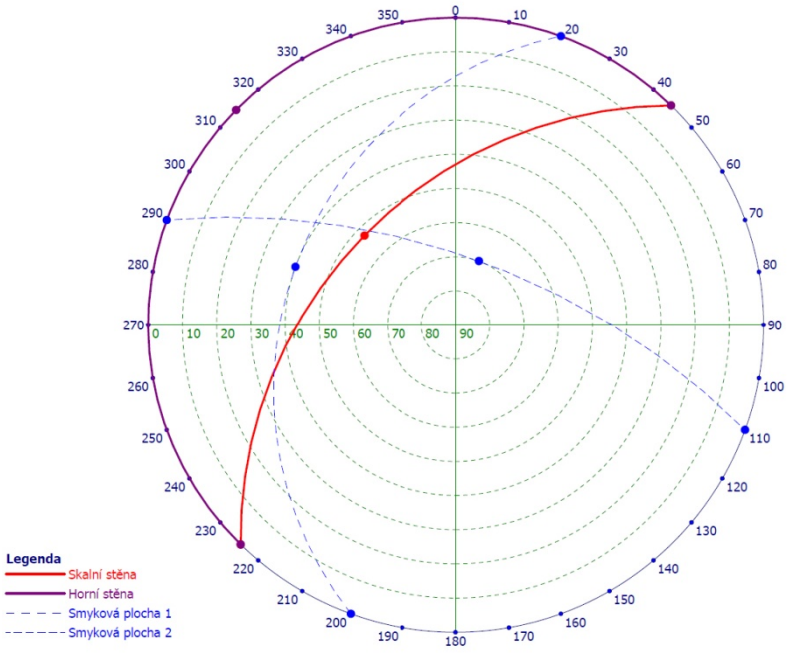
Projevy tektoniky byly zastiženy nově prováděnými průzkumnými pracemi i archivními vrty. Nejčastěji byly zjištěny silně podrcené horniny typu **M1** a **M2** s tektonickými ohlazy a striacemi. Lokálně v místech proudění podzemních vod je hornina zcela zvětralá charakteru až jílovitopísčitých a jílovitých zemin.

Podél poruchových zón docházelo v tektonickém i posttektonickém období k cirkulaci fluidních roztoků, respektive k přínosu a odnosu minerálních látek. Hloubkový dosah zvětrání hornin v místě tektonických poruch zasahuje až pod dno zářezu – více než 22 m.

Podél predisponovaných ploch bude ze stěn zářezu docházet k samovolnému vyjíždění a vypadávání horninových fragmentů o velikosti v desítkách cm až prvních metrů klínovitého tvaru. K vypadávání a vyjíždění hornin bude, vzhledem ke sklonům foliace, docházet zejména z levé (východní) strany zářezu. Po otevření zářezu je bezpodmínečně nutné svahy v co nejkratším období ochránit proti erozi – platí zejména v místech postiženými tektonickými vlivy.

2.4 Závěry průzkumu a jeho doporučení

– Při úpravách terénu budou po odstranění svrchního humózního horizontu (0,10 – 0,40 m) těženy kvartérní zeminy - deluviální sedimenty typu Q2d, Q5d, ojediněle i Q7d a horniny skalního podkladu v různém stupni zvětrání M1 až M4. Výskyty jednotlivých horninových typů budou značně nepravidelné.
– Těžené zeminy a horniny jsou zařazeny do I. až III. třídy těžitelnosti dle TKP4, při odtěžování zářezu bude docházet k nadvýlomům a k samovolnému vyjíždění a vypadávání bloků a kusů hornin.
– V zemní pláni se budou kromě velmi krátkého počátečního úseku vyskytovat převážně horniny typu M1, M2 a M3, lokálně nelze vyloučit ani výskyt hornin typu M4, zejména v cca první polovině stavby, kde je absence hlubších IG vrtů.
– Vodní režim je nepříznivý v celém úseku, při návrhu zajištění stěn trvalých svahů musí být uvažováno s vybudováním systému drenážních žeber v pravidelných úsecích v celé délce zářezu.
– Provedení navržených sklonů je podmíněno i kvalitním prováděním prací. Dále bude nutné ze zářezů s ohledem na nepříznivou orientaci ploch odlučnosti odstranit horninové bloky, které budou hrozit samovolným vyjížděním do budoucího zářezu. Vypadávání a vyjíždění hornin bude, vzhledem ke sklonům foliace, docházet zejména z východní strany zářezu. V případě zastižení více poruchových zón doporučujeme použít kotvených betonových stavebních konstrukcí, při výskytu pevnějších rigidnějších bloků pak použití drátěných sítí zajištěných svorníku v rastru max. 1,5 x 1,5 m s protierozní funkcí.
– V kvartérních sedimentech a ve zcela až silně zvětralých horninách typu M1 a M2 doporučujeme v rámci projektu provést trvalou protierozní ochranou.



Obr. 2 Tektonogram hlavních směrů diskontinuit v Nazdickém zářezu

3. Zajištění svahů

Zajištění svahu je závislé na geometrických podmínkách stavby a na proměnných geologických podmínkách. Řešením jsou zvolené úseky staničení, v každém z nich je zvolené lokální způsob svahování a zajištění:

úsek km 111,105 000 – 111,120 000:

– návaznost nad předchozí zářez
– pokrytí kvartérního povrchu kokosovou zatravňovací sítí, popř. ochranná povrchová geotextílie se zasíťováním
– přechodová oblast mezi předchozím zářezem a následujícím úsekem

úsek km 111,120 000 – 111,170 000:

– kotvení pomocí 2 řad tyčových kotev Φ 32 mm v rozteči po 3 m
– kotevní síly minimálně 250 kN
– roznos kotevní síly pomocí převázky a pomocí mřížovaných prefabrikátů
– spodní část: mřížované panely rozměr: 3 m x 1 m ve sklonu 52,5°
– svrchní část: mřížované panely pod převázkou rozměr: 1 m x 1 m, svah má generelní sklon 1 : 1,25, rozdělený do etáží o výšce 3 m
– mezi etážemi lavička šířky 1,5 m, příčný sklon 3 %
– pokrytí kvartérního povrchu kokosovou zatravňovací sítí
– mezi mřížovanými prefabrikáty bezpečnostní zasíťování a protierozní geotextílie

úsek km 111,170 000 – 111,210 000:

– kotvení pomocí tyčových kotev Φ 32 mm v rozteči po 3 m; 2 řady kotev + 1 řada v ŽB prahu
– kotevní síly minimálně 250 kN
– roznos kotevní síly pomocí převázky a pomocí mřížovaných prefabrikátů
– spodní část: mřížované panely rozměr: 3 m x 1 m ve sklonu 52,5°
– svrchní část: mřížované panely pod převázkou rozměr: 1 m x 1 m, svah má generelní sklon 1 : 1,25, rozdělený do etáží o výšce 3 m
– mezi etážemi lavička šířky 1,5 m, příčný sklon 3 %
– pokrytí kvartérního povrchu kokosovou zatravňovací sítí
– nad mřížovanými panely prokotvený ŽB práh výšky 0,5 m z betonu C30/37 XA3
– mezi mřížovanými prefabrikáty bezpečnostní zasíťování a protierozní geotextílie

úsek km 111,210 000 – 111,280 000:

– dtto úsek 111,120 000 – 111,170 000

úsek km 111,280 000 – cca 111,305 000:

– dtto úsek 111,170 000 – 111,210 000

úsek km 111,305 000 – 111,410 000:

– dtto úsek 111,170 000 – 111,210 000
– v jednotlivých etážích svrchní části zářezu ve sklonu 1 : 1,25 jsou navíc v rozteči navržené kotvy Φ 32 mm v rozteči po 3 m
– kotevní síly minimálně 250 kN

úsek 111,410 000 – 111,431 200:

– přechodová oblast
– přechod mezi 2 řadami kotvených mřížovaných panelů na 3 řady
– zarovnání lavic
– zajištění 5 řadami kotev, ostatní dtto km 111,305 000 – 111,410 000

úsek 111,431 200 – 111,450 000:

– kotvení pomocí tyčových kotev Φ 32 mm v rozteči po 3 m; 3 řady kotev + 2 řady v ŽB prazích
– v jednotlivých etážích svrchní části zářezu ve sklonu 35° jsou navíc v rozteči navržené kotvy Φ 32 mm v rozteči po 3 m; 2 řady
– kotevní síly minimálně 250 kN
– spodní část: mřížované panely rozměr: 3 m x 1 m ve sklonu 52,5°
– svrchní část: mřížované panely pod převázkou rozměr: 1 m x 1 m, svah má generelní sklon 35°
– mezi mřížovanými prefabrikáty bezpečnostní zasíťování a protierozní geotextílie
– pokrytí kvartérního povrchu kokosovou zatravňovací sítí

úsek 111,450 000 – 111,492 800:

– kotvení pomocí tyčových kotev Φ 32 mm v rozteči po 3 m; 3 řady kotev + 1 řada v ŽB prahu + 3 řady ve svrchní etáži
– kotevní síly minimálně 250 kN
– roznos kotevní síly pomocí převázky a pomocí mřížovaných prefabrikátů
– spodní část i svrchní část: mřížované panely rozměr: 3 m x 1 m ve sklonu 52,5°
– prokotvený ŽB práh výšky 0,5 m z betonu C30/37 XA3
– pokrytí kvartérního povrchu kokosovou zatravňovací sítí
– mezi mřížovanými prefabrikáty bezpečnostní zasíťování a protierozní geotextílie

úsek 111,492 800 – 111,510 000:

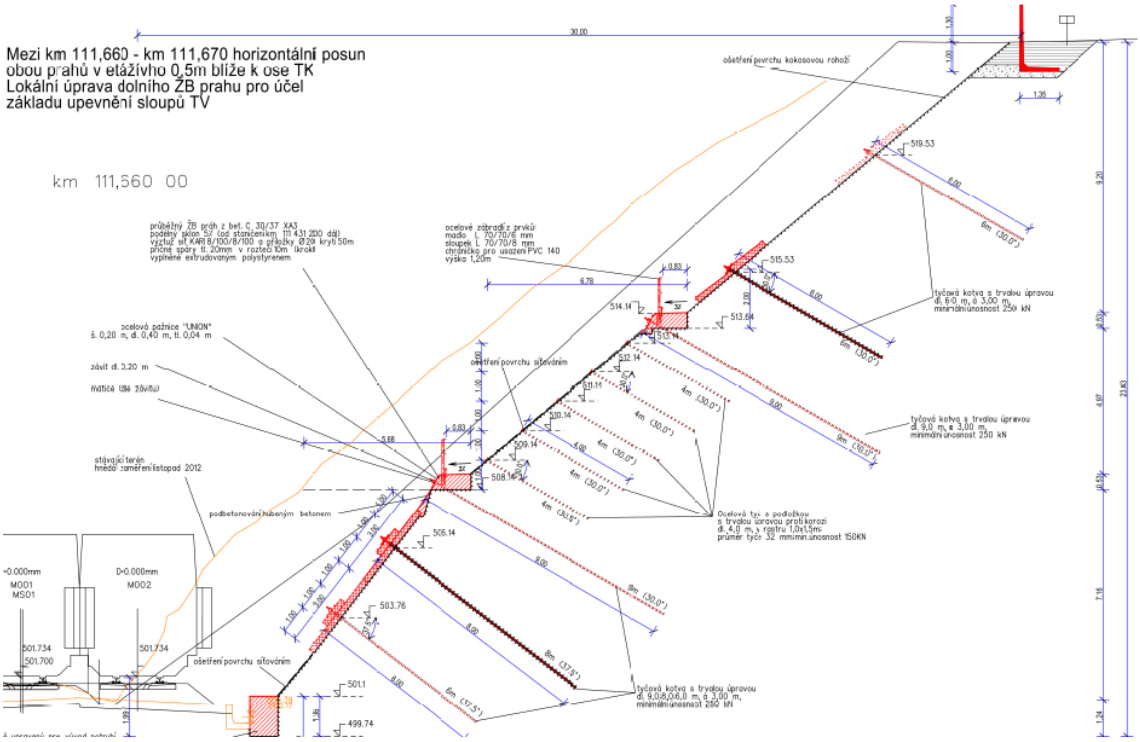
– dtto úsek 111,450 000 – 111,492 800
– mikropilotová stěna z MP Φ 108/16 dl. 7 m, kotvená v jedné řadě pomocí tyčových kotev Φ 32 mm v rozteči 2 m; vršek a střed stěny opatřen ztužujícími ŽB prahy z betonu C30/37 XA3
– kotevní síly minimálně 250 kN

úsek 111,510 000 – 111,580 000:

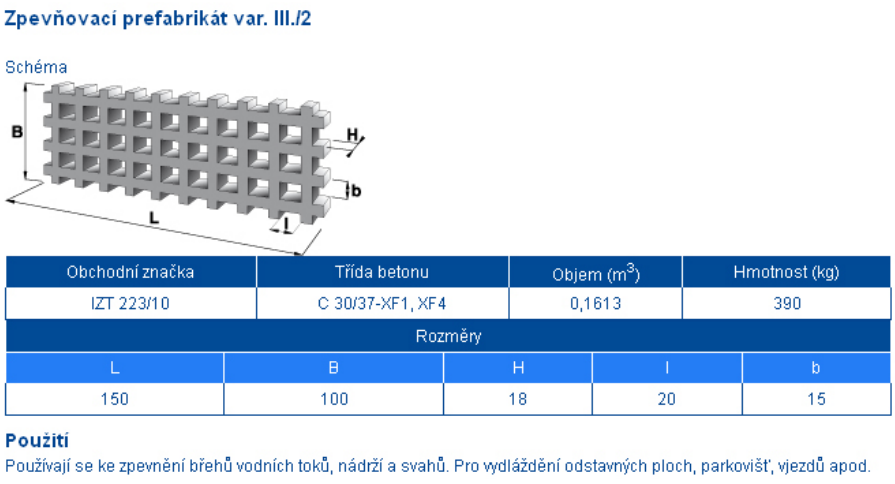
– kotvení pomocí tyčových kotev Φ 32 mm v rozteči po 3 m; 3 řady kotev + 2 řady v ŽB prahu + 4 řady ve svrchních 2 etážích
– kotevní síly minimálně 250 kN
– roznos kotevní síly pomocí převázky a pomocí mřížovaných prefabrikátů
– spodní část i svrchní část: mřížované panely rozměr: 3 m x 1 m ve sklonu 52,5°
– 2 prokotvené ŽB prahy výšky 0,5 m z betonu C30/37 XA3 mezi etážemi
– pokrytí kvartérního povrchu kokosovou zatravňovací sítí
– mezi mřížovanými prefabrikáty bezpečnostní zasíťování a protierozní geotextílie

úsek 111,580 000 – 111,716 200:

- kotvení pomocí tyčových kotev Φ 32 mm v rozteči po 3 m; 3 řady kotev + 2 řady v ŽB prahu + 4 řady svorníků ve střední etáži + 2 řady kotev ve svrchní etáži
- roznos kotevní síly pomocí převázky a pomocí mřížovaných prefabrikátů
- spodní část: mřížované panely rozměr: 3 m x 1 m ve sklonu 52,5°
- svrchní část: 2 etáže ve sklonu 40°
- 2 prokotvené ŽB prahy výšky 0,5 m z betonu C30/37 XA3 mezi etážemi
- pokrytí kvartérního povrchu kokosovou zatravňovací sítí
- mezi mřížovanými prefabrikáty bezpečnostní zasíťování a protierozní geotextílie



Obr. 3 Pracovní příčný řez zářezem ve staničení km 111,660 000



Obchodní značka	Třída betonu	Objem (m^3)	Hmotnost (kg)
IZT 223/10	C 30/37-XF1, XF4	0,1613	390
Rozměry			
L	B	H	l	b
150	100	18	20	15

Použití

Používají se ke zpevnění břehů vodních toků, nádrží a svahů. Pro vydláždění odstavných ploch, parkovišť, vjezdů apod.

Obr. 4 Příklad příložného mřížovaného prefabrikátu určeného pro zpevnění povrchu skalních svahů

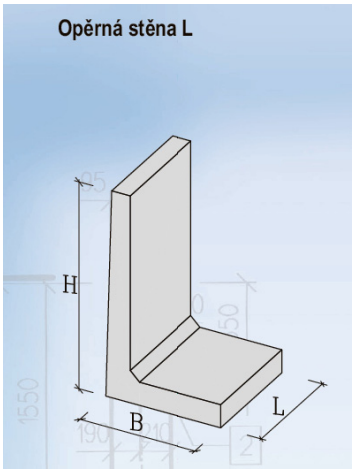
4. Popisy způsobu odvodnění zářezu

Jelikož je ve zprávě z IGP varováno před nepříznivým vodním režimem v oblasti, odvodnění je navrženo 3 způsoby:

1. povrchové z plochy zářezu,
2. povrchové z plochy nad zářezem – v případě přívalových dešťů z polí,
3. hlubinné odvodnění drenážními vrty v patě svahu z masivu.

1. Navrženo plastové potrubí DN 200 vždy z rubové strany ŽLB kotvených prahu, které mají podélný sklon 0,5 % (resp. 0,5049 %). Tyto podélné drenážní trubky jsou svedeny do příkopu v patě svahu v rozteči po 9 m. Trubky odvodňují vodu zpod prahů, jsou zabalené ve filtrační geotextílii a jsou obsypané štěrkem. Vzhledem k charakteru horninového masivu a sklonu svahu nelze trubky zapustit do nezámrzné hloubky (nad 0,8 m pod líc svahu) kvůli nebezpečí narušení stability masivu.

2. Koruna svahu v mnoha místech naprosto těsně přiléhá k drážní hranici a nelze překročit záborovou čáru. Proto není navržena podélná drenáž v koruně svahu, není na ni místo. Je navržena zídka z L profilů jako zábrana proti přívalu vody. V nejnižších partiích je v koruně svahu zídka přerušena vtokovými jímkami, které svádějí vodu kamenným skluzem do vývařišť a následně je voda svedena taktéž do podélného příkopu v patě svahu.



Obr. 5 příklad prefa L zídky

3. Stabilitu masivu výrazně podporuje drenážní systém hlubinných vrtů. Jejich přesnější umístění bude definovat IG dozor in-situ. Vrt bude zajištěn výpažnicí 1 m plného a 4 m perforovaného profilu DN 150 a při vývodu z masivu opět do podélného příkopu v patě svahu bude trubka opatřena betonovým čílkem z hubeného betonu. Spád vrtů by měl dosahovat spádu minimálně 3 %. Vrt není ve výkresové dokumentaci, nelze při daném rozsahu hydrogeologických vstupních informací jejich umístění blíže specifikovat. Vrt by měl mít průměr 175 mm, vše však závisí na podmínkách in-situ.

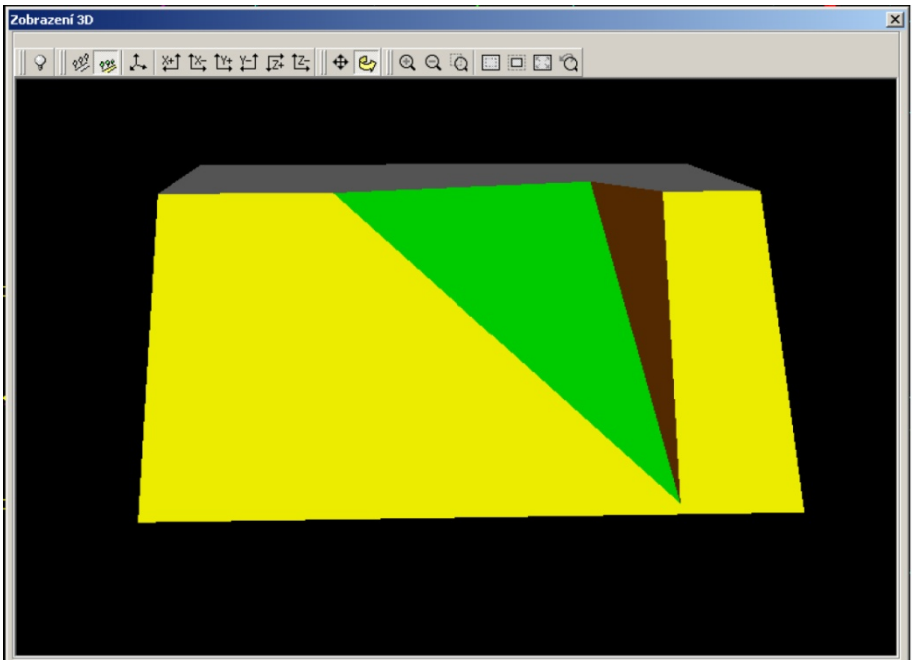
5. Statické výpočty

Statický posudek stability svahu byl proveden třemi způsoby:

1. 2D řezy posuzované analytickými metodami mezní rovnováhy
2. 2D a 3D řezy posuzované analytickými metodami horninových klínů
3. 2D řez posuzovaný metodou konečných prvků za použití pokročilých konstitutivních materiálových vztahů

Analytická metoda mezní rovnováhy není příliš vhodná pro posuzování stability skalních svahů, přesto byla použita alespoň pro zjištění orientační představy o stabilitě zářezu. Řezy byly vybrány tak, aby postihly všechny způsoby a typy zajištění zářezu. Parametry do výpočtu byly voleny na základě doporučení danému IGP. Výpočty byly provedeny programem Geo 5 – Stabilita svahu. Stabilita svahů byla ověřena jak metodami využívající kruhovou, tak i polygonální smykovou plochu. Ve hlavním směru diskontinuit masivu byly poníženy parametry soudržnosti a úhlu vnitřního tření. Tím byly simulovány rozdílné vlastnosti masivu podél ploch nespojitosti. Návrh respektoval **3. návrhový přístup ČSN EN 1997-1**. Průměrná hodnota využití svahu v plánované variantě byla $\mathbf{V_u = 89,4\ \% < 100\ \%}$. Pro ověření byly výpočty taktéž provedeny klasickým způsobem dle ČSN 73 1001 a splnily podmínku **ČSN 73 6301 „Projektování železničních drah“**.

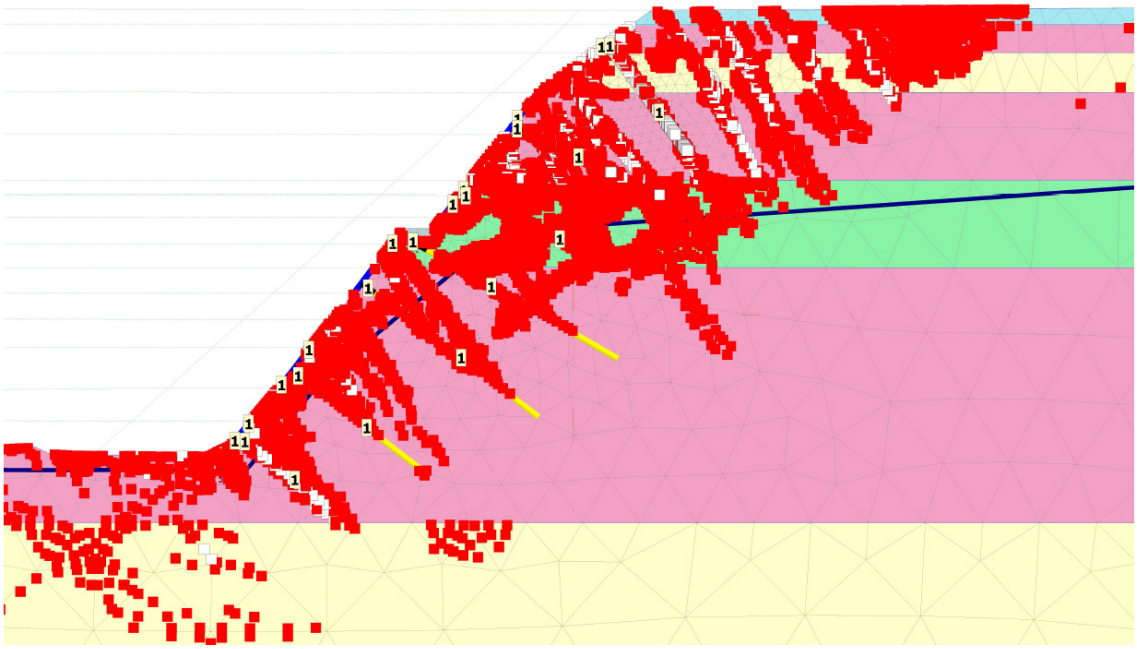
Pro ověření stability zářezu bylo následně přistoupeno k řezu v km 111,630 000, kde se nachází nejvyšší nadloží. Následně byly vytvořeny 3D horninové klíny na základě geometrie dané tektonogramy, označené ve zprávě IGP jako DB-1 a DB-2. 2D řez v km 111,630 000 počítal s vlivem rovinné smykové plochy podél směru a sklonu diskontinuity. Podél diskontinuity byla volena soudržnost c = 0 kPa a reziduální úhel vnitřního tření na diskontinuitách $\boldsymbol{\varphi}$ = 27°. U 3D horninového klínu byla jeho velikost zvolena **4 m**, jelikož se jedná o největší výškovou rozteč mezi jednotlivými kotevními úrovněmi. Výpočty byly provedeny programem Geo 5 – Skalní svah. Návrh respektoval **3. návrhový přístup ČSN EN 1997-1**. Průměrná hodnota využití svahu v plánované variantě byla $\mathbf{V_{u\ (PRŮMĚRNÁ)} = 78,0\ \% < 100\ \%}$. Pro ověření byly výpočty taktéž provedeny klasickým způsobem dle ČSN 73 1001 a splnily podmínku **ČSN 73 6301 „Projektování železničních drah“**.



Obr. 6 3D zobrazení horninového klínu stanovené na základě tektonogramu z IGP

Posledním způsobem ověření stability svahu bylo modelování 2D řezu v km 111,490 000 metodou konečných prvků při použití 2 pokročilých materiálových modelů – **Hardening Soil model** pro poloskalní materiály a **Jointed Rock model** pro skalní masiv, kde jsou známy směry a sklony diskontinuit. Hardening Soil postihuje nelineární chování masivu v oboru zatížení a odlehčení spolu s hyperbolickým zakřivením pracovní křivky materiálu, čímž se přibližuje blíže skutečnému pružně-plastickému chování. Jointed Rock naopak postihuje jiné elastické chování materiálu v různých směrech s ohledem

na převažující sklon diskontinuit. Pevnostní parametry jsou opět na diskontinuitách redukovány. Výsledná stabilita svahu je pak dána redukcí soudržnosti a úhlu vnitřního tření do bodu kolapsu konstrukce a následný poměr obou stavů je vyjádřen stupněm stability masivu. Výpočty byly provedeny programem Plaxis 2D 2012. Návrh respektoval **3. návrhový přístup ČSN EN 1997-1**. Průměrná hodnota využití svahu v plánované variantě byla $\mathbf{V_{u(PRŮMĚRNÁ)}}$ **= 65,4 % < 100 %**. Pro ověření byly výpočty taktéž provedeny klasickým způsobem dle ČSN 73 1001 a splnily podmínku **ČSN 73 6301 „Projektování železničních drah“**.



Obr. 7 Zobrazení plastických zón ve výpočtu MKP

6. Závěr

Nazdický zářez bude sloužit jako součást opatření pro zmírnění negativních vlivů z provozu dráhy na okolní životní prostředí. Jako součást stavby nového úseku IV. tranzistního železničního koridoru přispěje ke zvýšení komfortu železničního spojení mezi Prahou, Českými Budějovicemi a hranicí s Rakouskem.

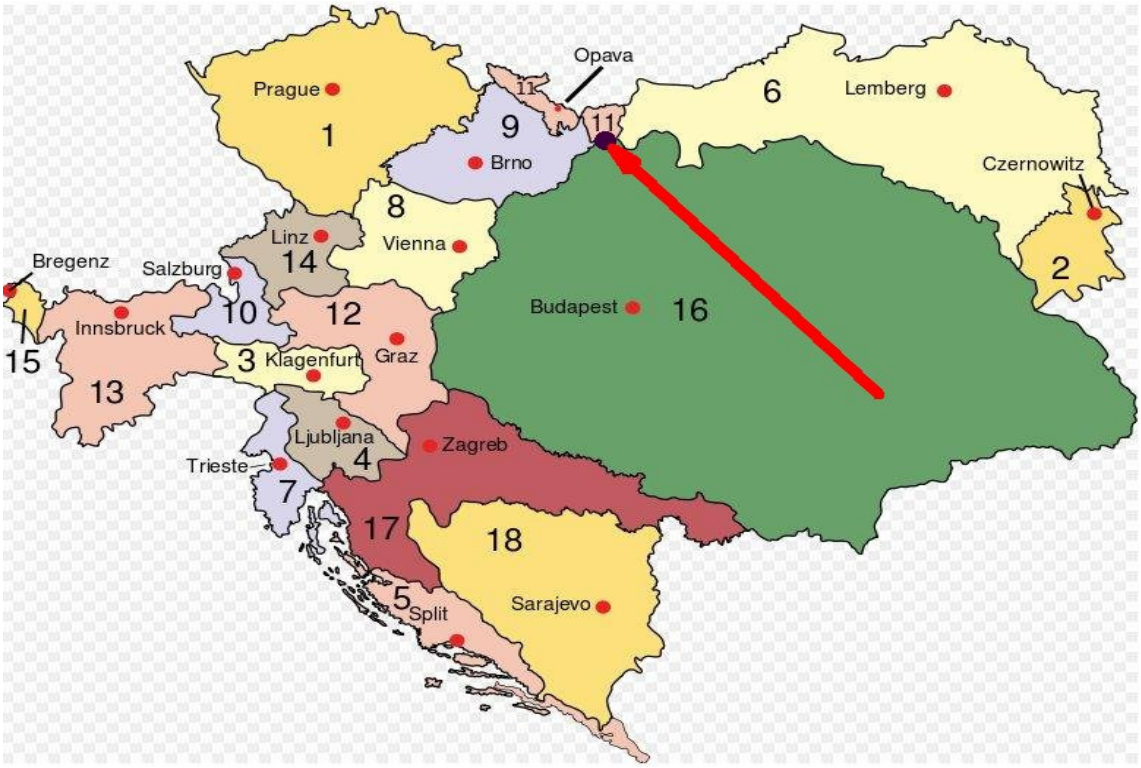
Historie Jablunkovských tunelů

Ing. Miroslav Teršel, Unie Mostařů ČR

V současné době je na III. železničním koridoru ČR dokončována rekonstrukce Jablunkovských tunelů. Tyto tunely stavěné v extrémně náročných geologických podmínkách mají ovšem bohatou historii nedílně spojenou s historií daného území a celého našeho státu v letech 1860 až 2014.

Podněty pro stavbu železničního tunelu v Jablunkovském průsmyku

Jablunkovský průsmyk, tj. místo budoucích železničních tunelů, leží v místě, kde se po staletí střetávají vzájemné vlivy národnostní, zemské, státní a vlivy geologické. Polohu budoucího tunelu v Těšínském knížectví Rakouského Slezska a hranic jednotlivých zemí a držav Rakousko-Uherské říše v roce 1867 ukazuje následující mapka:

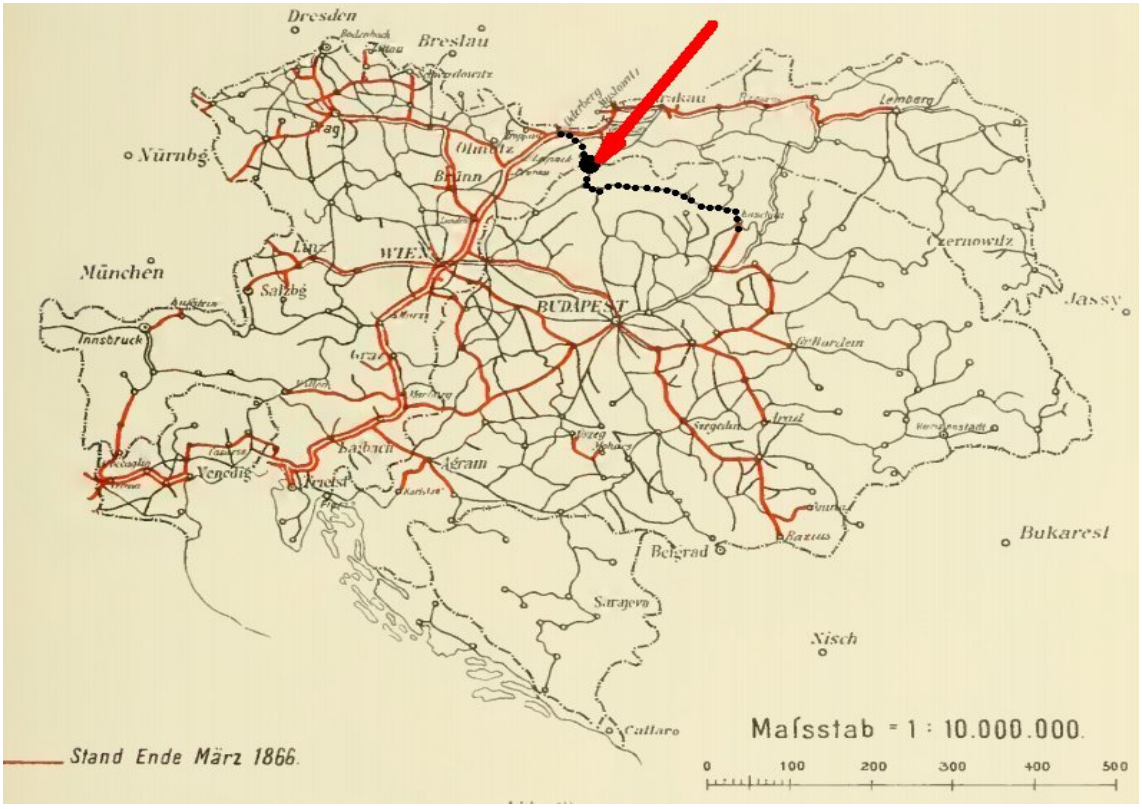


Obr. 1 Poloha Jablunkovského tunelu v Rakousko-Uherské říši

V roce 1763 bylo ve slezské části Ostravy objeveno kvalitní černé uhlí a to postupně vedlo na Ostravsku a Karvinsku k výstavbě řady dolů a hutí, např. již v roce 1828 majitel panství olomoucký arcibiskup Rudof Jan založil v Ostravě Rudolfovy hutě, které přešly do majetku rodiny a bankovního domu Solomona M. Rotschilda s názvem Vítkovice (Vítkovické železárny). Majitelem většiny karvinských dolů byl hrabě Henrich Larisch-Mőnninch. V roce 1836-39 ve Třinci vznikla dřevouhelná pec na výrobu železa na majetku arcivévody Karla Habsburského zvláště díky úsilí inženýra L. Hoheneggera. Ostravsko, Karvinsko a Těšínsko se rychle rozvíjelo, spotřeba uhlí a železa rychle rostla (obzvláště se uhlí osvědčilo v parních lokomotivách, dřevěné železniční mosty často hořely a bylo je nutno nahrazovat ocelovými, chyběly kolejnice atd.).

Zvláště Třineckým železárnám brzy nestačily místní zdroje železných rud a kromě uhlí z Karvinska byly nuceny dopravovat železnou rudu a surové železo koňskými povozy až z Horních Uher za neuvěřitelně obtížných podmínek a tedy velkých dopravních

nákladů. Šlo o dopravu za Spiše a Gemeru do Liptovského Hrádku, posléze na vorech do Žiliny a poté znovu koňskými povozy údolím řeky Kysuce přes Jablunkovský průsmyk. Tyto problémy mohlo vyřešit jen železniční spojení jak do Uher, tak do Pruska. Rakousko-Uhersko ovšem rozvíjelo a budovalo přednostně železniční síť, která spojovala Vídeň s jednotlivými okrajovými zeměmi říše – viz dále mapka – a na příčné spojení nebyl čas, ani dostatek prostředků.



Obr. 2 Poloha Jablunkovského tunelu v železniční síti Rakousko-Uherské říši

Nedostatek státních financí ovlivnily především přípravy a průběh Prusko-rakouské války vedené v roce 1866 mezi Pruským královstvím, Italským královstvím a jejich spojenci na straně jedné a Rakouským císařstvím (do roku 1867, a poté již Rakousko-Uherskem) a jeho spojenci na straně druhé o převahu v Německém spolku. Souhrnně lze konstatovat, že s malými výjimkami a jednou lodní bitvou v Jaderském moři se veškeré válečné operace odehrály výlučně na rakouské straně hranic v Čechách, na Moravě, ve Slezsku a v samém závěru války i v rakouských zemích a na Slovensku. A s výjimkou bitvy u Trutnova měli Prusové převahu a mnohem menší ztráty. Výsledky této války (i důsledky cholery) šly především na úkor slovanského obyvatelstva.

Přípravy Košicko-Bohumínské dráhy (Kaschau /Kassa/ – Oderberg /Bogumin/)

Je zřejmé, že podstatné ekonomické zájmy v oblasti Ostravska, Karvinska a Těšínska může zajistit výstavbou železniční dráhy jen soukromý kapitál, i když samozřejmě na hospodářském rozvoji byla neméně zainteresovaná c.k. monarchie, zvláště pak v osobě ministra obchodu Josepha Kalchberga.

Tato dráha vznikla s původním názvem „K.k. priv. Kaschau-Oderberger Bahn“ či „Cs.kir. Szab. Kassa-Oderbergi Vasút“ a po roce 1918 pak působila pod názvem „Košicko-bohumínská dráha“ (zkratka KBD).

Jako první se angažovali akcioví spekulanti (není divu, počítali při stavbě se státní zárukou a daňovými prázdninami) a předběžná koncese byla udělena konsorciu belgických

podnikatelů bratrů Richeových s hrabětem Antonem Forgachem již 11. srpna 1862 a zároveň směli zahájit přípravné práce.

Z hlediska trasy železniční dráhy se brzy projevil vliv těžařů a přednostně se začalo od Bohumína, který byl již od roku 1847 spojen s Vídní, směrem k uhelným dolům. Postupně se trasa vyvinula: **Bohumín** – Doubrava – Karviná – (dále podél řeky Olše /Oĺzy/) Český Těšín – Třinec – Jablunkov – **Mosty u J. (průsmykem)** – Čadca – (údolím řeky Kysuce) Žilina – (údolím řeky Váhu) Vrútky – Ružomberok – Štrba – (údolím řeky Popradu) – Poprad – (údolím řeky Hornádu) – Spišská Nová Ves – **Košice**. Na trase se počítalo s výstavbou 5ti tunelů (Jablunkovský I – 606 m /1870/ – Strečno III – 524 m /1870/ – Kraľovanský I – 401 m /1871/ – Margecanský – 431 m /1872/ – Ťahanovský I – 277 m /1870/ ...dnešní názvy, délky a v závorce roky dokončení jednokolejných tunelů).

Po několikaletých tahanicích mezi ministerstvy monarchie a akcionáři, kteří mezitím přešli pod Bruselskou banku „Scieté de credit foncier national“, byla koncese 21. 4. 1869 zrušena a předána Anglo-rakouské bance a nové správní radě KBD.

Trasování, zpracování plánů a komisonelní pochůzky začaly neprodleně počínajíc rokem 1866 a postupovaly od Bohumína směrem do Uher (např. pochůzka 21. 4. 1868 pro obce Návsí, Jablunkov, Bocanovice, Lomná ap.).

Stavba slezské části jednokolejné KBD

Výstavba úseku Bohumín – Těšín započala 15. 10. 1867 a do konce roku ve značném chvatu již bylo položeno a zprovozněno pro nákladní dopravu 32 km. Ten chvat se brzy projevil sesuvy půdy, závaly, nehodami atd. Stavba úseku Těšín – zemská hranice s Uhry započala 8. 5. 1868, kde kromě Jablunkovského tunelu bylo součástí stavby 10 dřevěných příhradových mostů s nosnou konstrukcí Howeho systému. V roce 1870 tak bylo jen v úseku Těšín – Žilina zaměstnáno 935 zedníků, 2140 tesařů, 482 kameníků, 152 lamačů kamene, 953 dalších řemeslníků a několik tisíc nádeníků a povozníků ze širokého okolí. Práce to byla těžká, navíc ve velkém tempu a úrazy včetně smrtelných se braly jako soukromá věc jednotlivce.

Jablunkovský tunel stavěný 1869 – 1870 (Kalchberg I – nyní Jablunkovský I)

Projekt vznikl ve spolupráci s c.k. ministerstvem obchodu rakouské vlády a s přispěním významného tunelového odborníka českého původu Franz Karla Augusta Ržihy – pozdějšího profesora vídeňské techniky. Z jediného zachovaného dokladu – zprávy Generálního ředitelství tehdejší KBD z 20. 6. 1872 – víme o použití osvědčené Rakouské tunelovací metody (dále jen RTM) a nesmírných potížích při stavbě.

Zásadním problémem byly obtížné hydro-geologické poměry. Při ražbě složitým geologickým flyšovým komplexem na typicky sesuvném území (černé jíly, jílovce, prachovce, jíly s vložkami pískovce a zvětralých jílovitých břidlic s pokryvem z jílovitých hlín, navážek a písků s úlomky) byla zásadní obrovská zavodněnost průsmyku na styku Moravsko-slezských a Slezských Beskyd západních Karpat ležícího ve výšce 553 m n. m. a celého atrakčního území. Již v době překonávání průsmyku koňskými povozy bylo přes bažinaté povrchové území s řadou potůčků a potoků nutno zajistit mosty a mostečky a „umostiti“ neprůjezdné oblasti. Ne nadarmo se obci v Jablunkovském průsmyku dalo jméno Mosty.

