20. ročník konference

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Sborník příspěvků
22. ledna 2015

Pořadatelé

SUDOP PRAHA

SŽDC
Správa železniční dopravní cesty

Mediální partneři

SILNICE ŽELEZNICE

mosty.cz

20. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Táboritská 23, Praha 3
22. ledna 2015

pořádají

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

mediální partner konference — časopis **SILNICE ŽELEZNICE**

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

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

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

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

OBSAH

1| Modernizace železniční trati Tábor — Sudoměřice, význačné mostní objekty 1
Ing. Milan Kučera, GŘ SŽDC, s.o., O13, oddělení mostů a tunelů

2| IV. TŽK úsek „Tábor — Sudoměřice“ Zkušenosti s návrhem mostních objektů 5
SO 65-20-01 Nový železniční most, přemostění dálnice D3 v km 91,
301 SO 65-20-03 Nová železniční estakáda v km 91,569
Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

3| Realizace mostů na modernizované trati Tábor — Sudoměřice u Tábora 13
Petr Zbraněk, OHL ŽS, a.s., Ing. Ondřej Doubek, OHL ŽS, a.s., Petr Kubík, OHL ŽS, a.s.

4| Směrnice: Určování zatížitelnosti železničních mostních objektů 20
prof. Ing. Josef Vičan, CSc., Žilinská univerzita v Žilině, Stavební fakulta.
Ing. Václav Podlipný, SŽDC, s.o.

5| Poznatky ze statického přepočtu mostu v Prostředním Žlebu podle nové směrnice 25
Ing. Pavel Očadlík, Ing. Miroslav Kroupar, VPÚ DECO PRAHA a.s.,
doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., VPÚ DECO PRAHA a.s., Fakulta stavební ČVUT v Praze
Ing. Vladimír Kudrnáč, SŽDC, s.o., Ing. Miroslav Hubka, HK s.r.o.

6| OTP pro železobetonové rámové prvky 32
Ing. Miloslav Bárta, SŽDC, s.o.

7| Předpis SŽDC S 6 Správa tunelů 36
Ing. Hana Ponczová, SŽDC, s.o.

8| Trať Liberec — Harrachov, rekonstrukce Harrachovského tunelu 39
Ing. Jaroslav Lacina, Ing. Alice Wetterová, Amberg Engineering Brno, a. s.

9| Sudoměřický tunel — projekt a realizace 45
Ing. Libor Mařík, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

10| Sudoměřický tunel — realizace nového železničního dvoukolejného tunelu realizováno OHL ŽS, a.s., závodem Železnice, divize Mosty a tunely 54
Ing. Michal Gramlička, SUDOP PRAHA a.s. ,Ing. Libor Mařík, IKP Consulting Engineers, s.r.o.
Ing. Vladimír Táborský, SŽDC, s.o., Ing. Zdeněk Mlýnek, Ing. Tomáš Just, OHL ŽS, a.s.

11| Modernizace severojižního železničního propojení Thameslink, projekt Bermondsay Dive Under 61
Mike Sanderson, ABM Precast Solutions Ltd., člen skupiny ABM Europe
Pavel Bulejko, ABM Mosty s.r.o., člen skupiny ABM Europe

12| Rekonstrukce Rigelského tunelu 66
Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Stanislav Žáček, SUDOP PRAHA a.s., stř. Ústí nad Labem

13| Monitoring mostů a tunelů prostřednictvím pasivní sítě optovláknových senzorů 72
Ing. Jaroslav Demuth, Safibra, s.r.o., Ing. Ladislav Šašek, CSc., Safibra, s.r.o.
Ing. Michal Mazanec, Safibra, s.r.o.

14| Nová železniční estakáda Mendrik v Ústí nad Orlicí 78
Ing. Jiří Jirásko, Ing. Jan Horn, Ing. Jana Sedláková, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Vojtěch Konečný, PiS , Ing. Jiří Salava, S-Engineering s.r.o

15| Průjezd železničním uzlem Ústí nad Orlicí, soumostí o třech stavebních objektech 85
Ing. Vladimír Dubšík, EUROVIA CS a.s., Ladislav Bulín, EUROVIA CS a.s.

16| Betonové vrubové klouby velkých železničních mostů 90
Ing. Josef Kubíček, CSc Kubíček Consult Liberec

17| Železniční ocelové mosty na úseku Horusice – Veselí nad Lužnicí 96
Ing. Petr Šetřil, SUDOP PRAHA a.s.

18| Aktuální experimentální výsledky v oblasti interakce mostu a bezstykové koleje 101
Doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Fakulta stavební ČVUT v Praze
Ing. Vojtěch Stančík, Fakulta stavební ČVUT v Praze
Ing. Miroslav Vokáč, Kloknerův ústav ČVUT v Praze

19| Rekonstrukce železobetonového železničního mostu v Praze na trati Bubeneč — Holešovice SO 03-20-08 – Most km 3,668 – Argentinská 109
Ing. Jan Sýkora, IKP Consulting Engineers, s.r.o., Ing. Michal Hacaperka, IKP Consulting Engineers, s.r.o., Ing. Jiří Lukeš, Metrostav, a.s., divize 5
Ing. Stanislav Rosenthal, Metrostav, a.s., divize 5

20| Revize TNŽ 736280 Navrhování a provádění vodotěsných izolací železničních mostních objektů 117
Ing. Marcel Pelech, A.W.A.L. s.r.o.

21| Most v km 160,319 trati Chomutov — Cheb 119
Ing. Libor Marek, Ing. Jan Svitavský, TOP CON SERVIS s.r.o.

22| Nová technologie určování svislých průhybů železničních mostních konstrukcí metodou pozemní radarové interferometrie 127
Ing. Milan Talich, Ph.D., Ústav teorie informace a automatizace AV ČR, v.v.i.
Ing. Michal Glöckner, Geodézie Ledeč nad Sázavou s.r.o.

23| Prefabrikované spřažené železniční mosty KMP-O se sníženou stavební výškou 134
Ing. Pavel Simon, Ing. Libor Hrdlička. Ing. Vojtěch Zvěřina (Ing. Vladimír Fišer)
doc. Ing. Otto Plášek, Ph.D., doc. Ing. Aleš Dráb, Ph.D., (VUT Brno)

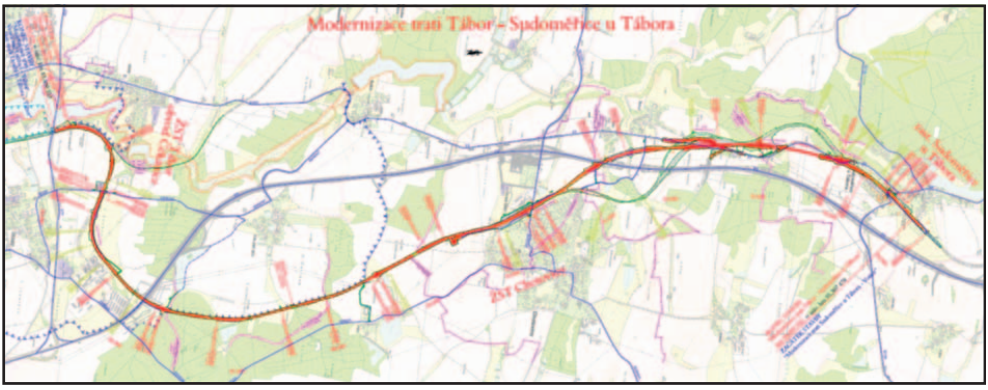
Modernizace železniční trati Tábor — Sudoměřice, význačné mostní objekty

Ing. Milan Kučera, GŘ SŽDC, s.o., O13, oddělení mostů a tunelů

V rámci stavby modernizaci traťového úseku Tábor - Sudoměřice u Tábora, jako součásti IV. tranzitního železničního koridoru, jsou v úseku Chotoviny – Sudoměřice u Tábora jsou realizovány dvě výrazné směrové přeložky trati. První z nich se řeší přemostění křížené dálnice D3 přímo navazující na mostní estakádu, na druhé je nový dvoukolejný tunel. Předmětem příspěvku jsou rozhodující mostní objekty realizované na první přeložce.

Základní informace k úseku trati Tábor – Sudoměřice u Tábora

Stavba modernizace řeší zdvojkolejnění stávajícího jednokolejného úseku spolu s přestavbou stávajících kolejišť v dopravnách Čekanice, Chotoviny a Sudoměřice u Tábora. Rozhodujícím přínosem je dosažení přechodnosti kolejových vozidel traťové třídy zatížení D4, ložné míry UIC – GC, zajištění požadované propustnosti a zvýšení maximální traťové rychlosti až do hodnoty 160 km/h. Dosažení výše uvedených parametrů nebylo v úseku mezi stanicí Chotoviny a Sudoměřicemi u Tábora možno docílit na stávající železniční trase. Z tohoto důvodu jsou zde navrženy dvě směrové přeložky trati. Na první z nich se zřídí přemostění křížené dálnice D3 délky cca 100 m, následně přímo navazující na mostní estakádu délky 450 m, na druhé nový dvoukolejný tunel délky 430 m. Obě přeložky trati znamenají její zkrácení o cca 448 m. Mostařská přeložka má délku cca 2200 m.



Obr. 1 Situace modernizovaného úseku

V rámci stavby se zřizuje celkem 23,680 km nových kolejí a 15 ks výhybek. Celá stavba zahrnuje stavební práce na 10 železničních mostech, 2 nových podchodech v Chotovinách a Sudoměřicích, 2 silničních mostech, 27 železničních propustcích, 3 silničních propustcích, 1 zárubní zdi, 1 opěrné zdi a 2 nových návěstních lávkách.

Rozhodující mostní objekty

Jde především o mostní objekty přemostění dálnice D3 a navazující estakádu. Oba mosty jsou vedeny jako samostatné objekty. Dálnice je přemostěna ocelovou konstrukcí typu Langrova trámu. Rozpětím 99 m se jedná o druhé největší rozpětí mostu

na české železnici. Hmotnost OK je 1210 t. Výška oblouku přes 15 m, táhla jsou podle délky různého tvaru. Z důvodu omezení rezonancí je navrženo výrazné ztužení ve tvaru W. Mostovka je ortotropní s korýtkovými výztuhami. Nové je užití řídících tyčí. Na tuto konstrukci ještě navazuje estakáda, která má 8 prostých polí po 54 m. Délka přemostění 444 m. Hmotnost OK truhlíkových konstrukcí estakády je 2.121 t. Podrobné technické specifikace jsou uvedeny v příspěvku projektanta mostu.

Obr. 2 Vizualizace přemostění D3

Oddělení mostů a tunelů GŘ SŽDC (OMT) se u těchto význačných objektů vyjadřuje k výrobní dokumentaci OK a k technologickým postupům výroby, montáže a svařování. OMT v součinnosti se Stavebními správami provádí rovněž dílenské přejímky v mostárnách a montážní prohlídky mostních konstrukcí na stavbách. Přejímku základního materiálu, s požadovaným dokumentem kontroly 3.2, v ostravských hutích prováděli hutní komisaři TÚDC.

Obr. 3 Výroba konstrukcí estakády ve Vítkovicích

Nová železniční estakáda v km 91,569

Vítězný zhotovitel stavby zadal výrobu a montáž ocelových konstrukcí mostů firmě VÍTKOVICE POWER ENGINEERING a.s. v Ostravě. Ve vítkovické mostárně byly vyrobeny všechny konstrukce estakády. Spřažených konstrukcí bylo celkem 8 a každá se skládala z devíti montážních segmentů. Expedice prvních dílů byla zahájena v březnu a skončila v září 2014. O měsíc později byla dokončena i montáž. Po provedení spřažené železobetonové desky mostovky a říms bude v příštím roce dokončen sjednocující vrchní nátěr.

Obr. 4 Montáž konstrukcí estakády

Nový železniční most v km 91,301 přemostění D3

Ocelovou konstrukci pro přemostění dálnice D3 vyrobil a smontoval Metrostav a.s. divize 3 - Provoz ocelových konstrukcí. Výroba proběhla v březnu až srpnu 2014 po jednotlivých částech. Největší dílce dosahovaly délky 28 m a hmotnosti 28 t.

Obr. 5 Výroba ocelové konstrukce mostovky a oblouku přemostění D3

Montáž byla prováděna odlišně od projektu, kde se uvažoval výsun. Byla zvolena postupná montáž na bárkách, vždy poloviční uzávěrkou dálnice. Dílce byly přepravovány trailery a osazovány jeřábem o nosnosti 500 t. Montáž, zahájená v červnu ve dvou etapách vždy s částečným uzavřením dálnice, byla dokončena v říjnu 2014. Metrostav

provedl i výrobu a montáž řídicích tyčí systému Meyer-Wunstorf. Toto řešení, prvně použité v ČR, umožní zmenšit dilatační pohyby mostu přesunutím teoretického středu dilatace do poloviny rozpětí mostu. Pro vlastní aktivaci řídících tyčí byl projektantem zpracován podrobný technologický postup. Ověření funkce řídících tyčí bude provedeno při zatěžovacích zkouškách a dalším sledování při provozu v rámci úkolu technického rozvoje hrazeného SFDI Stavební fakultou ČVUT.

Obr. 6 Montáž ocelové konstrukce přemostění D3

U obou objektů pro rok 2015 zbývá ještě dokončit řadu prací, zejména protikorozní ochranu, provést izolaci mostovek, zřídit kolejového lože a železniční svršek, osadit TV a podobně. Statická zatěžovací zkouška u obou mostů bude provedena silničními vozidly a dynamická zatěžovací zkouška přejezdy hnacích kolejových vozidel. Zahájení kolejového provozu na mostě se předpokládá v srpnu až říjnu 2015 a dokončení celé stavby v dubnu 2016.

Obr. 7 Smontovaná ocelová konstrukce přemostění D3

IV. TŽK úsek „Tábor — Sudoměřice“ Zkušenosti s návrhem mostních objektů

SO 65-20-01 Nový železniční most, přemostění dálnice D3 v km 91,301
SO 65-20-03 Nová železniční estakáda v km 91,569

Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

Součástí stavby „Modernizace trati Tábor-Sudoměřice u Tábora“ je ojedinělé soumostí, které se řadí mezi největší v ČR. Pro převedení bezstykové koleje bez dilatačního zařízení jsou v rámci SO 65-20-01 jako první v ČR navrženy tzv. „řídicí tyče“, které umožňují symetrický dilatační posun mostu k oběma podpěrám. Mostní objekty budou uvedeny do provozu v druhé polovině roku 2015. Příspěvek je věnován problematice návrhu mostů z hlediska projektanta.

1. CELKOVÁ KONCEPCE

Od zpracování Přípravné dokumentace (PD) byl vybudován a uveden do provozu přemosťovaný úsek dálnice D3 0306 Mezno – Chotoviny. Situování křížení přeložky trati a dálnice bylo pevně dáno územním rozhodnutím a jeho polohu ani úhel již nebylo možné upravit. Během výstavby dálnice D3 se nepodařilo zajistit změnu polohy kolidujícího propustku, který by vybudován v prostoru křížení dálnice s připravovanou tratí.

V rámci Projektu (P) bylo nutné zohlednit tyto skutečnosti:

— realizovanou polohu klenbového ŽB propustku,

— nové návrhové normy, zejména ČSN 73 6201/2008 a soustavu norem ČSN EN 1991 až ČSN EN 1994. Norma ČSN EN 1991-2 přitom definuje požadavky na posouzení bezstykové koleje nad rámec požadavků předpisu SŽDC S3 na základě podrobné analýzy napjatosti a deformací,

— navrhnout řešení nevyžadující vložení kolejnicového dilatačního zařízení (KDZ) do bezstykové koleje (BK), což sníží nároky na údržbu a zvýší komfort jízdní dráhy. Trať je v daném úseku ve stoupání 11,3‰, ve směrovém oblouku o poloměru R2=1460 m s převýšením D=107 mm, což jsou velmi problematické okrajové podmínky pro správnou funkci KDZ.

Rozpětí nosné konstrukce přes dálnici D3 bylo zvětšeno na **99,0 m** tak, aby nebyla ovlivněna konstrukce propustku. Případné umístění pilíře do středového dělícího pásu nebylo možné s ohledem na případné rozšíření dálnice na 6 jízdních pruhů.

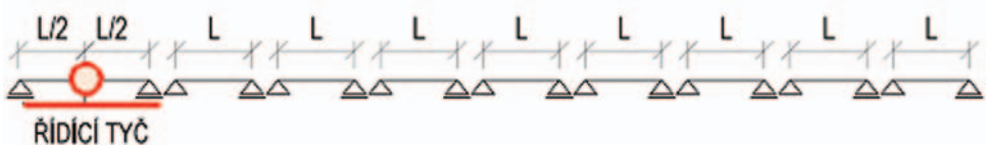
Původní statické schéma dle PD vyžadovalo v souladu s požadavky předpisu SŽDC S3 (S3) umístění KDZ ve třech řezech, což by znamenalo v obou kolejích umístění šesti VKDZ pro dilataci mostu a dalších čtyř MKDZ pro zajištění dilatace „dýchajících konců BK navazujících úseků trati. Konstrukce byla dělena do třech dilatačních celků. Jeden přes dálnici D3 (Langerův trám) a dva na navazující estakádě (2 x čtyřpolový spojitý trámový komorový nosník).

Obr. 1 Statické schéma soumostí dle Přípravné dokumentace (PD)

Splnění požadavků normy ČSN EN 1991-2 „Zatížení mostů“ a paralelně také předpisu SŽDC S3 tedy vedlo k úpravám statického schéma celého soumostí, které je nutné z hlediska vedení BK posuzovat dohromady. Koncepčně největší přípustné dilatující délky stanovené v předpise S3 neodpovídají metodice ČSN EN a to zejména z důvodu nezohlednění brzdných/rozjezdových sil a vodorovné tuhosti spodní stavby dna velikost přírůstků napětí v kolejnicích.

Výpočetní postupy uvedené v normě ČSN EN 1991-2 jsou obecné a pro praktické použití v projekční praxi jasně nedefinují řadu potřebných údajů. Bylo tedy třeba vytvořit metodiku pro posouzení BK na mostě, která by odpovídala metodice této normy a zároveň zohledňovala podmínky použití BK v ČR. Tato metodika byla postupně rozvíjena a aplikována na dalších připravovaných stavbách v rámci IV. TŽK a aktuálně je zapracovávána do připravovaného MVL k této problematice (pracovní označení MVL 150 - Kombinovaná odezva mostu a koleje).

Výpočty kombinované odezvy mostu a koleje byly prováděny pro vstupní parametry dle různých norem a podkladů. Z provedených výpočtů vyplynulo, že velikost přírůstku napětí v kolejnici je výrazně ovlivňována tuhostí spodní stavby při působení brzdných sil. Rovnoměrného rozdělení těchto vodorovných účinků bylo dosaženo umístěním pevného ložiska na každý pilíř tzn. rozdělením estakády na prostá pole. Na základě provedeného posouzení BK na mostě bylo navrženo nové statické uspořádání s dilatací hlavního pole přes D3 pomocí systému řídicí tyče a navazující estakády jako řetězce osmi prostých polí. Systém řídicích tyčí Meyer – Wünstorf (MW) byl navržen jako první v ČR, proto technické přípravě byla věnována velké pozornost.



Obr. 2 Statické schéma soumostí dle Projektu (P)

Systém řídicích tyčí přesune teoretický bod podélně pevného uložení nosné konstrukce do poloviny jejího rozpětí. Dilatující délka nosné konstrukce se tedy zkrátí na polovinu. Principem systému řídicí tyčí MW je staticky určitý pákový mechanismus, kloubově připojený k nosné konstrukci a podpěrám. Systém řídicích tyčí MW přenáší veškeré vodorovné podélné reakce a všechna ložiska nosné konstrukce jsou podélně pohyblivá. Systém je běžně používán Německými dráhami (DB) pro redukci dilatující délky konstrukcí obdobného rozpětí. Blíže k tomuto je uvedeno ve sborníku 16. ročníku ZMT 2011 [1].

Splnění požadavků ČSN EN 1991-2 na převedení BK bez KDZ výrazným způsobem ovlivnilo rozměry spodní stavby včetně založení. I přes tyto zvýšené nároky na technické

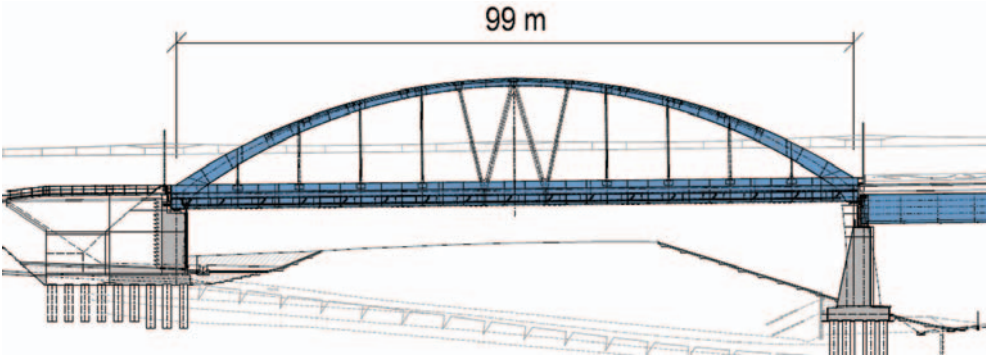
řešení mostních objektů lze konstatovat, že ve srovnání s KDZ se ve výsledku jedná o efektivní řešení po technické, ekonomické a provozní stránce.

2. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ
SO 65-20-01 Nový železniční most, přemostění dálnice D3 v km 91,301

Novostavba mostního objektu převádí přeložku železniční trati přes dálnici D3. Most převádí dvoukolejnou trať ve směrovém pravostranném oblouku R1=1464 m. Výškově konstrukce stoupá ve sklonu nivelety TK tzn. +11,3 ‰. Šířkově je nosná konstrukce dána požadovaným volným mostním průřezem VMP 3,0 v oblouku. Parametry mostu odpovídají požadavkům návrhových norem ČSN EN pro nové mostní objekty a návrhovou rychlost do 160 km/h.

Nosná konstrukce je v dané dispozici navržena jako dvoukolejná, s dolní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Navržený trám ztužený obloukem (Langerův nosník) je pro dané rozpětí 99,00 m a stavební výšku (k TK) 2,30 m běžným a optimálním typem konstrukce.

Statické a dynamické výpočty nosné konstrukce však prokázaly, že pro dané rozpětí, subtilnost trámu a vzepětí oblouku je nutno nosnou konstrukci ztužit tak, aby byl omezen průhybu od asymetrického zatížení a zvýšena vlastní ohybová podélná frekvence nosné konstrukce (kritérium dle ČSN EN 1991-2). Staticky nejúčinnějším opatřením bylo omezit vzájemný posun vrcholu oblouku vůči trámu jejich tuhým propojením. Ve středu nosné konstrukce byly navrženy tuhé závěsy uspořádané do tvaru W. Ostatní závěsy zůstaly navrženy standardně jako subtilní tahové tyčové prvky (pásek, kulatina).



Obr. 3 Pohled zprava - přemostění dálnice D3 (Langerův trám s tuhými W závěsy)

Trám konstantní výšky 3,340 m (pouze **~1/30 L**) je navržen jako svařovaný nesymetrický I-profil. Horní pásnice jsou navrženy z P50x820 mm a ve středové části z P40x820. U přípojů tyčových závěsů jsou provedeny v horní pásnici eliptické prostupy pro usměrnění normálových napětí. Dolní pásnice je z P50x1000 v celé délce. Tloušťka stojiny je 16 mm v horní části resp. 20 mm v dolní části trámu.

Ztužující oblouk má vzepětí nad horní pásnicí hlavního nosníku 15,01 m (**~1/6,5 L**). Oblouk lze tedy pokládat za mírně stlačený. Výška příčného řezu truhlíku se zvětšuje z 1100 mm u vrcholu na cca 2500 mm u pat oblouku. To odpovídá průběhu normálové sil i podružných momentů v oblouku. Oblouk má uzavřený truhlíkový průřez. Příčný

řez truhlíku má tvar lichoběžníku proměnné výšky. Horní pásnice tl. 50 mm má šířku 1000 mm, stojiny truhlíku tl. 40 mm jsou zešikmeny pod konstantním úhlem, šířka dolní pásnice tl. 20 mm je proto proměnná. Obě pásnice jsou skruženy do válcových ploch o konstantních poloměrech, stojiny do kuželových ploch o konstantním zakřivení. V místech tyčových závěsů je profil oblouku lokálně upraven na otevřený, tvaru TT (v dolní pásnici je oválný otvor).

Stabilita oblouku je zajištěna podélným příhradovým ztužením soustavy **K**. Ztužení sestává z 11 rámových příčlí uzavřeného obdélníkového průřezu o rozměrech cca 500x900 mm, doplněných diagonálami z trubek TR 324x12.

Závěsy jsou na základě statické optimalizace navrženy třech typů:

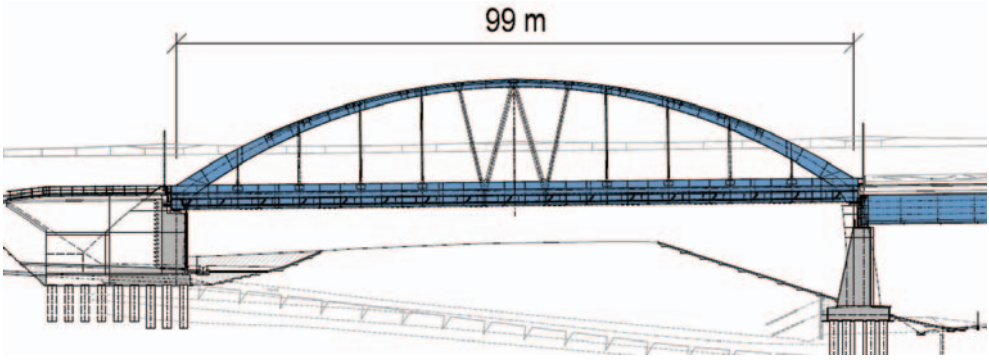
— závěsy z kruhových tyčí (závěsy Z1),

— závěsy z plochých profilů, případně s podélnými výztuhami (závěsy Z2 – Z4)

— šikmé tuhé závěsy ze svařovaných I-profilů (závěsy Z5 – Z6)

Deska mostovky je navržena jako ortotropní z plechu tl. 16 mm resp. nad podporovými příčnými výztuhami tl. 25 mm. Osová vzdálenost příčných výztuh činí 3000 mm a podélných výztuh 900 mm. Příčné výztuhy mostovky jsou navrženy jako svařované obrácené T-profily. Trapézové výztuhy z plechu 10 mm jsou lichoběžníkového tvaru výšky 350 mm.

Ložiska jsou navržena hrncová (*výrobce Reisner & Wolff Group*). Dispozice ložisek zajišťuje přenos pouze příčných sil na mostní konstrukci. Přenos podélných sil zajišťuje systém řídicích tyčí MW, který přenáší vodorovné podélné reakce do kotevních bloků na opěře OP1 a pilíři P1 prostřednictvím kotevních tyčí. Kotevní tyče jsou kloubově spojeny s příčnými pákami, kloubově připojenými k nosné konstrukci. Páka nad opěrou OP1 je jednoramenná a páka nad pilířem P1 dvojramenná. Konce obou pák jsou vzájemně propojeny řídicí tyčí délky 97,5 m, která prostupuje příčnými výztuhami v kluzných pouzdrech z korozivzdorné oceli.

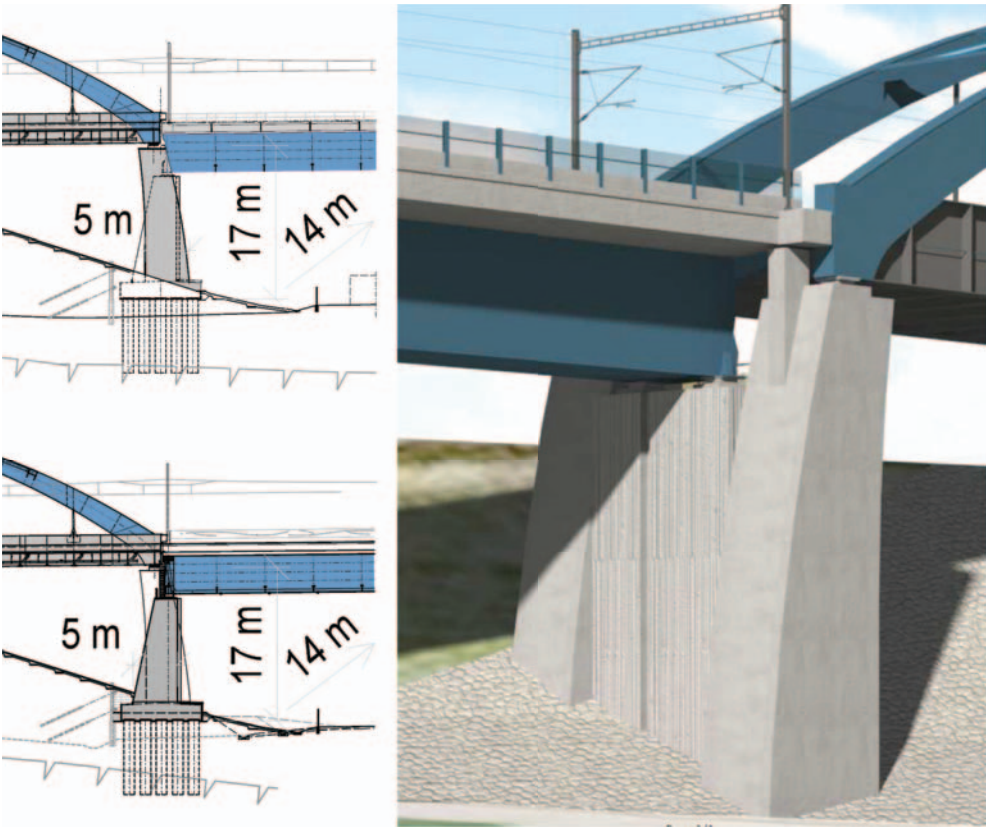


Obr. 4 Vzorový příčný řez mostem přes D3 (střed rozpětí)

Na základě závěrů geotechnického průzkumu je most založen na velkoprůměrových pilotách. Piloty průměru 1180 mm jsou rozmístěny pod základovými bloky opěry OP1 i pilíře P1. Skupiny pilot pod jednotlivými částmi spodními stavby jsou zavázány do hornin třídy R3 (navětralá pararula) a mají tak charakter sníženého plošného základu.

Opěra OP1 je monolitická krabicová s rovnoběžnými křídly. Křídlo u koleje č. 1 je ukončeno zavěšenou konzolou. U koleje č. 2 na opěru navazuje samostatné rovnoběžné křídlo K1L, uspořádané jako úhlová zeď. Z horní části opěry jsou vytaženy masivní betonové bloky, které mají funkci ochrany nosné konstrukce před nárazem vykolejeného vozidla a kotevních bloků pro trakční stožáry. Přechod ochranných bloků do křídel tvarově navazuje na průběh oblouku. Čelo dříku opěry je zkoseno z pohledových důvodů, aby byla vyjádřena návaznost na oblouk.

Pilíř P1 je založen ve svahu tělesa dálnice D3 mimo aktivní zónu vybudovaného klenbového železobetonového propustku. Pilíř P1 byl tvarově uzpůsoben pro přenos značných vodorovných sil (cca 105 m účinné délky BK) a uložení dvou různých konstrukcí (Langeru a estakády) rozdílné stavební výšky a šířky. Dřík pilíře P1 proto tvoří dvě prolínající se tělesa, navazující na oblouk Langerova trámu a trámovou nosnou konstrukci estakády (SO 65-20-03).



Obr. 5 Společný pilíř P1 pro podepření mostu přes D3 Langerův trám a estakády

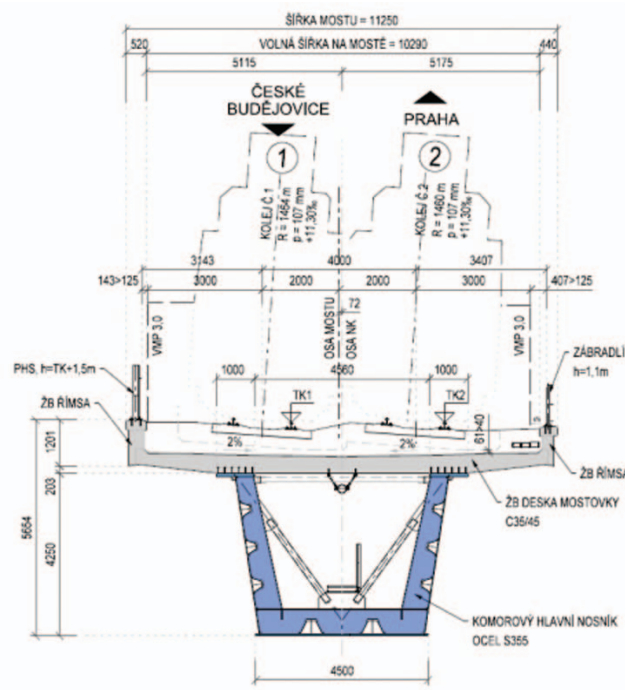
SO 65-20-03 Nová železniční estakáda v km 91,569

Novostavba mostního objektu navazuje na přemostění dálnice D3 a převádí přeložku železniční trati přes mělké údolí u obce Moraveč a Rzavá, účelovou komunikaci a vodoteč.

Dvoukolejný železniční most staticky působí jako řetězec osmi prostých polí. Každé pole

konstrukce mostu je navrženo jako spřažená ocelobetonová konstrukce s komorovým nosníkem s průběžným kolejovým ložem. Jednotlivá pole NK jsou přímá a jsou polygonálně umístěna podél směrového oblouku (vzepětí směrového oblouku na délku jedné NK je f=261 mm). Rozpětí hlavních komorových nosníků je 54,0 m. Základní výška komorového nosníku včetně desky mostovky je v ose NK 4,685 m (**~1/11,5 L**). Výška ocelového nosníku je 4,25 m (**~1/13 L**). Výška NK byla ovlivněna požadavkem na omezení vzájemného rozevření polí mostu od zatížení dopravou, které jsou stanoveno v ČSN EN 1991-2. Šířka dolní pásnice je 4,50 m a tloušťka je od 25 mm do 50 mm. Plech dolní pásnice je ztužen příčnými výztuhami ve vzdálenosti 5,4 m a dvojicí podélných trapézových výztuh. Horní pásnice šířky 1000 mm je navrhována z plechů tl. 30 až 75 mm. Stěny hlavního nosníku jsou ukloněny ~6,5:1 a jsou z plechu tl. 18 mm až 26 mm. Stěny jsou vyztužené trojicí podélných trapézových výztuh. Železobetonová deska mostovky je tloušťky 420 mm ve středu a 486 mm v místě horní pásnice. V místě napojení na římsu je deska tl. 300 mm. Ložiska jsou navržena hrncová (*výrobce Reisner & Wolff Group*) ve staticky určité dispozici. Dilatační pohyby jsou orientovány ve směru od mostu přes dálnici D3. Mostní závěr je jednoduchý lamelový s úpravou pro kolejové lože s odvodněním v úžlabí.

Deska mostovky je odvodněna příčným dostředným spádem ve sklonu 2 %. Odvodňovací vpusti z korozivzdorné oceli jsou ve vzdálenosti 6,0 m. Odvod vody je zajištěn uzavřeným odvodňovacím systémem z plastu (PE-HD). Voda je odvedena podélným potrubím do svislých svodů, které jsou vedeny každým pilířem s následným vyústěním na terén pod mostem.

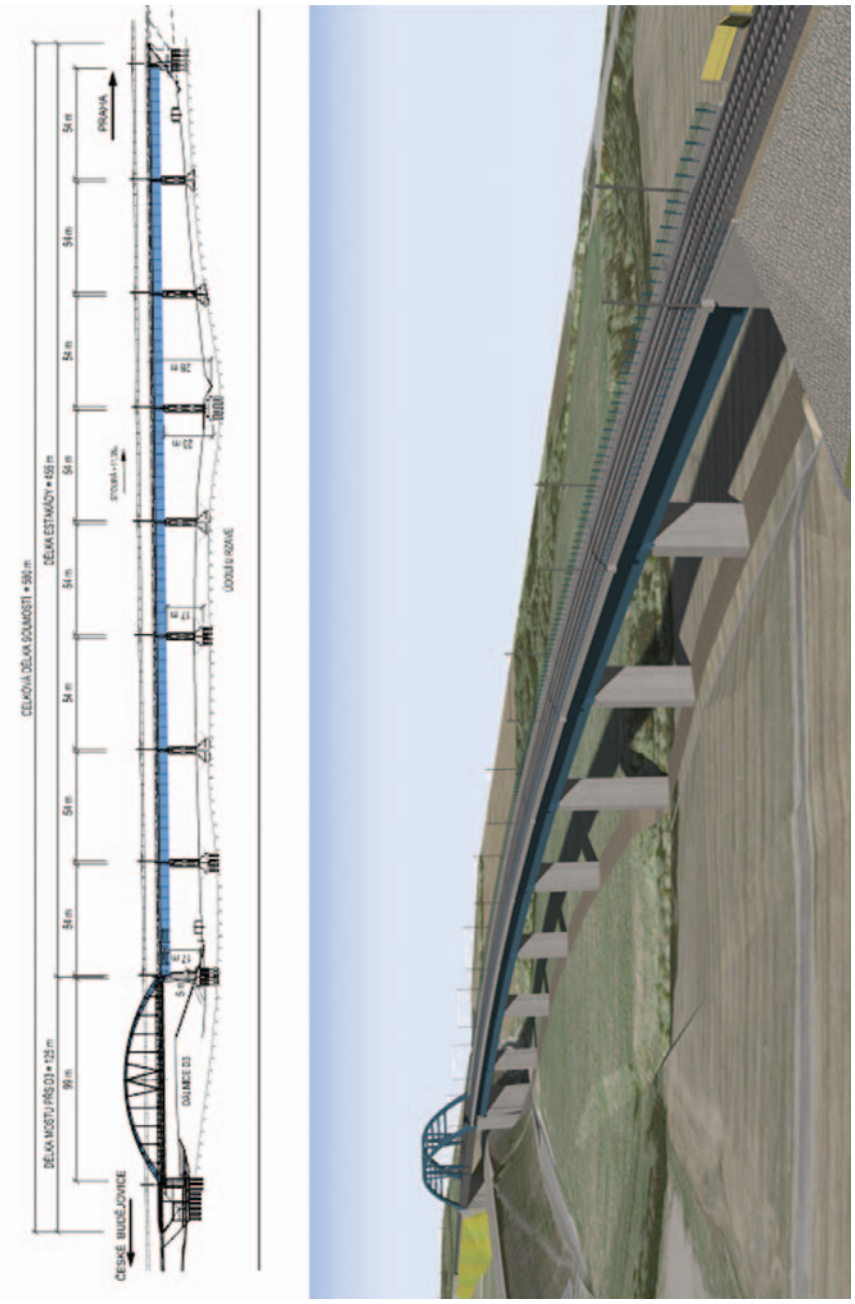


Pro snížení hladiny hluku od železničního provozu je na nosné konstrukci vlevo osazena protihluková stěna (PHS) výšky 1,5 m nad niveletou TK. Zábradlí umístěné na pravé římse je provedeno ve standardní dispozici tzn. třímadlové výšky 1,10 m. Sloupy trakčního vedení na mostním objektu jsou kotveny do říms, které jsou pro tento účel rozšířeny do kotevního bloku.

Obr. 6 Vzorový příčný řez estakádou (střed rozpětí)

Opěra mostu je navržena jako masivní železobetonová s členěným dříkem. Pilíře jsou navrženy jako železobetonové duté obdélníkového tvaru 3,4 x 6,0 m. Tloušťka stěny dříku je 0,6 m. Výška pilířů od základové spáry k úrovni uložení NK je 15,8 m (pilíř P8) až 23,0 m (pilíř P6). Výška mostu na údolím Rzavé tak dosahuje ~28,0 m.

Na základě závěrů z geotechnického průzkumu je most založen hlubině v horninách třídy R3 (navětralá pararula) pod pilíři P2, P4, P6 a pod opěrou OP2. Plošné založení na skalním podloží je pod pilíři P3, P5, P7 a P8. Pilíř P1 je společný s mostem přes D3 (SO 65-20-01). Pro revize dutých pilířů jsou navrženy žebříky s ochrannými koši, podestou a výlezem k ložiskům. Uvnitř komory hlavního nosníku je vedena revizní lávka.



Obr. 7 Pohled zprava a vizualizace přemostění dálnice D3 a údolí u obce Rzavá

5. ZÁVĚR

SO 65-20-01 Nový železniční most, přemostění dálnice D3 v km 91,301

Rozpětí:	99,00 m
Délka NK:	100,52 m
Šířka mostu:	13,20 m
Vzdálenost hlavních nosníků:	12,20 m
Rozpětí podélných výztuh:	3,00 m
Stavební výška (vztaženo k TK):	2,30 m

Konstrukční výška: 1,466 m (osa úžlabí); 1,636 m (hl. nosník)

Hmotnost ocelové konstrukce: MNK = **1207 t**, m_{NK} = **12,0 t.m^{-1} (ocel S355 a S420)**

SO 65-20-03 Nová železniční estakáda v km 91,569

Rozpětí pole NK:	54,00 m
Délka pole NK:	55,50 m
Šířka mostu:	11,25 m
Vzdálenost hlavních nosníků:	12,20 m
Stavební výška (vztaženo k TK):	5,59 m

Konstrukční výška: 4,685 m (osa úžlabí); 4,785 m (kraj desky)

Hmotnost ocelové konstrukce: MNK = 8 x 265 = **2120 t** , m_{NK} = **4,82 t.m^{-1} (ocel S355)**

Investor stavby:	**Správa železniční dopravní cesty, s.o.,** Stavební správa západ
Projektant mostů:	**SUDOP PRAHA a.s., středisko - mostů**
Odpovědný projektant SO 65-20-01:	Ing. Tomáš Wangler
Odpovědný projektant SO 65-20-03:	Ing. Martin Vlasák
Zhotovitel mostu:	**OHL ŽS, a.s.,** divize Mosty a Tunely
Výroba OK - Langerův trám:	**Metrostav a.s.,** divize divize 3
Výroba OK - Estakáda:	**VÍTKOVICE POWER ENGINEERING a.s.**
Spodní stavba:	**OHL ŽS, a.s.**, divize Mosty a Tunely
Speciální zakládání:	**Zakládání staveb, a.s.**

Literatura:

[1] Dr.-Ing. Richard Buba, SSF München, Uplatnění řídicích tyčí u ocelových železničních mostů, sborník 16. konference ŽMT 2011, SUDOP PRAHA a.s.

Realizace mostů na modernizované trati Tábor — Sudoměřice u Tábora

Petr Zbraněk, OHL ŽS, a.s.
Ing. Ondřej Doubek, OHL ŽS, a.s.
Petr Kubík, OHL ŽS, a.s.

Součástí stavby Modernizace trati Tábor – Sudoměřice u Tábora jsou nejen rekonstrukce mostů stávajících, ale i realizace zcela nových mostů, jako součást přeložky části trati v úseku Chotoviny – Sudoměřice u Tábora. Členitost území, kterým je přeložka trati vedena, dala tak možnost vyniknout nové 455 m dlouhé železniční estakádě vedené až 27 m nad údolím u obce Rzavá a nutnost převedení železnice přes dálnici D3 zase bylo důvodem pro dominantní stavbu mostu, tzv. Langerův nosník, o rozpětí 99 m, se vzepětím oblouku 15 m. Křížení se stávající trasou silnice I/3 přineslo efektní řešení s přemostěním téměř 10 m hlubokého zářezu prostřednictvím vzpěradlového jednotrámového nadjezdu.

Obr. 1 Nová estakáda a montáž OK železničního mostu nad D3

Úvod

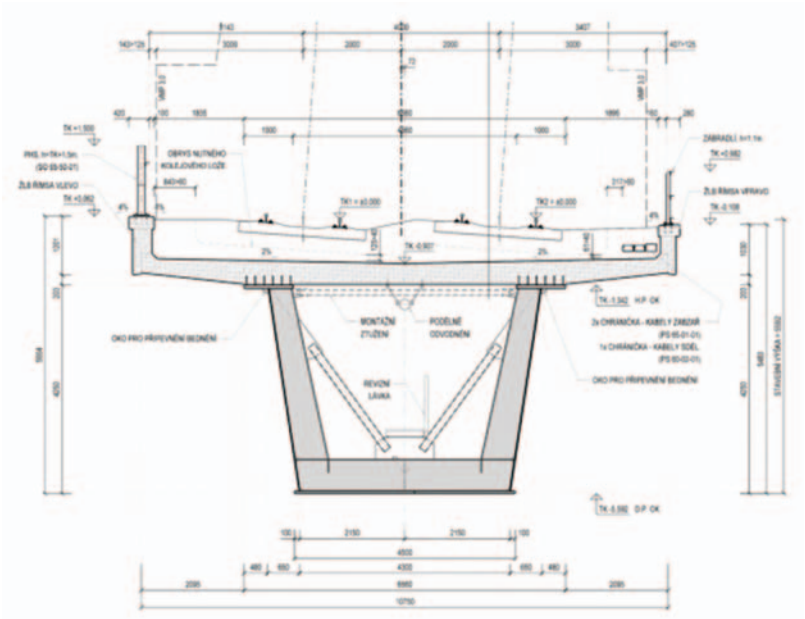
Modernizací 11,4 km dlouhé železniční trati Tábor – Sudoměřice u Tábora bude zdvoukolejněna původně jednokolejná trať, která byla uvedena do provozu v roce 1871 jako součást „Dráhy císaře Františka Josefa“. Bezesporu nejzajímavější částí stavby je úsek mezi železničními stanicemi Chotoviny a Sudoměřice u Tábora, kde nevyhovující směrové poměry byly důvodem k vedení nové železniční trati po přeložce v délce 3,3 km. Právě na této přeložce jsou koncentrovány nejvýznamnější mosty předmětné stavby

a zároveň i sudoměřický tunel, první na území jihočeského kraje. Bez mála 1/3 trati na přeložce je vedena po nových mostních konstrukcích, nebo novým tunelem.

Železniční most v km 91,301, přemostění dálnice D3 a Nová železniční estakáda v km 91,569

Železniční most v km 91,301 (SO 65-20-01) je dvoukolejný most o jednom poli, převádějící přeložku nové železniční trati přes dálnici D3. Nosná konstrukce je ocelová, trám ztužený obloukem, tzv. Langerův nosník s rozpětím 99 m. Délka mostu je 124,5 m, úhel křížení s dálnicí D3 je cca 36,7°.

Nová železniční estakáda v km 91,569 (SO 65-20-03) je dvoukolejný most o osmi polích (řetězec prostých nosníků) s rozpětím 54 m, převádějící přeložku nové železniční trati v pravostranném oblouku R=1460m přes mělké údolí u obce Rzavá, bezejmennou vodoteč a účelovou komunikaci. Nosná konstrukce je trámová spřažená ocelobetonová s komorovým průřezem. Délka mostu je 455,181 m.



Obr. 2 Nová železniční estakáda – příčný řez uprostřed rozpětí

Jedná se sice o dva samostatné objekty, které však na sebe bezprostředně navazují a pilíř P1 je společný pro nosné konstrukce obou mostů. Tvarově byl uzpůsoben pro uložení dvou rozdílných konstrukcí odlišné šířky i stavební výšky (Langerův nosník s dolní mostovkou a estakáda s horní mostovkou). Technologie montáže nosných konstrukcí byly natolik provázány, že bylo nutné vzájemně přizpůsobit postupy prací na obou mostech. Realizace spodní stavby estakády tak probíhala proudově od opěry OP2 směrem ke společnému pilíři P1, ve shodném směru montáže ocelových konstrukcí jednotlivých polí.

Stavební činnost vypukla v červenci 2013 zakládáním spodní stavby. Oba mosty jsou založeny na velkoprůměrových pilotách o Ø 1200 mm, v délkách od 4,0 m do 8,4 m.

Výjimkou jsou pilíře P3, P5, P7, a P8 nové železniční estakády, které jsou s ohledem na mělkou úroveň skalního podloží založeny plošně. Základy pilířů jsou navrženy jako dvoustupňové železobetonové z betonu C35/45 XA3, XC2, XF1 o celkové výšce 2 x 1,6m = 3,2 m. Doba realizace jednoho základu činila cca 18 dní. Opěry obou mostů jsou masivní monolitické železobetonové s rovnoběžnými křídly. S ohledem na členitost tvaru byly obě opěry budovány postupně, po jednotlivých taktech.

