11. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
19. ledna 2006

pořádají
SUDOP PRAHA a.s.
České dráhy, a.s.
Správa železniční dopravní cesty, s.o.

mediální partner konference časopis **Konstrukce**
internetový partner konference server **www.mosty.cz**

Přípravný výbor konference:
Ing. Milan Čermák, České dráhy, a.s.
Iveta Čermáková, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Josef Fidler, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Anna Kodysová, MBA, SŽDC, s.o.
Bc. Václav Patrášek, České dráhy a.s.
Ing. Tomáš Wangler, SUDOP PRAHA a.s.

Organizační zajištění: Iveta Čermáková, Květa Homolová,
SUDOP PRAHA a.s

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

Příspěvky neprošly jazykovou úpravou.

OBSAH:

Železniční most v ev. km 145,463 trati Kadaň - Karlovy Vary
Ing. Stanislav Kejval, SŽDC, s.o., Stavební správa Plzeň
Ing. Vladimír Veselý, SUDOP PRAHA a.s.

Technologie rekonstrukce některých mostů ve Východočeském regionu
Ing. Libor Šíp, ČD, a.s.
Ing. Jan Fiala, Ing. Ivan Šír, projekční kancelář Ivan Šír
Ing. Pavel Hrdina, Chládek & Tintěra, silnice - železnice, a.s.

Podrobné prohlídky drážních mostů
Ing. Miroslav Teichman, Libor Novotný, ČD, a.s., Technická ústředna Českých drah

Výstavba železničnej estakády na Šenkvickej preložke - betónový variant
Ing. Rudolf Rakovský, DOPRASTAV a.s.

Nové podchody na I. a II. železničním koridoru v obvodu SDC Brno
Ing. Blanka Karbanová, SŽDC, s.o.
Ing. Jan Svoboda, ČD, a.s.

Rekonstrukce mostu v km 143,634 trati Stará Paka – Liberec
Ing. Dominik Jareš, Ing. Luboš Vaner, Projektová kancelář VANER s.r.o.
Ing. Dušan Melzer, Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.

Nový Třebovický tunel - realizace stavebního díla
Ing. Jan Šperger, Zakládání staveb, a.s.

Výsledky monitoringu na stavbě hlubokého zářezu a tunelu na přeložce trati Třebovice - Rudoltice
RNDr. František Kresta, SG-Geotechnika, a.s., pracoviště Ostrava

Realizace tunelu Hněvkovský II, postupy při výstavbě a změny projektu
Ing. David Cyroň, Metrostav a.s., divize 5
Ing. Karel Milichovský, Metrostav a.s., divize 4
Ing. Štefan Ivor, Metrostav a.s., divize 5

Tunely na novém železničním spojení Praha – Beroun
Ing. Jiří Mára, METROPROJEKT Praha a.s.

Rekonstrukce mostu v km 28,432 trati Libuň - Turnov
Ing. Libor Marek, TOPCON servis s.r.o.

brimos® BRIdge Monitoring System - nedestruktivní diagnostika mostů založená na ambientním měření kmitání
Ing. Pavla Hrůzová, INFRAM a.s.

Návrh a realizace železničního mostu v km 25,486 trati Praha Smíchov – Středokluky
Ing. Vojtěch Konečný, Ing. David Franc
fa Ing. Antonín Pechal, CSc. - projektové a inženýrské služby

Nový spřažený příhradový železniční most v km 34,707 traťového úseku Zábřeh – Krasíkov
Ing. Jiří Jirásko, Ing. Jana Sedláková, SUDOP PRAHA a.s., stř. 250 Hradec Králové
Ing. arch. Petr Šafránek (architektonická spolupráce - návrh tvaru pilířů)

Nové železniční mosty na trati Zábřeh – Krasíkov
Ing. Libor Hökl, Firesta - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Rekonstrukce mostu v km 2,221 trati Děčín – Rumburk
Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

Ocelové konstrukce drážních mostů realizované firmou MCE Slaný v roce 2005
Ing. Aleš Pelikán, Ing. Karel Kovář, Vladan Michalík, MCE Slaný, s.r.o.

Zkušenosti z realizací železničních mostů

Ing. Václav Podlipný, GŘ, ČD, a.s., Odbor stavební a provozu infrastruktury

Most v km 6,585 na traťovém úseku Krasíkov - Česká Třebová

Ing. Pavel Horáček, Ing. Jiří Jirásko, SUDOP PRAHA a.s.

Železniční most v km 189,151 trati Chomutov - Cheb přes R6 v Karlových Varech

Ing. Jiří Schindler, Ing. Jaroslav Korbelář, Ing. Miroslav Kroupar,
Ing. Pavel Očadlík, Ing. Petr Dupač, VPÚ DECO PRAHA a. s. ;
Ing. Václav Sláma, Ing. Jan Beran, Ing. Pavel Kout, Metrostav a.s.

Systémy pro správu mostů některých evropských železnic, jejich vývoj a možný vliv na Mostní informační systém ČD

Ing. Petr Rudolf, Univerzita Pardubice, Dopravní fakulta Jana Pernera

Systém pro sanace netěsných dilatačních spár betonových konstrukcí

Ing. Michal Grossmann, Minova Bohemia s.r.o., Ostrava

Dokumentace skutečného stavu železničních tunelů pomocí laserového skenování

Ing. Ivo Kohoušek, SG-Geotechnika, a.s.

Monolitnění prefabrikátových dílců při výstavbě mostů pro vlaky TGV v Belgii

Ing. Igor Kotulán, Mgr. Roman Nepraš, Profimat s.r.o.

Podélné síly na železničních mostech podle ČSN EN 1991-2 Zatížení mostů dopravou

Ing. Josef Sláma, CSc.

Železniční most v ev. km 145,463 trati Kadaň – Karlovy Vary

Ing. Stanislav Kejval, Ing. Vladimír Veselý

V letech 2004 -2005 byla provedena rekonstrukce železničního mostu přes řeku Ohři v Klášterci nad Ohří v rámci stavby Elektrizace trati Kadaň – Karlovy Vary, předelektrizační úpravy. Po rekonstrukci umožňuje stav mostu průjezd vlaků bez omezení rychlosti a přechodnosti.

Úvod

Přestavba tohoto mostu je součástí předelektrizačních úprav trati Kadaň – Karlovy Vary. Most se nachází na okraji města Klášterec nad Ohří, ve směru na Karlovy Vary. Rekonstruovaný most má stejnou dispozici jako most původní. Most překračuje dvěma poli řeku Ohři, má poměrně dlouhá rovnoběžná křídla. V křídle na chomutovské straně je umístěna klenba, kterou prochází místní komunikace.

Přestavba mostu zahrnovala zřízení nových nosných konstrukcí s průběžným kolejovým ložem v obou kolejích, zřízení nových úložných prahů na opěrách a na pilíři a nových závěrných zdí na opěrách, sanaci zachovávaných částí zdiva a přestavbu horních částí křídel a opěr.