Práce započaly zřejmě počátkem roku 1869 a pokračovaly za silného přítoku a tlaku vod i silných horských tlaků do konce roku 1870. Situaci ještě zhoršoval obrovský chvat, který vedl nejen k ražbě z čel portálů, ale i z desítek svislých šachet, které ještě zvětšovaly přítoky vod. Výdřeva byla co chvíli destruována a musela být opakovaně měněna, stejně tak obezdívka. V rámci výstavby došlo k řadě havárií, z celkové délky tunelu 606 m bylo nutné nahradit zřícené klenby ve 42 pásech tj. cca 300 m.

Lidská námaha byla obrovská. Ve stísněných poměrech samozřejmě musely pracovat sehrané party horníků-barabů (ve značné míře z dolů rakouského a pruského Slezska) a kameníků z Tyrol a Itálie spolu s desítkami nádeníků. Úrazy a smrtelné ztráty lidí působily značné problémy s náborem a k tomu přistoupil i povinný odchod horníků z „Bismarckova“ Pruska před vypuknutí Prusko-francouzské války 19. 7. 1870.

8. 1. 1871 byl úsek Těšín – Žilina včetně tunelu předán do provozu a Jablunkovský tunel pojmenován jako „Kalchberg tunell“ na počest významného c.k. činitele.

Provoz KBD v letech 1871 – 1914

Již od roku 1868 probíhal značný jednokolejný provoz v úseku Třinec – Bohumín a brzy bylo zřejmé, že jedna kolej nestačí. Rozšiřovaly se stanice (Bohumín, Karviná, Těšín, Jablunkov). Řešily se sesuvy půdy, v letech 1873-1874 pak všechny dřevěné konstrukce mostů byly vyměněny za příhradové mřížové železné. Po složitých jednáních byla budována druhá kolej spolu s navazujícími mostními objekty. Např. 4. 12. 1898 byla předána do provozu druhá kolej Čadca – Jablunkov (s výjimkou tunelu), Jablunkov – Těšín v roce 1907, Těšín – Orlová 1914 a 30. 9. 1915 Orlová – Bohumín. Již z toho je vidět nechuť c.k. úředníků ke kapacitnímu připojení soukromé KBD do Bohumína, ale vojenské potřeby počínající I. světové války (28. 7. 1914 – 11. 11. 1918) a nutnost zásobovat východní frontu byly důležitější. V Jablunkovském tunelu proto vznikla unikátní stejnorozchodná cca 620 m dlouhá kolejová splitka. Narůstající provoz poté vedl k rozhodnutí vybudovat samostatný Jablunkovský tunel II. pro druhou kolej.

Stavba Jablunkovského tunelu II (Kalchberg II)

Stavba tunelu včetně navazující 2. koleje proběhla od 23. 5. 1914 do 31. 1. 1917. Investorem byla samozřejmě soukromá „K.k.priv. Kaschau-Oderberger Eisenbahn“ a provedla ji stavební firma „Bauunternehmung Czeczowiczka & Sohn“ z Vídně.

21. 6. 1914 začala ražba modifikovanou RTM v obdobných velmi nepříznivých hydro-geologických podmínkách jako u sousedního tunelu. Silné tlaky si vynutily budování spodní klenby a neustálé přítoky vod vybudování střední odvodňovací stoky.

Významným způsobem zasáhla do stavby, díky obrovskému nárůstu počtu vojenských vlaků, právě probíhající I. světová válka. Význam Slezska (tentokrát již c.k. monarchie a Prusko byli spojenci), KBD a tunelu zvláště pro východní frontu enormně vzrostl. Svědčí o tom i přesun ředitelství státních drah ze Lvova do Těšína a stejně tak generálního štábu armády. Z odborně zdatných italských kameníků (někteří již byli místními občany) se naráz stali nepřátelé a byli internováni, stejně jako další zajatci pro práce na novém tunelu pod dohledem vojáků. Kromě 300 Italů, tu byli další z Ruska, Bukoviny, Uher a Tyrol.

Provoz dvoukolejné KBD v letech 1918 – 1945

Výstavbou Jablunkovského tunelu II vznikly 2 souběžné vrcholové tunely o délce cca 606 m cca 30 m od sebe a dvoukolejná doprava již nebyla v úseku náročného stoupání omezována. Po vzniku Československa byla důležitost KBD ještě posílena, ovšem staré problémy územní, hospodářské a národnostní zůstaly – viz mapka z roku 1910 na další straně.

Snahou Československa bylo udržet spojení se Slovenskem a Podkarpatskou Rusí, ale nároky na Těšínsko si dělalo též nově vzniklé Polsko. Po tzv. Sedmidenní válce s Polskem a dalších peripetiích nakonec KBD, Jablunkovské tunely a Ostravsko-Karvinský revír rokem 1920 zůstaly v „českých“ rukou.



Obr. 3 Národnostní členění území v Rakousko-Uherské říši r. 1910

Problémy národnostní znovu nastaly ve změněné situaci let 1938-1939. Situace v rámci Mnichovského diktátu vyústila v roce 1938 k odstoupení celé slezské KBD a tunelů Polsku a trať dále pokračovala na území Slovenského štátu. Před napadením Polska hitlerovských Německem v roce 1939 pak byly tunely dějištěm tzv. Jablunkovského incidentu. 26. 8. 1939 díky omylu obsadil tunely a žst. Mosty diverzní oddíl a vojáci 7. pěší divize Wehrmachtu dislokované na území Slovenského štátu. Poté se stáhli zpět, ale 1. 9. 1939 znovu zahájili obsazování Polska, avšak před tím Poláci destruovali v tunelu I pasy 39-50 + 82-86 a v tunelu II pasy 42-50 + 79-82. Tím pro území Jablunkovska začala II. světová válka.

Vzhledem k důležitosti trati ihned hitlerovské Německo započalo obnovu tunelů a provozu. Pro civilní inženýrskou firmu R. Tramplera na obnově pracovali převážně dělníci ze Slovenského štátu. Provoz byl obnoven 5. 2. 1940 a pokračoval nerušeně až do roku 1945, kdy tentokrát Němci při ústupu zničili náložemi klenby i nadloží, ucpali tunely úmyslnou srážkou souprav s nevybuchlými pumami a tunel zaminovali. Dřevěné pražce přilehlé trati až do Třince systematicky přelámali destrukčním pluhem atd. atd.

Provoz Jablunkovských tunelů v letech 1945 – 2007

Poválečné období na celém území Československa začalo obnovou zcela ochromené železniční sítě. Na Slovensku a severní Moravě málokterý železniční most nebyl zničen, vozový park a lokomotivy byly ve značné míře odtaženy do Německa atd. Význam KBD díky novým politickým poměrům ještě podstatně vzrostl. Nejnutnější obnovy kolejí, výhybek a stanic probíhaly do roku 1946 a po provizorní obnově mostů následovala postupná výměna válkou narušených mostních konstrukcí do roku 1955 a na jiných místech Moravy až do roku 1963. Poválečné škody byly obrovské a tomu odpovídaly i prostředky, které nebylo možno přednostně dát obyvatelstvu.

Železniční síť byla po válce znárodněna a v roce 1955 zaniká oficiální název „Košicko-bohumínská dráha“ KBD. Trať se stává součástí „Prvního hlavního tahu ČSD“.

Tomu odpovídá značný provoz po obnovení chodu dolů, hutí a oceláren. Tunel II má štěrkové lože postupně zanášeno spadem z vagónů vezoucích sovětskou železnou rudu z překladiště v Čierné na Tisou a obráceně tunel I je černý od uhlí, vezeného na Slovensko. Výkony železnice brzy nestačí a je rozhodnuto o elektrifikaci trati. Vzhledem k malému světlému tunelovému profilu byl 1959-63 proveden torkretový nástřik nad budoucí trolejí a niveleta TK snížena provizorním přímým pojížděním. 28. 2. 1964 projela tunelem první elektrická lokomotiva. Provizorní řešení svršku se neosvědčilo a spolu s neustálým řešením značných průsaků (odvodňovací vrty v nadloží ap.) a zalednění je zřejmé, že jediným řešením je rekonstrukce tunelů.

Rekonstrukce Jablunkovských tunelů v letech 2008 – 2013

Počátečním záměr v rámci modernizace III. železničního koridoru ČR počítal se zachováním obou jednokolejných tunelů a jejich šetrnou rekonstrukcí. V průběhu přípravy se však investor po konzultacích s odborníky z ekonomických důvodů rozhodl pro koncepční změnu, tj. rozšíření tunelu II na dvoukolejný a zasypání tunelu I. Zásahem do koncepce, a tedy i ekonomické výhodnosti, bylo stanovisko orgánů Hasičské záchranné služby (HZS), která si nad rámec českých i evropských norem vyžádala vybudování únikové štoly pro cestující ze středu nového tunelu vedoucí do tunelu I, a tedy tím i jeho částečného zachování. Přitom vlak tunelem projede při plánované rychlosti za cca 15 vteřin a strojvedoucí za mimořádné situace nesmí v tunelu zastavit.

Stavbu nového dvoukolejného tunelu provádí firma FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s., pro kterou vlastní ražbu novou RTM prováděla firma Subterra a.s. Stavba započala 15. 4. 2008. Práce i při současném moderním vybavení byly velmi náročné. Bohužel podceněním hydro-geologických poměrů došlo v rámci probíhajících prací 15. 11. 2009 k rozsáhlému závalu v délce cca 120 m (odstraňování závalu probíhalo od 25. 5. 2011 do 11. 8. 2012) a tím podstatnému prodloužení doby výstavby. Teprve dne 2. 7. 2013 byl zahájen dvoukolejný provoz v novém Jablunkovském tunelu a práce pokračují na dokončení únikové štoly včetně zesílení části starého Jablunkovského tunelu I směrem na Slovensko a současně zasypání zbývající části tunelu I směrem do Bohumína.

Na bývalé KBD tj. současném III. železničním koridoru tedy máme namísto 2 starých jednokolejných tunelů jediný dvoukolejný tunel délky cca 612 m.

Literatura:

[1] Dr. Leon Biliński: Geschichte der Eisenbahnen der Österr.-Ungar. Monarchie, Karl Prochaska, 1898

[2] Archivy Olomouc, Opava atd.: Archivní materiály ČSD, ČD, SŽDC, 1920-2010

[3] Vojtěch Hermann: Jablunkovské tunely, před vydáním, 2013

Zmáhaní tunelu Jablunkov II v období červen 2011 až září 2012

Petr Středula, Pavel Ďurkáč, Subterra a.s.

Obsah příspěvku popisuje kroky směřující k obnovení plnohodnotného primárního ostění po mimořádné události ze dne 15. 11. a 17. 11. 2009, kdy došlo ke zřícení konstrukce tunelu vystrojené primárním ostěním v délce cca 120 bm.

1. Příprava

1.1 Sanace nadloží

Vlastnímu zahájení zmáhání předcházela sanace horninového prostředí, jež doznalo významných změn vzniklou depresí a následným zásypem důlní hlušinou. Tuto sanaci provedla fy. Zakládání staveb a.s. na jaře 2011. Výsledkem takto provedeného proinjektování bylo vytvoření nového horninového masívu, jež se skládal ze zbytků havarovaného ostění, přemístěných úlomků původní horniny, zásypových materiálů a injekčních hmot, které vyplnily mezilehlé nebo volné prostory i kaverny. Tento nehomogenní geokompozit vytvořil prostředí pro ražbu, jež odpovídá pevnosti horniny třídy R5.

1.2 Příprava před zmáháním

Vzhledem k tomu, že způsob ražby byl zcela změněn a to z původního členění (kalota, pak jádro s protiklenbou, tj. 2 čelby Σ 136,5 m^2) na 6 samostatných štol v těžké výztuži s minimálním odstupem 8 bm, bylo zapotřebí doplnit mechanizaci o stroje, jež vyrazí a budou zajišťovat horní boční štoly (profil 18 m^2) a následně spodní štoly o profilu 22 až 25 m^2.

Před vlastním zahájením ražeb byl oproti PD navíc proveden mikropilotový deštník č. 0 v TM 67 o 33 ks pilot délky 25 m, jehož konce se zakotvily do stěny z tryskové injektáže v TM cca 92 m. Tím se ochránila neproinjektována oblast horninového splazu a cca prvních (kritických) 10 bm ražby, jež původně nebyly ani ve středové štole E pod ochranou MP deštníku.

2. zahájení zmáhání

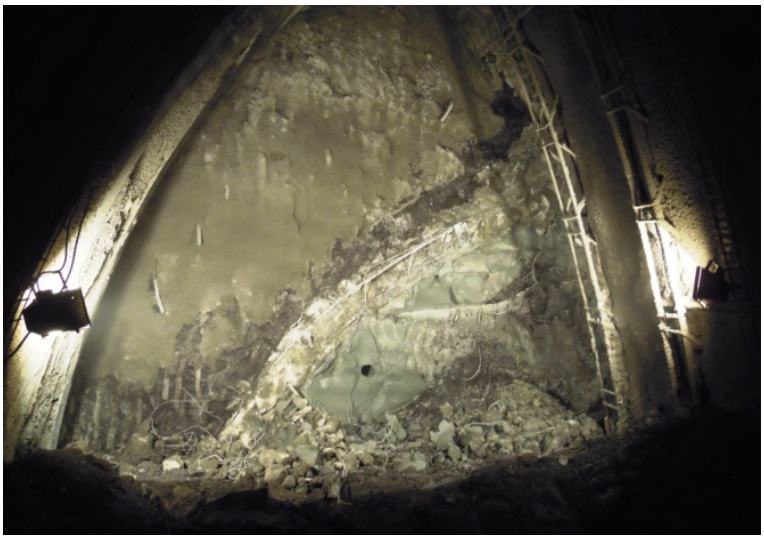
2.1 První fáze

Ražbou a vystrojením štoly A dne 8. 6. 2011 jsme zahájili klíčovou tzv. I. fázi, jež spočívala v propažení obou horních bočních štol přes zával. Ve štole A byl systematicky realizován průzkumný předvrt o průměru 150 mm, jež indikoval kvalitu proinjektovaného materiálu závalu a dále by umožnil eventuální výtok podzemní vody. Dosažení proražení obou štol by vytvořilo kvalitní přirozené větrání tunelem a pro další práce současně druhou únikovou cestu a gravitační odvodnění prostoru závalu.

Do čeleb byly vkládány sklolaminátové injektované kotvy délky 8 m, min. únosnosti 160 kN s přesahy min. 50 % v počtu 6 ks pro zvýšení stability čelby.

Odkryté plochy výrubu jsme ihned po odtěžení uzavírali krycí vrstvou stříkaného betonu tl. 50 mm (suchá směs ze sila). Následně po osazení rubové sítě se vybudoval ocelový rám z nosníků vnější HBX 200, vnitřní BTX 200, počvový HEB 240. Rámy se osazovaly geodeticky po krocích 1,0 m s vnější tl. ostění 350 mm a vnitřní 300 mm po osazení lícových sítí.

V prvních cca 25 m jsme procházeli zborcenou primární obezdívkou původní kaloty (do TM cca 96 – iniciačního místa mimořádné události a současně místa, do kterého bylo již vybráno jádro i s protiklenbou z opačné strany tunelu).



Obr. 1 BTX klenby havarovaného tunelu v čelbě štoly A

Minirypadly TAKEUCHI 154 jsme postupně vybourávali sbíjením tuto obezdívku a především ve štole B odřezávali kotoučovou pilou a následně sbíjením původní obezdívku starého a zdegradovaného nového tunelu, neboť nová výztuž tunelu zcela nahrazovala ty původní.

Od TM cca 96 do TM 163 došlo ke zborcení primární kalotové obezdívky na dno již hotového tunelu a pouze ve štole B bylo nutno dále postupovat s nařezáváním a sbíjením větší boční části budované štoly.

Vzhledem k tomu, že ve štole A se projevilo nadměrné sedání – zabořování, byla ražba zastavena a přistoupeno k dodatečné injektáži podloží, prostoru pod patami i oblasti opěří směrem k provozovanému tunelu. Tato opatření se projevila jako dostatečná a ražba mohla následně pokračovat.

Posledních cca 25 bm před prorážkou obou štol tvořila betonovou směsí vyplněná kaverna (zde se zřícení tunelové konstrukce podařilo eliminovat) a pro nasazené mini-bagry byl tento kvalitní beton pro sbíjení nepřekonatelnou překážkou. Pomocí nasazení kombinace vrtání větších vrtů Ø 180 mm, délky cca 10 bm a počtu cca 20 ks v profilu čelby a nařezání čelby do cca 40 cm bloků a nakonec použití hydraulických klínů v takto připravených vrtech pro degradaci stávajícího betonu se s obtížemi podařilo štolou A v polovině října prorazit.



Obr. 2 Postup v betónové kaverně – štola A

Štolu B jsme následně zastavili 10 bm před prorážkou, betonový celík jsme provrtali třemi vrty Ø 180 mm, sloužící k přirozenému větrání a vzhledem k neúprosnému harmonogramu jsme přistoupili k realizaci tzv. II. fáze.

2.2 Druhá fáze

V TM 70 až 12 (nezřícená část) jsme prováděli dovyztužení stávajícího primáru oblouky HBX s vodorovným rozpěrným prvkem HEB 240. Pro toto dovyztužení jsme pilou nařezali (do hloubky max. 30 cm) po obvodě kaloty a následně vysbíjeli v ostění rýhy pro vlastní osazení a dovyztužení. V profilech A, B bylo toto dovyztužení doplněno o vnitřní svislá žebra (HBX) standardně v rozteči 2,0 m. V TM 47 až 53 bylo ostění kompletně přebouráno, neboť do profilu zasahovalo zesílené ostění a část MP deštníku ze sanace předchozího závalu. V tomto úseku se rámy zahušťovaly na rozteč 1 m.



Obr. 3 Nařezávání ostění

2.3 Třetí fáze



Obr. 4 Pohled na členění tunelu – štoly A až F

Nakonec následovala tzv. III. fáze, kdy jsme prohloubením stavební jámy vytvořili sjížděcí rampu na úroveň počvy plného profilu tunelu a zahájili ražbu spodních štol v pořadí C, D, F v TM 12 – TM 70 (konec závalu).



Obr. 5 Počva havarované kaloty primárního ostění – štola C

Zde, po několika metrech ražby levé boční štoly C, nás čekalo překvapení v silném výronu vody z čelby, kdy po cca 2 hod. výtok zcela ustal a ve spodním profilu čelby se objevila štola vyplněna rubaninou a dřevenými stojkami, jež zřejmě sloužila našim předkům při budování tunelu v letech 1914 – 1917 (délky cca 15 m).



Obr. 6 Stará vyplněná štola

Přes osazení drenážních trubek DN 200 ve všech spodních štolách a napojování případných svodnic z profilů A, B z trubek min. DN 50 byl největší problém s udržováním dopravních cest do spodních štol tvořených násypem štěrku (při odtěžování pojezdem nakladačů a nájezdem automixů). Dobírkou jádra a spodní klenby F jsme uzavírali poslední krok technologického cyklu uzavření celého profilu tunelu, tj. zhotovení primárního ostění v počvě. Po průchodu spodních bočních štol před horní střednou štolou F v minimálně určených rozestupech jsme mohli zahájit její vlastní ražbu.

Šlo o nejnáročnější část stavby – největší dílčí ražený profil. Ražba mohla probíhat vždy pouze po provedení mikropilotového deštníku a ten umožňoval poporazit čelbu v cyklu 8 bm – následovalo vrtání dalšího MP deštníku. První cykly ražby byly obtížnější, neboť horninový masív v horní části štoly nebyl příliš stabilní (i z důvodu nízkého nadloží – max. 10 m) a bylo nutno dodatečně ze štoly injektovat volné prostory, jež vznikly vypadáváním horniny k pilotám) a dále se již čelba více stabilizovala. Z těchto důvodů jsme i vlastní výrub rozdělili horizontálně na dvě části. V horní části jsme obnažili spoje ocelových výztužných rámů a spodní část vytvářela přitěžovací lavici (max. na délku 2 m). Po dokončení pracovních operací na postavení ocelového rámu a zastříkání, následovalo vždy po 2 m osazení středového rozpěráku HEB 240 v počvě.

Současně s postupem ražby se vždy prodloužila pracovní plošina v kalotě mezi bočními štolami. Bourání železobetonových žeber se provádělo vždy přestřihnutím nůžkami na beton a následně klasicky bouracím kladivem. Takto jsme postupovali vždy společnou ražbou max. dvou čeleb, např. horní středová E + boční štola, nebo spodní středová F + boční štola.

Vzhledem k příznivé odezvě horninového masívu a pro redukování četnosti budování a odbourávání nájezdové rampy jsme horní středovou štolou E vždy vyrazili v cyklu 2x8 m samozřejmě s navrtáním a injektáží příslušného MP deštníku a následně ve stejném postupu se popojelo se spodní štolou F.

Od 1. 2. 2012 do 21. 2. 2012 byl z hlediska bezpečnosti zastaven provoz vedlejšího tunelu, neboť spodní boční štolou C jsme postupovali ražbou k ohnisku mimořádné události v TM 96. Od tohoto místa již spodní štoly obsahovaly kompletní degradované primární ostění klenby, jádra a současně se zcela nově budovala protiklenba (podlaha). Vše probíhalo v kombinaci řezání pilou se sbíjením a při ražbě štol přes betonovou zátku jsme si již při degradaci (narušení) betonové výplně pomáhali přistřílkami trhavinou (Σ 500 kg).

Po ukončení a vystrojení ražeb horních štol jsme přistoupili k demontáži podpůrné konstrukce PIŽMA, včetně betonových základů a následně vybourání železobetonového prstýnku. Obě řešení podchycení degradovaného tunelu byly použity proti zabránění šíření důsledků mimořádné události.



Obr. 7 Konstrukce PIŽMO

3. Závěr

Následně probíhala profilace tunelu a k 1. 10. 1012 jsme pracoviště předali pro betonáže sekundární obezdívky. V současné době je již tunel uveden do zkušebního provozu (pro obě koleje). Součástí uvedení tunelu do zkušebního provozu je i nově vybudovaná úniková štola s přetlakovou komorou, příjezdovými komunikacemi pro oba portály a požární nádrží pro hasiče.

Požadavky TSI týkající se mostů a tunelů a zkušenosti z posuzování železničních mostů a tunelů na požadavky interoperability

Ing. Marek Pětioký, Univerzita Pardubice / Výzkumný Ústav Železniční, a.s.
Mgr. Ing. Radek Čech, Ph.D., SŽDC, s.o.
Ing. Václav Souček, Výzkumný Ústav Železniční, a.s.
Ing. Vladimír Tomandl, VUT Brno / Výzkumný Ústav Železniční, a.s.

Železniční mosty a tunely jsou významnou a na pohled dominantní součásti železničních staveb. Na stavby železniční infrastruktury ležící v transevropském železničním systému jsou kladeny nejen vysoké technické a architektonické požadavky, ale také požadavky interoperability. Příspěvek shrnuje požadavky technických specifikací pro interoperabilitu, konkrétně TSI infrastruktura pro konvenční železniční systém (2011/275/EU) a TSI pro konvenční i vysokorychlostní železniční systém, které se zabývá bezpečností v železničních tunelech (2008/163/ES), a popisuje zkušenosti s posuzováním mostů a tunelů z pohledu subsystému infrastruktura. Dále představuje koncepci nově připravovaných TSI.

1. Posouzení na požadavky interoperability

Železniční mosty a tunely jsou významnou a na pohled dominantní součásti železničních staveb. Na stavby železniční infrastruktury ležící v transevropském železničním systému jsou kladeny nejen vysoké technické a architektonické požadavky, ale také požadavky interoperability. Interoperabilitou se dle Zákona o drahách rozumí zabezpečení základních technických a provozních podmínek na celostátní dráze s cílem zajistit podmínky pro bezpečnou a nepřerušovanou jízdu drážních vozidel vysokorychlostního a konvenčního železničního systému. Znamená to tedy souhrn zvláštních požadavků, které musí být na celostátní dráze splněny. Splnění těchto požadavků je kontrolováno a jejich splnění potvrzeno nezávislým orgánem. V České republice se posuzováním shody na požadavky interoperability zabývá Výzkumný Ústav Železniční, a.s. Z hlediska zatřídění tratí je možné požadavky rozdělit na dvě kategorie. První kategorií jsou trati zařazené do TEN-T. Na těchto tratích je nutné splnit požadavky technických specifikací pro interoperabilitu a splnění těchto požadavků kontroluje notifikovaná osoba. V ČR jsou druhou kategorií tratě označené ostatní dráhy celostátní, u kterých musí být splněny požadavky dle vyhlášky 352/2004 Sb. Splnění požadavků pak kontroluje určený subjekt. Postupnou revizí stávajících TSI je jejich geografická působnost rozšiřována i na tratě mimo síť TEN-T. V dalším textu budou podrobněji rozebrány požadavky, které jsou kladeny na mostní stavby a tunely, a to v konvenčním železničním systému. Železniční systém je obecně rozdělen na konvenční a vysokorychlostní a toto dělení reflektují také jednotlivá TSI. Jelikož nejsou v České republice žádné vysokorychlostní tratě, bude článek zaměřen na konvenční železniční systém. Podrobněji budou rozebrány a uvedeny zkušenosti z posuzování TSI SRT (příloha rozhodnutí Komise ze dne 20. prosince 2007 o technické specifikaci pro interoperabilitu subsystému „Bezpečnost v železničních tunelech“ v transevropském konvenčním a vysokorychlostním železničním systému (2008/163/ES)) a TSI CR INS (příloha rozhodnutí Komise ze dne 26. dubna 2011 o technické specifikaci pro interoperabilitu subsystému „infrastruktura“ transevropského konvenčního železničního systému (2011/275/EU)).

Na úvod je třeba poznamenat, že se bohužel často stává, že projektové dokumentace požadavky interoperability nereflektují, což přináší nemalé obtíže na stavbě, jelikož bývá náprava velmi obtížná, mnohdy nemožná. Opomenutí těchto požadavků v projektové dokumentaci může v krajním případě vést až k nutnosti celkové rekonstrukce objektu,

případně jeho přestavbě s nutným zásahem do nosné konstrukce, což by mohlo přinést obrovské problémy nejen technické, ale především finanční. TSI jsou přímo platné právní předpisy, bez jejichž naplnění není možné stavbu zkolaudovat.

2. Požadavky TSI CR INS a zkušenosti z posuzování

V TSI CR INS se požadavky na mostní objekty dělí, a to z hlediska zda jde o nové nosné konstrukce či stávající nosné konstrukce. Je tedy důležité si uvědomit, že i pokud se rekonstruuje pouze železniční svršek a do stávající nosné konstrukce se stavebně nezasahuje, je nutné prokázat, mimo požadavků kladených na železniční svršek, vyhovující stav konstrukce a doložit splnění požadavků při posouzení shody. V dalším textu budou uvedeny jednotlivé požadavky se zohledněním výše uvedeného dělení.

2.1 Požadavky TSI CR INS na nové mosty

Za novou konstrukcí se považuje náhrada stávající nosné konstrukce. Požadavky platí pro všechny TSI kategorie tratí. TSI CR INS předepisuje při návrhu mostního objektu dodržení evropských norem, konkrétně EN 1991-2:2003 a EN 1990:2002, a to v následujících bodech:

– svislá zatížení - EN 1991-2:2003, odst. 6.3.2 a 6.3.3. Při statickém návrhu se konstrukce musí navrhnout tak, aby odolala svislému zatížení dle modelu zatížení 71, respektive SW/0 (spojité mosty) a tento model musí být vynásoben součinitelem α (hodnoty viz Tab. 1) a dynamickým součinitelem ϕ, EN 1991-2:2003, odst. 6.4.3 a 6.4.5.2.

Typ tratě nebo TSI kategorie tratí	Minimální součinitel alfa (α)
IV	1,1
V	1,0
VI	1,1
VII-P	0,83
VII-F, VII-M	0,91

Tab. 1 Hodnoty součinitele α dle TSI kategorie tratí [4]

a dále musí být při návrhu konstrukce zohledněny následující body:

– odstředivé síly, EN 1991-2:2003, odst. 6.5.1,
– boční rázy, EN 1991-2:2003, odst. 6.5.2,
– zatížení od rozjezdu a brzdění (podélná zatížení), EN 1991-2:2003, odst. 6.5.3,
– návrhové zborcení koleje způsobené železniční dopravou, EN 1990:2002, příloha A2.

Vzhledem k tomu, že jsou EN normy v mostním stavitelství v ČR už nějakou dobu platné a zažité, nečiní respektování výše uvedených požadavků větší obtíže.

2.2 Požadavky TSI CR INS na stávající mosty

Jak již bylo uvedeno výše, je nezbytné věnovat se i stávajícím mostům, a to i v případě, že se nezasahuje do jejich nosné konstrukce, případně mostům, které nesplňují požadavky TSI CR INS a jsou prováděny práce, které je mají uvést do souladu s touto TSI (např. zesilování). TSI CR INS předepisuje minimální způsobilost stávajících konstrukcí. Dle TSI kategorie tratí jsou definovány traťové třídy zatížení a lokomotivní třídy, které musí být danou konstrukcí splněny – viz Tab. 2. Je tedy nutné provést

přepočet, kterým je dodržení těchto požadavků deklarováno. Pokud stávající konstrukce požadavkům nevyhoví, je nutná její úprava do souladu s těmito požadavky.

TSI kategorie tratě TSI CR INF	Osobní vozidla (včetně osobních vozů, zvláštních železničních vozů a vozů pro přepravu automobilů) (1) a lehké nákladní vozy (1) (2)	Nákladní vozy a ostatní vozidla	Lokomotivy a trakční vozidla (1) (3) (4)	Elektrické a motorové jednotky, hnací jednotky a motorové vozy (1) (2)
IV-P	B1 (5) – 200	(8)	D2 – 200 $L6_{19}$ $L6_{20}$ $L6_{21}$ $L6_{22}$ – 160 D4xL – 140	B1 (5) – 200 C2 (6) – 180 D2 (7) – 140
IV-F	(8)	E5 – 100 D4 – 120 B2 – 140	D2 – 140 D4xL – 120	(8)
IV-M	viz IV-P	viz IV-F	viz IV-P	viz IV-P
V-P	B1 (5) – 160	(8)	$L4_{21.5}$ – 160 $L4_{22.5}$ – 140 $L6_{19}$ $L6_{20}$ $L6_{21}$ $L6_{22}$ – 140	C2 (6) – 160 D2 (7) – 100
V-F	(8)	D4 – 100	$L4_{22.5}$ – 100 $L6_{19}$ $L6_{20}$ $L6_{21}$ $L6_{22}$ – 100	(8)
V-M	viz V-P	viz V-F	viz V-P	viz V-P
VI-P	B1 (5) – 140	(8)	D2 – 140 D4xL – 140	C2 (6) – 140 D2 (7) – 100
VI-F	(8)	E4 – 100	D2 – 100 D4xL – 100	(8)
VI-M	viz VI-P	B2 – 140 D4 – 120 E4 – 100	D2 – 140 D4xL – 140	C2 (6) – 140 D2 (7) – 120
VII-P	A (5) – 120	(8)	$L4_{21.5}$ – 120	A (5) – 120
VII-F	(8)	C2 – 100	$L4_{21.5}$ – 100 $L6_{19}$ $L6_{20}$ $L6_{21}$ – 80	(8)
VII-M	B1 (5) – 120	viz VII-F	viz VII-P + VII-F	B1 (5) – 120

Poznámky

(1) Osobní vozidla (včetně osobních vozů, zvláštních železničních vozů a vozů pro přepravu automobilů), ostatní vozidla, lokomotivy, trakční vozidla, motorové a elektrické jednotky, hnací jednotky a motorové vozy jsou definovány v TSI RST. Lehké nákladní vozy se definují jako zvláštní železniční vozy, které však mohou být přepravovány v rámci souprav, jež nejsou určeny k dopravě cestujících.

(2) Požadavky na konstrukci vyhovují osobním vozidlům, zvláštním železničním vozům a vozům pro přepravu automobilů, lehkým nákladním vozům a vozidlům motorových a elektrických jednotek a hnacích jednotek v délce 18 m až 27,5 m pro konvenční jednotky a soupravy a v délce 9 m až 14 m pro běžné jednoduché nápravy.

(3) Při kontrole minimálních požadavků na infrastrukturu mohou být pro uvedené lokomotivní třídy alternativně použity tyto traťové třídy zatížení: na $L4_{21.5}$ $L4_{22.5}$ se vztahuje D2 a na $L6_{19}$ $L6_{20}$ $L6_{21}$ $L6_{22}$ se vztahuje D4xL.

(4) Požadavky na konstrukci vyhovují až dvěma připojeným sousedním lokomotivám a/nebo trakčním jednotkám. Požadavky na konstrukci vyhovují maximální rychlosti 120 km/h pro tři a více připojených sousedících lokomotiv a/nebo trakčních vozů (nebo vlak složený z lokomotiv a/nebo trakčních vozů), pokud tyto lokomotivy a/nebo trakční vozy splňují příslušné mezní hodnoty pro nákladní vozy.

(5) Požadavky na konstrukci vyhovují průměrné hmotnosti na jednotku délky k délce každého vozu/vozidla 2,75 t/m.

(6) Požadavky na konstrukci vyhovují průměrné hmotnosti na jednotku délky k délce každého vozu/vozidla 3,1 t/m.

(7) Požadavky na konstrukci vyhovují průměrné hmotnosti na jednotku délky k délce každého vozu/vozidla 3,5 t/m.

(8) Není stanovena žádná specifikace TSI.

Tab. 2 Požadavky na traťové třídy zatížení dle TSI kategorie tratí [4]

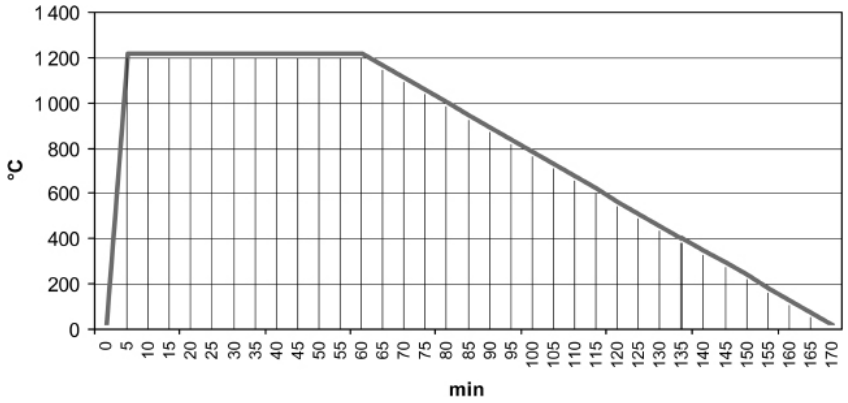
3. Průjezdný průřez

Dalším požadavkem, který je třeba u mostů a také u tunelů řešit je průjezdný průřez. TSI CR INS stanovuje, na základě TSI kategorie tratí, obrysy vozidel a na základě těchto obrysů je pak pomocí kinematické metody dle normy EN 15273-3:2009 spočítán průjezdný průřez, který musí být dodržen. V České republice se používají průjezdné průřezy dle normy ČSN 73 6320 a tyto průjezdné průřezy vycházejí z kinematických obrysů vozidel a vztažných pravidel pro výpočet přirážek uvedených v normě EN 15273-3. Navíc se v prostředí ČR používají průjezdné průřezy definované v normách

pro mostní objekty ČSN 73 6201 a tunely ČSN 73 7508. V ČR by tedy neměly být problémy s průjezdnými průřezy. Bohužel se v praxi stává, že do průjezdných průřezů zasahují různé překážky (např. sklonovníky, příp. staničníky), což je nepřípustné.

4. Požadavky TSI SRT a zkušenosti z posuzování

TSI SRT se zabývá bezpečností v železničních tunelech. U jednotlivých požadavků jsou uvedeny délky tunelů, na které se daný parametr vztahuje. TSI SRT se nevztahují na stávající tunely, které nejsou předmětem modernizace nebo rekonstrukce a není použitelná pro tunely kratší než 1000 m, které jsou předmětem modernizace nebo rekonstrukce. Na úvod TSI SRT jsou uvedena rizika, která jsou v tunelech předpokládána, a na která se musí učinit opatření. TSI SRT předpokládá čistě železniční rizika. Jsou to např. požár, srážku vlaků, vykolejení, případně panika vzniklá zastavením vlaku v tunelu na delší dobu. Dle TSI PRM se v tunelu připouští minimální množství výhybek a křížení. Musí být zabráněno neoprávněnému přístupu zvenku do prostor únikových cest a místností s vybavením. Je tedy nutné použít fyzické systémy, např. zámky. Pro účely evakuace musí být však vždy možné dveře zevnitř otevřít. V případě požáru musí být dostatečně dlouho zachována celistvost konstrukce (evakuace, zásah složek IZS…) a povrch tunelu musí odolat působení tepla po konkrétní časové období. Toto časové období je stanoveno pro betonové konstrukce křivkou EUREKA – viz Obr. 1. Samozřejmostí je, že všechny stavební materiály a zařízení uvnitř tunelu musí mít sníženou hořlavost, musí být nehořlavé, nebo chráněné a technické místnosti musí být vybaveny detektory požáru, které upozorní provozovatele infrastruktury.



Obr. 1 Křivka EUREKA [3]

TSI SRT vymezuje bezpečné oblasti, a to jako místa uvnitř nebo vně tunelu, kde jsou vytvořeny podmínky umožňující přežití, je možná evakuace, osoby mohou čekat na příjezd IZS a je umožněna komunikace s operačním a informačním střediskem. V rámci řešení návrhu tunelu musí být vybráno alespoň jedno z následujících řešení:

– Horizontální a/nebo vertikální únikové cesty vedoucí na povrch (min. každých 1000 m) – š. 1,5 m, v. 2,25 m, dveře š. 1,4 x v. 2,0 m.
– Propojky do jiné (sousední) tunelové trouby – osvětlené, značené, š. 1,5 m, v. 2,25 m, dveře š. 1,4 x v. 2,0 m, min. každých 500 m.
– Alternativní technická řešení – řešení poskytující bezpečnou oblast (rovnocenná bezpečnost s předchozími možnostmi). Musí být provedena studie.

U tunelů delších než 500 m musí být vybudovány únikové chodníky – Obr. 2. U jednokolejného tunelu alespoň na jedné straně, u dvoukolejného tunelu pak na obou stranách. V širších tunelech s více kolejemi musí být umožněn přístup z každé koleje.

Na únikových cestách musí být u tunelů delších než 500 m instalováno nouzové osvětlení, které navede cestující v případě mimořádné události do bezpečné oblasti. V případě jednokolejného tunelu postačuje na jedené straně trati, u dvoukolejného musí být instalováno na obou stranách. Musí být zajištěna funkčnost po dobu min. 90 minut na hodnotu min. 1 lx. Jestliže je osvětlení za normálních podmínek vypnuté, musí být možné zapnutí ručně zevnitř tunelu každých 250 m a také zapnutí dálkově dispečerem. Tunely delší než 100 m musí mít označení únikových cest, a to značkami na bočních zdech po max. vzdálenostech 50 m – Obr. 2. Dále je nutné značit požárně bezpečnostní zařízení a další technické prostředky pro evakuaci, řízenou evakuaci a zásah složek IZS a to v případě, že se v tunelu vyskytují. Z důvodu komunikace musí být v tunelu zajištěno GSM-R.

Dále jsou v TSI SRT stanoveny požadavky na příjezdové komunikace a zásahové cesty pro složky IZS – Obr. 3. Zásahové cesty musí mít min. rozměry 2,25 x 2,25 m. Příjezdové komunikace musí být co nejblíže plánovaných nástupních ploch – Obr. 3. Je také možnost využít přístupové komunikace jiné než silniční, toto řešení však musí být konzultováno s kompetentními složkami IZS. Nástupní plochy musí být umístěny v blízkosti tunelu a musí mít min. plochu 500 m^2. Za nástupní plochy lze považovat i stávající pozemní komunikace. Na zásahových cestách musí být zajištěny zdroje vody. Kapacita musí být nejméně 800 l/min po dobu dvou hodin. Zdrojem může být hydrant nebo zásobárna o objemu min. 100 m^3. Celková situace možného řešení nástupních ploch a příjezdových komunikací složek IZS je zobrazena na Obr. 3.



Obr. 2 Únikový chodník v tunelu, na zdech značení únikových cest



Obr. 3 Nástupní plocha pro složky IZS, příjezdová komunikace pro složky IZS

5. Koncepce nově připravovaných TSI

V současné době dochází k připomínkovým řízením nových TSI, kterými budou nahrazeny TSI SRT, TSI CR INS, TSI HS INS a TSI PRM. TSI CR INS a TSI HS INS budou sloučeny do jednoho TSI. Z pohledu mostů a tunelů nedojde k žádné významné změně, vyjma rozšíření jejich geografické působnosti na celou celostátní dráhu a v důsledku toho zvýšení počtu kategorií tratí i o ty s nižšími parametry. V TSI SRT dochází k řadě významných změn. Mezi největší patří změna bodu týkajícího se požární odolnosti konstrukce. V návrhu TSI SRT je požadováno zachování integrity ostění tunelu po dobu dostatečně dlouhou, aby byla umožněna evakuace cestujících, záchrana vlastními silami a zásah složek IZS. Tato doba musí být v souladu s evakuačním plánem. Může-li kolaps tunelu způsobit ohrožení budov v okolí tunelu, je nutné dimenzovat konstrukci tunelu tak, aby byla zajištěna dostatečná doba na evakuaci osob v ohrožených budovách (doba se počítá od nehody v tunelu, přes informování IZS až po evakuaci osob). Nadále TSI SRT přímo nepředepisují křivku EUREKA. TSI PRM není předmětem tohoto příspěvku, proto se mu blíže věnovat nebude.