Železobetonové pilíře estakády jsou duté, s tloušťkou stěny 0,6 m, konstantního průřezu ve tvaru obdélníku, se šířkou 6,0 m x 3,0 m tloušťky. Ve střední části jsou pilíře zesíleny o 0,2 m a opatřeny jednoduchým reliéfem otisku bednění po celé výšce pilířů. Výška pilířů se pohybuje v rozmezí od 11,9 m po 19,2 m a tak byly budovány po čtyřmetrových taktech. Výška hlavice je 1,7m. Pro tento postup výstavby byla zvolena metoda překládaného nosníkového bednění na CB konzolách. Čas nutný pro realizaci jednoho taktu dříku, nebo hlavice byl v délce 10 až 11 dní (počítáno od převěšení z předcházejícího po převěšení do dalšího taktu). Množství betonu C30/37 XC4, XF3 v jednom taktu je 43 m^3, u hlavice pak 38m^3. Koncem února 2014 bylo kompletně připraveno pro montáž ocelových komorových nosníku estakády celkem 5 polí, čímž byl zajištěn dostatečný předstih s ohledem na zvolený pracovní postup.

Obr. 3 Společný pilíř P1

Nejnáročnější částí spodní stavby však byl pro obě konstrukce společný pilíř P1, kde dřík pilíře tvoří dvě prolínající se tělesa, navazující na oblouk Langerova nosníku a trámovou nosnou konstrukci estakády. Pilíř výšky 14,8 m a šířky 14,2 m byl betonován ve čtyřech taktech nejen s ohledem na to, že se jedná o poměrně masivní konstrukci, kde celkové množství betonu C30/37 XF2, XF3 činí 755 m3, ale zejména z důvodu tvarové rozmanitosti s množstvím zaoblených a šikmých ploch. Složitý tvar dříku kladl vysoké nároky na tesaře při zhotovení nosníkového bednění, které z velké části sestávalo z prostorových ramenátů. Rozdělení betonáží dříku pilíře pozitivně ovlivnilo vývin hydratačního tepla a tím i výskyt smršťovacích trhlin na povrchu betonové konstrukce, ale

zejména tento krok respektoval nutnost zřízení plnících otvorů, tak aby byla řádně zajištěna distribuce betonové směsi do konstrukce a nedocházelo k segregaci jednotlivých složek betonu a tím i ke vzniku štěrkových hnízd. Ukládaná betonové směs musela být samozřejmě i řádně zhutněna, přičemž bylo nutné zohlednit účinnost ponorných vibrátorů. Pro dokonalé provibrování betonové směsi bez rizika vzniku povrchových vad u zakřivených ploch dříku pilíře P1 byly vkládány vodící koše pro vibrátory, které umožnily spolehlivé vedení při odklonu od svislice.

V březnu 2014 byla po úspěšných dílenských přejímkách zahájena montáž ocelových komorových nosníků v polích č. 8, 7 a 6. Konstrukce každého komorového nosníku byla sestavena z 9 dílců a montáž probíhala přímo v otvoru na provizorních montážních podpěrách PIŽMO s využitím mobilního jeřábu Liebherr LTM 1200. Hmotnost ocelové konstrukce jednoho pole je 265 tun. Poslední, ocelový „truhlík“ v poli č. 1 byl dokončen v listopadu 2014.

Montáž ocelové konstrukce SO 65-20-01 nad dálnicí D3 byla započata v červnu 2014 po zavedení dopravních omezení v levém jízdním pásu D3 a byla dokončena při uzavření pravého jízdního pásu D3 v říjnu 2014. Technologie montáže Langerova nosníku přímo v otvoru si vyžádala několik nočních, úplných uzavírek dálnice D3 s ohledem na rozměry dílců konstrukce o hmotnosti až 58 tun. Největším osazovaným dílcem byl svařenec dílců M.2.4 a M.2.5 s hmotností cca 103 tun a délkou 44,4 m. Pro montáž OK byly využívány mobilní jeřáby Liebherr LTM 1350 a 1500.

Obr. 4 Montáž OK železničního mostu v km 91,301 přes D3

Pro uložení nosných konstrukcí na spodní stavbu byla navržena hrncová ložiska. U nosné konstrukce Langerova nosníku je pro redukci dilatační délky využit systémem řídících tyčí Meyer/Wunstorf, který přesouvá teoretický střed dilatace do poloviny rozpětí nosné konstrukce. Všechny čtyři ložiska tak budou podélně pohyblivá.

Osazení ložisek proběhlo v součinnosti s montáží nosných konstrukcí, kdy ložiska byla

navěšena a zajištěna VP šrouby na dílcích OK. Po svaření OK, spuštění montážních podpěr v poli a přesné rektifikaci byly ložiska podlity plastmaltou. Po jejím vytvrzení byly ložiska aktivovány odstraněním zajišťovacích šroubů.

Realizace spřažené železobetonové desky NK estakády byla zahájena po aktivaci hrncových ložisek. Bednění konzol bylo zhotoveno jako závěsné, překládané po jednotlivých dílcích. Vnitřní bednění bylo provedeno jako prostorové s nosníkovým roštem. Množství betonu C30/37 XC3, XF1 jedné spřažené desky, tloušťky 486 mm je 254 m^3 a doba realizace jednoho pole byla 15 dní. Poslední spřažená deska NK č.1 byla dokončena včetně říms v listopadu 2014.

Obr. 5 Spřažená železobetonová deska v poli č. 8

Po 18-ti měsících realizace jsou oba mosty téměř dokončeny, zbývá pouze osadit mostní závěry, provedení systému vodotěsné izolace, montáž zábradlí a protihlukové stěny a estakáda i železniční most přes D3 budou připraveny pro pokládku železničního svršku.

Nový silniční most v km 92,545

Přestože se jedná o ryze železniční stavbu, je do této stavby zařazena i novostavba silničního nadjezdu, která převádí přeložku silnice I/3 přes přeložku nové železniční trati vedené v tomto místě v 10 m hlubokém zářezu. Jedná se o vzpěradlový most, jednotrám o třech polích 24,0 + 34,0 + 24,0 m z dodatečně předpjatého betonu v celkové délce

105 m. Šikmé prefabrikované stojky jsou spojeny s NK prostřednictvím vrubových kloubů. Betonáž nosné konstrukce proběhla na prostorové skruži v jednom taktu. Množství betonu C30/37 XF2 je 1072 m3 a betonáž trvala 16 hodin. Tento most byl zrealizován prakticky kompletně během jedné stavební sezóny a svou konstrukcí vhodně doplňuje soubor staveb na přeložce železniční trati mezi Chotovinami a Sudoměřicemi u Tábora.

Obr. 6 Nový silniční most nad přeložkou nové trati

Závěr

Na železniční stavbu zde v nebývalém množství byly nasazeny věžové jeřáby na všech významných objektech. Rychlostavitelné věžové jeřáby Liebherr byly využívány prakticky od samého počátku realizace, ať se jednalo o spodní stavbu nebo nosnou konstrukci. Tato stavba je příkladem, že vhodně zvolené technologie, nastavení pracovních postupů a sázka na netradiční řešení v oblasti mechanizačních prostředků, může výrazným způsobem zkrátit délku výstavby a zároveň udržet náklady na přijatelné úrovni.

Objednatel:	Správa železniční dopravní cesty, s.o. Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1
Zastoupená:	Stavební správou Praha Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9
Projektant:	SUDOP PRAHA a.s. Olšanská 1a, 130 00 Praha 3
Zhotovitel:	OHL ŽS, a.s., závod Železnice Burešova 938/17, 602 00 Brno, Veveří

Most přes Vejprnický potok

Most přes Radbuzu

Ústí nad Orlicí

Děčín - Jedlová

Tábor - Sudoměřice

Zbiroh - Rokycany

Horusice - Veselí

SUDOP PRAHA®

projekty - inženýring - konzultace

Mostní díla roku:

2013 - Titul ČDS&T 2013
Rekonstrukce železničního mostu
Děčín - Jedlová

2005 - Železniční most v km 145,463 trati
Kadaň - Karlovy Vary

2004 - Železniční mosty v km 24,539 a 25,885
trati Krasíkov - Česká Třebová

2001 - Silniční estakáda Řepy - Ruzyně

2001 - Železniční jezernický viadukt Cihelný

1998 - Železniční most na trati Plesná - Cheb

Olšanská 1a, 130 80 Praha 3 * tel.: 267 094 304 * fax: 224 230 316 * e-mail: praha@sudop.cz * www.sudop.cz

Směrnice: Určování zatížitelnosti železničních mostních objektů

prof. Ing. Josef Vičan, CSc., Žilinská univerzita v Žilině, Stavební fakulta.
Ing. Václav Podlipný, SŽDC, s.o.

V souvislosti s přechodem české technické normalizace na jednotné evropské normy, jakož i novými poznatky v oblasti spolehlivosti stávajících mostů vyvstala potřeba revize služební rukověti SR5 (S): Určování zatížitelnosti železničních mostů, [1]. Novou směrnici zpracoval tým z katedry Stavebních konstrukcí a mostů Žilinské university v Žilině vedený prvním z autorů tohoto příspěvku za vydatné spolupráce Ing. Wanglera, pracovníků SŽDC, s.o. pod vedením druhého z autorů a dalších připomínkovatelů z řad akademických pracovníků a projektantů. V tomto příspěvku se soustředíme na základní koncepční předpoklady vzniku nové směrnice pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů.

Úvod

Hodnocení stávajících mostních objektů představuje významný proces a zdroj informací pro rozhodování o strategii jejich údržby, oprav nebo rekonstrukcí. Pokud má být hodnocení objektivní, musí vycházet ze spolehlivostní koncepce založené na základním parametru spolehlivosti stávajících mostních objektů, kterým je jejich zatížitelnost. Zatížitelnost železničních mostních objektů je rovněž rozhodujícím parametrem pro vyhodnocení přechodnosti železničního provozního zatížení. Tato nová směrnice stanovuje všeobecná pravidla a metodiku určování zatížitelnosti železničních mostních objektů pro různě definovanou úroveň její přesnosti a následně uvádí základní pravidla pro ověřování přechodnosti železničního provozního zatížení i pravidla vyhodnocení přechodnosti konkrétních kolejových vozidel. Směrnice platí pro všechny mostní objekty spravované SŽDC, s.o. na celém území České republiky. Výjimku ze závazných ustanovení této směrnice může na základě předložené žádosti povolit jen GŘ SŽDC, s.o., O13 OMT. Dnem účinnosti této směrnice se v celém rozsahu ruší Služební rukověť SR5 (S): Určování zatížitelnosti železničních mostů, platná od 1. 1. 1995. Hodnoty zatížitelnosti stanovené podle Služební rukověti SR5 (S): Určování zatížitelnosti železničních mostů, platné od 1. 1. 1995, zůstávají v platnosti a jsou nadále plně použitelné pro posuzování přechodnosti.

Směrnice platí pro určování zatížitelnosti trvalých a zatímních mostních objektů a dalších objektů s konstrukcí mostům podobnou spravovaných SŽDC, s.o. na železničních tratích s traťovou rychlostí do 200 km/hod. Součástí této směrnice je také metodika ověřování přechodnosti provozního zatížení příslušné traťové třídy zatížení (TTZ) podle ČSN EN 15528.

Směrnice rovněž platí pro určování zatížitelnosti prvků nových mostních objektů, avšak pro úroveň spolehlivosti odpovídající návrhu nového mostního objektu, tj. pro návrhové hodnoty účinků zatížení a únosnosti průřezů a prvků mostních objektů definovaných podle současně platných norem ČSN a ČSN EN bez možnosti využití úlev uvedených v této směrnici.

Struktura směrnice

Směrnice má strukturu kopírující členění evropských norem. Tvoří ji obecná část platná pro všechny druhy mostních objektů a přílohy A, B, C, D specifikující pravidla určování zatížitelnosti pro jednotlivé mostní objekty podle materiálu, z kterého jsou zhotoveny (ocelové, spřažené ocelobetonové, betonové a zděné). Příloha E představuje tradiční tabulku přehledu zatížitelnosti a vzor jejího vyplňování. V nově zavedené příloze F jsou vysvětleny postupy doplněné příslušnými vzorci pro přesnější výpočet hodnot dílčích součinitelů na základě úrovně spolehlivosti deklarované v tab. 1, příp. na základě údajů zjištěných zkouškami.

Obecná část má 5 kapitol. Po úvodních ustanoveních, citovaných a souvisejících normách a obdobných předpisech následují zkratky a značky používané v jednotlivých částech směrnice. Aplikované termíny a definice vychází z mostního názvosloví a jsou doplněny o některé specifické pojmy zavedené ve směrnici, příp. mírně upravené oproti normovému názvosloví. Ve směrnici jsou zavedeny dva druhy zatížitelnosti, a to normální a výjimečná. Normální zatížitelnost prvku mostního objektu je definovaná v souladu s pojetím normové definice normální zatížitelnosti. Nově zavedená výjimečná zatížitelnost se určuje přepočtem mostního objektu podle postupů a zásad uvedených ve směrnici pro určení zatížitelnosti kategorie C, příp. D a s dalšími úlevami definovanými v kapitole 4.9 směrnice.

V směrnici jsou ponechány v souladu s původní SR5(S) čtyři kategorie zatížitelnosti, a to:

— **kategorie A:** zatížitelnost stanovená odhadem na základě informací získaných zejména z procesu dohlédací činnosti,

— **kategorie B:** zatížitelnost stanovená porovnávacím přepočtem stávajícího mostního objektu, označovaná jako odvozená zatížitelnost,

— **kategorie C:** zatížitelnost stanovená přepočtem stávajícího mostního objektu na základě jeho ověřeného skutečného stavu nebo analýzou nového mostního objektu,

— **kategorie D:** zatížitelnost stanovená přepočtem stávajícího mostního objektu na základě jeho ověřeného skutečného stavu nebo analýzou nového mostního objektu nebo jeho části, doplněnými experimentálním ověřením chování mostního objektu, příp. jeho části, kterým se ověří správnost zvoleného výpočtového modelu.

Přechodnost provozního zatížení se ve směrnici definuje v souladu s ČSN EN 15528. Provozním zatížením se v směrnici rozumí traťové třídy zatížení (TTZ), konkrétní kolejová vozidla a příp. i lokomotivní třídy. Nově je zaveden termín těžká zásilka, kterou se v této směrnici rozumí provozní zatížení překračující TTZ příslušné trati s přidruženou rychlostí a přepravující se za speciálně stanovených provozních podmínek.

V kapitole 3 jsou uvedeny obecné zásady a pravidla používání směrnice, jakož i podmínky určování normální i výjimečné zatížitelnosti. Podstatná je kapitola 4 směrnice, v které jsou uvedeny rozhodující informace pro potřeby určování zatížitelnosti železničních mostních objektů. Jedná se o základní ustanovení pro přepočty mostních objektů s uvedením základních částí přepočtu, tj. technická zpráva k přepočtu mostního objektu, vlastní přepočet mostního objektu a přehled zatížitelnosti (podle přílohy E) se specifikací jejich součástí.

Spolehlivost mostních objektů se posuzuje a jejich zatížitelnost se určuje pomocí metody dílčích součinitelů. V metodě dílčích součinitelů se ověřuje, zda ve všech relevantních návrhových situacích nejsou překročeny příslušné mezní stavy mostních objektů, které jsou v směrnici blíže definovány. V další části směrnice jsou ustanovení specifikující stálá a proměnná zatížení mostních objektů při jejich přepočtech a obecné postupy stanovení materiálových vlastností při určování jejich zatížitelnosti. V zásadě jsou respektována pravidla a ustanovení platná pro zatížení mostních objektů podle příslušných částí Eurokódů. Svislé proměnné zatížení železniční dopravou se při přepočtech mostních objektů zohledňuje modelem zatížení 71 podle 6.3.2 v ČSN EN 1991-2 se součinitelem α = 1,00. Mimořádná zatížení se v přepočtech stávajících mostních objektů uvažují podle 6.7 v ČSN EN 1991-2 a ČSN EN 1991-1-7. Prvky a části mostního objektu se na účinky mimořádných zatížení posoudí, avšak zatížitelnost se pro tato zatížení neurčuje.

V případě materiálových vlastností stávajících mostních objektů se jejich charakteristické a návrhové hodnoty se stanoví:

— na základě prohlídkou ověřené dokumentace mostního objektu s využitím norem a předpisů platných v době jeho návrhu,

— na základě diagnostického průzkumu a zkoušek materiálů provedených se souhlasem SMT, případně odborného útvaru zadavatele.

Současně jsou definovány hodnoty dílčích součinitelů pro stanovení návrhových hodnot účinků stálých zatížení, proměnných zatížení železniční dopravou (zatěžovací model 71, boční ráz, odstředivá síla, rozjezdové a brzdné síly) a klimatických zatížení. Dílčí součinitele spolehlivosti materiálů jsou pro jednotlivé materiály mostních objektů specifikovány v přílohách A až D. Poté jsou v dalších částech kapitoly 4 stanoveny postupy určování zatížitelnosti podle jednotlivých kategorií A, B, C a D. Největší pozornost je věnována určování zatížitelnosti kategorie C, která se stanovuje přepočtem mostního objektu.

Spolehlivost stávajících mostních objektů

Otázkou spolehlivosti stávajících mostních objektů se zabývá celá řada výzkumníků z celého světa. Všeobecně se všichni shodují na úvaze, že úroveň spolehlivosti pro hodnocení stávajících mostů by měla být nižší, než je tomu při jejich návrhu. Tyto závěry byly zapracovány do amerických i kanadských norem pro hodnocení stávajících mostů. Podobné úvahy byly diskutovány již při stanovení úrovně spolehlivosti pro přepočty ocelových železničních mostů při tvorbě normy [2]. Do finální verze této normy a potom i do rukověti [1] byla zavedena hodnota dílčího součinitele zatížení železniční dopravou γ_{UIC} = 1,25, přitom při návrhu nového mostu se používala hodnota γ_{UIC} = 1,40. Od doby přípravy těchto předpisů došlo k posunu poznatků a kvality normových podkladů, které vyústily do tvorby Eurokódů, kde se úroveň spolehlivosti nových mostních objektů opět revidovala. Všechny tyto změny a úvahy bylo třeba zohlednit při kreování nové směrnice pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů.

Teoretické základy spolehlivosti stávajících mostů vychází z předpokladu, že železniční mostní objekty jsou kontrolované v rámci pravidelné dohlédací činnosti poskytující informace o jejich aktuálním technickém stavu, které nebyly k dispozici při jejich návrhu.

Údaje tak doplňují základní informace získané z dokumentace mostního objektu. Spolu s dalšími údaji získanými v průběhu životnosti mostního objektu vytváří zdroj informací redukujících nejistoty vstupních parametrů procesu ověřování jejich spolehlivosti. Současně je třeba zohlednit, že spolehlivost stávajících mostních objektů se v rámci přepočtů ověřuje pro zbytkovou životnost a ne pro návrhovou životnost, která u nových mostů činí 100 roků, zatím co u stávajících je prokazatelně nižší. Tyto úvahy lze s využitím matematické teorie pravděpodobnosti zpracovat a pro posuzování stávajících mostních objektů lze definovat nižší úroveň hladiny spolehlivosti, než jaká platí pro posuzování novostaveb. Tato hladina spolehlivosti je stanovena v závislosti od stáří posuzovaného prvku mostního objektu a jeho plánované zbytkové životnosti. Matematické zpracování uvedených úvah s použitím podmíněné pravděpodobnosti a výsledky analýz byly prezentovány na různých konferencích a ve vědeckých článcích například $[3]_1$, [4] v souvislosti s úrovní spolehlivosti podle Eurokódů.

Jedním z podstatných výstupů teoretických analýz jsou hodnoty indexu spolehlivosti β_t platné pro ověřování spolehlivosti prvků stávajících mostních objektů, které jsou uvedeny v tab. 1.

Zbytková životnost (roky)	**Úroveň hladiny spolehlivosti daná indexem spolehlivosti β_t podle stáří nosného prvku v letech**								
	10	**20**	**30**	**40**	**50**	**60**	**70**	**80**	**90**
5	3,358	3,212	3,112	3,035	2,972	2,918	2,871	2,829	2,791
10	3,468	3,356	3,274	3,209	3,155	3,108	3,066	3,029	2,996
20	3,545	3,467	3,405	3,354	3,310	3,271	3,236	3,205	3,176
30	3,576	3,516	3,466	3,424	3,386	3,352	3,322	3,294	3,268
40	3,593	3,544	3,502	3,465	3,433	3,403	3,376	3,351	3,327
50	3,604	3,563	3,526	3,494	3,465	3,438	3,413	3,391	3,369
60	3,611	3,575	3,543	3,515	3,488	3,464	3,442	3,420	3,401
70	3,617	3,585	3,557	3,531	3,506	3,484	3,463	3,444	3,426
80	3,621	3,592	3,567	3,543	3,521	3,500	3,481	3,463	3,446
90	3,624	3,598	3,575	3,553	3,533	3,513	3,495	3,478	3,462

Tab. 1 Úroveň spolehlivosti stávajících mostních objektů

Z uvedených hodnot indexu spolehlivosti lze stanovit hodnoty dílčích součinitelů účinků zatížení i spolehlivosti materiálů, které se uplatní při výpočtu jejich návrhových hodnot. Postup výpočtu dílčích součinitelů účinků zatížení a spolehlivosti materiálů je v směrnici uveden v příloze F. Z tab. 1 je zřejmé, že je možné stanovit hodnotu dílčího součinitele podle stáří nosného prvku a plánované hodnoty jeho zbytkové životnosti. Do finální verze směrnice se však přijala koncepce vždy jen dvou hodnot dílčích součinitelů účinků zatížení a spolehlivosti materiálů, a to pro mostní objekty s prvky mladšími jak 30 let včetně nových mostů v hodnotě odpovídající dílčímu součiniteli s hodnotou stejnou jako při návrhu nového mostního objektu a pro prvky starší než 30 let s modifikovanou hodnotou dílčího součinitele stanovenou směrnicí. Je však možno postupovat přesněji a s využitím tab. 1 si určit hodnotu indexu spolehlivosti β_t a následně postupy uvedenými v příloze F

směrnice stanovit hodnotu příslušného dílčího součinitele. Tato hodnota se musí vždy uvést do přehledu zatížitelnosti mostního objektu nebo jeho části podle vzoru uvedeného v příloze E směrnice.

Literatura:

[1] SR5(S): Určování zatížitelnosti železničních mostů. České dráha, 1995

[2] ON 73 6222: Přepočet ocelových železničních mostů a výpočet jejich zatížitelnosti. UNM Praha 1988.

[3] Koteš, P.; Vičan, J.: Reliability levels and partial safety factors according to Eurocodes for evaluation of existing bridges. In: Assessment, upgrading and refurbishment of infrastructures. IABSE Conference, Rotterdam, Netherlands, May 6-8, 2013. Zürich: IABSE, 2013. - ISBN 978-3-85748-123-9. - CD-ROM, [8] s.

[4] Koteš, P.; Vičan, J.: Recommended reliability levels for evaluation of existing bridges according to Eurocodes. In: Structural Engineering International, Vol. 23, No. 4, November 2013, pp. 411-417(7), ISSN 1016-8664.

Poznatky ze statického přepočtu mostu v Prostředním Žlebu podle nové směrnice

Ing. Pavel Očadlík, Ing. Miroslav Kroupar, VPÚ DECO PRAHA a.s.,
doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., VPÚ DECO PRAHA a.s., Fakulta stavební ČVUT v Praze
Ing. Vladimír Kudrnáč, SŽDC, s.o.
Ing. Miroslav Hubka, HK s.r.o.

Předmětem tohoto článku je popis zkušeností a poznatků z podrobného přepočtu jednoho z nejstarších ocelových mostů v Čechách – mostu v Děčíně, Prostředním Žlebu. Ten byl vybudován jako součást železničního uzlu v Děčíně společností Rakouské severozápadní dráhy. Jde o součást železniční trati z Vídně přes Znojmo, Kolín, Mělník a Ústí nad Labem - Střekov až do stanice Děčín-východ, dolní nádraží. Na Pražsko-drážďanskou dráhu se trať napojila 400m dlouhým tunelem ústícím přímo na druhý labský železniční most do stanice Prostřední Žleb. Přemostění Labe bylo v tehdejší době největším mostem na našem území. Most byl otevřen roku 1874.

Úvod

Most v km 458,756 TÚ č. 1001 Všetaty - Děčín Prostřední Žleb je most o celkem čtyřech mostních otvorech přemosťující řeku Labe, železniční vlečku Děčín – Loubí a místní komunikaci. V otvorech 1 a 4 jsou ocelové nýtované plnostěnné konstrukce s mezilehlou mostovkou o rozpětí 25,0 m a 25,7 m. V otvorech 2 a 3 jsou prosté, ocelové, nýtované, příhradové, přímopasové konstrukce s dolní mostovkou o rozpětí 2 x 99,4 m. Celková délka přemostění je 239,1m a délka mostu je 265,45m (viz Obr. 1).

Vzhledem k místním podmínkám je most extrémně šikmý – šikmost 44°. Na pravém břehu vychází téměř bezprostředně z tunelu, na levém břehu ústí trať do zhlaví stanice Děčín - Prostřední Žleb. Spodní stavba je postavena pro dvoukolejný most, druhá kolej však nebyla nikdy zřízena.

Obr. 1 Pohledy na mostní objekt

Spodní stavba se skládá ze dvou opěr a dvou masivních pilířů, je kamenná z řádkového zdiva založená na skalním podloží. Ocelové konstrukce č. 2 a č. 3 jsou původně z roku 1874 a v roce 1916 zesílení mostovky. Konstrukce č. 1 je po generální opravě z roku 1972 a konstrukce č. 4 z roku 1974, konstrukce č. 2 a č. 3 jsou původní a došlo pouze k částečné opravě v osmdesátých letech.

V roce 1916 došlo k zesílení NK mostu, v letech 1967-1969 provedena částečná protikorozní ochrana a částečná výměna prvků v oblasti vodorovného ztužení horních pasů hlavního nosníku. Následně v první polovině 80. let se provedla elektrifikace a další částečná rekonstrukce. V letech 2007 - 2008 došlo k rekonstrukci železničního svršku, oprava prvků mostovky a částečná PKO.

Požadavky správce na přepočet mostu

Pro zajištění bezpečnosti železničního provozu na železničním mostě v km 458,756 v traťovém úseku č. 1001 Všetaty - Děčín Prostřední Žleb byl ze strany SŽDC, s.o. vznesen požadavek na zpracování znaleckého posudku stavu mostu včetně navržení stavebních a konstrukčních úprav. Zásadní požadavky na jeho zpracování byly:

- Provést posouzení zatížitelnosti a přechodnosti.
- provést diagnostický a korozní průzkum, včetně stanovení materiálových charakteristik základního materiálu.
- provést přepočet podle Novelizace směrnice Určování zatížitelnosti železničních mostů.
- zpracovat pasportizaci nosné konstrukce a výkresů stávajícího stavu.
- provést vyhodnocení a doporučení stavebních a konstrukčních úprav.

Výsledky diagnostického a korozního průzkumu

Účelem průzkumu bylo zjištění technického stavu nosných ocelových konstrukcí mostu a vytvoření podkladů pro statický přepočet konstrukcí. Byla provedena podrobná fyzická vizuální prohlídka a měření skutečných rozměrů. Současně se hodnotil stav nátěru a korozní oslabení.

Použité nedestruktivní metody zahrnovaly vizuální prohlídku, měření rozměrů posuvným měřítkem, ocelovým metrem, ultrazvukovým tloušťkoměrem TM 8812 a laserovým dálkoměrem. Destruktivní metody zahrnovaly stanovení chemického složení optickou emisní spektrometrií, zkoušky tahem za pokojové teploty, zkoušky rázem v ohybu za snížené teploty a zkoušku mikrostruktury oceli.

Obr. 2 Korozí rozpadlé konce horní pásnice příčníku

Obr. 3 Přereznutí diagonál hlavního nosníku

Výsledkem diagnostiky bylo jednak stanovení rozměrů konstrukce – a to zejména z důvodu existence pouze fragmentů projektové dokumentace, a současně stanovení korozního oslabení. To bylo poměrně značné, běžně dosahovalo cca 10 - 25%, a zejména na diagonálách, svislicích a na prvcích ztužení docházelo až k přereznutí profilů (viz Obr. 2 a 3). Výsledky provedených laboratorních destruktivních zkoušek (zkouška tahem) v 30–50% nevyhovují ani požadavkům na konstrukční ocel S 235J0. Ve všech případech pak nevyhovují požadavkům na konstrukční ocel S 235J2 a z části vyhovují S 235J0. Ocel lze označit za svařitelnou.

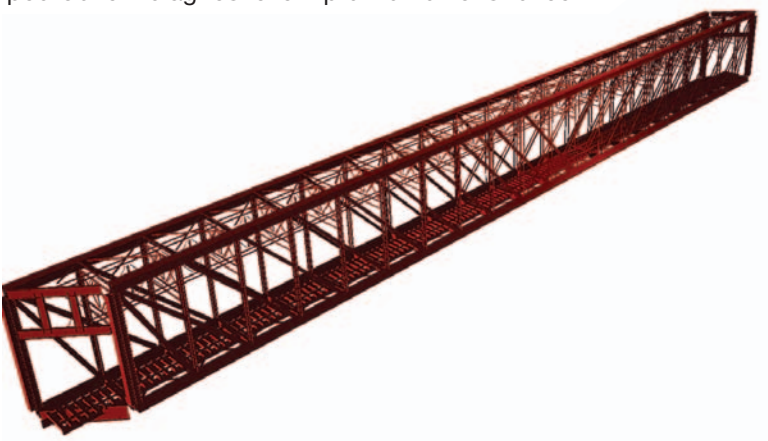
Materiálové charakteristiky oceli	Stanovená mez kluzu ze zkoušky tahem $Rp_{,0.2}$ [MPa]			
Zkouška 1-4	200	290	192	304
Zkouška 5-8	219	236	282	259
Zkouška 9-12	250	246	232	261
Průměrná hodnota f_y	247,6			
Charakteristická hodnota f_y pro rozdělení logo-normální	193,5			

Tab. 1 Stanovení materiálových charakteristik oceli

S ohledem na stáří mostu a nedostatečnou únosnost byla po dohodě s investorem uvažována zbytková životnost 5 let. To vedlo k použití nižších součinitelů materiálu: $\gamma_{M,0}$=1.07 a $\gamma_{M,1}$ =1.17. Návrhová mez kluzu byla tedy výsledně f_{yd},0=181,6 MPa, resp. $f_{yd,}$1=165,1. Je třeba upozornit na to, že i přesto jsou tyto hodnoty cca o 10 MPa nižší, než uvažuje směrnice.

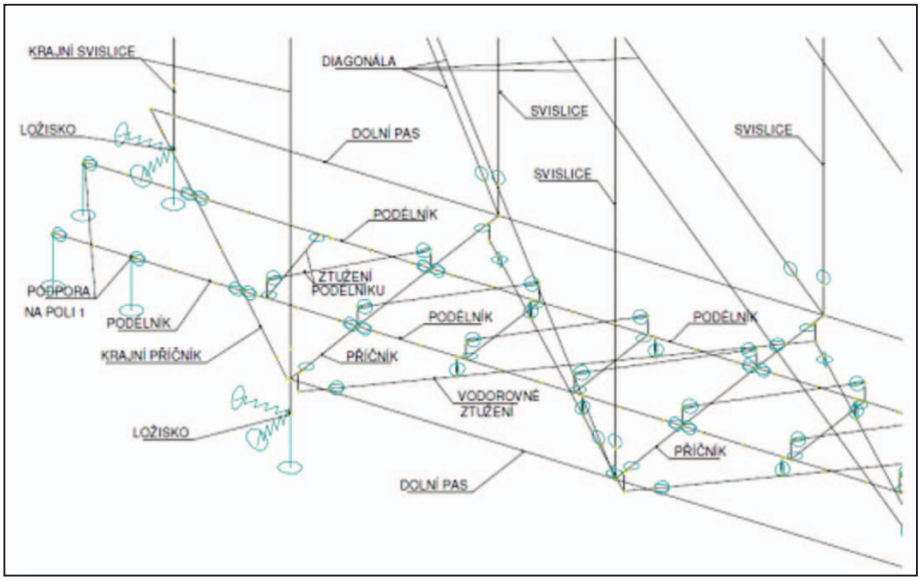
Popis výpočetního modelu

Výpočetní model v programu NEXIS 32 byl zvolen tak, aby co nejlépe respektoval prostorové spolupůsobení jednotlivých konstrukčních prvků, vyplývající z dispozičního uspořádání a konstrukčních detailů. Z modelu byly získány vnitřní od jednotlivých zatěžovacích stavů, jejich skupin či kombinací. Základní lineární kombinace, obálky z nich, posouzení a stanovení zatížitelnosti bylo provedeno v programu MS EXCEL. Zde byl zaveden jak součinitel zatížení, tak dynamický součinitel a součinitel korozního oslabení. Průřezové a materiálové charakteristiky odpovídají hodnotám zjištěným při podrobném diagnostickém průzkumu konstrukce.



Obr. 4 Pohled na render výpočetního modelu

Skutečný most je na jedné straně uložen na pevných ložiskách a na druhé straně na ložiskách pohyblivých ve směru podélné osy mostu. Každé ložisko má ovšem ve směru, ve kterém mu není umožněn pohyb, určitou vůli v důsledku konstrukčního uspořádání. Na základě dřívějších zkušeností bylo v našem případě vybráno schéma podepření mostu s pružnými podporami v podélném a příčném směru. Tuhosti těchto podpor byly zavedeny tak, aby maximální výpočtové vodorovné zatížení v příslušném směru vyvolalo v pružné podpoře vodorovný posun odpovídající možným vůlím.



Obr. 5 Detaily výpočetního modelu

Posouzení konstrukce a stanovení zatížitelnosti

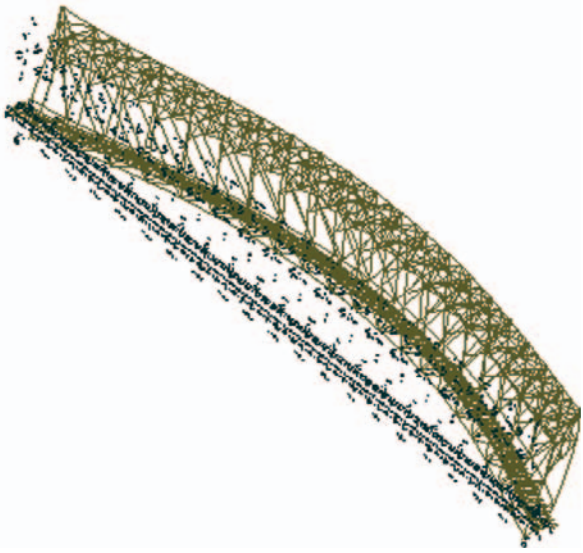
Vnitřní síly byly stanoveny geometricky lineární pružnou analýzou. Vzhledem k tomu, že se jedná o nýtovanou konstrukci, byly veškeré průřezy posouzeny pružně. Posouzení tlačených průřezů je provedeno pomocí stabilitních posudků s uvažováním imperfekcí jednotlivých prutů. Ocelová konstrukce mostu byla posouzena v 1. MS ve 128 bodech.

V případě kombinace tlaku a ohybu byly průřezy dvouose symetrické posouzeny dle ČSN EN 1993-1-1 – kapitola 6.3.3. Velká většina průřezů tuto podmínku nesplnila, proto byly posouzeny pomocí tzv. obecné metody dle ČSN EN 1993-1-1, kapitola 6.3.4, tedy bylo nutno stanovit globální poměrnou štíhlost $\overline{\lambda_{op.}}$ Ta byla stanovena stabilitní analýzou za pomoci prostorových prutových a deskostěnových výseků konstrukce, zatížených osovými silami a koncovými momenty. Na takto sestaveném modelu byly spočteny násobky kritických zatížení a na základě nich pak určeny součinitele vzpěru a klopení pro různé poměry osové síly a ohybového momentu. Tyto hodnoty pak byly proloženy polynomickou funkcí 5°. Po dosazení poměru osové síly a ohybového momentu vyjde z rovnice hodnota součinitele vzpěru resp. klopení.

Vzhledem k použité metodice tj. kdy koeficienty „k“ ať už v obecné metodě nebo v metodě dle 6.3.3 ČSN EN 1993-1-1 závisí na osové síle, je nutné provádět výpočet

zatížitelnosti iterační metodou. K iteraci rovněž vede i použití úlevy dle „Směrnice“ kapitoly 4.7.7 kdy lze účinky bočního rázu, odstředivé síly a brzdných sil redukovat s ohledem na dosaženou zatížitelnost (< 1.0). Explicitní vyjádření zatížitelnosti je již prakticky nereálné. To přináší i praktickou nemožnost dokladování procesu iterace.

Obr. 6 Pohled na výsek konstrukce



Obr. 7 Deformace NK od zatížení větrem (převýšeno)

Hlavní poznatky z přepočtu

V průběhu přepočtu bylo nutno vypořádat se s řadou komplikací, souvisejících jak s chováním konstrukce, tak se systémem posuzování a stanovování zatížitelnosti jak podle směrnice, tak podle platných ČSN EN. Jako hlavní poznatky lze označit:

— Bylo nezbytné přikročit k redukci součinitelů materiálu i součinitelů zatížení s ohledem na zbytkovou životnost konstrukce. Standardní součinitele vedly k nereálně nízké zatížitelnosti. Po dohodě se zadavatelem byla zvolena zbytková životnost 5 let. Současně parametry materiálu byly horší, než uvažuje směrnice.

— Složitost posudků vede k nezbytnosti použití iteračního výpočtu zatížitelnosti. Explicitní vyjádření zatížitelnosti zejména u složitějších konstrukcí je prakticky nereálné

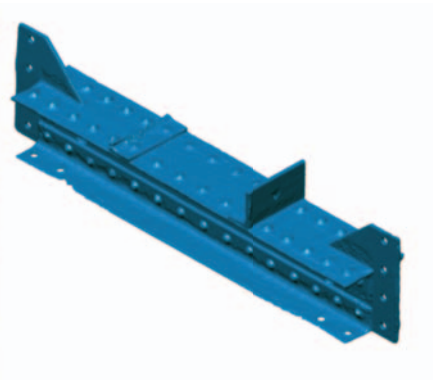
— Ve výpočetním modelu je mimořádně důležité zohlednit správnou tuhost styčníků a uložení. Používání zjednodušeného chápání styčníků jako kloubu a vetknutí vede opět k nereálně nízkým zatížitelnostem. Tuhost styčníků je účelné stanovit za pomoci detailnějších modelů, nebo vycházet za zkušeností. Modelování ložisek dvojicí vodorovně neposuvných podpor je taktéž nevhodné, je nezbytné uvážit vůle v ložisku a případné dotlačení (nerespektování tohoto vede k vyčerpání únosnosti ztužení i při malých vodorovných účincích).

— Chování konstrukce zde bylo předurčeno její geometrií, je velmi štíhlá, vysoká a šikmá. Proto velmi významný vliv měly vodorovné účinky, a to zejména účinky od větru. Například zatížení větrem na zatížený most vedlo k vodorovné deformaci 13 cm a jde o hlavní faktor, redukující zatížitelnost mostu. Je otázkou, nakolik

je toto zatížení reálné (pro dokreslení lze ukázat, že při aplikaci zatížení větrem podle ČSN EN 1991-1-4 na nezatížený vlak dojde k jeho převrácení..).

— Velmi vysoký vliv mělo i korozní oslabení, bez něj a za předpokladu příznivějších parametrů oceli by pravděpodobně konstrukce na třídu D4 vyhověla bez komplikací. Tento fenomén si zaslouží další významnou pozornost. Na základě experimentů, provedených na Fakultě stavební ČVUT v Praze na vzorcích odebraných z železničního mostu v Opočně na podzim roku 2015 (viz Obr. 8 a 9) lze ukázat, že uvažování korozního oslabení prvku (pásnice, stojiny) s použitím nejslabšího místa nevede k reálným výsledkům. Skutečná únosnost odpovídá spíše použití průměrné tloušťky (celkové plochy) pásnice/stojiny. I tak ale podle těchto zkoušek vycházela skutečná (plastická) únosnost při rozsáhlé korozi vždy vyšší, než návrhová pružná stanovená s charakteristikami podle směrnice (viz. Tab. 2). Na druhou strany, již při malém zatížení dochází v reálu k plastizaci v oblastech korozních důlků. Tento efekt je zajímavý zejména s hlediska únavy a bude dále zkoumán.

Obr. 8 Pohled na zkušební vzorek



Obr. 9 3D laserový sken zkušebního vzorku

Nosník č.	Min. oslabená tl. dolní pásnice	Korozní oslabení	Max. dosažené zatížení při zkoušce	Max. dosažený $M_{pl,y}$ při zkoušce	Max. My dle směrnice a zaměřeného $W_{el,y}$	Poměr plastické únosnosti skutečné/elastické návrhové bez oslabení dle směrnice
	[mm]	[%]	[kN]	[kNm]		
Neoslab.	9	0	-	-	116	
B1	4	54	629	**133.7**	89	1.15
B2	6	30	769	**163.4**	99	1.41
B3	6	39	673	**143.0**	97	1.23
B4	4	61	649	**137.9**	83	1.19

Tab. 2 Výsledky zatěžovacích zkoušek zkušebního vzorku

Závěr

Při přepočtu nosné konstrukce pole 2 a 3 bylo zjištěno, že hlavní nosná konstrukce nevyhovuje z hlediska požadované přechodnosti D4 - 40. Řešením po dohodě se zadavatelem bylo omezení životnosti konstrukce na dobu max. 5 let. S ohledem na toto byly redukovány jak součinitele materiálu, tak součinitele zatížení. Následně již hlavní nosná konstrukce vyhověla, vyjma části profilů horního a dolního ztužení u podpor, které jsou značně ovlivněny namáháním od větru a jsou i značně korozně oslabené. Zde je nezbytné provést jeho opravu a zesílení.

Literatura:

[1] Směrnice Určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, SŽDC s.o., 2014

„Příspěvek byl zpracován za podpory programu Centra kompetence Technologické agentury České republiky (TAČR) v rámci projektu Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI), číslo projektu TE01020168“

OTP pro železobetonové rámové prvky |6

Ing. Miloslav Bárta, SŽDC, s.o.

Současný rozmach stavební činnosti a nutnost urychlit stavební práce na stavbách železniční infrastruktury přináší zvýšené požadavky na používání železobetonových prefabrikovaných konstrukcí. Vzhledem k mnoha výrobcům a různému způsobu přístupu k výrobě těchto prvků byla SŽDC s.o. nucena stanovit podmínky pro používání těchto výrobků.

Úvod

Správa železniční dopravní cesty je organizace pověřená provozováním drážní dopravy na státem vlastněných železničních tratích. U provozování drážní dopravy je značná pozornost kladena na dodržování její bezpečnosti. Tento úkol je zakotven i ve vládní vyhlášce č. 376/2006 Sb. Proto byla v roce 2011 zpracována a vydána Směrnice č. 67 s názvem „Systém péče o kvalitu v oblasti traťového hospodářství“, která stanoví konkrétní kroky a postupy při uplatňování funkčního systému kvality a to jak u používaných výrobků, technologických postupů tak i u posuzování způsobilosti jednotlivých osob. Jednou z možností dosahovat kvality u používaných výrobků, či technologických celků je zpracování „Obecných technických podmínek“. Každé vydané obecné technické podmínky jsou souhrnem konkrétních požadavků a podmínek, které je každý subjekt povinen splnit před zahájením dodávek výrobků či technologií na stavby železniční infrastruktury.

Se současným opětovným rozvojem stavebních prací na železnici a vzhledem k masívní přípravě dalších akcí při modernizaci železniční sítě v České republice bylo jasné, že jednou z možností pro zkrácení doby výluk a urychlení stavebních prací je prefabrikace. S rostoucím počtem dodavatelů betonových prefabrikátů vyvstala nutnost zpracovat v této oblasti Obecné technické podmínky a sjednotit tak požadavky na tuto skupinu výrobků. Obecné technické podmínky pro železobetonové rámy specifikují podmínky pro použití nosných konstrukcí propustků a malých mostů, se zachováním normami a vnitropodnikovými předpisy SŽDC požadovanou kvalitou, bezpečností a trvanlivostí.

Cíle zpracovaných OTP

Beton jako materiál vykazuje obecně velký rozptyl vlastností. Tyto vlastnosti nejsou ovlivněny jen použitými surovinami, ale jsou také závislé na způsobu zpracování a následného ošetřování každé betonové konstrukce. Vytvoření požadovaných podmínek pro zdárné dokončení celé stavby klade v různých místech a ročních obdobích nemalé nároky na jejich tvůrce. Tyto procesy jsou vykonávány mnoha subjekty s velmi rozdílným přístupem. Zmenšení počtu účastníků či zmechanizování procesů znamená zmenšení možnosti ovlivnit celkový výsledek. U betonových konstrukcí, u kterých je to z hlediska dopravního možné, je prefabrikace velmi podstatný čin. Jde o to, aby činnosti, u kterých je větší problém se zpracováním na stavbě (tak říkajíc v přírodních podmínkách), byly přesunuty do podmínek lepších - do výroben pro tuto technologii lépe vybavených.

Obecné technické podmínky pro železobetonové rámy si kladou za cíl, aby se stavby z železobetonových rámových konstrukcí stali nedílnou součástí nosné konstrukce drobných objektů železniční infrastruktury stejně tak, jak je tomu u železobetonových trub. Ostatně

obecné technické podmínky pro železobetonové trouby propustků (těchto blízkých příbuzných železobetonových rámů), jímž se v posledních letech věnovala velká pozornost především vytvořením mostního vzorového listu MVL 649 - Železobetonové trubní propustky, byly volnou předlohou. Na zmíněný mostní vzorový list se také tyto obecné technické podmínky v některých kapitolách odvolávají. OTP pro železobetonové rámy vycházejí z požadavku doplnit sortiment železobetonových prvků pro železniční propustky především v oblastech rozporu mezi hydraulickými požadavky a prostorovými možnostmi dané lokality. Při návrzích světlosti objektů, vycházejících z nově upravených návrhových průtoků, jejichž výsledkem je trubka o průměru 1,6 nebo 1,8 m, je možno s úspěchem nahradit obdélníkovým profilem s menšími požadavky na stavební výšku propustku.

Obecné technické podmínky připouští dodávat železobetonové prvky na stavby železničních drah ve správě SŽDC jen výrobcům se zavedeným a certifikovaným systémem řízení kvality podle ČSN EN ISO 9001:2009 kteří zpracují a následně nechají schválit u pověřeného útvaru Správy železniční dopravní cesty své technické podmínky dodací. Všechny materiály použité k výrobě i výrobek jako celek musí odpovídat podmínkám příslušných kapitol Technických kvalitativních podmínek státních drah, platných v době dodávky výrobků. Výrobek musí odolávat mechanickým, povětrnostním a chemickým vlivům působícím na něj v místě zabudování po celou dobu životnosti objektu.

Základní požadované vlastnosti

Z hlediska mechanických vlastností, tj. návrhu na pohyblivé zatížení podle ČSN EN 1991-2 to znamená, že prvek musí odolat účinkům zatížení modelu 71 (LM 71) s α = 1,21, případně modelu SW2. Výrobce na základě statických výpočtů stanoví jejich limitní podmínky pro použití v železničním tělese: maximální výšku přesypávky (minimální je stanovena na 0,4m) a způsob uložení železobetonového prvku. Dále zpracuje tabulku zatížitelnosti pro jednotlivé prvky své výrobní řady. Zohlední při tom samozřejmě i výšku přesypávky a stáří výrobku.

Z hlediska kvality materiálů je požadováno podle ČSN EN 206, aby beton výrobků běžně odolával všem stupňům vlivu prostředí XC, XD, XF, a u vlivu prostředí XA prvnímu stupni (XA1). Odolnost vůči ostatním dvěma „vlivům“ u prostředí XA jsou ponechány na úvaze jednotlivých výrobců. Z hlediska průsaků vody podle ČSN EN 12 390-8 musí být beton navržen s maximálním průsakem 20mm, z hlediska odolnosti proti vodě, mrazu a chemickým rozmrazovacím látkám podle ČSN 73 1326 musí beton splňovat podmínky při průkazních zkouškách A/150/600, při kontrolních zkouškách A/100/1000.