Koleje v rozsahu mostu jsou v přímé a kromě části chomutovského křídla mají vodorovnou niveletu. Výška nivelety koleje na mostě nad hladinou řeky je cca 20 m.

obr. 1 Pohled na původní most v koleji č. 1 z levé strany

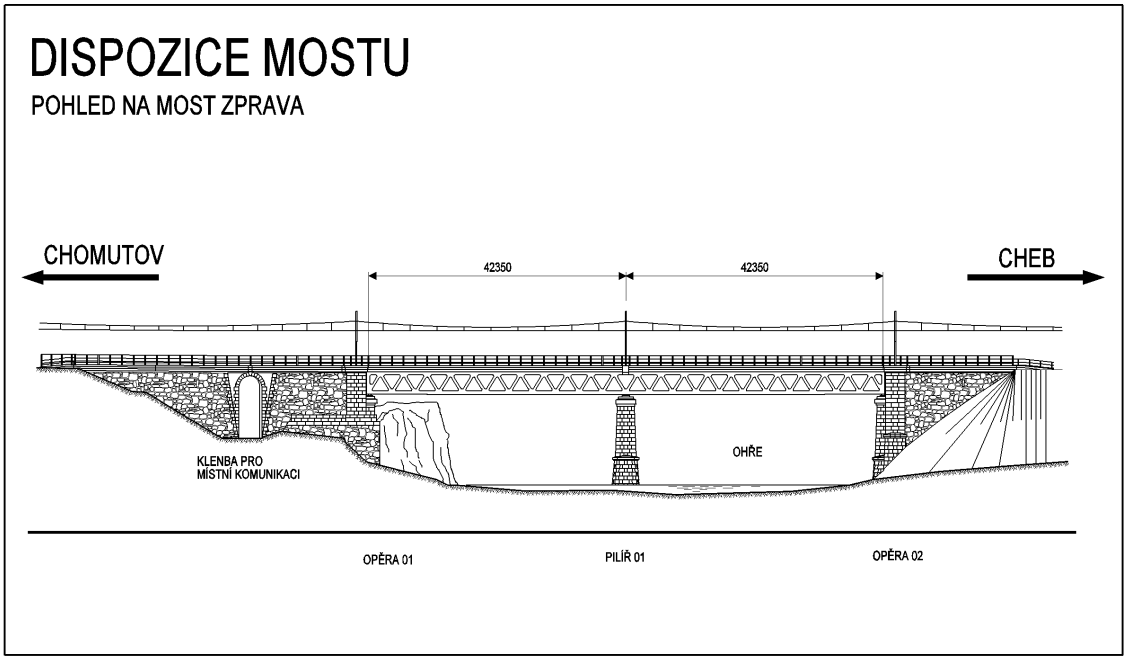
Původní stav – zdůvodnění rekonstrukce

Přemostění Ohře bylo původně jednokolejné, přičemž starší je kolej č. 1 , vlevo ve směru staničení, tj. ve směru Cheb. Byla vystavěna v roce 1878. Pravá kolej byla přistavěna v roce 1898.

Nejstarší nosná konstrukce mostu v koleji č. 1 byl vyměněna v roce 1928. Byla tvořena nýtovanou, přímopasovou příhradovou konstrukcí s prvkovou mostovku. konstrukce měla dvě spojité pole o rozpětí 2 x 42,24 m, viz obr. 1. Byla zřízena na místě původní konstrukce z 19. století, která byla tvořena dvojnásobnou soustavou svislicovou.

Konstrukce mostu v koleji č. 2 byla vyrobena a osazena v roce 1898, kdy byla přistavěna celá tato kolej. Konstrukce je nýtovaná, přímopasová, příhradová o dvou prostých polích o rozpětích 41,70 m. Konstrukce byla v nevyhovujícím stavu i přes

opravu provedenou v roce 1994, na mostě bylo trvale zavedeno omezení rychlosti i přechodnosti. Vzhledem k tomu, že i novější konstrukce v koleji č. 1 by letos dovršila 78 let od svého vzniku, a vzhledem k úzké prostorové návaznosti konstrukcí v obou kolejích bylo rozhodnuto vyměnit obě konstrukce a rekonstruovat celou spodní stavbu.



Obr. 2 Dispozice rekonstruovaného mostu

Nové nosné konstrukce

Nosné konstrukce jsou navrženy jako spřažené ocelobetonové. Statické schema je tvořeno spojitým nosníkem o dvou polích o rozpětí 2 x 42,35 m. Pod každou kolejí je samostatná nosná konstrukce se dvěma hlavními příhradovými nosníky v osové vzdálenosti 2,60 m, které jsou umístěny symetricky vzhledem k ose koleje. Nosníky jsou přímopasové, bez svislic. Obě nosné konstrukce jsou vybaveny jednou revizní lávkou v úrovni dolních pasů.

Ocelová část nosné konstrukce je vyrobena z oceli S 355 J2G3. Celková hmotnost nosných konstrukcí pod oběma kolejemi je cca 555 t.

Příhradový typ konstrukce byl zvolen jako reminiscence původních příhradových konstrukcí, je vhodný z hlediska technologie výměny mostu a vykazuje rovněž relativně malé náklady na údržbu.

Železobetonová deska má v příčném směru nad hlavními nosníky náběhy, které umožňují na horních pásech umístit potřebný počet spřahovacích trnů. Je provedena z betonu kvality C 30/37 – XF2. Tloušťka desky je 250 až 400 mm, nad hlavními nosníky v místech náběhů až 680 mm. V horní ploše desky jsou vytvořeny příčné spády 3 % kvůli odvodnění.

Nosné konstrukce jsou navrženy na zatěžovací schema ČD T.

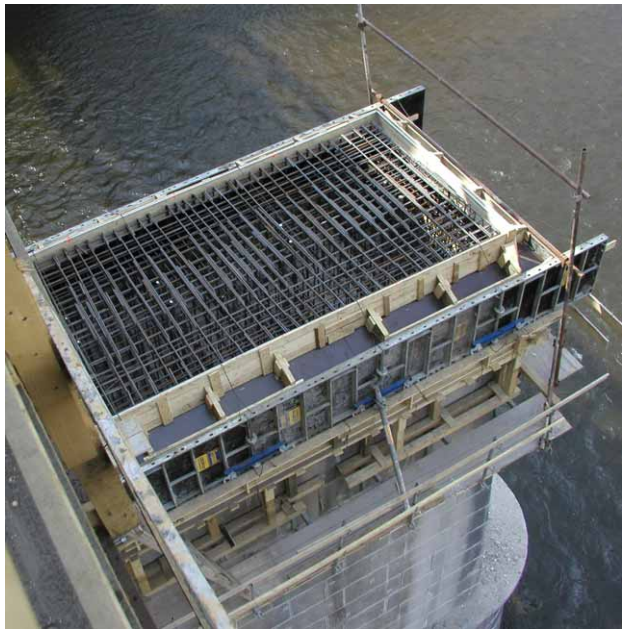
Ocelovou konstrukci zhotovila firma MCE Slaný, s.r.o., betonovou desku provedla firma SSŽ Praha a.s., OZ 09 Řevnice.

Obr. 3 Rozpracovaná ocelová konstrukce v mostárně MCE Slaný

Rekonstrukce spodní stavby

Záměrem při návrhu rekonstrukce spodní stavby bylo co nejméně změnit její vzhled. Proto byly, přes větší složitost některých detailů, zachovány boční pilastry u opěr, které byly využity též pro umístění stožárů trakčního vedení. Dále byla u nových úložných prahů zachována původní profilace jejich bočních ploch.

Obr. 4 Bourání chomutovské opěry



Obr. 5 Výztuž úložného prahu na pilíři

Převážná část spodní stavby je i nadále využita a je sanována injektáží jílocementovou směsí a hloubkovým spárováním. Původní kamenné úložné prahy na opěrách a na

pilíři byly ubourány, viz obr. 4 a 5. Byly nahrazeny novými úložnými prahy, které byly provedeny z betonu C 30/37 – XF3. Úložné bloky pod ložisky byly provedeny z materiálu SIKA Grout 314. Závěrné zdi na opěrách a horní části opěr a křídel byly rovněž ubourány a nahrazeny novými betonovými částmi. Na mostních křídlech byly zřízeny betonové žlaby pro kolejové lože. Pro tyto části byl použit beton C 25/30 – XF2.