6. Závěr

V předchozím textu byly popsány požadavky TSI, které se vztahují k mostům a tunelům a nejčastější problémy, se kterými je možné se setkat při posuzování staveb s požadavky interoperability. Požadavky byly uvedeny, vzhledem k rozsahu příspěvku, spíše heslovitě. Závěrem lze říci, že nové mostní konstrukce nemívají problémy, jelikož jsou navrhována dle evropských norem, které jsou reflektovány i v požadavcích TSI. U stávajících mostů se velmi často opomíjí nutnost dokladování, že daná konstrukce vyhoví všem traťovým třídám zatížení a lokomotivním třídám, které musí být danou konstrukcí splněny dle příslušného zatřídění podle TSI kategorie tratí. Tunelům je věnována z pohledu bezpečnosti velká pozornost, proto nečiní splnění požadavků TSI SRT větší potíže. Z pohledu TSI je jak u mostů, tak tunelů třeba věnovat pozornost i průjezdnému průřezu, který musí být dodržen a nesmí do něj zasahovat žádné překážky.

Literatura:

[1] Zákon o drahách (266/1994 Sb.)

[2] http://provoz.szdc.cz/PORTAL/ViewArticle.aspx?oid=594598

[3] Rozhodnutí Komise ze dne 20. prosince 2007 o technické specifikaci pro interoperabilitu subsystému „Bezpečnost v železničních tunelech“ v transevropském konvenčním a vysokorychlostním železničním systému (2008/163/ES), 2007

[4] Rozhodnutí Komise ze dne 26. dubna 2011 o technické specifikaci pro interoperabilitu subsystému „infrastruktura“ transevropského konvenčního železničního systému (2011/275/EU), 2011

Protisněhový tunel v Gruzii

Maris Cirulis, ViaCon Georgia
Mikus Cirulis, MSc C Eng, ViaCon Latvia
Adam Czerepak, MSc C Eng, PE, ViaCon Polska
Piotr Tomala, MSc C Eng, PE, ViaCon Polska

Hlavním smyslem této zprávy je zhodnocení použití flexibilní ocelové konstrukce montované z dílců vlnitého plechu pro výstavbu tunelu tvořícího ochranu před sněhem na trati mezi Marabdou a Achalkalaki v Gruzii. Tento typ konstrukce se obvykle používá pro přesypané mostní objekty. V tomto případě však bylo z důvodu úspory finančních prostředků navrženo pouze částečné přesypání, tudíž bylo nutné hledat alternativní metodu statického posouzení objektu.

Tato zpráva představuje alternativní posouzení doplňující původní posouzení provedené firmami ViaCon Polska a ViaCon Georgia. Statické posouzení popsané v této zprávě bylo provedeno v program Plaxis 2D podle návrhových zásad uvedených v British standard.

Toto posouzení uvažuje se statickým působením dokončené konstrukce ve dvou návrhových situacích – první s uvažováním pokrytí sněhem do výšky 8 m nad vrcholem tubusu a druhou uvažující se zemětřesením o velikosti 8 Richterovy stupnice. Posouzení prokázalo dostatečnost a vhodnost volby vlnitého plechu tloušťky 5 mm pro tento typ konstrukce.

Úvod

V rámci modernizace trati Marabda - Achalkalaki v Gruzii bylo nutno vyřešit problém nepříznivých sněhových podmínek v zimním období. Část této trati, vedoucí údolím, byla v zimním období obvykle překryta sněhem výšky až 15 m, bez reálné možnosti jeho pravidelného soustavného odklízení, což vedlo k uzavírání trati.



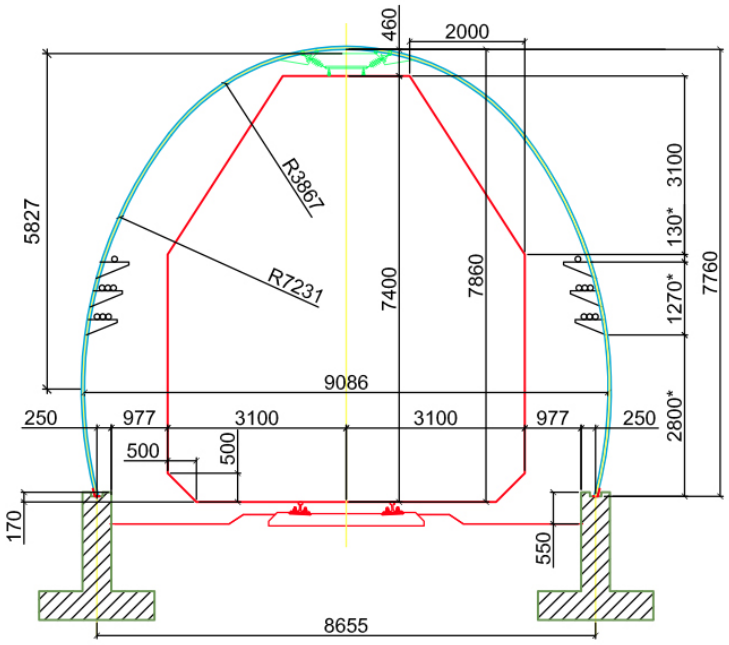
Obr. 1 Mapa oblasti

Z tohoto důvodu se objednatel, společnost Road Constructions Limited, rozhodl vybudovat protisněhový tunel zabraňující každoročním uzavírkám trati. Na základě zhodnocení mnoha variant řešení bylo rozhodnuto o použití řešení flexibilní ocelové konstrukce

montované z dílců vlnitého plechu navrženém firmou ViaCon Georgia, kdy tato konstrukce slouží jako protisněhový tunel chránící trať vedoucí uvnitř. Termín dokončení stavebních prací byl stanoven do prosince 2015. Na projektování, realizaci i supervizi tohoto projektu spolupracovalo lotyšské zastoupení firmy ViaCon (ViaCon Latvia).

Rozsah zprávy

Tato zpráva detailně popisuje návrh protisněhového tunelu vytvořeného z flexibilní ocelové konstrukce montované z dílců vlnitého plechu o průřezu dle Obr. 2.



Obr. 2 Průřez protisněhovým tunelem

Metodika návrhu a posouzení

Tato kapitola popisuje použitý výpočtový program a normy použité pro návrh a posouzení konstrukce. Ostění tunelu profilu vysokého oblouku je tvořeno jednotlivými dílci vlnitého plechu o různých délkách a poloměrech křivosti. Pro statické posouzení byl použit MKP program Plaxis 2D a model zohledňující interakci tubusu s částečným přesypáním. Provedený výpočet je geometricky nelineární s uvažováním deformací konstrukce v jednotlivých fázích zásypu tubusu i fyzikálně nelineární s uvažováním modelu HS small (Hardening Soil model with small strain stiffness) pro pracovní diagram zásypu. Byly vyšetřovány dvě návrhové situace – první s uvažováním pokrytí sněhem do výšky 8 m nad vrcholem tubusu a druhá uvažující se zemětřesením o velikosti 8 Richterovy stupnice.

Účinky zemětřesení byly simulovány dvěma způsoby:

– účinky vyvolané zemětřesením uvažovány jako statické zatížení,
– vytvoření akcelerogramu zemětřesení a jeho aplikace na výpočtový model.

Výstupem výpočtu jsou vnitřní síly – normálová síla a ohybový moment ve stěně tubusu.

Návrh

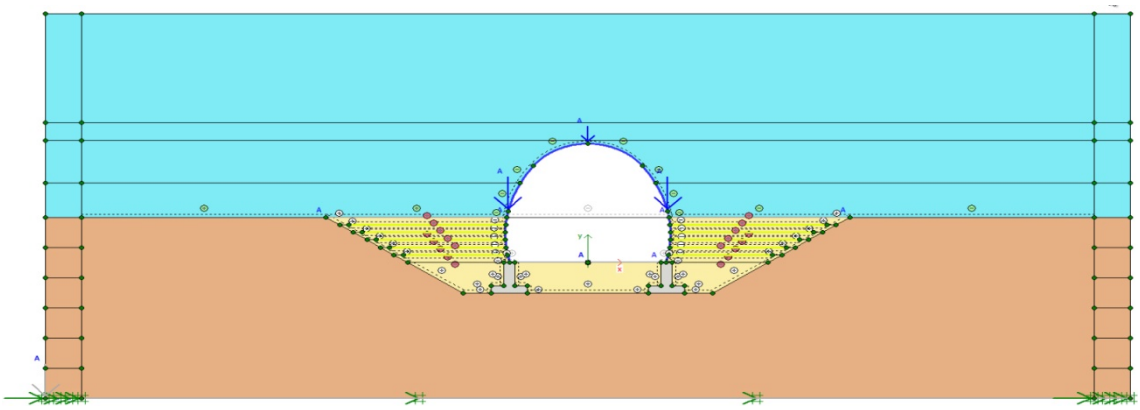
Dílčí součinitele spolehlivosti zatížení i materiálu byly uvažovány dle British Standard.

Součinitele spolehlivosti zatížení (dle BS5400-2)		**Součinitel spolehlivosti materiálu (dle BS5400-3)**
Součinitel spolehlivosti výpočtového modelu	γ_{f3} = 1,1	γ_m = 1,05
Vodorovné a svislé zatížení stálé	γ_{fl} = 1,35	
Zemětřesení	γ_{fl} = 1,1	

Jelikož soustava norem British Standard neuvádí součinitele spolehlivosti zatížení pro konstrukce tohoto typu, bylo při posouzení mezního stavu únosnosti uvažováno s průměrným součinitelem spolehlivosti pro svislé zatížení působící nad vrcholem tubusu o velikosti 1,2 a s průměrným součinitelem spolehlivosti pro vodorovné zatížení od zásypu po stranách tubusu o velikosti 1,5.

Posouzení – model PLAXIS 2D

Pro posouzení chování konstrukce byl použit specializovaný MKP program pro řešení geotechnických problémů Plaxis 2D. Na Obr. 3 je znázorněno schéma výpočtového modelu.



Obr. 3 Schéma výpočtového modelu v programu PLAXIS 2D

Z tohoto obrázku je zřejmý průřez protisněhového tunelu, obklopující zemina i lokální zatížení osamělými silami simulujícími lokální zatížení v místech kotvení trakčního vedení do stěn tubusu. Horizontální zatížení vyvolané zemětřesením se aplikuje v úrovni dolního okraje výpočtového modelu. Během výpočtu byly zkoumány akcelerogramy s různými amplitudami.

Parametry materiálu

Ve výpočtu byly uvažovány materiály s těmito parametry:

– **Zásypový materiál** (zhutněný písek)

Typ	**E_{50}^{ref} (kN/m^2)**	**E_{oed}^{ref} (kN/m^2)**	**E_{ur}^{ref} (kN/m^2)**	**v**	**(kN/m^3)**	**c (kN/m^2)**	**(°)**
HS small	35 000	35 000	100 000	0,2	19	1	32

– **Okolní hornina** (čedič)

Typ	E (kN/m^2)	v	G (kN/m^2)	(kN/m^3)	c (kN/m^2)	(°)
Lineárně elastický	1 000 000	0,2	416 700	25	-	-

– **Sníh**

Typ	E (kN/m^2)	v	G (kN/m^2)	(kN/m^3)	c (kN/m^2)	(°)
Lineárně elastický	4 500	0,2	1 667	4,5	-	-

Pro stěnu tubusu byl uvažován ocelový vlnitý plech tloušťky 5 mm s následujícími parametry na 1 bm délky tubusu:

Typ	E (kN/m^2)	v	I (mm^4)	A (mm^2)	Z (mm^3)
Lineárně elastický	20 000 000	0,3	2 316 147	5 929	77 205

Pro výztužné geomříže byly uvažovány následující parametry:

Typ	(kN)	Elongation at break	E (kN/m)
Lineárně elastický	120	12 %	1000

Stanovení účinků zemětřesení

Dynamické účinky zemětřesení se ve výpočtovém modelu programu Plaxis 2D modelují pomocí vnesení smykových napětí jako funkce času na dolním okraji výpočtového modelu s uvažováním vazkopružné okrajové podmínky:

$$\tau_{(t)} = 2\rho C_s v_{(t)}$$

Dynamické zatížení vyvolané zemětřesením o velikosti 8 Richterovy stupnice bylo stanoveno podle Young, R.R (1988). Tato metoda je určena pro zemětřesení v subdukčních zónách, jejichž hloubka ohniska je zpravidla větší než u zemětřesení vznikajících na transformních zlomech. Tato metoda je založena na sledování 60 zemětřeseních o velikosti větší než 8. Bylo odvozeno, že pro:

M = 8 (Velikost zemětřesení)

R = 100 km (vzdálenost ohniska zemětřesení od protisněhového tunelu)

Z_t = 1 (Koeficient události pro rozhraní litosférických desek)

bude amplituda zrychlení v oblasti protisněhového tunelu 0,29g. Avšak po konzultaci s hlavním inženýrem projektu bylo rozhodnuto o uvažování amplitudy zrychlení 0,4g. Na Obr. 4 je znázorněn upravený akcelerogram jako funkce času pro přímé zadání v programu Plaxis 2D. Tento akcelerogram je upraven tak, aby vyjadřoval dynamické přitížení (nikoliv zrychlení).



Obr. 4 Akcelerogram použitý pro výpočet v programu PLAXIS 2D

Návrh ocelového tubusu

Tato kapitola popisuje návrh ocelového tubusu v souladu se zásadami a dílčími součiniteli spolehlivosti dle British Standard uvedenými výše. Návrhové napětí ve stěně ocelového tubusu bylo stanoveno následovně:

$$S_{applied} = \frac{Axial\ Force}{Area} + \frac{Bending\ Moment}{Section\ Modulus} = \frac{F}{A} + \frac{M}{Z}$$

Charakteristické hodnoty normálových sil a ohybových momentů byly převzaty z programu Plaxis 2D. Tyto hodnoty byly pro posouzení mezního stavu únosnosti přenásobeny součiniteli spolehlivosti zatížení. Návrhové napětí ve stěně ocelového tubusu bylo poté porovnáno s únosností průřezu stěny tubusu.

$$R_{design} = \frac{f_y}{\gamma_m} \quad where$$

f_y – charakteristická hodnota meze kluzu;

γ_m – součinitel spolehlivosti materiálu.

1. návrhová situace – sníh do výšky 8 m nad vrcholem tubusu

Největší napětí ve stěně ocelového tubusu bylo vypočteno ve fázi 10 (výška sněhu 8 m nad vrcholem tubusu):

$$S_{applied} = \frac{229}{5.9 \times 10^{-3}} + \frac{7.56}{7.72 \times 10^{-5}} = 1.37 \times 10^5 \frac{kN}{m^2} = \mathbf{137} \frac{\boldsymbol{N}}{\boldsymbol{mm^2}}$$

Největší charakteristické napětí ve stěně tubusu bylo stanoveno 137 N/mm^2. Po přenásobení součiniteli spolehlivosti zatížení dle British Standard pro mezní stav únosnosti:

γ_{fl} = 1,35 (součinitel spolehlivosti pro zatížení stálé - vodorovné a svislé) – průměr. hodnota

γ_{f3} = 1,1 (součinitel spolehlivosti výpočtového modelu)

Návrhové napětí v mezním stavu únosnosti:

$$S_{ULS} = S_{applied} \times \gamma_{fl} \times \gamma_{f3} = 137 \times 1.35 \times 1.1 = \mathbf{203} \boldsymbol{N/mm^2}$$

Charakteristická hodnota meze kluzu ocelového tubusu je R = 235 MPa = 235 N/mm^2. Součinitel spolehlivosti materiálu je podle British Standard, γ_m = 1.05:

$$R_{design} = \frac{235}{1.05} = \mathbf{224 N/mm^2}$$

R_{design} > S_{ULS} typical design

2. návrhová situace – zemětřesení

Největší charakteristické napětí ve stěně tubusu bylo stanoveno:

$$S_{applied} = \frac{25}{5.9 \times 10^{-3}} + \frac{11.3}{7.72 \times 10^{-5}} = 1.51 \times 10^5 \frac{kN}{m^2} = \mathbf{151} \frac{\boldsymbol{N}}{\boldsymbol{mm^2}}$$

Po přenásobení součiniteli spolehlivosti zatížení dle British Standard pro mezní stav únosnosti:

γ_{fl} = 1,1 (součinitel spolehlivosti pro mimořádné zatížení)

γ_{f3} = 1,1 (součinitel spolehlivosti výpočtového modelu)

Návrhové napětí v mezním stavu únosnosti:

$$S_{ULS} = S_{applied} \times \gamma_{fl} \times \gamma_{f3} = 151 \times 1.1 \times 1.1 = \mathbf{182 N/mm^2}$$

Charakteristická hodnota meze kluzu ocelového tubusu je R = 235 MPa = 235 N/mm^2. Součinitel spolehlivosti materiálu je podle British Standard, γ_m = 1.05:

$$R_{design} = \frac{235}{1.05} = \mathbf{224 N/mm^2}$$

R_{design} > S_{ULS} seismic design

Plech tloušťky 5 mm tudíž vyhovuje!

Závěr

Statické posouzení protisněhového tunelu na trati Marabda – Achalkalaki prokázalo vhodnost volby vlnitého plechu tloušťky 5 mm o mezi kluzu 235 MPa pro tento typ konstrukce.

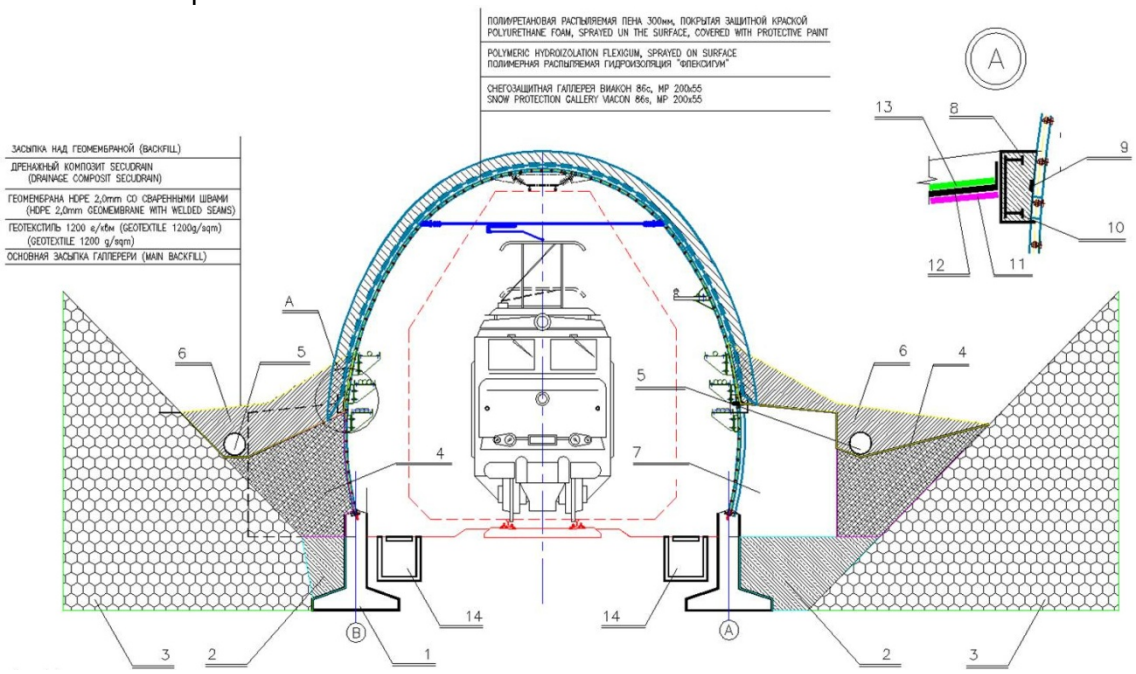
Statické posouzení prokázalo, že k největšímu namáhání dochází ve výšce 3 m od paty tubusu v úrovni horního povrchu zásypu po stranách tubusu. Je to z důvodu náhlé změny tuhosti materiálu obklopujícího tubus. Flexibilní ocelové přesypané mostní konstrukce přenášejí účinky vnějších zatížení ve spolupůsobení s okolním zásypem pomocí zemní klenby vytvořené v zásypu obklopujícím tubus. Relativně menší tuhost sněhu je v tomto případě méně účinná než tuhost zásypu u obvyklé aplikace. Z tohoto důvodu dochází k největšímu napětí ve stěně tubusu právě v místě náhlé změny tuhosti materiálu obklopujícího tubus.

Statické posouzení v návrhové situaci uvažující zemětřesení je rozhodující stav, kdy je tubus bez sněhové pokrývky, jelikož sněhová pokrývka v tomto případě zlepšuje stabilitu proti vybočení. Při posouzení s uvažováním amplitudy zrychlení 0.4g tunel vyhovuje.

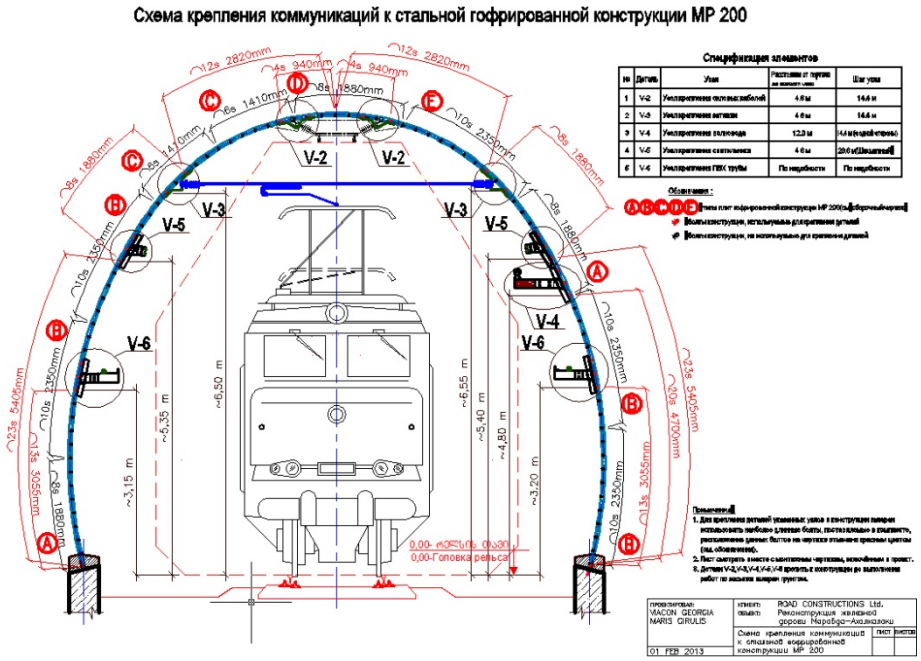
Tento výpočet neposuzuje stabilitu tubusu během montáže. Předpokládá se však použití dočasných podpěr tubusu během montáže dle potřeby.

Ve fázi návrhu konstrukce bylo po konzultaci dle zkušeností firmy ViaCon Polska rozhodnuto, že uzemnění konstrukce pomocí základových pasů je z hlediska bludných proudů dostatečné. Připevnění trakčního vedení a komunikačních kabelů ke stěně tubusu bylo provedeno pomocí šroubových spojů

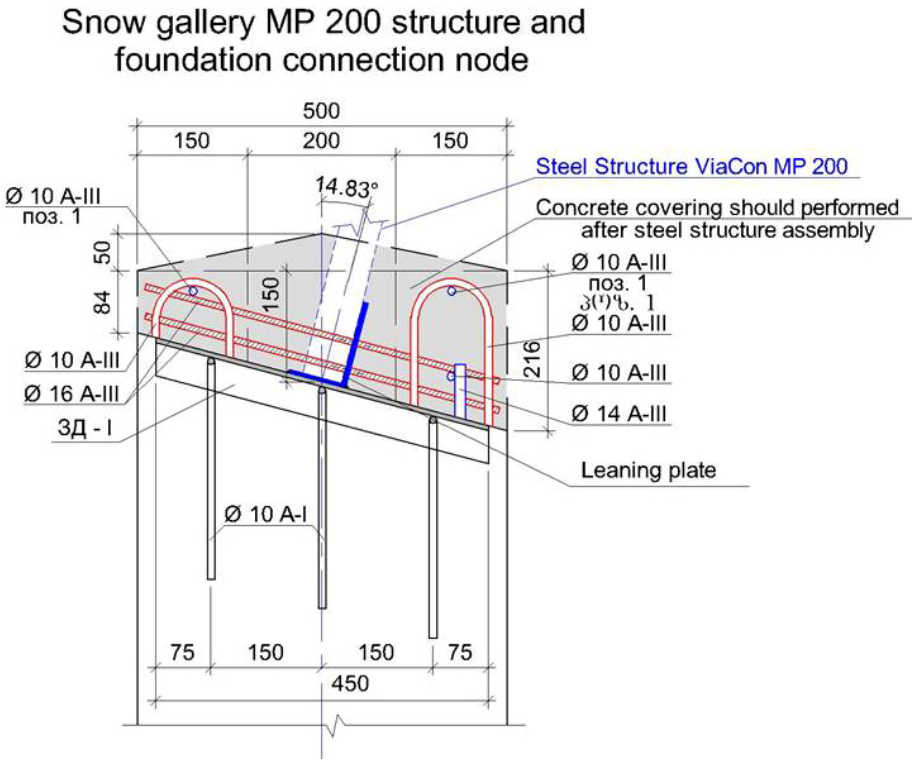
Tepelně-izolační vrstva na rubové straně tubusu byla navržena z důvodu požadavku na zamezení přehřívání vzduchu uvnitř protisněhového tunelu v letním období. Zda bude tato izolace skutečně použita nebo ne, závisí na detailním měření teplot uvnitř tunelu v letním období ve stavu, kdy bude na rubové straně nanesena pouze stříkaná hydroizolace. Pokud budou naměřené teploty vyhovující, nebude se tepelně-izolační vrstva provádět



Obr. 5 Řez protisněhovým tunelem



Obr. 6 Schéma upevnění trakčního vedení a komunikačních kabelů



Obr. 7 Detail uložení tubusu



Obr. 8 Výstavba základových pasů pro protisněhový tunel



Obr. 9 Pohled zevnitř protisněhového tunelu



Obr. 10 Pohled na protisněhový tunel během výstavby



Obr. 11 Pohled na protisněhový tunel během výstavby



Obr. 12 Letecký pohled na 1164 m dlouhou část protisněhového tunelu během výstavby

Novelizace TNŽ 73 6220 Ocelové podlahy na nosných konstrukcích železničních mostů a TNŽ 73 6261 Uložení mostnic na ocelových konstrukcích železničních mostů

Ing. Zdeněk Nečekal, Ing. Ivana Švábeníková, SŽDC, s.o.
Ing. David Kmošek, EXprojekt s.r.o.

Platná TNŽ 73 6260 byla schválena dne 28. 4. 1976 s účinností od 1. 12. 1977. Platná TNŽ 73 6261 byla schválena dne 15. 7. 1992 s účinností od 1. 12. 1992. Vývoj nových technologií a nové poznatky v těchto oblastech, vyvolaly potřebu novelizace uvedených TNŽ. V současné době probíhá připomínkové řízení ke zpracovaným návrhům. Vydání novelizovaných TNŽ se předpokládá v roce 2014.

Úvodní ustanovení

TNŽ 73 6260 a TNŽ 73 6261 patří mezi technické normy používané pro železniční dráhy celostátní, regionální a vlečky ve smyslu zákona č. 266/1994 Sb. a vyhlášky 177/1995 Sb.

Koncepce

Příprava koncepce, stanovení postupu, zásad zpracování, rozsahu a vlastní práce na návrzích novelizovaných TNŽ probíhaly koncem roku 2012 a v průběhu roku 2013. TNŽ byly zařazeny mezi úkoly technického rozvoje financované ze Státního fondu dopravní infrastruktury. Novelizací TNŽ 73 6260 a TNŽ 73 6261 byla pověřena firma EXprojekt s.r.o. a pod vedením Ing. Davida Kmoška vznikly návrhy nových znění těchto norem. Novelizace TNŽ 73 6260 a TNŽ 73 6261 byly prováděny ve vzájemné součinnosti. Novelizované TNŽ jsou zpracovány v souladu s českou a evropskou legislativou.

Nové formální úpravy norem jsou navrhovány podle předpisu SŽDC N 1 pro tvorbu, schvalování a distribuci dokumentů vnitropodnikové legislativy. Novelizované normy jsou rozčleněny na základní část a přílohy, do kterých jsou přesunuty některé oblasti z původních norem nebo obsahují nové příp. aktualizované údaje. Původní normy nebyly takto koncipovány.

Kromě požadavků vyplývajících z legislativních změn, změn normativních i technických předpisů reflektují novelizace obou norem podněty správců včetně zkušeností z mnoha revizních prohlídek a realizovaných oprav a rekonstrukcí.

TNŽ 73 6260

V níže uvedeném textu jsou uvedena vybraná ustanovení z návrhu připravované TNŽ 73 6260.

TNŽ 73 6260 řeší problematiku podlah (návrhů a projektování) na nových ocelových konstrukcích železničních mostů. Platí také pro projektování podlah na dosavadních železničních mostech při opravách konstrukcí a obnově podlah.

Kapitola 4 Požadavky na materiály podlahových dílců obsahuje technické požadavky, které musí splňovat materiály podlahových dílců u podlah z ocelových plechů a pororoštů, podlah z dřevěných, kompozitních a jiných materiálů. Stanoví údaje o min.

požadované jakosti oceli ocelových podlah, příslušné třídy pevnosti dřevěných podlahových dílců, požadované vlastnosti u podlahových dílců z kompozitních materiálů dle příslušných EN a ČSN EN.

Kapitola 5 Zásady navrhování podlahových dílců a nosných prvků podlah uvádí obecné požadavky, které jsou ukládány z hlediska návrhu podlah, specifické požadavky na zatížení podlah dle zásad příslušných ČSN EN, parametry pro posouzení dle mezních stavů únosnosti a použitelnosti.

Kapitola 6 Podlahy mezi kolejnicemi stanoví požadavky na podlahové dílce, stykování a jejich připojení k mostnicím.

Kapitola 7 Podlahy na hlavách mostnic určuje, jakým způsobem se navrhují podlahové dílce. Je umožněna, za určitých podmínek, varianta návrhu bez použití podlahy na hlavách mostnic, případně návrh s přímými hranami bez výřezů pro podkladnice.

Kapitola 8 Podlahy na chodnících se zabývá obecnými a konstrukčními zásadami, stykováním a připojením podlahových dílců k nosné konstrukci, podlahovými nosníky, úpravami výřezů pro procházející konstrukční části mostu.

Kapitola 9 Revizní lávky pojednává o využití materiálů, které musí splňovat zejména požadavky na únosnost, životnost, funkčnost a hlučnost.

Kapitola 10 Vstupní otvory se zmiňuje o zřizování, umísťování a velikosti vstupních otvorů.

Kapitola 11 Dovolené odchylky uvádí údaje, týkající se hodnot předepsaných projektovou nebo výrobní dokumentací

Kapitola 12 Protikorozní ochrana ocelových podlah obsahuje ustanovení pro provádění PKO dle předpisu S5/4.

TNŽ obsahuje 3 přílohy:

– Příloha A Konstrukční zásady pro ocelové plechy na chodníkových podlahách;
– Příloha B Konstrukční zásady pro podlahové nosníky;
– Příloha C GRAFICKÁ PŘÍLOHA, jsou zde nakresleny příklady navrhování podlah.

TNŽ 73 6261

Během uplynulých dvaceti let se změnilo mnoho českých norem a byly přijaty evropské normy, které se zabývají příslušnou problematikou. Mimo to přišli dodavatelé s nabídkami mostnic z netradičních materiálů a také se objevily nové poznatky a zkušenosti s chováním mostnic na ocelových nosných konstrukcích.

Jak je uvedeno v předmětu normy, tato norma platí pro návrh rozměrů, uložení a připevnění mostnic a podélných prahů (dřev) na nosných ocelových konstrukcích trvalých i zatímních železničních mostů s prvkovou otevřenou mostovkou a na konstrukcích bez mostovky pro koleje o rozchodu 1435 mm. Mostnice jsou kolejnicové podpory železničního svršku na mostních objektech. Právě proto, že patří mezi materiály železničního svršku, pro ně platí předpisy pro železniční svršek, zejména předpis SŽDC S3, a bylo nutné opravit značení tak, jak je vidět již v kapitole 3 Symboly a zkratky této technické normy železnic.

V kapitole 2 Termíny a definice jsou uvedeny kromě dřevěných mostnic i mostnice ocelové a mostnice z kompozitních materiálů.

Kapitola 4 Požadavky na materiály mostnic a podélných dřevěných prahů uvádí kromě všeobecných požadavků, které jsou kladeny na mostnice i specifické požadavky týkající se mostnic z různých materiálů. Pro dřevěné mostnice se předepisuje dub, eventuelně dřevo srovnatelných nebo lepších vlastností. Výjimečně lze použít modřín nebo borovici. V podstatě úplně byl vypuštěn jako přípustný materiál buk, který byl často napadán houbami, což vedlo k výraznému zkrácení životnosti. Pro ocelové mostnice je požadován materiál o jakosti alespoň S235J2+N podle ČSN EN 10025-2. Kompozitní mostnice musí kromě mechanické odolnosti a únosnosti splňovat požadovanou odolnost proti UV záření, mechanické vlastnosti při teplotních cyklech a předepsané vlastnosti při požáru.

V kapitole 5 Zásady navrhování a statického posuzování mostnic a podélných prahů (dřev) jsou uvedeny nejprve obecné požadavky, které musí mít mostnice jako kolejnicové podpory železničního svršku, mimo jiné musí zajistit úpravu geometrických parametrů koleje v rámci stavby, provozu a udržovacích prací. Dále jsou uvedeny požadavky na statické posuzování mostnic včetně vlivu dynamických účinků a únavového namáhání. Pro dřevěné mostnice není třeba provádět statické posouzení a nepočítá-li se přesněji, lze pro ně vzít nejmenší jmenovité průřezy mostnic z tabulek v příloze A.

Kapitola 6 Způsoby možného uložení mostnic toto uložení rozděluje na uložení plošné a centrické, což platí obecně pro dřevo i další netradiční materiály. Na rozdíl od stávající normy bylo upuštěno od zákazu používání plošného uložení mostnic na nových mostech. V každém jednotlivém případě je třeba rozhodnout o tom, jaký způsob uložení mostnic na daném objektu je výhodnější.

Text kapitoly 7 Centrické uložení dřevěných a kompozitních mostnic je do značné míry převzat ze stávající normy. Nejvýznamnější změna se týká zajištění přenosu brzdných a rozjezdových sil do nosné mostní konstrukce. Kromě stávajícího způsobu pomocí kotevních plechů se navrhuje použití neposuvně plošně uložených dvojic mostnic na upraveném podélníku, event. hlavním nosníku.

Podobně i kapitola 8 Plošné uložení dřevěných a kompozitních mostnic odpovídá příslušné kapitole stávajícího předpisu. Nejvýznamnější změna se zde týká použití vodorovného mostnicového šroubu. Bylo zrušeno omezení, které povolovalo používání vodorovného mostnicového šroubu pouze v případech, kdy nebylo možné splnit požadavky normy při použití svislého mostnicového šroubu. Kromě toho byl zjednodušen tvar klínových vložek z tvrdého dřeva, které se používají při uložení mostnic v koleji s převýšením.

Do obou kapitol, které se zabývají uložením mostnic, bylo doplněno pružné upevnění mostnic podle mostního vzorového listu MVL 701.

Kapitola 9 Uložení a návrh ocelových mostnic uvádí jako podmínku pro tyto mostnice použití uceleného systému konkrétního výrobce a dodavatele.

Text normy obsahuje také dvě přílohy. Příloha A Konstrukční zásady a pomůcky pro navrhování dřevěných mostnic má dvě části, jednak textovou a potom jsou zde uvedeny dvě tabulky převzaté ze stávající normy, ve kterých jsou uvedeny nejmenší

jmenovité průřezy dřevěných mostnic v přímé a v zakřivené koleji. Poslední část normy tvoří grafická příloha, tj. příloha B. V ní jsou uvedeny převzaté obrázky z původní normy a dále jsou obrazovou přílohou doplněny změny provedené v textu.

Provozní měření bezstykové koleje na mostě v km 7,810 trati Ústí n. L – Most přes dálnici D8 v km 80,778

Ing. Marek Foglar, Ph.D., FSV ČVUT v Praze a SUDOP PRAHA a.s.

Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

Ing. Miroslav Teichman, SŽDC, s.o.

Příspěvek představuje uspořádání, průběh a vybrané předběžné výsledky provozního měření bezstykové koleje na mostě v km 7,810 trati Ústí n. L – Most přes dálnici D8 v km 80,778 prováděném 19-20/9/2013. Na mostě byla měřena změna napětí v bezstykové koleji vlivem běžného provozu a změny teploty, následně byly provedeny zkušební jízdy lokomotiv zaměřené na odezvu bezstykové koleje při brzdění a rozjezdu.

Motivace

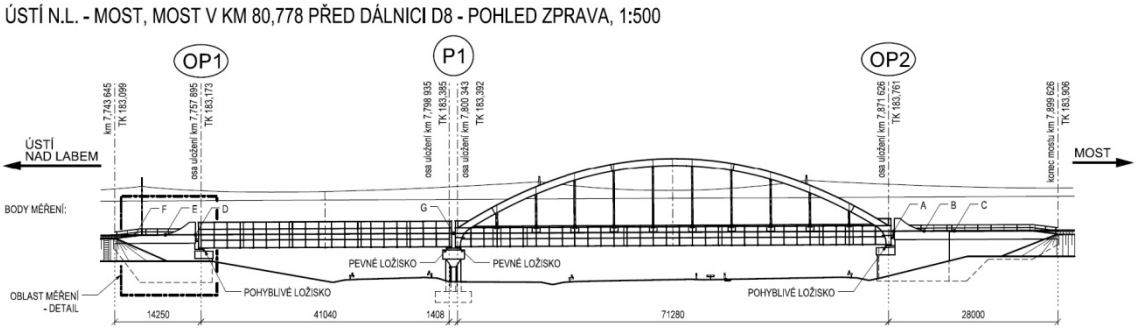
V rámci výzkumného úkolu TA03031099 podpořeném Technologickou agenturou ČR bylo ve dnech 19. - 20. 9. 2013 provedeno měření bezstykové koleje na mostě v km 7,810 trati Ústí n. L - Most přes dálnici D8 v km 80,778. Tento most byl pro měření zvolen z následujících důvodů:

– most byl postaven v roce 2003 na přeložce trati Ústí nad Labem – Most jako vyvolaná investice stavby 0807/1 Trmice – Knínice, je tedy relativně malého stáří, ojetí koleje v místě mostu je zanedbatelné,
– most převádí bezstykovou kolej na dvou typických konstrukcích:
  – ocelovém trámu ztuženém obloukem se spodní mostovkou o rozpětí 71,28 m,
  – plnostěnném ocelovém nosníku se spodní mostovkou o rozpětí 41,04 m,
– mostní konstrukce je relativně dobře přístupná.

Cílem měření bylo zjistit závislost napětí v bezstykové koleji na teplotě konstrukce/vzduchu při jednom teplotním cyklu (tzv. statická měření) a také ověřit vliv kolejové dopravy na napětí v bezstykové koleji (tzv. dynamická měření). Uspořádání měření mělo umožnit sledování napětí v bezstykové koleji při běžném železničním provozu, ale také i při zkušebních přejezdech s brzděním a rozjezdy vozidel.

Měření bylo realizováno firmou INSET s.r.o. na základě objednávky firmy SUDOP PRAHA a.s.

SŽDC, s.o. zajistilo zkušební vozidla a zejména výluky pro umístění a demontáž měřící aparatury.