Další požadavky specifikované v obecných technických podmínkách jsou z oblasti kvality povrchu betonu. Povrch je posuzován podle technických podmínek české betonářské společnosti a musí splnit parametry pohledového betonu PB3. Stejné podmínky jsou stanoveny i Technickými kvalitativními podmínkami státních drah. Je připuštěna trhlina maximální šířky 0,15mm, či drobné povrchové nepravidelnosti na „nepohledových“ plochách průměru 15mm a hloubky maximálně 5mm. Rozměrové tolerance se pohybují v rozmezí +-10mm u stykových ploch +-5mm. Doba záruky je stanovena v TKP v délce 60 měsíců.

Možné použití prvků

Předchozí požadavky na vlastnosti materiálů jsou shodné pro jakýkoliv rozměr dodávaných rámů. Pro dodávky prvků do 2,0m světlosti je dále stanovena povinnost

výrobci dodávat integrované těsnění jako nedílnou součást těchto prvků. Splněním těchto podmínek a dodržením minimální krycí vrstvy 40mm dává v těchto případech projektantům možnost navrhovat objekty propustků z těchto výrobků bez rubové izolace proti vodě, stejně jako u propustků trubních, pouze prvky opatřit penetračním a asfaltovým nátěrem. Je snaha odstranit případy uvedené na obr.1, kdy je objekt vně izolován a po celou dobu své životnosti v něm stojí, nebo pomalu protéká voda.

Obr. 1 Příklad uložení prvku

Obsah projektu a přejímek

Skladbu jednotlivých prvků a založení celého objektu zpracovává projektant v projektu stavby podle skutečné geologie v místě stavby. Tím také prokáže správnou volbu této konstrukce a posoudí i celkovou zatížitelnost objektu s ohledem na II MS. Způsob zásypu a použitý materiál navrhuje projektant (musí odpovídat požadavkům předpisu SŽDC S4), výrobce může stanovit způsoby hutnění a maximální hmotnosti hutnících prostředků. Dále projektant navrhuje i způsob ukončení objektu. Některými výrobci jsou nabízeny i prvky se šikmým zakončením ve sklonu svahu.

Ke každému výrobku, na něž jsou výrobcem zpracovány technické podmínky dodací, je požadováno podle Nařízení o stavebních výrobcích (CPR) č. 305/2011 dodávat „prohlášení o vlastnostech“, případně na vyžádání i výsledky kontrolních zkoušek materiálu. Tyto výrobky (stejně jako výrobky schválených výrobců trub) nepodléhají přejímkám ve smyslu norem a vnitřních předpisů SŽDC. To znamená, že není nutná kontrola bednění, výztuže a její krycí vrstvy ani kontrola způsobu betonáže (ověření konzistence betonu a jeho hutnění) tak, jako u ostatních „neschválených“ výrobků. Na schválené výrobky dále nemusí být v projektu zpracován statický výpočet nosné konstrukce, ani dodávány výkresy tvaru či výztuže.

Závěr

Výstavba malých mostních objektů (tedy i propustků) pomocí kvalitních prefabrikovaných rámových konstrukcí by měla přinést požadované urychlení výstavby jednotlivých úseků a zvýšit kvalitu betonových konstrukcí na stavbách železniční infrastruktury. Tyto Obecné technické podmínky a jejich tvůrci by si to velmi přáli.

Literatura

SŽDC s.o.: OTP pro železobetonové trouby propustků, 2012
SŽDC s.o.: OTP pro železobetonové rámové prvky, 2015

Správa železniční dopravní cesty

SPRÁVA ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY, STÁTNÍ ORGANIZACE

Správa železniční dopravní cesty, státní organizace (SŽDC), plní na základě platné právní úpravy funkci provozovatele a vlastníka dráhy. SŽDC hospodaří s majetkem státu, který tvoří železniční dopravní cestu.

PŘEDMĚT ČINNOSTI

- provozování železniční dopravní cesty
- zajištění provozuschopnosti železniční dopravní cesty
- údržba a opravy železniční dopravní cesty
- rozvoj a modernizace železniční dopravní cesty
- příprava podkladů pro sjednávání závazků veřejné služby
- kontrola užívání železniční dopravní cesty, provozu a provozuschopnosti dráhy

STRATEGICKÉ CÍLE

- spolehlivý, bezpečný, plynulý a k životnímu prostředí šetrný provoz železniční dopravy
- zvyšování rychlosti a kapacity na železniční infrastruktuře
- zefektivnění správy, kontroly, údržby a oprav železniční infrastruktury
- zajištění interoperability – zavádění moderních interoperabilních systémů a technologií
- posílení prozákaznické orientace a aktivní komunikace
- zvýšení tržního podílu železniční dopravy
- posílení pozice SŽDC jako významného a atraktivního zaměstnavatele

VIZE

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

SŽDC V ČÍSLECH

- délka tratí 9 459 km
- počet mostů 6 784
- počet tunelů 163
- počet přejezdů 8 041

Ing. Pavel Surý

generální ředitel SŽDC

Naším hlavním cílem zůstává nabídka po všech stránkách kvalitní a bezpečné železniční dopravní cesty.

Předpis SŽDC S 6 Správa tunelů |7

Ing. Hana Ponczová, SŽDC, s.o.

Příspěvek podává informaci o předpisu SŽDC S6 Správa tunelů. Jedná se o novelu převzatého předpisu SŽDC (ČD) S6 Správa tunelů do gesce Správy železniční dopravní cesty, který byl vydán v roce 2001. V současnosti vznikl požadavek na zpracování předpisu, který se přizpůsobí především platné legislativě, ale také organizačním změnám.

Předpis SŽDC S 6 Správa tunelů

Po letech organizačních změn, které začaly již v roce 2002 zánikem státní organizace České dráhy a vznikem nástupnické organizace Správa železniční dopravní cesty, kdy v průběhu let došlo k novelizaci množství interních dokumentů a předpisů, se pozornost obrátila také na předpis SŽDC (ČD) S 6 Správa tunelů a vznikl také požadavek na jeho nové vydání. Vlastní tvorba předpisu začala koncem roku 2013 a cílem bylo stanovit zásady správy železničních tunelových objektů v souladu s platnou legislativou, se současnými informačními systémy a také s ohledem na Předpis SŽDC S 5 Správa mostních objektů, který také spadá do gesce Oddělení mostů a tunelů Odboru traťového hospodářství.

Předpis SŽDC S6 Správa tunelů upravuje správu, technické požadavky a činnosti související se správou tunelových objektů na železničních dráhách v majetku ČR, se kterými má právo hospodařit SŽDC a je závazný jak pro všechny příslušné organizační složky SŽDC, tak pro další provozovatele dráhy na železničních drahách SŽDC, kteří byli stanoveni na základě smluvního vztahu.

Správa tunelových objektů zahrnuje zejména:

— hlavní prohlídky;

— dohlédací činnost, vyhodnocování dohlédací činnosti a stanovování priorit pro zajištění bezpečnosti a provozuschopnosti objektů;

— evidenci objektů včetně technických dat o poloze, charakteru, stavu, provozní způsobilosti a ekonomické náročnosti připravovaných a realizovaných stavebních prací;

— vedení provozní dokumentace objektů;

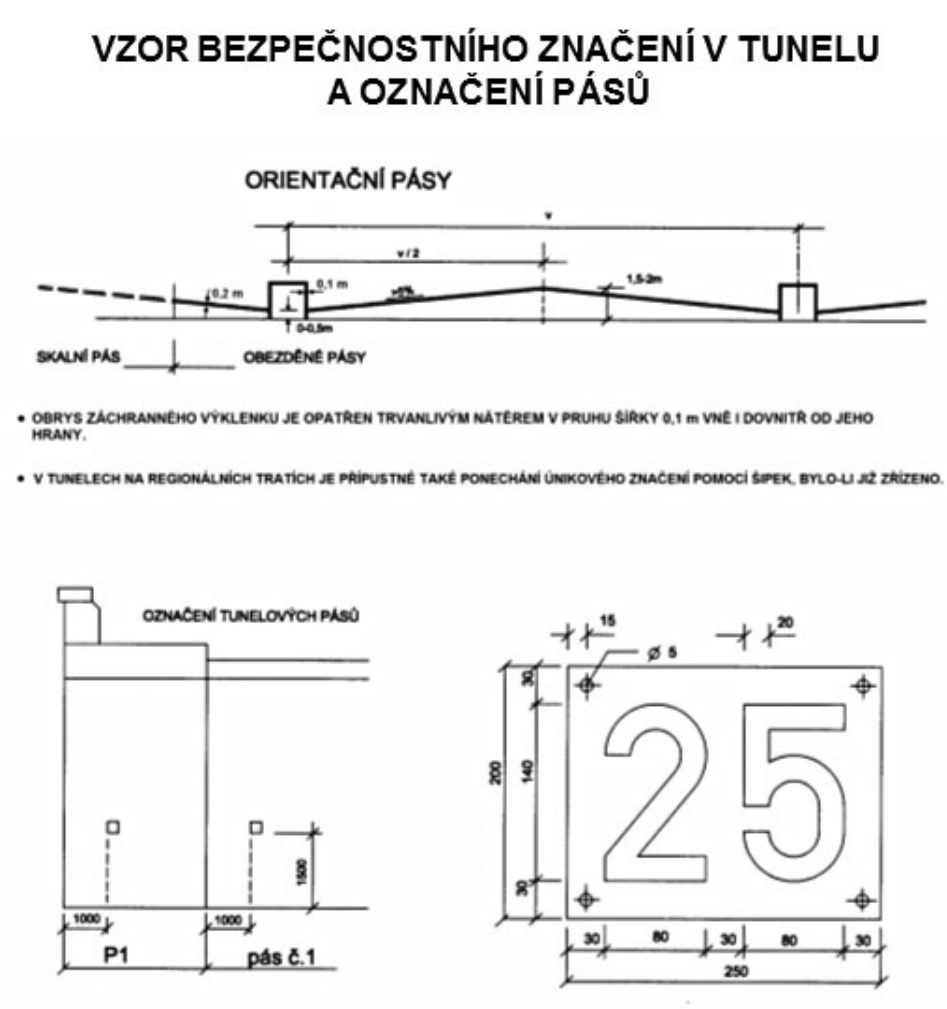
— udržování objektů v provozuschopném stavu formou zajišťování udržovacích a opravných prací včetně podílu z hlediska správy na modernizačních a rekonstrukčních pracích, případně novostavbách tratí;

— posuzování objektů z hlediska parametrů prostorové průchodnosti a bezpečnosti provozování dráhy;

— rušení objektů.

Všechny tyto body jsou v hlavním předpisu členěny do sedmi částí (Základní ustanovení, Hlavní prohlídka tunelu, Provozní dokumentace tunelu, Dohlédací činnost, Udržování tunelů, Ochrana tunelů a Závěrečná ustanovení) a osmi příloh (Termíny a definice železničního tunelového stavitelství, Hlavní prohlídky, Běžné prohlídky,

Podrobné prohlídky, Metodika kontroly a údržby, Kronika tunelu, Vzor bezpečnostního značení v tunelu a označení pásů a Všeobecné podmínky pro ochranu tunelů a pro projednávání a povolování staveb v tunelu a jeho okolí).



Obr. 1 Ukázka z Přílohy č. 7

Jednou z nejdůležitějších částí správy tunelů je dohlédací činnost. Jedná se o provádění prohlídek objektů, jejichž výsledkem je hodnocení stavebního stavu tunelů, což přímo souvisí s následnou péčí o objekty formou udržovacích, opravných a rekonstrukčních prací.

Dohlédací činnost na tunelech se člení na:

— pravidelnou (obchůzka trati, popř. kontrolní jízda, běžná prohlídka, podrobná prohlídka, kontrola prostorové průchodnosti);

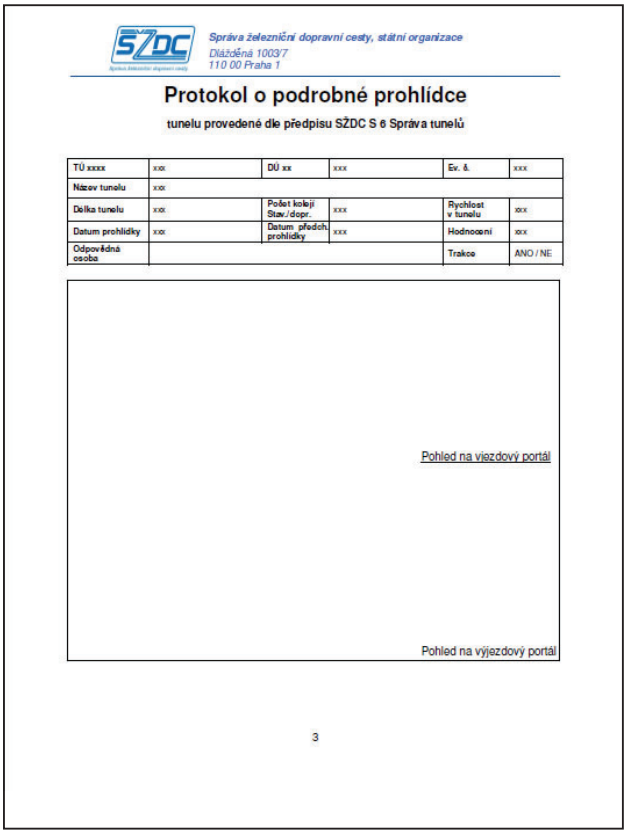
— nepravidelnou (mimořádná prohlídka, zvláštní pozorování, měření, diagnostika, prohlídka v rámci předání prací, vyhodnocení zkušebního provozu apod.).

Součástí běžné, podrobné nebo mimořádné prohlídky je hodnocení stavebního stavu tunelu, které je součástí zápisu z těchto prohlídek a je vyjádřeno třemi stupni.

Hodnocení stupněm „1“ představuje stavební stav tunelů, který vyžaduje pouze drobné údržbové práce, jako je čistění zdiva tunelové trouby a předportálových zdí, čistění pří-kopů v předzářezech a nad portály, čistění záchranných výklenků a tunelových stok, obnovování značení tunelových pásů a bezpečnostních nátěrů apod.

Hodnocení stupněm „2“ představuje stavební stav tunelů, který vyžaduje opravu nad rámec běžných údržbových prací. Jedná se například o místní opravu tunelové trouby, tunelových stok a příkopů, výměnu jednotlivých segmentů ostění, místní utěsnění injek-táží atd.

Hodnocení stupněm „3“ představuje stavební stav tunelů, ve kterých byly zjištěny závady vyžadující zásah většího rozsahu, rekonstrukci nebo úplnou přestavbu, nebo výměnu nosné konstrukce, popř. jen opravu nebo výměnu některých částí, jejichž stav může být příčinou omezení provozu (např. by bylo nutné omezit rychlost). Hodnocení stupněm „3“ nemusí zavdávat okamžitou příčinu na změnu podmínek provozuschopnosti. Toto hodnocení indikuje správci potřebu vážně se zabývat dalším užíváním objektu, to je například zajistit plánování stavebního zásahu, zajistit zvýšený dohled a nárokovat přidělení finančních prostředků dle příslušných postupů.



Správa železniční dopravní cesty, státní organizace
Dlážděná 1003/7
110 00 Praha 1

Protokol o podrobné prohlídce

tunelu provedené dle předpisu SŽDC S 6 Správa tunelů

TÚ xxxx	xx	DÚ xx	xxx	Ev. č.	xxx
Název tunelu	xx				
Délka tunelu	xx	Počet kolejí Stav./dopr.	xxx	Rychlost v tunelu	xx
Datum prohlídky	xx	Datum předch. prohlídky	xxx	Hodnocení	xx
Odpovědná osoba				Trakce	ANO / NE

Pohled na vjezdový portál

Pohled na výjezdový portál

3

Obr. 2 Vzor titulní strany nového protokolu o podrobné prohlídce

V současnosti je novelizace předpisu ve fázi připomínkování a jeho vydání se po zapracování drobných připomínek předpokládá v první čtvrtině roku 2015.

Trať Liberec — Harrachov, rekonstrukce Harrachovského tunelu

8

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

Komplexní rekonstrukce Harrachovského tunelu zahrnuje celkovou výměnu ostění v deseti tunelových pasech. Ve zbývajících pasech se provede rekonstrukce a dotěsnění svodnic a lokální sanace zdiva v místech průsaků a degradace materiálu ostění. V obou portálových oblastech bude provedeno dotěsnění oblastí nadportálových příkopů včetně jejich rekonstrukce. Součástí prací je plošná a hloubková reprofilace betonových zárubních zdí před oběma portály. Součástí projektu je rovněž rekonstrukce železničního svršku v délce 1260 m a rekonstrukce ocelového mostu přes řeku Jizeru, tzv. Jizerského viaduktu. V rámci úprav železničního spodku je navrženo usměrnění přítoků vod ze stěny v hlubokém skalním zářezu hloubky až 16 m v km 36,17472 – 36,40749.

Předmět stavby

Předmětem investiční akce „Rekonstrukce Harrachovského tunelu“ byl nejenom tunel, ale i nedaleký železniční ocelový most tzv. „Jizerský viadukt“, který s touto rekonstrukcí úzce souvisí. Dále je v projektu obsažen návrh usměrnění přítoků vod v hlubokém skalním zářezu ve staničení km 36,174 72 – 36,407 49, kde v zimních měsících dochází k trvalému zalednění, které zasahuje do průjezdného průřezu na trati.

Obr. 1 Kořenovský portál Harrachovského tunelu

Popis současného stavu konstrukce

Železniční trať Liberec – Harrachov je jednokolejná regionální trať vedoucí z Liberce do Tanvaldu přes Desnou a Kořenov až do Harrachova. Provoz na této trati byl zahájen v roce 1902. Trať byla postavena se záměrem propojit stávající tratě Liberec – Tanvald a Železný Brod – Tanvald s plánovanou tratí Jelenia Gora – Kořenov. Jde o jednu z posledních normálněrozchodných ozubnicových železnic v Evropě a také o nejstrmější železnici

v Čechách. Sklony se na ní pohybují až okolo šesti procent, což je proti ostatním českým tratím dvojnásobek. V r. 1992 byla tato dráha prohlášena za kulturní památku, v roce 2013 byla prohlášena památková ochrana Harrachovského tunelu a Jizerského viaduktu.

Harrachovský tunel

Harrachovský tunel byl vybudován v letech 1900 – 1902 jako součást pruského úseku dráhy Tanvald – Grunthal. Tunel byl ražen klasickou technologií (trhací práce) v masivu liberecké žuly. Tunel nebyl v provozu v letech 1943 – 1959, kdy byl předán polskou vládou do správy ČSD. V témže roce začaly průzkumné a přípravné práce pro obno-vení provozu. V létech 1961 – 1964 byla provedena kompletní rekonstrukce tunelu včetně portálů a zárubních zdí v předzářezech.

V letech 2005 a 2007 proběhly dvě etapy dílčí rekonstrukce, která spočívala ve výměně ostění tunelových pasů č. 2 – 5 a dále v přespárování zdiva v pasech TP1 a TP1a. Kromě toho byla provedena plošná svodnice dílčím vyřezáním a nahrazením levé části klenby a opěry v portálovém pasu P1 spolu s odvodňovacím vrtem z této oblasti s vy-ústěním v portálové stěně.

Původní ostění tunelu bylo v celé délce kamenné ze žulových kvádrů. Tloušťka ostění (zdiva) je 400 až 600 mm. Prostor za ostěním byl postupně s vyzdíváním zaplňován kamennou rovnaninou (tloušťka rovnaniny převážně 0,1 – 0,2 m, max. do 0,6 m, rov-nanina je provedena velmi kvalitně většinou až do líce hory). Torkretové omítky byly v letech 1961 – 1964 zřízeny v pasech TP6, 8, 9, 14 a 15 po celém obvodu obezdívky. Systém svodnic byl zřízen v potřebném rozsahu po celé délce tunelu.

Před vjezdovým portálem jsou betonové obkladní zdi délky cca 20 m, výšky 6 – 9 m.

Most v km 36,628 – Jizerský viadukt

Jedná se o čtyřpolový most délky cca 116m s výškou nad terénem až 25 m. Most se skládá ze tří plnostěnných nýtovaných konstrukcí bez mostovky o rozpětí 3 x 21,40 m a jednoho příhradového pole s horní mostovkou o rozpětí 42,0 m.

Zářez v km 36,174 72 – 36,407 49

Jedná se o skalní zářez sklonu cca 70 – 88°, situovaný v pravotočivém oblouku železniční tratě o poloměru cca 200 m. Zářez je situovaný do úbočí svahu nad řekou Jizerou. Zářez byl budován v době výstavby trati na počátku 20. stol. jako zcela nezajištěný. Na začátku úseku v délce cca 95 m zářez postupně nabírá výšku 0 – 11 m. V tomto úseku byl původně nezajištěný zářez zajištěn před obnovou provozu na počátku 60. let 20. stol. obkladními zdmi, zřejmě z důvodu většího zvětrání horniny a přítoků podzemní vody. Zbývající část zářezu v délce cca 137 m má svah bez zajištění. Jeho výška dosahuje až 15,5 m. V tomto úseku dochází v zimních měsících k významnému zalednění levo-stranného svahu zářezu. Padající ledy navíc ohrožují bezpečnost provozu. Z tohoto důvodu je zde v zimních měsících v úseku cca 1,2 km snížena rychlost až na 10 km/h.

Železniční svršek

Předmětem stavebního objektu je rekonstrukce železničního svršku v úseku km 36,145 – 37,371. Stávající svršek je tvaru S49 z roku 1985 na pražcích dřevěných s rozponovými podkladnicemi. Na ocelovém mostě v km 36,628 je svršek S49 uložen na mostnicích na žebrových podkladnicích (rekonstrukce v r. 2002). Stávající traťová rychlost je 50 km/h.

Obr. 2 Stav tunelu před sanací – zalednění v zimních měsících

Navržená rekonstrukce Harrachovský tunel

Nejvíce zamokřené pasy P1, TP1, TP1a, část TP6, TP7 TP8, TP23 – 25 a P2 (celkem 10 pasů) budou zcela odbourány (v případě portálů mimo portálové stěny a cca 3 m navazující klenby) a nahrazeny novým ostěním s deštníkovou izolací. Výrub bude po odstranění původního ostění očištěn od nestabilních částí a zajištěn kotvením. Nové ostění je navrženo samonosné, ze stříkaného betonu tloušťky 250 mm jakosti SB 30 (C25/30) XC3 XF1. Současně s montáží příhradových nosníků nového ostění bude osazována deštníková izolace – LDPE desky tl. 6 mm. Vynechanými otvory se po provedení stříkaného betonu zafouká za rub hotového ostění drenážní vrstva (zafoukané lehčené kamenivo sypné objemové hmotnosti 275 kg/m^3, frakce 8/16).

Nové ostění kopíruje prostorové zakřivení tunelové trouby. Geometrie přibližně navazuje na původní pasy a odpovídá průjezdnému profilu Z-GČD.

Ve zbývajících pasech se provede rekonstrukce a dotěsnění svodnic a lokální sanace zdiva v místech průsaků a degradace materiálu ostění. V pasech TP 14 a TP 15 s kamenným ostěním, přestříkaným vrstvou vyztuženého torkretu, bude tato vrstva odstraněna. Původní drenážní svodnice, kolem nichž v současné době proniká podzemní voda do tunelu a tvoří v zimním období ledopády a rampouchy, budou nahrazeny novými zapuštěnými svodnicemi. Svodnice budou vyvedeny do štěrkového lože v prostoru patních stok flexibilními trubkami. Zdivo klenby kolem nových svodnic bude

hloubkově přespárováno tak, aby průsaky vody byly usměrněny do svodnic. Plošné průsaky v kamenném zdivu budou sanovány těsnící chemickou injektáží, provedenou v rámci celé tloušťky ostění.

V obou portálových oblastech bude provedeno dotěsnění oblastí nadportálových příkopů včetně jejich rekonstrukce. Původní čelní části portálových pasů v délce 4,8 m v P1 a 2,6 m v P2 budou ponechány. Jedná se o z hory vysunuté části portálových pasů, které je nutno rekonstruovat pro zachování historického vzhledu tunelu. Nadportálové příkopy včetně podkladních vrstev a zásypu budou odbourány po podskružení ponechaných částí až k rubu klenby. Původní klenba portálů bude opatřena deštníkovou izolací z folie LDPE tl. 2 mm. Vytěžený prostor mezi výrubem a ostěním bude po provedení izolace vyplněn drenážní vrstvou zafoukaným lehčeným kamenivem.

Stávající betonové postranní stoky včetně jejich obetonování budou vybourány současně s odstraněním železničního svršku. Ve stejné trase budou zřízeny nové stoky z PE-HD trub DN 300, perforovaných v horní části, do betonového lože. Na stoky bude napojena rubová drenáž v úsecích s výměnou ostění. V rekonstruovaných pasech s kamennou obezdívkou budou rekonstruované svodnice napojeny přes flexibilní trubku 60/66 do postranních stok.

Součástí prací je plošná a hloubková reprofilace betonových zárubních zdí před oběma portály. Pracovní spáry a trhliny, přes které proniká voda, budou zainjektovány. Hloubkové poškození kolem dilatací a spár bude reprofilováno sanační maltou. V dilatačních spárách budou vyřezány drážky hloubky 250 mm a šířky 100 mm. pro osazení svodnic z alfa žlábků. Na závěr bude provedena celoplošná sanace tloušťky 50-70 mm ze stříkaného betonu SB30 XC3 XF1, vyztužená konstrukčně sítí 6x6/150x150 z kompozitních materiálů. Odtržené koruny zárubních zdí před vjezdovým portálem budou odbourány a nahrazeny novou konstrukcí. Nadzářezové příkopy budou vyčištěny a opraveny.

Obr. 3 Jizerský viadukt

Most v km 36,628 – Jizerský viadukt

Most je staticky posouzen a je navrženo zesílení těch ocelových prvků, které buď z důvodu únosnosti, nebo korozního oslabení nevyhovují požadované přechodnosti pro zatěžovací třídu A.

V souladu se zvýšením rychlosti v dotčeném úseku na 55 km/h a osazení koleje na mostě v oblouku do BK, bude provedena rekonstrukce mostovky příhradového pole.

Zářez v km 36,174 72 – 36,407 49

Cílem navrženého technického řešení je zabránit celoplošnému zalednění levé stěny zářezu, aby nedocházelo k odpadávání ledových ker do prostoru kolejiště a tím k ohrožování bezpečnosti provozu. Současně však nedojde k výraznějšímu ovlivnění proudění puklinových vod v masivu ani k odvodnění povrchu svahu – jedná se o pramennou oblast v CHKO Jizerské hory.

Jako nejúčinnější zákrok při minimálním ovlivnění stávajícího stavu proudění podzemních a povrchových vod byla po konzultaci a prohlídce zářezu s odborníky v oblasti geologie vyhodnocena metoda svislých drenážních žeber. Jedná se o žebra půdorysně ve tvaru písmene „V“, která budou zřízena v oblasti zalednění stěn zářezu. Žebra jsou navržena hloubky do 2 m při osové vzdálenosti 5 – 12 m. Osová vzdálenost i tvar a rozsah jednotlivých žeber vychází z podrobného zaměření svahu. Spodní hrana žeber je navržena minimálně 1 m nade dnem příkopu z důvodu dostupnosti vrtnými mechanizmy. Žebra jsou doplněna systémem odvodňovacích vrtů ∅ 60 mm délky 3 m, které jsou situovány do obou stěn žeber.

Součástí sanačních prací je i odstranění uvolněných skalních bloků před zahájením stavebních prací a kotvení potencionálně nestabilních skalních bloků před zahájením trhacích prací. Projekt navrhuje kotvení sklolaminátovými kotevními tyčemi ∅ 32mm délky 6 m. Kotvy budou injektovány chemickou injektáží. Projektem navržené rozmístění kotev je navrženo na základě konzultace s inženýrským geologem do konkrétních skalních bloků v 3D modelu zářezu.

Příkopy kolem trati budou vyčištěny od nánosů, betonové monolitické příkopové zídky před zárubními zdmi budou reprofilovány v poškozených místech. Vzhledem k dobrému stavu těchto betonových konstrukcí se navrhuje jejich sanace a následné překrytí kompozitními rošty.

Na základě doporučení geologického posudku je navrženo obnovení příkopu podél stávající lesní cesty nad zářezem, které zachytí část přípovrchového přítoku a odvedou jej mimo předmětný zářez do blízké vodoteče. Jedná se o cca 102 m dlouhý úsek turistické cesty (žlutá značka), spojující Kořenov s Harrachovem.

Obr. 4 Zalednění v zářezu

Železniční svršek

Vzhledem ke stáří svršku a neuspokojivému stavu dřevěných pražců se navrhuje rekonstrukce novým materiálem S49 na ocelových pražcích Y rozevření 600 mm s upevněním S15. Na mostě v km 36,628 bude kolej zřízena na mostnicích s upevněním KS. Rekonstrukce železničního svršku je navržena v úseku km 36,145 – 37,371.

Závěr

Komplexní rekonstrukce tunelu a viaduktu společně s úsekem trati v délce cca 1,25 km byla navržena v náročném horském terénu na území CHKO Jizerské hory a Krkonošského národního parku. K tomu přistupuje fakt, že trať včetně mostu a tunelu je chráněna památkovou ochranou ministerstva kultury. Tyto skutečnosti kladou vysoké nároky na realizaci stavby, především na organizaci výstavby. Prostory zařízení staveniště nebudou v místě stavby, ale na přilehlých železničních stanicích Kořenov a Harrachov. Doprava materiálu bude možná prakticky výhradně po kolejích. Stavba bude realizována ve stavební sezóně roku 2015. Při realizaci bude vzhledem k náročnosti rekonstrukce a množství proměnných faktorů těchto prací důležitá spolupráce TDI, projektanta – autorského dozoru a zhotovitele.

Sudoměřický tunel — projekt a realizace

Ing. Libor Mařík, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

V průběhu výstavby dvoukolejného železničního tunelu Sudoměřice došlo k celé řadě změn, které pozitivně ovlivnily jeho výstavbu a snížily riziko při provádění. V zadávací dokumentaci pro realizaci stavby se předpokládala ražba tunelu pod komunikací I/3 bez přerušení provozu. Tunel o ploše výrubu více než 100 m^2 měl být ražen pomocí Nové rakouské tunelovací metody (NRTM) s vertikálním členěním výrubu při výšce nadloží necelé 3 m. Projektant realizační dokumentace se po dohodě se zhotovitelem stavby rozhodl změnit způsob výstavby a použil v místě křížení metodu „želva“. Změna tunelovací metody během výstavby vyžadovala kromě změny technického řešení a úpravy harmonogramu výstavby i celou řadu jednání jak na straně investora, tak dotčených orgánů státní správy. Při rozhodování o volbě tunelovací metody hrál významnou roli čas, nutnou podmínkou bylo nenavýšení investičních nákladů. Realizace proběhla bez problémů a provoz na komunikaci byl obnoven v kratším termínu, než bylo předpokládáno.

Úvod a základní informace

Traťový úsek Sudoměřice – Tábor je součástí IV. tranzitního železničního koridoru, který vytváří společně s I. tranzitním železničním koridorem severojižní propojení ze SRN přes Děčín, Prahu, Benešov u Prahy, Tábor, České Budějovice a dále přes Horní Dvořiště na rakouský Linec. Cílem modernizace tratového úseku Sudoměřice – Tábor je především jeho zdvoukolejnění a zlepšení směrových i výškových parametrů tratě tak, aby bylo možné zvýšit rychlost z původních 80 km/h až na 160 km/h. Cenou za napřímení trasy je její vedení v dvoukolejném železničním tunelu celkové délky 444 m, který je ražený pomocí NRTM. Tunel leží ve směrovém oblouku o poloměru 2 802 m a jeho niveleta stoupá od jižního k severnímu portálu ve sklonu 0,86%. Tvar tunelu je stejně jako všechny nově projektované železniční tunely definován vzorovým listem dvoukolejného železničního tunelu. Osová vzdálenost kolejí je 4 m, výška sdruženého tunelového průjezdného průřezu je pro elektrifikovanou trať 6 m.

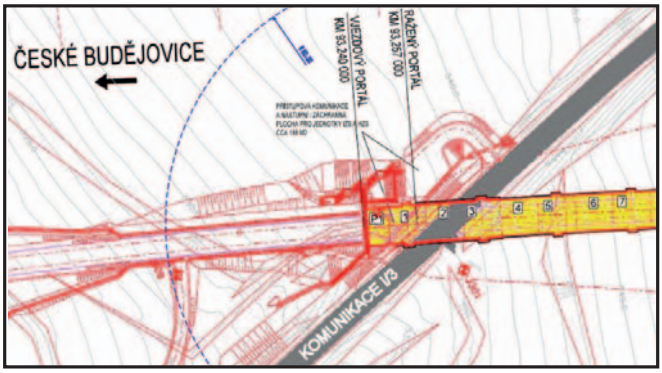
Geologické a hydrogeologické poměry

Regionálně patří zájmové území do moldanubické oblasti Českého masivu. Původně bylo skalní podloží tvořeno proterozoickými horninami, převážně sedimentárními drobami a pískovci stáří až 1 miliarda let. Na rozhraní starohor a prvohor před 540 až 580 miliony let došlo ve svrchním proterozoiku v průběhu kadomského vrásnění u těchto sedimentárních hornin vlivem horninových tlaků a vysoké teploty k přeměně. V období variského (hercynského) vrásnění při srážce superkontinentů Gondwany a Euramerika došlo na tomto území k intruzi granitoidů a další tepelné i tlakové přeměně hornin na migmatizované biotitické až dvojslídné pararuly. Nejmladší vývoj v zájmovém území reprezentují soudržné i nesoudržnými kvarterní sedimenty, jejichž zdrojem jsou rozrušené předkvartérní horniny a zeminy. Kvarterní sedimenty pokrývají území nad tunelem do hloubky cca 2 m. Jejich mocnost je důležitá pouze v oblasti stavebních jam hloubených úseků tunelu. Pro vlastní ražbu je rozhodující kvalita přeměněných hornin skalního podkladu, jejich stupeň zvětrání, puklinatost a orientace

puklin ve vztahu k čelbě tunelu, výplň puklin a přítoky vody. To jsou faktory, které ovlivňují stabilitu výrubu, než dojde k jeho zajištění primárním ostěním ze stříkaného betonu a především prokotvením horninového prstence v okolí výrubu pomocí tyčových kotev. Hladina podzemní vody, která přibližně kopíruje tvar terénu, se vyskytuje v připovrchových kvartérních sedimentech a zvětralinových zónách předkvartérního podkladu. Jedná o průlinovou propustnost, s volnou až mírně napjatou hladinou. V horninách předkvartérního podkladu se jedná převážně o puklinovou propustnost s nespojitou hladinou závislou na těsnosti sevření a vyhojení puklin a jejich hydraulické komunikaci. Nadmořská výška terénu v ose tunelu stoupá od jižního portálu z kóty 535 m n. m. na nejvyšší bod s úrovní 555 m n. m. a poté se opět svažuje k severnímu portálu na kótu 543 m n. m. Většina území nad tunelem je zemědělsky využívána, pouze v jižní, příportálové části kříží tunel silnice č. I/3. Výška nadloží dosahuje v celé trase tunelu maximálně 18 m. Zóna zvětrání zasahuje do větších hloubek především v oblasti jižního portálu. Geotechnické vlastnosti horninového masivu se směrem od jižního k severnímu portálu zlepšují.

Původní řešení v oblasti jižního portálu – křížení tunelu s komunikací I/3

Z důvodů přístupnosti území pro stavební techniku, možnosti napojení na inženýrské sítě, situování deponie rubaniny i vzhledem k podélnému sklonu tunelu bylo v harmonogramu výstavby předpokládáno zahájení prací hloubením stavební jámy na jižním portále. Dovrchní ražba od jižního portálu by umožňovala bezproblémové gravitační odvodnění bez nutnosti čerpání vody. Zahájení ražby však bylo spojeno s velmi problematickým podchodem tunelu pod komunikací I/3 bez možnosti vyloučení provozu. Komunikace křižuje trasu železnice v těsné blízkosti portálu. Původní situaci v místě křížení znázorňuje obrázek č. 1.

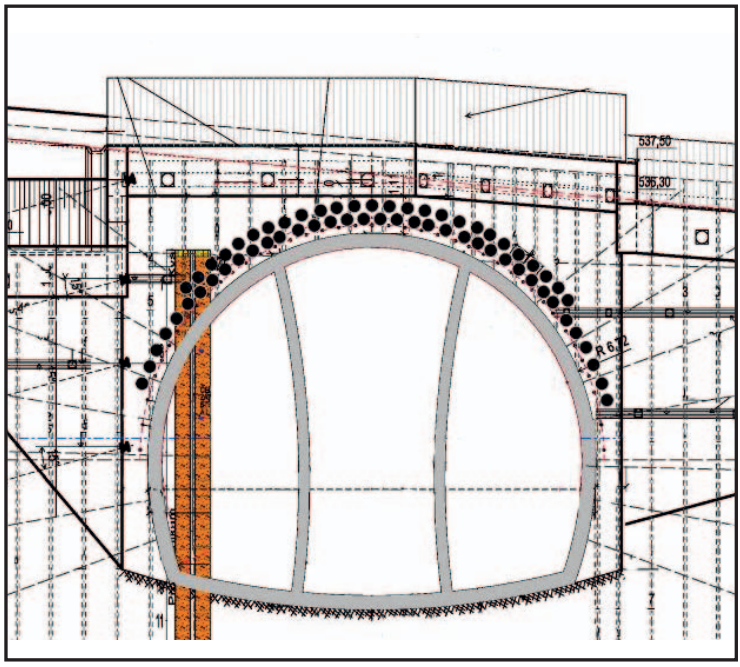


Obr. 1 Situace jižního portálu – křížení s komunikací I/3

Stabilitu stavební jámy jižního portálu zajišťovala v předchozím stupni dokumentace svislá stěna z mikropilot ∅ 108/16 mm délky 5 m až 16 m vrtaných s roztečí 1 m. Prostor mezi mikropilotami byl zastříkán stříkaným betonem SB 20/25 se dvěma vrstvami sítí KARI 100/8x100/8 mm. Stěna byla zajištěna přes ocelové převázky z profilů 2xU250 pomocí předpjatých pramencových kotev délky 10 m až 14 m. Kotvy byly sice v zadávací dokumentaci označeny jako dočasné, ale vzhledem k tomu, že k této stěně byla jako trvalá portálová konstrukce přibetonována železobetonová svislá stěna tloušťky jen 60 cm, bylo by je nutno v případě realizace navrhnout jako trvalé, neboť na nich závisela celková stabilita portálové stěny. Z takto zajištěné stavební jámy mělo být zahájeno ražení tunelu pomocí NRTM s vertikálním členěním výrubu o celkové ploše 110 m^2. Tunel křižuje komunikaci pod úhlem cca

45° s nadložím 2,7 m včetně konstrukčních vrstev vozovky. V úseku délky 27 m byla navržena ražba tunelu s vertikálním členěním výrubu a zajištěním stability nadloží tunelu pomocí dvou řad vodorovně vrtaných sloupů tryskové injektáže a dvouřadého mikropilotového deštníku. Sloupy tryskové injektáže měly být vrtány horizontálně po obvodu kaloty v počtu celkem 63 ks s předpokládaným průměrem sloupu 40 cm. Vrty prováděné ze stavební jámy byly navrženy tak, aby trysková injektáž zpevňovala nadloží tunelu jen v místě křížení s komunikací v délce 15 m. Proto byla část vrtů „hluchá“ bez zpevnění zeminy injektáží. Do vzniklého prstence zeminy zpevněného tryskovou injektáží měl být navrtán po obvodu kaloty nejprve mikropilotový deštník ze 41 ks vodorovných mikropilot ∅108/16 mm délky 25 m. Nad nimi ve druhé řadě mělo být pod vlastní komunikací navrtáno dalších 26 ks vodorovných mikropilot délky 15 m. Po zajištění nadloží tryskovou injektáží a dvojitým mikropilotovým deštníkem měla být zahájena ražba kritického úseku. V době ražby měla být rychlost na provozované komunikaci snížena na 30 km/h. Profil tunelu se spodní klenbou byl vertikálně rozdělen na boční opěrové štoly a střední štolu, přičemž každá ze štol byla ještě horizontálně členěna na dva dílčí výruby. Celkem byl profil tunelu rozdělen na 6 dílčích výrubů, přičemž kalota bočních štol měla v nejširším místě jen 4 m a výšku 7 m, ve střední štole byla šířka kaloty 3,8 m. Celková výška profilu tunelu je 11 m, šířka 12,5 m. Stabilitu výrubu zajišťovalo po obvodu tunelu primární ostění ze stříkaného betonu C20/25-X0 tloušťky 400 mm vyztužené dvěma vrstvami síti KARI 8/100 x 8/100. Ostění vnitřních dílčích výrubů bylo navrženo v tloušťce 300 mm se stejnou výztuží sítěmi KARI. Vertikální členění výrubu i zajištění nadloží tunelu ukazuje obrázek č. 2

V případě ražby s nízkým nadložím je důležité zajistit nejen obvod výrubu, ale i stabilitu čelby, aby se při vytvoření nadvýrubu v čelbě nezvětšila vypadnutím horniny délka záběru a nedošlo k prolomení nadloží. Proto byly do čelby kaloty každého z dílčích výrubů navrženy sklolaminátové kotvy délky 25 m v celkovém počtu 20 ks. Ražba měla probíhat s délkou záběru v kalotě 1 m



Obr. 2 Vertikální členění a zajištění nadloží

a v jádře 2 m. Vzdálenost čelby kaloty od čelby jádra, a tím ani rychlost uzavírání profilu spodní klenbou nebyla v dokumentaci stanovena. Vzhledem k celkové výšce profilu, stísněným rozměrům dílčích výrubů, standardnímu dosahu stavebních strojů a délce úseku raženého s vertikálním členěním výrubu jen 27 m by bylo provádění tunelu tímto způsobem problematické. Po konzultaci s dodavatelskou firmou, která měla provádět horizontální tryskovou injektáž nadloží tunelu v těsné blízkosti konstrukčních vrstev vozovky, se ukázala jako ne zcela bezproblémová i tato etapa výstavby. Jednalo se o obavy z buď nedostatečného proinjektování horninového masivu při volbě nižšího injektážního tlaku, nebo naopak poškození vozovky tlakem injektážní směsi při jeho potřebném zvýšení. Všechny tyto aspekty vedly k zásadnímu rozhodnutí změnit způsob výstavby v době, kdy již měly být zahájeny práce na odtěžování stavební jámy. Po vyhodnocení možných rizik se zhotovitel OHL ŽS rozhodl na návrh projektanta IKP Consulting Engineers k prosazení alternativního technického řešení, které spočívalo v místě křížení ve změně tunelovací metody. Původní ražba pomocí NRTM byla nahrazena ražbou pod zastropením, která se nazývá též "metoda želva". Název jí dal způsob výstavby podle klenby betonované přímo na upravené dno stavební jámy, která svým tvarem připomíná krunýř želvy. Tato metoda se používá v případech, kdy výška nadloží neumožňuje bezpečné provedení ražby a hloubení tunelu by představovalo dlouhodobé narušení povrchu území.

Nové řešení – metoda želva

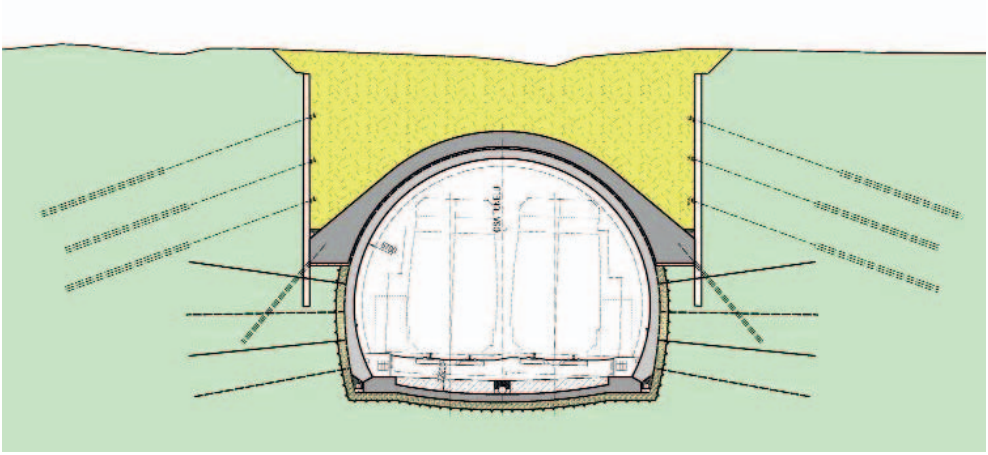
Rozhodnutí o změně technického řešení nebylo jednoduché ani pro jednoho z účastníků výstavby. Zhotovitel byl smluvně vázán dodržením termínu dokončení díla, investor nezvýšením jeho ceny a projektant realizační dokumentace si byl vědom rizika plynoucího z nedostatku času na přepracování realizační dokumentace i nejistoty jejího kladného projednání se všemi zúčastněnými stranami. Prvním krokem bylo vytvoření časového prostoru pro vyprojektování alternativního řešení a jeho projednání nejen se zhotovitelem a investorem, ale zejména se zástupci odboru dopravy jihočeského kraje, města Tábor, policie ČR, ŘSD středočeského i jihočeského kraje a se zástupci obcí, kterých se změna technického řešení dotýkala. Čas potřebný na změnu projektu vytvořil zhotovitel zahájením stavebních prací hloubením stavební jámy na severním portále tunelu. Investor podmínil schválení alternativního řešení nenavýšením ceny objektu a kladným stanoviskem dotčených orgánů státní správy. Vznikl tak bludný kruh, neboť bylo nutné projednávat s jednotlivými zástupci státní správy dokumentaci neschválenou investorem a s investorem jednat o dokumentaci bez kladného vyjádření těchto zástupců. Nejkritičtějším bodem projednávání byl požadavek na dočasné uzavření komunikace, které by použití „metody želva" umožnilo. Projektant proto nejprve navrhl technické řešení a postup výstavby, aby mohl zhotovitel provést jak ocenění stavebních prací, tak stanovit čas potřebný pro výstavbu. Tak vznikly důležité vstupní informace pro další jednání. Protože zadávací dokumentace předpokládala v tomto úseku ražbu tunelu, nebyl pro stavební jámu k dispozici dostatečný zábor pozemku. Proto bylo nutné, aby si zhotovitel dočasně pronajal pozemek od soukromé osoby. I tuto komplikaci se podařilo v potřebném čase úspěšně vyřešit. Vzhledem ke snaze zkrátit dobu vyloučení provozu na komunikaci, bylo nutno minimalizovat délku úseku s odstraněním vozovky. Boky stavební

jámy proto zajišťovaly mikropilotové stěny kotvené předpínanými tyčovými kotvami Ø 26,5 mm a délky 11 m ve dvou až třech úrovních podle hloubky stavební jámy. Po odstranění vozovky se objevil materiál, který by v případě ražby pod komunikací tvořil nadloží tunelu (viz obrázek č. 3). Fotografie č. 4 zachycuje první fázi výstavby želvy – vrtání mikropilot zajišťujících stabilitu boků stavební jámy.

Obr. 3 Nadloží pod komunikací

Obr. 4 Vrtání mikropilot na bocích jámy

Prostor mezi mikropilotami byl zastříkán betonem se sítí KARI 8/100 x 8/100. Čelo stavební jámy bylo svahované, kotvené kotvami SN ∅ 25 mm délky 4 m a zatříkané betonem se sítí. Příčný řez v místě želvy ukazuje obrázek č. 5.



Obr. 5 Příčný řez stavební jamou v místě želvy

Po realizaci mikropilotových stěn a vyhloubení jámy bylo dno stavební jámy tvarováno do půlkruhu jako bednění následně prováděné želvy. Vzhledem k tomu, že na dně stavební jámy byla již zastižena pevnější hornina, nepodařilo se vytvořit přesný tvar pro bednění želvy a ten byl dotvarován stříkaným betonem. Na obrázku č. 6 je zachyceno zemní těleso na dně stavební jámy, které po nástřiku betonu tvořilo bednění želvy. Tvar určený sítí KARI názorně zobrazuje, kolik betonu bylo nutno doplnit, aby tvar stavební jámy odpovídal tvaru bednění pro želvu. Širší vztahy v místě křížení znázorňuje fotografie č. 7.