Sanační práce provedla firma GEOING s.r.o. Jihlava, betonové části SSŽ Praha a.s., OZ 09 Řevnice.

Detaily mostu

Ložiska jsou hrncová, zhotovená firmou REISNER-WOLFF ENGINEERING GmbH, Wels, Rakousko. Pevné ložisko je na chomutovské opěře, na pilíři a na chebské opěře jsou ložiska pohyblivá. Dolní úložné desky ložisek jsou kotveny trny do úložných bloků na úložných prazích. Nerovnosti dolních pásnic byly vyrovnány vysokopevnostním tmelem Diamant MM1018.

Mostní závěry jsou vodotěsné lamelové, typu Mageba RS, vyrobené v SOK TŘEBESTOVICE s.r.o. Stejným výrobkem je kryta podélná dilatační spára.

Izolace dna žlabu kolejového lože na nosné konstrukci je z dvojitých natavovaných pásů z modifikovaného asfaltu typu Mistral C od firmy Siplast, které jsou kryté ochrannou betonovou vrstvou s výztuží ze sítí KARI. Boční části žlabu na římsách jsou opatřeny izolací z pásů Brabant.

Nosná konstrukce je opatřena nátěrovým systémem Sika 23 ČD – EG 4/5 o celkové tloušťce 310 μm. V mostárně MCE Slaný byla konstrukce opatřena základním nátěrem Friazinc R a dvojnásobným nátěrem barvou Icosit EG 1. Vrchní nátěr byl proveden na stavbě barvou Icosit EG 4 v odstínu DB 502 – tmavě modrá. Nátěrová plocha je cca 5964 m^2. Protikorozní ochranu provedla firma PROFICOLOR s.r.o. Praha.

Povrchy nových betonových prvků jsou opatřeny sjednocujícím nátěrem.

Protihluková stěna na mostě je tvořena v dolní části betonovými panely vsazenými mezi příruby nosníků HEB, horní část je z průhledného materiálu. Výška protihlukové stěny je 1,50 m nad temenem kolejnice.

Odvodnění nosné konstrukce je řešeno uzavřeným odvodňovacím systémem z nerezových trubek, voda je vypouštěna do řeky na dvou místech v každém mostním poli. Odvodnění křídel je řešeno příčnými spády povrchu do odvodňovacích žlábků, z kterých je voda vedena do boku skrze zdivo a chrliči je vypouštěna v dostatečné vzdálenosti od líce zdiva. Zhotovitelem odvodňovacího systému byla firma VAO s.r.o., Liberec.

Železniční svršek na mostě je tvaru S49 s pružným upevněním VOSSLOH na betonových pražcích typu B 91S. Kolej je bezstyková. Traťová rychlost je v místě mostu 80 km/h, pro soupravy s naklápěcí skříní pak 100 km/h.

Výstavba objektu

Jako první byla rekonstruována nosná konstrukce v koleji č. 2. Pro rekonstrukci nosné konstrukce mostu v koleji č. 1 byl použit obdobný postup s určitými úpravami.

Nejprve bylo nutno zřídit na opěrách pomocné portály z materiálu PIŽMO doplněné atypickými díly, které sloužily pro zdvihání a spouštění nosných konstrukcí a pro jejich transport v příčném směru. Pro demontáž starých konstrukcí v koleji č.2, které tvořily 2 prosté nosníky, byla použita navíc pomocná věžová konstrukce PIŽMO na pilíři, která sloužila zároveň pro dráhu příčného přesunu.

Následovalo vyjmutí starých ocelových konstrukcí, které pro ten účel měly na koncích připevněny montážní konzoly. Konstrukce byly odvezeny do žst. Klášterec nad Ohří, tam byly odstrojeny a postupně rozřezány a odvezeny do šrotu.

V takto uvolněném prostoru byla rekonstruována polovina úložných prahů a závěrných zdí na opěrách. Rovněž byly rekonstruovány horní části křídel.

Mezitím byla na montážní plošině v žst. Klášterec nad Ohří sestavena nová ocelová konstrukce. Každá z obou konstrukcí se skládala z pěti montážních dílů, přičemž montážními svary se stykovaly pásnice a diagonály. Nakonec byla ke konstrukci připevněna hrncová ložiska a konstrukce byla vyrovnána do požadované polohy. Následovala montážní prohlídka s kontrolou geometrického tvaru konstrukce, která prokázala potřebnou shodu s projektem.

Sestavená konstrukce byla příčně přesunuta na osminápravové podvozky hlubinného vozu KRUPP, které byly opatřeny točnicemi pro umožnění průjezdu obloukem mezi montážní plošinou a staveništěm a byla zavezena po koleji č. 1 nad původní most. Pak byla nová konstrukce připevněna na táhla zavěšená na portálech, zdvižena z vagonů do potřebné výšky, příčně přesunuta nad uvolněný mostní otvor a spuštěna do patřičné polohy. Na obr. 6 je zavěšení nové ocelové konstrukce na portál na chebské opěře.

Výměnu starých ocelových konstrukcí za nové provedla firma OK-BE spol. s r.o.

Následovala betonáž nové spřažené betonové desky a postupně byly zřízeny další části mostu.

Obr. 6 Zvedání nové konstrukce z přepravního podvozku

V rámci hlavní prohlídky mostu byla provedena statická zatěžovací zkouška, pro kterou byla použita dvojice parních lokomotiv řady 556 a 498.

Zhotovitelé projektu a stavby

Projekt zpracoval SUDOP PRAHA a.s, odpovědný projektant Ing. Vladimír Veselý, statika Ing. Filip Šorm, další spolupráce Karin Krasnická, Ing. Tomáš Martinek, Jaroslav Voříšek a VIN Consult spol. s r.o.

Zhotovitel stavby Elektrizace trati Kadaň – Karlovy Vary je sdružení SKANSKA ŽS a.s. Hlavní zhotovitel mostu je SSŽ Praha a.s., OZ 09 Řevnice.

Obr.7 Parní lokomotivy při zatěžovací zkoušce 1. pole mostu ve 2. koleji.

Obr. 8 Pohled na hotový most

Technologie rekonstrukce některých mostů

ve Východočeském regionu

Ing. Libor Šíp, České Dráhy, a.s.
Ing. Jan Fiala, projekční kancelář Ivan Šír
Ing. Ivan Šír
Ing. Pavel Hrdina, Chládek & Tintěra, silnice – železnice, a.s.

V roce 2005 byly realizovány ve východočeském regionu dvě rekonstrukce a jedna oprava drážních mostů. Společným jmenovatelem byla užitá technologie, kdy spodní stavby i nosné konstrukce byly navrženy železobetonové montované ze staveništních prefabrikátů.

Výměna konstrukce mostu v km 87,026 trati Chlumec nad Cidlinou - Trutnov

Stávající kamenný klenbový most převádějící železniční trať přes silnici třetí třídy dospěl na hranici své životnosti. Vzhledem k hloubkové erozi místního červeného pískovce klenby a nevyhovujícímu prostorovému uspořádání na mostě i pod ním byla po dohodě s investorem navržena výměna nosné konstrukce včetně přestavby opěr.

Stávající kamenná klenba byla snesena včetně opěr. Bylo provedeno statické zajištění kamenných základů injektáží cementovou směsí. Horní líc základů byl vyrovnán železobetonovou deskou tloušťky 300 mm spřaženou s kamenným základovým zdivem pomocí betonářské výztuže vložené do injektážích vrtů.