Obr. 1 Schéma uspořádání měření

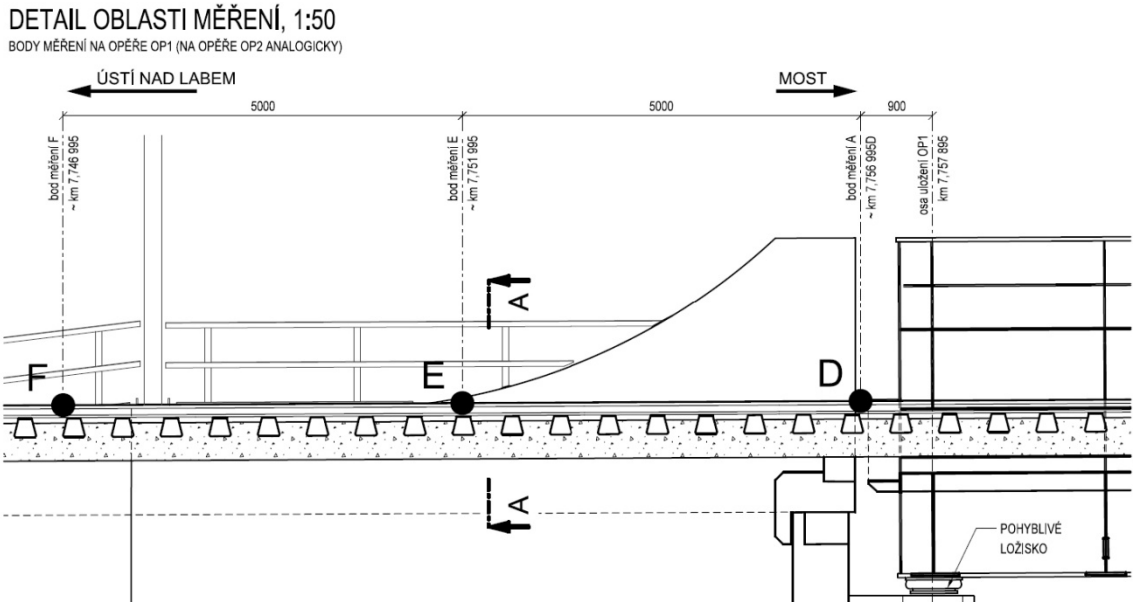
Uspořádání zkušebního měření

Na kolejnicích mostu a jeho předpolích bylo umístěno v 7mi profilech celkem 40 induktivních snímačů SP 1 s měřicí základnou 300 mm (Obr. 1 a 2), rozlišovací schopností 10-4 mm a rozšířenou kombinovanou nejistotou měření 10-3 mm,

vyjádřeno v jednotkách napětí 0,7 až 700 MPa. Tyto snímače byly umístěny v těžištích kolejnic (Obr. 4) vždy oboustranně. V měřících profilech před a za mostem byly vystrojeny pouze vnější kolejnice.

Dále byly měřeny teploty kolejnice, štěrkového lože, mostní konstrukce a vzduchu, měření posunů nosné konstrukce vůči opěrám na mostních závěrech a relativní pohyb kolejnice vůči mostnímu pilíři.

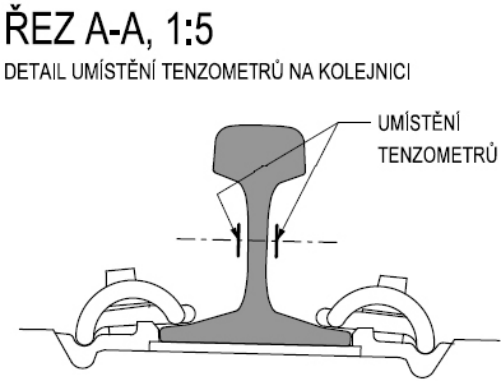
Snímače přetvoření byly umístěny pomocí speciální montážní šablony a speciálních držáků přilepených k tělesu kolejnice dvousložkovým epoxidovým lepidlem. Tímto způsobem byla zajištěna stejná poloha na všech instalovaných snímačích. Snímače byly dále opatřeny polyuretanovými chráničkami. Uspořádání umožňuje opakování měření (Obr. 3).



Obr. 2 Detail oblasti měření na OP1



Obr. 3 Detail snímače umístěného na kolejnici



Obr. 4 Detail umístění tenzometrů na kolejnici

Vzhledem k délce měřeného úseku a počtu snímačů byla zřízena dvě měřicí stanoviště. Monitorovací linku tvořil měřicí počítač napájený elektrocentrálou, signální kabely, měřicí zesilovače a příslušné snímače

Řídící a záznamovou jednotku tvořily měřicí počítače na bázi PC s měřicí A/D převodníkovou kartou. Na vstupu měřicí karty se přiváděly signály od připojených snímačů přetvoření, deformací a teplot, které byly následně digitalizovány a zpracovány.

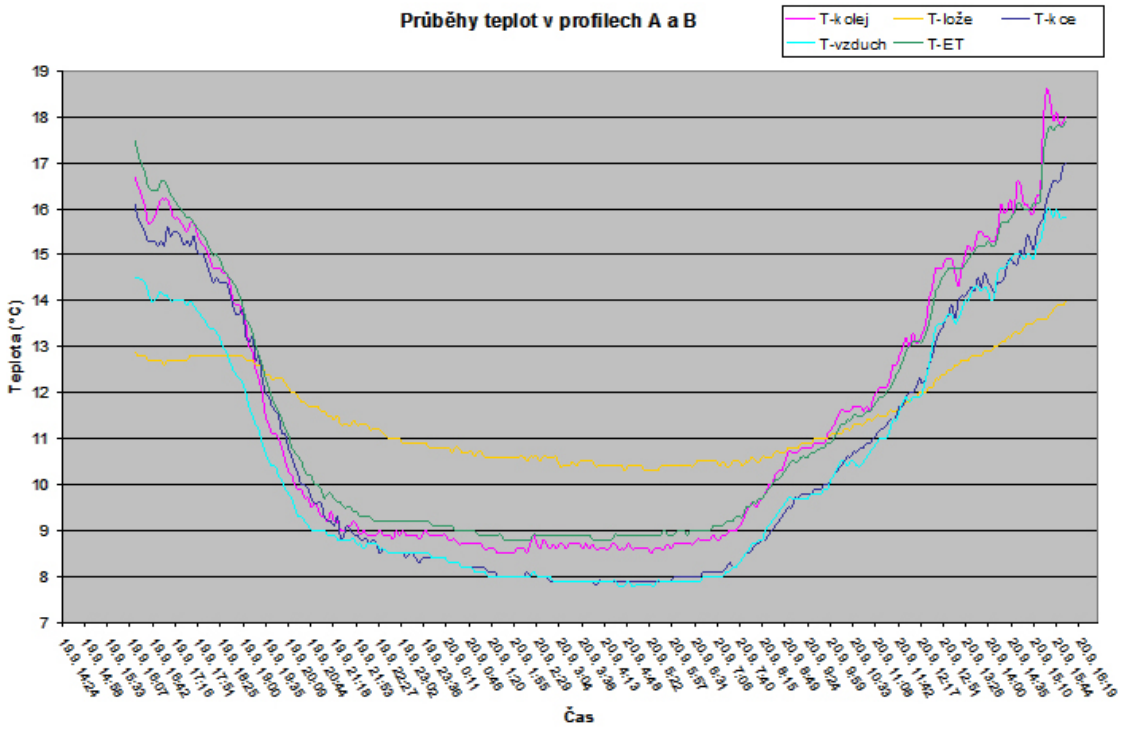
K měření byl použit speciální SW WOSCILO/SDT umožňující zaznamenat jak dynamická tak statická data včetně jejich zobrazení, vyhodnocení (filtrace, odstranění ofsetu, oříznutí, apod.)

Dynamické záznamy se ukládaly ručně po každém průjezdu vlakové soupravy se vzorkovací frekvencí 1000 vz/s.

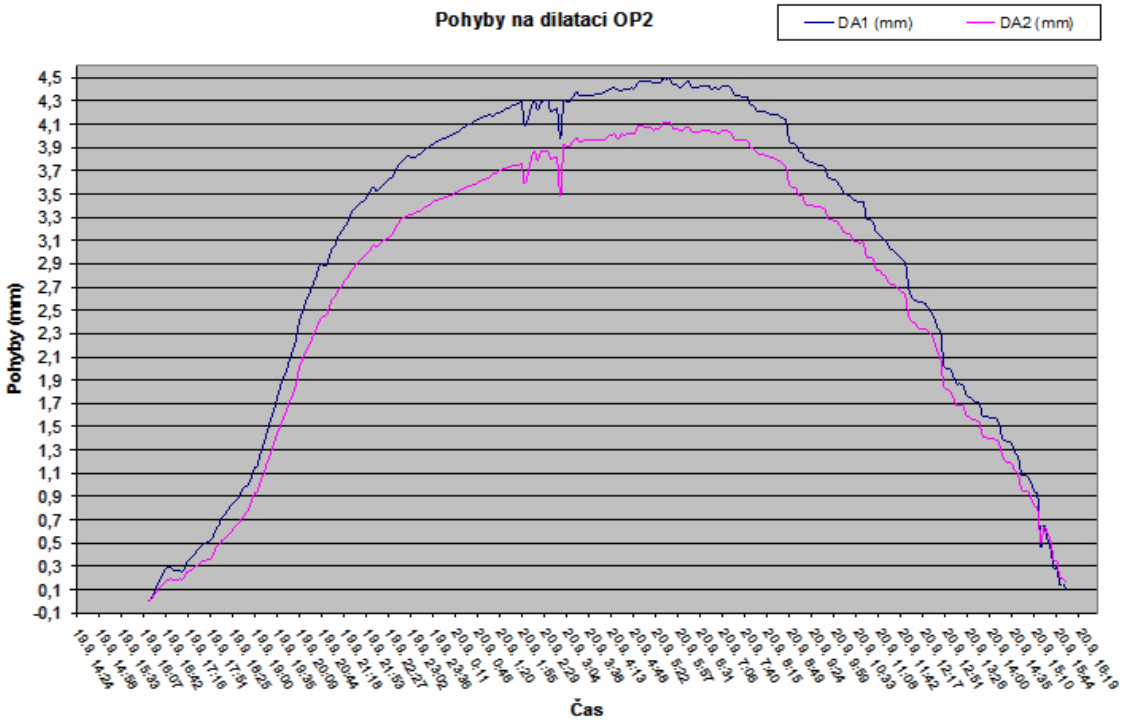
Výsledky měření

Hlavním výsledkem měření by mělo být ověření normových předpokladů pro výpočet kombinované odezvy kolej/konstrukce. Vyhodnocení všech sad naměřených dat je ale extrémně časově náročné a k datu uzávěrky sborníku nebylo ještě zdaleka ukončeno.

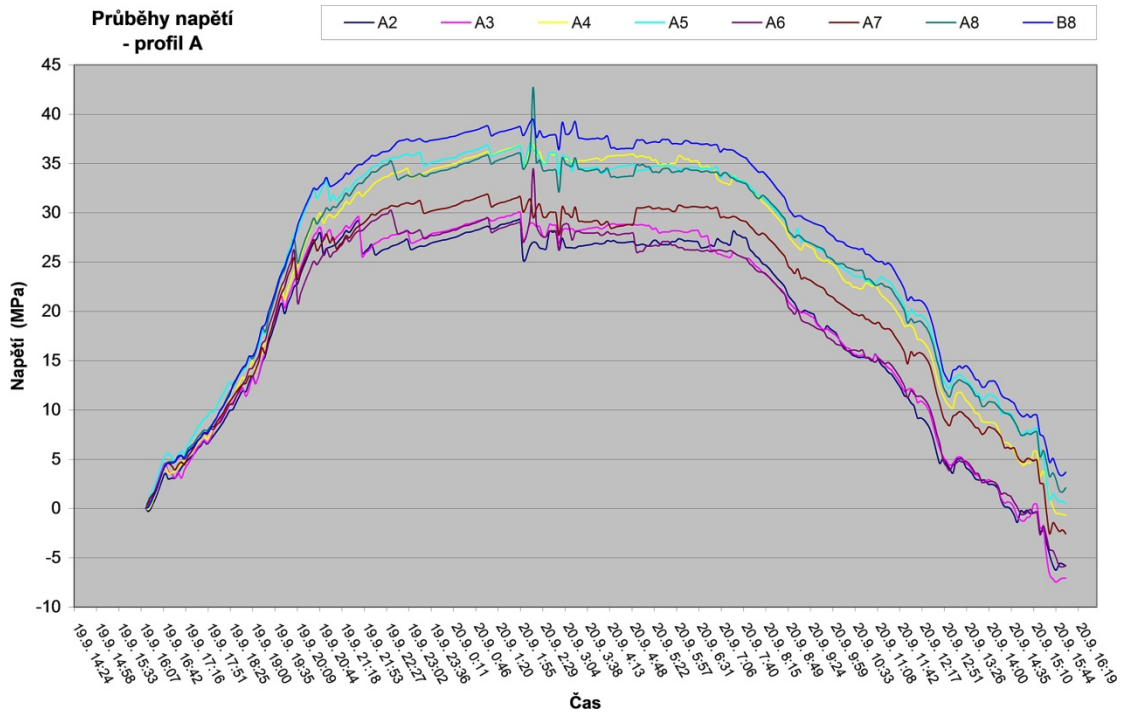
Na tomto místě jsou tedy prezentovány předběžné výsledky měření: naměřené průběhy teplot, dilatačních pohybů a napětí v kolejnici ve vybraných profilech.



Obr. 5 Časový průběh teplot na OP2



Obr. 6 Pohyby konstrukce na OP2



Obr. 7 Napětí v kolejnici v měřeném profilu A na OP2

Závěr

Tento příspěvek podává základní informace o uskutečněném měření na bezstykové koleji na mostě v km 7,810 trati Ústí n. L – Most přes dálnici D8 v km 80,778. Vysvětluje použité metodiky, uvádí popis měřicí linky, počet a typ snímačů a další technické detaily měření.

Měření napětí na kolejnicích prokázalo v intervalu 24 hodin teplotní závislost. Hodnoty napětí se v teplotním intervalu cca 10 °C na instalovaných snímačích přetvoření (podle umístění) pohybovaly v mezích od 25 do 40 MPa. Pohyby na dilatacích vlivem teploty dosahovaly hodnot až 4,5 mm (podle místa měření).

Měřením získaná data (statická i dynamická) jsou v dalším kroku podrobně analyzována a dále zpracována, aby dosažené výsledky splnily účel provedeného měření.

Poděkování

Příspěvek byl zpracován v rámci projektu TA03031099 podpořeném Technologickou agenturou ČR.

4 objekty vyprojektovány jako tenkostěnná ŽB prefabrikovaná přesypaná konstrukce na úseku Tábor – Sudoměřice u Tábora

Pavel Bulejko, Rastislav Schreiber, ABM Mosty s.r.o.

Příspěvek popisuje realizaci čtyř železničních mostů z tenkostěnného prefabrikovaného klenbového systému Matière CM4. V Evropě se toto řešení používá úspěšně již přes 20 let. Například ve Francii v současné době probíhá výstavba zhruba stovky těchto objektů na nově budovaných LGV tratích formou PPP projektů. Jde o úseky Bretagne-Pays de la Loire (BPL) a Sud Europe Atlantique (SEA). První železniční realizace z tohoto klenbového systému ve východní Evropě byla zhotovena firmou ABM Mosty v Čechách roku 2007. V roce 2013 byly zhotoveny další 4 objekty, o kterých pojednává tento příspěvek. Celkový počet flexibilních tenkostěnných prefabrikovaných přesypaných železničních mostů v Čechách překročil v roce 2013 hranici deseti objektů.

Popis objektu SO 61-20-01

Mostní objekt se nachází v novém žkm 84,141 modernizované trati a překlenuje polní cestu a občasnou vodoteč. Nový mostní objekt nahrazuje starou kamennou klenbu z roku 1871 z důvodu rozšíření trati na dvoukolejnou a z důvodu nevyhovujícího stavebního stavu původní klenby. Nová prefabrikovaná klenba poskytuje podjezdnou výšku 3,7 m oproti původním 2,9 m a kapacita otvoru se zvětšila z 14,9 m² na 21,6 m².



Obr. 1 Z průběhu výstavby nového mostu

V technické zprávě objektu bylo původně uvažováno s demolicí stávajícího mostu a s výstavbou objektu v nepřetržité výluce 14 dnů. Požadavek stavby bylo výstavbu zrychlit na polovinu. Z tohoto důvodu byla provedena optimalizace návrhu vč. technologických postupů. Celý proces, tedy demolice stávajícího mostu, zemní práce, betonáže podkladních betonů, montáž prefa konstrukce, izolace a zásypy, trval pouhých 6 dnů. Během této nepřetržité výluky se samozřejmě prováděly stavební práce souběžně

i na jiných objektech tratě. Samotná prefabrikovaná klenba byla smontována z 28/08 na 29/08 firmou ABM Mosty během 24 hodin non-stop práce jedním 300t jeřábem umístěným na násypu stávajícím a nově přisypaným pro novou kolej. Návěsy k jeřábu zajížděli v ose nově budované koleje.



Obr. 2 Původní kamenný most, typická konstrukce z druhé poloviny 19. století



Obr. 3 Nový most těsně po skončení výluky

Popis objektu SO 65-20-05

Tento mostní objekt v žkm 93,005 je jediný ze čtyř mostů v příspěvku uváděných, který byl postaven na zelené louce. Jde o objekt v nově vybudovaném násypu vysokém 12 m a s přesypávkou nad vrcholem klenby po úroveň pláně cca 7 m. Světlost otvoru je 11,3 m a poskytuje volnou výšku 4,8 m. Převádí železnici přes stávající občasnou

vodoteč a biokoridor. Zvolený typ technologie výstavby mostu, tedy tenkostěnné prefabrikované konstrukce, je velice efektivní pro podobné situace. Flexibilní systém Matière zde naplno využije klenbového efektu a zároveň principu interakce se zásypem při zachování malého objemu spotřebovaného materiálu (prostě vyztužený železobeton), tím tedy zmenšuje uhlíkovou stopu a stavbu zlevňuje. Zároveň je flexibilní objekt přirozenou součástí násypu a umožňuje s konzolidujícím násypem stejnoměrně sedat. Na objektu nevznikají nežádoucí vnitřní napětí v betonu, nehrozí tedy výskyt trhlin od přetvoření nebo nerovnoměrného sedání. Objekt se začal montovat dva dny po dokončení SO 61-20-01 a přestože na rychlost montáže nebyly kladeny žádné zvláštní požadavky, byl smontován během pouhých 3 dnů, tedy asi 35 hodin práce zkušené montážní čety. Most je široký 51 m mezi čely křídel.



Obr. 4 Objekt SO 65-20-05 v budoucí nové trase trati, v pozadí zařízení stavby pro nový tunel

Popis objektu SO 63-20-01 a 63-20-02

Tyto objekty shrneme do jednoho odstavce z důvodu téměř 100 % shody jejich technického řešení. Jde o objekty v žkm 86,240 a žkm 88,595. Oba mosty jsou novými mosty ve stávající trase železničního úseku, aniž by nahrazovali stávající objekty. V obou případech jde o mosty převádějící železnici přes nově vznikající biokoridor a obě konstrukce jsou naprosto shodné, co se tvaru prefabrikované konstrukce týče, drobné odlišnosti jsou pouze ve tvaru prefabrikovaných křídel. Obě konstrukce bylo opět nutné zhotovit během jedné nepřetržité výluky v délce 16 dnů. Montáž nosné prefabrikované konstrukce proběhla na počátku listopadu a u každého objektu zabrala zhruba 30 hodin non-stop montáže.

Závěr

Železniční mostní objekty zmíněné v tomto příspěvku opět prokázaly výhody prefabrikace v železničním stavitelství. Výhoda mimostaveništní výroby dílců v certifikovaném prostředí prefavýrobny, rychlost výstavby těchto systémů a tím spojené minimalizace rizik na stavbě (ve střední Evropě stále podceňovaná položka) a hlavně také finanční úspory (s většími rozpony je možno dosáhnout objemově i méně než 50 % objemu monolitického betonu nosné konstrukce díky interakci objektu se zeminou) jsou těmi

důvody, které vedou hlavní zhotovitele stále častěji k používání prefabrikovaných klenbových a rámových systémů Matière.



Obr. 5 Časosběrné fotografie z výstavby objektu SO 63-20-01

Použitím osvědčeného, spolehlivého materiálu se zaručenou životností, jakým je kvalitní prostě vyztužený železobeton (pro dílce se standardně používá provzdušněný C50/60) s předpisovým krytím betonářské výztuže, získává pak investor, potažmo správce objektu, nový a hlavně bezúdržbový mostní objekt. Je zřejmé, že tato technologie má díky své rychlé výstavbě velký potenciál využití jednak jako náhrada již dosluhujících železniční objektů ale také jako technologie nových mostních objektů.



Obr. 6 Objekt SO 63-20-02 byl podroben měření deformací při zásypech a při zatížení lokomotivou v rámci vědeckého výzkumu projekční firmy SUDOP PRAHA a.s.

Důkazem spolehlivosti prefabrikovaných přesypaných systémů použitých v železničním stavitelství mohou být v současnosti budované objekty na nových tratí LGV formou PPP projektů, kde je životnost systému a rychlost/bezpečnost výstavby klíčovým parametrem při výběru technického řešení. Z historie pak zmiňme jako reference mostní konstrukce, které jsou stále v perfektním stavu, a jenž byly zhotovené souběžně se samotným zrodem železnice v Čechách před více jak 150 lety, viz poslední foto. Tyto mosty jsou defakto zhotoveny z prefabrikátů. Kamenné bloky byly opracovány mimo stavbu v lomu a poté dopraveny na stavbu, kde se spojovaly maltou. Právě malta bývá většinou slabým článkem tohoto systému. U přesypaných systémů Matière žádná malta není, s časem se bude měřit pouze prostě vyztužený provzdušněný C50/60 beton. Není tedy důvodu, proč by tyto v zemi zakopané moderní mostní konstrukce nemohly sloužit svému účelu hodně za horizont 100 let bez výrazných investic do údržby a oprav.



Obr. 7 Přesypaný klenbový most z kvalitního stavebního materiálu (kámen nebo beton) je nejefektivnější bezúdržbovou mostní konstrukcí s neomezenou životností

Poděkování

Všem zúčastněným na projektu, tedy investorovi SŽDC za uznání výhod přesypaných prefabrikovaných systémů, dále projektantům z firem SUDOP PRAHA a MORAVIA CONSULT Olomouc, zhotoviteli OHL ŽS a smluvním partnerům realizace díla.

Měření interakce konstrukce se zeminou během výstavby SO 63-20-02 Nový železniční most, biokoridor v km 88,595 stavby Modernizace trati Tábor – Sudoměřice u Tábora

Ing. Marek Foglar, Ph.D., FSV ČVUT v Praze a SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Tomáš Martinek, SUDOP PRAHA a.s.

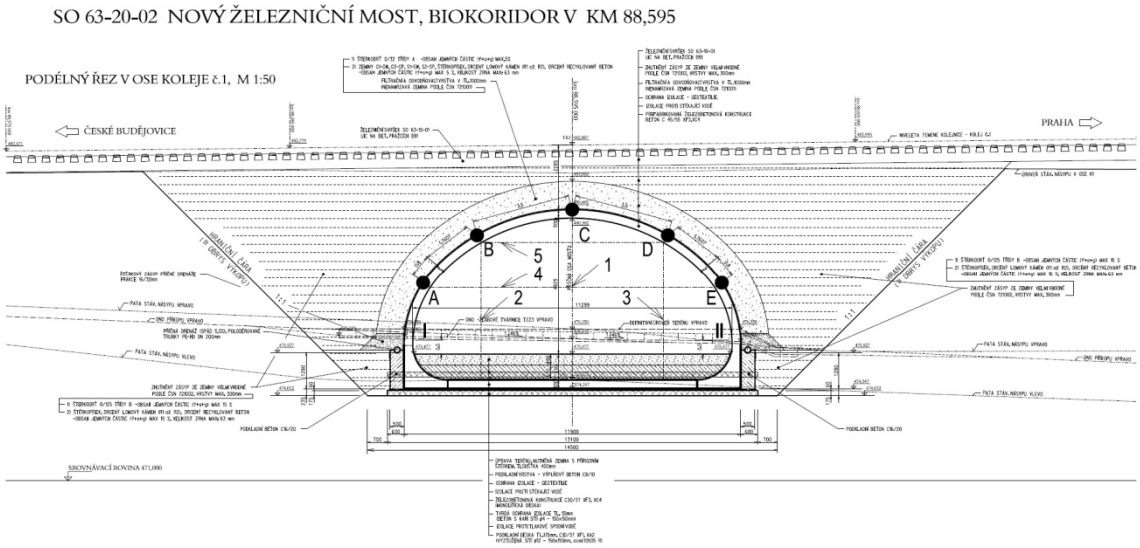
Příspěvek prezentuje uspořádání a průběh měření interakce konstrukce se zeminou během výstavby SO 63-20-02 Nový železniční most, biokoridor v km 88,595 stavby Modernizace trati Tábor - Sudoměřice u Tábora. Na mostě byla osazena čidla pro měření zemních tlaků a byly měřeny deformace přesypané prefabrikované železobetonové klenby.

Motivace

V rámci výzkumného úkolu TA03031099 podpořeném Technologickou agenturou ČR bylo ve dnech 4. - 12. 11. 2013 provedeno měření interakce konstrukce se zeminou během výstavby SO 63-20-02 Nový železniční most, biokoridor v km 88,595 stavby Modernizace trati Tábor - Sudoměřice u Tábora. Tento most byl pro měření zvolen z následujících důvodů:

– most představuje svým rozpětím a uspořádáním typický příklad v současné době hojně užívané prefabrikované přesypané klenby,
– most má ve vrcholu klenby, mezi TK a povrchem klenby, vzdálenost cca 2 m, přesypávka konstrukce je tedy v porovnání s obdobnými objekty spíše nižší,
– most byl realizován ve výluce provozu hlavní trasy, tedy za ztížených okrajových podmínek,
– mostní konstrukce je relativně dobře přístupná.

Cílem měření bylo zjistit závislost deformací konstrukce při její výstavbě na naměřených zemních tlacích (tzv. statická měření) a také ověřit vliv kolejové dopravy na deformace konstrukce a zemní tlaky (tzv. dynamická měření). Uspořádání měření mělo umožnit sledování napětí spojitě během celého postupu výstavby, ale také umožnit měření v následujících letech.



Obr. 1 Podélný řez SO 63-20-02 s označením umístění tlakových podušek pro měření zemních tlaků a strun pro měření deformací konstrukce

Měření bylo realizováno firmou INSET s.r.o. na základě objednávky firmy SUDOP PRAHA a.s.

Měření bylo provedeno za spolupráce s dodavatelem nosné konstrukce objektu, firmou ABM Mosty s.r.o.

Uspořádání zkušebního měření

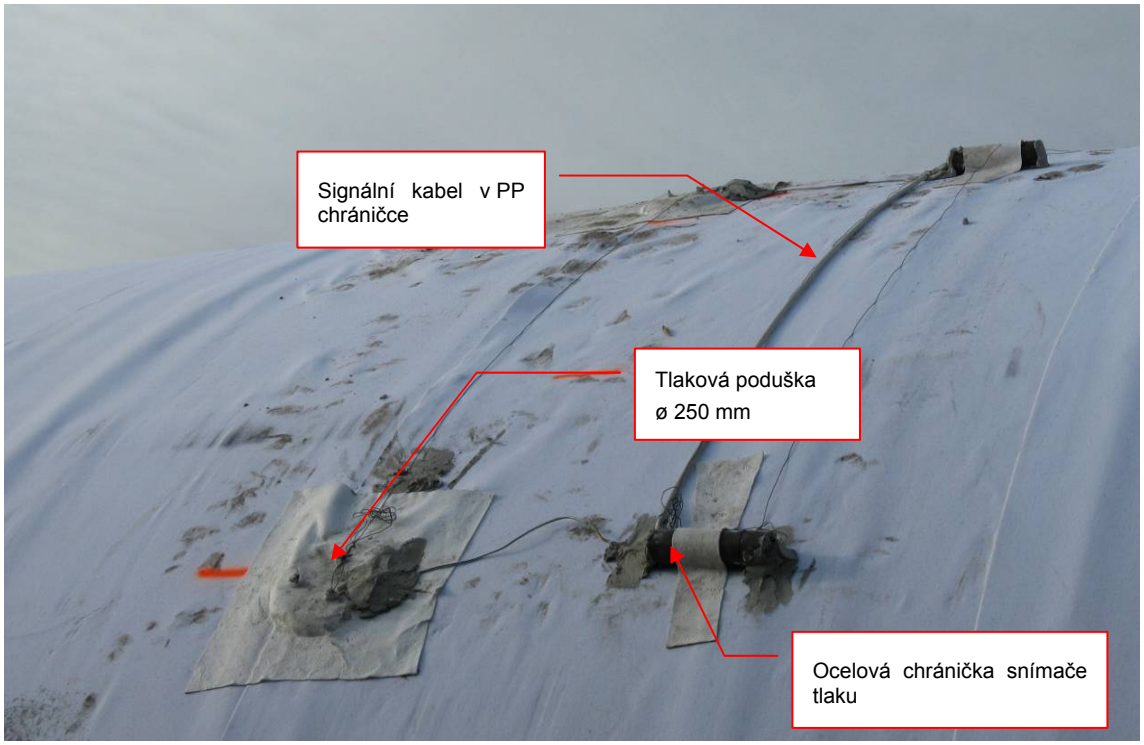
Na klenbě mostu bylo instalováno celkem 5ks tlakových podušek pro měření kontaktního tlaku na vnějším plášti segmentů mostní klenby (A-E na Obr. 1) a 5 ks snímačů deformací na vnitřním plášti segmentů mostní klenby (1-5 na Obr. 1). Dále byly instalovány 2 snímače pro měření teplot konstrukce.

Na přístupném líci klenby bylo dále instalováno celkem 7ks bodů konvergenčního profilu pro dlouhodobé ruční měření deformací klenby (A-E a I-II na Obr. 1).

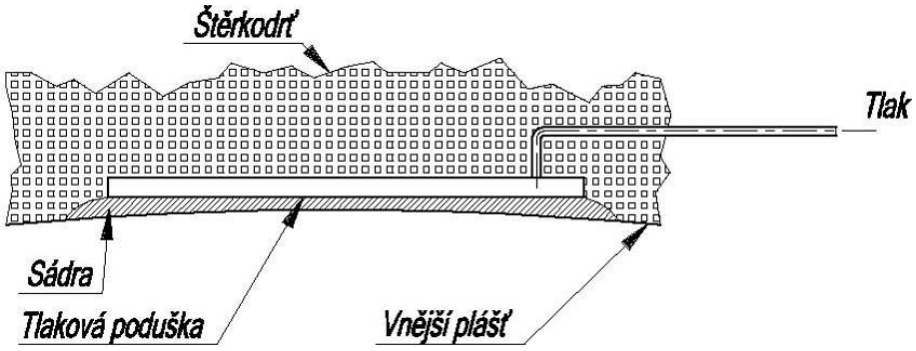
Po provedení statických a dynamických měření dle zatěžovacího schématu byla kabeláž měřicího zařízení svedena do pancéřové skříně pro připojení k signálním kabelům při výjezdním ručním měření zemních tlaků.

K měření tlaku mezi vnějším pláštěm tunelu a zeminou respektive štěrkodrtí byly použity tlakové podušky ø 250 mm plněné hydraulickým olejem a opatřené absolutními snímači tlaku s rozsahem 0 až 2,5 bar. Rozlišovací schopnost 0,5 mbar.

Instalace tlakových podušek probíhala následovně: nejprve byly navařením zhotoveny kapsy z geotextilie určené k ochraně hydroizolace. K vytvoření kvalitního kontaktu mezi spodní plochou tlakoměrné podušky a pláštěm klenby byla použita malířská sádra. Vrchní část tlakové podušky zůstala ochráněná geotextílií v přímému kontaktu se štěrkodrtí ochranného obsypu. Příklad upevnění tlakových podušek č. A a B na ochranu izolace klenby je uveden na Obr. 2. Schéma detailu uložení tlakové podušky je uvedeno na Obr. 3. Tímto způsobem bylo dosaženo bezvadného přenosu silového toku na rozhraní štěrkodrť – plášť klenby a díky ohleduplnosti stavby v průběhu zasypávání bylo možné tento systém měření udržet zcela funkční po celou dobu výstavby mostu a zachovat tuto měřicí schopnost i pro budoucnost.



Obr. 2 Příklad upevnění tlakových podušek č. A a B na ochranu izolace klenby

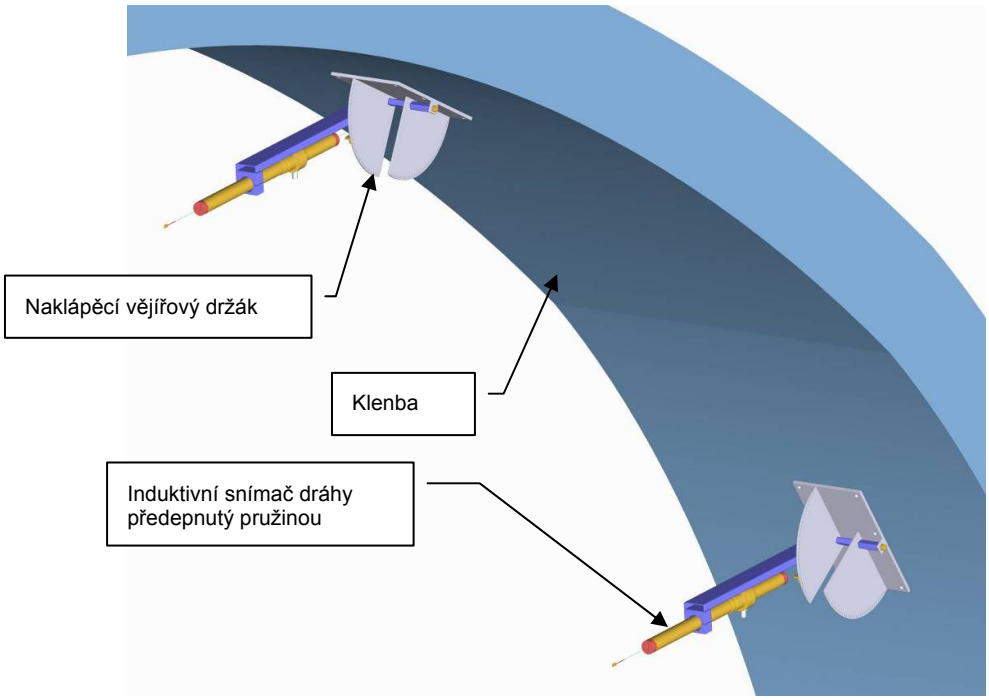


Obr. 3 Schéma detailu uložení tlakové podušky

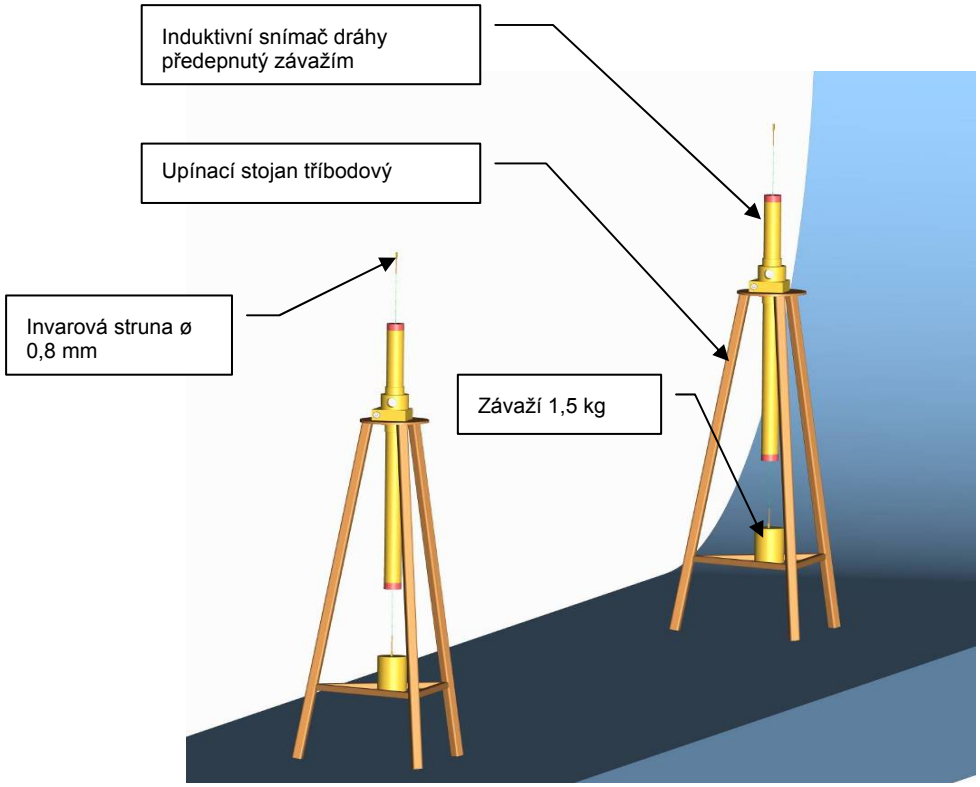
Měření bylo provedeno na svislé rovině příslušné k ose segmentu klenby v ose koleje 2. K měření byly použity induktivní snímače dráhy s měřicím rozsahem +/- 50 mm, rozlišovací schopnost 10-3 mm a rozšířenou kombinovanou nejistotou měření (k=2)

10-2 mm. Snímače byly fixovány do speciálních držáků nebo stojanů. V případě vodorovných záměr byly použité vějířovité držáky umožňující naklopení osy snímače do požadovaného směru. K předepnutí invarové struny ø 0,8 mm byla použita válcová těsně vinutá tažná pružina. U svislých záměr byly použity tříbodové upínací stojany pro strunové snímače. Invarová struna byla předepnuta mosazným závažím hmotnosti 1,5 kg, viz Obr. 4 a 5.

Dne 4. 11. 2013 v 17:58 hod. byl zahájen nepřetržitý monitoring ukončený dne 12. 11. 2013 v 7:47 hod. Naměřená data byla ukládána v intervalu 2 minut do paměti dataloggeru a automaticky odesílána bezdrátovým způsobem každé 3 hodiny.



Obr. 4 Schéma umístění snímačů deformací uvnitř klenby – horní část



Obr. 5 Schéma umístění snímačů deformací uvnitř klenby – dolní část

Výsledky měření

Hlavním výsledkem měření by mělo být zjistit závislost deformací konstrukce při její výstavbě na naměřených zemních tlacích (tzv. statická měření) a také ověřit vliv kolejové dopravy na deformace konstrukce a zemní tlaky (tzv. dynamická měření). Vyhodnocení všech sad naměřených dat je ale extrémně časově náročné a k datu uzávěrky sborníku nebylo ještě zdaleka ukončeno.

Závěr

Tento příspěvek podává základní informace o měření interakce konstrukce se zeminou během výstavby SO 63-20-02 Nový železniční most, biokoridor v km 88,595 stavby Modernizace trati Tábor - Sudoměřice u Tábora. Vysvětluje použité metodiky, uvádí popis měřicí linky, počet a typ snímačů a další technické detaily měření.

Měřením získaná data (statická i dynamická) jsou v dalším kroku podrobně analyzována a dále zpracována, aby dosažené výsledky splnily účel provedeného měření.

Poděkování

Příspěvek byl zpracován v rámci projektu TA03031099 podpořeném Technologickou agenturou ČR.

Autoři děkují Ing. Bulejkovi z firmy ABM Mosty s.r.o. za součinnost při plánování a provádění měření.

Dva nové podchody v železničním uzlu Plzeň

Ing. László Szíkora, SUDOP PRAHA a.s.

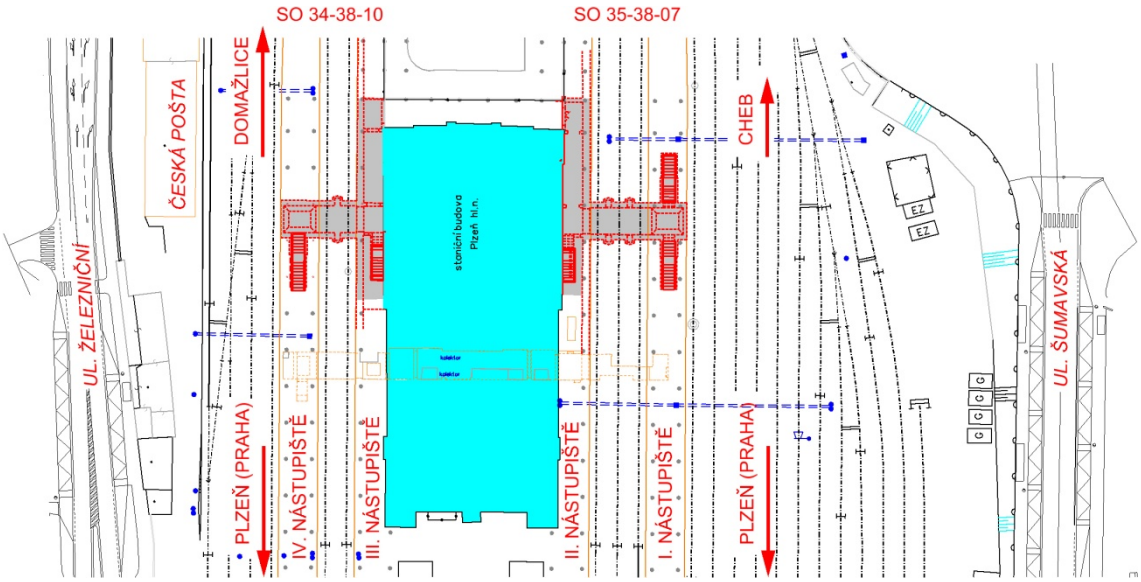
Předmětem příspěvku je přestavba dvou podchodů na Hlavním nádraží v Plzni, které jsou součástí stavby "Průjezd uzlem Plzeň ve směru III. TŽK". Severní podchod se stavebním označením SO 35-38-07 nahrazuje stávající podchod ve stejné poloze a zároveň jej prodlužuje do Šumavské ulice, čímž zajišťuje novou přestupní vazbu mezi MHD a železniční dopravou. Podchod umožňuje výstupy na nástupiště č. Ia, I, II a je propojený s výpravní budovou. Jižní podchod se stavebním označením SO 34-38-10 nahradí stávající podchod s výstupy na nástupiště č. III a č. IV a nově bude zbudován výstup do ulice Železniční. Prodloužením severního a jižního podchodu vznikne nové pěší propojení mezi městskými částmi, které jsou odděleny železniční tratí. Doposud toto spojení bylo možné pouze dopravně velmi zatíženou Mikulášskou ulicí.