Obr. 6 Tvarování dna stavební jámy

Obr. 7 Celkový pohled na stavební jámu

Na dně stavební jámy je již v celé délce vytvořeno zemní těleso pro bednění želvy, boky stavební jámy jsou zajištěny mikropilotami kotvenými přes převázky tyčovými kotvami. Prostor mezi mikropilotami je zajištěn stříkaným betonem vyztuženým sítěmi KARI. Na upravený povrch dna stavební jámy byla položena separační PE fólie a ochranná geotextilie. Toto souvrství zajišťuje při ražbě tunelu oddělení horniny od konstrukce želvy a vytváří odpovídající povrch pro instalaci mezilehlé hydroizolační fólie. Na separační vrstvu byla smontována výztuž želvy a konstrukce zabetonována. Na fotografii č. 8 jsou znázorněny všechny fáze výstavby želvy od položení separační vrstvy na vytvarované dno stavební jámy přes montáž výztuže až po vybetonované bloky želvy. Tloušťka želvy ve vrcholu klenby byla navržena min. 600 mm a směrem k patě narůstala. Ačkoli projekt předpokládal beton konstrukce C16/20, rozhodl se zhotovitel urychlit dobu výstavby použitím betonu s rychlejším náběhem pevnosti. Standardně byl použit beton C25/30 a pro bloky, pod nimiž měla být zahájena ražba tunelu dokonce beton C30/37. To urychlilo provedení zpětného zásypu a obnovení konstrukce vozovky v nadloží tunelu. Celková délka želvy dosahovala 50 m. Prostor stavební jámy byl po betonáži želvy vyplněn hutněným zásypem, jak ukazuje obrázek č. 9. Po dokončení zásypu a obnovení provozu na komunikaci I/3 byl dočasně pronajatý pozemek vrácen původnímu majiteli.

Obr. 8 Jednotlivé fáze výstavby želvy

Obr. 9 Hutnění zásypu pod komunikací

Po provedení hutněného zásypu a obnovení provozu na komunikaci I/3 byla zahájena vlastní ražba tunelu s horizontálním členěním výrubu na kalotu, jádro a dno. Pod ochranou konstrukce želvy byla nejprve vyražena kalota tunelu v délce 49 m, přičemž na bocích výrubu byla v úrovni patek želvy ponechána cca 1 m široká horninová lavice, aby nedošlo k podhrabání patek a destabilizaci konstrukce. Díky separační fólii došlo k oddělení vrstev horniny i stříkaného betonu od vlastní konstrukce želvy. Fotografie č. 10 ukazuje prostor kaloty při ražbě pod želvou.

Obr. 10 Ražba kaloty tunelu pod ochranou želvy

Na klenbě jsou patrné zbytky separační fólie, na bocích výrubu leží bloky výplňového betonu, kterým bylo zemní těleso vytvarováno do tvaru bednění želvy. Následně probíhala pod želvou ražba jádra po záběrech délky 1 m na celou šířku tunelu tak, aby nedocházelo k asymetrickému podebrání patek želvy. Po provedení záběru byl výrub zajištěn primárním ostěním tloušťky 300 mm ze stříkaného betonu se dvěma vrstvami sítí KARI 8/150x8/150 mm a kotvením kotvami SN délky 6 m. Tak byl stabilizován horninový pilíř pod patkami želvy. Vzhledem k rozsahu zvětrání horninového masivu bylo možné razit bez použití trhacích prací pouze mechanickým rozpojováním. Během ražby probíhala měření geotechnického monitoringu jak v měřických profilech přímo osazených na konstrukci želvy, tak na povrchu vozovky nad tunelem. Deformace na povrchu komunikace nepřekročily 6 mm.

Závěr

Zásadní změnou oproti zadávací dokumentaci bylo prosazení metody želva při křížení tunelu s komunikací I/3 na jižním portále tunelu. Ražba dvoukolejného železničního tunelu pod provozovanou komunikací s minimálním nadložím necelé 3 m v silně zvětralém horninovém prostředí by představovala vysoké bezpečnostní riziko nejen pro zhotovitele stavby, ale i pro provoz na komunikaci. Podle porovnání četnosti vzniku havárií při výstavbě tunelů, které vypracoval Ing. Martin Srb z firmy 3G Consulting Engineers [2], dochází při výstavbě tunelů v České republice v porovnání s Rakouskem k haváriím 10x častěji (v poměru k délce realizovaných tunelů). Toto číslo je alarmující a povinností projektanta by mělo být volit taková technická řešení, která by riziko vzniku havárie minimalizovala. Změny během výstavby, se kterými přichází zhotovitel, nebo projektant realizační dokumentace jsou investorem obecně přijímány spíše

s nedůvěrou. O změně technického řešení bylo rozhodnuto až po zahájení stavby a v době, kdy podle harmonogramu již měla probíhat výstavba jižního portálu tunelu. Změna nevedla k navýšení investičních nákladů ani k ohrožení termínu dokončení stavby, což byly podmínky investora, které bylo nutno splnit. K prosazení změny došlo jen díky pozitivnímu přístupu všech účastníků výstavby: investora SŽDC, zhotovitele tunelu OHL ŽS, zpracovatele geotechnického monitoringu ARCADIS CZ, autorského dozoru SUDOP Praha, zástupců ŘSD středočeského i jihočeského kraje, odboru dopravy v Českých Budějovicích a Táboře, policie ČR a starostů obcí, které byly dočasným přerušením dopravy a vedením objízdných tras postiženy.

Literatura:

[1] Kössler, M; Steiger, M; Táborský, V: *Ražba Sudoměřického tunelu na IV. tranzitním koridoru z pohledu geotechnika*, Časopis Tunel 4/2014,

[2] Srb, M : *Stanovení rizikových oblastí tunelového projektu na základě expertního posouzení, Sborník konference Podzemní stavby Praha 2013.*

Inovace ve stavební chemii

Již po desetiletí vyvíjí MC na základě zkušeností z mezinárodních projektů inovativní systémy pro ochranu a obnovu stavebních konstrukcí.
Spolehlivě účinné, dlouhodobě funkční a efektivní z hlediska zpracování: Protection Technologies – systémové inovace.

- sanace betonu
- ochranné systémy
- injektážní technologie
- průmyslové podlahy

MC-Bauchemie s.r.o.
Skandinávská 990 • 267 53 Žebrák
Telefon: +420 311 545 155
Fax: +420 311 537 118
info@mc-bauchemie.cz
www.mc-bauchemie.cz

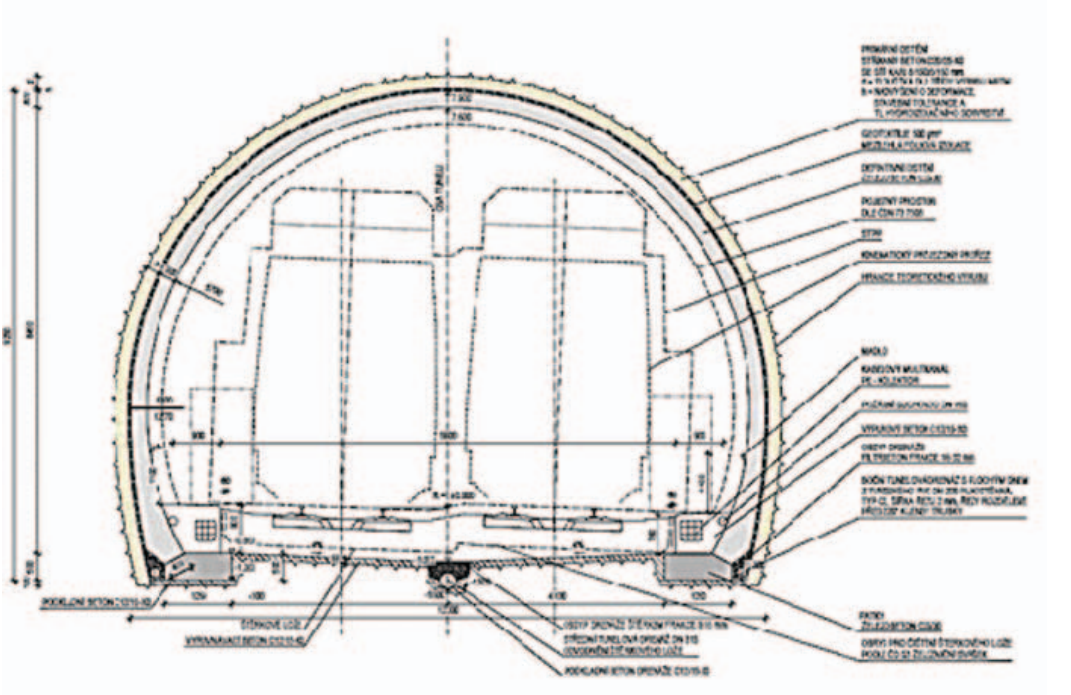
Innovation in Building Chemicals

Sudoměřický tunel — realizace nového železničního dvoukolejného tunelu

realizováno OHL ŽS, a.s., závodem Železnice, divize Mosty a tunely

Ing. Michal Gramlička, SUDOP PRAHA a.s. ,Ing. Libor Mařík,
IKP Consulting Engineers, s.r.o.
Ing. Vladimír Táborský, SŽDC, s.o.
Ing. Zdeněk Mlýnek, Ing. Tomáš Just, OHL ŽS, a.s.

Traťový úsek Sudoměřice – Tábor je součástí IV. tranzitního železničního koridoru, který vytváří společně s I. tranzitním železničním koridorem severojižní propojení Děčín – Praha – Benešov u Prahy - Tábor - České Budějovice – Horní Dvořiště. Cílem modernizace trati je především její zdvoukolejnění a zlepšení směrových i výškových parametrů tak, aby bylo možné zvýšit rychlost z původních 80 km/h až na 160 km/h. Délka budovaného modernizovaného úseku se zkrátí o 448 m z původních 11,837 km na 11,389 km jehož součástí je dvoukolejný železniční tunel Sudoměřice délky 444 m, který byl vyražený pomocí NRTM. Tunel leží ve směrovém oblouku o poloměru R=2802 m a jeho niveleta stoupá směrem od jižního k severnímu portálu ve sklonu 0,86%. Tvar tunelu je unifikovaný vzorovým listem dvoukolejného železničního tunelu.



Obr. 1 Vzorový příčný řez

Seznam stavebních objektů :

SO 65-25-01 NOVÝ TUNEL

01 Ražba a primární ostění

02 Hydroizolace a drenáže

03 Definitivní ostění ražené části tunelu

04 Vnitřní vybavení tunelu

SO 65-25-02 JIŽNÍ PORTÁL

SO 65-25-03 SEVERNÍ PORTÁL

SO 65-25-04 GEOTECHNICKÝ MONITORING

SO 65-25-05 POŽÁRNÍ OCHRANA TUNELU

SO 65-13-02 NÁSTUP. A ZÁCHR. PLOCHA U SEV. PORTÁLU

SO 65-71-02 POŽÁRNÍ VODOVOD TUNELU

SO 65-30-04 PŘÍSTUP. KOM. K JIŽNÍMU PORTÁLU TUNELU

SO 65-30-05 PŘÍSTUP. KOM. K SEVERNÍMU PORTÁLU TUNELU

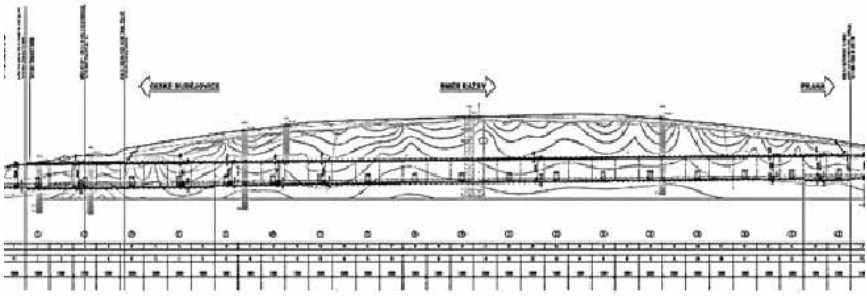
SO 65-30-06 ROZŠÍŘENÍ SIL. I/3 V KM 93.380

SO 65-62-01 OSVĚTLENÍ TUNELU

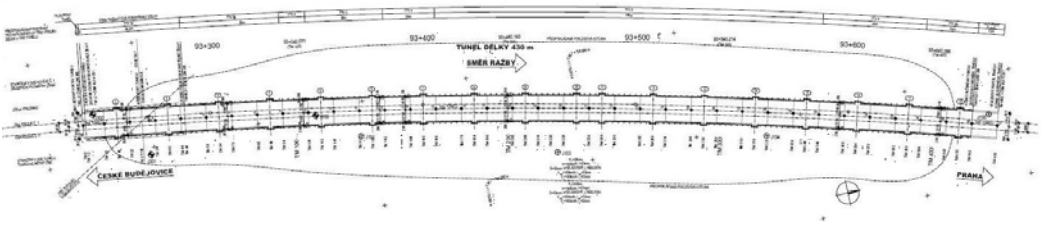
SO 65-62-02 PŘÍPOJKA NN PRO OSVĚTLENÍ TUNELU

V zadávací dokumentaci pro realizaci stavby dvoukolejného železničního tunelu se předpokládalo křížení komunikace I/3 s tunelem o ploše výrubu cca 100 m2 raženém pomocí Nové rakouské tunelovací metody (NRTM) s vertikálním členěním výrubu při výšce nadloží necelé 3 m. Vyloučení provozu na komunikaci nebylo povoleno.

Nadmořská výška terénu v ose tunelu stoupá od místa jižního portálu z kóty 535 m n. m. na nejvyšší bod s hodnotou 555 m n. m. a poté se opět svažuje k místu severního portálu na kótu 543 m n. m. Většina území nad tunelem je zemědělsky využívána, pouze v jižní, příportálové části kříží tunel silnice č. I/3. Výška nadloží dosahovala max. 18 m, zóna zvětrání zasahuje do větších hloubek v oblasti jižního portálu, geotechnické vlastnosti horninového masivu se směrem k severnímu portálu zlepšují. Regionálně patří zájmové území do oblasti Českého masivu převážně zastoupenými pararulami. V trase tunelu bylo provedeno celkem 8 průzkumných vrtů. Podle výsledků průzkumu se v trase tunelu nepředpokládal výskyt významnějších tektonických poruch, což se při realizaci potvrdilo.



Obr. 2 Podélný řez



Obr. 3 Půdorys

Technická data Sudoměřického tunelu	
Primární ostění	
Podélný tunel	raženého 420 m, celková 444 m
Podélný sklon tunelu	8,6 ‰
Poloměr oblouku v ose tunelu:	2 802 m
Příčný profil (ražený):	99,4 – 110,5 m2
Primární ostění:	SB C20/25-X0, tl. 200 – 300 mm
	KARI KY 80, Ø 6 resp. 8/150 mm
	BTX výšky 106 – 164 mm (3 p)
Doplň. vystrojovací prvky:	jehly R 10505 Ø 25 mm, dl. 4 m
	kotvy IBO 150kN,Ø 25/14mm, dl.4-6 m
	kotvy SN R 10505 Ø 25 mm, dl. 4-6 m
	kotvy HUS 120 kN, dl. 3-4 m
Ražba pomocí NRTM	členění čelby kalota, jádro, (počva)
Výška nadloží	2,0 – 17,5 m
Definitivní ostění, vybavení	
Tloušťka definitivního ostění	300 mm, beton C 25/30 XF1 (klenba)
Vyztužené bloky	cca 1/3 (při portálech)
Délka bloků betonáže	12 m, celkem 35 ks + P1, P2
Délka tunelu s protiklenbou	74 m (od jižního portálu)
Hydroizolační souvrství	ochranná geotextilie NETEX APP 500 B2
	folie Junifol T PE-LLD tl. 2,5 mm
Odvodnění tunelu	boční drenáž 2 x PVC DN 200 mm
	střední drenáž 1 x PP DN 315 mm
Požární suchovod	1 x DN 160 (tvárná litina)
Kabelovody	1 x multikanál 12-ti otvorový
	1 x multikanál 9-ti otvorový

Tab. 1 Technická data Sudoměřického tunelu

Strojní sestava použitá při ražbě tunelu	
vrtací vůz	AC ROCKET BOOMER E2C-18
tunelbagr	CAT 328D
nakladač	VOLVO L 120F
dumper	CATERPILLAR D25D
manipulátor	MERLO ROTO 38.14 S
spritzmobil	MEYCO POTENZA

Tab. 2 Strojní sestava – ražba

Realizace

Výstavba traťového úseku Tábor – Sudoměřice byla zahájena 1. 8. 2013 předáním staveniště zhotoviteli.

Práce na tunelu započaly hloubením stavební jámy severního portálu 2. 9. 2013.

Obr.4 Překop silnice I/3 – stavební jáma při realizaci „želvy“

Ve spolupráci s projektantem jsme navrhli změnu způsobu zajištění jižního portálu v místě křížení a použili metodu „želva“. Tato změna technického řešení tunelovací metody byla projednána a prosazena u investora během výstavby včetně náročných projednávání s dotčenými orgány státní správy, následně 12.10.2013 byla zahájena výluka na komunikaci I/3 u jižního portálu tunelu a tím umožněna realizace želvy. Vlastní realizace proběhla bez problémů a provoz na komunikaci byl obnoven po 60 dnech v kratším termínu, než bylo předpokládáno.

Navržená změna technického řešení výrazně snížila riziko při výstavbě a přispěla k úspěšnému zahájení ražby tunelu ještě před zimním obdobím.

Obr.5 Zahájení ražby

Obr.6 Pokládka vozovky nad raženým tunelem

Oficiální zahájení ražby tunelu pod želvou proběhlo 5. 12. 2013 osazením sošky svaté Barbory na jižním portále tunelu.

Ražba tunelu

Po provedení hutněného zásypu a obnovení provozu na komunikaci I/3 byla zahájena vlastní ražba tunelu s horizontálním členěním výrubu na kalotu, jádro a dno. Pod ochranou konstrukce želvy byla nejprve vyražena kalota tunelu v délce 49 m, přičemž na bocích

výrubu byla v úrovni patek želvy ponechána cca 1 m široká horninová lavice, aby nedošlo k podhrabání patek a destabilizaci konstrukce. Čelba kaloty se zastavila 1 m před koncem želvy, byla zakotvena a zastříkána stabilizační vrstvou betonu. Následně probíhala ražba jádra po záběrech délky 1 m na celou šířku tunelu tak, aby nedocházelo k asymetrickému podebrání patek želvy. Po provedení záběru byl výrub zajištěn primárním ostěním tloušťky 300 mm ze stříkaného betonu se dvěma vrstvami sítí KARI 8/150x8/150 mm a kotvením kotvami SN délky 6 m. Tak byl stabilizován horninový pilíř pod patkami želvy. Vzhledem k rozsahu zvětrání horninového masivu a jeho tektonickému porušení bylo možné ražbu tunelu provádět bez použití trhacích prací s mechanickým rozpojováním pomocí tunelbagru. Tento způsob rozpojování byl šetrný jak ke konstrukci želvy, tak k horninovému pilíři pod jejími patkami. Po vyražení jádra tunelu na délku 39 m byla do kaloty vytvořena rampa a po obvodu kaloty navrtán deštník z jehel z betonářské oceli ∅25 mm a délky 6 m. Tak bylo zajištěno přístropí tunelu pro přechod z ražby pod želvou do horninového masivu, kde výška nadloží dosahovala pouze 5 m. Během ražby probíhala měření geotechnického monitoringu jak v měřických profilech přímo osazených na konstrukci želvy, tak na povrchu vozovky nad tunelem.

Ražba kaloty pod želvou v délce 49 m trvala pouhých 9 dní.

Vlastní ražba 420 m tunelu byla v kalotě proražena 5. 6. 2014, tj. přesně půl roku po zahájení ražby, která byla realizována pomocí řízených odstřelů trhavinami jak v kalotě tak i jádru, podle jednotlivých vystrojovacích tříd. Primární ostění bylo realizováno postupně po záběrech jak v kalotě tak i jádru za pomocí stříkaného betonu nanášeného strojní sestavou Meyco Spritzmobil za použití přísady tuhnutí.

Obr.7 Ražba tunelu

Technologická třída výrubu	Délka záběru	Celkový výrub	BTX	KARI síť KY 80	tloušťka SB C20/25 – X0	kotevní jehly
TTV 2	2,5 m	99 405 m²	99 mm	1 x 8/150	150 mm	jehly, HUS
TTV 3	2,0 m	100,748 m²	106 mm	1 x 8/150	200 mm	jehly, HUS
TTV 4	1,5 m	102,062 m²	153 mm	1 x 8/150 1 x 8/150	250 mm	jehly, HUS
TTV 5a	1,0 m	110,524 m²	153 mm	1 x 8/150 1 x 8/150	250 mm	jehly, SN/IBO
TTV 5c	1,0 m	108,373 m²	164 mm	2 x 8/150	300 mm	jehly SN/IBO

Technologická třída výrubu	TTV 2	TTV 3	TTV 4	TTV 5a	TTV 5c
Předpokládané zastoupení TTV	0 m	216 m	84 m	70 m	50 m
Skutečné zastoupení TTV	0 m	243 m	99 m	28 m	50 m

Tab. 3 Použité vystrojovací třídy

Definitivní ostění tunelu

Po vyražení celé délky tunelu, jsme provedli betonáž základových patek a protiklenby, tak abychom mohli přistoupit k realizaci definitivního ostění, kde jsme použili bednící vůz od firmy PERI délky 12m včetně armovacího vozíku. Práce probíhali proudovou metodou od zahájení pokládky izolace, ukládky a montáže armatury bloků, která byla min. 5 bloků v předstihu před usazením formy a jejím vybetonováním. Odformování probíhalo po ověření min. pevnosti 8 Mpa v rozmezí 8 až 12hodin od ukončené betonáže. Celý postup se opakoval postupnou betonáží bloků od 1. až po 9. blok. Poté byl vybetonován portálový blok P1 na jižním portálu. Další postup betonáží pokračoval od bloku 10 až po blok 35. Na závěr byl vybetonován portálový blok P2 na severním portálu. Realizace betonáže bloků probíhala od 6. 8. do 27. 10. 2014.

Obr. 8 Izolační vůz

Obr. 9 Armovací vůz

Dne 6. 8. 2014 byla započata betonáž prvního bloku definitivního ostění tunelu. Ostění tunelu je vzhledem k příznivým geotechnickým podmínkám, ze 2/3 délky tunelu, provedeno jako nevyztužené. Betonáž posledního bloku byla dokončena 27. října 2014.

Dokončovací práce

Dokončovací práce v nově budovaném tunelu byly prováděny postupně po dokončení betonáže horní klenby vytvořením podkladních betonů pro středovou drenáž, osazení bočních drenáží včetně revizních šachet s postupnou betonáží mezerovitým betonem.

Následně byly provedeny betonáže chodníků s uložením multikanálů pro kabelovody a na závěr montáž středové drenáže se zásypem.

Koncem roku 2014 byl v tunelu dokončen a odzkoušen suchovod a do plánované pokládky železničního svršku

v tunelu v roce 2015 budou ještě osazeny bezpečnostní prvky – madla, vodorovné značení a realizace osvětlení tunelu. U obou tunelových portálů

Obr. 10 Pamětní mince Tunelu Sudoměřice - rub

Obr. 11 Pamětní mince Tunelu Sudoměřice - líc

jsou budovány opěrné gabionové stěny, budou osazeny bezpečnostní prvky proti pádu

a bude dokončena požární nádrž u severního portálu. Předpoklad uvedení tunelu do provozu v koleji č.2 je naplánován na konec srpna 2015.

Obr. 12 Pohled do tunelu

Obr. 13 Pohled na Jižní portál

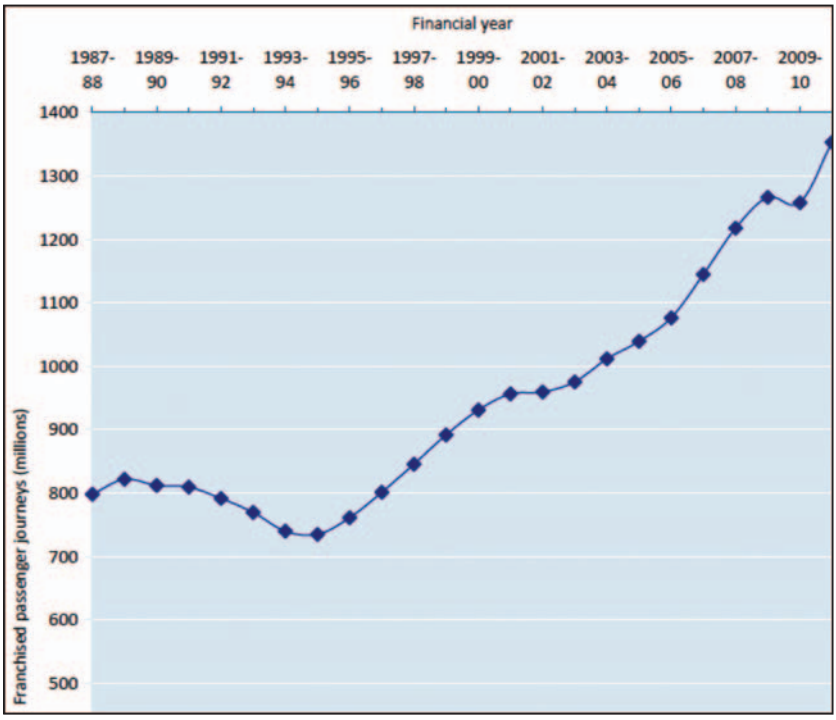
Modernizace severojižního železničního propojení Thameslink, projekt Bermondsay Dive Under

Mike Sanderson, ABM Precast Solutions Ltd., člen skupiny ABM Europe
Pavel Bulejko, ABM Mosty s.r.o., člen skupiny ABM Europe

Příspěvek popisuje růst a modernizaci příměstské železniční dopravy v Londýně, zaměřeno detailněji na probíhající stavební práce na úseku v těsném sousedství centra Londýna, mezi stanicemi London Bridge a New Cross.

Vzrůstající poptávka po železniční přepravě ve Velké Británii

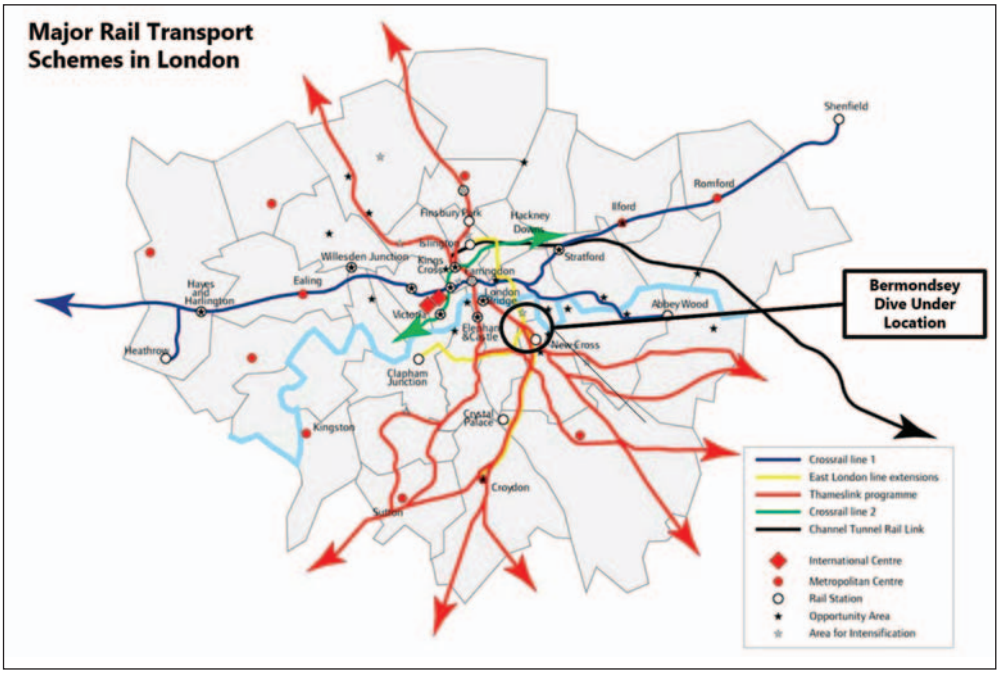
Po letech stagnace se těší železniční doprava v Británii nebývale zvýšenému zájmu. Během uplynulé dekády byla britská železniční doprava nejrychleji se rozrůstající v Evropě s nárustem přepravených osob o 50%. Za fiskální období 2010/11 byla přepravena cca 1,35 miliarda cestujících za provozu 21 500 spojů ve všední den. Pouze v Německu přepraví více cestujících, ale to na železniční síti více jak dvojnásobně dlouhé.



Vývoj počtu přepravených osob, zdroj ORR (Office of Rail Regulation)

Hustá londýnská příměstská železniční síť přepraví 600 000 pasažérů z okrajových částí do centra a zpět každý den. Zhruba 18% obyvatel Londýna používá příměstskou železnici pravidelně. Výše uvedené je každodenní náročnou zátěžovou zkouškou

dopravní infrastruktůry, která z valné většiny byla postavena před 180 lety. Londýn je v současné době středem mnoha inženýrských dopravních projektů, jejichž cílem je zlepšení dopravní obslužnosti milionu cestujících do a skrze hlavní město. V podzemí Londýna probíhá výstavba mega projektu Crossrail v hodnotě 14,8mld GBP (přes 500mld CZK), jehož součástí je 42km nových tunelů ražených sedmi TBM stroji naráz. Toto spojení zlepší dopravní obslužnost skrze město směrem západ-východ. Jde o největší stavební projekt na území Evropy, který je nyní zhruba ze 60% hotov. Oproti tomu je projekt Thameslink víceméně modernizací stávající železniční sítě, tedy veškeré stavební činnosti jsou budovány v těsné blízkosti jedněch z nejrušnějších železničních koridorů světa s požadavkem na minimální omezení cestující veřejnosti. S ohledem na tyto požadavky je tedy třeba volit odpovídající stavební technologie a materiály.



Schema železniční sítě Londýna, zdroj ORR (Office of Rail Regulation)

Kritické zúžené místo (tzv. „bottleneck“) – úsek Bermondsey

Lokalita se nachází v jižní části centra, pouhé 3km od turistické atrakce Tower Of London. Vlaky opouštějící stanici London Bridge a směřující do hrabství Kent a hrabství Surrey se zde kříží a vytvářejí kritické místo omezující kapacitu tratě. Network Rail (obdoba české SŽDC) zahrnulo jako součást projektu Thameslink úsek „Dive-Under“ (česky nejlépe „přesmyk“), který by měl zkapacitnit propustnost tohoto místa a značně redukovat zpoždění vlaků. V roce 2012 byla v tendru vybrána společnost Skanska jako generální dodavatel této části díla. Po dokončení úseku bude možné mimoúrovňové vykřížení vlaků z trasy Surrey s trasou Kent při jejich příjezdu stanice do London Bridge. Přesmyk zahrnuje nových 11 stavebních objektů společně s se stávajícím Bermondsey viaduktem a je plánován být dokončen v roce 2017.

Bermondsey viadukt po dokončení vlevo a před zahájením prací na „Dive Under“

Bermondsey viadukt byl vybudován v letech 1834-1836, skládá se z cca 880 kleneb, a je dlouhý 5,5km. Jde o jeden z nejstarších železničních viaduktů na světě (Negrelliho výstavba 1846-1849, délka 1,1km). Stejně jako Negrelliho viadukt je i Bermondsey na seznamu kulturních památek a sice kategorie 2, což znamená, že objekt je možno modifikovat ale stavební práce musí mít minimální zásah a musí být v souladu s původní architekturou, ne nutně kopírovat originál ale být v s originálem v harmonii.

Prefabrikace srdcem projektu

S požadavkem na minimalizaci omezení stávající železniční dopravy během výstavby a s omezeným rozsahem dostupných výluk během realizace projektu se zhotovitel Skanska rozhodl pro maximální využití mimostaveništní výroby, převážně pak rozsáhlé využití prefabrikovaného betonu. Bohaté zkušenosti a reference společnosti ABM v oblasti prefabrikace pro infrastrukturní projekty zajistili firmě smlouvu na dodávku 311 kusů prefabrikovaných komponentů pro první fázi projektu. Pozice stavby v centru Londýna znamená především vyrovnat se s logistickým úskalím jakými je třeba Freight Operators Recognition Scheme (FORS), což představuje maximální úroveň zajištění bezpečnosti dopravy a minimální emisní úroveň dopravce. Splněním těchto podmínek jsme byli schopni dodat prefabrikované elementy pro první významné objekty projektu, a sice podjezd LBC 508 a objekt SS408.

Objekt LBC508

Tento objekt je rozšířením a zesílením stávající konstrukce převádějící několik kolejí přes místní komunikaci. Jde o kombinaci monolitu a prefabrikace. Před snesením stávající mostovky byly zhotoveny nové monolitické mostní opěry pod stávajícím mostem a 47 prefabrikovaných římsových a opěrných stěn o váze do 20 tun bylo osazeno na rozšířené železniční těleso. Během krátkých výluk byl odstraněn kolejový svršek a mostovka a nové prefabrikované portálové stropní dílce hmotnosti 30 tun byly osazeny speciálně upravenou těžkou zdvižkou.

LBC508 během výstavby, vlevo a vpravo prefabrikované elementy, uprostřed ocelová kce před snesením

Objekt SS408

Tento objekt je umístěn jižně od stávajícího viaduktu který rozšiřuje, běží pararelně a zahajuje odklon tratě klesající do nového přesmyku. Skládá se ze dvou pod-objektů. Prvním je ocel-betonová spřažená konstrukce překlenující stávající železniční trať East London Line, která se kříží s Thameslink přibližně kolmým křížením. Zde ABM dodalo 37 kusů prefabrikovaných dílců „mostovka+římsa“ tvaru „L“, každá o váze 7,5 tuny, viz foto. Tímto řešením bylo vyřešeno podbednění mostovky a zároveň zhotovení římsy nad rušnou železniční tratí v provozu. Výroba těchto dílců byla extrémně náročná na přesnost osazení armovací koše a samotných prostupů pro smykové trny, kterých bylo celkem 2 400. Celkových 225 tun prefabrikátů bylo úspěšně osazeno v dubnu 2014 během celovíkendové výluky na trati East London Line.

SS408 – spřaženka, izometrický pohled na osazené prefabrikované dílce

Druhým objektem je samotné rozšíření původního viaduktu. Nové rozšíření má právě postupně snižující se niveletu oproti stávajícímu mostu. Technickým řešením je monolitický mostní pilíř osazený prefabrikovaným úložným prahem a následně finální prefabrikovaná klenba. Na novém prefa klenbovém viaduktu bude zhotovena zděná poprsní zeď tak, aby se vzhled dobře doplňoval s původním mostem.

SS408 – prefa klenby, vpravo pohled na schodovitě ustupující výšku pilířů

Každá klenba stávajícího viaduktu má stejný poloměr. A i nové rozšíření bude mít všechny klenby stejného poloměru. Jde o 24 rozponů x 3ks až 4ks, celkem 84 kusů klenbových dílců. Výroba probíhá ve dvou speciálních ocelových nastavitelných formách.

Výhody prefabrikovaného betonu jako materiálu pro železniční dopravní projekty, tedy rychlost výstavby, nezávislost na počasí, snižování rizik při výstavbě a kvalita dílenské výroby, byly opět prokázány během tohoto velkého britského infrastrukturního projektu.

SS408 – celkový pohled, spřaženka osazena, prefa klenby vlevo nahoře ještě nikoliv

Závěr - myšlenka vypujčená z webu projektu Crossrail:

„Transport infrastructure investment not only keeps Britain moving but also drives the economy forward, increases our competitive edge, creates employment during delivery while also maintaining the health of the engineering, construction as well as design industries.“

Rekonstrukce Rigelského tunelu

Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a. s.
Ing. Stanislav Žáček, SUDOP PRAHA a.s., stř. Ústí nad Labem

Rekonstrukce Rigelského tunelu je součástí stavby rekonstrukce železniční tratě Liberec–Černousy st.hr. (Zawidów PKP) na traťovém úseku mezi Frýdlantem v Čechách a Višňovou. Dlouhodobý vliv extrémně nepříznivých klimatických podmínek, společně s nedostatkem prostředků na údržbu objektu se již na technickém stavu Rigelského tunelu projevuje postupnou degradací nosných konstrukcí. SŽDC s.o. proto připravuje rekonstrukce ostění a odvodňovacího systému tunelu, společně s mosty, propustky a přilehlými úseky železniční tratě a to všechno ještě z prostředků OPD1.

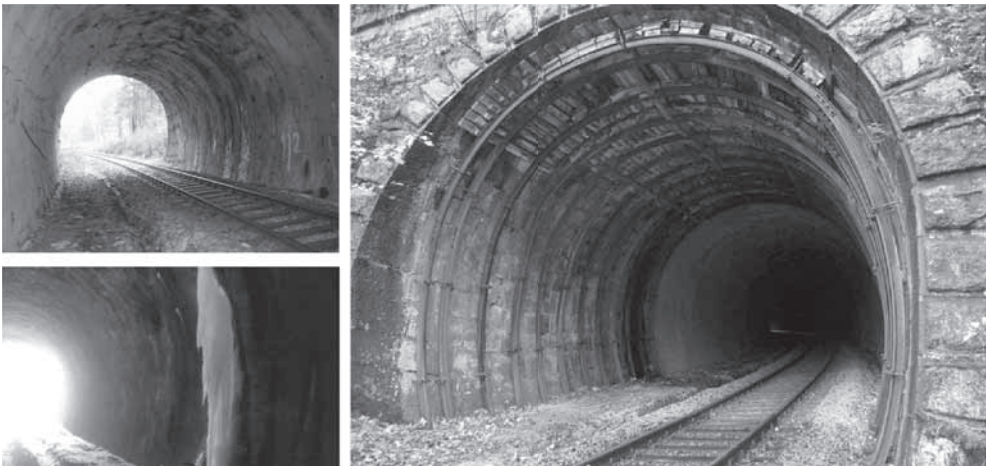
Obr. 1 Situace rekonstruované trati s Rigelským tunelem

Popis stávajících podmínek výstavby

Za dobu životnosti tunelu došlo působením povětrnostních vlivů (voda, mráz) železničního provozu (kouřové plyny) k rozpadu pojiva zdiva a k vydrolení a vyplavení spar. Důsledkem toho je uvolňování jednotlivých kamenů a v některých částech ostění došlo i k rozsáhlejší plošné deformaci zdiva. Věnec vjezdového portálu je vlivem uvedených nepříznivých podmínek eroze horniny odtržen od portálového pasu. Vzhledem k nebezpečí ohrožení železničního provozu byla tunelová trouba v roce 1981 zajištěna vestavěním kolejnicových skruží, dřevěným pažením a vyklínováním do ostění. Do dnešních dnů zůstalo takto zabezpečeno cca 13 m výjezdového portálu, když bylo nutné v předchozích létech obnovit dřevěné pažení ve vrchlíku klenby. Na konci 80-tych let se také provedl základního nástřiku betonu na ostění (průměrně méně než 5 cm) s místním kotvením a zabezpečením ocelovou svařovanou sítí. Na vjezdovém portálu a také v tunelu v horní části klenby a opěr jsou viditelné hlavy kotev s propojovacími řebříčky (patrně v místech s větší degradaci žulových bloků). Prakticky celá klenba i s opěrami jsou provrtány injektážními vrty (příprava pro injektáž za rubem ostění ŽS Brno), přes které nejenom že proniká podzemní voda a tato v zimních měsících vytváří ledové krápníky, čímž brání bezpečnému provozu na železniční trati, ale také způsobuje hnilobu na dřevěných pražcích a vytváří rozbahněné místa v kolejovém loži.

Navržené řešení rekonstrukčních prací

V rámci projektové přípravy rekonstrukce tunelu byla podrobně vyhodnocena prostorová průchodnost tunelu nejmodernějším systémem kontroly laserovým profilerem Amberg Technologies AG. 100FX. I když byl tunel, dle předpisů z doby výstavby připraven pro dvoukolejný provoz, je v současnosti provozován jednokolejně. Proto se poloha koleje upravila tak, aby se do ostění nemuselo z hlediska průchodnosti zasahovat.



Obr. 2 Stávající stav konstrukcí železničního tunelu – Výjezdový portál,

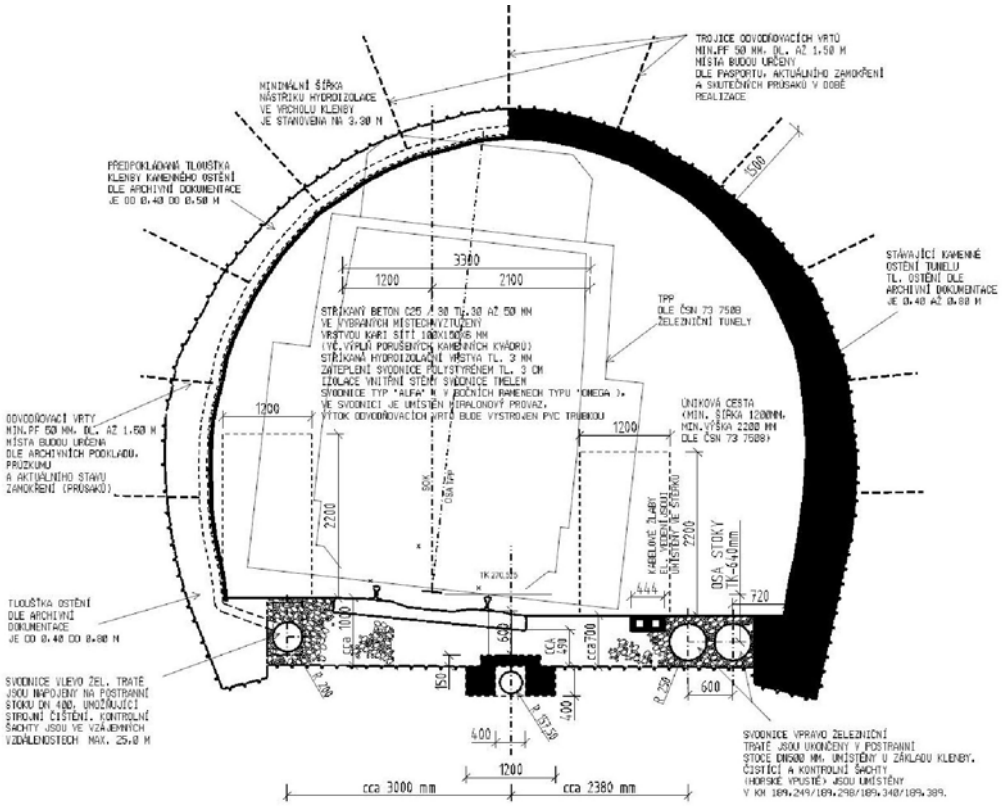
Navržené řešení rekonstrukčních prací

Rekonstrukce železničního Rigelského tunelu je zaměřena na opravu, sanaci a výměnu zvětralých částí nosné konstrukce ostění a především na odstranění příčiny těchto poruch, tj. pronikání podzemních vod do vnitřku tunelu, když tato v zimních měsících zapříčiňuje zaledňování vnitřku tunelu a ledové krápníky ohrožují bezpečnost železniční dopravy. Součástí rekonstrukce bude i vybudování ochrany na vjezdu do tunelu proti proudům kamení a přívalových vod, které již několikrát zaplavily tunel a znemožnily tak železniční provoz.

Stávající ostění tunelu bude opraveno výměnou zvětralých nebo jinak porušených kamenných kvádrů, hloubkovým spárováním porušené malty a stříkaným betonem. Především bude rekonstruováno odvodnění tunelu - podzemní vody nahromaděné za rubem tunelové klenby budou vypuštěny soustavou radiálních odvodňovacích vrtů ukloněných tak, aby svojí polohou a délkou umožnily co nejefektivnější odvodnění horninového masivu. Vrty budou v líci klenby napojeny do nových svodnic, které se v opěří klenby napojí do nově osazených bočních tunelových stok, tvořených soustavou umělohmotných trub a šachet. Šachty budou umožňovat prvotní kontrolu o funkčním svádění podzemních vod a umožní také mechanické čištění zanesených drenážních trubek v případech vyplavování jemných součástí horninového masivu nebo betonu. Železniční trať je vedena ve spádu po směru staničení a proto bude nutné nový drenážní systém tunelu napojit na upravenou konstrukci stávajícího odvodnění výjezdového portálu.

Na vnitřní straně oblouku železniční tratě se uloží nové kabelovody pro stávající, nebo nově vybudované trasy inženýrských sítí.

Na vjezdovém portálu se jako ochrana proti padajícím kamenům a vyplaveným hlínám z porostu vybudují po obou stranách nové odvodňovací žlaby, gabiony a vpravo také palisáda.



Obr. 3 Vzorový příčný řez tunelem

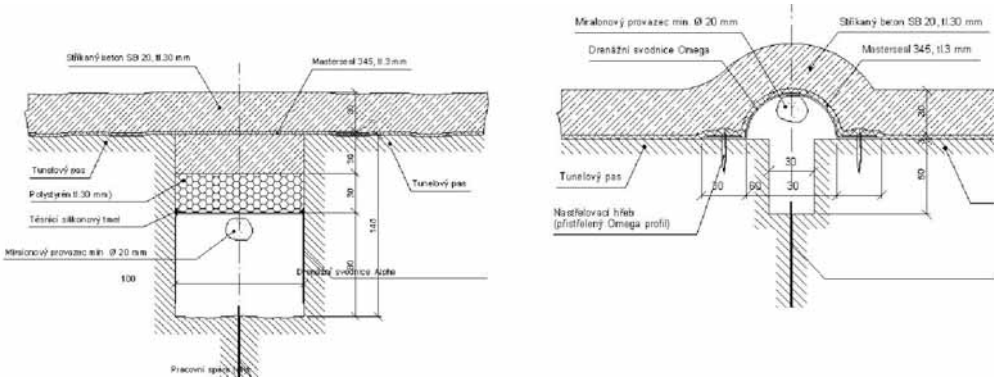
Popis technologií a pracovních činností

Práce na Rigelském tunelu navazují na předchozí etapu, prováděnou v 80-tých létech minulého století, proto je nutné odstranit kolejové skruže, kotvy a ocelové řebříky abrazivním vodním tlakem a odřezáním, které by další práci znemožňovaly.

Nejvýraznější průsaky vody jsou patrné v příčných pracovních spárách ostění a z vrtů, které byly připraveny pro injektáž ostění, v místech průsaků často dochází k usazování výluhů. Svodnice typu Alpha budou napojeny na odvodňovací vrty provedených jak do horninového masivu, tak i za rub stávajícího ostění. Ve vrchlíku klenby bude proveden nástřik hydroizolace a stříkaného betonu. V místech ve kterých již jsou provedeny funkční svodnice, je tyto možné ponechat a místní průsaky do nich napojit buď frézovaným bočním přívodem nebo svodnicí typu Omega. U soustředěného výronu vody budou pro odvod vody realizovány boční

větve svodnic, před nástřikem izolace bude v těchto místech provedena hloubkové spárování kamenných bloků ostění. Postranní svodnice budou navrženy do míst nejvýraznějších výronů podzemní vody, které se po dobu rekonstrukce nepodaří odvodnit vrty.

V patě opěr budou po obou stranách osazeny tunelové stoky, dvojitě korugovanou vnější a hladkou vnitřní stěnou trubky z vysokohustotního polyetylénu profilu DN400 mm na levé straně a 2xDN500 mm na pravé straně železniční tratě. Potrubí musí ve shodě s TKP umožnit tlakové čištění trub. Jejich výšková poloha bude totožná s vedením železniční tratě. Ve vzdálenostech max. 25,0 m budou umístěny revizní šachty DN400s poklopem. Na pravé straně tunelu budou přibližně v 1/3 délky osazeny horské prefabrikované horské vpustě, umožňující propojený potrubí a tím zvýšit bezpečnost proti zanešení odvodňovacího systému. Všechna potrubí budou na portálech napojeny na odvodňovací systém železniční tratě.