Obr. 1 Most před opravou

Na betonovou desku byly osazeny jednotlivé prefabrikované dílce tvořící dřík opěry, křídla, úložné prahy a římsy. Na rubové straně byly jednotlivé dílce spojovány ocelovými plotnami přivařenými k zabetonovaným deskám. Proti korozi byl styk zajištěn nátěrovým systémem SIKA doplněným vodotěsnou pásovou izolací. Dimenze ocelových prvků i svarů zajišťujících styk byla navržena s přídavkem na korozívní úbytek za 100 let. Vodotěsnost ložných i svislých spár mezi jednotlivými prefabrikáty byla zajištěna rozpínavou maltou SIKA doplněnou bentonitovými bobtnavými pásky umístěnými u lícové strany prefabrikátů.

Na úložné prahy byla osazena repasovaná vyzískaná ocelová konstrukce s přímým pojezdem. Nosná konstrukce je tvořena dvěma dvojčitými svařovanými nosníky tvaru I s vevařenými příčníky s detailem přímého upevnění a vodorovným ztužením z párů úhelníků. Konstrukce je uložena na svařovaných tangenciálních ložiscích. Na vnější nosníky jsou připojeny chodníkové konzoly z válcovaných profilů.

Stavební práce byly provedeny během dvanáctidenní nepřetržité výluky. Pečlivá příprava a čas vložený do výroby prefabrikátů se během této doby několikanásobně vrátily v podobě bezproblémové montáže prefabrikátů a osazení nosné konstrukce. Bez prefabrikace by délku výluky nebylo možné dodržet.

Obr. 2 Most po opravě

Rekonstrukce mostu v km 8,176 trati Pardubice – Hradec Králové

Stávající havarovaný most s kamennými opěrami a ocelovou nýtovanou nosnou konstrukcí byl již několik let v havarijním stavu. Poslední rok před rekonstrukcí byly opěry zajištěny proti vodorovným deformacím. Bylo vypracováno několik variant odstranění havarijního stavu a na základě rozboru jejich technicko ekonomických parametrů bylo rozhodnuto o nahrazení stávajícího objektu novým železobetonovým.

Nosná konstrukce byla snesena, spodní stavba včetně kamenných základů zbourána.

S ohledem na průtočný profil vyhovující Q100 byla světlost nového mostního otvoru zvětšena o 1 m. Uspořádání mostu bylo navrženo s otevřeným průběžným kolejovým ložem.

Každá opěra byla složena ze tří deskových prefabrikátů. Základní díl tvořila základová deska monoliticky spojená s dříkem ukončeným ozubem pro vložení nosné konstrukce.

Základní díl byl doplněn dvěma křídly tvaru L, které po symetrickém osazení na základovou desku vytvořily krabicovou konstrukci opěry. Křídlové prefabrikáty byly vybetonovány včetně říms. Spojení všech dílů bylo provedeno ocelovými deskami přivařenými ke kotevním deskám zabetonovaným v jednotlivých dílech. Proti korozi byly styky zajištěny nátěrovým systémem SIKA doplněným natavenou vodotěsnou pásovou izolací. Dimenze ocelových prvků i svarů zajišťujících styk byla navržena s přídavkem na korozívní úbytek za 100 let. Ložné i svislé spáry byly vyplněny rozpínavou maltou Sikagrout, svislá spára mezi dříkem a křídly byla doplněna injektážními hadičkami pro vyplnění bobtnavou bentonitovou směsí.

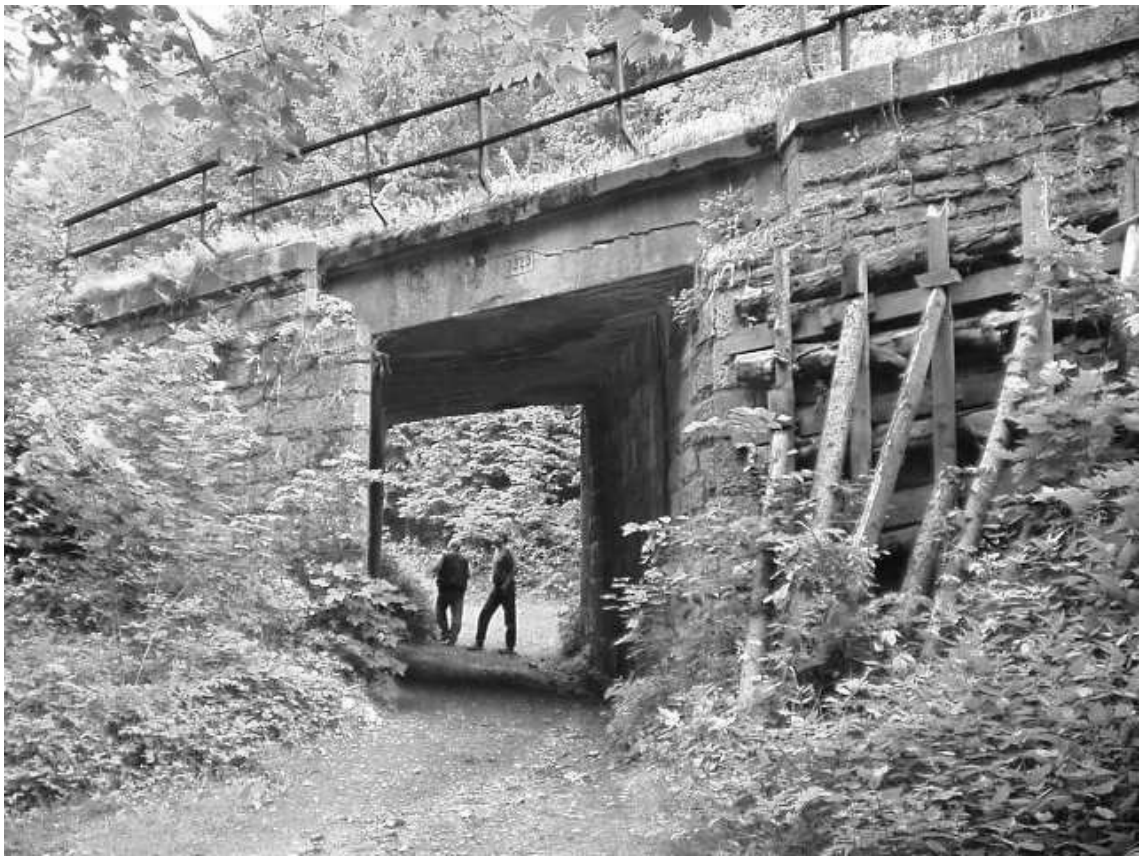
Obr. 3 Výroba prefabrikátů

Na vybudované opěry byla do ozubů v horních lících dříků osazena nosná konstrukce. Nosná konstrukce byla železobetonová trámová s koncovými příčníky. Byla betonována v kuse na místě a na opěry vložena kolovým jeřábem. Celková hmotnost nosné konstrukce byla 50 t.

Most byl vybudován během desetidenní nepřetržité výluky.

Rekonstrukce mostu v km 40,029 trati Jaroměř - Trutnov

Stávající konstrukci tvořila deska ze zabetonovaných nosníků šikmostí 45^{o} uložená na kamenných opěrách ukončených železobetonovými úložnými prahy. Křídla byla rovnoběžná kamenná. Nejvýraznějšími poruchami byly trhliny a deformace křídel (dvě delší křídla byla zapažena) a trhliny v nosné konstrukci způsobené průsaky vody a korozí ocelových nosníků. Stávající stav nebyl původní, do roku 1925 byla nosná konstrukce ocelová nýtovaná. V rámci vypracování přípravné dokumentace bylo prověřeno několik variant a k dopracování vybrána varianta se statickým zajištěním stávající kamenné spodní stavby, vybudováním nových šikmých křídel a osazením nové železobetonové nosné konstrukce.