Účel stavby

Výstavba podchodů je součástí přestavby železničního uzlu Plzeň, který je rozdělen do několika staveb: „Uzlu Plzeň“ a stavby „Průjezd uzlem Plzeň ve směru III. TŽK“. Stavba „Průjezd“ je pak dále rozdělena na etapy. Podchody jsou součástí první etapy. Nové podchody SO 34-38-07 (jižní) a SO 35-38-07 (severní) budou tvořit jeden západní podchod (v místě západního zhlaví).

Stávající stav podchodů

Dispoziční řešení stávajících podchodů původně z roku 1862 je znázorněno na obr. č. 1. V roce 1906 proběhla sanace. Na konci II. světové války v roce 1945 byl podle pamětníků podchod poničen při náletu a část byla zasypána. Způsob opravy však není zdokumentován. Světlost podchodu byla 6,0 m s průchozí výškou 2,745 m. Opěry byly kamenné cihelné tl. 1,20 a mostovka ocelobetonová.

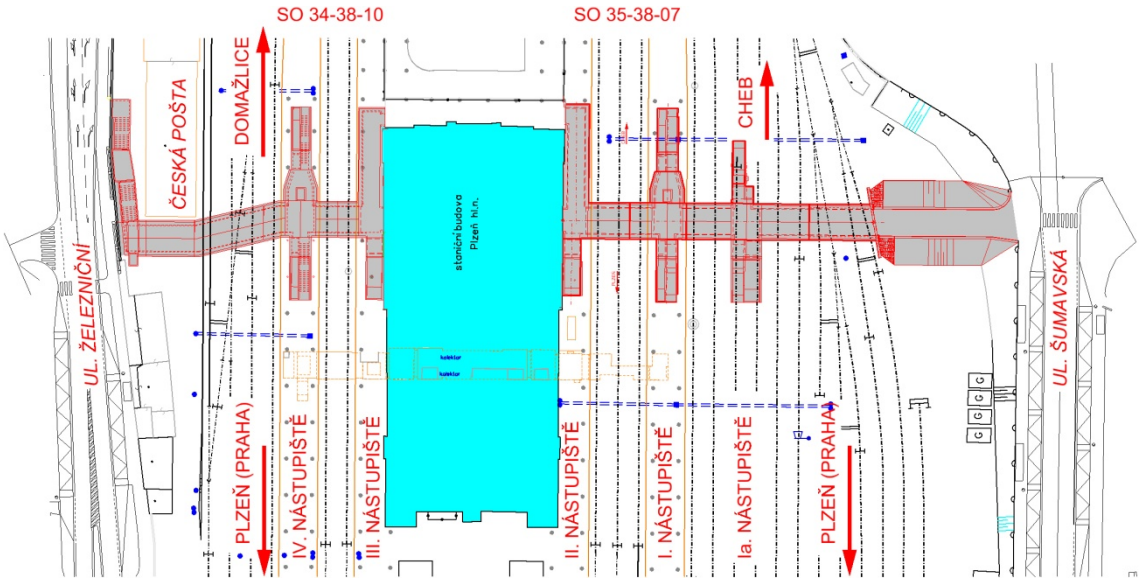


Obr. 1 Stávající podchody

Nový stav podchodů

Podchody jsou situovány v ose stávajících podchodů (viz. obr. 2). Jižní podchod (SO 34-38-10) se skládá z boční lodě, hlavního tubusu, 2 schodišť, 2 výtahů a 3 obousměrných eskalátorů. Podél výpravní budovy bude obnovena boční loď. Aby bylo možné

prodloužit podchod do Železniční ulice, bylo nutné podchod půdorysně „vyosit“, aby se vyhnul objektu pošty.



Obr. 2 Nový stav podchodu

Charakteristika jižního (SO 34-8-10) podchodu – nový stav

Jižní podchod má výstupy na III. a IV. nástupiště. Výstup z podchodu je zabezpečen na III. nástupiště pomocí dvojice eskalátorů (viz. Obr. 3) a bezbariérové používání je zajištěno výtahem ve výpravní budově. V případě poruchy eskalátoru bude možné použít schodiště v budově. U IV.(ostrovního) nástupiště je schodiště s eskalátorem na obou stranách (viz. Obr. 4), na výstupu směrem k západnímu zhlaví je navíc výtah umístěný z prostorových důvodů uprostřed rozšířené chodby (viz. Obr. 2). Další výstup u pošty je po schodišti podél opěrné zdi Železniční ulice do úrovně terénu u pošty. Další kryté schodiště pak pokračuje do úrovně chodníku v Železniční ulici (viz. Obr. 5).



Obr. 3 Výstup z podchodu na III nástupiště

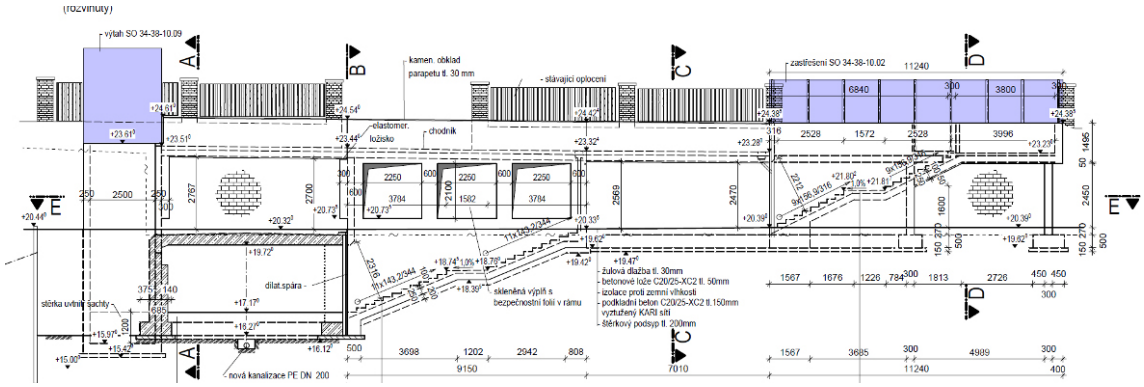


Obr. 4 Výstup z podchodu na IV nástupiště

Ze statického hlediska působí hlavní tubus a boční lodě jako železobetonová polorámová konstrukce plošně založená (na břidlici charakteru R4). Schodiště působí ze statického hlediska v dolní části jako uzavřený rám a v horní části jako otočený polorám s deskou dole.

Nosná konstrukce podchodu je rozdělena na 12 dilatačních celků. Hlavní tubus je rozdělen na 3 díly, boční loď je 1 samostatný celek, 4 schodiště tvoří 7 dilatačních celků. Hlavní tubus je otevřený polorám světlých rozměrů v/š = 2,95/6,00 m. Stěny jsou pak

z důvodu vytvoření prostoru pro kabelové trasy zesíleny na 685 mm. U stropu je nika v/š = 750/250 mm pro umístění kabelů a osvětlovacích těles pro nepřímé osvětlení.



Obr. 5 Výstup kolem pošty

Boční loď je rovněž otevřený polorám světlých rozměrů v/š = 2,95/4,30 m (viz. Obr. 6). Tloušťka horní desky je taky 450 mm. Jedna stěna je „přilepena“ k obvodové stěně výpravní budovy a má tím pádem proměnnou tloušťku 510-:-900 mm. Spojení se stěnou budovy je pevné bezdilatační prostřednictvím navrtaných trnů (viz. Obr. 7).



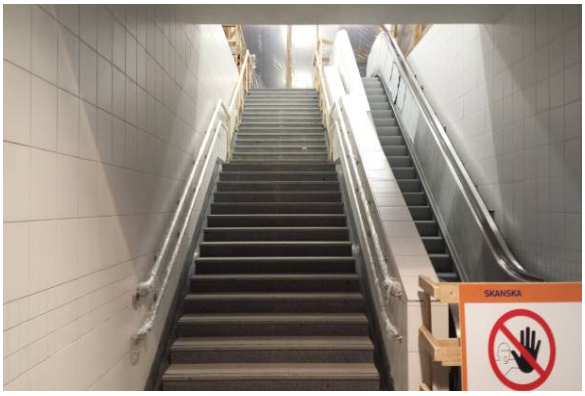
Obr. 6 Boční loď



Obr. 7 Stěna boční lodě

Charakteristika jižního (SO 35-8-07) podchodu – nový stav

Podchod umožňuje výstupy na nástupiště č. Ia, I, II a je propojený s výpravní budovou. Podchod je prodloužen do Šumavské ulice provizorní svahovanou rampou. V budoucnu se zde předpokládá vybudování autobusového stání a podzemních garáží. Podchod se skládá z boční lodě, hlavního tubusu, 4 schodišť, 6 eskalátorů a 2 výtahů na ostrovní nástupiště I. (viz. Obr. 8 a 9) a Ia.



Obr. 8 Před uvedením do provozu



Obr. 9 Bednění a výztuž

U výpravní budovy výtah není, protože se počítá se zajištěním bezbariérového přístupu výtahem ve výpravní budově; jsou zde pouze obousměrné eskalátory; pevné schodiště je v budově. Podél výpravní budovy je obnovena boční loď.

Ze statického hlediska působí hlavní tubus stejně jako boční lodě jako železobetonový polorám plošně založený (viz. Obr. 10 a 11, na břidlici charakteru R4). Schodiště působí ze statického hlediska v dolní části jako uzavřený rám a v horní části jako otočený polorám s deskou dole.



Obr. 10 Založení hlavního tubusu



Obr. 11 Podkladní beton

Nosná konstrukce podchodu je rozdělena na 10 dilatačních celků. Boční loď je spolu s částí hlavního tubusu 1 samostatný celek, dále je hlavní tubus rozdělen na 3 díly, 5 výstupů se schodišti a eskalátory tvoří 6 samostatných dilatačních celků. Hlavní tubus je otevřený polorám světlých rozměrů v/š = 2,95/6,00 m. Tloušťka horní desky je 450 mm. Stěny jsou z důvodu vytvoření prostoru pro kabelové trasy zesíleny na 685 mm. U stropu je nika v/š=750/250 mm pro umístění kabelů a osvětlovacích těles pro nepřímé osvětlení.

Montáž eskalátoru

Konstrukce a výroba eskalátorů typu Schindler (viz. Obr. 12 a 13) byla specifická v tom, že eskalátory splňují veškeré podmínky pro provoz v exteriérech. Proti běžnému použití, které spočívá jen v elektrickém vytápění nástupní desky, tady funguje vnitřní ohřev konstrukční části a prostoru technologie eskalátoru. Tato ochrana napomáhá zvýšení spolehlivosti a zejména pak odolnosti proti teplotním rozdílům.



Obr. 12 Příprava na montáž eskalátoru



Obr. 13 Montáž eskalátoru

Závěr

Podchody jsou v současné době uvedené do provizorního užívání, jsou zpřístupněny výstupy na Ia, I. a IV. nástupiště. Dokončení se plánuje do poloviny května roku 2014.

Rekonstrukce mostů v železničním uzlu Plzeň

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

Rekonstrukce železničního uzlu Plzeň – historie, návrh a konstrukce železničních mostů v uzlu Plzeň z perspektivy pronajímatele, správce a provozovatele.

1. Úvod

Železniční uzel Plzeň je a zůstane i nadále důležitou železniční křižovatkou v osobní a nákladní dopravě. V osobní dopravě uzel zajišťuje dopravní obslužnost regionu v systému IDS Plzeňské aglomerace a je i významnou transitní dopravnou pro vnitrostátní i mezinárodní relaci.

V nákladní dopravě uzel Plzeň zajišťuje jednak úkoly ze svého postavení na síti SŽDC v koncepci mezinárodní a vnitrostátní vlakotvorby a jednak úkoly dopravní obsluhy města a přilehlé spádové oblasti. Kromě již uvedeného významu pro železniční dopravu je železniční uzel vybaven i zázemím pro opravu a údržbu vozových jednotek, ale i zázemím pro správu a údržbu dopravní cesty tj. traťové hospodářství, sdělovací a zabezpečovací techniku, železniční energetiku a elektrotechniku, mosty a tunely, budovy a bytové hospodářství.

Železniční uzel Plzeň je vybudován v centrální městské oblasti s hustou občanskou i průmyslovou zástavbou a s komplikovanou dopravní sítí a je situován do prostoru mezi dvěma řekami.

Tyto skutečnosti mají zásadní vliv na vzájemnou polohu a rozsah jednotlivých nádraží. Do železničního uzlu Plzeň jsou zaústěny následující trati celostátní dráhy:

– Trať Praha Smíchov – Plzeň hl. n
– Trať Č. Budějovice – Plzeň hl. n.
– Trať Plzeň hl. n. – Klatovy – Železná Ruda
– Trať Plzeň hl. n. – Domažlice – Česká Kubice
– Trať Plzeň hl. n. – Cheb
– Trať Plzeň hl. n. – Žatec

Rekonstrukce železničního uzlu Plzeň je rozdělena do dvou základních staveb; „Průjezd uzlem Plzeň ve směru III. TŽK“ a „Uzel Plzeň“. Stavby řeší problematiku železničního uzlu Plzeň s následným dělením na *„koridorovou“* („Průjezd uzlem Plzeň ve směru III. TŽK“) a *„nekoridorovou“* („Uzel Plzeň“) část.

Protože se obě stavby vzájemně stavebně doplňují a prolínají, lze na ně pohlížet jako na postupně realizovatelný soubor staveb. Společná příprava obou staveb umožňuje navrhnout optimální postup výstavby z hlediska celkových potřeb přestavby uzlu i jejího financování.

Navržené rozdělení přestavby železničního uzlu Plzeň do dvou samostatných staveb lze vnímat i jako administrativní členění zohledňující možnosti a zdroje jejího financování, respektujíc při tom zejména vládní usnesení č. 885 ohledně výstavby III. transitního železničního koridoru.

2. Průjezd uzlem Plzeň ve směru III. TŽK

Stavba „Průjezd uzlem Plzeň“ řeší optimální cílové řešení koridorového průjezdu, který byl zpracováván v předchozích stupních od roku 2004. Na průjezd uzlem Plzeň byl kladen největší důraz a tato stavba je v současné době v realizaci.

Rozsah stavby vychází z potřeby průjezdu uzlem Plzeň v návaznosti na již realizované traťové úseky Beroun-Zbiroh, Zbiroh-Rokycany (2009-2012), Plzeň – Stříbro (2006-2009) budované v rámci modernizace III. koridoru na rameni Praha - Plzeň - Cheb. V jeho rámci je rovněž řešen koridor pro výhledově uvažovanou vysokorychlostní trať ve směru Plzeň-Česká Kubice-SRN.

Předmětem stavby modernizace koridorového průjezdu, zaústění dvou samostatných dvoukolejných tratí Plzeň-Česká Kubice a Plzeň-Cheb do žst. Plzeň hl. n., přebudování zast. Plzeň Jižní předměstí jako čtyřkolejné zastávky na dvou dvoukolejných tratích s oddělenými směry, dosažení vyšších rychlostních parametrů trati pro zkrácení jízdní doby vlakových spojů a zároveň provést modernizaci stávající železniční infrastruktury, aby odpovídala současným požadovaným technickým parametrům pro zvýšení rychlosti a současně i zvýšení bezpečnosti železničního provozu. Rozhodujícím přínosem je dosažení přechodnosti kolejových vozidel traťové třídy D4 UIC, ložné míry UIC GC, modernizací stávajícího zabezpečovacího zařízení zajištění požadované propustnosti a zvýšení maximální traťové rychlosti až do hodnoty 160 km/hod. Všechny mosty jsou navrženy na zatěžovací schéma dle ČSN EN 1991-2, prostorové uspořádání VMP 3,0.

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

V této stavbě je v realizaci 8 mostních objektů, 2 podchody v žst. Plzeň, hl. n., 4 zárubní zdi, 1 silniční nadjezd. 1 podchod byl zrušen.

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



Obr. 1 Plzeň Jižní předměstí 1926



Obr. 2 Plzeň Jižní předměstí 2013

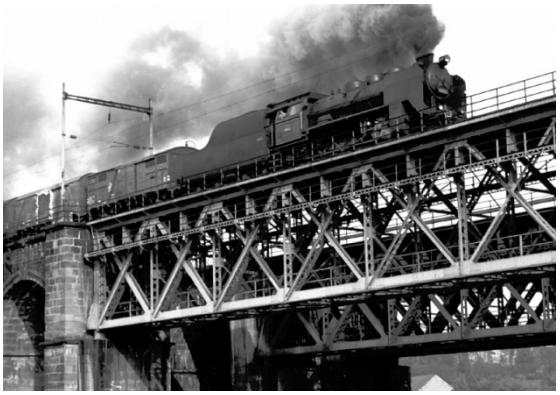
Nově byl postaven tříkolejný železniční most o třech polích přes řeku Radbuzu, Anglické a Denisovo nábřeží o rozpětí jednotlivých polí 26,35 + 63,40 + 26,35 m. Jedná se o spřaženou ocelobetonovou konstrukci, krajní pole tvoří tři jednokolejné spřažené ocelobetonové konstrukce se dvěma plnostěnnými hlavními nosníky. Uložení nosných konstrukcí je na svařovaných ocelových ložiskách, příčné a podélné spáry jsou řešeny vodotěsnými dilatačními závěry. Hlavní pole přes řeku Radbuzu je řešeno jako tříkolejné, tvoří ji trojice příhradových hlavních nosníků se spřaženou železobetonovou deskou. Osová vzdálenost mezi hlavními nosníky je 5,35 m, výška hlavních nosníků 7,39 m. Uložení konstrukce je na kalotových ložiskách firmy Maurer SRN. Stavba mostu

probíhala metodou podélného výsunu, nejprve byly staré OK odstraněny podélným výsunem na pravém břehu řeky Radbuzy, odkud probíhal podélný výsun nové ocelové konstrukce.

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



Obr. 3 Most přes Radbuzu 1906



Obr. 4 Most přes Radbuzu 1974



Obr. 5 Demontáž starého mostu 2012



Obr. 6 Montáž krajních polí nového mostu



Obr. 7 Podélný výsun hlavního pole



Obr. 8 Zatěžovací zkouška nového mostu

Dalším mostem, který prošel výraznou změnou, je přemostění Prokopovy třídy. Na základě požadavku města Plzně došlo k rozšíření komunikace pod mostem a přidání odbočovacích pruhů. Z důvodu nevyhovujícího průjezdného průřezu byla odstraněna stávající Monierova klenba z roku 1912 a nahrazena novou ocelo-betonovou integrovanou konstrukcí založenou na pilotách. Nový most je rozdělen

z technologických důvodů na jednokolejnou a tříkolejnou část. Most má světlost mezi opěrami 17,80 m.

Na konci stavebního úseku byly postaveny v roce 2012 dva nové mosty v sídlišti Přední Skvrňany. První z nich je most přes Vejprnický potok. Jedná se dva jednokolejné vetknuté železobetonové oblouky sdružené se železobetonovým rámem mostovky. Délka mostu je 50,20 m, světlost oblouku je 26,50 m, vzepětí 4,52 m. Druhý most přechází šikmo přes Vejprnickou ulici a tramvajovou trať. Úhel křížení je 47°16´. Most se skládá ze dvou jednokolejných spřažených ocelobetonových konstrukcí se 4 plnostěnnými hlavními nosníky se stlačenou stavební výškou. Most má délku 33,64 m, rozpětí 32,20 m. Mosty v 1. a 2. koleji jsou půdorysně posunuty o 4,32 m. Oba mosty se nacházejí v obytné zóně a jsou opatřeny protihlukovými stěnami s průhlednou výplní.



Obr. 9 Most přes Vejprnický potok



Obr. 10 Most přes Vejprnickou ulici

3. Uzel Plzeň

Stavba „Uzel Plzeň“ řeší celkovou modernizaci obvodu osobního nádraží žst. Plzeň hl. n., včetně nových podchodů na nástupiště ve východní části a jejich napojení do Šumavské ulice v prostoru budoucího terminálu integrované dopravy. V rámci uzlu Plzeň je řešeno provozní ošetření souprav osobních vlaků (POS), které zde chybí a je nutné pro kvalitní fungování integrované dopravy.

V rámci stavby je řešen přesmyk tratí Plzeň-Cheb a Plzeň-Česká Kubice a mimoúrovňové křížení s ulicí Domažlická. Tím bude zajištěn předpoklad pro napojení vysokorychlostní trati Plzeň-Česká Kubice-SRN do uzlu Plzeň. Na „Přesmyk“ navazuje stavba ŘSD I/26 Na Pile-Panelárna.

Stavba dále řeší přemístění části nákladového obvodu se seřaďovacím nádražím Doubravka z dnešní polohy podél žatecké trati do lokality žst. Koterov na trati České Budějovice - Plzeň. Návrh tohoto řešení umožní postupně pokrýt současné a podstatnou měrou i očekávané výhledové potřeby nákladní železniční přepravy. Přesun nákladového obvodu je navržen po etapách, na základě skutečných potřeb nákladní dopravy.

Zároveň řešení přesunu nákladového obvodu Doubravka umožní uvolnění pozemků ČD a SŽDC pro výstavbu části východního okruhu; komunikace I/20 Jasmínová Jateční ul., a I/20 Jateční-Na Roudné, mimo zastavěné území města Plzně.

Stavba Uzel Plzeň se nachází v intravilánu města Plzeň, je velmi plošně rozsáhlá a dotýká se tří městských obvodů, dále infrastruktury města Plzně, zejména komunikací a křížení s nimi.

V rámci stavby „Uzel Plzeň“ jsou nově řešena dvě zásadní mimoúrovňová křížení s městskou silniční infrastrukturou. První z nich je křížení s Mikulášskou třídou na výjezdu dvou dvoukolejných železničních tratí Plzeň-Cheb, Plzeň-Česká Kubice a jednokolejné

trati Plzeň-Železná Ruda ze žst. Plzeň hl. n. směrem na západ, druhé je odstranění úrovňového přejezdu a vybudování mimoúrovňového křížení trati Plzeň-Česká Kubice s ulicí Domažlická, která je zařazena v kategorii silnic I. třídy I/26.

V současné době je v přípravě soubor 3 staveb „Uzel Plzeň, 1. až 3. stavba“ a navazuje na stavbu „Průjezd uzlem Plzeň ve směru III. TŽK“. V tomto souboru staveb je v přípravě 10 mostů, 4 podchody, 2 zavazadlové tunely, 4 silniční nadjezdy, 5 propustků, 10 zárubních a opěrných zdí, 1 most je zrušen.



Obr. 11 Plzeň Centrální nádraží 1915



Obr. 12 Plzeň Hlavní nádraží 2012

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

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



Obr. 13 Mikulášská třída s mosty 1922

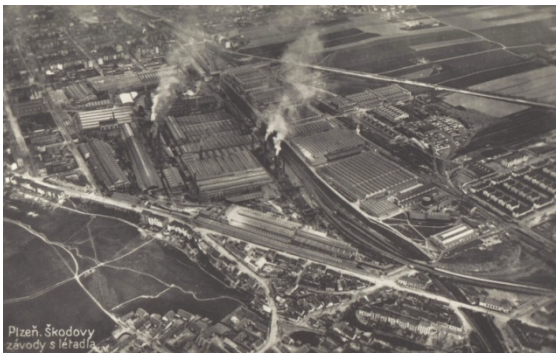


Obr. 14 Mikulášská třída s mostem sever 2012

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



Obr. 15 Přesmyk s prvním celosvařovaným mostem v ČSR v roce 1931



Obr. 16 Přesmyk železničních tratí 1927

Dalším významným inženýrským dílem je oblast přesmyku, mimoúrovňového křížení dvou dvoukolejných tratí Plzeň-Cheb, Plzeň-Česká Kubice a železniční vlečky Škoda. Nad tímto mimoúrovňovým křížením (přesmykem) tratí přechází mimoúrovňově závodová komunikace po silničním ocelovém příhradovém mostě z roku 1931 („Faltusův most“) ve stísněném prostoru výrobního areálu Škoda. V novém přesmyku železničních tratí bude pro zajištění průjezdného průřezu elektrizované trati snesen silniční most, zrepasován a osazen na vybraném místě jako technická památka.

4. Závěr

V rámci modernizace koridorových tratí probíhá příprava a realizace celé řady mostních staveb, což klade velké nároky na odbornost všech účastníků výstavby, jak ze strany zhotovitele, tak ze strany SŽDC, jako zadavatele, stavebníka a provozovatele dráhy.

Riziko nižší kvality přípravných a realizačních prací na některých stavbách s sebou přináší snaha o zvyšování tempa výstavby a nedostatek odborníků. Proto je kontrola požadované kvality jednotlivých objektů na prvním místě a vyžaduje odpovídající počet odborných pracovníků jak v přípravě, tak při vlastní realizaci.

Stavební správa jako investorská organizace v rámci Správy železniční dopravní cesty, s.o. chce a bude klást důraz na požadovanou vysokou kvalitu díla a chce zajistit kvalitní železniční dopravní cestu pro všechny dopravce na české železnici.

Optimalizace trati Český Těšín – Dětmarovice, SO 35-19-13 Karviná – Dětmarovice, most v km 338,337

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

V rámci rekonstrukce dvoukolejné tratě byla navržena přestavba mostu přes řeku Olši. Přemostění je řešené jako dva jednokolejné mosty o třech polích. Nosná konstrukce je ocelový spojitý nosník s dolní mostovkou s rozpětím 30 + 60 + 30 m. Prostřední pole je vyztuženo obloukem. Spodní stavba je založená na pilotách.

Územní podmínky

Most je situován v mezistaničním úseku Koukolná – Dětmarovice a převádí dvě koleje přes řeku Olši a její bermy. Úhel křížení je 62,5°. V předpolí mostu je trať vedena po násypu vysokém cca 3 m. Koryto řeky je proti bermám o cca 2,4 m níže, bermy řeky jsou lemovány protipovodňovými hrázemi výšky cca 2,5 m.

Geotechnické podmínky v dané lokalitě jsou složité. V okolí mostu a jezu jsou břehy řeky Olše vydlážděny kameny, pod kterými byly zastiženy různorodé navážky o proměnlivé mocnosti v rozmezí od 0,5 - 5,2 m. Pod vrstvami navážek byly zastiženy kvartérní fluviální sedimenty převážně štěrkovitých zemin, středně ulehlých, s občasnými vložkami jílovitoštěrkovitých až jílovitých zemin, měkké až tuhé konzistence. Předkvartérní podklad je tvořen neogenními jíly tuhé až pevné konzistence.



Obr. 1 Stávající most

Stávající most

Stávající přemostění bylo vybudováno při výstavbě tratě v roce 1959, kdy byla provedena přeložka trati i úprava koryta řeky Olše. Nosné konstrukce jsou prostá pole jednokolejných ocelových plnostěnných nosníků s dolní mostovkou. Na objektu je celkem 8 konstrukcí o rozpětí 28,5 m. Na konstrukcích byly problémy s dilatací a praskáním podélníků u pohyblivých ložisek, proto byla v roce 1984 provedena úprava konzol nad pilíři a vložena dilatační zařízení. Současně došlo k obnově nátěrů.

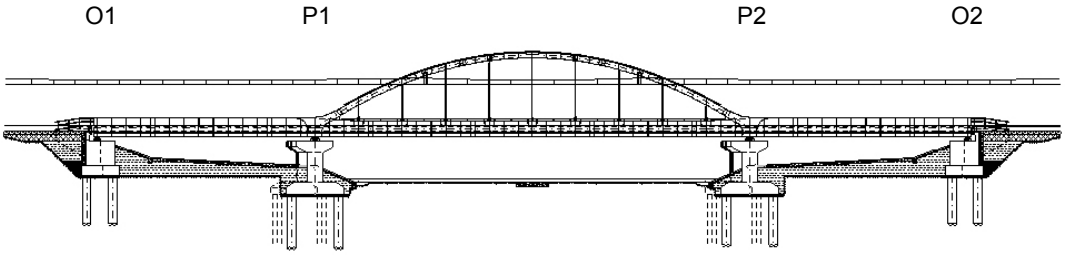
Opěry jsou betonové s železobetonovými prahy, plošně založené ve vrstvách štěrků. Obě opěry jsou umístěny v protipovodňových hrázích.

Pilíře jsou betonové s železobetonovými bloky prahů pod ložisky. Na návodní i povodní straně obložené kamenným obkladem. Jsou plošně založené ve vrstvách jílů. Dva pilíře jsou situovány do břehů řeky Olše, jeden do koryta.

Celková koncepce mostu

Stávající konstrukce s prvkovou mostovkou a volnou šířkou 4,4 m není možné ponechat při navýšení traťové rychlosti na 160 km/hod. a je nutná výměna nosné konstrukce za konstrukci s kolejovým ložem a VMP 3,0. Stávající spodní stavba nevyhovuje šířkovým uspořádáním a ani zatížitelností novým konstrukcím a bude také nahrazena novou. Střední pilíř v korytě je současně nevhodným řešením z hlediska odtokových poměrů.

Z těchto důvodů je navržena výstavba nové spodní stavby a konstrukce v místě stávajícího mostu. Nově bude přemostění řešeno jako 2 jednokolejné mosty o třech polích o rozpětí 30 + 60 + 30 m. Tím dojde k odstranění pilíře z koryta řeky. Osová vzdálenost kolejí bude rozšířena na 7,9 m. Vzhledem k šikmosti křížení a rozpětí polí je konstrukce navržena jako ocelový spojitý nosník s dolní mostovkou a prostředním polem vyztuženým obloukem. Obě konstrukce jsou stejné, vzájemně posunuté o 4,0 m.



Obr. 2 podélný řez

Návrhové parametry

Traťový úsek je zařazen do 2. třídy tratí a uplatní se modely zatížení LM71 a SW0 s klasifikačním součinitelem α=1,21. Na základě rozhodnutí investora nebude mezi VMP a pevnou částí mostu na mostě rezerva 125 mm na případný posun koleje, ale jen 25 mm. Rezerva 25 mm na výrobní tolerance ocelové konstrukce je ponechána. Minimální vzdálenost konstrukčních částí mostu od osy koleje tedy činí 3050 mm. Dále byla zmenšena vzdálenost mezi mosty na 0,4 m. Těmito úpravami byly minimalizovány požadavky na zvětšení osové vzdálenosti kolejí z původních 5,9 m na nových 7,9 m.

Nový most

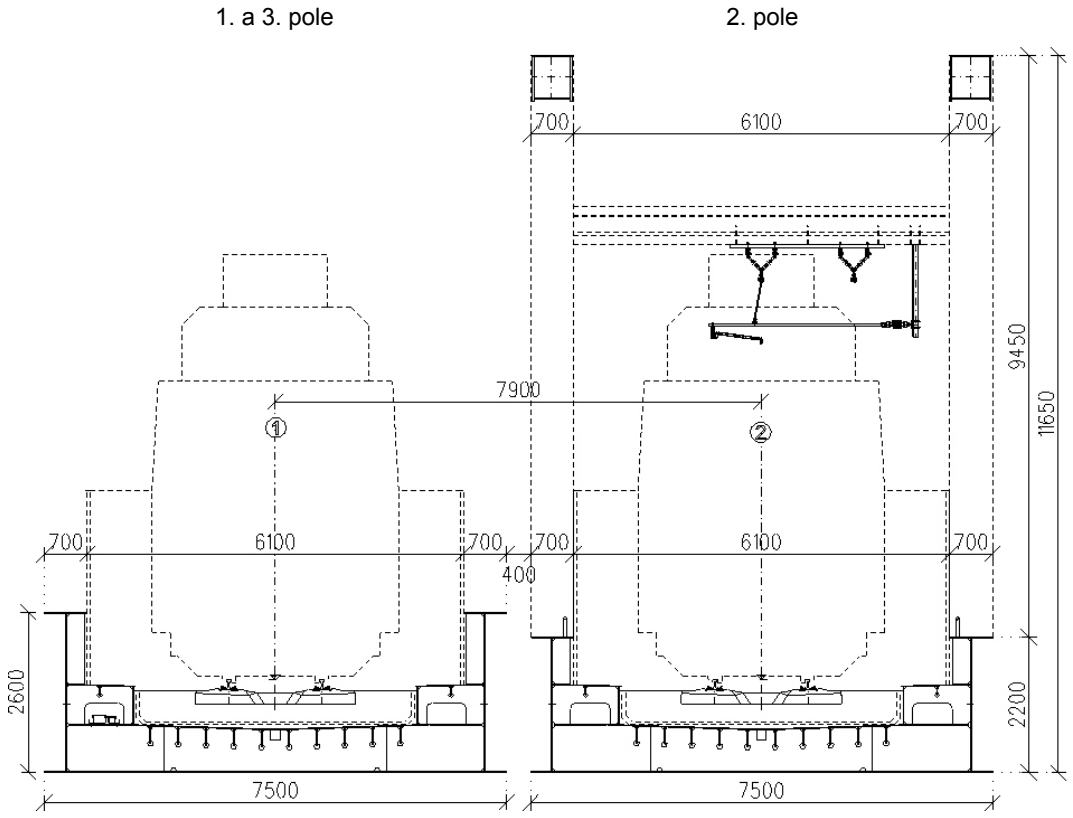
Spodní stavba mostu je železobetonová, založená na velkoprůměrových pilotách průměru 1,22 m délky 11,0 m u opěr a 20,0 m u pilířů. Vzhledem k šikmosti křížení, profilu koryta a vzájemnému posunutí mostů jsou opěry členitým mnohoúhelníkem o půdorysných rozměrech základu 10 x 17 m a celkové výšce 3,7 m. Šikmé pilíře mají obdélníkový základ 7,2 x 21 m a celkovou výšku 7,5 m. Úložný práh se kvůli šikmosti mostu a požadavku na proudnicový tvar rozšiřuje na půdorysné rozměry 4,5 x 21,9 m. Železobetonové části budou provedeny z betonu C30/37, úložné bloky C35/45.

Hlavní nosníky tvaru „I“ mají v 1. a 3. poli výšku 2,6 m, v 2. poli je horní pásnice lineárně snížena na výšku nosníku 2,2 m. Šířka pásnic je 0,7 m, tloušťka 25 a 30 mm. Stojina 16 a 18 mm. Příčníky tvaru „I“ výšky 0,70-0,78 m jsou umístěny v osové

vzdálenosti 2,0 m. Dolní pásnice 25 x 350 mm, nad pilíři 30 x 650 mm, jsou slícované s dolní hranou hlavního nosníku.

Střední pole je vyztuženo parabolickým obloukem s celkovou výškou 11,65 m. Průřez je komora šířky 0,7 m s proměnlivou výškou z 0,75 m ve vrcholu na teoretickou výšku 0,9 m nad pilířem. Tloušťka horní pásnice je 30 mm, dolní pásnice a stěn 25 mm. Oblouky jsou rozepřeny 4 ztužidly komorového průřezu 0,5 x 0,5 m z plechů tl. 16 mm. Závěsy jsou z kulatiny průměru 100 mm délky 2,0 – 8,4 m.

Nosná konstrukce je z oceli S355, kvality NL, J2 a K2. Celková hmotnost je 2 x 490 t.



Obr. 3 příčný řez

Ložiska

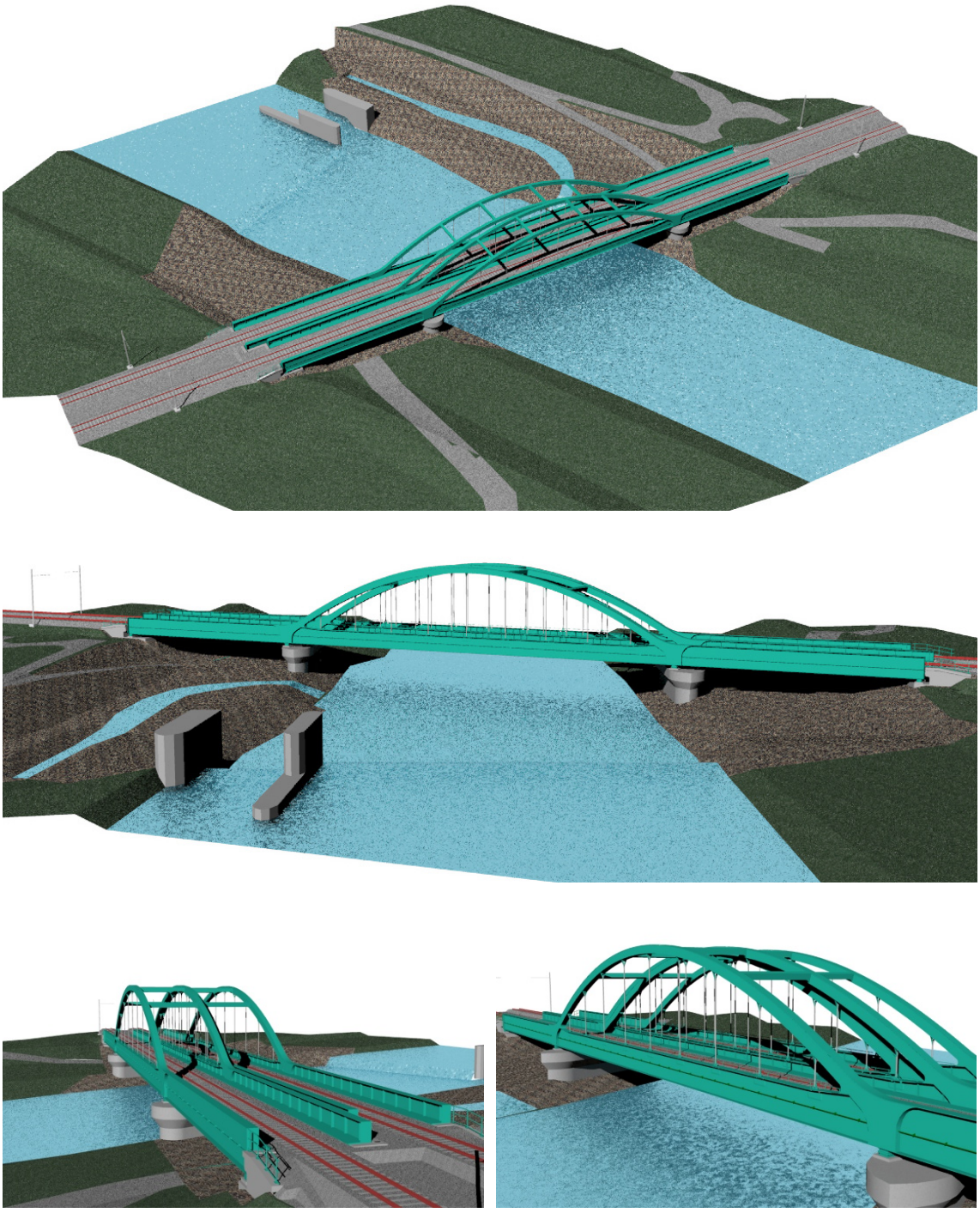
Přemostění je řešeno jako spojitý nosník s pevným ložiskem nad pilířem. S ohledem na snížení namáhání pilířů jsou ložiska vystřídána, tzn. u konstrukce v koleji č. 1 je pevné ložisko na pilíři P1, v koleji č. 2 na pilíři P2. Vzhledem k šikmému křížení dochází k výraznému rozšiřování úložného prahu pilířů. Toto je redukováno použitím kalotových ložisek a jejich vyložením od příčníku pilířů. Ložisko na levém nosníku je posunuto o 0,15 m směrem k opěře OP1, na pravém o 0,15 m směrem k opěře OP2. Uložení oblouku tedy není kolmé ale posunuté o 0,3 m.

Výstavba

Odstranění stávajících konstrukcí je uvažováno jeřábem GEK80. Nové konstrukce budou svařeny v předpolí a 1. poli mostu. Následně budou postupně vysunuty po provizorních podporách z PIŽMA a ponechaného středního pilíře. Pro ubourání spodní stavby musí být stávající konstrukce s provozovanou kolejí podepřeny. Realizace byla plánována na roky 2014 a 2015. Vzhledem ke stále probíhajícímu řízení o stavební povolení dojde pravděpodobně k pozdržení celé stavby.

Bezstyková kolej

Dilatační délka mostů je 30 a 90 m. To převyšuje povolených 80 m pro bezstykovou kolej s kolejnicí UIC60 dle předpisu S3. Byl proveden výpočet namáhání v bezstykové koleji, který prokázal možnost tohoto řešení, ale omezil rozsah teplot mostu a koleje, při kterých smí být zřízena.



Obr. 4 Vizualizace

První výsledky monitorování nových železničních mostů na vysokorychlostních tratích v Německu

Ing. Karel Dahinter, CSc.
Ing. Josef Kubíček, CSc., Kubíček Consult Liberec

Hledání úspor vede německou Spolkovou dráhu u vysokorychlostních tratí k intenzivnějšímu používání integrálních (IM) a semi-integrálních (SIM) mostů. Projektová řešení těchto mostů musí zohlednit jednak přesné stavební postupy, jednak dynamické účinky a to i v souvislosti s pevnou jízdní dráhou. Monitorování je rozděleno do řady etap. Stručně jsou popsány výsledky první etapy monitorování.