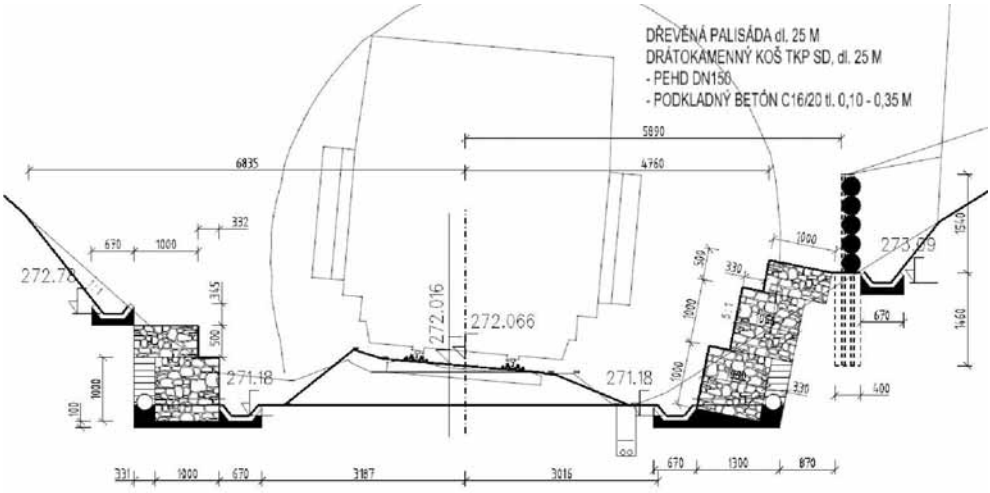


Obr. 4 Navržené typy svodnic Alpha a Omega

Po odtěžení kolejového lože v tunelu bude také odhalena stávající odvodňovací stoka. Tato bude zachována a její rozpadlé a porušené stěny nebo zborcena stropní deska se kompletně rekonstruují přezděním. V problematických místech ji bude také možné doplnit PE trubkou DN315 mm. Rozsah těchto úprav bude patrný až po celkovém odkrytí stoky v celém tunelu. V případě vložení trouby do tunelové stoky v celé délce tunelu by tak bylo možné odvodňovací kapacitu bočních stok výrazně posílit a zabezpečit tak i náhradní trasu odtoku vod v případě místního ucpání některé z větví systému. Výtok ze stávající tunelové stoky bude obnoven v původní trase.

Před vjezdovým portálem jsou po obou stranách železniční tratě vysoké stěny horninového masivu, přes který tunel prochází. Navíc z pravé strany je do kolejiště opakovaně smýván volný materiál skalní erozí. V rámci rekonstrukčních prací se opraví úsek v souhrnné délce 40,0 m. Po vybetonování odvodňovacích žlabů ve vzdálenosti 3,0 m od osy koleje se stěny do výšky cca 2,50 m obloží gabiony tl. 1,0 m za které se osadí drenážní trubky DN 200 mm a na rubu konstrukce se v koruně zdi provede odvodňovací žlab a 1,50 m vysoká palisáda, vytvořena z ukotvených ocelových tyčí U200 a dřevěné kulatiny dl. 2,50 m tak, aby se zamezilo přímému pádu uvolněných kamenů nebo stromů do prostoru železniční tratě. Prostor mezi palisádou a svahem bude vydlážděn.

Sanační práce na stávajícím ostění tunelu budou realizovány v plných vlakových výlukách, především v obou portálových pasech (P1 a P2), především při realizaci hloubkového spárování, kotvení a provádění stříkaných betonů.



Obr. 5 Návrh zabezpečení tratě před vjezdovým portálem

Literatura a podklady :

[1] PD Rekonstrukce Rigelského tunelu SUDOP PRAHA a.s. 2014

OCELOVÉ FLEXIBILNÍ KONSTRUKCE A TROUBY

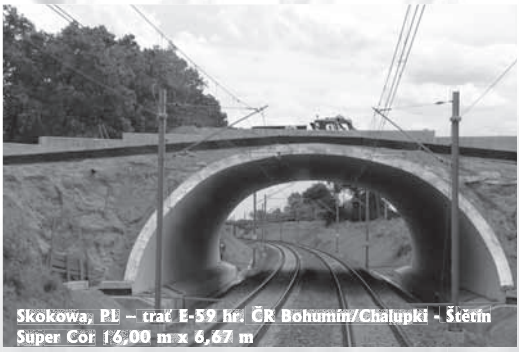
NABÍZÍME PRODUKT I TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

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

km 39,085 trati Heřmanův Městec-Borohrádek (Holice)
Super Cor 3,17 m x 1,18 m

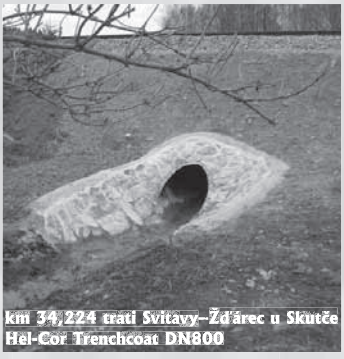
Svitavy
Multi-Plate 3,80 m x 3,80 m

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

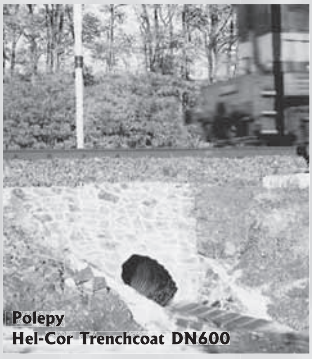


Skokowa, PL – trať E-59 hr. ČR Bohumín/Chałupki - Štětín
Super Cor 16,00 m x 6,67 m

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



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



Polepy
Hel-Cor Trenchcoat DN600

ViaCon ČR s.r.o.▪ Železniční 548/4B▪ 772 21 Olomouc ▪tel. 585 115 116,117,118 ▪fax: 585 115 119▪ e-mail: viacon@viacon.cz ▪ http://www.viacon.cz

ViaCon SK s.r.o.▪ Miletičova 21▪ 821 09 Bratislava ▪ tel: +420 585 115 116,117,118 ▪ e:mail: viacon@slovanet.sk ▪ http://www.viacon.sk

Monitoring mostů a tunelů prostřednictvím pasivní sítě optovláknových senzorů

Ing. Jaroslav Demuth, Safibra, s.r.o.
Ing. Ladislav Šašek, CSc., Safibra, s.r.o.
Ing. Michal Mazanec, Safibra, s.r.o.

Příspěvek popisuje zkušenosti s dlouhodobým on-line monitoringem mostů a tunelů realizovaných prostřednictvím optovláknových senzorů založených na technologii FBG. Představí hlavní výhody tohoto řešení, kterými je vysoká citlivost, dlouhá životnost, pasivní charakter, možnost tvorby rozsáhlých monitorovacích sítí, necitlivost k elektromagnetickému rušení apod. a zároveň si klade za cíl podnítit diskusi na toto téma s ohledem na požadavky zákazníků jak z hlediska potřeb, tj. požadavků generovaných praxí, tak z hlediska výstupů, protokolů a návaznosti na nadřízené systémy. Zároveň si klade za cíl hledat překážky a omezení, které je třeba překonat, k většímu rozšíření tohoto řešení do praxe.

Proč monitoring optovláknovými senzory

Monitoring stavebních konstrukcí (SHM) s využitím optovláknových senzorů má ve světě stále významnější postavení. Důvodem, proč jsou tyto systémy nasazovány do praxe stále častěji, je celá řada vlastností, které konvenční senzory buď vůbec nemají, nebo je mají, ale jen v omezené míře. Optovláknové monitorovací systémy lze rozdělit na systémy bodových senzorů, na systémy senzorických sítí (zpravidla na bázi FBG technologie – Fiber Bragg Grating) nebo na systémy distribuované. My se v tomto příspěvku budeme zabývat pouze senzory na bázi FBG. Základní výhodou monitorovacího systému na bázi FBG senzorů je skutečnost, že se jedná o pasivní instalaci, tj. na sledované konstrukci jsou nainstalovány senzory, které lze propojit do menších či větších senzorických sítí, ale v místě instalace není potřeba napájení. Vše – měření i přenos informace probíhá optickou cestou, takže jak měřící čidla, tak senzorická síť pracují pouze se světlem, nikoliv s elektřinou. Protože pracujeme se světlem, je zřejmá další výhoda – měření nejsou ovlivňována elektromagnetickými poli, tj. neovlivní je ani blízkost vedení VVN, ani průjezd vlaku s elektrickou lokomotivou, ani případný blesk a elektromagnetická pole, která vytváří. Kromě toho mohou být mezi jednotlivými senzory vzdálenosti od několika centimetrů až po několik kilometrů, přičemž vyhodnocovací jednotka bývá umístěna na vhodném místě, např. na nejbližším nádraží. Další nespornou výhodou je skutečnost, že propojení senzorů a vyhodnocovací jednotky lze realizovat pomocí standardních telekomunikačních vláken, takže zde může docházet k druhotnému využití již položených kabelů. V neposlední řadě lze vyzdvihnout vysokou citlivost senzorů, přesnost měření, snadnou instalaci a téměř bezúdržbový provoz bez nutnosti pravidelných kalibrací.

Vzhledem k tomu, že instalace popsané v tomto příspěvku byly realizovány pro zahraniční soukromé subjekty na komerční bázi, neuvádíme záměrně přesné lokalizace objektů ani jejich názvy.

Monitoring železničního mostu jako následek nestability základu opěry

Nový železniční most byl vybudován na málo frekventované železniční trati s cílem překlenout nově realizovanou silnici druhé třídy, která byla postavena tak, aby byla silniční doprava vedena mimo okolní obce. Po dokončení mostu a po jeho uvedení do provozu se však ukázalo, že jedna z opěr mostu je nestabilní, což se projevilo dokonce významným poškozením úložného prahu pod ložiskem (obr. 1).

Obr. 1 Stav mostu po uvedení do provozu

V důsledku tohoto stavu bylo nutné provést zpevnění základu opěry pomocí zemních kotev (obr. 2) a následně monitorovat most tak, aby se prokázalo, zda je opěra stále nestabilní nebo zda došlo k její stabilizaci.

Obr. 2 Zpevnění základu opěry

Monitoring byl zpočátku prováděn geodeticky v intervalu jedenkrát týdně, což bylo časově a tedy i finančně náročné řešení. Bylo tedy rozhodnuto nainstalovat na most pasivní síť optovláknových senzorů podle pokynů geodetů a to tak, aby se geodetické monitorování mohlo postupně nahradit on-line monitoringem pomocí optovláknových senzorů. Celkově byl most osazen 10 senzory pro měření deformace a 4 teplotními senzory pro kompenzaci vlivu teploty. Základní schéma je uvedeno na obrázku 3., nicméně vlastní instalace obsahovala ještě dalších 8 senzorů (deformace a průhyb kolejnice), které na schématu uvedeny nejsou.

Obr. 3 Základní schema umístění senzorů

A na obrázku 4 je konkrétní provedení instalovaných optovláknových senzorů včetně přípojných míst. Síť senzorů byla navržena tak, aby senzory měly požadovaný rozsah měření deformace, který omezuje maximální počet senzorů zapojených do série a zároveň tak, aby se minimalizoval počet kanálů potřebných ke snímání celé sítě. Senzory deformace se během instalace předepnou tak, aby byly schopny snímat nejen deformaci způsobenou protažením senzoru, ale také deformaci způsobenou jejím zkrácením. Tato síť byla potom prostřednictvím přípojných bodů (s použitím 4 optických vláken) připojena k optickému kabelu. Tímto kabelem byly senzory propojeny s vyhodnocovací jednotkou, která byla umístěna na nejbližším nádraží ve vzdálenosti něco přes jeden kilometr, tedy na nejbližším místě možnosti připojení do napájecí sítě a k internetu.

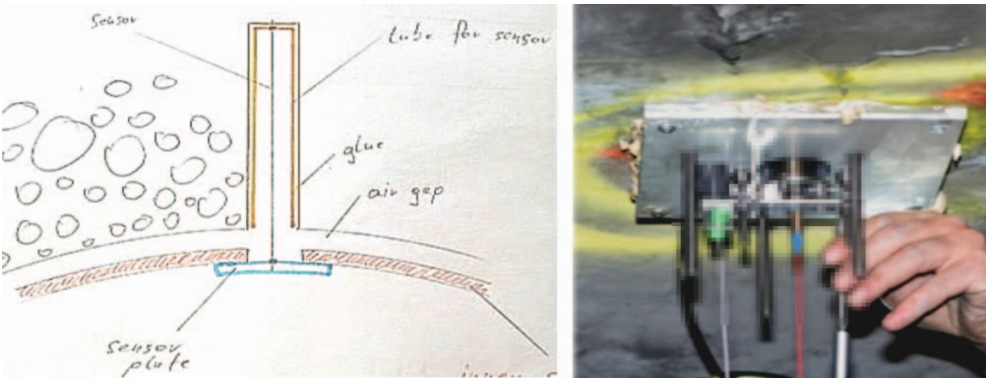
Obr. 4 Senzory nainstalované na mostě (vlastní senzor kryje lišta)

Geodetická měření stejně jako optovláknový monitorovací systém potvrdily, že zpevnění základu opěry situaci stabilizovalo a nadále nedochází k dalším deformacím. Po dohodě s geodetickou firmou však zůstal optovláknový systém v provozu i nadále, do sítě se přidaly senzory mimo mostní konstrukci, které slouží k měření deformace kolejnic při průjezdu vlaku, k měření a analýze dynamických změn. Zároveň instalace slouží pro demonstraci tohoto systému a pro ověřování různých požadavků zákazníků, pro zkoušky a měření, které jsou následně využívány k vývoji. Systém je v online provozu od února 2011.

Monitoring separace ostění tunelu od původních pískovcových kvádrů

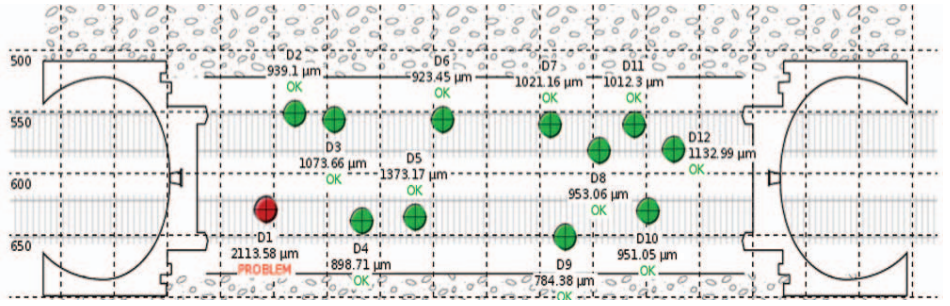
Poněkud rozdílnou aplikací, která byla realizována koncem roku 2011, byl návrh řešení monitoringu separace betonového ostění dvou železničních tunelů od původních pískovcových kvádrů, ze kterých byly tunely v polovině 19. století vybudovány. Eroze probíhající po desetiletí a provoz na velmi frekventované dvoukolejné trati s jeho neustálým

nárůstem způsobily, že se v některých místech začalo betonové ostění oddělovat od pískovce a na několika místech došlo k jejímu praskání, poškození či dokonce v ojedinělých případech i zřícení. Situaci bylo nutné řešit, protože se jedná o frekventovanou trať a pád betonových úlomků či částí ostění na projíždějící vlaky představuje obrovské riziko (nicméně i pád betonových úlomků na samotný kolejový svršek představuje nebezpečí). Tunely jsou určeny k celkové rekonstrukci, ale příprava zahájení rekonstrukce a její termín byly v plánu až v následujících letech. Bylo tedy rozhodnuto do začátku rekonstrukce stavbu monitorovat. V kritických, zákazníkem vybraných místech, systém monitoruje, zda se vzdálenost mezi skálou a ostěním nezvětšuje. Jedná se tedy o on-line monitorovací systém, v tomto případě spíše zabezpečovací než čistě měřící. Po dohodě se zákazníkem byly stanoveny limitní stavy, které byly nastaveny dvouúrovňově – jedna úroveň jako výstraha a druhá úroveň jako signál pro přijetí okamžitých opatření. Systém tedy sleduje deformaci senzorů, pokud tato deformace překročí nastavené limity, dojde k okamžitému vyhlášení alarmového stavu příslušné úrovně. Zároveň byla pro tuto aplikaci vyvinuta speciální čidla na bázi optovláknových FBG senzorů, unikátní svou konstrukcí, kdy je jedna část senzoru pevně spojena se pískovcovým blokem a druhá část senzoru fixována na betonové ostění. Jak ideový návrh senzoru tak jeho provedení ukazuje obrázek 5.



Obr. 5 Schéma senzoru a jeho skutečné provedení

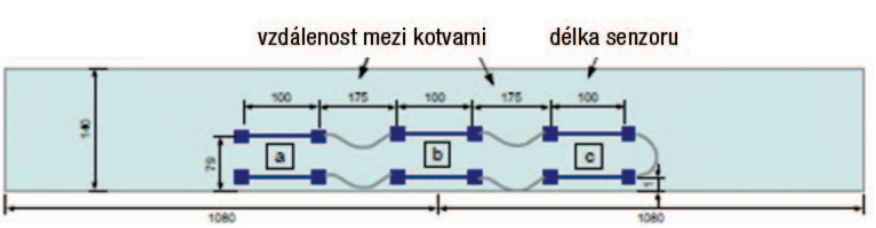
Nakonec bylo do obou tunelů nainstalováno 22 senzorů deformace a 2 senzory pro teplotní kompenzaci a všech 24 senzorů je od konce roku 2011 nepřetržitě monitorováno. Pro systém byla zpracována jednoduchá vizualizace, která informuje on-line o stavu deformace jednotlivých senzorů a barevně odlišuje alarmové stavy, jak znázorňuje obrázek 6.



Obr. 6 Vizualizace stavu senzorů v tunelu

Další aplikace optovláknových senzorů na dopravních stavbách

V roce 2012 byl instalován měřící systém na dvojitý železniční most s požadavkem monitorovat průhyb mostů a to jak staticky tak dynamicky, neboť byly zjištěny mikrotrhliny a rozdílné chování obou částí. Instalace byla prováděna z paluby lodi, což bylo značně komplikované. Senzory zde byly instalovány ve dvou řadách, jak ukazuje obrázek 7.



Obr. 7 Umístění senzorů ve dvou řadách

Na obrázku 8 je totéž během instalace senzorů.

Obr. 8 Instalace senzorů ve dvou řadách na obě části mostu

Celkově bylo na oba mosty nainstalováno 24 senzorů deformace a dva teplotní senzory pro kompenzaci vlivu teploty. Na mostech byla provedena celá řada srovnávacích měření, jak statických tak dynamických, jejichž výsledky použil zákazník pro analýzu rozdílného chování obou mostů.

Další zajímavou aplikací je časově omezené monitorování přechodových oblastí mostních objektů, kde v oblasti náspu těsně za opěrou mostu může docházet k nadměrnému sedání náspu. Tato problematika se v současné době stává stále aktuálnější, jelikož v důsledku stále se zhušťující silniční dopravy dochází k častým komplikacím na železničních přejezdech. Přibývá tedy případů, kdy je třeba přechodovou zónu mezi náspem a novým přemostěním monitorovat. Monitorování přechodové oblasti bylo nejprve prováděno lepením řady propojených senzorů přímo na kolejnici v délce několika metrů a následným modelováním jejího chování na základě naměřených hodnot. Protože monitoring probíhá pouze do okamžiku, kdy se situace po ukončení výstavby

stabilizuje a nalepené senzory není možné odinstalovat a použít na dalším projektu, byl vyvinut speciální profil, který v sobě zahrnuje řetízek propojených senzorů a po ukončení výstavby je odnímatelný (obr. 9).

Obr. 9 Lišta s řetízkem FBG senzorů instalovaná na kolejovém svršku

Tato technologie byla ověřena na celkem 6 projektech, přičemž kromě monitoringu přechodových oblastí sloužily její výsledky k postupnému vylepšování senzorových profilů i k upřesnění interpretace naměřených výsledků a jejich využití pro provoz na trati, tj. nepřerušení provozu během stavebních prací. Na této technologii probíhají stále vývojové práce, ale i ve formě, která je nyní k dispozici ji lze využívat.

Závěr

Vzhledem k narůstajícímu zájmu našich potenciálních zákazníků o optovláknové technologie, a k víceméně bezporuchovému on-line provozu monitorovacích systémů po dobu několika let i díky spokojenosti stávajících zákazníků jsme přesvědčeni, že optovláknové monitorovací systémy mají v oblasti SHM své místo a jejich význam nadále poroste. V tom nás utvrzují i informace od našich partnerů doma i v zahraničí.

Literatura:

[1] Projekt TA01011650 - Výzkum a vývoj aplikací dielektrických snímačů pro měření přetvoření v geotechnice.

[2] Projekt FR-TI3/609 - Výzkum a vývoj detekce a kontrolního sledování kritických míst geotechnických konstrukcí zejména podzemního stavitelství, báňského průmyslu i ostatních inženýrských staveb.

[3] Záleský, J., Záleský, M., Šašek, L., Čápová, K.: IN-SITU TESTING OF FBG DEFORMATION SENSORS WITH USE OF A NEW TEST BEAM, 5iYGEC (Fifth International Young Geotechnical Engineer Conference), Paris, 2013.

[4] Záleský, J., Záleský, M., Koska, B., Pospíšil, J., Čápová, K., Jon, J. Demuth, J. (2013): Landslide Mapping and Monitoring Concept, JISDM 2013 (2nd Joint International Symposium on Deformation Monitoring), Nottingham, Spojené království.

[5] Záleský, J. - Záleský, M. - Doričák, J. - Čápová, K. - Kozel, M.: Application of Fibre Optics for Slope Stability Monitoring. In: Zborník 11. Slovenskej geotechnickej konferencie. Bratislava: Slovak University of Technology, 2013, p. 594-605. ISBN 978-80-227-3950-4.

Nová železniční estakáda Mendrik v Ústí nad Orlicí

Ing. Jiří Jirásko, Ing. Jan Horn, Ing. Jana Sedláková, SUDOP PRAHA a. s.
Ing. Vojtěch Konečný, PiS , Ing. Jiří Salava, S-Engineering s.r.o

Příspěvek popisuje projekt a průběh výstavby nové železniční estakády, jež je součástí modernizace železničního uzlu Ústí nad Orlicí. Soumostí tří stavebních objektů celkové délky 360 m překonávající řeku Třebovku, silnici druhé třídy II/315 a tok Tiché Orlice se nachází na nové přeložce trati umožňující průjezd modernizovanou stanicí rychlostí 160 km/h. Projekt estakády se musel vyrovnat se stísněnými prostorovými podmínkami území nacházejícího se navíc v zátopové oblasti překonávaných toků.

Územní podmínky

Nová železniční estakáda je součástí stavby „Modernizace železničního uzlu Ústí nad Orlicí“, jejímž cílem bylo vybudovat moderní terminál osobní dopravy odpovídající současným nárokům a dále pak zvýšit cestovní rychlost pro tranzitní koridorovou dopravu, jež byla z důvodů nepříznivých směrových poměrů na výjezdu ze stanice směrem na Českou Třebovou omezena na pouhých 70 km/h. Trať v tomto místě prochází stísněným územím v intravilánu města vklíněným mezi svahy dvou kopců (Kubincův kopec, Andrlův Chlum) a limitovaným zejména souběžně vedenou pozemní komunikací II/315 a tokem řeky Třebovky a Tiché Orlice. Pro zvýšení traťové rychlosti bylo třeba v tomto prostoru realizovat přeložku železniční trati posunutou dovnitř směrového oblouku, tj. směrem ke komunikaci II/315, do svahu Andrlova chlumu a k budově restaurace Mendrik, dle kteréžto získalo celé přemostění svoje lokální pojmenování. Záměr modernizace ŽST Ústí nad Orlicí byl rozpracováván již v průběhu 90. let 20. století, zásadním způsobem však byla projektová příprava ovlivněna katastrofálními povodněmi z roku 1997, které citelně zasáhly i Ústí nad Orlicí. V přípravné dokumentaci stavby zpracovávané SUDOPem Praha a.s. v letech 2003-04 byla proto správcem toku požadována detailní analýza vlivu stavby na povodňový režim dotčeného území. Za tímto účelem byl na fakultě stavební ČVUT provedeno podrobné matematické a následně i fyzikální modelování na reálném modelu v měřítku 1:40 (měřítko rozměrů). Z výsledků analýzy variant průtoku kalamitních vod na virtuálním a reálném modelu, vzešly jednoznačné požadavky kladené na projektové řešení přeložky:

— přeložka musí být v celé délce umístěna na mostních objektech
— mezilehlé pilíře musí být kruhového profilu nebo profilu kruhu blízkému (nepřípustné jsou jakékoli prvky charakteru stěn)
— stativa pilířů musí být situována nad definovanými hladinami návrhových průtoků

Obr. 1 Ukázka výsledků matematického a provedení fyzikálního modelu

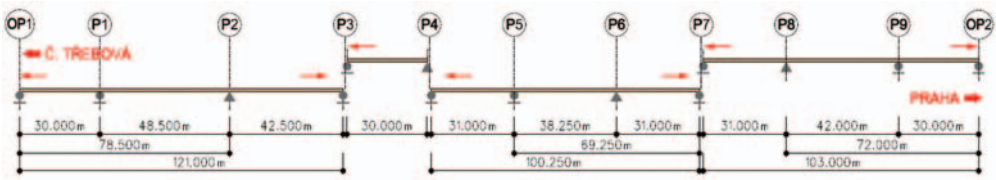
Celková koncepce projektového řešení

Z výše uvedeného vznikla potřeba navrhnout mostní estakádu překonávající ve velmi ostrém úhlu tok řeky Třebovky, silnici II/315 Ústín n/O – Choceň a dále pak tok řeky Tiché Orlice v místě jejího soutoku s Třebovkou. Z hlediska návrhu konkrétních konstrukcí se tak estakáda rozpadá na tři části s pomyslným středem nad křížením s II/315, kde je z důvodu dodržení potřebných podjezdných výšek nutno realizovat konstrukci s minimální stavební výškou.

Obr. 2 Estakáda Mendrik – celková situace

Do výsledného řešení dále významně zasáhl i požadavek na převedení bezstykové koleje (BK) tj. požadavek převést obě koleje bez použití kolejnicových dilatačních zařízení. Konstrukce tak byla rozdělena na dilatační celky blížící se požadavkům tab. 1 v předpise SŽDC S3, přičemž přídatná namáhání kolejnic od kombinované odezvy systému BK-most byla ověřena podrobným posouzením (doc. Ing. Otto Plášek Ph.D. VUT Brno). Výsledné uspořádání konstrukcí a dilatujících délek je následující:

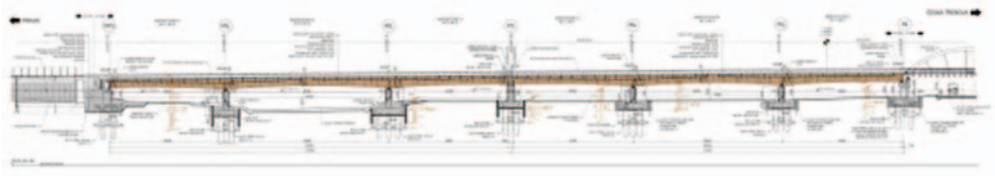
Část estakády	Třebovská	Střední — křížení s II/315	Pražská
(SO)	(SO 20-01)	(SO 20-03)	(SO 20-04)
Kolej č.1	Spojitý nosník o třech polích [(30,0+48,5)+42,5] m	Prosté pole L= 30,0 m (dvoukolejná kce)	Dva spojité nosníky o třech polích [(31,0+38,3)+31,0]+[31,0+(42,0+30,0)]
Kolej č.2	Spojitý nosník o třech polích [(30,00+48,5)+26,5] m		Dva spojité nosníky o třech polích [(30,0+38,0)+30,0]+[30,0+(41,0+31,0)]



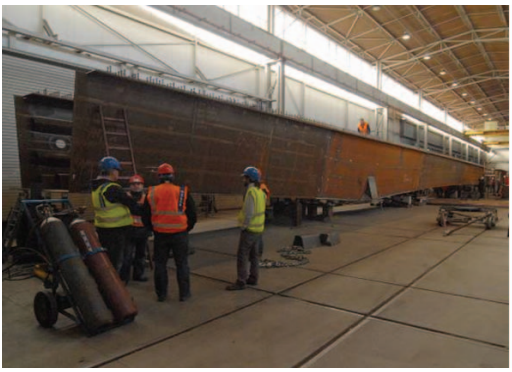
Obr. 3 Schéma uspořádání dilatujících délek konstrukcí v koleji č. 1

Popis navržených nosných konstrukcí — třebovská a pražská část estakády

Nosné konstrukce třebovské a pražské části jsou spojité ocelobetonové trámy o třech polích s ocelovou komorovou konstrukcí a horní spřaženou železobetonovou deskou. Konstrukce jsou jednokolejné tj. pod každou kolejí je samostatná NK. V podélném směru je umístěn jeden spojitý nosník v třebovské části a dva po sobě jdoucí třípolové nosníky v části pražské. Rozdělení na samostatné konstrukce v příčném směru vyplývá z požadavku zadavatele na oddělené nosné konstrukce pro každou z převáděných kolejí, rozdělení na samostatné konstrukce v podélném směru je provedeno z důvodu výše uvedeného dodržení maximálních volných dilatujících délek při nemožnosti umístit do kolejí dilatační zařízení. Komorové nosníky OK jsou navrženy v půdorysných zakružovacích obloucích sledujících směrový oblouk kolejí a aproximujících přechodnici v posledních třech polích pražské části estakády. Komorové nosníky jsou lichoběžníkového průřezu se stěnami ukloněnými od svislice cca 10°. Výška stěny je proměnná, komorové konstrukce mají náběhy nad vnitřními pilíři. Důvodem návrhu náběhovaných konstrukcí byla potřeba snížit výšku konstrukcí na koncích tak, aby se stativa společných pilířů u křížení se silnicí II/315 dostaly nad hladiny návrhových průtoků a dále potřeba dodržet podjezdnou výšku na cyklostezce pod třebovskými konstrukcemi. Dolní pásnice komor je vyztužena dvojicí korýtkových výztuh, stěny potom úhelníkovými výztuhami z ohýbaného plechu výšky 200 mm. Komorové průřezy jsou v pravidelných vzdálenostech ztuženy příčnými rámovými mezilehlými ztužidly. Konstrukce jsou ve všech úložných osách uloženy na dvojice ložisek osové vzdálenosti 2200 mm na vnitřních pilířích a 3000 mm v koncových příčných řezech. Podélné i příčné spáry mezi konstrukcemi jsou těsněné lamelovými závěry.



Obr. 4 Podélný řez pražskou částí estakády



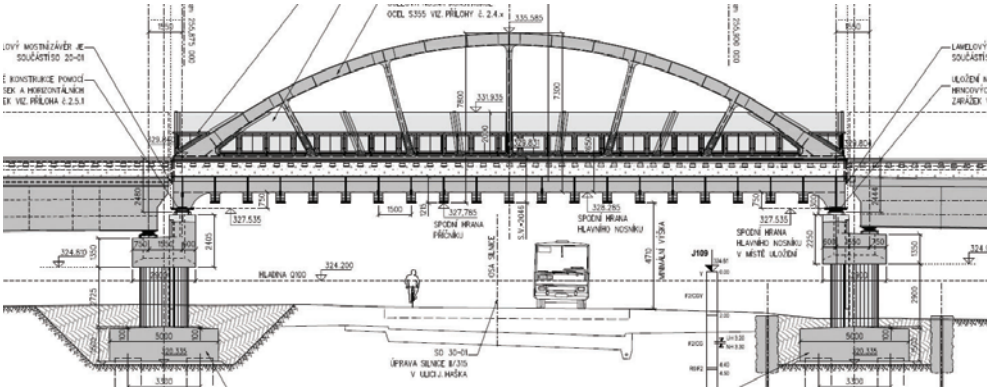
Obr. 5 Přejímka ocelové části NK v SOK Třebestovice

Obr. 6 Ocelová konstrukce s osazenými filigrány

V rámci realizace stavby došlo, na návrh zhotovitele, k úpravě nosných konstrukcí pro použití ztraceného bednění ze železobetonových prefabrikátů. Filigrány (VTD prefabrikátů vypracovala fy PONTEX.a.s.) základní skladebné šíře 1,0 m měly tloušťku 110 mm, v místě styku desek sníženou až na 20 mm. V místě pásnic je beton filigránů v celé šíři přerušen pro prostup spřahovacích trnů OK. Filigrány byly přes těsnící pásy osazovány na okraje pásnic ocelových konstrukcí a po vyvázání výztuže desky bylo přistoupeno k její betonáži. Betonáž desky probíhala v souladu s projektem obkročným (poutnickým) způsobem, kdy byly za dočasného podepření OK cca ve čtvrtinách rozpětí vybetonovány nejprve polové úseky a po odskružené potom úseky nad vnitřními podporami.

Popis navržených nosných konstrukcí – křížení se silnicí II/315

Silnice II/315 je překonávána doukolejnou nosnou konstrukcí s dolní mostovkou rozpětí 30,00 m osazenou na společných pilířích s přiléhajícími spojitými konstrukcemi. (viz výše). Nosná konstrukce je navržena jako celosvařovaná ocelová konstrukce s dolní ortotropní mostovkou a dvěma hlavními nosníky ztuženými obloukem (Langrův trám) se šikmými závěsy. Výška hlavního nosníku je 7,30 m ve vrcholu oblouku a v patě oblouku pak 1,65 m. Osová vzdálenost nosníků definovaná požadovaným VMP3,0 v oblouku je 11,90 m.



Obr. 7 Podélný řez konstrukcí přes silnici II/315

Trám je navržen jako uzavřený průřez obdélníkového tvaru konstantní výšky 1650 mm, pro zvýšení tuhosti příčného řezu je trám doplněn příčnými diafragmaty. Oblouk je uzavřený průřez obdélníkového tvaru výšky 550 mm. Oblouk má poloměr systémové osy 21,825 m, před patou oblouku přechází horní zakřivená pásnice v přímou, proto se výška průřezu od tohoto bodu směrem k patě oblouku zvětšuje. Každý hlavní nosník obsahuje 5 šikmých závěsů. Závěsy vychází z oblouku v dostředném směru a jsou napojeny na horní okraj trámu v místě příčné výztuhy mostovky. Závěsy jsou navrženy ze svařovaných otevřených profilů tvaru H.

Založení objektu

Železobetonová spodní stavba mostu je založena na velkoprůměrových vrtaných pilotách ∅ 1200 mm, které byly v projektu dle provedeného geologického průzkumu ukončeny vetknutím do skalního podloží typu R4 (mírně zvětralý prachovec) až R3 (navětralý prachovec). Při vlastní realizaci však byly zastiženy velice složité geologické poměry, dramaticky se lišící i v rámci každé jedné patky pilíře či opěry. Velká část pilot nebyla dovrtána na projektované délky, u části vrtů byla navíc zachycena geologická porucha představovaná jílovými polohami vyskytujícími se pod kompaktními horninovými vrstvami. Pro správnou funkci založení, zejména pak pro přenos vodorovných sil u brzdných pilířů musela být pro každou část spodní stavby zpracována sada dodatečných návrhových opatření. To spočívalo zejména v aplikaci tryskové injektáže a svislých popř. šikmých mikropilot. Krátké nedovrtané velkoprůměrové piloty byly převrtány dvojicí či trojicí svislých mikropilot s instalovanými obturátory zajišťujícími injektáž kořene mikropilot a dále pak injektáž paty velkoprůměrových pilot k zamezení rizika zvětšených hodnot sedání, k nimž by u krátkých pilot (s únosností prakticky jen na patě piloty) mohlo vlivem nedokonale začištěného dna vrtu ukončeného ve skalní hornině docházet.

Spodní stavba

Železobetonová spodní stavba estakády sestává celkem ze 4 ks opěr (samostatné kce pro každou kolej), 12ti kusů mezilehlých pilířů, dvou pilířů společných pro komorové kce a Langrův trám a dvou sdružených pilířů pro navazující komorové konstrukce v pražské

části estakády. Pilíře komorových konstrukcí jsou oktogonálního příčného řezu, který se směrem vzhůru rozšiřuje podle paraboly 2° tak, aby byla v horní části vytvořena dostatečně masivní hlavice pro osazení hrncových ložisek nosných konstrukcí. Mezilehlé pilíře jsou opatřeny nerezovou svařovanou průchodkou pro osazení svodu odvodnění svádějící vodu vnitřkem pilíře z odvodnění v komorách na terén pod mostem. Pilíře společné pro komorové konstrukce a Langrův trám jsou složeny ze dvou kruhových sloupů průměru 2,0 m na něž je nasazen příčný úložný práh rozměrů 2,90 × 13,10 m se dvěma výškovými úrovněmi uložení. Masivní opěry mají předsazenou část vystupující z vlastního tělesa opěr, jež opakuje tvary mezilehlých pilířů a vizuálně tak opěry s těmito sjednocuje. Na krátká podélná křídla pražské i třebovské opěry navazují objekty opěrných zdí.

Uložení nosných konstrukcí

Nosné konstrukce jsou uloženy celkem na 52 ks hrncových ložisek. Pro zachycení tahových reakcí u spojitých konstrukcí jsou navíc na koncích OK osazeny ložiska tahového kotvení. To sestává z hrncového ložiska umístěného na horní pásnici koncového příčníku, které je přes roznášecí desku fixováno čtveřicí předpínacích tyčí do spodní stavby. Nerezové předpínací tyče Macalloy se skládají ze dvou částí, mezi dolní pásnicí OK a horním povrchem prahu jsou systémové šroubované spojky. Ve spodní stavbě byly ve vynechaných nedobetonovaných kapsách zabudovány kotevní přípravky z válcovaných profilů osazených ve výztuži prahů, po osazení NK a betonáži desek pak byly instalovány předpínací tyče, provedeno zalití kapes nesmršťující zálivkovou hmotou SikaGrout 318 a vneseno návrhové předpětí. Nosná konstrukce mostu přes II/315 je uložena na čtveřici všesměrně pohyblivých ložisek, vodorovné pohyby jsou vymezeny trojicí svařovaných ložisek (zarážek) umístěných vedle hrncových ložisek na úložných prazích. Hustá výztuž úložného prahu nebyla při realizaci provedena s dostatečnou přesností a zarážky bylo třeba kompletně přenavrhnout na základě skutečného provedení armatury prahů. Jako podklad pro nový návrh byla s velmi dobrým výsledkem využita data získaná stacionárním laserovým skenerem.

Závěr:

V srpnu 2014 byly na konstrukcích estakády provedeny zatěžovací zkoušky a celé „soumostí“ 6ti komorových spojitých konstrukcí a dvoukolejného Langrova trámu bylo uvedeno do provozu. Celkové dokončení objektu se předpokládá na jaře roku 2015.

Investor stavby:	Správa železniční dopravní cesty, s.o.
Projekt stavby:	**SUDOP PRAHA a.s.**
Odpovědný projektant objektu:	Ing. Jiří Jirásko (SO 20-04)
	Ing. Jiří Salava (SO 20-03)
	Ing. Jan Horn (SO 20-01)
Kooperace na projektu:	Ing. Radek Brokl (hlubinné založení)
	Ing. Antonín Pechal,CSc., PiS (NK11, NK21)
Zhotovitel mostu:	Eurovia a.s.
Stavbyvedoucí	Ladislav Bulín
Výroba OK:	DT Mostárna a.s Prostějov
	EUROVIA SOK Třebestovice
Speciální zakládání:	TopGeo spol. s.r.o.

Průjezd železničním uzlem Ústí nad Orlicí, soumostí o třech stavebních objektech

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

V rámci stavby „Průjezd železničním uzlem Ústí nad Orlicí“, která je součástí I. tranzitního železničního koridoru, je realizována přeložka trati, jež překládá trať do směrově výhodnějších poměrů. Nové řešení umožní zvednout traťovou rychlost z původních 70 km/hod na 120 km/hod, resp. Na 160 km/hod pro soupravy s výkyvnou skříní. Součástí této přeložky jsou tři mostní objekty, které na sebe navazují a opticky tvoří jedno soumostí

Identifikační údaje:

Objednatel: Správa železniční a dopravní cesty, s.o.

Projektant stavby: SUDOP PRAHA a.s.

Zhotovitel objektů EUROVIA CS a.s., závod Mosty a konstrukce

Popis objektů

Mosty se nacházejí v intravilánu města Ústí nad Orlicí, jsou dvoukolejné a jedná se o tyto stavební objekty:

SO 20-01 – most je tvořen dvěma spřaženými ocelobetonovými spojitými nosníky o třech polích, pro každou kolej samostatně. Jedná se o komorový ocelový nosník s železobetonovou deskovou mostovkou. Most překonává tok a inundační území řeky Třebovky a trasu budoucí cyklostezky.

Rozpětí kolej č. 1 30,0+48,5+42,5 metrů

Rozpětí kolej č. 2 30,01+48,52+26,51 metrů

SO 20-03 – dvoukolejný železniční most s jedním mostním otvorem o rozpětí 30 m. Staticky se jedná o prostý nosník – Langrův trám s horním obloukem a dolní ortotropní deskou. Most překonává silnici II/315 na ulici Jaroslava Haška

SO 20-04 – obdoba objektu SO 20-01, pouze s tím rozdílem, že se jedná o šestipolový most. Jsou zde dva spřažené ocelobetonové spojité nosníky za sebou. Taktéž i zde je pod každou kolejí samostatná nosná konstrukce. Most překonává tok a inundační území řeky Třebovky a Tiché Orlice.

Rozpětí kolej č. 1 31,0+38,25+31,0; 31,0+42,0+30,0 metrů

Rozpětí kolej č. 2 30,0+38,0+30,0; 30,0+40,0+31,0 metrů

Podrobnějšímu popisu mostů se z projekčního hlediska věnuje jiný příspěvek, tento se zaměřuje na průběh výstavby.

Založení mostu

Stavba byla zahájena v lednu 2013 ražením Larsenových jímek a následně vrtáním pilot. Založení objektů bylo navrženo hlubinné na vrtaných velkoprůměrových pilotách o průměru 1 200mm. Piloty byly provedeny z betonu C 25/30 – XA1, XF1. Z důvodu složité geologie, kdy bylo skalní podloží, o které se piloty opírají, zastiženo mnohem výš než se předpokládalo, nedosahují piloty potřebných délek, se kterými projektant uvažoval. Proto bylo nutné u některých základů přistoupit k dodatečným opatřením v podobě doplňkové tryskové injektáže a realizaci zahušťovacích mikropilot. Hlubinné zakládání na všech třech objektech bylo dokončeno v únoru 2014 a prováděla jej společnost TOP GEO.

Spodní stavba

Všechny pilíře i opěry mají půdorys základu obdélníkového nebo čtvercového tvaru se střechovitým spádem horní plochy. Základy byly provedeny z betonu C30/37.

Opěry jsou masivní, železobetonové, taktéž z betonu C 30/37. Přední část opěr kopíruje tvar mezilehlých pilířů. V úložném prahu opěr jsou zabudovány prvky pro kotvení tahových ložisek a desky pro umístění zvedacích lisů.

Mezilehlé pilíře jsou vybetonovány z betonu C 35/45. Mají dřík oktogonálního příčného řezu, který se směrem vzhůru parabolicky rozšiřuje, kde tvoří masivní hlavici, na které jsou osazena ložiska NK. V hlavici všech pilířů jsou osazeny desky pro

umístění zvedacích lisů, u pilíře č. 7 a opěr OP1,OP2 taktéž kotvení tahových ložisek.

Na přechodu mezi stavebními objekty jsou dva sdružené pilíře P3 a P4, na kterých se nosné konstrukce jednotlivých objektů stýkají. Dřík sdruženého pilíře je tvořen dvěma kruhovými sloupy průměru 2,0 metru, na které je nasazen úložný práh, který má z důvodu korekce rozdílné výšky NK jednotlivých stavebních objektů, rozdílnou výšku uložení ložisek. V úložném prahu jsou m.j. osazeny prvky kotvení tahových ložisek a desky pro umístění zvedacích lisů. Jak dříky, tak úložný práh je proveden z betonu C 35/45.

Výstavba spodní stavby byla zahájena v dubnu 2013 a dokončená byla prakticky po roce, v březnu 2014.

Nosná konstrukce

Všechny nosné konstrukce jsou uloženy na dvojici hrncových ložisek.

Jako první se v období září – prosinec 2013 montovala konstrukce Langrova trámu na objektu SO 20-03. Montáž zajišťovala, stejně jako výrobu OK, firma DT Prostějov

Dále probíhala na předem připravených bárkách z Pižma v období březen – červen 2014 montáž jednotlivých ocelových konstrukcí na objektech SO 20-01 a 20-04. O výrobu se podělily společnosti DT Prostějov a OK Třebestovice, montáž zajišťovali kompletně pracovníci firmy DT Prostějov.

Na rozdíl od Langrova trámu na objektu SO 20-03, který je celoocelový, tak na zbývajících dvou objektech se jedná o spřaženou ocelobetonovou konstrukci. Zde práce v období červen – srpen 2014 pokračovaly montáží železobetonových filigránů, které zároveň sloužili jako ztracené bednění. Poté následovalo armování a betonáž železobetonové spřahující desky a osazení prefabrikovaných říms. Z důvodu eliminace nežádoucího nerovnoměrného sedání probíhala betonáž desky ve dvou fázích. Nejprve se betonovaly polové úseky a teprve ve druhé fázi úseky nad vnitřními pilíři. Deska je provedena z betonu C 35/45, římsy z betonu C 30/37, horní deska je ve střechovitém 3,0% sklonu směrem k odvodňovačům, umístěným v ose NK.

Šířka desky mostovky činí 2×5 650 mm s podélnou spárou 90 mm, tloušťka desky je proměnná od 250 mm na konci vnější konzoly po 450 mm na konci vnitřní konzoly.

Ložiska, mostní závěry, izolace, příslušenství

Vzhledem k velkým hodnotám vodorovných reakcí byla navržena jak ložiska pro přenos svislých sil, tak i ložiska pro přenos vodorovných sil (tahová ložiska). Všechny

konstrukce jsou uloženy v každém podepření na dvojici hrncových ložisek od firmy Freyssinet. Od téže firmy jsou taktéž všechna tahová ložiska. Tahová ložiska jsou umístěna vždy na konci každé konstrukce a přikotvena do spodní stavby. U konstrukcí na objektech SO 20-01 a 20-04 se jedná o jedno ložisko na každé straně, u konstrukce SO 20-03 je na každé straně osazena dvojice tahových ložisek

V podélných i příčných dilatačních spárách mezi konstrukcemi jsou osazeny lamelové mostní závěry, které umožňují pohyb jednotlivých konstrukcí a zároveň tyto spáry těsní. Dodavatelem těchto závěrů byla společnost OK Třebestovice.

Na objektech SO 20-01 a 20-04 byla navržena izolace modifikovanými asfaltovými pásy s ochranou LA. Byla použita tato skladba izolace:2× NAIP TESTUDO 20/P HP kdy vrchní vrstva izolace je v úpravě OLVINA z důvodu ochrany izolace LA. Zhotovitelem izolace na objektu SO 20-01 byla firma Izomex, na objektu SO 20-04 DS Izolace.

Na objektu SO 20-03 byla realizovaná stříkaná izolace SVI Sikalastic-izolace na bázi dvojkomponentních polyuretanových pryskyřic, kterou prováděla firma Firesta

Izolace probíhali na objektech v období červenec-srpen 2014.

Následně práce probíhaly násypem průběžného kolejového lože a montáží železničního svršku.

Protihlukové stěny na SO 20-01 a 20-04 byly samostatným stavebním objektem, součástí mostních objektů byla ale dodávka a montáž sloupků PHS. Pouze na objektu SO 20-03 byla součástí i dodávka protihlukových průhledných panelů z plexiskla tl. 15 mm.

V noci z 15. — 16. 8. 2014 proběhla v koleji č. 1 zatěžovací zkouška a 17. 8. 2014 byl zahájen provoz, v koleji č. 2 proběhla zatěžovací zkouška v noci z 1. na 2. 9. 2014 v noci a provoz byl zahájen 2. 9. 2014

Závěr:

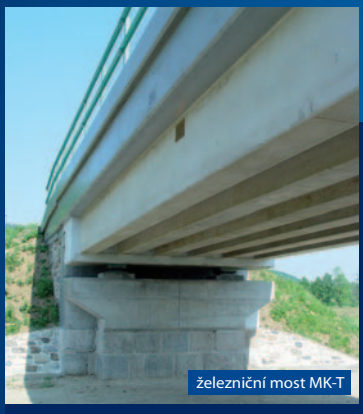
Stavba si v průběhu výstavby procházela spoustu problémů, kdy z různých důvodů došlo k prodlevám a zpoždění v HMG výstavby a tudíž dokončovací práce probíhaly v hektickém tempu, což mělo za následek, že ne vše se zhotoviteli povedlo ke spokojenosti objednatele ale ani své vlastní. I přes všechny těžkosti, které tuto stavbu provázely, je konečná podoba díla esteticky pohledná. Dá se konstatovat, že se toto soumostí stane technicky zajímavou součástí města Ústí nad Orlicí.