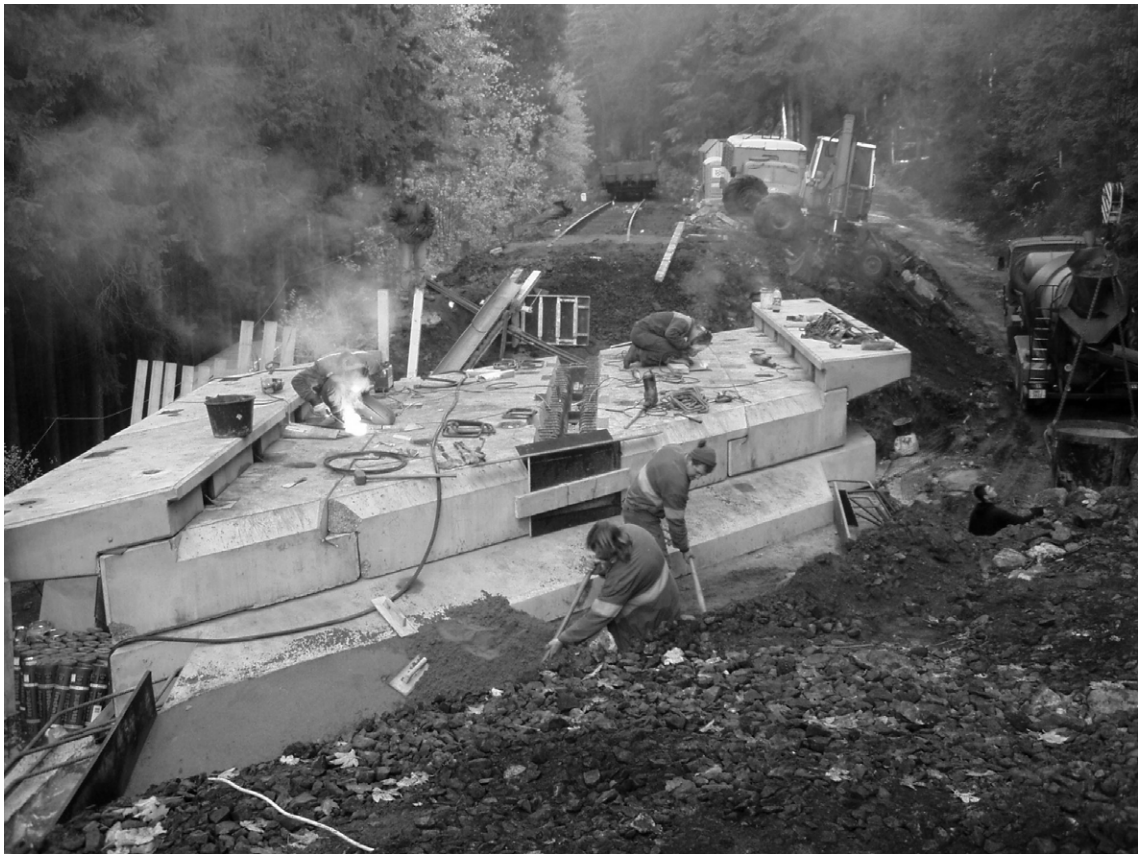


Obr. 4 Most před rekonstrukcí

Dožilá nosná konstrukce ze zabetonovaných nosníků byla snesena, stávající úložné prahy ubourány po spodní líc nových úložných prahů a kamenné opěry staticky zajištěny pevnostní cementovou injektáží. Na horní líce dříků opěr byly osazeny a ukotveny (vlepením výztuže do vyvrtaných otvorů) prefabrikované železobetonové úložné prahy s drážkou pro ozuby nosné konstrukce. Nosnou konstrukci tvořily s ohledem na termí-

ny výstavby železobetonové prefabrikované dílce doplněné železobetonovými monolitickými římsami. S ohledem na pozdní roční období realizace byla konstrukce v rámci dokumentace zhotovitele stavby přepracována na kompletně prefabrikovanou. Hmotnost jednotlivých dílců byla z důvodu dosahu jeřábu omezena na 13 t. Z tohoto požadavku vyplynul příčný profil nosné konstrukce složené ze čtyř podélných prvků, které byly po osazení na úložné prahy zmonolitněny. Římsy nosné konstrukce byly železobetonové prefabrikované, osazené na ozuby a ukotvené přivařenými příložkami z ocelových ploten. Římsy na opěrách byly železobetonové monolitické. Křídla byla z rovnoběžných kamenných přestavěna na šikmá tížná železobetonová monolitická.

Spára mezi dvěma středními prefabrikovanými dílci nosné konstrukce byla v příčném směru zajištěna ohybově i smykově napojením výztuže a zmonolitněna. Roznos smykového zatížení do krajních dílců byl realizován pomocí ozubů. Tento model byl prověřen statickým výpočtem.



Obr. 5 Pohled na montovanou nosnou konstrukci

Závěr

Prefabrikace ve všech případech umožnila dodržení napjatých termínů výstavby.

U všech třech výše uvedených akcí byly betonové dílce vyrobeny zhotovitelem stavby jako atypické staveništní prefabrikáty, což umožnilo pro každou stavbu navrhnout staticky, výrobně i montážně optimální dělení.

V kombinaci s moderními prostředky pro antikorozní a hydroizolační ochranu styků, pracovních a montážních spár je prefabrikace v odůvodněných případech plnohodnotnou alternativou monolitických konstrukcí.

Podrobné prohlídky drážních mostů

Ing. Miroslav Teichman, Libor Novotný
České dráhy, akciová společnost, Technická ústředna Českých drah

Podrobné prohlídky železničních mostů a jejich výstupy jsou nezbytným podkladem pro činnost správce. Na základě výstupů z podrobných prohlídek rozhoduje správce o bezpečnosti provozu, o provozních parametrech na mostě a o plánování stavebních počinů případně reklamací. Provádění podrobných prohlídek mostů zajišťuje subjekt zodpovědný za provozuschopnost dopravní cesty. Podrobné prohlídky provádí specializované mostní čety soustředěné u Technické ústředny Českých drah (TÚČD). Povinnost provádět podrobné prohlídky ukládá vyhláška MD 177/95 Sb..

Úvod

Podle Vyhlášky MD 177/1995 Sb., kterou se vydává stavební technický řád drah se pro zajištění provozuschopnosti dráhy a bezpečnosti drážní dopravy provádějí pravidelné prohlídky a měření staveb drah. V případě mostních objektů se jedná o běžné a podrobné prohlídky (§ 26 h, i). Provádění podrobných prohlídek mostních objektů ve správě ČD, a.s. upravuje předpis S 5 „Správa mostních objektů“. Podrobné prohlídky mostních objektů se provádí 1 x za 3 roky.

V průběhu roku 2005 proběhly organizační změny v provádění podrobných prohlídek drážních mostů u Českých drah a.s. V současnosti jsou všechny kapacity pro provádění podrobných prohlídek – mostní revizní čety soustředěny ve specializovaném středisku mostní a pozemní stavby u TÚČD. Tímto krokem je zajištěn jednotný výkon podrobných prohlídek v celé železniční síti nezávislý na přímém správci, dodavatelích ani projekčních či konzultačních firmách.