1. Všeobecně

Z dlouhodobého hlediska dochází u železničních mostů ke stále stoupající zátěži tratí, ke kratším intervalům a k vyšším rychlostem. Tomuto trendu mohou dlouhodobě odolávat jednodušší a robustnější konstrukce s vyšší životností. Tyto často protichůdné podmínky splňují ve velké míře integrální a semi-integrální mosty. To je také důvod, proč německá Spolková dráha před lety přešla u řady objektů na vysokorychlostních tratích od osvědčených typových řešení dle rámcového plánování, k subtilnějším integrálním a semi-integrálním mostům. Je třeba zdůraznit, že tento přechod vyžaduje velkou část spoluodpovědnosti investora. Jako u každého nového způsobu je třeba provést pečlivé dlouhodobé sledování těchto objektů, s následným vyhodnocením. [1]

2. Nutnost provedení měření

Při přípravě, projektování a provádění několika mostů na vysokorychlostních tratích v SRN, prováděných v rámci státního úkolu „Dopravní sjednocení Německa (VDE)“, byly použity nové trendy a od počátku bylo stanoveno, dlouhodobě sledovat řadu faktorů, aby mohly být potvrzeny nebo upřesněny použité teoretické předpoklady.

Rozsah dlouhodobého sledování objektů představuje obvykle:

– **Sledování během provádění** - zahrnuje zejména délkové změny nosné konstrukce v závislosti na čase a na teplotě. Zatím, co u klasických mostů lze účinky délkových změn jednoduše ovlivnit nastavením ložisek, je u integrálních mostů nutno s těmito účinky počítat jak pro nosné konstrukce, tak i při návrhu pilířů.

– **Sledování dlouhodobého chování mostu** - zahrnuje monitorování přetvoření spodní stavby vlivem změn denní a roční teploty. Nezávisle na druhu mostní konstrukce, mají deformace hlav pilířů vliv na chování konstrukce ve spáře nosná konstrukce/železniční svršek, především v případech pevné jízdní dráhy. U integrálních a semi-integrálních mostů jsou dlouhodobě sledovány deformace hlav pilířů, jako funkce podélných změn nosné konstrukce vlivem předpětí, smršťování, dotvarování a změn teploty a výšky pilíře. Aby bylo možno docílit alespoň základních vypovídajících výsledků, je nutné monitorování nejméně po dobu dvou let.

– **Sledování dynamických vlastností mostu** - dynamické chování mostů na vysokorychlostních tratích hraje podstatnou roli při rychlostech nad 160 km/hod., při kterých jsou přejezdem vlaků vyvolány účinky, které mohou vést k rezonančním jevům. Pro dynamické výpočty musí být objekt správně modelován. Proto musí být u IM a SIM správně zohledněn i vliv interakce základ/základová půda. Rovněž dodatečné stavební úpravy na nosné konstrukci, vybetonování říms a provedení betonu ochrany izolace, jakož i pevné jízdní dráhy, vedou ke zvýšení tuhosti nosné konstrukce. Jaký podíl na tomto zvýšení mají výše uvedené faktory, není dosud jasné. Rovněž je pravděpodobné, že štíhlé nosné konstrukce a pilíře IM a SIM, budou citlivější na dynamické účinky, nežli dosavadní komorové nosné konstrukce.

Na druhou stranu je třeba také experimentálně prokázat kladný vliv spojení pilíř/nosná konstrukce. Aby bylo možno zjistit vlivy různých částí na dynamické chování mostu, byla měření provedena i v různých stavebních fázích.

– **Sledování interakce kolej/nosná konstrukce v podélném i příčném směru** - má pro IM a SIM zásadní význam, neboť každý most je pro jinak spojité, rovnoměrné zatížené podloží v širé trati diskontinuitou. Délkovými deformacemi objektu v podélném směru dochází k druhotným napětím v kolejnici. Při deformacích objektu v příčném směru a při výškových změnách mostu jsou vyvolána druhotná napětí v kolejnici, která vedou ke změně napětí v podporách kolejnic. Tento faktor je, v porovnání s klasickým upevněním kolejnic k pražcům ve štěrkovém loži, důležitý zejména u pevné jízdní dráhy (PJD). Protože interakce mezi PJD a nosnou konstrukcí byla dosud vyšetřována převážně teoreticky, jsou výsledky dlouhodobých sledování očekávány o to více. Monitoring této interakce je rozfázován do řady měření dílčích vlivů, které tato interakce vyvolává, jako posunutí, pootočení, teplota, napětí v kolejnici před a po svařování.
– **Sledování vlivu vetknutí pilířů do nosné konstrukce** - u IM a SIM jsou vlivem délkových změn, vyvolaných smršťováním, dotvarováním, změnami teploty a od brzdných sil, indukována v hlavách vetknutých pilířů napětí maximální hodnoty. Proto jsou tato napětí sledována, aby mohla být porovnána s hodnotami, se kterými bylo počítáno ve statickém výpočtu.

3. Volba měřící techniky – požadavky a kriteria

3.1 Obecně

Pro získání věrohodných výsledků o chování konstrukce je kromě počtu a umístění snímačů, důležitý i způsob a délka trvání měření.

U staveb rozlišujeme jednak krátkodobá měření od několika hodin až po cca 2 týdny, jednak dlouhodobá měření v délce několika týdnů až několika let. Krátkodobá měření provádíme zpravidla u zatěžovacích zkoušek. Dlouhodobě měříme celkový vliv řady faktorů od smršťování, dotvarování, změn teploty, vliv nahodilého zatížení během výstavby i v provozu. U dlouhodobých měření musí být zajištěna především trvanlivost a ochrana snímačů před povětrnostními a dalšími vlivy. Nejhorším případem u dlouhodobých měření není ani tak totální výpadek, jako sice sporadický, ale přesto se objevující výskyt nevysvětlitelného kolísání měřených hodnot.

3.2 Snímače, sběrače dat, jejich přenos

Existuje mnoho druhů snímačů, které se v minulých desetiletích ve stavebnictví osvědčily. Pro dlouhodobá měření jsou vcelku dobře použitelné různé způsoby měření. Nejznámější snímače jsou přehledně sestaveny v následující tabulce:

Druh měření	**Snímače**
měření vzdálenosti	induktivní snímač délek, hadicová vodováha, snímač síly v lanu, laserový dálkoměr
měření deformací	páskový tenzometr (DMS), snímač kmitů
měření klimatu	PT 100/PT1000 teplotní čidlo, polovodičový snímač vlhkosti
měření polohy	klinometr, GPS satelitní systém
měření zrychlení	piezoelektrický snímač zrychlení

Při výběru snímače je důležitá požadovaná přesnost měření, neboť **větší přesnost** znamená i **vyšší cenu** a také údaj o jeho **optimálním pracovním rozsahu teplot**. Vhodným elektrickým seřízením snímačů mohou být vedlejší vlivy teploty z měření separovány. Nesmí však být opomenuty ani další možné vlivy na práci snímačů, jako např. vlhkost ovzduší, nebo vliv zvukových rázů u piezoelektrických snímačů zrychlení.

Měřící moduly slouží k přeměně analogového signálu snímače na digitální informaci. Počet měřících kanálů ovlivňuje počet snímačů, které mohou být zapojeny současně. Přitom je snahou, aby prostorová vzdálenost mezi měřícím modulem a snímačem byla co nejmenší, aby byla minimalizována délka kabeláže. K přímému pozorování měřených dat i k jejich pozdější analýze je nezbytné, aby data byla přenesena od měřících modulů na notebook, nebo kopírována na další zálohovací media.

Instalace měřícího systému na objektu je především u déletrvajících měření velmi náročná, musí být provedena specialistou. Smí být použity jen kalibrované a certifikované systémy neboť je zřejmé, že o kvalitě měření rozhoduje ten nejslabší článek v celém řetězci náročných zařízení. Instalace měřících zařízení je o to náročnější, že její část probíhá během výstavby objektu a nesmí negativně ovlivňovat probíhající stavební práce. Instalovaná zařízení musí být po celou dobu udržována ve své funkčnosti. K tomu je nutná jejich údržba a možnost kontroly - kabelů na možná poškození, funkceschopnosti snímačů, přezkoušení měřících modulů referenčními měřeními aj.

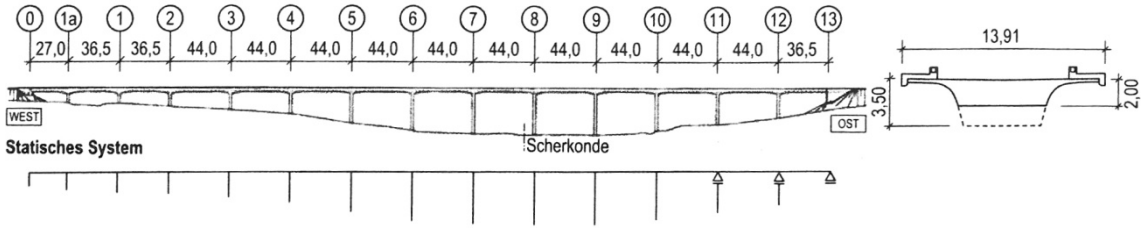
3.3 Analýza naměřených dat a jejich věrohodnost

Protože je manuální prohlížení údajů z měření neefektivní a neumožňuje odstranit případný výpadek snímačů, je automatické odstraňování chyb měření dlouhodobého sledování objektu nezbytné. Data získaná z okamžitého měření jsou, bez očištění od vedlejších faktorů a bez kalibračního faktoru, často bezcenná. Je nutné rovněž vyřešit otázku dlouhodobé archivace měření, a to bez dalšího speciálního programu. V opačném případě jsou totiž často měření po letech opakována, aniž by bylo dosaženo vzájemné porovnatelnosti výsledků. Pro zajištění věrohodnosti výsledků musí být provedeno odborné posouzení, které výsledky měření jsou hodné archivace tak, aby i po letech bylo dosaženo žádoucí porovnatelnosti.

4. Plánování a koncepce systému monitorování u zvolených objektů

4.1 Most přes údolí řeky Scherkonde

Geometrie objektu



Obr. 1 Most přes údolí řeky Scherkonde – podélný a příčný řez

Most přes údolí Scherkonde, na vysokorychlostní trati Norimberk – Berlín, který byl popsán v [2] a [3], byl předmětem naší loňské přednášky [4]. Je to semi-integrální most o 13 polích rozpětí 27,0 + 2 x 36,5 + 10 x 44 + 36,5 m, celkové délky 576,5 m s průřezem deskového trámu šířky 13,0 m, výšky 2,00 m, která se u podpor zvětšuje parabolickými náběhy na 3,5 m. První tři pilíře mají tloušťku 1,00 m, ostatní 1,30 m, a jsou založeny každý na 5 ks vrtaných velkoprůměrových pilot průměru 1,20 m. Zajímavá je u tohoto procesu optimalizace stavebního postupu v souvislosti s délkovými změnami nosné konstrukce. V projektu bylo předpokládáno, že stavba bude probíhat

po polích s pevným bodem na opěře 0. Celkové zkrácení nosné konstrukce od opěry 0 po pilíř 10 (na pilířích 11, 12 a na opěře 13 jsou nainstalovaná ložiska, a proto se jedná o semi-integrální most) od předpětí, dotvarování a smršťování činí 280 mm. Zhotovitel objektu navrhl změnu stavebního postupu a to tak, že stavba začne na opěře 13, na které byl proveden provizorní pevný bod se směrem betonáže k opěře 0. Pilíře 10 až 4 byly betonovány s plánovanou výchylkou hlavy pilíře až o 10 cm. Po provedení celé nosné konstrukce bylo pevné ložisko přeneseno na opěru 0 a dosavadní provizorní pevné ložisko na opěře 13 bylo uvolněno. Po této změně dosáhla výchylka hlavy pilíře 10 jen 50,7 mm.

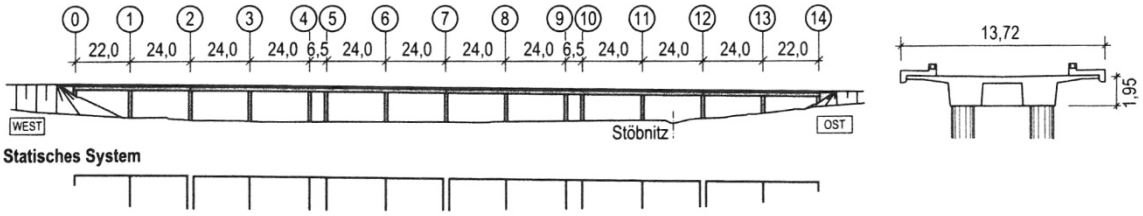
Program dlouhodobého monitoringu objektu byl zvolen tak, aby sledované hodnoty byly průběžně (po 1 hodině) registrovány. Teplota je měřena na 5 místech. Teploměry byly osazeny do bednění před betonáží tak, aby byla měřena teplota horního a dolního povrchu a uprostřed výšky průřezu. Ve dvou místech je kromě toho měřena teplota v konzolách, takže je možné sledovat průběh teploty ve vodorovném i svislém řezu průřezu. Přitom byla potvrzena známá skutečnost, že maximální teplota betonu po cca 24 hodinách dosahuje v jádru průřezu cca 75 ºC, nezávisle na vnější teplotě a ještě po cca 12 dnech činí 40 ºC. Teploty vnějšího prostředí dosáhne beton nosné konstrukce po cca 4 týdnech.

Pomocí speciálního přípravku byla měřena vodorovná síla v prozatímním pevném uložení na opěře 13. Po uvolnění pevného uložení na opěře 13 byla sledována šířka spáry nad opěrou 13. Tato šířka narůstala během prvních 5 týdnů po uvolnění pevného bodu téměř afinně k vnější teplotě.

Protažení betonu hlavy pilíře je měřeno tenzometry, umístěnými po obou stranách pilíře, 1,0 m pod vetknutím do nosné konstrukce, a to na pilířích 2, 5 a 9, aby bylo možno zjistit vliv vzdálenosti od pevného ložiska na opěře 0. Poloha tenzometrů v hlavě pilíře umožňuje měřit zakřivení hlavy pilíře. Velikost zakřivení hlavy pilíře 5 činí cca 1,5 násobek zakřivení hlavy pilíře 9. U pilíře 2 činí maximální hodnota zakřivení cca čtyřnásobek, oproti pilíři 9.

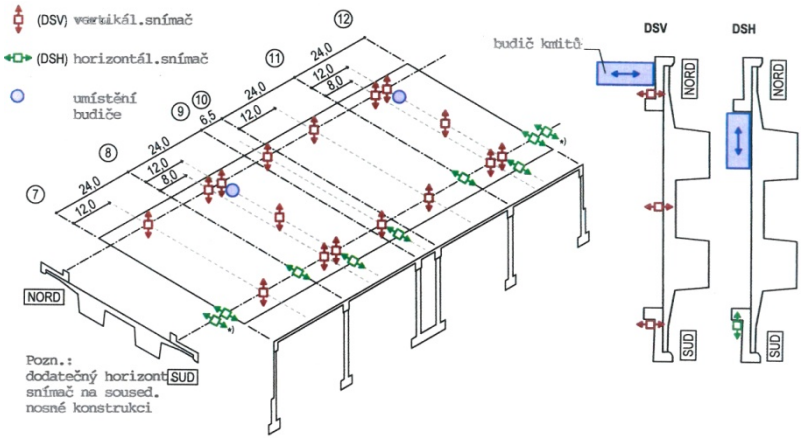
4.2 Most přes údolí řeky Stöbnitz

Geometrie objektu



Obr. 2 Most přes údolí řeky Stöbnitz – podélný a příčný řez

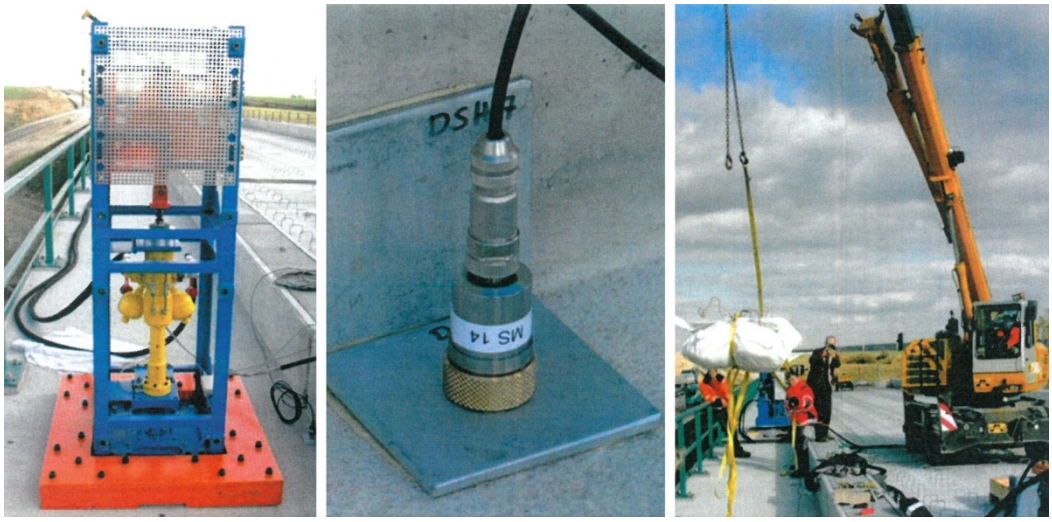
Most přes údolí řeky Stöbnitz na vysokorychlostní trati Norimberk-Berlín byl popsán v [5] a byl rovněž předmětem naší loňské přednášky [4]. Jedná se o objekt celkové délky 297 m, sestávající ze 4 integrálních částí; 2 koncové délky po 46 m a 2 vnitřní délky 102,5 m. Koncové dilatační celky rozpětí 22 + 24 m jsou vetknuté do opěr, u vnitřních částí o 5 polích rozpětí 2 x 24 + 6,5 + 2 x 24 m přebírá brzdnou sílu střední pole rozpětí 6,5 m. Příčný řez nosné konstrukce tvoří podélně předpjatý deskový dvoutrám konstantní výšky 1,95 m. Každý trám je podpírán jedním kruhovým sloupem. Sloupy na hranici dilatačních celků jsou rozděleny svislou dilatační spárou, takže každému dilatačnímu celku přísluší polovina kruhového pilíře, který je vetknut do nosné konstrukce. Objekt je sledován od roku 2011, zde bude popsáno provedené dynamické vyšetřování. Pro dynamické vyšetřování byl vybrán jeden ze středních dilatačních celků délky 102,5 m, který byl osazen snímači a budiči kmitů dle obr. 3.



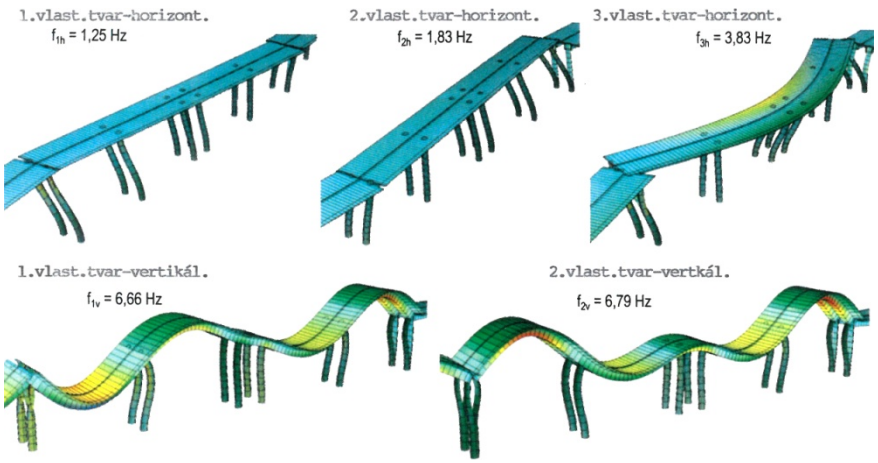
Obr. 3 Umístění snímačů a poloha budičů kmitů

Jako budiče kmitů byly vybrány 3 způsoby (viz obr. 4):

– **budič vlivů okolního prostředí** - vznikajících např. vlivem větru (sledování 10 min.),
– **budič rázu** - vznikajícího pádem břemene, pytle písku, hmotnosti 150 kg z výšky 2 m,
– **hydraulický budič kmitů** - s frekvencí 0,5-30 Hz.



Obr. 4 Budiče kmitů: vlevo – pro měření vertikálních kmitů na římse,
uprostřed – na přilepené ocelové desce magneticky osazený snímač zrychlení vertikálních kmitů,
vpravo – rázová zkouška pád 150 kg břemene, pytle s pískem



Obr. 5 Vypočtené vlastní tvary a vlastní frekvence kmitání na detailním modelu konečných prvků

5. Závěr

Monitorování stavebních objektů novodobých konstrukcí i technologií během výstavby a též během jejich užívání, je nejlepším způsobem, jak eliminovat nedostatek relevantních dat a zkušeností, oproti obvyklým technologiím. To platí samozřejmě i pro IM a SIM mosty a vyžaduje přitom nutně pečlivé a hospodárné plánování těchto měření. První získané výsledky ukázaly, že se stávajícími modely a nástroji výpočetní techniky je možné integrální mosty navrhovat tak, že se blíží skutečnosti. Předpoklady, uvažované dle stávajících norem jsou na straně bezpečnosti. Tím je dán další důkaz o vhodnosti používání integrálních a semi-integrálních mostů. Umožnění výstavby integrovaných mostů tohoto rozsahu a náročnosti svědčí o velké důvěře projektantovi a o „osvícenosti“ zástupců investora.

Literatura:

[1] Marx, S., Herrmann, R., Wenner, M., Schenkel, M.: Monitoring an Talbrücken im Eisenbahnhoch-geschwindigkeitsverkehr.
Sborník 23. Dresdner Brückenbausymposium 2013, S. 131-152

[2] Marx, S., Krontal, L., Baetz, S., Vehlow, A.: Die Scherkondetalbrücke, die erste semiintegrale Talbrücke der DB AG auf der Neubaustrecke Leipzig/Halle VDE 8.2 Beton- und Stahlbetonbau 2010 H. 3, S. 134 -141

[3] Sonnabend, S., Tiarks, F.: Die Scherkondetalbrücke im Zuge der NBS Erfurt-Halle/Leipzig. Sborník 20. Dresdner Brückenbausymposium 2010, S. 121-136

[4] Dahinter, K., Kubíček, J.: Integrální a semi-integrální mosty, obecně a na železničních vysokorychlostních tratích v Německu.
Sborník 18. ročník konference „Železniční mosty a tunely“ 2013, str. 111-117

[5] Jung, R., Marx, S., Schenkel, M., Stockmann, R.: Entwurf und Ausführungsplanung der Stöbnitztalbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 2011 H. 2, S. 81- 88

Rekonstrukce mostu v km 79,943 trati Lovosice – Česká Lípa, 1. stavba, 2. stavba

Ing. Jan Fiala, Ing. Ivan Šír, fa Ing. Ivan Šír, projektování dopravních staveb a.s.

Ocelové nosné konstrukce původního mostu postaveného na sklonku 19. století již byly ve velmi špatném technickém stavu. Rekonstrukce mostu spočívala v jejich náhradě novými ocelovými konstrukcemi a v částečné sanaci spodní stavby. Vzhledem k obtížné přístupnosti a malému prostoru v okolí mostu a pod mostem bylo nutné zvolit relativně netradiční postupy vyjímání původních a vkládání nových konstrukcí na rozpětí 41,4 metrů o váze přibližně 100 tun.

Územní podmínky a historie mostu

Stávající most v km 79,943 trati Lovosice – Česká Lípa u obce Zahrádky u České Lípy přemosťuje spolu se sousedním objektem v km 80,083 hluboké rozeklané Pekelské údolí. Předmětný most se nachází v jižním údolí nad Robečským potokem nedaleko osady Karba. Celé údolí je obehnané masivem strmých pískovcových skal a přístup do něj je pouze úzkými cestami a turistickými stezkami. Oba mosty byly vystavěny v roce 1898 společností Ústecko-teplické dráhy pro jejich tzv. Severočeskou transverzální dráhu Řetenice – Lovosice – Česká Lípa – Liberec. Jejím účelem bylo napojit Českou Lípu a Liberec přímo na severočeskou uhelnou pánev. Původně měla trať vést přímo malebným Pekelským údolím, ale občanským iniciativám se již tehdy (psal se rok 1896) podařilo prosadit změnu trasy mimo toto romantické výletní místo. Pro překonání hlubokého údolí Robečského potoka tak vznikl 152 metrů dlouhý a téměř 25 metrů vysoký most tvořený nýtovanými ocelovými konstrukcemi a kamennými klenbami.



Obr. 1 Dobová pohlednice

Stav mostu před rekonstrukcí

Železniční most o pěti polích a převádí jednokolejnou trať Lovosice – Česká Lípa. Trať je před mostem a za mostem v levostranném oblouku, na ocelových konstrukcích je krátká přímá. Výškově trať k mostu klesá, za mostem pak strmě stoupá. V 1. a 2. poli byly osazeny nýtované ocelové nosné konstrukce. Hlavní nosníky byly příhradové na rozpětí 41,4 m. Mostovka byla prvková zapuštěná s plnostěnnými příčníky a podélníky a plošně uloženými mostnicemi. Ve zbývajících třech polích byly provedeny půlkruhové kamenné klenby světlosti 12,0 metrů. Spodní stavba objektu byla tvořena plošně založenými kamennými opěrami a pilíři zděnými z řádkového pískovcového zdiva.



Obr. 2 Celkový pohled

Ocelové nosné konstrukce byly výrazně rzivé a oslabené korozí. Charakter poruch již měl výrazný vliv na jejich zatížitelnost. Spodní stavba byla povrchově zvětralá, měla vypadané spárování a výluhy a krápníky na spodním líci kleneb svědčily o nefunkční izolaci.



Obr. 3 Narostlá rez v profilech

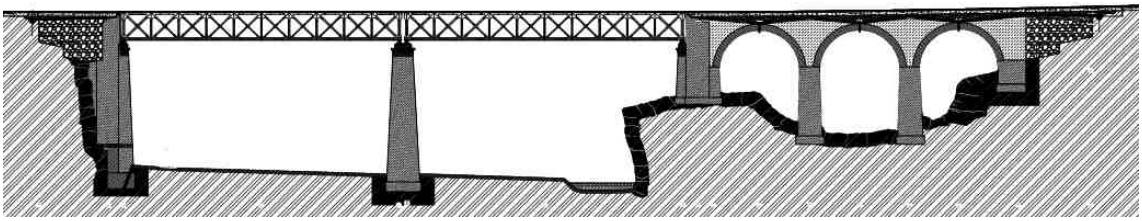


Obr. 4 Oslabení dolního ztužení

Vývoj projektu

Původní přípravná dokumentace akce z roku 2001 předpokládala rekonstrukci mostu formou výměny poškozených prvků a dílčích částí nosných konstrukcí. Vzhledem k časovému odstupu od jejího zpracování byl v rámci její aktualizace proveden podrobný stavebně-technický průzkum. Jeho účelem bylo zmapovat aktuální rozsah poruch objektu a případně upravit rozsah rekonstrukce. Rozsah poruch nosné konstrukce již byl takový, že původní koncepce byla vyhodnocena jako nákladově nepřiměřená výsledku a bylo rozhodnuto o kompletní výměně ocelových nosných konstrukcí a sanaci spodní stavby.

Původní návrh byl na příhradovou konstrukci s parabolickým dolním pásem. Pro urychlení potencionální realizace akce byla zpracována varianta na využití vyzískaných komorových konstrukcí z III. tranzitního koridoru Plzeň – Stříbro. Tato myšlenka však výrazně narazila u NPÚ Liberec, který se k dokumentaci vzhledem k památkové ochraně lokality a objektu vyjadřoval. Ten posléze odmítl i původní tvar konstrukce s parabolickým dolním pásem a trval na provedení v podstatě repliky původní konstrukce. V této podobě pak byl projekt dokončen a všemi zainteresovaný schválen.



Obr. 5 Finální tvar nosných konstrukcí

Návrh rekonstrukce

Nové ocelové nosné konstrukce jsou navrženy s příhradovými hlavními nosníky násobné soustavy, se zapuštěnou mostovkou tvořenou podélníky a spojitými příčníky. Vodorovná ztužení v obou hlavních rovinách jsou provedena ze svařených úhelníků. Celá konstrukce je svařovaná, pouze montážní přípoje dolního ztužení jsou šroubované. Na požadavek NPÚ byl tento spoj řešen šrouby, aby ty při pohledu zdola ze stezky evokovaly původní nýtové spoje. Uložení mostnic zůstalo plošné s vodorovným mostnicovým šroubem. Konstrukce jsou uloženy na původní repasovaná ocelolitinová ložiska. Chodníkové konzoly, podlahy a zábradlí byly navrženy tak, aby zajistily v rozsahu stavby VMP 2,5 včetně rozšíření v oblouku. Spodní stavba v rozsahu rekonstrukce byla sanována. Zdivo bylo hloubkově přespárováno, případně lokálně přezděno. Na lovosické opěře a jejích rovnoběžných křídlech a na pilíři P2 byly provedeny nové železobetonové římsy a zábradlí. Na rubu všech kleneb byla provedena nová hydroizolace s ochranou a odvodňovači ve vrcholu kleneb.

Montáž nosných konstrukcí

Údolí Robečského potoka je obtížně přístupné pro těžkou techniku a údolní niva ve druhém poli je chráněné území s výskytem chráněných a ohrožených druhů. V době zpracování projektu byly navíc některé z dotčených pozemků předmětem konkurzních řízení a nebylo možné přes ně vyjednat přístup. Koncepce výměny nosných konstrukcí tedy předpokládala zřízení zvedacích portálů na spodní stavbě a postupný zdvih, výsun a odvoz původních konstrukcí a navezení, zásun a spuštění nových.

Montáž NK v prvním poli

V prvním poli byla montáž nakonec provedena „klasickým“ postupem pomocí těžkého jeřábu. Byla zřízena provizorní přístupová komunikace a manipulační plocha. Pracovní vlak navezl novou konstrukci na původní, jejíž únosnost byla ověřena kontrolním přepočtem. Jeřáb snesl a odložil novou konstrukci do údolí na manipulační plochu a následně snesl i starou konstrukci. Ta byla přímo na ploše rozpálena na manipulovatelné kusy zvedané nahoru na trať a odvážené po kolejích zpět do žst. Zahrádky. Nová NK byla poté zvednuta do otvoru a osazena na provizorní ložiska. Po repasi původních ložisek byla směrově a výškově rektifikována a usazena na ně.



Obr. 6 Manipulace s NK v 1. poli

Montáž NK ve druhém poli

Pro výměnu ve druhém poli byly postaveny zvedací portály ze systémových dílců. Konstrukce byla opět pracovním vlakem navezena až nad původní konstrukci. Zde byla zavěšena na portály prostřednictvím předpínacích tyčí. Nová a stará konstrukce byly sepnuty.



Obr. 7 Montážní portály a sepnuté konstrukce

Po mírném zdvihu sepnutého celku byla vyjmuta ložiska a odřezána krajní pole původní konstrukce. Následně tak bylo možné celek spustit a postupně rozpalovat původní konstrukci. Její vyvěšené části byly transportovány ke střednímu pilíři, kde byly spouštěny na zem a odváženy k likvidaci. Po kompletní demontáži původní NK byla konstrukce také směrově a výškově ustavena a spuštěna na repasovaná ložiska ve finální poloze.

Kompletace obou konstrukcí byla prováděna v žst. Zahrádky u České Lípy. Transport na místo stavby proběhl v obou případech na oplenových jednotkách.

Na obou konstrukcích byly následně namontovány mostnice, železniční svršek, podlahy, chodníky a zábradlí. Byly provedeny izolace a sanace spodní stavby a propracována GPK v předpolích.

Závěr

Obě stavby byly po úspěšných zatěžovacích zkouškách uvedeny na podzim 2013 do provozu.



Obr. 8 Most po rekonstrukci

I přes některé obtíže během realizace se stavby podařilo zvládnout a doufejme, že k výměně nosných konstrukcí dojde opět až za 115 let.

Rekonstrukce mostu v km 79,943 trati Lovosice – Česká Lípa, 1. stavba a Rekonstrukce mostu v km 79,943 trati Lovosice – Česká Lípa, 2. stavba

Martin Ušala, DiS., SŽDC, s.o.

Realizace staveb

Realizace 1. stavby byla po výběrovém řízení zadána firmě Chládek a Tintěra, Pardubice a.s. v srpnu 2012. Výrobu ocelové konstrukce zajišťovala firma Mostostal Kielce. Realizace 2. stavby byla po výběrovém řízení zadána firmě SDS EXMOST spol. s.r.o. v září 2012. Výrobu ocelové konstrukce zajišťovala firma DT Mostárna, a.s.

V 10/2012 – 04/2013 proběhly přípravné práce, zpracování výrobní technické dokumentace ocelových konstrukcí, zpracování technologických postupů, vytyčování inženýrských sítí, předání staveniště zhotovitelům, koordinační jednání o použitých technologiích pro dodržení termínu ukončení výluky a celé výstavby.

Dále byla zahájena výroba ocelových konstrukcí pro první a druhé pole mostu. Konstrukce pro první pole byla vyráběna firmou Mostostal Kielce (Polská republika). Tato konstrukce byla na zařízení staveniště dodána ve dvou dílech a poslední svaření do definitivního stavu proběhlo přímo v místě zařízení staveniště (zastávka Zahrádky u České Lípy). Druhé pole mostu vyráběla firma DT Mostárna, a.s. a mohla být na zařízení staveniště dodána, až po odvezení prvního pole do místa určení. Druhé pole bylo dodáno ve třech dílech a rovněž svařeno v místě zařízení staveniště.

Před vlastní přepravou na staveniště obou konstrukcí proběhly dílenské přejímky první i druhé konstrukce v mostárně. Přejímky se vždy účastnil správce mostu, projektant, zhotovitel, výrobce ocelové konstrukce, vedoucí hlavní prohlídky a zástupce investora.

Výluka byla zahájena 29. 5. 2013 a předpoklad ukončení 16. 8. 2013.

Po zahájení výluky bylo první pole ocelové konstrukce odvezeno na místo určení pomocí železničních vozů. Po odstranění SOK 1 a osazení nové ocelové konstrukce do prvního pole byl zřízen železniční svršek pro následné převezení druhé ocelové konstrukce. Při práci na první stavbě (snesení SOK 1, snesení železničního svršku, osazení NOK 1, zřízení nového železničního svršku atd.) probíhaly práce na definitivním svaření druhé konstrukce a následná PKO v místech svarů a poškozených míst po přepravě. Druhé pole bylo rovněž osazeno na železniční vozy pomocí dvou jeřábů a převezeno do místa určení pro další manipulaci a osazení do otvoru.



Obr. 1 Nakládání NOK 2 na železniční vozy



Obr. 2 Vlastní přeprava železničními vozy



Obr. 3 NOK 2 v místě osazení

Vlastní montáž obou konstrukcí popsal Ing. Jan Fiala ve svém příspěvku.

Obě stavby byly po úspěšných zatěžovacích zkouškách uvedeny dne 19. 8. 2013 do zkušebního provozu. Předpoklad ukončení výluky byl dle ROV 16. 8. 2013 v 17:00.

Došlo tedy k mírnému překročení výluky o dva dny, které bylo způsobeno mimořádnou událostí vykolejení jednoho z jeřábů EDK 750, který byl určen pro zatěžovací zkoušku mostu. Vykolejení došlo mimo zařízení staveniště (v žst. Liběšice), bylo způsobeno obsluhou provozu. Tudíž zhotovitel nemohl tuto mimořádnou událost ovlivnit, ale přesto vynaložil úsilí i finanční prostředky pro zajištění náhradního jeřábu pro požadované zatížení a ještě v co nejkratším termínu.

Závěr

Musím konstatovat, že obě stavby byly náročné jak pro vlastní zhotovitele, tak i pro všechny zúčastněné (projektanta, správce objektu, vedoucí hlavní prohlídky i zástupce investora). Proto chci všem poděkovat za profesionální práci před vlastní realizací i při realizaci staveb.

Nezávislá kontrola projektu železničního mostu Ravensbourne Park Road

Ing. Aleš Lubas, Ing. Petr Nehasil, Mott MacDonald CZ

Network Rail pro železniční tratě ve Velké Británii předepisuje pro železniční stavby a související činnosti mj. i zvýšené požadavky na řízení projektu z hlediska dosažení standardů kvality. Projekční práce na novostavbách ale i rekonstrukcích a opravách mostů jsou podrobovány nezávislým kontrolám. Právě institut nezávislé kontroly projekčních prací je předmětem první části příspěvku. Druhá část se zabývá konkrétním projektem náhrady železničního mostu přes Ravensbourne Park Road. Pro modernizaci byl použit koncept mostu „Mott MacDonald U Type Deck" s extrémně stlačenou stavební výškou pro trať vedenou v kolejovém loži.

Kontroly projektů

Ve Velké Británii převzal Network Rail od roku 2002 správu tamních železničních tratí s důrazem na zvýšení bezpečnosti, spolehlivosti a efektivity. [1]

Pro zajištění vysoké úrovně kvality projekčních prací připravovaných pro Network Rail zavedl mj. i požadavek jejich kontroly. Výstupy projekčních prací musí být na takové úrovni a v takové podrobnosti, která umožní bezproblémové provedení dotčených stavebních prací. Nejedná se samozřejmě jen o výkresovou část, která obsahuje materiálové a technické specifikace, ale také o harmonogramy postupu výstavby, průkazní zkoušky, plány inspekcí a plány rizik při stavbě a jejím řízení. Stupeň a rozsah kontroly výstupů projekčních prací je definován v interním dokumentu NR/L2/CIV/003 [2] čtyřmi kategoriemi kontroly.

Kategorie kontroly	Projekty	Metody kontroly
0	– pro které nejsou vyžadovány výpočty – pro které jsou vyžadovány jednoduché výpočty, ale následky poruchy nejsou významné – plně splňují požadavky Network Rail standards a Railway Group Standards (tj. bez odchylek od standardů)	žádné
Ia, Ib	– standardní projekty – projekty vyžadující jednoduché metody analýzy – všechny aspekty jsou ve shodě s příslušnými standardy	– kontrola může být provedena členem stejného týmu jako je projektant, ale nesmí to být projektant – během kontroly může být nahlíženo do výpočtů a pracováno s předpoklady, které zavedl projektant – kontrole by měly být podrobeny i předpoklady, které zavedl projektant
II	projekty, které nespadají do 0, I a III	– kontrola může být provedena členem stejné organizace jako je projektant, ale nesmí to být člen projekčního týmu
III	– složité nebo neobvyklé – významně se odchylují od standardů – využívající nové postupy nebo náročné odborné posouzení	– kontrola musí být provedena právně jinou organizací, než ve které byl proveden projekt

Tab. 1 Kategorie kontroly projektu (zdroj: [2], tab. 1)

Aby byla kontrola dostatečně účinná, provádí se v několika krocích již od počátku projekčních prací, už na úrovni záměrů nebo přípravných prací. Shoda mezi projektantem a kontrolou bývá vyjádřena vydáním tzv. certifikátů, které odpovídají obsahem a převzetím odpovědnosti příslušné úrovni a rozsahu projektu.

Certifikát	Stupeň projektu	Kategorie kontroly
schválení principů [3]	rozhodnutí o výběru typu konstrukce	Ib, II, III
prohlášení o záměru projektu [4]	před zahájením prací na realizační dokumentaci stavby	Ia, Ib, II, III
certifikát o projektu a kontrole [5]	před zahájením prací na realizační dokumentaci stavby	Ia, Ib, II, III
certifikát o způsobilosti provozu [6]	před zahájením provozu	0, Ia, Ib, II, III

Tab. 2 Aplikace certifikátů (zdroj: [2], tab. A1)

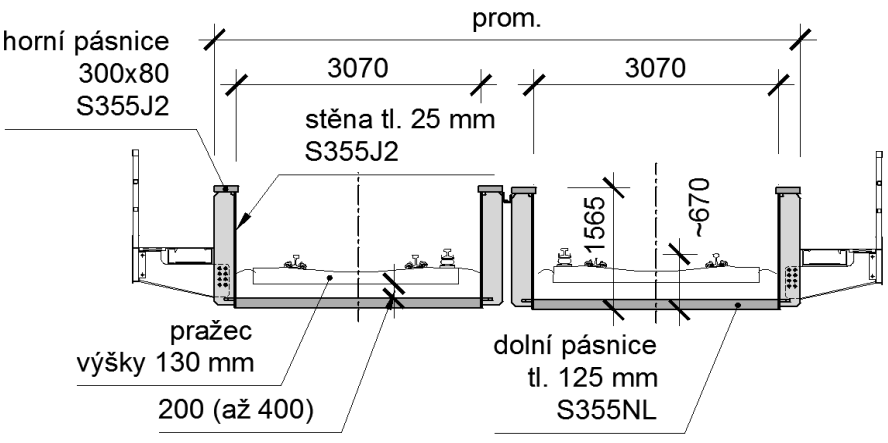
V příloze A předpisu [2] jsou definovány postupy pro kategorizaci úrovní projekčních prací a jim příslušných kategorií kontrol.