ŽPSV
OHL GROUP

Významný dodavatel v oboru dopravního a pozemního stavitelství

prefabrikované systémy ve spolupráci s ABM Mosty

prefabrikované systémy ve spolupráci s ABM Mosty


železniční most MK-T

železobetonové rámy DZR

pevná jízdní dráha PORR

pevná jízdní dráha Rheda 2000, zádlažbové panely Brens Access

ŽPSV a.s., DODAVATEL BETONOVÝCH VÝROBKŮ PRO:

- KOLEJOVÉ DOPRAVNÍ STAVBY
- SILNIČNÍ DOPRAVNÍ STAVBY
- POZEMNÍ STAVBY vč. MONTÁŽE
- MOSTNÍ KONSTRUKCE A PROPUSTKY
- PRODUKTY PRO SNIŽOVÁNÍ HLUKU A VIBRACÍ
- REVITALIZACI PANELOVÝCH DOMŮ (DODÁVKY LODŽIÍ)
- ZAHRADNÍ ARCHITEKTURU
- INŽENÝRSKÉ STAVBY A OSTATNÍ PRODUKTY

ŽPSV a.s.
Třebízského 207, 687 24 Uherský Ostroh
Tel.: 572 419 311, fax: 572 419 308
INFO: 800 138 736, e-mail: info@zpsv.cz

www.zpsv.cz

Betonové vrubové klouby velkých železničních mostů

Ing. Josef Kubíček, CSc Kubíček Consult Liberec

Betonové vrubové klouby (BVK) jsou přes 120 let používány v mostním stavitelství. Pro realizaci mimořádných železničních mostů byly v minulosti provedeny rozsáhlé zkoušky, které potvrdily mimořádné schopnosti BVK co se týče únosnosti i deformací. Příklady několika velkých železničních mostů doplňují příspěvek.

1. Všeobecně

Jako **vrubové klouby** označujeme **umělé centrické zeslabení průřezů** konstrukcí za účelem umožnění pootočení. Různé druhy těchto konstrukcí, např.:

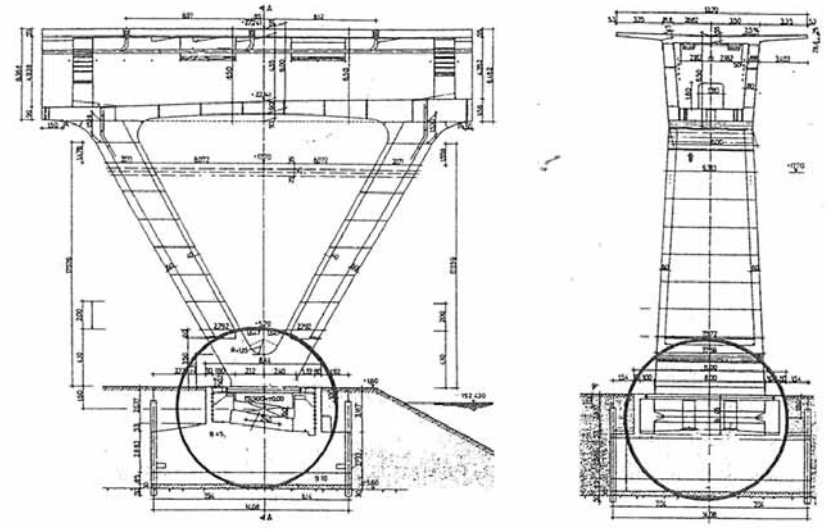
- klouby s tvrdou vložkou,
- klouby s olověnou vložkou,
- betonové a betonové pancéřované válcové klouiby,
- pérové klouby (Mesnagerovy),
- pérové klouby (Considérovy),
- betonové vrubové klouby (Freyssinetovy)
  jsou úspěšně používány již přes 150 let. / 1 /

2. Stuttgartské zkoušky a mosty Gemuenden a Weissenbrunn

V průběhu 20.století byla v Anglii, Francii, USA, Německu a Švýcarsku provedena řada zkoušek pérových i vrubových kloubů. Pro n**ávrh** betonových vrubových kloubů měly největší význam zkoušky, provedené ve zkušebně TU Stuttgart, které potvrdily velkou kapacitu únosnosti. Krček vrubových kloubů je schopen bez poškození přenést napětí rovná několikanásobku krychelné pevnosti. Tyto zkoušky byly také podkladem pro návrh vrubových kloubů, zveřejněný v / 2 /, později modifikovaný v / 3 / a na novou euronormu přizpůsobený v / 4 /.

Na základě stuttgartských zkoušek navrhl prof. Leonhardt alternativní řešení dvoukolejného železničního mostu na vysokorychlostní trati Hannover-Wuerzburg u Gemuenden. Hlavní část přemostění tvoří největší železniční spojitý rám o 3 polích rozpětí 75-135-75 m s pilíři, provedenými jako V-stojky (obr.1), na jejichž patě je vrubový kloub o velikosti 0,40 x 6,60 m z prostého betonu B 45, přenášející normálnou sílu 121 MN (napětí v krčku činí 45,8 MPa) / 5 / (obr.2).

Obr. 1.: Dvoukolejný most na VRT Hannover-Wuerzburg v Gemuenden



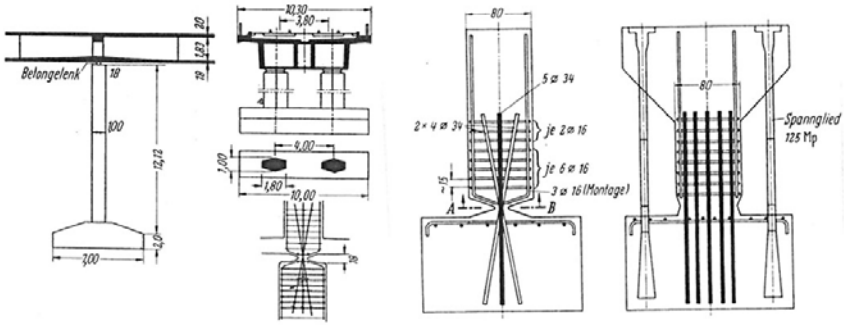
Obr. 2.: Nevyztužený betonový vrubový kloub mostu Gemuenden

O 20 let později byl v SRN realizován obdobný most s V-stojkami Weissenbrunn o rozpětí 50-76-50m s kloubem půdorysné velikosti 0,4x8,0m. U obou těchto mostů byla provedena zkouška proveditelnosti kloubů, zejména s ohledem na hustotu příčné výztuže nad a pod kloubem, na polovině délky kloubu v měřítku 1:1.

Stuttgartské zkoušky potvrdily oprávněnost Freyssinetova úsilí o provádění betonových vrubových kloubů bez výztuže, probíhající krčkem, včetně technologických pravidel pro provádění. V tom je fundamentální význam stuttgartských zkoušek.

3. Švýcarské zkoušky a viadukt Hardturm v Zürichu

V polovině 60. let m.s. navrhli význační švýcarští inženýři prof. Menn/Ing.Baenzinger mimořádný železniční mostní objekt v Zürichu – označený jako Hardturmviadukt. Jedná se o dvoukolejný most délky 1125,6 m, rozdělený na 5 dilatačních celků o 7 polích, kde všechny mezilehlé pilíře jsou nahoře opatřeny vrubovými klouby. Mezi jednotlivými celky jsou provedeny dělící pilíře, které přenášejí brzdnou sílu. Např. mezi celky 4 a 5 přenášejí brzdnou sílu velikosti 5,7 MN, působící ve výšce 19 m./ 6 /(obr.3).



Obr. 3.: Hardtrm-Viadukt v Zürichu

Švýcarská železniční správa objednala u renomované zkušebny EMPA Zürich provedení statických a dynamických zkoušek kloubů v měřítku 1:1 na 3 zkušebních tělesech až do jejich porušení. Tvar kloubů v podélném směru byl proveden v měřítku 1:1, v příčném směru byla provedena pouze polovina délky kloubu. Z toho důvodu mohla být použita poloviční zkušební břemena.

Pro zkoušky byly stanoveny následující zásady: / 7 /

1. Pro plné zatížení hlavní smí být při zanedbání výztuže v krčku kloubu dosažena krychelná pevnost betonu, nebo i vyšší.
2 Výztuž je navržena tak, že při zatížení hlavním je dosažena pevnost oceli, (procházející krčkem) v kluzu.
3. Zúžení krčku musí být výrazné. Z obou výše uvedených podmínek je dána šířka krčku. Přitom tato šířka by neměla být větší, nežli 1/3 šířky pilíře.
4. Na krček oboustranně navazující části (sloup, resp. základ) je nutno dostatečně vyztužit proti štěpícím silám. Tato výztuž je navržena na sílu, odpovídající ¼ až 1/3 normálové síly a je uspořádána v oblasti, odpovídající střední šířce pilíře tak blízko nad krčkem, jak je to možné.
5. K zamezení odprýskávání betonu na čele krčku je i tato část opatřena vrubem, jehož hloubka je 1/3 až 1/2 šířky krčku. Samozřejmě je i v tomto směru nutno vložit výztuž.

Takto navržené klouby mohou při statickém zatížení vykázat pootočení +/- 1%.

U viaduktu Hardturm je počítáno s následujícím zatížením a deformacemi:

a. Jednorázové pootočení vlivem předpětí, smršťování a dotvarování: +0,6% a -0,34%.
b. Dodatečné pootočení vlivem teplotních změn: +0,12% a -0,37%. Celkově se tedy jedná (ad a + b): +0,72% a -0,71%.
c. Pootočení vlivem nahodilého zatížení je zanedbatelně malé. Zato způsobuje nahodilé zatížení nárůst normálové síly na pilíř od 4,0 MN (zat. stálé) do 9,0 MN (zatíž. hlavní).

K získání spolehlivého průměru měřených hodnot byly zkoušky provedeny na třech stejných zkušebních tělesech. Při sloupu šířky d= 80 cm a šířce krčku a=15 cm byl poměr d/a=5,3:1.

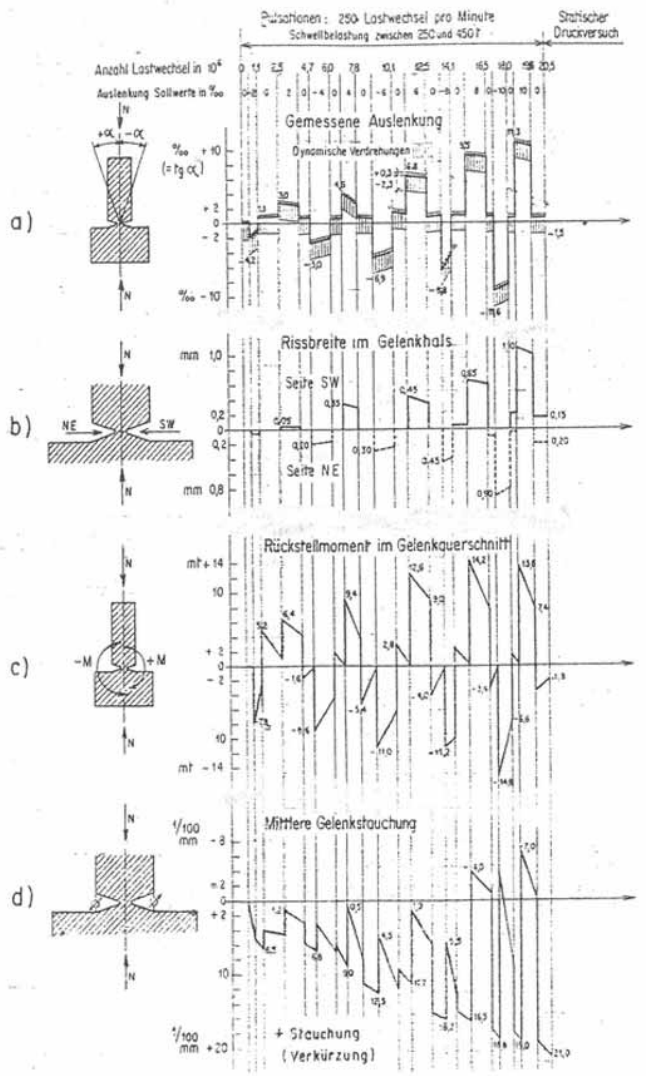
Na těchto 3 zkušebních tělesech (ZT) byly provedeny následující zkoušky:

ZT I: Únavové zkoušky: 21 milionů pootočení mezi +1% a -1% (obr.4)

ZT II: Únavové zkloušky: 37 mil. pootočení +/-2,4%, následně stat. zkouška do maximál. pootočení

ZT III: Pomalé stat. pootočení do 0,6% v krocích po 0,05% denně, podržení 14 dnů, následně únavové zkoušky při 7 milionů pootočení +0,6/-0,3%, následně statická zkouška do porušení při konstantní výchylce 0,6% až do mezního zatížení 16,1 MN, které odpovídá 3,5-násobku mezní únosnosti.

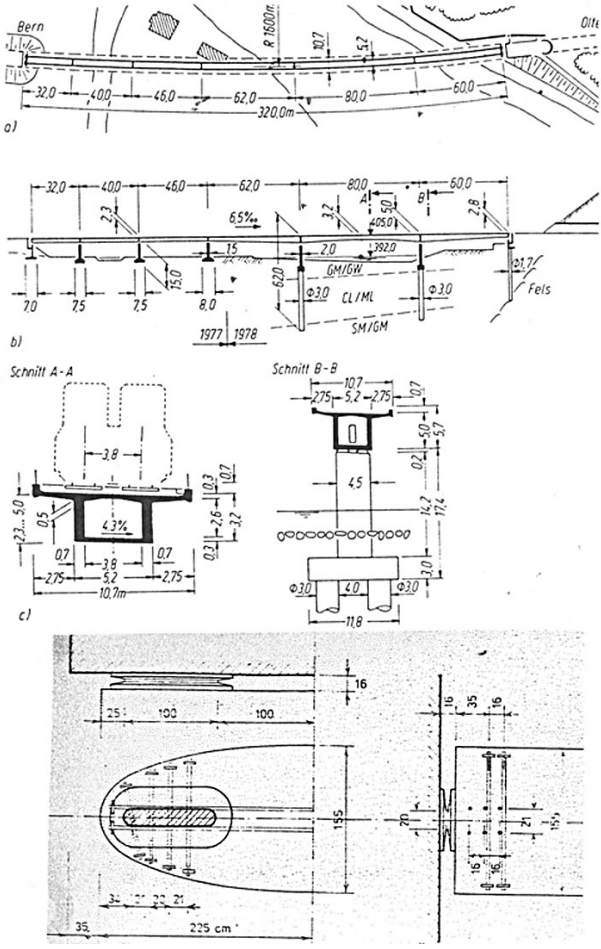
Všechny podmínky, stanovené před zahájením zkoušek byly úspěšně splněny. Únavové zkoušky byly po dosažení požadovaného počtu cyklů ukončeny, aniž by došlo k selhání krčku. Zatěžovací zkouška potvrdila, že klouby jsou i při mimořádných zatíženích schopny splnit všechny požadavky, které stanovila Švýcarská spolková dráha jako předpoklad zahájení viaduktu Hardturm.



Obr. 4.: Výsledky únavové zkoušky ZT I kloubu pro Hardturm-Viadukt normálná síla 2,5 MN. a) měřená pootočení kloubu, b) šířka trhlin v krčku, c) zpětný moment v kloubu, d) střední stlačení krčku

4. Dvoukolejný železniční most v Ruppoldingu (Švýcarsko)

Most přes řeku Aare, navržený M. Herzogem je spojitá předpjatá konstrukce o 6 polích rozpětí 30-40-46-62-80-60m celkové délky 320 m s komůrkovým průřezem proměnné výšky 3,2-5,0 m je na nejvíce zatíženém posledním pilíři opatřena dvěma betonovými vrubovými klouby šířky 20 cm, délky 1,0 m. Přenos štěpících sil je v pilíři hydraulického tvaru zajištěn ortogonálně provedenými předpínacími tyčemi. / 8 / (obr.5)



Obr. 5.: Dvoukolejný most přes řeku Aare v Ruppoldingenu (Švýcarsko)

Geometrie mostu a příčné předpětí hlavy pilíře v obou směrech

Byla navržena celá řada výpočtových modelů vrubových kloubů (německý, britský, francouzský, švédský) a také dle Herzoga. Ten definuje – na základě zkoušek, uvedených pod body 2 a 3 - dolní a horní mez únosnosti a konstatuje, že pouhé omezení napětí v krčku nerespektuje skutečné příčiny porušení. Ukazuje, že je téměř nemožné využít plně výztuž proti štěpení a že návrh BVK je možný jednoduchými prostředky při respektování příčin porušení. Jako účelný prostředek ke zvýšení únosnosti BVK doporučuje Herzog předpětí výztuže proti štěpení.

5. Závěr.

Betonové vrubové klouby jsou osvědčené, velmi únosné, bezúdržbové a levné konstrukce, které se v mostním stavitelství používají více, nežli 100 let. K jejich úspěšnému použití je zapotřebí je správně navrhovat a to jak staticky, tak i konstrukčně / 9 /.

Nevyztužené betonové vrubové klouby jsou zvláště vhodné v našich poměrech s ohledem na výskyt bludných proudů. Nevyztužený krček, který se během celé doby životnosti zpravidla nachází v trvale suchém alkalickém prostředí je velmi vhodnou

ochranou před účinky bludných proudů. Naše železniční správa by jistě učinila krok správným směrem, kdyby nechala provést zkoušky nevyztužených, vyztužených a tzv. „izolovaných“ vrubových kloubů dle VL 4. Potom by jistě širokému použití betonových vrubových kloubů ve všech vhodných případech nestálo nic v cestě.

Literatura

/ 1 / Bechyně, S: Klouby vrubové a pérové
Technický obzor č. 23-24, Praha, 1937

/ 2 / Leonhardt,F/Reimann,H.: Betongelenke Der Bauingenieur, Berlin 1966/2/49-56

/ 3 / Moenning,E/Netzer,D.: Zur Bemessung von Betongelenken
Der Bauingenieur 1969/12/433-439

/ 4 / Marx,S/Schacht,G: Betongelenke im Brueckenbau Bericht
zum DBV-Forschungsvorhaben 2709,TU Dresden 2010

/ 5 / Leonhardt,F/Zellner,W/Noack,P:
Die Mainbruecke bei Gemuenden(Main)
der Neubaustrecke Hannover-Wuerzburg
Eisenbahntechnische Rundschau 1983/3/

/ 6 / Denzler,H: Betongelenke fuer Bruecken Schweizerische
Bauzeitung 1967/33/607-608

/ 7 / Sallenbach,H.H.: Betongelenke beim Hardturm-Viadukt Schweizerische
Bauzeitung 1967/33/615-619

/ 8 / Herzog,M.: Traglast und Rotationsfaehigkeit von Betongelenken
Strassen- und Tiefbau 1976/10/186-191

/ 9 / Kubíček,J.: Betonové vrubové klouby Valbek Liberec,
Techn. informace TI-10, 2014

Železniční ocelové mosty na úseku Horusice — Veselí nad Lužnicí

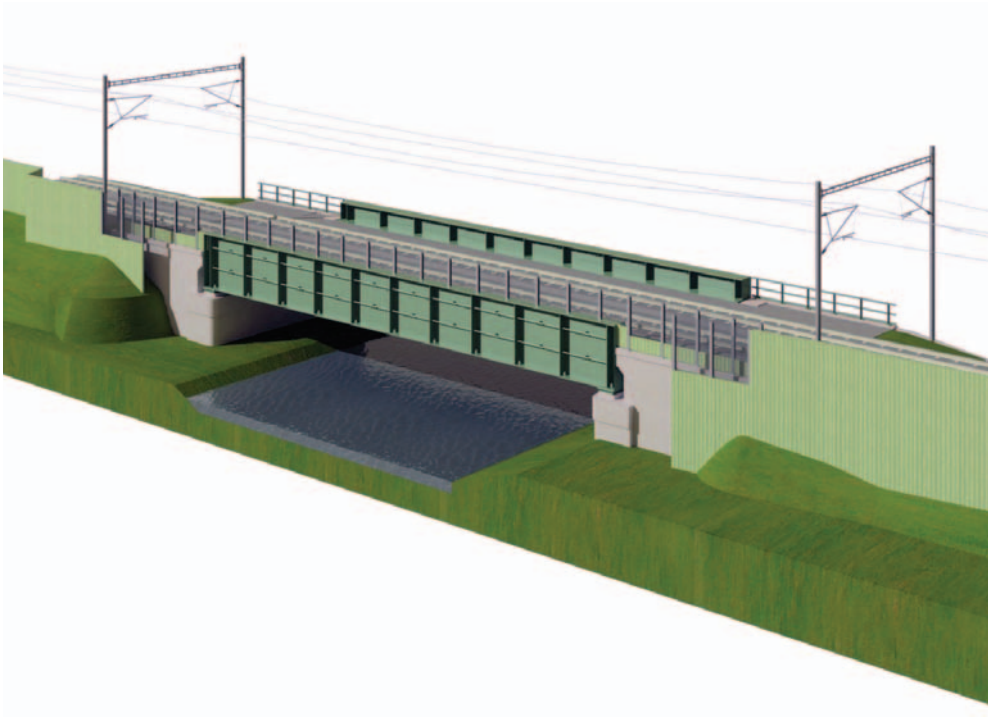
Ing. Petr Šetřil, SUDOP PRAHA a.s.

1. Úvod

V roce 2015 budou uvedeny do provozu dva ocelové mosty, které jsou součástí stavby "Modernizace trati Ševětín – Veselí nad Lužnicí, II. část, úsek Horusice – Veselí nad Lužnicí". Jedná se o SO 45-20-02 a SO 45-20-05. První stavební objekt představuje most s nosnou konstrukcí uspořádanou jako plnostěnný trám, zatímco uspořádání nosné konstrukce druhého stavebního objektu je trám vyztužený obloukem, tzv. Langerův nosník. V obou případech se jedná o novostavbu mostního objektu s dvoukolejnou ocelovou nosnou konstrukcí. Tento příspěvek se zaměřuje především na ocelové konstrukce obou stavebních objektů.

2. SO 45-20-02, železniční most v km 35,241

Most leží na přeložce modernizovaného úseku původně jednokolejné trati a je navržen jako dvoukolejná ocelová trámová konstrukce s dolní mostovkou s hlubinně založenou masivní železobetonovou spodní stavbou. Statickým systémem nové nosné konstrukce je prostý nosník s rozpětím L=30,0 m. Most převádí dvoukolejnou železniční trať přes řeku Lužnici a nachází se na okraji města Veselí nad Lužnicí.



2.1 Popis nosné konstrukce

Hlavní nosnou konstrukci tvoří dvojice nosníků průřezu I výšky 3250 mm. Stojina nosníku o tloušťce 22 mm je opatřena oboustrannými svislými páskovými výztuhami a podélnou páskovou výztuhou na vnitřní straně. Vnější strana je ponechána bez podélné výztuhy. Horní a dolní pásnice nosníků má konstantní šířku 900 mm. Od osy uložení přibližně do čtvrtiny rozpětí je tloušťka pásnic 40 mm a pak přechází na 60 mm. Změna tloušťky pásnice je vždy směrem k ose nosníku. Celková výška nosníku je tedy konstantní.

Mostovka je navržena jako ortotropní s příčnými výztuhami tvaru obráceného T a podélnými trapézovými výztuhami. Tloušťka plechu mostovky je 14 mm. Nad podporovou příčnou výztuhou je provedeno zesílení plechu mostovky na 25 mm v pásu šířky 1000 mm. Tím je dosaženo potřebné tuhosti podporové příčné výztuhy nezbytné pro splnění kritéria deformace. Plech mostovky je vyztužen systémem podélných a příčných výztuh. Vzdálenost příčných výztuh tvaru obráceného T je 3000 mm. Stojiny příčných výztuh mezilehlých jsou provedeny z plechu tloušťky 20 mm a stojiny příčných výztuh podporových jsou v části napojení na stojinu hlavního nosníku zesíleny na tloušťku 30 mm. Dolní pásnice příčných výztuh mezilehlých jsou z profilu P30x500, zatímco dolní pásnice příčných výztuh podporových jsou z profilu P50x700. Podélné trapézové výztuhy o výšce 350 mm z plechu tloušťky 8 mm jsou umístěné v osové vzdálenosti 800 mm a průběžně procházejí výřezy ve stojinách příčných výztuh. Na plech mostovky navazují boky žlabu pro kolejové lože a chodníkový plech připojený k podélné výztuze stojiny hlavního nosníku.

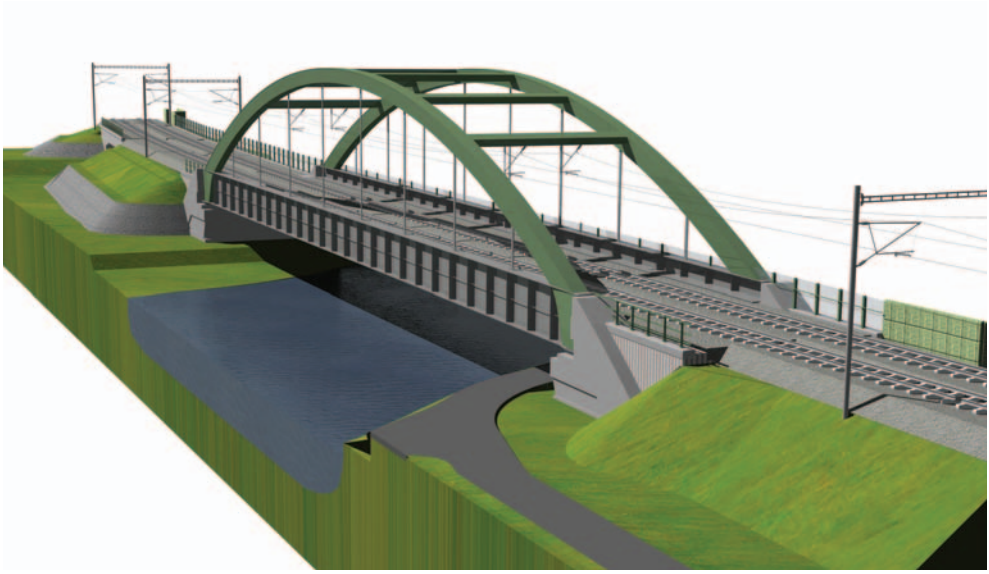
Ocelová konstrukce je navržena s nulovým podélným sklonem, což platí pro hlavní nosníky i plech mostovky. Příčný sklon plechu mostovky, který tvoří dno žlabu pro kolejové lože, je 3,0% směrem od hlavních nosníků. Příčný řez je nesymetrický s osou odvodnění odsunutou o 2000 mm od podélné osy nosné konstrukce směrem vpravo. Nosná konstrukce je odvodněna pomocí odvodňovačů umístěných v osové vzdálenosti 3000 mm vždy v polovině vzdálenosti příčných výztuh. Odvodnění je řešeno volným odkapem na terén nebo do vodoteče pod mostem.

Materiál hlavních nosníků a mostovky je ocel S355. Stěny příčných výztuh jsou z důvodu rovinné napjatosti v okolí výřezů pro prostup podélných výztuh navrženy z oceli S460NL.

Protikorozní ochrana je navržena kombinovaným povlakem. Odstín vrchní vrstvy ochranného nátěrového systému je DB 602 (zelený). Izolace žlabu kolejového lože je navržena jako tvrdá bezešvá syntetická stěrka. Nosná konstrukce bude osazena na hrncových ložiskách a opatřena lamelovými mostními závěry.

3. SO 45-20-05, železniční most v km 36,389

Most leží na přeložce úseku železniční trati a je navržen jako dvoukolejná ocelová trámová konstrukce s dolní mostovkou vyztužená obloukem s hlubinně založenou masivní železobetonovou spodní stavbou. Statickým systémem nové nosné konstrukce je prostý nosník s rozpětím L=77,22 m, jehož konstrukční uspořádání je trám vyztužený obloukem, tzv. Langerův nosník. Most se nachází v extravilánu v katastru města Veselí nad Lužnicí a převádí dvoukolejnou železniční trať přes řeku Nežárku a místní účelovou komunikaci.



3.1 Popis nosné konstrukce

Hlavní nosnou konstrukci tvoří trám vyztužený oblouky se svislými závěsy. Hlavními nosnými prvky trámu je dvojice nosníků průřezu I výšky 3190 mm. Horní pásnice šířky 820 mm mají uvnitř rozpětí tloušťku 50 mm, která je za druhým závěsem redukována na 40 mm. U přípojů závěsů jsou provedeny eliptické prostupy pro usměrnění normálových napětí. Dolní pásnice je navržena v rozměru P50x1000 v rozsahu celé konstrukce a opatřena tvarovými styčníkovými plechy pro bezvrubé připojení dolních pásnic příčných výztuh mostovky. Nad ložisky je dolní pásnice rozšířena styčníkovými plechy s nadložiskovými deskami. Stojina nosníku nad podporou je vzhledem k lokálním účinkům přípoje oblouku provedena z plechu tloušťky 30 mm. Před první mezilehlou příčnou výztuhou je stojina odstupňována na plech tloušťky 16 mm, u přípojů závěsů je lokálně zesílena vevařeným plechem tloušťky 30 mm u krajních závěsů Z1, resp. 40 mm u ostatních závěsů. Stabilita stojiny nosníku je zajištěna plechem mostovky a chodníkovým plechem, které fungují jako průběžné a tuhé podélné výztuhy, a zároveň příčnými výztuhami ve vzdálenosti 2860 mm. Příčné výztuhy stojiny jsou k nosníku přivařeny koutovými svary s výjimkou přípoje k horní pásnici nosníku v místě závěsů. V těchto místech vyvolávají výřezy pro závěsy extrémní koncentrace napětí, které vyžadují bezvrubé provedení přípojů prostřednictvím patních desek s třecími šroubovými spoji. Na příčné výztuhy na vnějších stranách obou nosníků jsou upevněna vždy dvě revizní madla nad sebou. Nosník je proveden z oceli S355.

Ztužující oblouk má vzepětí nad horní pásnicí hlavního nosníku 10,89 m, což odpovídá cca L/7,1. Oblouk lze tedy pokládat za mírně stlačený v souladu s požadavky na začlenění mostu do krajiny. Podélný průběh horní i dolní pásnice oblouku je řízen nesoustřednými kružnicemi. Výška příčného řezu uzavřeného průřezu se proto zvětšuje z 1100 mm u vrcholu na cca 1500 mm u pat oblouku, což odpovídá průběhu přídavných vnitřních sil v oblouku. Uzavřený průřez oblouku zajišťuje maximální únosnost při namáhání vzpěrným tlakem. Příčný řez má tvar lichoběžníku proměnné výšky s horní pásnicí konstantní šířky 1000 mm. Stojiny truhlíku jsou zešikmeny pod konstantním

úhlem, a proto šířka dolní pásnice je proměnná. Obě pásnice jsou skruženy do válcových ploch o konstantních poloměrech a stojiny do kuželových ploch o konstantním zakřivení. Příčný řez oblouku je vyztužen radiálními diafragmaty. V uzavřených částech oblouku jsou v dolních pásnicích provedeny vypouštěcí a revizní otvory utěsněné nerezovými šrouby M24. V místech závěsů je profil oblouku lokálně upraven na otevřený ve tvaru TT. V plechu dolní pásnice je proveden otvor o rozměrech cca 550x1200 mm. Oblouk není nadvýšen a je proveden z oceli S355.

Dvoustěnný oblouk je do jednostěnného nosníku vetknut prostřednictvím soustavy výztuh, které vytvářejí uzavřenou svařovanou krabici. Provedení vychází ze vzorového listu Deutsche Bahn RZ 804.9010 STB 30 a nevyžaduje použití odlitků či výkovků. Stabilita oblouku je zajištěna podélným ztužením, které je ze šesti rámových příčlí uzavřeného obdélníkového průřezu o rozměrech cca 500 x 900 mm. Do oblouku jsou příčle vetknuty prostřednictvím soustavy diafragmat.

Závěsy jsou navrženy podle vzorových listů Deutsche Bahn RZ 804.9010 STB 3, 20, 32 jako subtilní tahové prvky se zanedbatelnou ohybovou tuhostí. Krajní závěsy jsou navrženy z kruhových tyčí průměru 140 mm z důvodu značných podružných ohybových momentů. Ostatní závěsy jsou navrženy jednotně z plochých profilů P50x270 zesílených podélnými výztuhami P10x30 a uspořádanými do tvaru křížového profilu. Výztuhy zvyšují odolnost závěsů proti kmitání a zároveň omezují možnost vzniku deformací při manipulacích a montáži. Výztuhy nejsou průběžné a nepřesahují montážní styky závěsů.

Deska mostovky z plechu tloušťky 16 mm je spádována ve sklonech 2% a 2,5% směrem dovnitř. Úžlabí je vzhledem k převýšení kolejí umístěno mimo osu nosné konstrukce, tak aby byla stavební výška minimalizována. Dno žlabu mostovky je po celé délce nosné konstrukce prizmatické. Plech desky mostovky je průběžně připojen ke stojinám hlavních nosníků. Podélné výztuhy ortotropní mostovky, které jsou v přímém dosahu železničního zatížení, jsou provedeny jako trapézové (tedy staticky nejúčinnější). Trapézové výztuhy jsou navrženy o tloušťce 10 mm, výšce 350 mm a osové vzdálenosti stěn 450 mm. Mimo přímý dosah železničního zatížení (u okraje mostovky) jsou podélné výztuhy ortotropní mostovky navrženy jako páskové. Příčné výztuhy mostovky jsou navrženy jako svařované profily tvaru obráceného T. Stojiny všech příčných výztuh mostovky jsou provedeny z plechu tloušťky 20 mm z oceli S460 NL. Dolní pásnice příčných výztuh mezilehlých jsou z profilu P25x400, zatímco dolní pásnice příčných výztuh podporových jsou z profilu P50x1000. Poloha stěn žlabu kolejového lože je odvozena z nutného obrysu kolejového lože podle ČSN 73 6201 zvětšeného o prostor pro uložení kabelových chrániček. Pro úsporu hmotnosti kolejového lože jsou stěny žlabu na nosné konstrukci v půdorysu polygonálně zalomeny podle poloměru koleje. Stěny žlabu kolejového lože jsou svislé. Deska mostovky i chodníkový plech jsou průběžně přivařeny ke stojině nosníku. To přináší značné statické výhody, avšak pod chodníky vzniká uzavřený truhlíkový prostor. Ten je opatřen vypouštěcími šrouby. Všechny díly mostovky s výjimkou stojin příčných výztuh (viz výše) jsou provedeny z oceli S355.

Nosná konstrukce je odvodněna pomocí odvodňovačů umístěných v osové vzdálenosti 5720 mm. Odvodnění je řešeno volným odkapem na terén nebo do vodoteče pod mostem.

Protikorozní ochrana je navržena kombinovaným povlakem. Odstín vrchní vrstvy ochranného nátěrového systému (ONS) je DB 602 (zelená) pro oblouk včetně podporových krabic. Pro trám, dolní plochu mostovky, závěsy, revizní madlo a sloupky PHS je navržena DB702 (šedá).

Izolace žlabu kolejového lože je navržena jako tvrdá bezešvá syntetická stěrka. Nosná konstrukce bude osazena na hrncových ložiskách a opatřena lamelovými mostními závěry.

4. Údaje o mostech

SO 45-20-02:

Délka mostu:	48,800 m
Délka nosné konstrukce:	31,000 m
Rozpětí:	30,000 m
Šikmost mostu:	90°
Volná šířka na mostě:	10,400 m
Mostní průjezdní průřez:	VMP 3,0
Šířka mostu:	12,200 m (nosná konstrukce), 12,360 m (římsy na opěrách)
Výška mostu:	8,900 m
Hmotnost ocelové konstrukce:	203 t
Projektant:	SUDOP PRAHA a.s., stř. 209
Odpovědný projektant SO:	Ing. Martin Vlasák
Spolupráce:	Ing. Hana Gromusová, Ing. Tomáš Soukup, Ing. Petr Šetřil, Ing. Filip Roller, Ph.D., Ing. Radek Brokl, (externí)

SO 45-20-05:

Délka mostu:	98,976 m
Délka nosné konstrukce:	78,460 m
Rozpětí:	77,220 m
Šikmost mostu:	90°
Volná šířka na mostě:	11,000 m
Mostní průjezdní průřez:	VMP 3,0
Šířka mostu:	13,000 m
Výška mostu:	6,570 m (TK - běžná hladina)
Hmotnost ocelové konstrukce:	815 t
Projektant:	SUDOP PRAHA a.s., stř. 209
Odpovědný projektant SO:	Ing. Tomáš Wangler
Spolupráce:	Ing. Gábor Szabó, Ing. Hana Gromusová, Ing. Tomáš Soukup

Aktuální experimentální výsledky v oblasti interakce mostu a bezstykové koleje

Doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Fakulta stavební ČVUT v Praze
Ing. Vojtěch Stančík, Fakulta stavební ČVUT v Praze
Ing. Miroslav Vokáč, Kloknerův ústav ČVUT v Praze

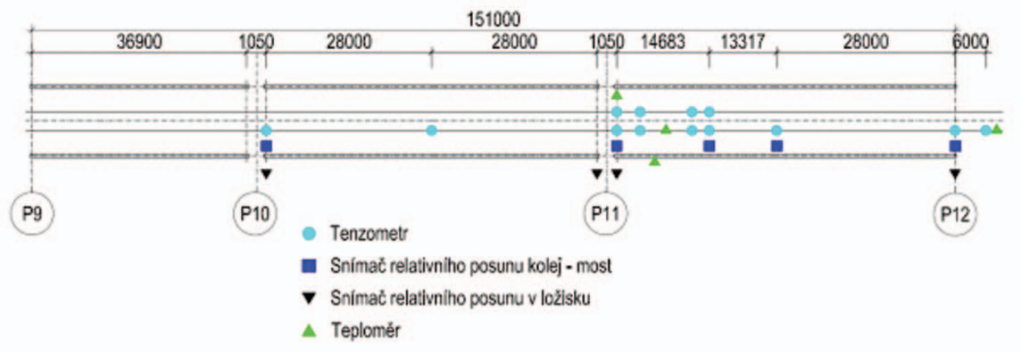
Na moderních železničních tratích se v současné době prakticky výhradně používá bezstyková kolej. V případě jejího umístění na mostní konstrukci však dochází k významné interakci mostu a koleje. Důsledkem je přídavné napětí v kolejnici a zatížení konstrukce mostu. Cílem příspěvku je přispět ke zpřesnění současně používaných parametrů pro výpočet termického spolupůsobení bezstykové koleje s mostem pro různé způsoby uložení koleje na mostě a následně stanovit doporučení a podmínky jejich použití.

Úvod

Metodika řešení je rozdělena na několik dílčích kroků. V minulém roce byl vyhodnocen monitoring železničního mostu v Kolíně a výsledky publikovány odborné veřejnosti [1]. Výsledkem byly zejména dlouhodobé parametry podélného odporu koleje v případě nezatížené koleje. Pro zjištění reálných hodnot podélného odporu a tuhosti při různých úrovních zatížení byla na konci roku 2013 doplněna zatěžovací zkouška na železničním mostě v Děčíně (viz obr. 1) o dodatečná měření. V roce 2014 pak proběhly zkoušky systémů upevnění Vossloh DFF300-1 a edilon)(sedra bv ERS v laboratoři.

Měření interakce kolej/most na mostě v Děčíně

Cílem měření v Děčíně bylo zjištění parametrů důležitých pro výpočetní modelování kombinované odezvy, zejména podélný odpor koleje pro nezatíženou a zatíženou kolej. Vlastní NK je ocelová jednokolejná příhradová s dolní ortotropní mostovkou s rozpětím 36.9 m+56.0 m + 56.0 m. Sledovány byly teplota NK a kolejnice, napětí v kolejnici, posun nosné konstrukce mostu vůči bezstykové koleji v podélném (Obr. 3) a svislém směru, posuny a natočení v ložiskách.



Obr. 1 Schéma železničního mostu v Děčíně včetně rozmístění snímačů

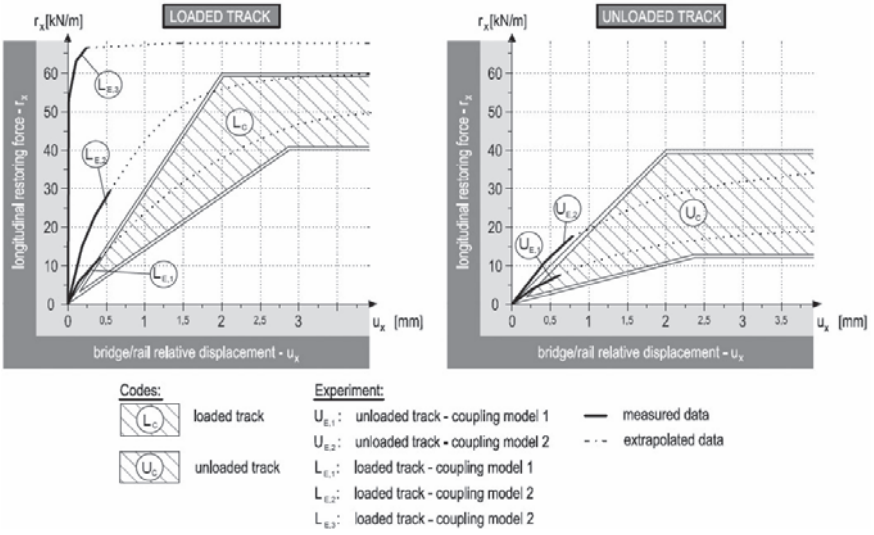
Pro vyvolání maximální odezvy kombinovaného systému kolej–most byly na mostě v Děčíně navrženy 3 zatěžovací stavy, vyvolávající maximální relativní posun kolejnice vůči nosné konstrukci a tedy i maximální napjatost kolejnice v oblasti nad posuvným ložiskem pilíře P11 (viz obr.1). První zatěžovací stav (ZS1) byl zaměřen na chování nezatížené kolejnice a zbylé dva (ZS2, ZS3) sledovaly odezvu kolejnice při různé úrovni přitížení (Obr. 2).

— ZS1 – nezatížená kolej
— LC2 – zatížená kolej - lokomotiva (75t)
— LC3 – těžce zatížená kolej – jeřáb EDK 750 (145t)

Obr. 2 Zatěžovací zkouška

Obr. 3 Snímač relativního posunu kolej/most

Na obr. 4 jsou zachyceny parametry popisující vodorovnou interakci kolejnice s mostem. V experimentu byla zachycena velikost a charakter vodorovné tuhosti kx v oblastech s různou úrovní přitížení a také parametry svislé tuhosti. V maximálně namáhané oblasti nad posuvným ložiskem byly zachyceny znatelně větší tuhosti v porovnání s hodnotami uvedenými v platných normách. Velká tuhost mostu neumožnila dosažení plastického odporu v kolejovém loži, a tak byly průběhy funkcí podélného odporu pro lepší představu extrapolovány.



Obr. 4 Změřený podélný odpor pro zatíženou a nezatíženou kolej, porovnání s rozsahy dle EN 1991-2.

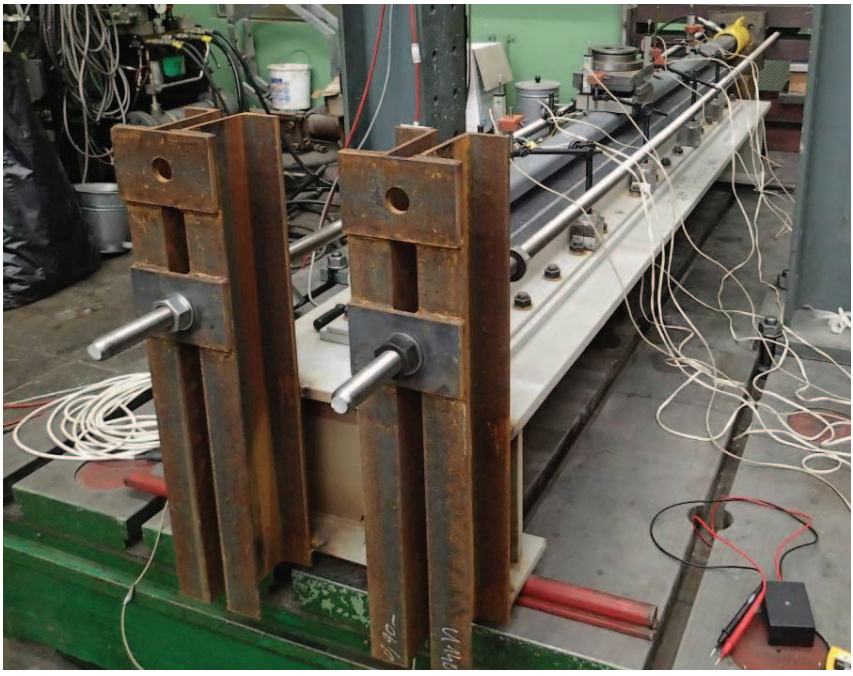
Zajímavým výsledkem je funkce popisující podélný odpor při maximálně zatížené koleji, která nabývá značné vodorovné tuhosti. Tento stav nastal patrně z důvodu vyčerpání elastické kapacity kolejového lože při předchozím ochlazení konstrukce a bude dál podrobněji analyzován. Vyhodnocené výsledky byly ověřeny za použití MKP modelu konstrukce. Mezi naměřenými hodnotami napětí a vypočtenými hodnotami byla zaznamenána dobrá shoda.

Vyhodnocená svislá tuhost rovněž vykazuje mírně nelineární charakter a oproti běžným hodnotám pro kolej v kolejovém loži kz = 40.103 kN/m2 je vyšší. Zjištěné parametry jsou:

— u_z = 0,55 mm odpovídá k_z = 72.103 kN/m^2
— u_z = 1,82 mm odpovídá k_z = 55.103 kN/m^2

Měření interakce pro systémy přímého upevnění

Další oblastí byla analýza systémů přímého upevnění vhodného pro ocelové mostovky se stlačenou stavební výškou a zajišťujících současně dokonalou elektrickou izolaci. Na trhu existuje velká řada systémů pro pevnou jízdní dráhu a systémů přímého upevnění. V naprosté většině se však jedná o systému, určené pro betonový podklad. Pro ocelové mostovky, kde je potřeba zajistit kvalitní elektrickou izolaci mezi mostem a kolejí, je dostupných systémů jen velmi málo. Jde v zásadě o systém Vossloh DFF300 a systém kontinuálně podepřené kolejnice ERS firmy edilon)(sedra.

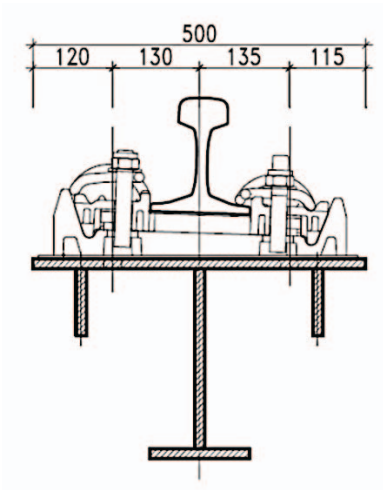


Obr. 5 Pohled na zkušební zařízení s osazenou ERS kolejí

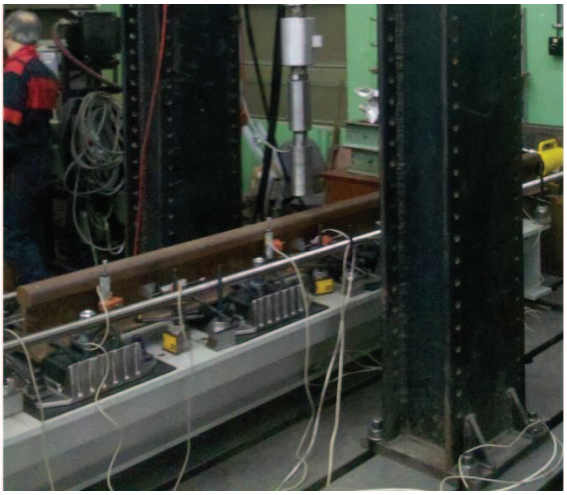
Pro zkoušku bylo vyrobeno zkušební zařízení, skládající se z nosníku o rozpětí 2,5 m, na které je možno umísti celkem 4 podkladnice nebo přišroubovat podklad pro systém ERS (Obr. 5). Svislé zatížení je aplikováno uprostřed rozpětí, vodorovné za pomoci systému svislých konzol a tyčí.