V minulém příspěvku (Konference Železniční mosty a tunely 10. ročník) byly popisovány typické závady, které se vyskytují na mostních konstrukcích a spodních stavbách drážních mostů (Diagnostika železničních mostů – aktuální výstupy z podrobných prohlídek – Ing. Miroslav Teichman, Jiří Havelka, ČD a.s., Technická ústředna dopravní cesty). V roce 2005 lze konstatovat, že nejčastější závady jsou téměř stejné jako byly uvedeny v minulém příspěvku, pouze napadení mostnic hnilobnou houbou se vyskytuje častěji. V dnešním příspěvku proto nebudou popisovány typické závady, ale zaměříme se na speciální diagnostické práce, které jsou součástí podrobných prohlídek některých mostů s pilíři ve vodní hladině a na výsledky podrobných prohlídek „koridorových“ mostů.

Podrobné prohlídky pilířů a základů pod vodní hladinou

Některé drážní mosty převádějí železniční trať přes velké řeky, kde pilíř nebo několik pilířů je situováno v řece. Protože podrobnou prohlídkou je nutno prohlédnout všechny části mostního objektu, provedli jsme v poslední době u třech mostů prohlídku podvodních částí pilířů. Podrobnou prohlídku pilířů pod vodní hladinou provádí profesionální potápěči a inženýr statik se znalosti zakládání (pracovník TÚČD). Při podrobné prohlídce potápěči průběžně informují přítomného statika a následně zpracují výsledky svých zjištění. Výsledkem prohlídky je příloha k podrobné prohlídce mostního objektu, kterou zpracovává inženýr statik po shrnutí všech zjištění.

Prohlídka mostu přes Vltavu – „Chvatěrubský“ (TÚ: 0821 Kralupy n./Vltavou – Neratovice; km: 1,508) (obr.1)
Most byl postaven v roce 1963 . Prohlídce byly podrobeny pilíře č.2 a 3, které podporují spojitou OK. Vlastní prohlídkou byly zjištěny rozměry jednotlivých částí pilířů, nánosy větví, kmenů a lokální odplavení kamenného záhozu.

obr.1 TÚ: 0821 Kralupy n./Vltavou – Neratovice; km: 1,508

Prohlídka mostu přes Vltavu „Negreliho viadukt“ (TÚ: 0801 Praha Masarykovo nádr. – Děčín hl. n. ; km 411,594) (obr.2)

Most byl postaven v roce 1849. Prohlídce byly podrobeny 4 pilíře kleneb 14 – 19. Vlastní prohlídkou byly zjištěny rozměry jednotlivých částí pilířů, vydrolení spár a odplavení části kamenného záhozu.

obr.2 TÚ: 0801 Praha Masarykovo nádr. – Děčín hl. n. ; km 411,594

Prohlídka mostu přes Vltavu – „Holešovický přes Vltavu“ (TÚ: 0791 Praha Libeň – Praha Holešovice; km: 3,346) (obr. 3)

Most byl postaven v roce 1968. Prohlídce byly podrobeny pilíře č. 2 a 3, které podporují předpjatou nosnou konstrukci. Vlastní prohlídkou bylo kromě rozměrů zjištěno u pilíře č. 2 pět kaveren o průměru 20 – 30 cm a hloubce až 50 cm s obnaženou výztuží. Část výztuže nebyla funkční. Výše uvedené závady v současné době neohrožují stabilitu pilíře, ale v případě rozvoje by mohly být limitní závadou na konstrukci. Proto navrhujeme provádět prohlídky pilíře č. 2 v pravidelných intervalech a především po větší povodni. V případě výrazného zhoršení výše uvedené závady (kaverny), by bylo nutné provést sanaci.

obr.3 TÚ: 0791 Praha Libeň – Praha Holešovice; km: 3,346

<u>Podrobné prohlídky některých koridorových mostů (TÚ:2002 Brno hlavní nádraží – Česká Třebová)</u>

V roce 2005 byly provedeny podrobné prohlídky mostů, které byly na konci 90 let postaveny, rekonstruovány nebo opraveny v rámci stavby II. koridoru. Převážná většina mostních objektů je hodnocena stupněm 1/1 – stav dobrý, přesto se zde vyskytují závady. Žádná ze závad nemá vliv na dopravní parametry, ale má vliv na životnost mostního objektu.

Některé mostní objekty, které byly pouze opraveny vykazují tyto závady:

- průsak vody a výluhy spodní stavbou
- průsaky vody a výluhy nosné konstrukce
- trhliny při spojování staré konstrukce s novou

Některé mostní objekty, které byly komplexně rekonstruovány vykazují tyto závady:

- trhliny v římsách či nosné konstrukci (obr. 4)
- trhliny v opěrách (obr. 5)

Pravděpodobné příčiny těchto závad jsou v nedostatečně provedené izolaci (především u opravovaných objektů) a nerespektování objemových změn betonu a navržení či provedení pracovních a dilatačních spár.

obr.4 trhlina v římse

obr.5 trhlina mezi opěrou a spodní stavbou

Závěr

Závady zjištěné na mostech při podrobných prohlídkách prováděných v roce 2005 pracovníky TÚČD byly podobného charakteru jako v roce 2004. Kromě standardních prohlídek byly provedeny i podrobné prohlídky pilířů a základů pod vodní hladinou, které odhalily závady nezjistitelné pravidelnou podrobnou prohlídkou. Při podrobných prohlídkách „koridorových“ mostů byly zjištěny závady, které nejsou závažné pro stávající dopravní parametry. Tyto závady však ovlivňují životnost mostů a kladou vyšší požadavky na vlastní správu (provádění údržby a oprav v dřívějším období).

Podklady:

Podrobné prohlídky mostů provedené pracovníky TÚČD

VÝSTAVBA ŽELEZNIČNEJ ESTAKÁDY NA ŠENKVICKEJ PRELOŽKE – BETÓNOVÝ VARIANT

Ing. Rudolf Rakovský, DOPRASTAV a.s. Drieňová 27, Bratislava, Slovenská republika

Anotácia : Návrh a výstavba predpätej železobetónovej estakády na Šenkvickej preložke budovanej v rámci modernizácie pre traťovú rýchlosť 160 km/hod. Estakáda je tvorená dvomi rovnobežnými mostami z 20 prostých polí dĺžky 36,80m.

1. ÚVOD

Nová železničná estakáda sa realizuje na Šenkvickej preložke v rámci modernizácie trate Bratislava Rača – Trnava pre traťovú rýchlosť 160 km/h. Je vedená ponad poľnú cestu a poľnohospodársky obrábané polia. Dôvodom pre výstavbu estakády boli nepriaznivé pomery podložia pre budovanie vyšších násypov ako 8,0m. Dodávateľom stavby je DOPRASTAV a.s. Bratislava. Investorom stavby sú Železnice Slovenskej republiky GR Bratislava.

Tendrový návrh estakády spracovaný Prodexom s.r.o. Bratislava tvorili oceľové nosníky spriahnuté monolitickou železobetónovou doskou. Na základe spracovaných rešerší o použití predpätých betónových konštrukcií pre železničné mosty vo svete ponúkol Doprastav a.s. Bratislava riešenie estakády v troch alternatívach:

1. ako celobetónovej predpätej dvojkomôrkovej konštrukcie, pri zachovaní statického systému prostých polí
2. ako celobetónovej predpätej konštrukcie tvaru dvojitého T s voľne vedenými predpínacími káblami, pri zachovaní statického systému prostých polí
3. ako celobetónovej predpätej konštrukcie tvaru dvojitého T s voľne vedenými predpínacími káblami ako spojitý monolitický nosník.