Nezávislá kontrola projektu železničního mostu Ravensbourne Park Road

V oblasti velkého Londýna dochází v rámci údržby železničních tratí k rekonstrukcím a výměnám mostů. Železniční most č. 473 přes Ravensbourne Park Road se nalézá na trati CAT u stanice Catford. Původní ocelový most s dolní prvkovou mostovkou a třemi nýtovanými plnostěnnými nosníky, pravděpodobně z roku 1895, bude nahrazen novou konstrukcí. Most o šikmosti cca 75° a rozpětí zhruba 18 m, převádí dvě koleje částečně v přímé a částečně v přechodnici. Okolní podmínky, zejména již snížená podjezdná výška, niveleta kolejí a kolejové lože, limitují stavební výšku mostu. Původní jednopolový most byl během své služby ve dvacátých letech minulého století zesílen podpěrami, které změnily jeho statické schéma na třípolový nosník.

Nová mostní konstrukce byla navržena jako jednopolová o rozpětí 18,5 m. Byl použit koncept mostu tzv. „Mott MacDonald U Type Deck“, který se v minulosti již osvědčil (např. [7]).

Dva nezávislé mosty, pro každou kolej jeden, tvoří shodná trámová ocelová konstrukce otevřeného příčného řezu s dolním pasem šířky 3,07 m a tloušťkou 125 mm, stěnami tl. 25 mm a horními pasy o rozměru 300 x 80 mm. Konstrukční výška je 1,565 m a stavební 0,670 m. Mezi dolním lícem pražců a horním povrchem mostovky je prostor 200 mm pro štěrkové lože s budoucím navýšením až na 400 mm. Konstrukce je uložena na ocelová standardizovaná ložiska vahadlového typu.

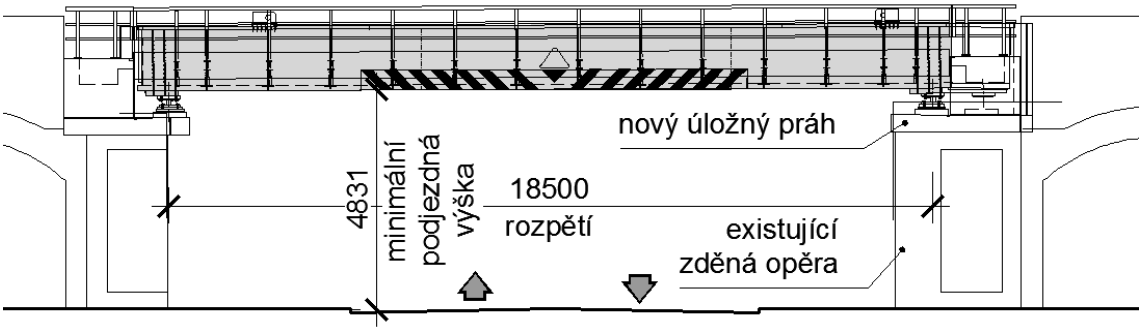


Obr. 1 Příčný řez

Kromě výměny nosné konstrukce byly provedeny práce na zesílení opěr a základů injektážemi.

Celá konstrukce byla navrhována podle Eurokódů s příslušnými národními dodatky (BS EN) a standardy Network Rail, zejména NR/L2/CIV/020 [8].

Projekt byl proveden a řízen v kancelářích Mott MacDonald v Croydonu. Pražská kancelář Mott MacDonald provedla nezávislou kontrolu kategorie II (category II check) nosné konstrukce.



Obr. 2 Podélný pohled

Přípravné projektové práce začaly na jaře 2013 s tím, že byla naplánovaná 56 hodinová výluka o Vánocích téhož roku, během nichž měla být stará konstrukce sejmuta a nahrazena novou. Projekční práce na nosné konstrukci začaly v červnu návrhem hlavních nosných částí konstrukce. Na přelomu června a července byla provedena kontrola dimenzí plechů, která stvrdila správnost návrhu připodepsáním certifikátu [5]. Na základě vydaného certifikátu zhotovitel objednal plechy, zejména 125 mm plech šíře 3070 mm z oceli S355NL a plechy pro horní pasy tl. 80 mm z oceli S355J2+N.

Během letních prázdnin byla zpracována kompletní realizační dokumentace a byla provedena její kontrola. Vypořádávání připomínek doprovázela intenzivní komunikace mezi projektantem a kontrolou při zachováním příslušného stupně nezávislosti.

Návrh konstrukce byl podroben pečlivé kontrole, zejména s ohledem na úroveň napětí v kritických průřezech a na konstrukční detaily svarů tlustých plechů. Byla provedena analýza únavových detailů s příslušnou kategorizací konstrukčních detailů podle BS EN 1090-2 a zejména jejího rozšíření dokumentem PD 6705 2. Nejvyšší únavové využití bylo zaznamenáno v horních pasech, kde byla požadována minimální únavová kategorie 71, v dolní pásnici byla požadována minimální únavová kategorie 56. S ohledem na velkou tloušťku mostovky – dolní pásnice – bylo provedeno ověření rizika křehkého lomu podle národního dodatku k BS EN 1993 1 10 a dokumentu PD 6695 1 10. Pro návrhovou (pro londýnskou oblast silně konzervativní) teplotu 20°C vyhověla konstrukce všem požadavkům při rozmístění příčných tupých symetrických svarů U v přibližně třetinách rozpětí.

Závěr

Nezávislá kontrola se zdá být vhodným prostředkem pro dosažení nebo zvýšení kvality projektů nezávisle na geografické poloze, zavedených standardech a zkušenostech, zvláště v současné době hektického projektování. Podporu pro nezávislé kontroly lze nalézt i v ČSN EN 1990 v části B.4, kde je uvažováno s kontrolami při navrhování DSL ve třech úrovních, které odpovídají třídám spolehlivosti RC.

Literatura:

[1] Our history - Network Rail, Network Rail,
[online 2012-12-15, http://www.networkrail.co.uk/aspx/729.aspx],

[2] NR/L2/CIV/003, Engineering Assurance of Building and Civils. Engineering Works, Network Rail, 2012,
[online 2012-12-15,
www.ihsti.com/NoRCS/docs/brafas01/dept/elec%20pub/network_rail/nr_completed/Docs/L2CIV003.pdf]

[3] NR/L2/CIV/003/F001, Approval in Principle, Network Rail,
[online 2012-12-15,
www.ihsti.com/NoRCS/docs/brafas01/dept/elec%20pub/network_rail/nr_completed/Docs/L2CIV003_F001.doc]

[4] NR/L2/CIV/003/F002, Statement of Design Intent, Network Rail,
[online 2012-12-15,
www.ihsti.com/NoRCS/docs/brafas01/dept/elec%20pub/network_rail/nr_completed/Docs/L2CIV003_F002.doc]

[5] NR/L2/CIV/003/F003, Certificate of Design and Check, Network Rail,
[online 2012-12-15,
www.ihsti.com/NoRCS/docs/brafas01/dept/elec%20pub/network_rail/nr_completed/Docs/L2CIV003_F003.doc]

[6] NR/L2/CIV/003/F005, Certificate of fitness to be taken into use, Network Rail,
[online 2012-12-15,
www.ihsti.com/NoRCS/docs/brafas01/dept/elec%20pub/network_rail/nr_completed/Docs/L2CIV003_F005.doc]

[7] Palmer I, Wilkins A G, The Evolution of Mott MacDonald's 'U' Type Railway Bridge, 6th International Symposium on Steel Bridges, Czech Constructional Steelwork Association, Praha, 2006, ISBN 9788023971682

[8] NR/L2/CIV/020, Design of Bridges & Culverts, Network Rail, 2011

[9] BS EN 1090 2, Execution of steel structures and aluminium structures. Technical requirements for steel structures, BSI, 2011

[10] PD 6705-2, Structural use of steel and aluminium. Recommendations for the execution of steel bridges to BS EN 1090 2, BSI, 2013

[11] BS EN 1993-1-10, Eurocode 3. Design of steel structures, Material toughness and through-thickness properties, BSI, 2005

[12] PD 6695-1-10, Recommendations for the design of structures to BS EN 1993 1 10, BSI, 2009

Most přes řeku Saale u Bernburgu

Ing. Karel Tomíček, Bilfinger MCE Slaný s.r.o.

Výroba, protikorozní ochrana, dodávka a montáž ocelové konstrukce pro stavební objekt BW 104 A na nově budované silnici B6n v blízkosti obce Bernburg (Sachsen-Anhalt, Německo).

Poloha staveniště

Na jihozápadě Saska-Anhaltska je budován silniční obchvat města Bernburgu. Pro převedení tohoto okruhu přes řeku Saale vyráběla, dodávala a montovala naše firma v letech 2012 a 2013 ocelovou konstrukci mostu. Konstrukci jsme dodávali prostřednictvím naší mateřské firmy Bilfinger MCE GmbH Linz firmě Bickhardt Bau AG z Kirchheimu. Konečným zákazníkem byl Landesbaubetrieb Bau Sachsen-Anhalt z Halberstadtu.

Koncepce mostu a výroba

Most je obloukový se spřaženou ocelobetonovou mostovkou, má rozpětí 101 m a vzepětí oblouku 15,5 m. Nosníky jsou uzavřené kosodélníkového průřezu o výšce 1800 mm a šířce 800 mm, mezi osami nosníků má most šířku 20200 mm. Nosníky jsou propojeny celkem 33 příčníky profilu I. Půdorysné uspořádání je kolmé.



Obr. 1 Podélníky mostu 1

Oblouky mostu jsou tvořeny rovněž uzavřenými profily kosodélníkového průřezu, jejich šířka je 800 mm a výška je proměnná. Oblouky jsou odkloněny od svislice o 10° ke středu mostu a jsou propojeny zkříženým zavětrováním z trubek Ø 457 x 12 mm. Závěsy jsou z kulatin o průměru 80 mm. Z každého oblouku přitom vycházejí 2 navzájem překřížené soustavy táhel (k vnější a k vnitřní stojině podélníků). Most je svařen z plechů z oceli S355M, závěsy jsou z kulatin z oceli S355K2+N.

Protikorozní ochrana mostu je standardní (základ 2K EP na bázi zinku 70 my, 2 mezivrstvy 2K EP po 80 my, vrchní nátěr 2K PU 80 my). Nevýhodou je, že i vrchní vrstva byla podle objednatele nanášena v dílně, což následně nutně přináší problémy na montáži.

Z hlediska výroby bylo zvláštností to, že příčníky nebyly konstruovány pro přivaření přímo na náběhy podélníků, nýbrž na podélníky byly v dílně navařovány konsoly, sloužící pro připojení příčníků na montáži. Stojiny konsol byly podle dokumentace přivařovány na stěny podélníků oboustrannými koutovými svary s požadavkem na velikost svarové mezery do 2 mm. S ohledem na nutnost dodržet přesnou polohu konce konsol

a s ohledem na výšku stojin bylo velmi obtížné tento požadavek na velikost svarové mezery dodržet. V případě větších mezer tak bylo nutné nahradit v těchto místech koutové svary provařeným K-svarem.



Obr. 2 Oblouky mostu

Montáž

Most byl na stavbu dopraven jako 4 podélníky pro každou stranu (VT1N až VT4N a VT1S až VT4S) a 4 díly oblouku pro každou stranu (B1N až B4N a B1S až B4S). Na předmontážní ploše byl sestavován ve výšce budoucího výsunu. Čelo mostu přitom přesahovalo opěrnou zeď a tato část mostu byla tedy stavěna na pomocné konstrukci ve výšce přibližně ca. 10 m nad terénem. Zbytek mostu byl sestavován ve výšce ca 1,5 m nad předmontážní plochou.



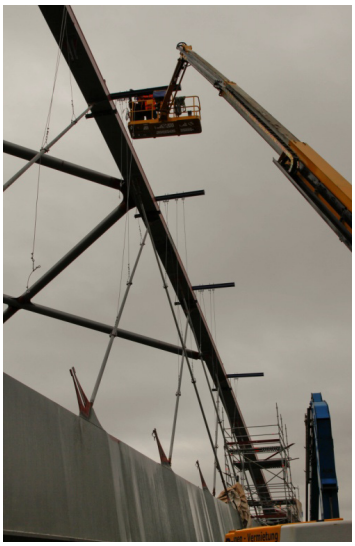
Obr. 3 Sestava podélníků s příčníky

Sestavena byla nejprve 1. část roštu (podélníky VT1N a VT1S s prvním a posledními dvěma příčníky této části). Poté byly přivařeny 2. podélníky (VT2N a VT2S) a mezi ně první příčník. Tím byla ze 3 příčníků přivařených u montážního spoje mezi podélníky vytvořena základna, na kterou byla namontována opěrná konstrukce pro 1. oblouky. Následně byly osazeny a zavařeny zbývající příčníky mezi VT1N a VT1S a byly osazeny první oblouky (B1N a B1S).

Stejným způsobem (oblouky osazovány na pomocnou konstrukci stojící na příčnících u již provedených montážních spojů podélníků) byl postupně sestaven a svařen celý rošt mostu a sestaveny oba oblouky. Teprve potom mohlo následovat vyrovnání a zavaření oblouků a instalace a zavaření zavětrování.



Obr. 4 Montáž oblouků 1



Obr. 5 Montáž závěsů

Další operací byla demontáž pomocných konstrukcí pod oblouky a kontrola geometrie oblouků. Tím byl most připraven pro montáž závěsů. Pro montáž závěsů byly na oblouky namontovány konzoly, sloužící k zavěšení každého závěsu na 3 lana. Přesná poloha závěsů byla doladěna napínacími maticemi na jednotlivých lanech a závěsy byly následně upevněny ke styčníkovým plechům pomocí objímek. Po přesném usazení všech závěsů byly zavařeny nejprve všechny horní svary a po kontrole geometrie závěsů potom všechny dolní svary. Po zavaření všech závěsů následovalo odstranění všech mezilehlých montážních podpěr pod podélníky a tím byl most připraven k výsunu.



Obr. 6 Čelo mostu na podvozcích kamag 1

Přípravné práce pro výsun byly zahájeny najetím speciálních podvozků kamag pod čelní příčník mostu. Na podvozcích byly vybudovány věže, umožňující převzetí mostu přes rozšiřující konzoly, přivařené pro tento účel k prvním podélníkům mostu.

Po převzetí čela mostu na tyto věže byla demontována opěrná konstrukce pod čelem mostu. Pod konec mostu na předmontážní ploše natlačily tahače 2 těžké podvalníky, které zdvihem pod koncovým příčníkem převzaly druhý konec mostu.



Obr. 7 Koncový příčník na podvalnících 1

V řece byl mezitím ukotven ponton, který spolu s příslušnými rampami vytvořil jízdní dráhu, umožňující přejetí kamagů na druhý břeh. Vlastní výsun proběhl ve 2 etapách – 1. den výsunu proběhlo převzetí na kamagy a podvalníky, popsaná demontáž konstrukce pod čelem mostu a dojetí čelem mostu k okraji řeky, následující den byl výsun dokončen přejetím kamagů přes řeku. Samotný výsun mostu pomocí kamagů a podvalníku neprováděla firma Bilfinger MCE Slaný, nýbrž byl výkonem holandské firmy ALE.



Obr. 8 Přejezd čela mostu přes řeku 1

Rekonstrukce mostu v km 9,531 trati Čerčany – Skochovice“

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

Původní most z konce 19. století, převádějící jednokolejnou neelektrifikovanou trať přes řeku Sázavu v traťovém úseku Čerčany - Vrané nad Labem ve městě Týnec nad Sázavou. Most nebyl během své životnosti zásadně opravován resp. zesilován, a proto byl již ve velmi špatném technickém stavu. Bylo proto rozhodnutu provést komplexní rekonstrukci mostu spolufinancovanou z programu OPD.

Původní most

Dvoupolový železniční most v km 9,531 v traťovém úseku Čerčany – Skochovice, byl postaven v roce 1896. Převádí neelektrifikovanou železniční trať přes koryto řeky Sázavy a její inundaci nedaleko železniční stanice ve městě Týnec nad Sázavou. Most byl tvořen dvěma příhradovými nýtovanými ocelovými konstrukcemi s parabolicky zakřiveným horním pasem s dolní prvkovou mostovkou z plávkové oceli a šikmými příhradovými hlavními nosníky o s rozpětím 2 x 52,35 m. Most a přilehlá stanice byly v přímé a vodorovné. Délka mostu činila 109,30 m. Spodní stavba sestávala ze dvou opěr a jednoho pilíře, vesměs ze žulového řádkového zdiva. Ocelové konstrukce byly silně orezlé, v mnoha místech koroze značně oslabovala ocelové průřezy, zejména prvkovou mostovku, dolní pásy hlavních nosníků, nadložiskové desky a samotná ložiska. Zdivo opěr a pilíře bylo narušené s vypadaným spárováním.



Obr. 1 Původní most

Most svými parametry nevyhovoval současnému železničnímu provozu. Zejména se jedná o problematickou prostorovou průchodnost, kde vzdálenost osy koleje k příhradám mostu byla menší než 2,2 m. Most dále nesplňoval požadovanou přechodnost. Navíc přilehlé kolejové zhlaví žst. Týnec nad Sázavou neumožňovalo vložení dilatačního zařízení z důvodu kolize s výhybkou.

S ohledem na špatný technický stav konstrukce a fakt, že stáří mostu přesahovalo hranici životnosti, bylo rozhodnuto o rekonstrukci mostu.

Návrh rekonstrukce mostu

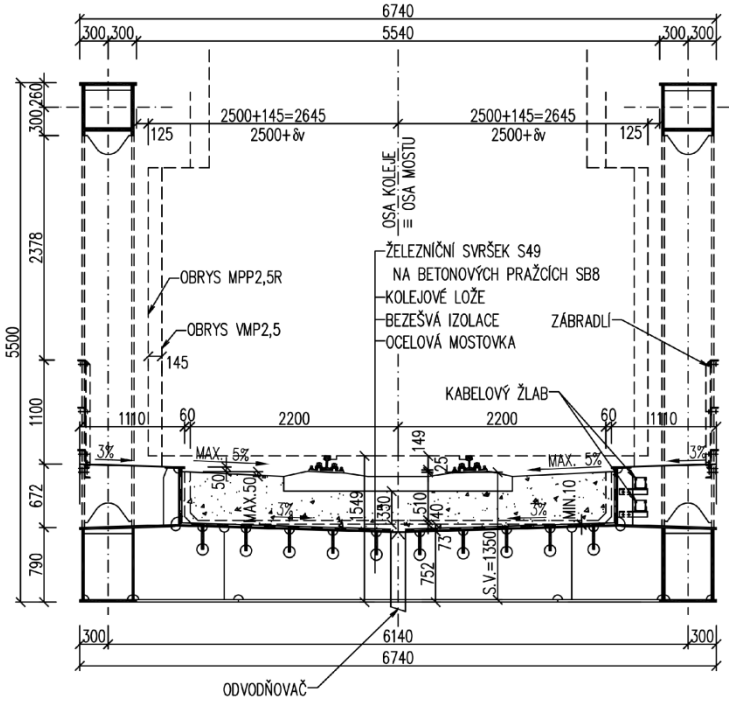
Nová OK je spojitá příhradová bezsvislicová konstrukce s dolní plechovou ortotropní mostovkou, tvořící žlab kolejového lože. Nosná konstrukce je uložené na sanovanou spodní stavbu se zesíleným podzákladím mikropilotami.

statická soustava:	spojitá konstrukce o 2 polích
počet mostních otvorů:	2
délka přemostění:	104,14 m
rozpětí:	53,40 + 53,40 m
stavební výška:	1,113 m
světlost mostu kolmá:	2 x 50,0 m
šikmost mostu:	90°
šířka mostu:	6,840 m
volná výška nad hladinou:	cca 9,40 m

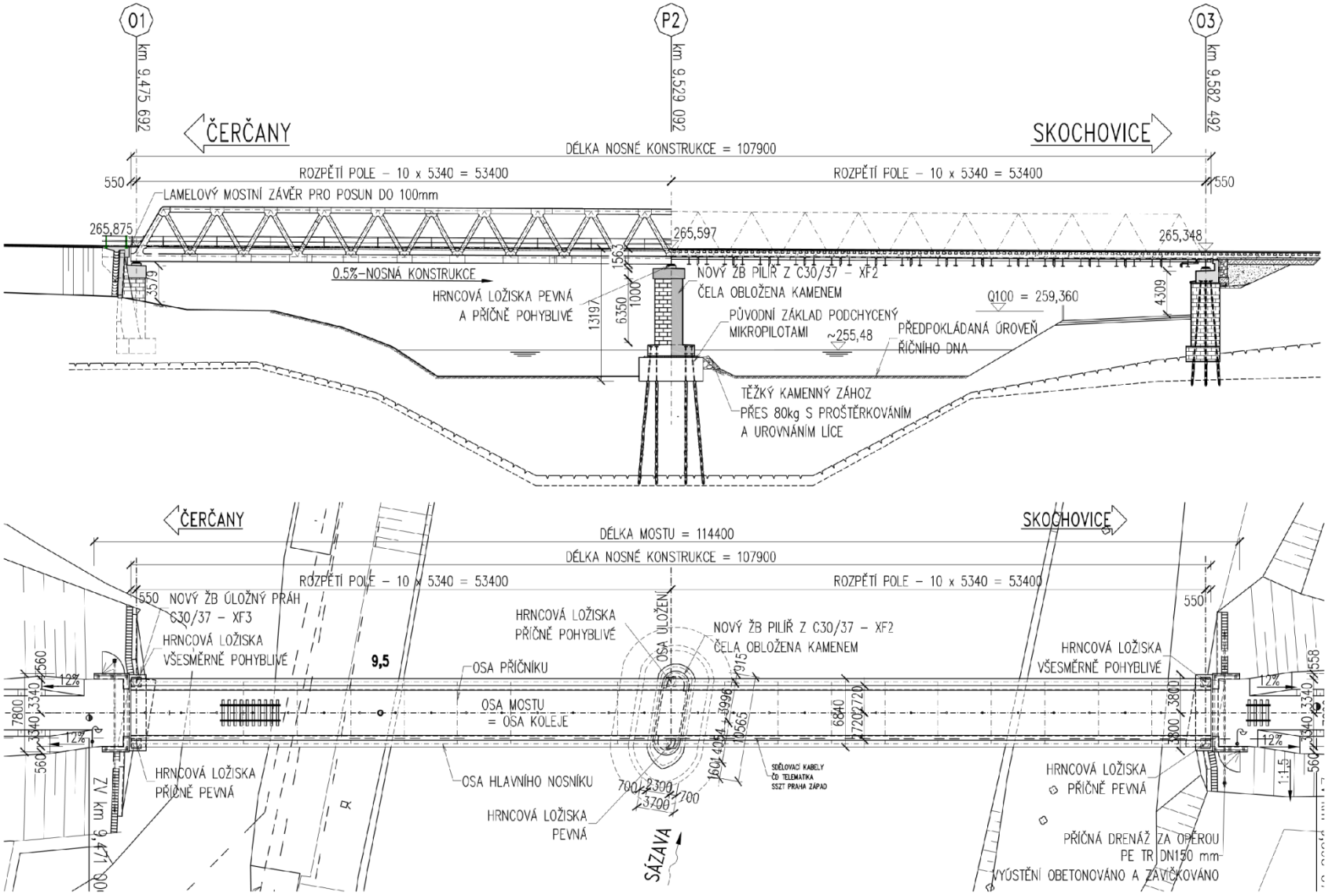
Most se nachází ve staničním úseku trati, v přímé. Na mostě je, po dohodě s Drážním úřadem, navržen VMP 2,5. Ačkoliv není na mostě dodržen volný schůdný a manipulační prostor, Drážní úřad povoluje tuto výjimku za předpokladu, že staniční řád žst. Týnec nad Sázavou bude v tomto duchu upraven.

Nová konstrukce mostu

Příhradový ocelový svařovaný most s dolní mostovkou a s ocelovým žlabem pro kolejové lože. Příhradový nosník o výšce h = 5,50 m má vedeny diagonály pod úhlem cca 60,0°. Dolní a horní pás hlavního nosníku je tvořen uzavřeným svařovaným průřezem. Průřez horního pásu je vysoký 555 až 560 mm z tl. plechů 22 až 30 mm. Výška dolního pásu činí 807 mm a je svařen z plechů tl. 20 až 30 mm. Diagonály mají svařovaný symetrický průřez ve tvaru písmene I z plechů tl. 14 až 25 mm. Hlavní nosníky jsou polygonálně nadvýšeny. Mostovku představuje ocelový žlab kolejového lože, ortotropní konstrukce z P14, je vyztužen příčníky s podélnými páskovými výztuhami. Příčné výztuhy sledují pravidelný modul 1,780 m. Jsou tvořeny svařovanými průřezy ve tvaru obráceného písmene T. Hlavní nosníky a mostovka fungují jako tuhé příčné polorámy, které zajišťují stabilitu konstrukce proti příčným silám.



Obr. 2 Příčný řez mostem



Obr. 3 Podélný řez a půdorys mostu

OK je dělena na 16 dílů: 5 x hlavní nosník výšky 5,5 m s délkou max. 25 m, 11 x vnitřní mostovka šířky 3,7 m s délkou max. 12 m. Příhradový nosník byl z mostárny na stavbu přepraven v dílcích o výšce 5,5 m, které byly tvořeny horním pasem, dolním pasem, přilehlými příhradami a zárodkem příčníků s bokem kolejového žlabu. Vnitřní část mostovky byla příčně dělena na 3 kusy. Ocelová konstrukce je uložena na spodní stavbu vždy pod hlavními nosníky na opěrách a pilíři. Všesměrně pevné a příčně pohyblivé ložisko je na pilíři P2. Příčně pevná a všesměrně pohyblivé ložisko pak na obou opěrách. Most tedy dilatuje na obě strany od pilíře. Protikorozní ochrana OK - ŽSP + ONS 02.

Na vnějších okrajích mostu jsou osazeny povrchové, těsněné mostní dilatační závěry s krajními profily a jedním těsnícím profilem pro celkový pohyb do 100 mm, který zajišťuje pohyb v dilatační spáře mezi opěrou a mostem a její vodotěsnost.

Zábradlí na mostě je provedeno z podélných ocelových L profilů, které jsou přišroubovány do vnitřních prostor mezi diagonály. Na vnějších okrajích krajních diagonál jsou navíc doplněny ocelovým sloupkem.

Pochozí chodníkové plechy jsou ze slzičkového plechu PV6.

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

Spodní stavba

Opěry mostu jsou pro zvýšené zatížení od mostu s průběžným KL a nahodilé zatížení od dopravy posíleny svislými mikropilotami - pod každým úložným blokem 6 ks mikropilot f108/16 dl. 10,5 m. Vzhledem k tomu, že pevné uložení je na středním pilíři, nejsou potřeba kotvit žádné další vodorovné síly od dopravy.

Vzhledem k tomu, že nebylo možné provést IG vrt v prostoru u pilíře, provedl se dodatečně až z pracovní nasypané plošiny u pilíře v průběhu realizace. Tento vrt stanovil úroveň skalního podkladu R2, do kterého jsou mikropiloty zavrtány na potřebnou délku. Pilíř mostu je nově založen na mikropilotách TR 108/16 dl. 14,0 m. Ty byly vrtány z nasypané pracovní plošiny kolem pilíře v řece přes zbylé části základu v podzemí. Krajní vrty jsou odkloněny od svislice 50 směrem ven. Ocelové trubky byly opatřeny protikorozním nátěrem a byly zainjektovány na celou svoji délku. V každé hlavě mikropiloty je osazena hlava na tah a tlak, která byla provařena s výztuží armokoše nového základu pilíře. Na tento základ byl vybetonován nový dřík s úložným prahem. Návodní a povodní strana pilíře je obložena kamenným obkladem ze žuly. Základ pilíře návodní strany má špičatý tvar, který byl navržen z důvodu možného výskytu ledů na řece.

Výroba OK proběhla v mostárně Mostostal Kielce v Polsku v období 11/2012 - 4/2013, odkud byly montážní dílce převezeny na stavbu do Týnce nad Sázavou. Tam byly sestaveny na montážní plošině a svařeny do jednoho celku.

Výstavba

Ocelová konstrukce byla v předstihu smontována na montážní plošině vedle tratě na týnecké straně. Byly doplněny nátěry PKO a hydroizolace mostovky. Snášení stávající ocelové konstrukce bylo provedeno s využitím těchto pomocných podpěr a protizávaží, které stabilizovalo vzniklý převislý konec OK po jeho odřezání ze strany od pilíře. Jednotlivé ocelové kusy byly snášeny jeřábem do prostoru u břehu řeky. Postupná demontáž proběhla velmi rychle a prostor pod mostem byl uvolněn pro rekonstrukci spodní stavby.



Obr. 4 Demontáž původní OK

Následovala demolice úložných prahů na opěrách a celého pilíře v řece. Byly provedeny mikropiloty na opěrách i u paty pilíře, postaveny nové úložné prahy a pilíř v řece Jizeře. Pro vložení mostu do otvoru byla zvolena technologie příčného a podélného zásunu pomocí 2 mezipodpor z PIŽMO a nově vybudovaného středního pilíře. Samotný podélný výsun OK byl proveden pomocí kluzných stolic s teflonovou deskou. Tažné zařízení bylo připojeno ke střednímu pilíři. Po výsunu byl most uložen na ložiska, zabetonovány dilatační závěry a zřízen železniční svršek se štěrkovým ložem.



Obr. 5 Výsun mostu nad řeku

Závěr

Na základě úspěšné zatěžovací zkoušky byla konstrukce v prosinci 2013 uvedena do provozu. Věříme, že při správné údržbě bude most spolehlivě sloužit nejméně dalších 100 let tak, jak sloužil ten minulý.



Obr. 6 Nový most – příčný řez



Obr. 7 Nový most – pohled proti proudu řeky

Hlavní účastníci výstavby:

Investor:	SŽDC, s.o., Stavební správa západ
Projektant:	TOP CON SERVIS s.r.o.
Zhotovitel:	Sdružení firem Chládek a Tintěra, Pardubice a.s., PORR a.s., Mostostal Kielce S.A.
Výsun OK:	Metrostav a.s.
Termín realizace:	11/2012 – 12/201

Železniční infrastruktura a BIM

Ing. Aleš Lubas, Ing. Petr Nehasil, Mott MacDonald CZ

Příspěvek je věnován Building Information Modelling. První část příspěvku je zaměřena na popis a možnosti pro projektování, výstavbu a správu majetku železniční infrastruktury v České republice. Ve druhé části jsou představeny příklady zpracování konkrétních stavebních objektů pomocí vybraných procesů a technologií BIM.

Co je BIM

Stavebnictví je oborem, ve kterém jsou výhody informačních technologií zaváděny jen velmi zvolna. Na rozdíl od sériové výroby, bývá každá stavba spíše prototypem, a proto je nesmírně důležité, aby příprava stavby byla na vysoké úrovni.

Jednou z možností jak dosáhnout vyššího stupně přípravy stavby se jeví využití BIM. Název „Building Information Model“ resp. zkratka BIM se používá v širší praxi zhruba od roku 2002. Slovo „building“ v názvu se obecně nechápe jen jako „budova“ ale spíše ve smyslu „stavba“ jako taková.

> „Technologiemi podporované procesy, které spravují, doplňují, upravují a sdílí informace o objektu během celého jeho životního cyklu.“ [1]

Nosnou myšlenkou je vybudovat stavební objekt virtuálně – jako digitální model v měřítku 1:1 s uvažováním všech významných procesů, které budou při výstavbě prováděny a zahrnout do digitálního modelu všechny relevantní informace. Digitální model nebude sloužit jenom pro fáze výstavby, ale rovněž při správě objektu během celé jeho životního cyklu. Komplexní model lze rovněž využít pro různé simulace a analýzy – od statických, přes objemové, cenové, energetické, osvětlení až k analýzám dopadu stavby na uhlíkovou stopu, odpadové hospodářství a udržitelný rozvoj. Při zahrnutí koordinačních procesů – spoluprací – mezi jednotlivými disciplínami lze odhalit kolize (průniky hmot) a další nedostatky i v časové ose výstavby a předejít jim ještě ve fázi přípravy.

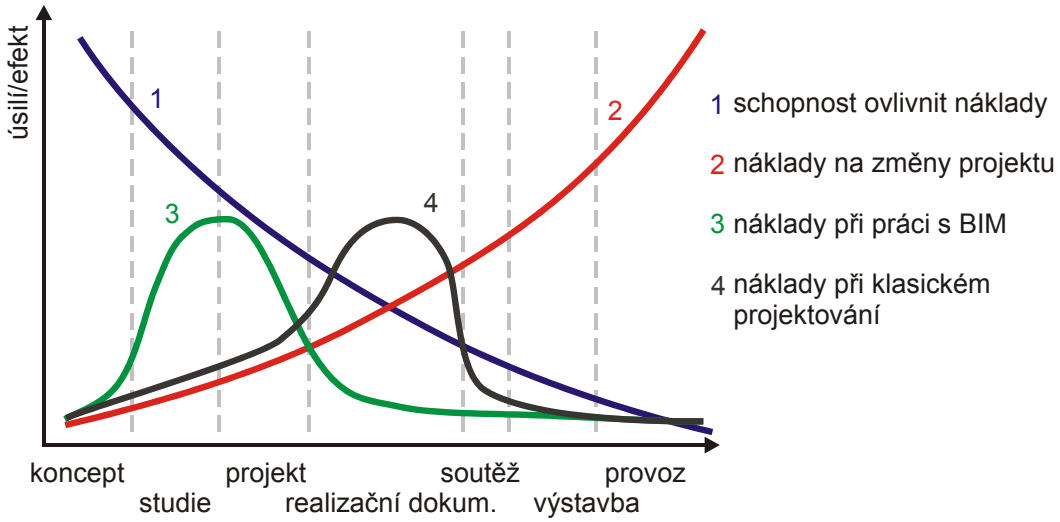
Základem každého BIM je 3D model, který je graficky zpracován na úrovni objektů, tzn., že se nekreslí čáry, oblouky, kružnice ale objekty, které odpovídají každému stavebnímu prvku, např. stěna, nosník, schodiště, obklad apod. Všem objektům, kromě jejich grafické prezentace, jsou přiřazeny i negrafické informace – parametry. Které definují kromě typu objektu (např. stěna, nosník, schodiště, obklad apod.) další vlastnosti jako např. materiál, povrchovou úpravu, pozici v časovém harmonogramu výstavby, cenu atd. Zhotovitel by měl v rámci dokumentace skutečného provedení stavby doplnit do modelu konkrétní použité materiály a technologie s údaji o životnosti, údržbě, apod. Správce by pak měl model využívat a udržovat aktuální s měnícími se prvky během celého životního cyklu. Některé parametry rozšiřují původní 3D model o další rozměry: časové údaje při výstavbě na 4D, ceny a náklady na 5D. Lze se setkat i s dalšími rozměry 6D, 7D jejichž přesná terminologie a použití není dosud ustáleno.

Výhody BIM byly v zahraničí již identifikovány a během posledních pěti let dochází k nárůstu použití BIM v praxi. V některých zemích byly principy BIM dokonce zakotveny do požadavků na výstavbu státních a veřejných objektů nejenom budov ale i infrastruktury. Prvním se stalo Finsko v roce 2007, následovaly jej Norsko, Nizozemí, Dánsko. Ve Spojeném království bude vyžadován BIM pro všechny vládní projekty od roku 2016. V některých státech USA je použití BIM rovněž vyžadováno, stejně tak v Singapuru a Austrálii.

To aby BIM byl nezávislý na použité technologii (software) a důraz na sjednocení postupů při jeho aplikaci a využití si vytyčila organizace buildingSMART pod názvem OpenBIM. Jedním z výsledků její práce jsou i IFC (formát pro výměnu dat v BIM).

V České republice se zavádění BIM do praxe a legislativy věnuje mj. Odborná rada pro BIM – czBIM, pod jejíž hlavičkou vznikl i první dokument seznamující širokou veřejnost se základními principy BIM [2].

Jak bylo naznačeno, nespornou výhodou BIM je vyšší stupeň přípravy stavby, který se odrazí i na nižších nákladech na výstavbu a zejména při následné údržbě. Během přípravy stavby bude možné kalkulovat nejenom s investičními ale i s náklady vznikajícími během celého života objektu.



zdroj: MacLeamy, AIA/HOK

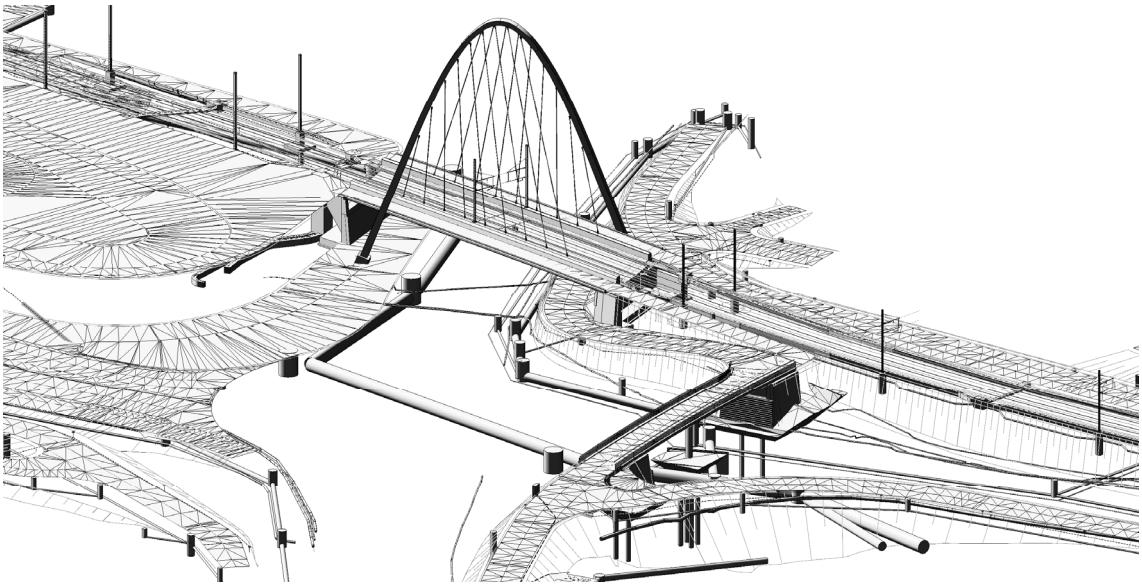
Obr. 1 Náklady na přípravu

Vyšší stupeň přípravy stavby si vyžádá i vyšší náklady na přípravu, ale s vědomím dosažených úspor ve výstavbě a údržbě.

Zavedením BIM do projektování dojde v budoucnosti k odklonu od tradiční výkresové dokumentace k pouze digitální interpretaci, se kterou budou moci online pracovat všechny zainteresované osoby včetně stavebních a jiných úřadů, zhotovitelé, investoři a samozřejmě správci, kteří budou model využívat nejdéle.

BIM pro příměstskou trať v Bergenu

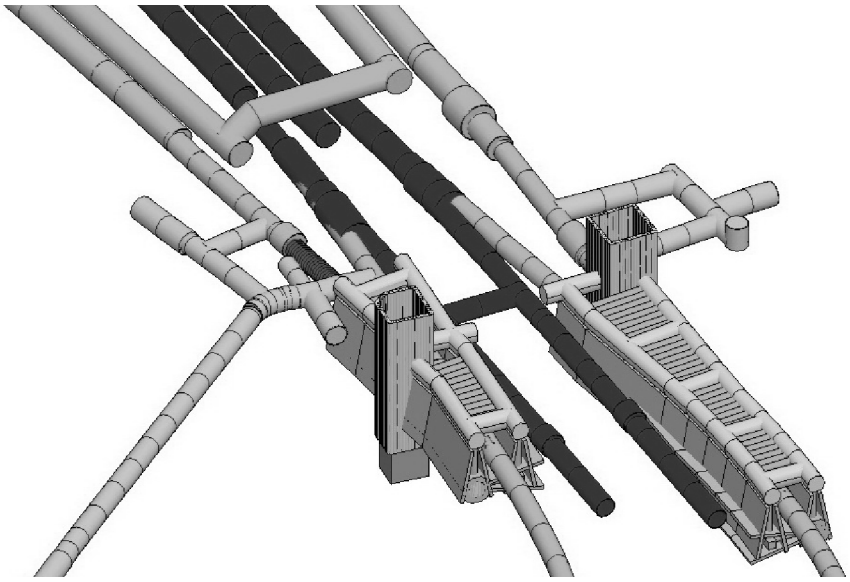
Mott MacDonald v současné době dokončuje práce na projektu III. části příměstské trati mezi centrem města Bergen a jeho letištěm. Projektovaná část zahrnuje cca 7 km dvoukolejné trati, včetně signalizace, trakce, svršku, spodku, geotechnických objektů, drenáží, kanalizací, sítí, požární bezpečnostních prvků, silových sítí, architektonických prvků, opěrných stěn, silnicí a chodníků, přechodů, 8 zastávek, 11 mostů, depa kolejových vozidel, vícepatrového parkoviště a 5 tunelů. Celý projekt je veden v BIM, kdy jednotliví projektanti přispívají do digitálního modelu trasy. Správce modelu periodicky provádí detekce kolizí a o vyhodnocení informuje dotčené osoby. Model slouží rovněž pro ocenění stavby a přispívá k přípravám harmonogramu výstavby.