Měření interakce pro systém přímého upevnění Vossloh DFF300-1

Systém DFF-300-1 je podkladnicový systém, který je určen pro pevnou jízdní dráhu, nicméně díky použití plastových vložek zajistí velmi kvalitní izolaci i na ocelové mostovce. K ní se připevňuje šroubovým spojem. Výhodou je tuhost odpovídající širé trati, tedy i velmi tichý a komfortní přejezd vlaku a možnosti plynulé polohové a výškové rektifikace. Byly zkoušeny dvě varianty, jednak se svorkami SKL15, a dále svorky SKL15B se sníženou svěrnou silou, určené zejména pro mosty (Obr. 6 a 7).



Obr. 6 Detail vzorků systému přímého upevnění a kontinuálního podepření kolejnice



Obr. 7 Vzorek s DFF300-1 při svislém a vodorovném zatížení

Měřeny byly následující veličiny:

- svislý průhyb po délce kolejnice a průhyb celého vzorku (pro stanovení svislé tuhosti a roznosu zatížení)
- poměrné přetvoření na kolejnici (pro stanovení přenosu sil z kolejnice do upevnění)
- vodorovná relativní deformace mezi kolejnicí a vzorkem
- poměrné přetvoření na dolní a horní pásnici vzorku

Svislé přitížení [kN]	Celkový podélný odpor na Fx vzorek [kN]		Podélný odpor na 1 uzel, průměrná hod-nota [kN]	
	DFF300-1 + SKL15	DFF300-1 + SKL15B	DFF300-1 + SKL15	DFF300-1 + SKL15B
0	80	35	20,0	8,8
40	95	53	23,8	13,3
80	100	68	25,0	17,0
125	113	86	28,3	21,5

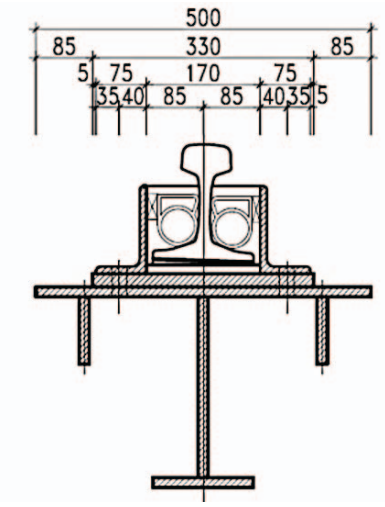
Tab.1 Výsledky zkoušek systému DFF300-1

Hlavní výsledky zkoušek jsou shrnuty v Tab. 1. Je patrné, že použití svěrku SKL15B významně redukuje podélný odpor, a to zejména pro nezatíženou kolej. Redukce pro kolej zatíženou je již méně výrazná, neboť je dána spíše třením mezi podkladnicí a patou kolejnice. Vzájemné poměry mezi SKL15 a SKL15B mohou naznačit vhodné parametry tuhosti koleje v případě použití těchto svěrek i na jiných systémech.

Měření interakce pro systém kontinuálně podepřené kolejnice ERS

Systém ERS (Embedded rail system) je nazýván též systémem kontinuálně podepřené kolejnice, kdy tato je upnuta pomocí zalití do vhodného kanálku pružnou hmotou (zde Edilon Corkelast TM), viz. Obr. 8 a 9. Tento systém umožnuje dosažení velmi nízké hlučnosti díky tlumení vibrací kolejnice, v případě lomu kolejnice pak nedojde k vytvoření široké spáry. Současně je kolejnice namáhána méně než při podkladnicovém upevnění, což umožňuje pro interakci uvažovat přídavné namáhání až 112 MPa.

Systém ERS byl zatěžován až do dosažení typického relativního posunu na mostech 7mm (5mm pro mezilehlé hodnoty zatížení) podle UIC 774-3. Za závěr byl zatěžován extrémním zatížením s dosažením deformace cca 19 mm (v Německu je systém schválen až pro relativní posun 14 mm). Dalším cílem je i stanovení charakteru roznosu zatížení s ohledem na návrh a posouzení ocelové konstrukce.



Obr. 8 Detail vzorků systému přímého upevnění a kontinuálního podepření kolejnice

Obr. 9 Detail ERS s potenciometrickým snímačem dráhy při deformaci 7mm

Výsledky zkoušek byly poměrně zajímavé a ukázaly několik důležitých výsledků:

— Podélný odpor s vyšším svislým zatížením nenarůstá.

— Hodnoty podélného odporu jsou vyšší, než které udává předpis UIC 774-3, a to téměř dvojnásobně.

— I při závěrečné vysoké deformaci 19 mm nedošlo k porušení přilnavosti mezi zálivkou a kolejnici a ocelovým kanálkem. Menší porušení bylo patrné v oblasti paty kolejnice, kde je však relativní deformace poměrně vysoká.

— Vyšší počáteční podélný odpor lze přisoudit pravděpodobně přilnavosti mezi zálivkou a výplňovou trubkou, kde po prvních zkouškách došlo k delaminaci. Tento jev není na závadu – trubka má pouze výplňovou funkci.

— Dále byl proveden kombinovaný cyklus, kdy po posunu 4mm byl vzorek zatížen 125 kN a dále dosaženo posunu 7 mm, výsledná síla byla 162 kN.

— Hodnoty podélného odporu závisí na rychlosti zatěžování, lze očekávat snížení hodnot v Tab. 2 pro velmi pomalé zatěžování.

Zjištěná data umožní analyzovat chování upevnění ERS zejména také s ohledem na dimenzování ocelové konstrukce, jedná se o stanovení roznosu svislých a vodorovných účinků na ocelovou konstrukci. Díky kontinuálnímu podepření se předpokládá příznivý dopad na namáhání mostovkových prvků. To může být vítané zejména pro rekonstrukce starých mostů s prvkovou mostovkou.

Svislé přitížení [kN]	Vodorovné zatížení při daném posunu Hodnoty pro vzorek / pro **1 kolejnici**				Vodorovné zatížení při daném posunu Hodnoty pro vzorek / pro **1 kolejnici**			
	Cyklus 1				**Cyklus 2**			
	Posun [mm]	Dosažená síla F_x [kN]	Podélný odpor r_x [kN/m]	Tuhost [MN/m²]	Posun [mm]	Dosažená síla F_x [kN]	Podélný odpor r_x [kN/m]	Tuhost [MN/m²]
0	7	258	120	17,1	7,0	214,0	100	14,2
40	5	188	87	17,5	-	-		-
80	5	175	81	16,3	-	-		-
125	7	233	108	15,5	7,0	197,0	92	13,1

Tab.2 Výsledky zkoušek systému ERS Edilon Sedra

Závěr

Závěrem lze rekapitulovat, že byly získány cenné poznatky o chování jednotlivých systémů upevnění a jejich parametrech. Další výsledky budou získány zkouškami, které pro tyto systémy proběhnou v roce 2015 na malých zkušebních tělesech s cílem ověření vlivu teploty na interakci (mráz, léto), pro ERS pak bude zkoumán vliv rychlosti zatěžování a počtu zatěžovacích cyklů. Získané výsledky budou dále podrobně analyzovány a předpokládá se začlenění do MVL čiTP pro železniční svršek na mostě.

*Autoři velmi oceňují podporu firmy **Exmost spol. s.r.o.** a cennou pomoc a podporu ze strany výrobců upevnění – **Vossloh Drážní Technika s.r.o. a edilon) (sedra bv**, bez níž by tento příspěvek nemohl vzniknout.*

„Příspěvek byl zpracován za podpory programu Centra kompetence Technologické agentury České republiky (TAČR) v rámci projektu Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI), číslo projektu TE01020168“

Literatura:

[1] Ryjáček, P., Vokáč, M.: Long-term monitoring of steel railway bridge interaction with continuous welded rail. (2014) Journal of Constructional Steel Research, 99, pp. 176-186.

[2] Ryjáček, P., Stančík, V., Vokáč, M., Očadlík, P.: In-situ testing of railway bridge interaction with continuously welded rail. (2014) Proceedings of the 12th nternational Conference on Steel, Space and Composite Structures, pp. 327-335.

[3] UIC code 774-3 R, 2nd edition, 11/2001, Track/bridge interaction. Recomendations for calculations. UIC, 2001

[4] Freystein, H., Geißler, K.: Interaktion Gleis/Brücke bei Stahlbrücken mit Beispielen. Stahlbau 82, Heft 2, 2013, Ernst & Sohn. p. 78 – 86.

[5] ČSN EN 1991-2 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostu dopravou. Praha: Český normalizační institut, 2005. 152 s

Rekonstrukce železobetonového železničního mostu v Praze na trati Bubeneč — Holešovice

SO 03-20-08 – Most km 3,668 – Argentinská
Ing. Jan Sýkora, IKP Consulting Engineers, s.r.o.
Ing. Michal Hacaperka, IKP Consulting Engineers, s.r.o.
Ing. Jiří Lukeš, Metrostav, a.s., divize 5
Ing. Stanislav Rosenthal, Metrostav, a.s., divize 5

Článek se zabývá rekonstrukcí železničního mostu v km 3,668 trati Praha Bubeneč – Praha Holešovice. Jedná se o desetipolový deskový betonový most o rozpětí cca 10 x 20m převádějící dvě koleje. Rekonstrukce se týká výměny izolace na NK, výměny resp. úpravy říms, úložného prahu na opěře O2, ložisek na všech podporách a mostních závěrů. Výměna ložisek i mostních závěrů je prováděna za provozu na přizvednuté konstrukci. Rekonstrukce horní části (římsy, izolace, závěry) byla provedena příčně po polovinách mostu, v jedné koleji zůstal vždy nepřerušený provoz. V průběhu stavby docházelo po projednání se SŽDC ke změnám oproti projektové dokumentaci z roku 2008 dle skutečného stavu a navržených optimalizací zhotovitele. Změny se týkaly především řešení nových říms, úpravy tvaru dilatačních závěrů, kotvení nových ložisek do stávající nosné konstrukce a způsobu podpírání (výrazné ubírání provizorních podpor), které bylo redukováno a konstrukce musela být znovu posouzena na provizorní stavy.

Úvod

Rekonstrukce mostního objektu je součástí akce „Optimalizace trati Praha Bubeneč – Praha Holešovice. Samotný most se nachází v Praze Holešovicích a přes ulici Argentinskou a ulici Pod Dráhou převádí dvoukolejnou železniční trať, která se na úseku posledních polí mostu rozvětvuje do zhlaví Holešovického nádraží. Nosná konstrukce mostu je tvořena železobetonovou deskou tloušťky 1,3 - 1,4 m, která staticky působí jako spojitý nosník přes deset polí o rozpětí cca 20 m. Deska je uložena na skříňové předepnuté opěře O1, která je společná i pro navazující most přes Vltavu, dále na železobetonových pilířích kruhového průměru a na tížné betonové opěře O2. Most z roku 1974 se potýkal snad se všemi problémy, kterými může železobetonová konstrukce trpět. Izolační systém byl zcela nefunkční a most vykazoval průsaky, zejména v technologických spárách, dále se na některých místech nacházela obnažená výztuž a i korozí napadené mostní závěry a ložiska pozbývala své funkčnosti. Na mostě byl proveden podrobný diagnostický průzkum (Pontex), který určil kvalitu a míru degradace betonu. Na základě zjištění pak byla zpracována projektová dokumentace, jejíž hlavní náplní byla sanace nosné konstrukce a rekonstrukce vodotěsné izolace, výměna mostních závěrů a ložisek (a s tím souvisejících úprav na spodní stavbě) a dále i osazení protihlukové stěny. Dokumentace pro projekt byla zpracována v roce 2008 a po celý průběh realizace 2013/2014 byla dále aktualizována.

Železniční most přes dálnici D 0807 u Knínic

SaM – silnice a mosty na Vašich cestách

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

v kategorii rekonstrukcí a oprav
1997 Most přes Ohři v Postoloprtech
1998 Most přes Labe v Nymburce
2000 Most přes Ploučnici v Děčíně
2003 Most přes Ohři v Terezíně
2006 Most přes Mandavu v Rumburku
2007 Most Vodní dílo Labská – Špindlerův Mlýn
2008 Most přes Lužickou Nisu v Chotyni
2010 Rekonstrukce Zámeckého mostu v Mimoni

v kategorii novostaveb
2002 Železniční most přes dálnici D 0807 u Knínic
2011 Estakáda přes trať a komunikace, I/9 MÚK Sosnová

SaM silnice a mosty a.s., Česká Lípa
tel.: 487 834 467 • fax: 487 834 466 • e-mail: sam-cl@sam-cl.cz
www.sam-cl.cz

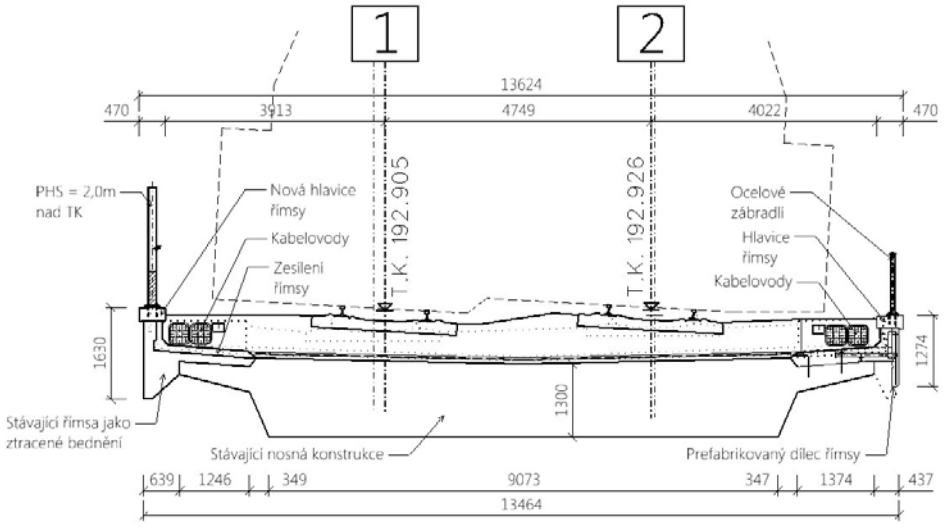
Návrh rekonstrukce z pohledu projektanta

Rekonstrukce nosné konstrukce

Celá rekonstrukce objektu byla ztížena tím, že musel být zachován provoz v jedné koleji, a proto probíhala po polovinách mostu. Sousední provozovaná kolej musela být na nosné konstrukci z větší části pažena. Po snesení kolejového lože bylo přistoupeno k demolici pravé římsy, která měla být podle projektu nahrazena novou monolitickou římsou na základě výsledku průzkumu. Ukázalo se ale, že beton římsy je dostatečně kvalitní, čehož se využilo při rekonstrukci druhé poloviny mostu a zároveň z důvodu rychlejší výstavby bylo rozhodnuto o náhradě monolitické římsy prefabrikátem, což si vyžádalo dodatečnou aktualizaci dokumentace. U konzol pro trakční stožáry musely být římsy individuálně upraveny. Dále bylo naprojektováno snesení stávající izolace s ochrannou vrstvou, sanace betonového povrchu a natavení nové izolace z asfaltových pásů. Než však byly položeny nové kabelovody a zřízen železniční svršek, musely být osazeny mostní závěry.

Návrh nových mostních závěrů a úprava úložného prahu na opěře O2

Protože obě opěry mostu jsou řešeny konstrukčně jiným způsobem, k návrhu mostních závěrů bylo nutno přistoupit individuálně. Navíc ve stávajícím stavu byly závěry půdorysně zalomeny. Toto zalomení jsme odstranili a dilataci zjednodušili. Navrženy byly jednoduché lamelové závěry, zatažené pod hlavičku říms. Komplikací bylo však napojení na stávající stav. U opěry O2 bylo nutno ještě před výměnou mostních závěrů nosnou konstrukci zvednout, protože z důvodu výměny ložisek byl navržen nový úložný práh a závěrná zeď. Vše probíhalo po etapách, tedy konstrukce musela být nejprve zvednuta a probíhala výstavba úložného prahu pod kolejí č.2, kde byl zřízen nový úložný práh, závěrná zeď a osazena polovina mostního závěru. Poté byla doprava převedena na hotovou část a stejný postup výstavby byl proveden i pod kolejí č.1 a teprve až po výměně ložisek byla nosná konstrukce snesena zpět do původní polohy s již konečnou úpravou horní části.



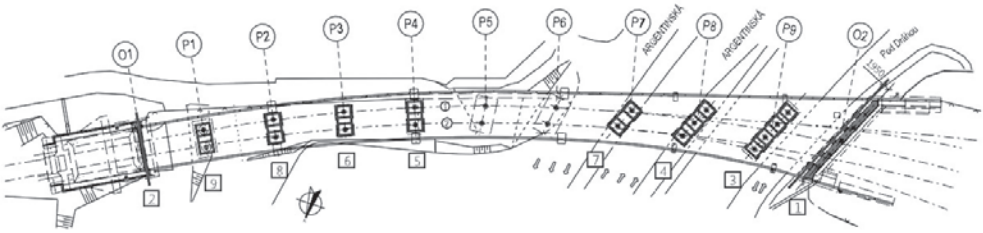
Obr. 1 Příčný řez mostem mezi pilíři P5-P6

Výměna ložisek

Celkem je na objektu osazeno 24 hrncových ložisek a výměna se týkala každého z nich. S výměnou ložisek bylo spojeno zvedání konstrukce a úpravy spodní stavby. Na opěře O1 musely být v úložném předepnutém prahu vytvořeny kapsy pro snesení stávajícího a osazení nového ložiska. Na opěře O2 byla provedena již zmíněná kompletní přestavba úložného prahu a na pilířích byly ubourány a vybudovány nové hlavice. Výměna pak byla prováděna ve stísněných podmínkách, protože pilíře byly obestavěny provizorní podpěrnou konstrukcí s lisy pro zdvih NK.

Posouzení konstrukce při provizorním podepření

Konstrukce je ve středním poli na pilířích P5 a P6 spojena se spodní stavbou rámově a zvedání bylo proto v projektu uvažováno ve dvou etapách: úsek opěry O1 a pilíře P1-P4 a úsek od opěry O2 a pilíře P7-P9. Pro zvednutí konstrukce v úseku u opěry O2 byly uvažovány i provizorní podpory uprostřed rozpětí polí, protože výztuž zejména na propíchnutí konstrukce byla uspořádána jen lokálně nad ložisky a konstrukce musela být schopna přenášet zatížení i od provozované koleje. Statický výpočet byl proveden pro všechny provizorní stavy. Před zahájení stavby navrhl zhotovitel po konzultaci s projektantem optimalizaci způsobu zvedání, kdy se konstrukce zvedala po jednotlivých opěrách a pilířích zvlášť. Tuto úpravu bylo dále nutné podrobně vyhodnotit a posoudit. Výpočty pak bylo prokázáno, že konstrukce je schopna přenést dané zatížení i bez provizorních podpor uprostřed rozpětí polí a nový způsob podepřený byl schválen a realizován.



Obr. 2 Půdorys mostu a postup zvedání

Obr. 3 Zvedání NK u opěry O2

Obr. 4 Demolice ÚP na opěře O2

Sanace betonových ploch

Sanace betonových ploch byla navržena v souladu s doporučením diagnostického průzkumu. Zvýšená pozornost byla věnována pilířům nacházejícím se v blízkosti komunikace, kde byl beton významněji degradován. Po sanaci ploch byla konstrukce natřena sjednocujícím nátěrem a došlo i k barevnému oživení konstrukce.

Provádění rekonstrukce z pohledu zhotovitele

Technologie zvedání a optimalizace podepření mostu

Zadávací dokumentace předpokládala zvednutí mostu pro potřeby výměny ložisek po polovinách mostu s osazením provizorního podepření i uprostřed rozpětí posledních tří polí. Pro realizaci byla navržena optimalizace spočívající ve vypuštění právě těchto podpor, které se jevily jako problematické zejména v zajištění dostatečné tuhosti podepření a obtížně definovatelné hodnotě sedání podpory. Zajistit víceméně nulové sedání provizoria bylo možné pouze za předpokladu situování podpor na stávající základy. Vzhledem k velkým přenášeným reakcím byla v prostoru pilířů realizována zesílená konstrukce podpory PIŽMO. Z tohoto důvodu byla navržena atypická hlavice pro uložení sestavy lisů o celkové kapacitě až 1400 tun u jednoho pilíře. Roznos do základu byl proveden hustou soustavou PIŽMO sloupků ztužených ztužidly. Komplikovanější bylo řešení provizorní podpory u opěry O2, kde byl menší prostor stávajícího základu pro uložení podpory a rovněž bylo nutné zohlednit nutnost provést demolici stávajícího úložného prahu a závěrné zdi se současným požadavkem na zajištění provozu na mostě. Současně z důvodu vypuštění podpory v přilehlém poli došlo výrazně ke zvýšení reakcí a proto projektant vyžadoval rozložení reakcí z jednotlivých hydraulických lisů do větší plochy ve stávající nosné konstrukci. Tyto požadavky se podařilo zajistit návrhem betonových pilířů předsazených před opěru, které najdou uplatnění i v budoucnu v případě nutnosti provedení zdvihu mostu např. při údržbě nových ložisek.

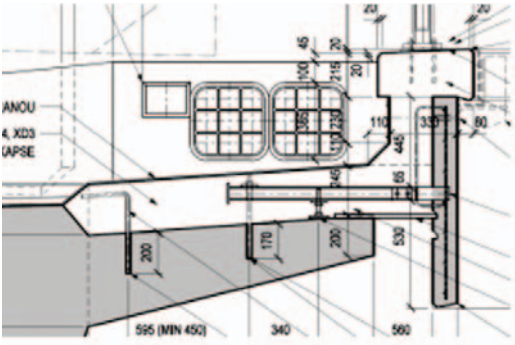
Samotné zvedání nosné konstrukce bylo prováděno v nočních vlakových pauzách s povolenou maximální hodnotou zdvihu do +20mm. U opěr byl zdvih proveden ve velikosti do 10mm a opětovně konstrukce spuštěna na původní výšku před podlitím nových ložisek. U pilířů se podařilo po zkušenosti se zdvihem prvních dvou os uložení minimalizovat nutný zdvih na +3 mm což odpovídalo následnému stlačení nově osazených ložisek při deaktivaci provizorní podpory. Tento minimální zdvih byl umožněn mimo jiné i volbou šikmého řezu odstraňovaných původních hlavic pilířů a jejich demontáži pomocí teleskopického manipulátoru. Vysoká přesnost prováděných zdvihů byla kontrolována geodeticky a na zvedanou konstrukci byly osazovány mikrometry s přesností měření zdvihu na setiny milimetru. Výměna ložisek na opěrách byla provedena v první etapě výstavby. Zbývajících 17 ložisek pilířů včetně kompletní výměny hlavic pilířů bylo provedeno za plného provozu na mostě. Zvolenou technologií podepření a snesení původní hlavice pilířů bylo dosaženo času 20 dní pro výměnu ložisek s novými betonovými hlavicemi pilířů v jedné ose uložení.

Obr. 5 Podpěrná konstrukce pro zvedání

Obr. 6 Nově osazené ložisko

Návrh prefabrikované římsy

Nové monolitické římsy na mostě bylo nutné realizovat ve velmi omezeném čase během výluky sudé kolejové skupiny a rovněž bylo nutné řešit problematiku realizace římsy v prostoru nad ulicí Argentinská, kde není možné provést plnou uzavírku komunikace resp.bylo nutné zajistit po dobu realizace v obou směrech minimálně dva průjezdné pruhy. Jako optimální byla proto provedena změna řešení římsy kombinující lícový prefabrikát s monolitickým dobetonováním dříku a hlavice římsy. Uvedené řešení umožnilo zkrácení času nutného pro realizaci říms a zjednodušilo provedení v prostoru nad silniční komunikací. Lícové prefabrikáty byly provedeny ve skladebné délce 2,0m s použitím kotevních nosníků zajišťujících výškovou rektifikaci prefabrikátů. Prostor mezi nosnou konstrukcí a lícovými panely byl vyplněn ztraceným bedněním z desek cetris. Pro výrobu prefabrikátů byl použit provzdušněný samozhutnitelný beton s polypropylenovými vlákny třídy a stupně vlivu prostředí C 30/37 XF4, XD3. Osazování prefabrikátů bylo prováděno mobilním jeřábem a přikotvení k nosné konstrukci pomocí vlepovaných závitových tyčí. Následně byl doarmován prostor za lícovým prefabrikátem a provedena betonáž monolitické části římsy. Použití lícových prefabrikátů se ukázalo jako efektivní způsob realizace zejména v případě ztíženého přístupu z prostoru pod mostem a v případě požadavku na krátkou dobu realizace.



Obr. 7 Návrh pravé římsy

Obr. 8 Armování římsy na stavbě

Návrh ložisek a technologie výměny

Při zpracování výrobně technické dokumentace ložisek bylo potřeba skloubit několik protichůdných požadavků na nově vyráběná ložiska. Těmito požadavky byly minimalizace počtu kotevních trnů z důvodu osazování do stávající nosné konstrukce, naproti tomu zajištění přenosu velkých vodorovných reakcí u podélně posuvných ložisek a zajištění minimálního zásahu do nosné betonářské výztuže ve stávající nosné konstrukci při provádění vrtů pro trny. Tyto požadavky byly zajištěny návrhem kotvení ložisek pomocí kotevních trnů pr. 80 mm. U nejvíce zatížených ložisek bylo použito max.6 trnů u jedné kotevní desky. Kotevní desky byly navrženy tak, aby umožňovali úpravu polohy kotevních trnů v závislosti na poloze nosné výztuže ve stávající mostovce. Výměna ložisek pak spočívala ve snesení původních ložisek, které bylo provedeno současně s vyjmutím původních hlavic pilířů. Po zvednutí nosné konstrukce u příslušného ložiska byl v požadované výšce pilíře proveden řez diamantovým lanem vedený šikmo dolů. Následně byl k odřezané hlavici přikotven přípravek umožňující uchycení hlavice teleskopickým manipulátorem a provedeno její snesení včetně původního ložiska. Poté byla na každém pilíři realizována nová železobetonová hlavice a osazeno nové hrncové ložisko. Ložiska byla nejprve zakotvena do mostovky a posledním krokem bylo podlití dolní kotevní desky.

Obr. 9 Nové ložisko před betonáží bločku

Obr. 10 Demolice hlavice sloupu

Závěr

Rekonstrukce mostu přes Argentinskou ulici prokázala, že práce projektanta nekončí odevzdáním hotového projektu v deskách investorovi. V průběhu realizace bylo nutné reagovat na nové okolnosti zjištěné přímo při výstavbě a zároveň i zapracovávat nová řešení a úpravy po vzájemných dohodách a dokumentaci průběžně aktualizovat. Zejména u komplexních rekonstrukcí velkých mostních objektů s požadavky na velmi krátké časy provádění je podmínkou zdárné realizace nutnost reagovat operativně na navrhované optimalizace technického řešení i za cenu větších zásahů do zadávací dokumentace. Ve výsledku ovšem tyto změny přinášejí často novou myšlenku do projekčních řešení a přispívají ke zvýšení bezpečnosti provádění, kvalitě díla a v neposlední řadě i předpokládaným omezením provozu během rekonstrukcí. I přesto, že se při výstavbě objevila celá řada problémů, rekonstrukce takového rozsahu by nebyla možná bez vzájemné spolupráce projektanta, zhotovitele a investora.

Obr. 11 Boční pohled na rekonstruovaný most

Projektantem rekonstrukce je firma IKP Consulting Engineers, s.r.o, zhotovitelem firma Metrostav a.s., divize 5.

Revize TNŽ 736280 Navrhování a provádění vodotěsných izolací železničních mostních objektů

Ing. Marcel Pelech, A.W.A.L. s.r.o.

Původní vydání normy TNŽ 73 6280 Navrhování a provádění vodotěsných izolací železničních mostních objektů z roku 2000 již nebylo plně kompatibilní se současnou legislativou ani normami a proto bylo rozhodnuto o její novele. Kromě souladu s platnou legislativou a normami také novela reflektuje aktuální poznání v oblasti hydroizolací železničních mostních objektů.

Původní norma

Stávající norma TNŽ 73 6280 je platná téměř 15 let a tehdejší stav v normalizaci, legislativě i celkové znalosti se za tu dobu posunuly jiným směrem. Zejména se prohloubila normalizace vlivem harmonizovaných evropských norem pro jednotlivé výrobky a s tím navázaná legislativa. Také se za tu dobu někde změnila skladba a sortiment výrobků pro hydroizolace a tak stávající systémy vodotěsných izolací bylo potřeba revidovat.

Změny v normalizaci

Od roku 2000 bylo vydáno několik harmonizovaných norem, ve kterých jsou definovány kritéria pro stanovení kvalitativních požadavků na izolace inženýrských staveb. Existuje ale i řada dalších harmonizovaných norem, které pokrývají další výrobky, zejména měkké ochranné vrstvy. Další velikou změnou prošla normalizace v oblasti zkušebních metod, které jsou na tyto předchozí normy navázány. Ještě během tvorby novely se některé z uvedených norem měnily nebo vycházely normy nové a i tyto bylo potřeba do novely včlenit, přestože se tím původně počítat nemohlo.

Jako stěžejní normy určující kvalitativní požadavky byla pro novelizovanou TNŽ 73 6280 použita pouze ČSN EN 14695 pro SVI pro natavované asfaltové pásy a ČSN EN 13491 pro SVI pro volně pokládané asfaltové pásy, plastové fólie izolace a jílové izolace. Z cistě formálních důvodů byla ještě zvolena norma ČSN EN 13967. Pro syntetické bezešvé izolace byly ještě doplněny TP 164 Izolační systémy mostů pozemních komunikací - Polyuretany a TP 178 Izolační systémy mostů pozemních komunikací - Polymetylmetakryláty.

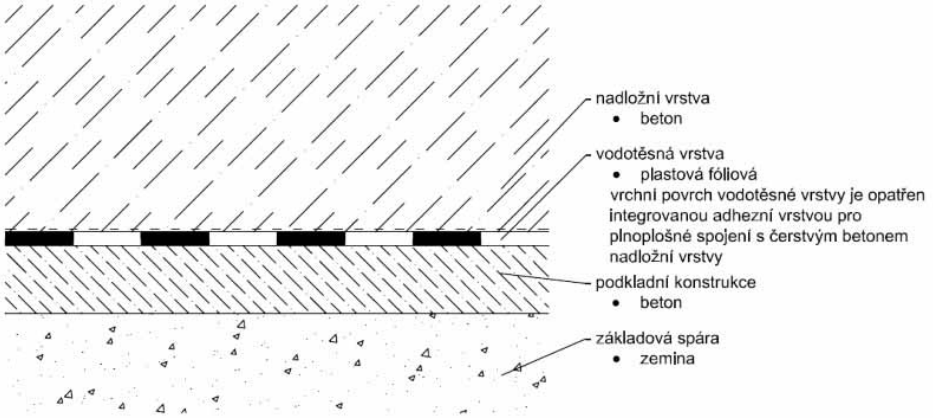
Změny v oblasti systémů vodotěsných izolací

Také v oblasti hydroizolačních systémů se od roku 2000 dost změnilo. Některé systémy uvedené v normě se téměř nepoužívají, jiné, které uvedené v původní normě nejsou, se naopak používat ve větší míře začaly nebo se s jejich použitím počítá. Proto se v novém vydání změnil počet a skladby systémů vodotěsných izolací.

Jeden ze systémů, který nebyl za celou dobu trvání normy použit, byl systém asfaltové bezešvé izolace. Proto se v nové normě od tohoto systému upustilo a zůstaly tak pouze syntetické bezešvé systémy.

Naproti tomu byl na některých stavbách použit experimentálně systém založený na bentonitových rohožích a jeví se jako možný alternativní systém pro izolace železničních objektů. Proto se tyto systémy nově v normě objevují.

Další systém, který byl inovován na základě již dříve provedených experimentálních staveb, je systém fóliový, který přilne k čerstvě aplikovanému betonu. Na následujícím obrázku je tento systém uveden, jako jeden z SVI použitých v novele.



Obr. 1 Příklad skladby SVI

Protože jsou tyto systémy založené na výrobcích, které mají menší tl., než klasické fóliové systémy, byla při novelizaci povolena výjimka na tuto vlastnost, která je uvedena v následující tabulce.

Tabulka 9 - Technické požadavky na výrobky pro plastové fóliové vodotěsné vrstvy

	Vlastnost	Značka	Hodnota		Zkušební metoda
1.	Tloušťka fólie bez signální vrstvy: pro jednoduchou vrstvu pro dvojitou a zdvojenou vrstvu	mm	min. 2,00 [1] min. 1,50	MDV	ČSN EN 1849-2
2.	Zjevné vady	-	bez vad	-	ČSN EN 1850-2
3.	Propustnost vody	$m^3/(q.m^2)$	10^{-5}	MLV	ČSN EN 14150
4.	Pevnost v tahu	N/mm^2	15	MDV	ČSN EN 12311-2
5.	Tažnost	%	200	MDV	ČSN EN 12311-2
6.	Odolnost proti protrhávání	N	150	MDV	ČSN EN 12310-2
7.	Statické protržení (zkouška CBR) [1]	kN	2,5	MDV	ČSN EN ISO 12236
8.	Pevnost v protlaku	N/mm^2	1,0	MDV	ČSN EN 14151
9.	Odolnost proti roztržení (metoda A)	kN/m	4,0	MDV	ISO 34-1
10.	Chování při nízkých teplotách při -20 °C	-	bez porušení	MLV	ČSN EN 495-5
11.	Odolnost proti povětrnostním vlivům – pevnost v tahu, tažnost	%	75	MLV	ČSN EN 12224
12.	Oxidace – pevnost v tahu, tažnost (povinné pro PE a PP)	%	75	MLV	ČSN EN 14575
13.	Odolnosti vůči trhlinám – pevnost v tahu, tažnost (povinné pro PE a PP)	%	75	MLV	ČSN EN 14576
14.	Prorůstání kořenů	-	odolný	-	ČSN CEN/TS 14416

[1] U vodotěsné vrstvy spojené s čerstvým betonem je možno udělit výjimku.

Tab.1 Ukázka tabulky kvalitativních požadavků pro výrobky SVI

Závěrem

Novela normy TNŽ 73 6280 je v současné době ve fázi posledních úprav a předpokládaný termín jejího vydání je začátkem roku 2015. Celkový rozsah i členění normy je podobné jako v původní normě a tak by mohla být pro znalé uživatele dobře čitelná a věřím, že alespoň následujících 15 let bude sloužit jako norma původní, přestože budou vycházet další a další normy, za kterých se při zpracování čerpalo.

Na závěr si lze jen přát, aby nenastaly takové zmatky, které souvisely s vydáním nové ČSN 73 6242 a následným schvalováním izolačních systémů pro mosty pozemních komunikací.

Literatura:

[1] TNŽ 73 6280. Navrhování a provádění vodotěsných izolací železničních mostních objektů. Praha: GŘ CD, 03/2000.

[2] ČSN 73 6242. Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací. Praha: Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a zkušebnictví, 03/2010.

[3] ČSN EN 13491. Geosyntetické izolace - Vlastnosti požadované pro použití jako hydroizolace při stavbě tunelů a podzemních staveb. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a zkušebnictví, 03/2005.

[4] ČSN EN 13967 Hydroizolační pásy a fólie - Plastové a pryžové pásy a fólie do izolace proti vlhkosti a plastové a pryžové pásy a fólie d o izolace proti tlakové vodě - Definice a charakteristiky Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a zkušebnictví, 09/2012.

[5] ČSN EN 14695. Hydroizolační pásy a fólie – Asfaltové pásy pro hydroizolaci betonových mostovek a ostatních pojížděných betonových ploch – Definice a charakteristiky. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a zkušebnictví, 05/2010.

Most v km 160,319 trati Chomutov — Cheb |21

Ing. Libor Marek, Ing. Jan Svitavský, TOP CON SERVIS s.r.o.

V roce 2014 proběhla rekonstrukce železničního mostu přes Ohři v km 160,319 na trati Chomutov – Cheb poblíž Stráže nad Ohří. Dvoukolejná trať je součástí transevropské dopravní sítě a je zde velký podíl nákladní dopravy. V koleji č. 1 byla nosná konstrukce přes řeku vyměněna v roce 1998, nynější rekonstrukce se soustředila zejména na výměnu málo únosné nosné konstrukce v koleji č. 2 a na posílení základových podmínek. Odstraněním nevyhovujících parametrů mostu a zvýšením rychlosti na úroveň okolní tratě byl objekt uveden do stavu odpovídajícímu významu tratě.

Územní podmínky

Trať Chomutov – Cheb je významnou komunikací železniční sítě České republiky, která je součástí železniční tratě spojující Ústí nad Labem (ležícím na I. železničním koridoru) s Chebem (ležícím na III. železničním koridoru). Jedná se o dvoukolejnou elektrifikovanou trať, jejíž význam přesahuje hranice České republiky. Leží v podhůří Krušných hor a je v tomto regionu nejvýznamnější železniční tepnou spojující místa jako Cheb - Sokolov - Karlovy Vary - Ostrov - Klášterec nad Ohří - Chomutov a dále Most a Ústí nad Labem. Elektrifikace úseku Karlovy Vary – Kadaň byla provedena v letech 2004-2006. Trať je zařazena do 2. třídy kategorie železničních tratí z hlediska mostů, se zatížením těžkým vlakem. Je jisté, že si tato trať svůj dopravní význam udrží i do budoucna a proto je nutno ji udržovat v provozuschopném stavu, odpovídajícímu bezpečné a plynulé dopravě s jistou úrovní pohodlí pro cestující. S tímto přímo souvisí kvalita kolejového svršku a objektů na trati. Trať v dotčeném úseku kopíruje tok řeky Ohře, v oblasti mostu tuto vodoteč třemi mostními otvory překračuje, ve čtvrtém mostním otvoru vede účelová komunikace.

Obr. 1 Starý stav mostu – vpravo pohled na třípolovou spojitou konstrukci se štěrkovým ložem z roku 1998 v koleji č. 1, vlevo nevyhovující příhradové konstrukce s dolní prvkovou mostovkou v koleji č. 2, vpředu klenbová konstrukce pro místní komunikaci.

Geotechnické podmínky pro založení objektu: Zájmové území se nachází v oblasti terciérních vulkanických hornin (čediče, fonolity, tufy). V údolí řeky na levém (chebském) břehu jde o spodní paleozoikum charakterizované granulitem, granulitovou rulou, pravý (chomutovský) břeh je pokryt kvartérními nezpevněnými sedimenty (spraš, sprašová hlína). V podzákladí se nachází terasovité štěrky s příměsí jemnozrnných zemin. Spodní stavba je založena na dřevěných roštech.

Stav mostu před rekonstrukcí

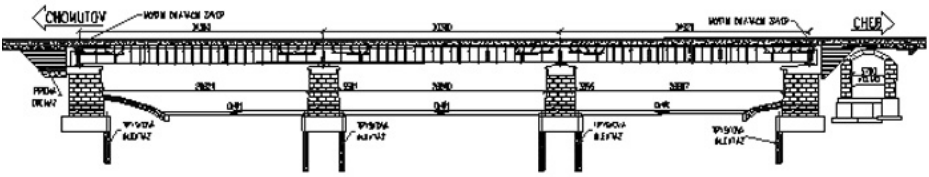
Most se skládá celkem ze 3 nosných konstrukcí. V prvních třech mostních otvorech převádějí ocelové konstrukce K 01 a K 02 o rozpětí cca 30,7; 30,5 a 31,5 m trať přes Ohři, ve čtvrtém otvoru o světlosti 3,6 m je účelová komunikace přemostěna klenbovou konstrukcí K 03. Kolej je v 1.poli konstrukce vedena v přímé, v druhém poli je začátek přechodnice k levostranného oblouku.

Konstrukce K 01 – převádí kolej č.1 přes Ohři – ocelová, komorová uzavřená, s průběžným kolejovým ložem, trámová spojitá o třech polích, ukončení kolmé. Konstrukce z roku 1998 je v dobrém stavu a rekonstrukce objektu se jí dotkla minimálně.

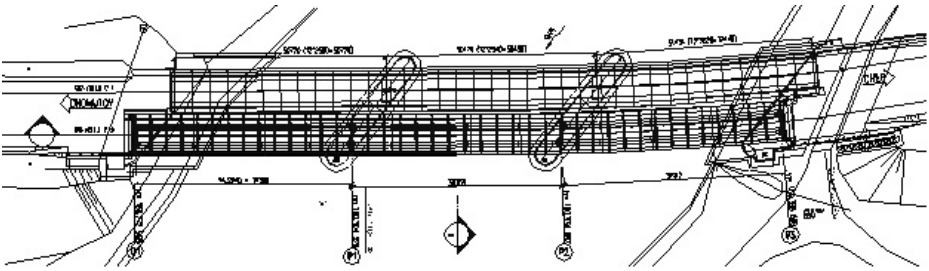
Konstrukce K 02 – převáděla kolej č.2 přes Ohři – z plávkové oceli, příhradová, nýtovaná, trámová o třech polích, mostovka dolní, ukončení šikmé s kolmým závěrem. Konstrukce je z roku 1926 a její stavební stav byl v mostní revizní zprávě klasifikován K3 – nevyhovující. Konstrukce také nevyhovovala pro prostorovou průchodnost VMP 2,5R a byla zde z důvodu špatného stavebního stavu snížena přechodnost a traťová rychlost na 50 km/h.

Konstrukce K 03 – převádí kolej č.1 a 2 přes účelovou komunikaci - kamenná, (segmentová), klenbová prostá, bez mostovky, ukončení šikmé (klenba ze dvou dílů). Konstrukce byla sanována v roce 1998 spolu s rekonstrukcí konstrukce K01, její dnešní stav je dobrý a rekonstrukce byla prováděna tak, aby bylo co nejméně zasahováno do této části mostu.

Spodní stavba – opěra O1, pilíř P1, P2, P3, opěra O2 – stav zdiva dříků jednotlivých podpěr je dobrý, neboť bylo při rekonstrukci v roce 1998 sanováno a posíleno.



Obr. 2 Nový stav mostu – rozvinutý podélný řez osou koleje č.2 (konstrukcí K 02 a K 03)



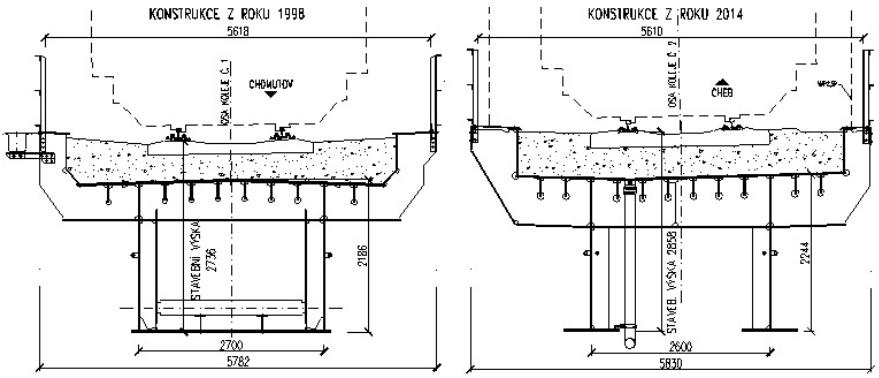
Obr. 3 Nový stav mostu – půdorys

Celková koncepce mostu

Z koleje č. 2 byla vyjmuta tři pole příhradové konstrukce z plávkové oceli s mostnicemi a nahrazena novou nosnou spojitou dvoutrámovou konstrukcí s horní ortotropní mostovkou, s průběžným kolejovým ložem. Konstrukce je příznivější z hlediska údržby a pro čističku kolejového lože netvoří překážku. Prostorově konstrukce odpovídá VMP 2,5R, z hlediska prostoru pod mostem nedochází ke snížení volné výšky, neboť dolní hrana nové konstrukce v koleji č.2 není níže než dolní hrana konstrukce v koleji č. 1. Dochází rovněž ke zlepšení komfortu jízdy z hlediska pohodlí cestujících (bezstyková kolej na mostě) a snižuje se hlučnost při přejezdu vozidel. Bylo vyrovnáno směrové a výškové vedení koleje a v obou kolejích je zvýšena traťová rychlost na 75 km/h.

Vrchní části pilířů a opěr byly pod kolejí č.2 ubourány a byly zde vytvořeny nové železobetonové úložné prahy a závěrné zídky. Dochází k přitížení základové spáry od konstrukcí s kolejovým ložem. Podzákladí pilířů a opěr bylo zpevněno v celé šíři základů tryskovou injektáží, zejména z důvodu eliminování rizika podemletí základů vodním tokem. Podél koleje č. 2 byly na křídlech a poprsních zdech sneseny římsy a vytvořeny nové betonové, včetně nového zábradlí. Klenba z kamenného zdiva přemosťující čtvrtý mostní otvor (místní komunikaci) byla sanována v roce 1998. Byly vytvořeny nové přechodové oblasti, včetně izolace. Izolace klenby poškozená při stavebních pracích v koleji č. 2 byla nahrazena novou, napojenou na dnešní izolaci a drenáž.

Osová vzdálenost kolejí na mostě 6,3-6,5 m se rekonstrukcí téměř nezměnila. Ocelové nosné konstrukce jsou samostatné, oddělené nepřekrytou mezerou, obě mají oboustranné zábradlí.



Obr. 4 Nový stav - příčný řez mostem uprostřed rozpětí

Přístup na staveniště: Pro lehkou dopravu byla použita jako přístupová cesta na staveniště komunikace s živičným krytem délky cca 450 m, odbočující ze silnice I/13 a vedoucí k mostu přes chatovou oblast. Komunikace od silnice I/13 k řece překonává značný výškový rozdíl cca 50 m, což znamená průměrné klesání 11%. Těžká doprava na staveniště byla realizována po železnici ze sousedních železničních stanic. Po kolejích byly také dopraveny montážní díly nové nosné ocelové konstrukce.

Pro vnitrostaveništní dopravu bylo vytvořeno provizorní přemostění řeky Ohře podél 2. koleje pomocí 3 mostních polí soustavy Bailey Bridge. Podepřeny byly na dočasně vytvořených ostrovech v Ohři umístěných tak, aby byly v zákrytu se spodní stavbou mostu.

Postup výstavby

Jelikož se jedná o most na významné trati, bylo vše podřízeno požadavku co nejmenšího omezení železničního provozu. V žádné fázi výstavby nebyl zcela vyloučen provoz na obou kolejích, kromě vlakových pauz.

V dostatečném předstihu před zahájením traťových výluk a vlastní stavby byly v mostárně vyrobeny montážní díly ocelové konstrukce včetně PKO. V podélném směru byla konstrukce nadělena na 5 částí, v příčném řezu byla rozdělena na 3 části - střední část obsahující oba hlavní nosníky a dvě části konzol. Na stavbu byla tedy konstrukce dovezena v celkem 15-ti dílech.

Obr. 5 Vlak s dílci ocelové konstrukce

Dále byly provedeny potřebné úpravy terénu pro montážní plošinu nacházející se podél koleje č. 2 před opěrou O1, úpravy dna koryta pro založení mostního provizoria a vytvoření dočasných kamenných záhozů kolem pilířů pro provádění tryskové injektáže podzákladí.

Byla vypnuta a snesena trakce v koleji č.2, včetně trakčních stožárů podél montážní plošiny. Montážní dílce ocelové konstrukce dovezené na železničních vagonech byly složeny na montážní plošinu pomocí dvojice kolejových jeřábů EDK 300W + EDK 300/5. Konstrukce byla svařena do jednoho celku, proběhla montáž části zábradlí, římsových plechů, podlah a odvodnění.

Obr. 6 Skládání dílců nové ocelové konstrukce na montážní plošinu podél koleje č.2

Obr. 7 Demontáž staré ocelové konstrukce, vzadu nová ocelová konstrukce na montážní plošin

Vzhledem k tomu, že v důsledku šikmosti je osa uložení konstrukce koleje č. 1 a koleje č. 2 posunuta v podélném směru na opěře O1 o cca 5,6 m, bylo vytvořeno zapažení koleje č. 1 v době její výluky v trvání 5 dní, umožňující betonáž nové části opěry O1.

Po ukončení výluky v koleji č. 1 byla zahájena výluka v koleji č. 2 v době trvání 3 měsíce. Po snesení kolejového svršku byly odstraněny pomocí kolových jeřábů původní příhradové kovové konstrukce – nadělené na části.