Vzhľadom na zlé základové pomery bola vybraná alternatíva prostých polí, ktoré nie sú citlivé na rozdielne sadanie podpier a to komôrková alternatíva č.1. Nový návrh mosta, ktorý sa realizuje v Šenkviciach ovplyvnili dva základné motívy :

- Využiť surovinovú základňu Slovenska a nahradiť oceľovú spriahnutú konštrukciu čisto betónovým variantom.
- Výrazne znížiť prevádzkové náklady. OK by v priebehu svojej životnosti minimálne dva krát potrebovala obnoviť ochranný náter proti korózii, čo predstavuje v cenovej úrovni roku 2001 (doba tendra) 88 mil. Sk. Celkove 176 mil. Sk.

V snahe zachovať celkový koncept návrhu podľa tendrovej dokumentácie a využiť spomínané dve strategické výhody betónovej konštrukcie Doprastav a.s. navrhol most z predpätého betónu, ktorý má rovnaké rozpätia a aj vonkajší obrys – výšku prierezu ako tendrový návrh. Tvar betónovej vane pre koľajové lôžko je identický. Tento návrh bol predložený klientovi – investorovi a ŽSR súhlasili s predloženým návrhom, ale pre súhlas si vyhradili nasledovné podmienky :

1. Celkový investičný náklad nesmie byť prekročený
2. Doprastav zabezpečí súhlasné expertné stanovisko 3 vysokých škôl (ČVUT v Prahe, TU v Žiline, STU v Bratislave)
3. Doprastav zabezpečí monitoring v priebehu výstavby a doplní návrh o možnosť zvýšenia predpätia v budúcnosti použitím dodatočného predpätia.
4. Ložiská budú navrhnuté tak, že bude zabezpečená ich výmena v prípade potreby – napríklad pri výškovej rektifikácii.

Všetky tieto podmienky boli dôsledne splnené.

2. OPIS REALIZOVANÉHO NÁVRHU

Realizačný projekt estakády bol v zmysle doplňujúcich požiadaviek ŽSR spracovaný na Odbore realizačnej dokumentácie Doprastavu a.s. Spodná stavba sa prispôsobila architektonickému návrhu v tendrovej dokumentácii.

Je zachovaný statický systém t.j. ide o proste uložené nosníky staticky určité, ktoré nie sú citlivé na nerovnomerné sadanie. V priečnom reze sú navrhnuté dva samostatné komorové priečne rezy tuhé na krútenie a sú pozdĺžne predpäté. Tvar spodnej stavby zostal bez zmeny oproti tendrovej dokumentácii, len niektoré dimenzie boli upravené vzhľadom na väčšiu tiaž betónovej konštrukcie.

Zakladanie je hlbinné na pilótach, ale širokopriemerové betónové pilóty navrhnuté v tendrovom projekte boli nahradené mikropilótami. Zvislé sadanie jednotlivých podpier v závislosti na zaťažení bolo sledované meraním v rámci samostatného monitorovacieho programu.

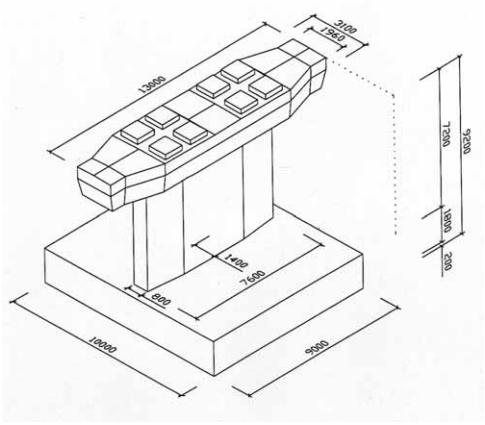
2.1 ZAKLADANIE

Založenie estakády bolo realizované v otvorených svahových jamách na mikropilótach ø159 mm s výstužnou manžetovou oceľovou trubkou ø76/10 mm z ocele 11 523 dĺžky 9,0 až 12, m v rastri cca 1,0 x 1,0 m. Počet a dĺžky mikropilót boli pre každý pilier navrhnuté individuálne na základe geologických sond pod každým pilierom. Na každom základe sa uskutočnila zaťažovacia skúška na skúšobnej pilóte a výsledky skúšky sa zohľadnili v množstve a dĺžke pilot na jednotlivých základoch. Zhotovovanie mikropilót a ich únosnosť sledoval prizvaný odborník na zakladanie – MIMA Matis Geo Bratislava a až na základe jeho súhlasu sa po zaťažovacej skúške realizovali ďalšie pilóty pre každú podperu.

Na pilóty sa vybetónovala železobetónová doska z betónu B330 (C25/30) hrúbky 1,80 m vystužená bet. výstužou 10 505/R/. Pôdorysné rozmery má rôzne podľa potreby množstva pilót a sú 9,0x9,0 alebo 9,0x10,0m. Základový pás opôr hrúbky 1,80 m má pôdorysné rozmery 7,0x14,0 m a je tiež položený na mikropilótach.

2.1 SPODNÁ STAVBA

Spodná stavba je tvorená podperami so železobetónovými stenami 1,40x7,60 m so zúžením na bokoch na 1,0 m. Výška stien je premenná 2,60 – 5,00 m. Pokračovaním steny je úložný prah výšky 1,80 m a široký 3,10 m s náliatkami pre uloženie ložísk a konzolami pre osadenie trolejových stožiarov. Celé piliere sú z betónu B330 (C25/30) a náliatky z B500 (C35/45) a sú vystužené bet. výstužou 10 505/R/ (Obr.1). Hladká pohľadová plocha sa dosiahla debniacou fóliou. Opory sú tiež železobetónové s rovnobežnými krídlami.