Obr. 2 Ukázka z modelu – most v části Birkenland

BIM pro metro v Baku

Od roku 2009 spolupracuje česká kancelář Mott MacDonald na rozšíření sítě metra v ázerbajdžánském hlavním městě Baku. V rámci projektu se řeší vedení nových tubusů metra pod stávající zástavbou s častými technologickými objekty, ve kterých je umístěno množství sítí a technologických zařízení. Tyto objekty zajišťují zejména ventilaci tubusů při havarijní situaci požáru v tunelech. S ohledem na efektivní koordinaci mnoha profesí a objektů ve stísněném prostoru byl s výhodou zvolen přístup projektování pomocí BIM. Stejně bylo řešeno napojení existujících tunelů metra v oblasti stanice 28. května.

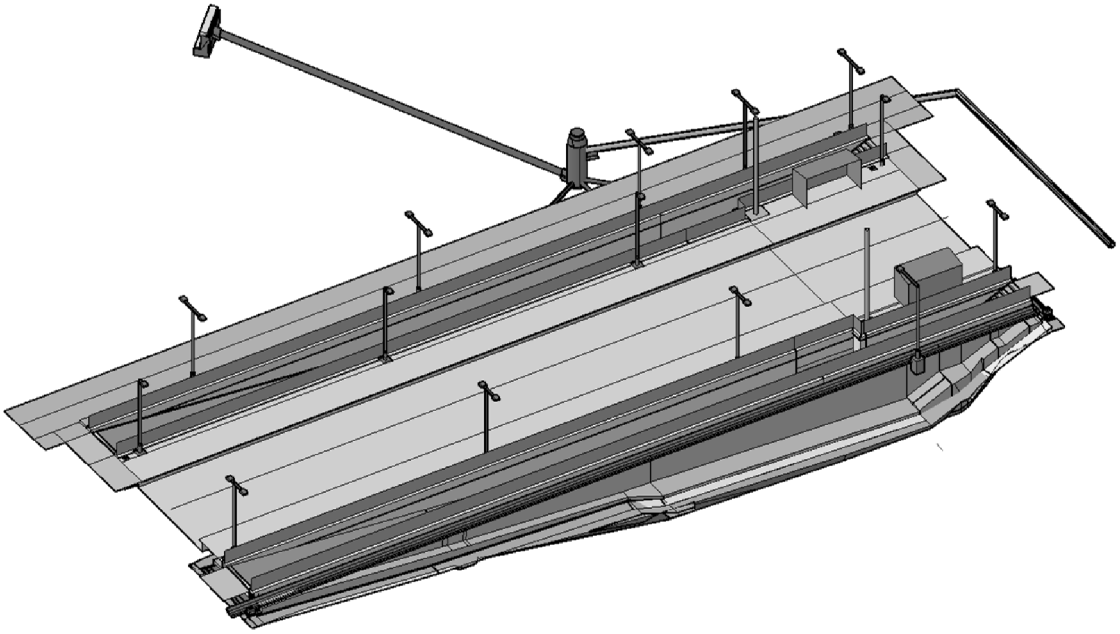


Obr. 3 Ukázka z modelu – okolí stanice 28. května

BIM pro SUDOVO

V rámci tvorby dokumentace pro modernizaci trati Sudoměřice – Votice připravil Mott MacDonald pro jeden z řešených objektů SO 73-20-03 – podchod Ješetice 3D model,

ve kterém interně řešil koordinaci mezi souvisejícími profesními objekty, zejména železničním svrškem a spodkem, nástupišti, osvětlením, příjezdovou komunikací, objekty trakčního vedení, objekty sdělovacích a zabezpečovacích zařízení, samotným podchodem a jeho gravitačním odvodněním.



Obr. 4 Ukázka z modelu – podchod Ješetice

Jako základ byl připraven terén, který byl upraven o zemní práce související s procházející tratí. V jednotlivých krocích byly řešeny interakce s ostatními přilehlými objekty. Velmi se osvědčil 3D přístup při řešení gravitačního odvodnění podchodu a systému drenáží v koordinaci s ostatními částmi. Protože v modelu byl zohledněn i geologický profil byly snadno vypočteny kubatury jednotlivých vrstev geologických útvarů, kterými procházela konstrukce.

Závěr

Využití 3D objektového modelu s sebou přináší nutnost vyřešení celé stavby a vazeb mezi jejími jednotlivými částmi na virtuálním prototypu – modelu. S uvážením časové osy lze v modelu včas odhalit kolize, průniky a nedostatky, které se jinak ukážou až na stavbě. Při zvýšených nákladech na přípravu – tvorbu dokumentace – lze ale dosáhnout nižších nákladů při výstavbě a správě staveb a technologií.

Je však nutné si uvědomit, že BIM není všespásný a nevyřeší nic za nikoho – je to jenom nástroj, který může pomoci zvýšit kvalitu výstavby a dosáhnout vyšší míry efektivity.

Literatura:

[1] Shennan, R.: Mott MacDonald BIM manual, Mott MacDonald, 2012

[2] Černý M. a kolektiv: BIM Příručka, Odborná rada pro BIM – http://www.czbim.org, 2013

Návrh ocelového železničního mostu v km 68,978 trati Horní Cerekev – Tábor

Ing. Antonín Pechal, CSc., Ing. Vojtěch Konečný, Ing. Petr Nečesal,
fa Ing. Antonín Pechal, CSc.
Ing. Tomáš Šlais, Ing. Pavel Rybár, Valbek, spol. s r.o.

Příspěvek se zabývá návrhem a realizací jednokolejného ocelového železničního mostu s dolní mostovkou. Na ocelovou část mostu byla po úpravách využita vyzískaná ocelová konstrukce mostu s prvkovou mostovkou z roku 1991. Hlavní úprava spočívala ve zkrácení hlavních nosníků. Z původní nosné konstrukce s šikmým uložením byla získána kolmá konstrukce o rozpětí hlavních nosníků 21,0 m. Prvková mostovka byla bez větších zásahů zachována. Poprvé v České republice byly na železničním mostě použity kompozitní rošty pro vytvoření podlahy v prostoru mezi kolejí a hlavním nosníkem. Výstavbou tohoto mostu byla dokončena rekonstrukce posledního ze tří tzv. Černých mostů v centru Tábora.

Stav mostu před rekonstrukcí a zdůvodnění stavby

Původní most byl tvořen jednopolovou ocelovou nosnou konstrukcí s prvkovou mostovkou z roku 1888 a dvěma masivními kamennými opěrami. Most o světlosti otvoru 9,90 m nevyhovoval výhledovému šířkovému uspořádání komunikace pod mostem, a proto s ohledem na stáří a stav mostu bylo rozhodnuto o celkové rekonstrukci objektu, zahrnující výstavbu nové vrchní i spodní stavby. Byla zachována koncepce jednopolové konstrukce s tím rozdílem, že rozpětí mostu bylo zvětšeno z původních 10,8 m na 21,0 m.



Obr. 1 Pohled na původní most z ulice



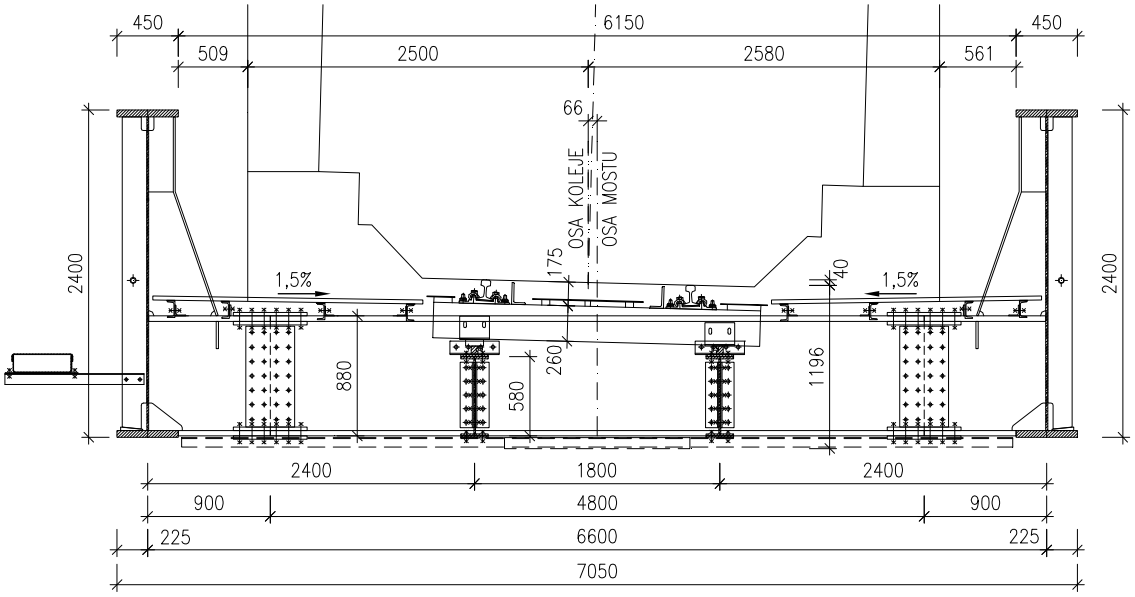
Obr. 2 Pohled na původní most z tratě

Celková koncepce mostu

Pro návrh vrchní stavby bylo podmínkou investora použití upravené vyzískané ocelové konstrukce mostu s prvkovou mostovkou. Vyzískaná konstrukce sloužila na trati Beroun – Zbiroh od roku 1991 až do roku 2009, kdy byla v rámci optimalizace trati nahrazena modernější konstrukcí s průběžným kolejovým ložem. Původní most tvořily celkem čtyři téměř shodné nosné konstrukce, které staticky působily jako prosté nosníky. Tyto konstrukce byly z tratě demontovány a odvezeny do depozitu v Záboří nad Labem, kde čekaly na další využití. Jedná se o šikmé jednokolejné konstrukce s dolní prvkovou mostovkou o rozpětí 24,0 m. Hlavní nosný prvek tvoří dvojice svařovaných plnostěnných trámů o výšce 2,40 m.

Tři z těchto konstrukcí již byly v předchozích letech po větších či menších úpravách využity jako nové nosné konstrukce mostů. Jedna z nich byla upravena na ocelo-betonovou konstrukci a použita při rekonstrukci mostu na trati Tábor-Bechyně, který leží

v těsné blízkosti námi popisovaného mostu. V našem případě byla původní konstrukce upravena v minimálním rozsahu. Hlavní úprava spočívala ve zkrácení hlavních nosníků tak, aby vznikla kolmá konstrukce o rozpětí 21,0 m. Původní prvková mostovka byla zachována, pouze byly nahrazeny nevyhovující podlahy na mostnicích a mimo mostnice. Dále bylo nutno navrhnout nový žlab pro převedení IS a nové stříšky proti úkapům dešťové vody, které byly zavěšeny na podhled NK nad půdorysem chodníků procházejících pod mostem.



Obr. 3 Příčný řez mostem

Zakládání

Na základě geologického průzkumu bylo zjištěno, že povrch území je tvořen navážkami o mocnosti až 3,0 m s navazující vrstvou jílů a jílovitých písků. Skalní podklad (pararuly a žilné ruly) se nacházejí v hloubce cca 10,0 m pod terénem. Založení spodní stavby mostu bylo z tohoto důvodu navrženo hlubinné. Opěra 01 je založena pomocí vrtaných velkoprůměrových pilot Ø 0,86 m, délky 11,0 m v celkovém počtu 9 ks. U opěry 02 nebylo možné použít stejnou technologii z důvodu vrtání přes stávající základ původní kamenné opěry. Proto zde bylo v projektu navrženo založení pomocí vrtaných mikropilot Ø 108/16 z oceli S355J0. Mikropiloty byly navrženy délky 10,50 m s délkou kořene 10,0 m. Celkový počet mikropilot na opěře 02 je 38 ks.

Spodní stavba

Krajní opěry mostu jsou navrženy jako masivní monolitické z betonu C30/37. Celková výška obou opěr je 6,0 m. Součástí každé opěry jsou konzolová rovnoběžná křídla délky 6,0 m a tl. 0,6 m. U opěry 2 jsou v líci opěry dodatečně kotveny dvě ocelové konzoly pro uložení nové trasy parovodu.

Při realizaci stavby vznikl ze strany zhotovitele záměr na odstranění necelistvé struktury na povrchu provzdušněných betonů, u kterých dochází vlivem nerovnoměrného rozptýlení vzduchových pórů k jejich shlukům a vzniku prohlubní (kaveren). Z tohoto důvodu byla během stavebních prací odsouhlasena změna úpravy povrchů opěr z původně navržených hoblovaných prken na polodrážku na použití drenážní dvouvrstvé fólie FORMTEX přichycené k bednění, která svým povrchem odvádí přebytečnou vodu a vzduchové bublinky z povrchové vrstvy čerstvého betonové směsi. Cílem bylo dosažení lepší celistvosti a hutnosti povrchu a jednotné textury v celé ploše exponovaných ploch ŽB opěr a říms a tím zajistit větší trvanlivost krycí vrstvy betonu.




Obr. 4 a 5 Výstavba nové opěry

Nosná ocelová konstrukce

Hlavní nosnou konstrukci tvoří dvojice plnostěnných svařovaných I-nosníků. Z původní šikmé konstrukce byly odříznuty konce hlavních nosníků tak, aby vznikla kolmá konstrukce o rozpětí 21,0 m. Osová vzdálenost hlavních nosníků 6 600 mm zůstala zachována. Celková délka nosné konstrukce je 21 700 mm. Horní a dolní pásnice mají po délce konstantní šířku 450 mm. V poli jsou pásnice tlusté 50 mm, u opěr jsou oslabeny na tloušťku 30 mm. Pásnice jsou na koncích HN uzavřeny čelním plechem P10. Dolní pásnice je v místě uložení na ložiska rozšířena na průřez 520 × 40 mm. Stěna hlavních nosníků má konstantní průřez 14 × 2300 mm. Stěna HN je z vnější strany vyztužena jednoduchými příčnými výztuhami z P12 x 180 mm po 3 500 mm (vzdálenost příčníků). Vnější příčné výztuhy jsou k DP hlavního nosníku připojeny pomocí klínků. K HP hlavních nosníků jsou příčné výztuhy přivařeny. Z vnitřní strany jsou HN vyztuženy příčnými výztuhami tvaru T. Stěna výztuhy je z P12 x 180 mm, pásnice P14 x 150 mm. Napojení vnitřní výztuhy na příčník je provedeno lineárním náběhem výšky výztuhy. Na koncích HN jsou stěny ztuženy navíc oboustrannou podélnou výztuhou z P14 x 160 mm. Z vnější strany hlavních nosníků je k příčným výztuhám přivařeno revizní trubkové madlo. Z vnější strany levého hlavních nosníků jsou k příčným výztuhám připojeny konzolky z úhelníků pro uložení žlabu převádějícího IS.

Hlavní nosníky jsou po vzdálenosti 3500 mm propojeny příčníky. Profil příčníků je tvořen svařovaným symetrickým I-průřezem. Příčníky mají konstantní výšku 880 mm. Horní a dolní pásnice jsou z průřezu P40 × 360 mm. V místě napojení dolní pásnice příčníku na dolní pásnici HN je provedeno zaoblení o poloměru R = 150 mm. Stěna příčníků je provedena z P14 × 800 mm. Na horní pásnice příčníků jsou přivařeny úpalky z profilu L 70/6 a L80/8 pro připojení podélníků podlahových plechů.

Kolejový svršek je přes mostnice uložen na dvojici podélníků. Osová vzdálenost podélníků je 1800 mm. Podélníky jsou vsazeny mezi příčníky tak, aby dolní plochy dolních pásnic příčníků a podélníků byly v jedné výškové úrovni. Profil podélníků je tvořen svařovaným symetrickým I-průřezem. Podélníky mají konstantní výšku 580 mm. Horní a dolní pásnice jsou z průřezu P14 × 200 mm resp. P16 × 200 mm. Stěna podélníků je provedena z P12. Na horních pasech je přivařena úložná lišta pro centrické připojení mostnic.

Hlavní ztužidlo je umístěno pod úrovní dolních pásnic hlavních nosníků. Diagonály ztužidla jsou tvořeny svařenými dvojicemi válcovaných profilů L80/8 a L70/8. Křížení diagonál je řešeno pomocí styčníkového plechu z P12 přivařeného na průběžnou diagonálu. K příčníkům jsou šroubově připojeny v místech jejich napojení na HN. V místě křížení s podélníky jsou diagonály ztužidla šroubově připojeny k dolním pásnicím

podélníků. Uprostřed rozpětí nosné konstrukce je hlavní ztužidlo doplněno brzdným ztužidlem. Rovina brzdného ztužidla je shodná s rovinou hlavního ztužidla.

S ohledem na rozpětí podélníků 3,5 m jsou podélníky doplněny vodorovným příhradovým ztužidlem. Toto ztužidlo je umístěno v horní čtvrtině výšky podélníků. Diagonály ztužidla jsou navrženy z válcovaných profilů L80/6.

Všechny spoje ocelové konstrukce jsou provedeny jako třecí šroubové s VP šrouby M20 a M24 jakosti 10.9.

Nosná konstrukce je uložena na opěry prostřednictvím nových hrncových ložisek.



Obr. 6 Podhled mostovky



Obr. 7 Přechod NK na závěrnou zídku

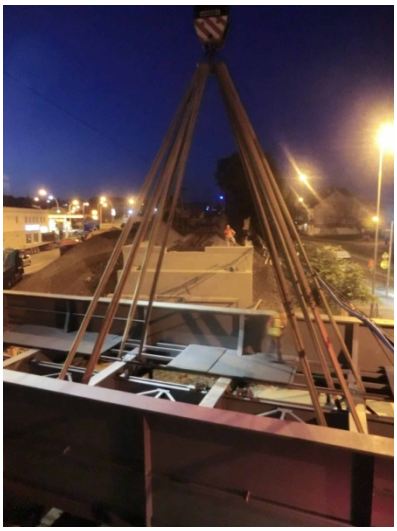
Podlahy na mostě

Na mostě jsou použity dva typy podlah. Na mostnicích je podlaha vytvořena z ocelových slzičkových plechů PV6. Plechy jsou k mostnicím připevněny pomocí plných hranolů z recyklovaného plastu. Mimo mostnice je podlaha vytvořena z kompozitních roštů vyrobených ze skleněných vláken a pryskyřice od firmy RONN. Hlavní důvodem pro použití kompozitních roštů bylo snížení hlučnosti oproti klasickým ocelovým plechům. Materiál obou typů podlah je nový.

Výstavba mostu

Pro realizaci stavby byla odsouhlasena nepřetržitá traťová výluka v délce 42 dní. Před zahájením výluky byly provedeny nové základy trakční sloupů, provizorně vyvěšeny kabely vedené po nosné konstrukci, provizorní přeložka parovodu a další přípravné práce pro zajištění plynulosti prací ve výluce.

Po zahájení výluky byla stávající OK konstrukce snesena z opěr a uložena vedle mostu, kde byla rozřezána a odvezena k likvidaci. Demoliční práce pokračovaly odstraněním masivních kamenných opěr. Po odstranění původního mostu byly zahájeny práce na nové spodní stavbě.





Obr. 8 a 9 Osazování OK do mostního otvoru

Souběžně s výstavbou spodní stavby probíhala i výroba resp. úprava nosné OK. Úprava OK probíhala v mostárně firmy Chládek a Tintěra přímo v Záboří nad Labem. Zde byla konstrukce rozebrána, otryskána a byly provedeny požadované úpravy, včetně nové PKO. Hlavní úprava OK spočívala ve zkrácení jednoho z konců obou hlavních nosníků, Tak vznikla z původně šikmé konstrukce o rozpětí 24,0 m upravená konstrukce s kolmým uložením o rozpětí 21,0 m. Ve stejném rozsahu byly odstraněny i přebývající prvky mostovky a ztužidel. Dále byl vyroben žlab pro převedení IS včetně podpůrných konzol a stříšky proti úkapům dešťové vody. Rovněž byly vyrobeny nové dílce podlah na mostě. Celá konstrukce byla smontována v jeden celek ještě v areálu mostárny a následně převezena na stavbu. Po převozu na stavbu byla nosná konstrukce vyzvednuta přímo z přepravního podvalníku a osazena do mostního otvoru na hydraulické lisy. Po podlití ložisek plastmaltou byly druhý den ložiska aktivována a práce pokračovaly osazením mostního vybavení a železničního svršku.



Obr. 10 Podhled mostu



Obr. 11 Pohled do mostu z tratě

Zatěžovací zkouška

Před uvedením do provozu byl most podroben statické zatěžovací zkoušce. Jako zatěžovací vozidlo byl použit tárovací vůz Etalon o celkové hmotnosti 120 t. Nosná konstrukce vyhověla a most mohl být v srpnu 2013 uveden do provozu.



Obr. 12 Pohled na most

Základní údaje o stavbě:

Investor:	Správa železniční dopravní cesty s.o., Stavební správa západ
Projektant stavby:	Valbek, spol. s r.o., středisko Plzeň
Projektant NOK:	Ing. Antonín Pechal, CSc. Projektové a inženýrské služby Brno
Zhotovitel stavby:	Chládek & Tintěra, Pardubice, a.s.
Výroba a montáž OK:	Chládek & Tintěra, Pardubice, a.s.

Statický a dynamický výpočet železničného mosta v km 51,368 trate Devínska Nová Ves – Štúrovo (Červený most)

Ing. Martin Hukel, Ing. Ján Kopčák, Prodex spol. s r.o.

Predmetom výpočtov bolo zhodnotenie únosnosti železničného mosta v km 51,368 trate Devínska Nová Ves – Štúrovo z pohľadu zaťaženia železničnou dopravou s rozborom vplyvu jednotlivých typov zaťaženia na napätostný stav najmä v železničnej mostovke a na hlavných nosníkoch. V rámci dynamickej analýzy bol sledovaný vplyv prevádzkového zaťaženia pri rôznych rýchlostiach s určením kritických miest na konštrukcii. Vyhodnotené priebehy rozkmitu napätí v čase prejazdu súpravy sú podkladom k určeniu zvyškovej životnosti nosnej konštrukcie Červeného mosta.

Popis objektu

Železničný most v žkm 51,368 trate Devínska Nová Ves – Štúrovo je situovaný v intraviláne mesta Bratislava a leží v traťovom úseku Lamač – Bratislava hlavná stanica. Most prekleňuje mestskú komunikáciu (Cesta na Červený most), chodník pre chodcov a cyklistov, potok Vydrica s priľahlým údolím toku.

Most je 6 poľový, za sebou nasleduje dvojica trojpoľových spojitých konštrukcií o rozpätiach 3 x 32,40 m (v koľaji č. 1), resp. 3 x 32,60 m (v koľaji č. 2). Spojité konštrukcie sú v miestach uloženia polygonálne zalomené. Koľaje na moste sú vedené v smerovom oblúku s polomerom 1200 m (koľaj č. 1), resp. 1204,55 m (koľaj č. 2).

Oceľové konštrukcie sú plnostenné, nitované so zapustenou mostovkou. Hlavné nosníky sú vyrobené z ocele triedy 52, mostovka a ostatné časti mosta z ocele triedy 37. Celková dĺžka mosta je 215,5 m, šírka mosta je 10,0 m.



Obr. 1 Pohľady na most

Spodná stavba je tvorená dvojicou masívnych krajných opôr a piatimi medziľahlými piliermi premennej výšky. Piliere sú betónové, obložené kameňom. Most bol realizovaný v rokoch 1947-1948, do prevádzky bol odovzdaný dňa 30. 4. 1948.

Jestvujúci stav z pohľadu revíznych prehliadok

Hodnotenie mostného objektu, vyplývajúce zo záverov uvedených správ revíznej správy vykonanej v 06/2009: S-2/K-3 (spodná stavba/nosná konštrukcia). Pre porovnanie – predchádzajúce hodnotenie z revíznej správy v roku 2006 konštatuje stav mostného objektu S-2/K-2.

Množstvo konkrétnych zistených chýb na moste je možné zhrnúť nasledovne:

– Železničný zvršok: nepodbitý priľahlý úsek koľaje, na poistných uholníkoch voľné spoje, mostnicové skrutky sú voľné, popraskané mostnice, chýbajúce vrtule na podkladniciach, nedostatky na dilatačných zariadeniach a pod.
– Podlahy, zábradlie: deformovaná podlaha na hlavách mostníc, korózia a pod.
– Nosná konštrukcia: množstvo chýbajúcich/voľných nitov, rozsiahly úbytok materiálu na nosných prvkoch a prípojoch (10 – 30 %), značná korózia – horné pásy hlavných nosníkov, krčné prípojné uholníky, hlavy nitov a pod. K najzávažnejším nedostatkom patrí zistenie výskytu trhlín na horných pásniciach pozdĺžnikov železničnej mostovky. Rozovretie trhlín je 1 mm v dĺžkach 50 až 250 mm.

Počas spracovania výpočtovej časti bola vykonaná mimoriadna revízna prehliadka mosta zameraná na mostovku. Spracovateľom boli VVÚŽ Žilina, Pracovisko Legionárska 27, Bratislava.

Statický výpočet

Výpočty sú vykonané programom Midas Civil. Výpočtový model nosnej konštrukcie je tvorený kombináciou doskostenových prvkov (hlavné nosníky, priečniky) a prútových elementov (pozdĺžniky, systém mostovkového stuženia, zavetrovanie), zadaná geometria podľa pôvodnej projektovej dokumentácie. Zistené úbytky materiálu na základe merania v rámci revíznej prehliadky sú zapracované do výpočtového modelu.

Zaťažiteľnosť LM 71

Prvým vyšetrovaným stavom prepočtu nosnej konštrukcie bolo posúdenie zaťažiteľnosti prvkov nosnej konštrukcie od normového zaťaženia, ktoré reprezentuje zaťažovací model LM 71 [1]. Prenos zaťaženia na nosnú konštrukcie bol priamym zadaním pohyblivého zaťaženia na pozdĺžniky nosnej konštrukcie. Výsledky prepočtu zaťažiteľnosti prvkov nosnej konštrukcie sú uvedené v Tab. 1.

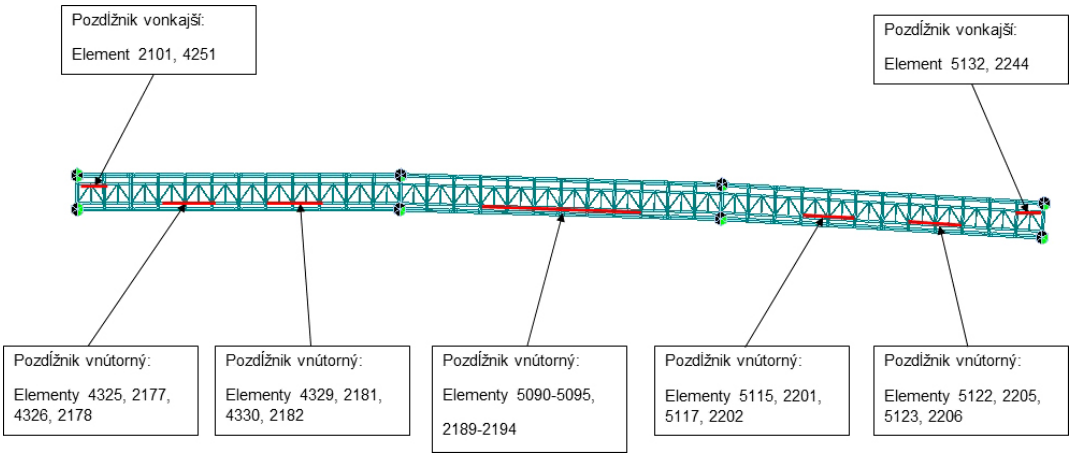
Prvok NK	Zaťažovací model LM 71
Hlavný nosník	1,40
Krajný Priečnik	1,35
Stredný Priečnik	1,11
Medziľahlý Priečnik	1,25
Pozdĺžnik vonkajší	0,54
Pozdĺžnik vnútorný	0,51

Tab. 1 Zaťažiteľnosť prvkov konštrukcie (LM71)

Hlavný nosník, priečniky sú prvky vyhovujúce zaťažiteľnosti od normového zaťaženia od zaťažovacieho modelu LM 71. Prepočtom bolo zistené, že žiaden z pozdĺžnikov nosnej konštrukcie nevyhovuje normovému zaťaženiu od zaťažovacieho modelu LM 71. Z týchto výsledkov vyplýva že jestvujúca nosná konštrukcia Červeného mosta nevyhovuje na normovú zaťažiteľnosť od zaťažovacieho modelu LM 71.

Zaťažiteľnosť D4

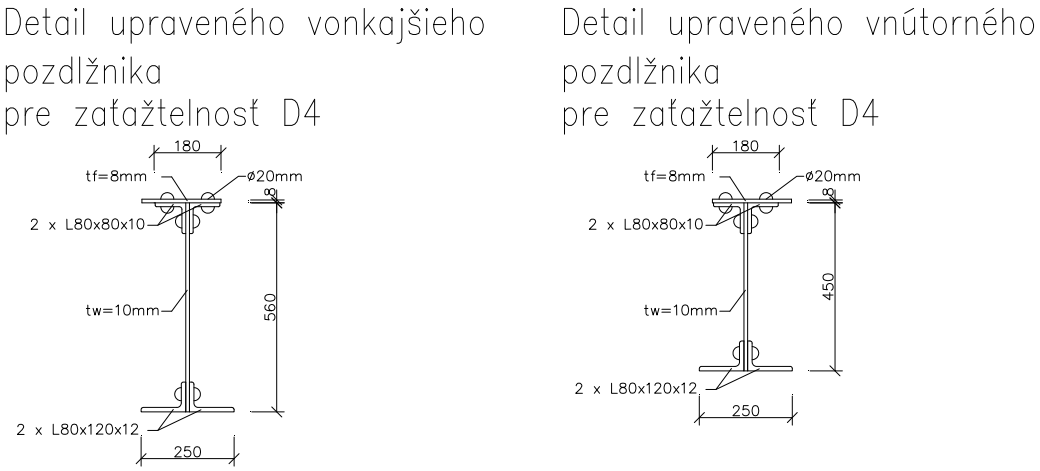
V ďalšom kroku bolo vykonané posúdenie konštrukcie od prevádzkového zaťaženia reprezentovaného modelom D4. Prvky nevyhovujúce danému zaťaženiu sú pozdĺžniky, ktorých únosnosť pokrýva len 87 % zaťažiteľnosti daného prvku (Obr. 2). Z týchto výsledkov vyplýva že nosná konštrukcia Červeného mosta so zohľadnením existujúceho stavu nevyhovuje na zaťažiteľnosť od prevádzkového modelu D4.



Obr. 2 Rozmiestnenie prvkov nevyhovujúcich pri prepočte zaťažiteľnosti od modelu D4

Návrh úprav na zvýšenie zaťažiteľnosti

Navrhovaná úprava na pozdĺžnikoch spočíva v úprave ich spodného pásu, konkrétne v nahradení jestvujúcich uholníkov L80x80x10, na nové nerovnoramenné uholníky L80x120x12, ktoré budú na miesta pôvodných uholníkov spätne prinitované. Navrhované riešenie je zobrazené na Obr. 3.



Obr. 3 Návrh úpravy pozdĺžnikov

Výmena spodných uholníkov sa bude realizovať na všetkých vnútorných aj vonkajších pozdĺžnikoch mostovky. Touto zmenou celkového momentu zotrvačnosti prierezov pozdĺžnikov bude zabezpečená zaťažiteľnosť pre zaťažovaciu triedu D4.

Prvok NK	Zaťažovací model D4
Pozdĺžnik vonkajší	1,11
Pozdĺžnik vnútorný	1,06

Tab. 2 Zaťažiteľnosť prvkov po úprave pozdĺžnikov (D4)

Dynamický výpočet

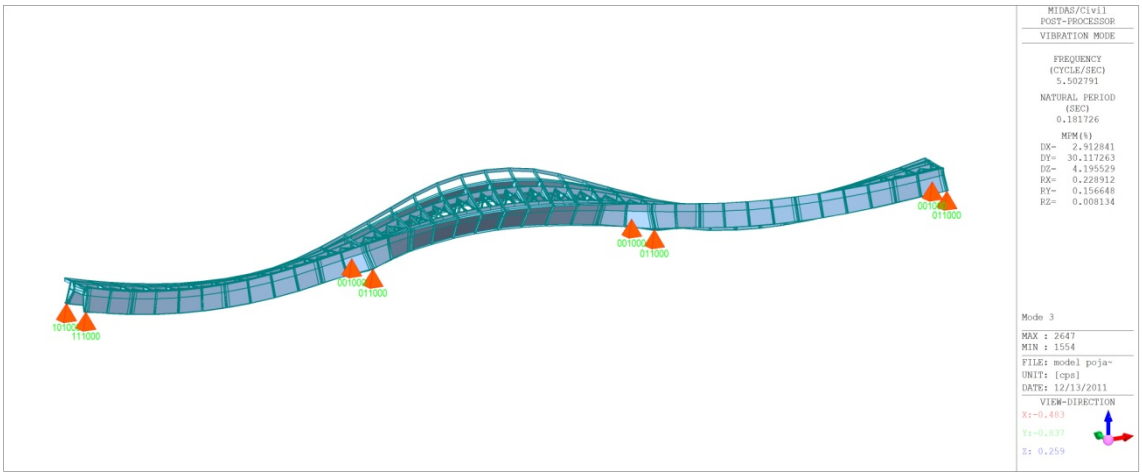
Dynamickým výpočtom boli sledované najmä nasledovné parametre oceľovej konštrukcie železničného mosta:

– Vlastné frekvencie a tvary kmitania

– Pôsobenie prevádzkového zaťaženia v období od zahájenia prevádzky po súčasnosť s cieľom stanovenia príslušných rozkmitov napätí na najviac exponovaných prvkoch a následným určením zvyškovej životnosti mostnej konštrukcie,
– Sledovanie správania sa konštrukcie pri zaťažení železničnou dopravou podľa triedy D4 pri rôznych rýchlostiach prejazdu nosnou konštrukciou.

Vlastné frekvencie a tvary kmitania

V rámci uvedených výpočtov boli vyhodnotené frekvencie a tvary vlastného kmitania mostnej konštrukcie a bol sledovaný priebeh vývoja napätia na jednotlivých prvkoch nosnej konštrukcie, premiestnenia bodov pri prejazde súprav pohyblivého zaťaženia a priebeh zrýchlenia v uzloch konštrukcie pri rôznych rýchlostiach pojazdu. Z hľadiska vlastných frekvencií nosnej konštrukcie je možné skonštatovať, že hodnota prvej vlastnej ohybovej frekvencie (5,503 Hz) sa nachádza v odporúčanej frekvenčnej oblasti podľa STN EN 1991-2. Medzné hodnoty doporučené normou nie sú prekročené.



Obr. 4 Vlastný tvar kmitania pri prvej vlastnej ohybovej frekvencii

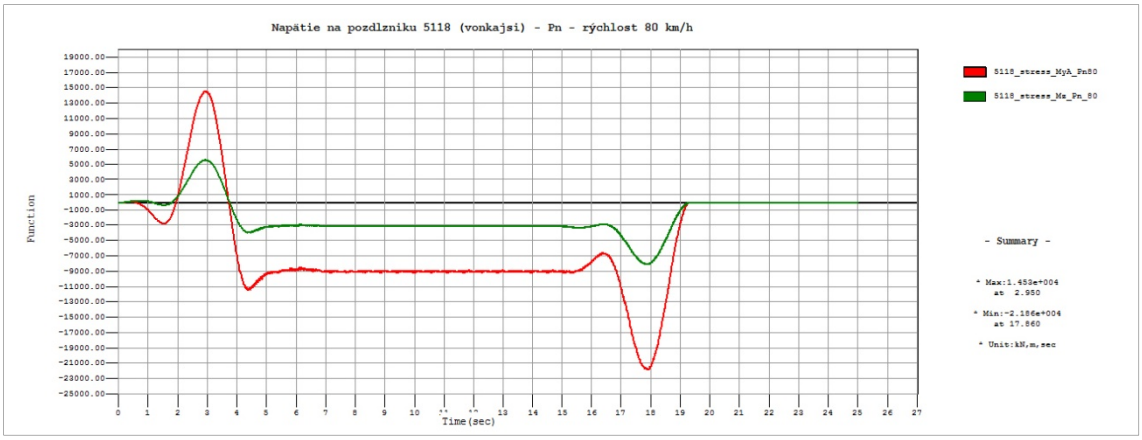
Prevádzka na železničnom moste v rokoch 1948 – 2010

Vyhodnotenie prevádzkového zaťaženia z pohľadu historického vývoja železničnej prevádzky v predmetnom úseku trate bolo spracované na základe analýzy dopravy v období rokov 1948 – 2010 [4]. Z dostupných podkladov boli určené časové etapy s príslušnou intenzitou dopravy, ktorým boli priradené charakteristické vlakové súpravy pre nákladnú a osobnú dopravu (Tab. 3). Pre návrh súprav boli použité konkrétne lokomotívy, jazdiace v danom období s presnými schémami náprav vozňov. Časovým obdobiam a vlakom sú priradené rýchlosti súprav vstupujúce do výpočtu.

Obdobie	Nákladná doprava			Osobná doprava		
	funkcia zaťaženia súpravou vlaku	hmotnosť súpravy [t]	rýchlosť [km/h]	funkcia zaťaženia súpravou vlaku	hmotnosť súpravy [t]	rýchlosť [km/h]
1948 - 1954	NDPara_60_14	1318	60	OsPara_80_5	448	80
1955 - 1962	NDPara_60_14	1318	60	OsPara_80_8	598	80
1963 - 1971	Nex_60_22	1720	60	OsPara_80_8	598	80
1972 - 1979	Nex_80_25	1934	80	R_100_10	584	100
1980 - 1989	Pn_80_28	2160	80	R_80_12	688	80
1990 - 1999	Pn_80_25	1938	80	Os_80_10	588	80
2000-2010	Pn_80_25	1938	80	Os_80_10	588	80

Tab. 3 Reprezentačné zaťaženie železničnou dopravou v jednotlivých obdobiach

Primárne bola táto časť výpočtu zameraná na definovanie priebehu rozkmitov napätí počas pôsobenia zaťaženia od železničnej prevádzky s cieľom stanoviť únavovú zostatkovú životnosť nosnej konštrukcie Červeného mosta. Súčasne s týmto sledovaním boli určované miesta maximálnych dosiahnutých hodnôt, týkajúcich sa napätosti, resp. deformácií. V kombinácii so statickým výpočtom (zaťažiteľnosťou prvkov na OK) boli potom vybraté elementy, ktoré vykazujú najnepriaznivejšie výsledky a tie boli ďalej podrobne vyšetrené z pohľadu únavového zaťaženia. Zaznamenané rozkmity napätí na mostovke od reprezentačných súprav prevádzkového železničného zaťaženia sa pohybujú prevažne na úrovni 25 – 35 MPa (Obr. 5). Dosiahnuté hodnoty sú relatívne nízke, pričom ide o hodnotu priamo od zadaných nápravových síl od vlaku.



Obr. 5 Obdobie 2000-2010 – priebeh zmeny napätia pri prejazde vlaku Pn, pozdĺžnik

Okrem priebehu napätí a deformácií v čase prejazdu vlakovou súpravou na elementoch oceľovej konštrukcie je pozornosť venovaná aj vývoju zrýchlenia na konštrukcii vo vertikálnej rovine. Je síce do istej miery problematické určiť jednu limitnú hodnotu, ale dosiahnuté výsledky je možné aspoň orientačne porovnať s údajmi z [3]. Pre zabezpečenie istej miery pohodlia cestujúcich vo vlaku je na jednoducho podopretých konštrukciách doporučené neprekročiť 3,5 m/s^2, resp. 5,0 m/s^2, podľa toho, čo je primerané. Ak vezmeme do úvahy pre nami riešenú spojitú konštrukciu ako porovnávacie kritérium dolný limit, tento je prekročený pri rýchlosti osobného vlaku 100 km/hod. Max. zrýchlenie vo zvislom smere dosahuje v 3. poli hodnotu 3,91 m/s^2.

To znamená, že za predpokladu rýchlostí osobných vlakov na moste vyšších alebo rovných 100 km/hod. môže dochádzať k zníženiu pohodlia jazdy s nepriaznivým účinkom na cestujúcich.

Prevádzkové zaťaženie D4

Do analýzy bola zapracovaná zaťažovacia súprava zostavená z desiatich vozňov, ktoré charakterizujú zaťažovaciu triedu D4 (4 x 22,5 t/voz.). Dynamickým výpočtom boli vyšetrené rôzne rýchlosti pojazdu: 10, 30, 60 a 80 km/hod.

V súčasnosti je na mostnom objekte obmedzená rýchlosť pre kategóriu zaťaženia D4 na 30 km/hod. Bežná prevádzka (osobná, nákladná) je povolená pri rýchlosti 80 km/hod.

Výpočtom boli preverené účinky (napätostné, deformačné) na nosnú konštrukciu z pohľadu širšieho spektra rýchlostí, pričom za predpokladu úpravy konštrukcie (pozdĺžniky) a príslušného monitoringu v ďalšom časovom horizonte užívania objektu je možné uvažovať s úpravou predpísanej rýchlosti pre kategórie zaťaženia D2 - D4 na 60 km/hod. Rozhodujúci v prípade posúdenia pozdĺžnikov je nápravový tlak (pre triedy D2 – D4 je na úrovni P=22,5 t), preto je nutné obmedzenie rýchlosti na 60 km/hod. aplikovať na všetky vlaky spadajúce do týchto kategórií zaťaženia.