Obr. 8 Vpravo provizorní most přes Ohři, odbourání vrchních částí spodní stavby pod kolejí č. 2

Odvezení nadělených konstrukcí probíhalo po koleji. Následovaly zemní práce (výkopy) za opěrami koleje č. 2 a ubourání horních částí opěr a pilířů, odstranění kamenných říms křídel. Byly provedeny vrty pro spřahovací výztuž starých konstrukcí a nových železobetonových konstrukcí spodní stavby, armatura a betonáž nových železobetonových úložných prahů a závěrných zídek.

Montáž konstrukce do finální polohy probíhala v několika krocích:

– příčný zásun konstrukce z montážní plochy do polohy poblíž osy koleje č. 2.
– podélný zásun konstrukce pomocí výsuvných konstrukcí umístěných na opěře O1 a pilířích P1 a P2 do mostního otvoru. Výsun probíhal ve výšce nad závěrnými zídkami. Vzhledem ke geometrii konstrukce (část konstrukce přímá, část konstrukce v polygonu kopírující přechodnici koleje) musela být její poloha korigována i v příčném směru.
– spuštění konstrukce do polohy nad úložné prahy pomocí spouštěcích rámů umístěných nad pilířem P1 a P2. Vzhledem ke geometrii konstrukce a trase podélného výsunu se nachází ve správné půdorysné poloze pouze bod na pravém ložisku na opěře O2.
– otočení konstrukce kolem tohoto pevného bodu, čímž se dostává do správné půdorysné polohy.
– spuštění konstrukce na ložiska, podlití ložisek, mostní vybavení.

Obr. 9 Poloha konstrukce po podélném výsunu do mostního otvoru

Obr. 10 Uchycení mostní konstrukce přes rámy na pilířích při spouštění konstrukce do nižší polohy

Následovalo provedení izolací, drenáží, zásypy za opěrami a ZKPP, dále osazení sloupů trakčního vedení v předmostí a na spodní stavbě, zaštěrkování nosné konstrukce, zřízení žel. svršku na mostě i na předmostích.

Po ukončení výluky v koleji č. 2 byla zahájena výluka v koleji č. 1. Během výluky byl v této koleji proveden výkop u opěry O1, aby zde mohla být dotvořena izolace a přechodová oblast šikmé opěry O1. Dokončovací práce znamenají zejména odláždění před opěrami a podél křídel, upravení terénu do původního tvaru, obklady úložných prahů kamenem, odstranění provizorního mostu.

Obr. 11 Zatěžovací zkouška v koleji č.2 – 2 x EDK750

Závěr

Stavba mostu byla podřízena minimalizaci výluk na frekventované železniční trati při současném požadavku ekonomického návrhu a to se i přes nelehkou situaci související se značně ztíženým přístupem na staveniště a náročnou montáží ocelové konstrukce vážící 320 tun podařilo. Starou konstrukci tak nahradila nová, se štěrkovým ložem a bezstykovou kolejí, s vyhovující nosností, životností, prostorovou průchodností a traťovou rychlostí.

Hlavními účastníky rekonstrukce mostu byli:

Investor:	SŽDC, s.o., Stavební správa západ
Správce objektu:	SŽDC, s.o., Oblastní ředitelství Ústí nad Labem
Projekt objektu:	TOP CON SERVIS s.r.o.
Zhotovitel stavby:	Viamont DSP a.s. – železniční spodek a svršek
	Bilfinger MCE Slaný s.r.o. – výroba a montáž Ok
	Betvar, a.s. – spodní stavba a zesílení podloží

SUDOP PRAHA

středisko geotechniky nabízí

Stavebnětechnický a diagnostický průzkum mostních objektů

Stavebnětechnický a diagnostický průzkum zděných a betonových mostních objektů je realizován za pomoci nejmodernějších přístrojů.

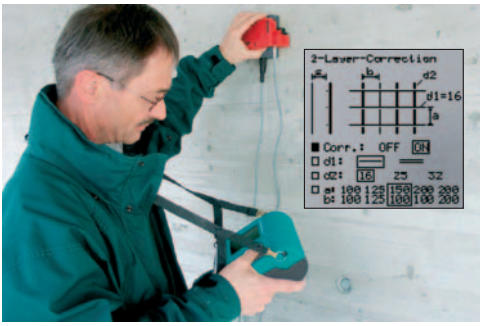
Rozsah poskytovaných služeb:

- popis stavu spodní stavby a nosné konstrukce
- ověření neviditelných rozměrů spodní stavby, příp. klenby
- stanovení mezerovitosti konstrukce pro potřeby injektáže
- stanovení pevnosti zdiva, malty nebo betonu
- stanovení obsahu chloridů, karbonatace a vzduchových pórů betonu
- stanovení mrazuvzdornosti betonu
- vyhledávání prutů ocelové výztuže, stanovení výšky krytí a průměrů
- vyhledání míst zkorodované ocelové výztuže
- ultrazvukové, nedestruktivní ověření pevnosti a integrity betonu
- ověření stavu betonových nosníků
- sestavení zprávy o výsledcích technických a laboratorních prací

Vrtná souprava CEDIMA H-201

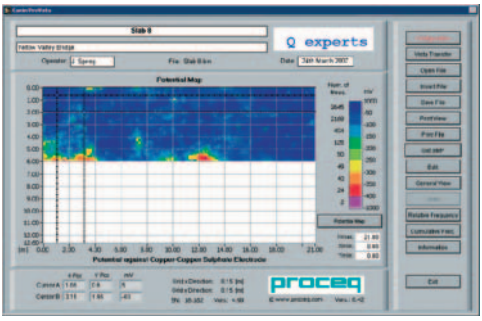
Jádrová vrtná souprava pro odběr laboratorních vzorků pro maximální průměr vrtací korunky 220 mm. Souprava je opatřena úhlovým kloubem s možností úklonného vrtání a systémem uchycení na svislé konstrukce. Vrtání probíhá pomocí tenkostěnných diamantových korunek za pomocí vodního výplachu.

Odebraný vzorek a uchycená vrtací souprava

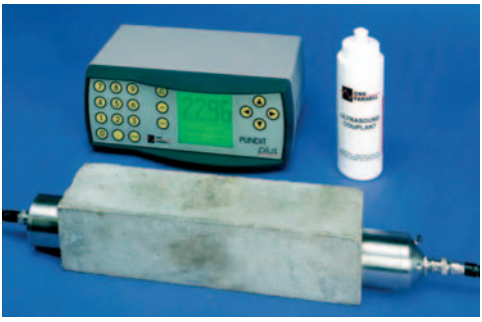


Indikátor výztuže PROFOMETR 5 s ukázkou displeje

Analyzátor koroze CANIN



Datový výstup v programu Canin ProVista



Indikátor výztuže PROFOMETR 5

Přenosný, kompaktní přístroj pracující na principu pulsní indukce pro nedestruktivní vyhledávání prutů ocelové výztuže v betonových konstrukcích včetně stanovení výšky krytí prutů výztuže betonem, či stanovení průměrů výztužných prutů.

Univerzální sonda automaticky kompenzuje vlivy magnetických látek přidaných do betonu nebo speciálních cementů.

Analyzátor koroze CANIN

Měřící nedestruktivní systém využívající potenciálního pole na povrchu betonové plochy, které vzniká elektrochemickým procesem při korozi ocelové výztuže. Přístroj zjišťuje určitý stupeň potenciálu a rozliší místa se zkorodovanou ocelovou výztuží od nezkorodovaných míst.

Ultrazvukový přístroj PUNDIT PLUS

Měřící nedestruktivní systém, který pomocí ultrazvuku zjišťuje pevnost a integritu betonu, modul pružnosti a přítomnost trhlin nebo dutin.

Měření s ultrazvukovým přístrojem PUNDIT PLUS

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

Středisko 207 – geotechniky

vedoucí RNDr. Petr Vitásek
telefon: 605 229 088, e-mail: petr.vitasek@sudop.cz

Nová technologie určování svislých průhybů železničních mostních konstrukcí metodou pozemní radarové interferometrie

Ing. Milan Talich, Ph.D., Ústav teorie informace a automatizace AV ČR, v.v.i.
Ing. Michal Glöckner, Geodézie Ledeč nad Sázavou s.r.o.

K rychlému bezkontaktnímu určování svislých průhybů železničních mostních konstrukcí s přesností až 0,01 mm v reálném čase lze v praxi využít i principů pozemní radarové interferometrie. Současně je možné taktéž v reálném čase zachytit a analyzovat i frekvence kmitání sledovaného objektu s frekvencí až 50 Hz. Průhyby lze určovat současně na více místech objektu, například u jednotlivých příčných nosníků. To umožňuje získat jak celkovou tak i podrobnou informaci o chování konstrukce při jejím dynamickém zatížení a sledovat tím vliv průjezdů vozidel či jejich skupin. Kromě pouze základů nezbytné teorie a způsobu ověření dosažené přesnosti měření jsou uváděny i praktické příklady z praxe.

Úvod

Budeme-li hledat metody bezkontaktního sledování průhybů mostních konstrukcí (mostovek) pak je zapotřebí si definovat i další požadavky, které by měly tyto metody splňovat. Takovými požadavky mohou být například možnost sledovat průhyby v reálném čase při krátkodobém i dlouhodobém zatížení (např. průjezdy vozidel nebo naopak stání kolon vozidel či zátěžové zkoušky). Dále dynamicky zachytit a odhalit frekvence a amplitudy kmitání sledovaného objektu ve frekvenčním rozsahu např. od 0,05 až po 50 Hz. Schopnost určit velikosti průhybů s přesností v řádu setin mm, protože vlastní velikost průhybů se obvykle pohybuje v řádech od několika desetin mm po několik málo mm. Možnost určovat průhyby na více místech mostovky současně (paralelně), tak aby bylo možné získat jak celkovou tak i detailní informaci o chování konstrukce při jejím dynamickém zatížení například v určité části mostu.

Všem těmto požadavkům vyhovuje metoda měření vycházející z principů pozemní radarové interferometrie. Přitom její velká síla spočívá v tom, že je možno současně určovat na mnoha místech téže mostovky různé průhyby. Například v bodech o vzdálenostech cca po jednom metru. To znamená na mostě o délce např. 100 m je možno sledovat současně až cca 100 bodů. V tomto příspěvku se zaměříme na měření svislých průhybů železničních mostů interferometrickým radarem IBIS-S (IBIS-FS) italského výrobce IDS - Ingegneria Dei Sistemi.

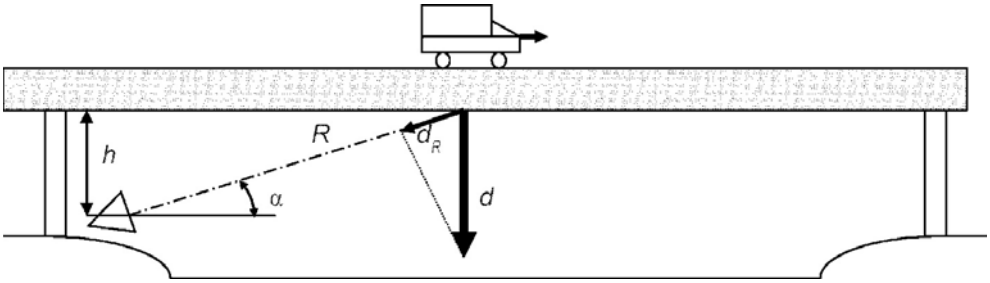
Základní principy radarové interferometrie s IBIS-S

Radar je elektronický přístroj umožňující zaměření a určení vzdáleností objektu od měřicího aparátu. Radar IBIS využívá technologii souvislé frekvenční stupňovité vlny a diferenční interferometrii. Využitím této technologie IBIS vytváří jednorozměrný obraz, nazývaný radiální profil odrazivosti. Cíle ve snímaném území jsou rozděleny do radiálních spádových oblastí s konstantním rozpětím nezávislým na vzdálenosti, který nazýváme radiální rozlišení ΔR. Radar typu IBIS-S dokáže rozlišovat detekované objekty jen v jenom rozměru, a to ve směru záměry. Nachází-li se více detekovaných

objektů v jedné radiální spádové oblasti, nelze je od sebe odlišit a posuny měřené na jednotlivých objektech se ve výsledku průměrují.

Diferenční interferometrie poskytuje údaje o posunech objektů porovnáváním fázové informace získané v různých časových obdobích z vln odražených od objektů. Maximální měřitelný posun mezi dvěma po sobě jdoucími akvizicemi je ohraničen nejednoznačností měřené fáze a pro radar IBIS činí $\pm\lambda/4$ = 4,38 mm.

Veškeré posuny jsou přístrojem měřeny ve směru záměry. Protože obvykle není záměra orientována přesně ve směru očekávaného posunu ale konfigurace přístroj - objekt odpovídá Obr. 1, je potřeba skutečné posuny dopočítat dle vzorců $d=dR/\sin(\alpha)$, kde $\sin(\alpha)=h/R$ a tudíž $d=dR \bullet R/h$, kde poměr R/h je projekční faktor (angl. projection factor). Délka R je měřena radarem, převýšení h je třeba určit dodatečným geodetickým měřením, např. laserovým dálkoměrem, pásmem apod. Podrobnější informace o použité teorii včetně potřebných matematických vztahů lze nalézt například v [1].



Obr. 1 Promítání přímo měřeného pohybu dR do svislého směru (IDS)

Technické parametry a ověření technologie radarové interferometrie

Pro měření lze použít vysoce stabilní koherentní pozemní interferometrický radar IBIS--S. Radar pracuje v mikrovlnném pásmu se střední frekvencí 17 GHz. Při měření lze radar nastavit do dvou pracovních režimů: statického a dynamického. Při dynamickém režimu radar snímá odražené signály s frekvencí 1 až 200 Hz. Tuto tzv. snímací frekvenci lze zvolit podle požadovaných nároků na podrobnost výsledků zaměření. Směrodatná odchylka udávající přesnost radarem zaměřených pohybů dle údajů výrobce je až **0,01 mm** a závisí zejména na kvalitě a síle odraženého signálu, tedy v případě použití koutových odražečů na jejich velikosti a vzdálenosti od radaru, a také na úhlu mezi směrem záměry a směrem, do něhož jsou pohyby promítány. Rozlišovací schopnost (vzdálenost) jednotlivých sledovaných cílů v radiálním směru, tj. ve směru záměry, (tzn. šířka radiální spádové oblasti) je 0,75 m. Maximální dosah radaru je až 1 km. Ovladač radaru tvoří odolný notebook s příslušným SW.

K ověření přesnosti technologie radarové interferometrie bylo provedeno měření pracovníky geodetické firmy Geodézie Ledeč nad Sázavou s.r.o. dvěma nezávislými metodami. Jedna metoda je založena na radarovém interferometrickém měření změn délky testovací základny dlouhé cca 39 m. Druhá metoda se opírá o geodetické určení délky téže testovací základny dálkoměrem totální stanice SOKKIA NET1AX. Technologie radarové interferometrie spolehlivě změřila posuny o velikosti 0,1 mm a to s maximálním rozptylem 0,05 mm zatímco klasická geodetická metoda v tomto případě již selhávala. Podrobnosti s výsledky testovacího měření lze nalézt například v [1].

Příklad sledování svislých průhybů kovového železničního mostu

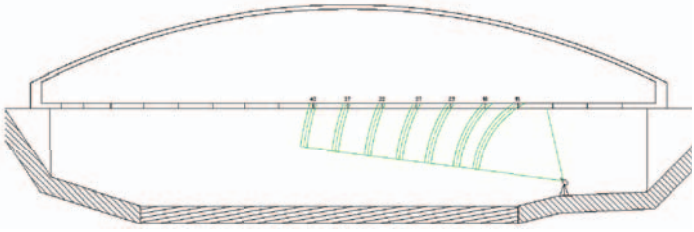
V rámci ověřování přínosů technologie pozemního interferometrického radaru pro určování deformací rizikových objektů a lokalit bylo provedeno sledování průhybů ocelového železničního mostu přes řeku Sázavu v Ratajích nad Sázavou (Obr. 2).

Most je dostatečně vysoký, viditelnost tělesa mostu ze břehu pod mostem je dobrá, konstrukce mostu obsahuje ocelové příčníky v rozestupu 4 metrů, které jsou přirozenými odražeči vysílaného radarového signálu. Most je proto vhodný pro zaměření pozemním interferometrickým radarem, přičemž není třeba používat koutové odražeče signálu.

Obr. 2 Železniční most Rataje nad Sázavou

Stanovisko radaru bylo umístěno na travnatý břeh pod jižní konec mostu (opačný břeh od vjezdu do tunelu). Radar byl postaven na těžký dřevěný stativ pod osou mostu přibližně 10 metrů od jeho začátku, odkud je dobrý výhled na ocelové příčníky, které poskytují kvalitní odraz radarového signálu (Obr. 3). Parametry snímání byly nastaveny následovně: snímací frekvence 100 Hz, dosah 70 m a radiální rozlišení 0,75 m. Schéma umístění radaru a snímaná část mostu je na Obr. 4.

Obr. 3 Pohled na ocelové příčníky mostu ze stanoviska radaru

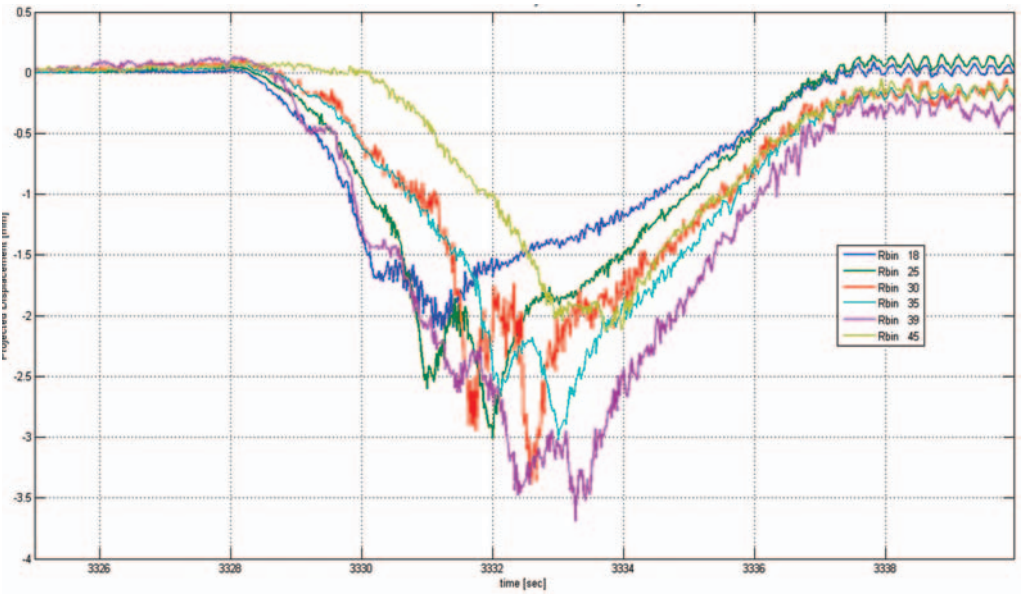


Obr. 4 Boční pohled na umístění radaru a snímanou část mostu

Vlastní měření probíhalo dne 19. 7. 2014 v době od 4:42h po dobu ca 19h. Výsledkem měření jsou jednak **svislé průhyby mostu v místech jednotlivých příčných nosníků způsobené zatížením při průjezdu vlaku**. Těchto průjezdů bylo zaměřeno celkem 27.

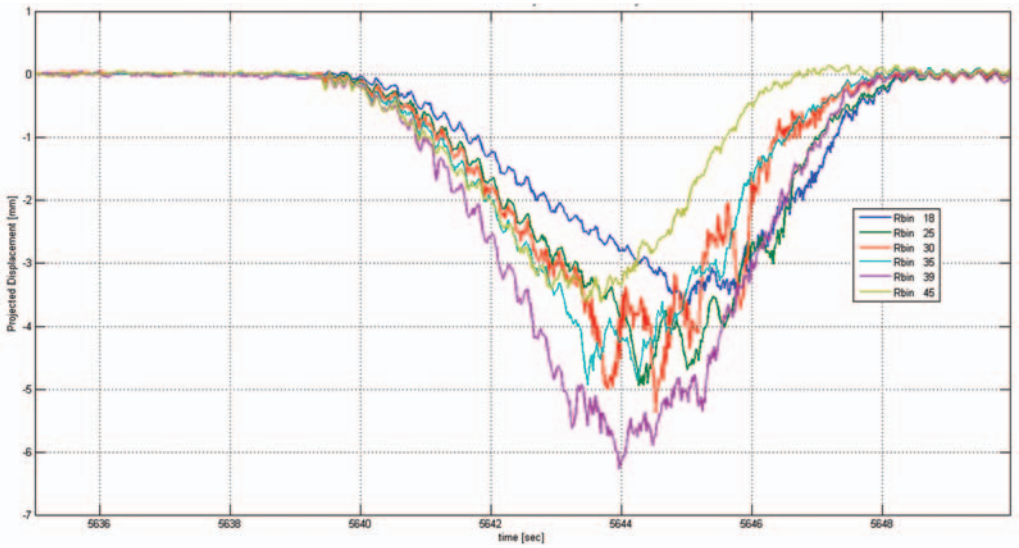
Na následujících obrázcích jsou znázorněny průhyby (poklesy) jednotlivých vybraných příčných nosníků v čase a to při 12 vybraných průjezdech vlaků. Nosníky jsou na obrázcích označeny jako Rbin 18, Rbin 25, Rbin 30, Rbin 35, Rbin 39 a Rbin 45, což je dáno označením radiální spádové oblasti, ve které se nosník nachází. Přičemž Rbin 18 značí oblast ve vzdálenosti 18 x 0,75 = 13,5 m od radaru atp. Přibližně uprostřed mostní konstrukce se nachází Rbin 39, naopak Rbin 18 je nejbližší k radaru a jde o krajní nosník z hlediska měření. V obrázcích je vždy uveden směr průjezdu vlaku (ve směru pohledu radaru znamená směr Rataje zastávka – Ledečko, směr proti radaru je opačný), skutečný čas průjezdu, teplota na východní straně konstrukce mostu a teplota na západní straně konstrukce mostu.

Na Obr. 5 lze pozorovat typický průhyb mostu při průjezdu vlaku ve směru pohledu radaru. Jako první klesá nejbližší nosník označený Rbin 18 (modrou barvou). Průhyb dosahuje na tomto nosníku hodnoty přes 2 mm a jsou patrné dva vrcholy poklesů. Lze tedy usuzovat, že projíždějící vlak měl dvě nápravy (pouze motorový vůz). Obdobná dvě maxima jsou i průhybů u dalších nosníků. Se vzrůstající vzdáleností nosníků od radaru se zvětšují jejich průhyby, přičemž největšího průhybu cca 3,7 mm dosahuje nosník Rbin 39, který je přibližně ve středu mostní konstrukce. Průjezd nastal v čase 05:37h kdy teplota konstrukce byla relativně nízká, pouze 14,1° C na východní straně a 14,2° C na západní straně.



Obr. 5 Průhyby vyvolané průjezdem vlaku ve směru pohledu radaru, čas 05:37, teplota 14,1° a 14,2° C

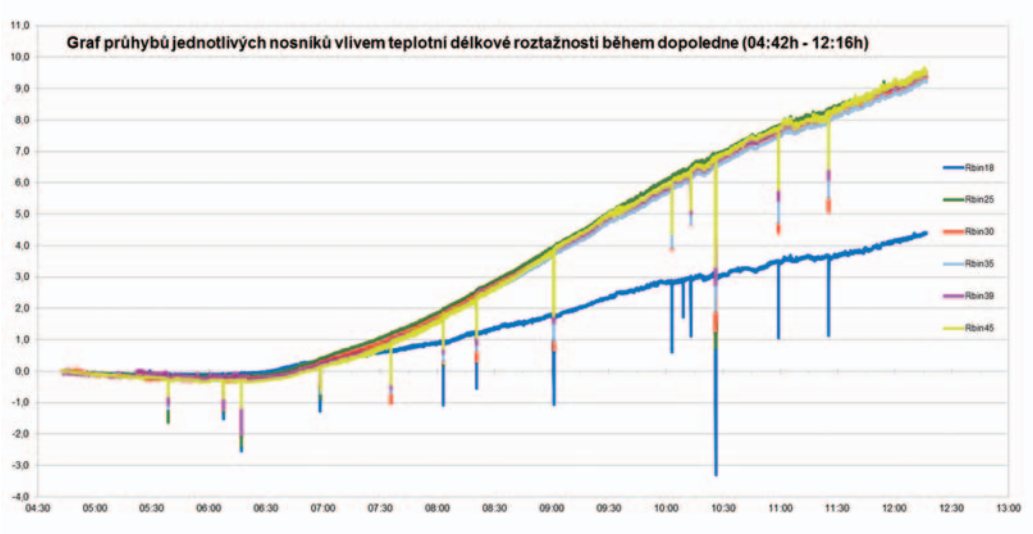
Na Obr. 6 lze opět pozorovat typický průhyb mostu tentokrát při průjezdu vlaku ve směru proti radaru. Jako první klesají dva nejvzdálenější nosníky Rbin 45 a 39. Maximální průhyb cca 6,3 mm je na středovém nosníku Rbin 39 a čtyři maxima poklesů ukazují na vlak se třemi vozy. Průjezd nastal v čase 06:17h a i zde byla teplota konstrukce relativně nízká, pouze 14,5° C na východní a 14,5° C na západní straně.



Obr. 6 Průhyby vyvolané průjezdem vlaku ve směru proti radaru, čas 06:17, teplota 14,5° a 14,5° C

V elektronické formě příspěvku jsou uvedeny ještě další obrázky s výsledky, na nichž lze pozorovat průhyby při průjezdech různých typů vlaků. Maximální průhyby zde dosahují hodnot cca od 3,3 mm přes 5,2 mm, 8,2 mm až po 14,8 mm v závislosti na počtu vozů vlaku, tedy na zatížení. Současně jsou i dokumentovány průjezdy vlaků v odpoledních hodinách, kde jsou patrné výrazné změny v chování konstrukce vlivem jejího prohřátí. Především středové nosníky Rbin 39 a 45 vykazují zvýšenou míru elasticity, kdy kromě vlastního průhybu dochází i k jejich rychlému rozkmitávání o amplitudě 1 až 2 mm. Tato zvýšená elasticita přetrvává u středových nosníků v některých případech až do večerních hodin, jak dokumentuje průjezd vlaku ve 20:12h kdy teplota konstrukce ještě měla hodnotu 27,2 a 27,2° C. Naproti tomu je vidět návrat chování konstrukce do původních charakteristik při jejím vychladnutí na 18,1° a 18,3° C při průjezdu vlaku v čase 23:56h.

Dalším výsledkem měření jsou s**vislé průhyby mostu v místech jednotlivých vybraných příčných nosníků vlivem teplotní délkové roztažnosti**. V tomto případě se jedná při stoupající teplotě o výzdvihy a při ochlazovaní o poklesy, jak bylo měřením zjištěno. Přitom během dopoledne v průběhu kontinuálního měření v době od 04:42h do 12:16h došlo k výzdvihu všech nosníků s vyjímkou krajního o cca 10 mm. Průběh výzdvihu vlivem teploty je zobrazen na Obr. 7, kde jsou zobrazena vteřinová data (data s frekvencí 1Hz namísto původně měřených 100Hz). Na obrázku lze současně pozorovat i vliv průjezdu jednotlivých vlaků. Zajímavý je poznatek, že zatímco všechny nosníky mají obdobný výzdvih, u nosníku Rbin 18, který je krajním z hlediska záběru radaru, je sice stejná tendence, ale hodnota výzdvihu je přibližně poloviční. Lze usuzovat, že vlivem teploty nedochází k obloukovitému průhybu mostovky, ale že téměř celá mostovka je vyzdvižena společně právě na několika málo krajních nosnících, z nichž shodou okolností pouze jeden (Rbin 18) byl v záběru radaru – viz Obr. 4. Graf vývoje teplotních změn během dne je v elektronické verzi příspěvku.



Obr. 7 Průhyby vyvolané vlivem teplotní délkové roztažnosti konstrukce mostu

Závěr

Experimentálním měřením bylo prokázáno, že k rychlému bezkontaktnímu určování svislých průhybů železničních mostních konstrukcí s přesností až 0,01 mm v reálném čase lze v praxi využít i principů pozemní radarové interferometrie. Současně bylo též prokázáno, že je možné taktéž v reálném čase zachytit a analyzovat i frekvence kmitání sledovaného objektu s frekvencí až 50 Hz. Průhyby byly určovány současně na místech jednotlivých příčných nosníků. Byla tak získána jak celková tak i podrobná informace o chování konstrukce jak při jejím dynamickém zatížení vlivem průjezdů vlaků, tak i vlivem teplotních změn na roztažnost kovové konstrukce mostu.

Byly prokázány průhyby vlivem dynamického zatížení při průjezdu vlaku o velikostech od 3 do 14 mm v závislosti na typu (hmotnosti) projíždějící vlakové soupravy. Prokázal se i vliv změn teploty jak na tyto průhyby vyvolané dynamickým zatížením při průjezdu vlaků. Při vyšších teplotách konstrukce docházelo k rychlému kmitání mostovky ve středové oblasti mostu o amplitudách 1 až 2 mm.

Byl prokázán i průhyb mostovky vlivem pozvolných teplotních změn v průběhu dopoledne 19. 7. 2014, během něhož došlo k vyzdvižení mostovky o cca 10 mm, zatímco teplota konstrukce se změnila ze 14,1° C v 04:42h na 41,0° C ve 12:16h na osluněné straně.

Tento příspěvek byl podpořen Ministerstvem průmyslu a obchodu ČR, v rámci programu TIP, projekt „Výzkum možností pozemního InSAR pro určování deformací rizikových objektů a lokalit“ č. FR-TI4/436.

Literatura:

[1] Talich, M.; Hauser, T.; Soukup, L.; Hankus, D.; Antoš, F.; Havrlant, J.; Böhm, O.; Závrská, M.; Šolc, J. : Ověřená technologie určování svislých průhybů kovových

mostních konstrukcí pozemním interferometrickým radarem. ÚTIA, 2012, 13 s., Dostupné z: http://p-insar.cz/

[2] Hauser, T. : Zpráva o provedených ověřovacích měřeních Ověřené technologie určování svislých průhybů kovových mostních konstrukcí, ÚTIA, 2012, 10 s., Dostupné z: http://p-insar.cz/

[3] Hauser, T. : Zpráva o polní komparaci interferometrického radaru IBIS-S, ÚTIA, 2012, 5 s., Dostupné z: http://p-insar.cz/

[4] Talich, M. : Velmi přesné určování svislých průhybů mostných konstrukcí metodou pozemní radarové interferometrie, In: Konferencia IPG 2013 - Vytyčovanie a kontrolné meranie technologických zariadení, Bratislava, Slovensko, 12. – 13. septembra 2013, s. 12, ISBN 978-80-227-4032-6

[5] Talich, M. : Možnosti přesného určování deformací a průhybů stavebních konstrukcí metodou pozemní radarové interferometrie. In: 49. geodetické informační dny, Brno, 19. - 20. 2. 2014, s. 7, ISBN 978-80-02-02509-2

[6] Gentile, C.; Bernardini, G. : Output-only modal identification of a reinforced concrete bridge from radar-based measurements. NDT & E International. Oct2008, Vol. 41 Issue 7, p544-553. 10p. DOI: 10.1016/j.ndteint.2008.04.005.

[7] Benedettini, F.; Gentile, C. : Operational modal testing and FE model tuning of a cable-stayed bridge, Engineering Structures; Jun2011, Vol. 33 Issue 6, p2063-2073, 11p.

Prefabrikované spřažené železniční mosty KMP-O se sníženou stavební výškou

Ing. Pavel Simon, Ing. Libor Hrdlička. Ing. Vojtěch Zvěřina (Ing. Vladimír Fišer)
doc. Ing. Otto Plášek, Ph.D., doc. Ing. Aleš Dráb, Ph.D., (VUT Brno)

Popis konstrukce

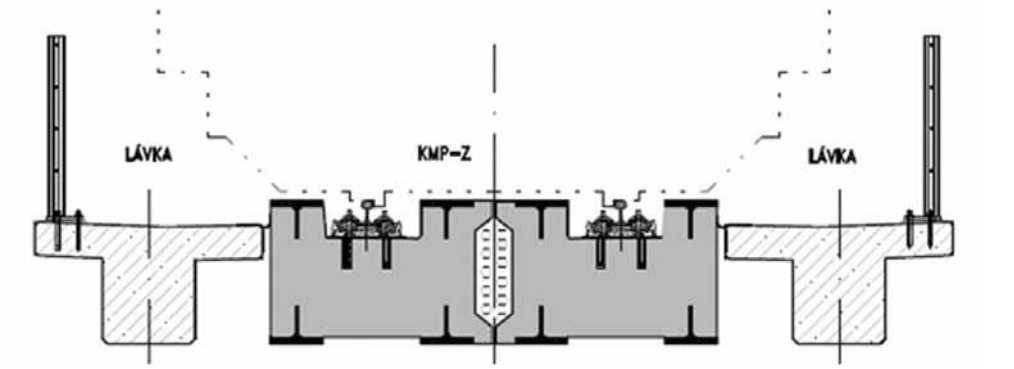
Vývoj mostů se sníženou stavební výškou je iniciován návrhovými požadavky na zvýšenou volnou výšku pod mostem především při rekonstrukcích železničních tratí. Jedním z řešení je použití spřaženého železobetonového mostu s přímým upevněním koleje. Mostní objekty těchto konstrukcí jsou tvořeny hlavním nosným prvkem, který přenáší zatížení od kolejové dopravy a samostatnými lávkami po stranách. Předmětem vývoje je řešení hlavního nosného prvku. Řešení lávek je již v plné kompetenci projektanta mostního objektu. V současné době jsou vyvinuté dva typy nosné konstrukce:

1. Kolejový mostní prvek žlabový **(KMP-Z)**
2. Kolejový mostní prvek otevřený **(KMP-O)**

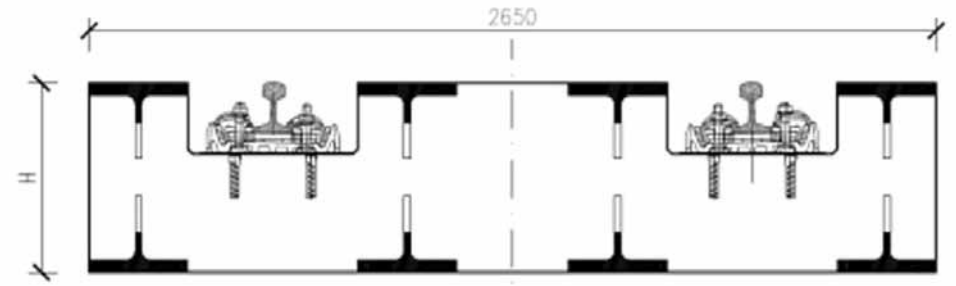
KMP-Z

Jedná se o mosty s kolejnicí zapuštěnou do „žlábku“ v horní úrovni nosné konstrukce přes upevňovadla s podkladnicí. Šířka KMP-Z je pevně daná 2,65 m, výška je pak rozdílná podle statického rozpětí a součinitele α. Obecně se stavební výška pohybuje v rozmezí 1/14-1/18 rozpětí mostu. KMP-Z je vhodné použít pro mosty s rozpětím až do 20 m.

KMP-Z je navržen jako prefabrikát (staveništní prefabrikát), který je možno předem vyrobit v jednom kuse (kompaktní), nebo jako dělený na dva díly, který bude následně na stavbě zmonolitněn vysokopevnostní maltou. Dělenou variantu je z důvodu nárůstu hmotnosti dílce vhodné použít pro mosty o rozpětí přes 12 m.



Obrázek 1 KMP-Z, Dispoziční řešení příčného řezu



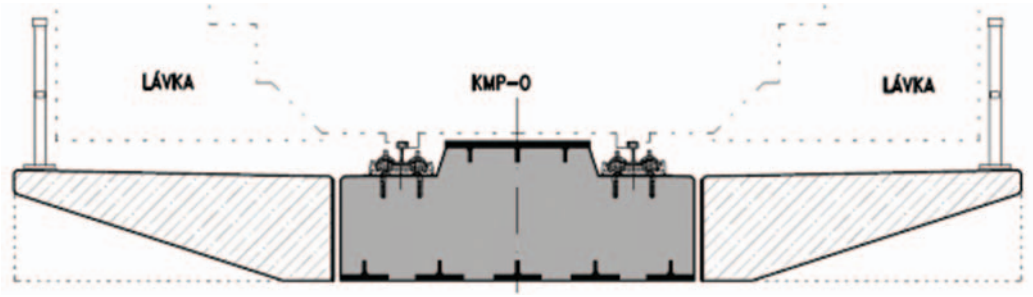
Stavební výška H prvku KMP-Z			540	550	575	600	625	650	675	700	725	750	775	800	825	850	[mm]
Max rozpětí NK	traf.tř. 1 a 2	α = 1.21	7.0	8.5	9.6	10.2	10.6	11.1	11.5	12.0	12.4	12.8	13.2	13.7	14.0	14.4	[m]
	traf.tř. 3	α = 1.10	7.5	9.0	10.0	10.6	11.0	11.5	11.9	12.4	12.8	13.3	13.8	14.3	14.7	15.2	[m]
Stavební výška H prvku KMP-Z			875	900	925	950	975	1000	1025	1050	1075	1100	1125	1150	1175	1200	[mm]
Max rozpětí NK	traf.tř. 1 a 2	α = 1.21	14.8	15.2	15.6	16.0	16.4	16.8	17.1	17.5	17.8	18.2	18.5	18.8	19.1	19.5	[m]
	traf.tř. 3	α = 1.10	15.8	16.0	16.4	16.8	17.1	17.5	17.9	18.4	18.7	19.0	19.4	19.8	20.1	20.5	[m]

Obrázek 2 KMP-Z, výrobní řada

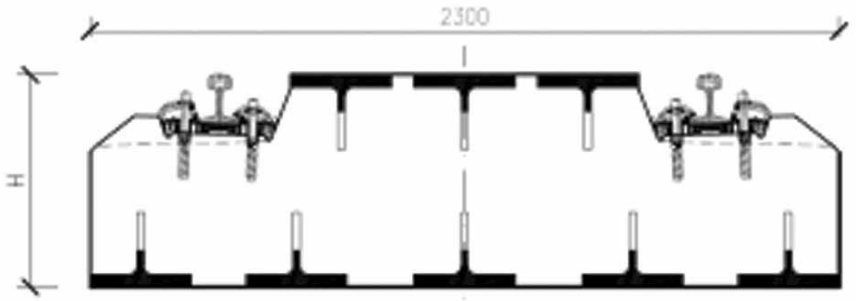
KMP-O

Příčný řez hlavního nosného dílce je tvořen žebrem a konzolami, na kterých jsou upevněny kolejnice přes bezpodkladnicová upevňovadla. Šířka prvku je pevně daná 2,3 m, výška je pak opět závislá na výšce a součiniteli α. Stavební výška je cca 1/15 rozpětí mostu.

KMP-O je navržen rovněž jako prefabrikát, který je vždy vyroben v jednom kuse (nedělitelný). Vzhledem k hmotnostnímu omezení dílce při montáži je tento typ vhodné navrhovat pro mosty do rozpětí 14,0 m.



Obrázek 3 KMP-O, Dispoziční řešení příčného řezu



Stavební výška H prvku KMP-O			600	650	700	750	800	850	900	[mm]
Max rozpětí NK	trať.tř. 1 a 2	α = 1.21	9.0	9.7	10.5	11.2	12.0	12.7	13.5	[m]
	trať.tř. 3	α = 1.10	9.5	10.2	11.0	11.7	12.5	13.2	14.0	[m]

Obrázek 4 KMP-O, výrobní řada

Ověřovací zatěžovací zkouška

Pro ověření statiky KMP-O byla provedena zatěžovací zkouška na segmentu délky 6,0 m.

Úkolem tohoto testu bylo především ověřit předpoklady chování konstrukce v příčném směru. Vyrobený dílec byl uložen na masivní ocelovou zatěžovací stolici a zatěžován hydraulickými lisy přes ocelový profil simulující kolejnici. Ten byl podepřen ve vzdálenostech 600 mm, aby byl simulován reálný přenos zatížení do konstrukce.

V konstrukci byly osazeny tenzometry na betonářské výztuži, volně v betonu a na ocelových profilech. Dále pak byly sledovány průhyby konstrukce pomocí potenciometrických snímačů a deformace (otevírání spáry) konzoly pomocí snímačů dráhy. Do zkušebního dílce pak bylo vnášeno zatížení simulující jednotlivé zatěžovací stavy, na které je konstrukce navrhována (únava, MSP, MSÚ). Dále pak byla konstrukce zatížena na úroveň maximálních kapacity lisů, což představovalo cca 2,5 násobek normového zatížení.

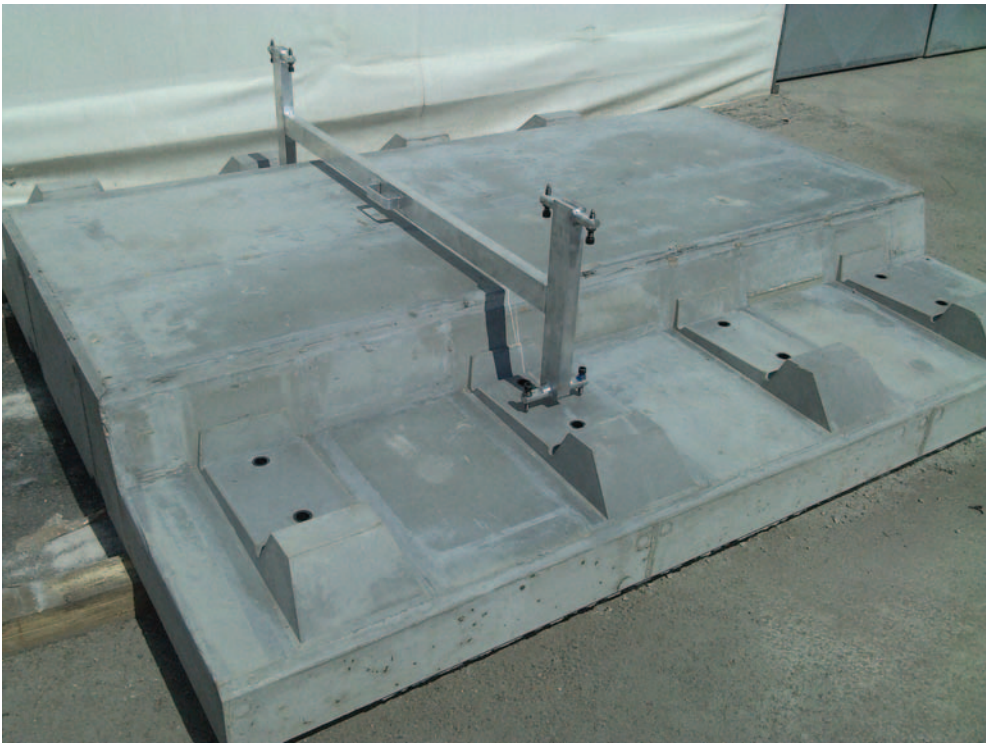
Obrázek 5 Zatěžovací zkouška KMP-O

Zatěžovací zkouškou byly potvrzeny statické předpoklady pro návrh konstrukce. Při normových zatěžovacích stavech nedošlo k žádné vizuální poruše konstrukce, při maximálním zatížení pak vznikly lokální trhliny, k destrukci konstrukce však nedošlo.

Upevnění kolejnic

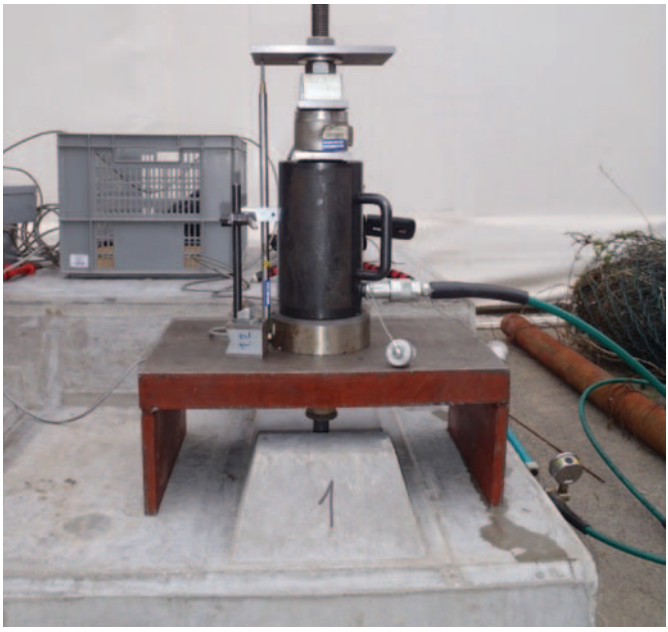
Pro upevnění kolejnic na nosnou mostní konstrukci byl Správou železničních dopravních cest odsouhlasen systém upevnění Vossloh 300-1. Správná poloha všech součástí tohoto bezpodkladnicového systému upevnění je závislá na přesném tvarování nosné konstrukce. Pro zajištění přesnosti formy i vybetonované konstrukce byla vyrobena speciální velmi přesná kalibrovaná měřidla.

Prvek KMP-O slouží tedy i jako přímý podklad pro systém upevnění a splňuje potřebné tolerance pro zajištění předepsané geometrické polohy koleje GPK (ČSN 73 6360-2).

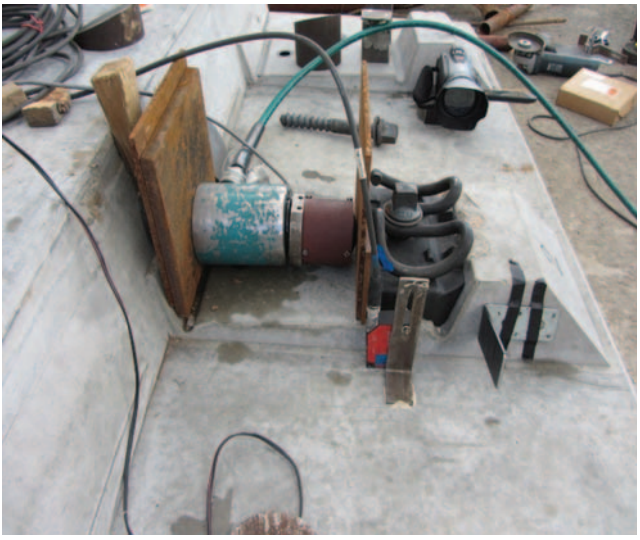


Obrázek 6 Kontrola GPK kalibrovanými měřidly

Dále bylo přistoupeno ke zkouškám držebnosti upevňovacích hmoždinek, viz. obr. 7 a test smykové únosnosti bočního betonového nálitku, viz obr 8.



Obrázek 7 Zkouška držebnosti hmoždínek



Obrázek 8 Zkouška smykové únosnosti nálitku

Možnosti a výhody použití

Byla vytvořena metodika návrhu železničních mostů s konstrukčním prostorem výrazně omezeným překračovanou překážkou [1], která popisuje vlastnosti těchto konstrukcí a možnosti jejich použití. Mosty KMP-Z a KMP-O jsou určeny tam, kde je požadovaná minimální stavební výška mostu a kde není nutný požadavek mostu s kolejovým ložem. Výhoda těchto konstrukcí spočívá také ve zkrácené době výstavby, neboť nosná konstrukce mostu je zhotovená předem buď ve výrobně, nebo na staveništi a následně celá osazena do definitivní polohy (V případě dělené varianty KMP-Z bude konstrukce zmonolitněna vysokopevnostní maltou, která nabyde požadovaných hodnot do 24 hodin.

Velkou výhodou u KMP-O je použití bezpodkladnicových upevňovadel, čímž se výrazně snižují investiční náklady. Další výhodou je „otevřený“ tvar horního povrchu NK a tedy i bezproblémové odvodnění mostu.

Mosty jsou určeny pro tratě s návrhovou rychlostí do 120 km/h. Na obě typové konstrukce budou zpracovány TPD, podle kterých bude možno tyto mosty navrhovat v praxi.

Poděkování

Článek byl vypracován za podpory projektu TAČR ALFA II, TA02030380

Literatura

[1] Hrdlička L.; Simon P. Metodika návrhu železničních mostů s rozpětím do 24 m s konstrukčním prostorem výrazně omezeným podcházející komunikací, dráhou nebo chováním vodního toku za povodňových situací.

SUDOP PRAHA

www.sudop.cz