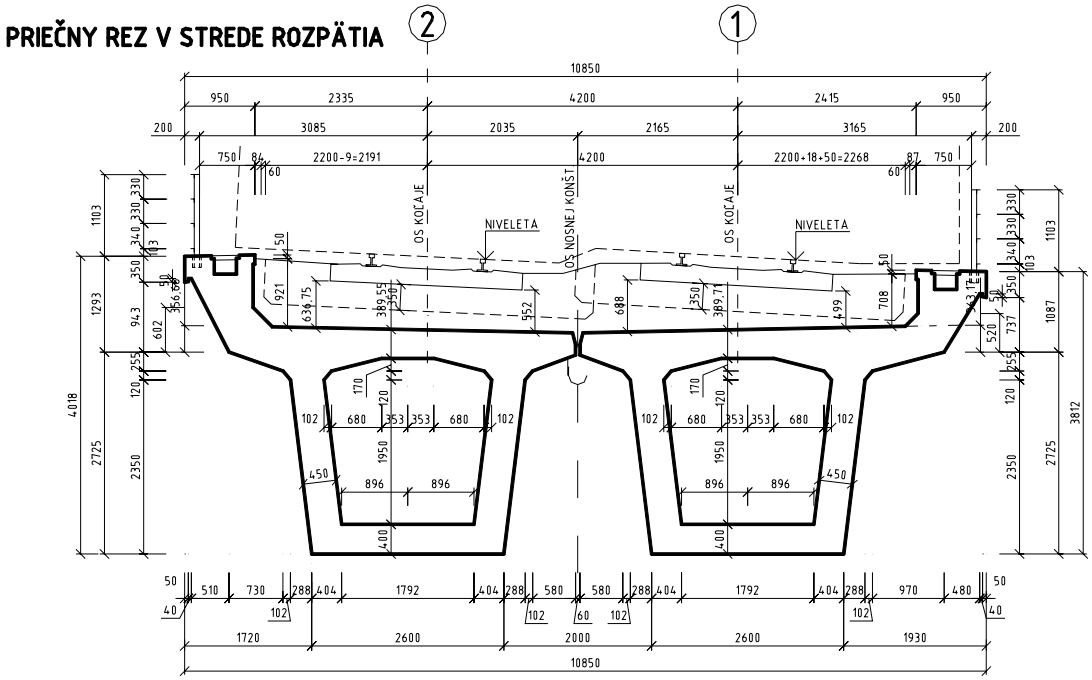
Obr. 1 Tvar piliera

2.2 NOSNÁ KONŠTRUKCIA

Železničná estakáda pozostáva z 20 prostých polí s rozpätiami 35,15 m, samostatne pre každú koľaj. Nosná konštrukcia je navrhnutá ako monolitický dodatočne predpätý nosník komôrkového prierezu s vnútornými nábehmi a s priebežným koľajovým lôžkom z betónu B 500 (C35/45) vystužený oceľou 10 505 (R). Výška nosníka (bez ríms) je 3,09 m, hrúbka stien je 0,45 m a hrúbka spodnej dosky je 0,40 m (Obr.2). Steny pri uložení menia na dĺžke 6,0 m hrúbku z 0,45 m na 0,80 m. Nad uložením je 1,50m hrubý priečnik s priechodným otvorom 2,07 x 0,90 m. Do nosníkov sú na každej strane

votknuté rímsy z betónu B 500 vystužené oceľou 10 505 (R), čím sa vytvorí žľab pre železničný zvršok. Súčasťou rímsovej časti nosnej konštrukcie je obojstranný žľab rozmerov 300 x 200 mm pre kábelové vedenia.

Celková dĺžka nosnej konštrukcie je 20 x 36,8 = 736,00 m a šírka 10,85 m.



Obr. 2 Priečny rez

Nosná konštrukcia je dimenzovaná pre náhodilé krátkodobé zaťaženie vlakom T podľa STN 73 6203 a v zmysle Zmeny b) STN 73 6203 čl. 21 aj na účinky Špeciálnej zaťažovacej schémy (SZS) podľa STN 76 6203 a EC 1. Na základe požiadavky ŽSR bola estakáda prepočítaná aj na zaťaženie vlakom Pendolíno pre rýchlosť 220 km/h podľa prEN 1991-2 EUROCODE 1 – Actions on structures ako typ 4 Vysokorýchlostný osobný vlak – Annex D.

Predpätie nosnej konštrukcie je navrhnuté z 8 káblov zložených z 13-tich lán ∅Ls 15,5/1800 MPa, ktoré sa napnú predpínacím zariadením na 1340 MPa. Káble sú vedené v krepovaných rúrkach DN 80. Kotvenie predpínacích káblov je uvažované dvojstupňovými kotvami PROJSTAR .

V zmysle požiadavky ŽSR sú na nosnej konštrukcii osadené kotevné bloky a deviátory pre dva dodatočne vedené káble, ktorými bude možné v budúcnosti zvýšiť tlakovú rezervu v spodných vláknach komôrky na –2,30 MPa.

2.3 VYBAVENIE MOSTA

Izolácia koľajového žlabu je navrhnutá ako stierková a bola odsúhlasená izolácia Icosit Elastmatic TF.

Ložiská sú navrhnuté hrncové pre požadovanú únosnosť max . 6000 kN. Každý nosník je uložený na 4 ložiskách. Celkove bolo potrebných 160 ložísk a použili sa ložiská s kapacitou 7,5 MN vyrábané Doprastavom a.s.

Odvodnenie nosnej konštrukcie pozostáva z priečneho sklonu horného povrchu mostovkovej dosky, ktorým sa voda dostáva do pozdĺžnej odvodňovacej škáry. Okraje dosky sú chránené medenými plechmi, ktoré usmerňujú vodu. V úseku nad piliermi je voda usmernená do žľabu a vyústená mimo piliera. Škára je prekrytá železobetónovými prefabrikovanými doskami s otvormi pre pretekanie vody do škáry.

Priečna dilatačná škára je prekrytá oceľovým plechom hrúbky 14 mm, ktorý je na strane pevného ložiska privarený k zabetónovanému uholníku.

Zábradlie je v celej dĺžke na základe odporučenia architekta štvormadlové, tvorené uholníkmi 70x70x6 mm, pevnostná trieda 37. Ukoľajnenie oceľového zábradlia je priame – zostavenie S 90-26-1 podľa vzorovej dokumentácie trakčného vedenia zostavy S-25 kV/50Hz. Protikoróznu ochranu pre zábradlie tvorí náterový systém na báze polyuretánov.

Trakčný trubkový stožiar TS 245 je umiestnený na úložnom prahu po oboch stranách každého piliera . Na pilieroch č. 10 a 12 budú umiestnené trubkové trakčné stožiare 2 x TS 245.

Prechodové dosky dĺžky 15,0 m sú situované na začiatku a konci mosta na zabezpečenie plynulého prechodu z tuhej nosnej konštrukcie mosta na mäkkší násyp. Sú široké 4,190 m a sú pod každou koľajou.

Vstupy do nosnej konštrukcie sú zabezpečené oceľovými dverami na oboch oporách a otvormi v spodnej doske v každom 3.-4. poli prekrytými oceľovými mrežami. Celý most je priechodný a bude mať vnútorné osvetlenie s napojením na prenosnú elektrocentrálu.

3. POSTUP A TECHNOLÓGIA VÝSTAVBY

Výstavba sa zahájila roku 2003 odhumusovaním územia a zriadením spevnených prístupových plôch. Pre zabezpečenie prístupu stavebných mechanizmov na stavenisko je v celej dĺžke estakády zriadený manipulačný pruh šírky 20 m s napojením na prístupovú cestu. Vplyvom povrchovej vody však dochádza k výrazným zmenám v konzistencii povrchovej zeminy – mení sa na mäkkú a preto bola plocha medzi piliermi pod estakádou pre podporovacie lešenie spevnená štrkopieskom a Tensarmi SS 30.

Zakladanie opôr a podpier na mikropilótach realizovala firma Geostatik Žilina v otvorených stavebných jamách. Zaťažovacie skúšky pilót zabezpečovala firma VUIS – Zakladanie stavieb s.r.o. a celkovú kontrolu zakladania a povolovacie posudky k realizácii mikropilót pod jednotlivými piliermi dávala firma MIMA Matys GEO zastúpená Prof. Ing. M. Matysom PhD.

Pre zabezpečenie dostatočnej rýchlosti výstavby dodávateľ stavby Doprastav a.s. sa rozhodol pre zriadenie dvoch prúdov výstavby od piliera č. 10 na obe strany, čomu bol prispôsobený aj postup výstavby. Prvý úsek realizoval závod Mlynské Nivy Bratislava a druhý úsek závod Žilina. Postup výstavby bol navrhnutý tak, aby bol dostatočný časový priestor pre čiastočnú konsolidáciu pod spodnou stavbou.

Spodná stavba bola realizovaná tradičným spôsobom výstavby železobetónových konštrukcií do debnenia. Samostatne sa betónoval základ, potom stenová časť a na koniec úložný prah, na ktorom sa dodatočne vybetónovali náliatky pod ložiská. Do náliatkov na úložných prahoch sa zakotvili hrncové ložiská, ktoré sú navrhnuté tak, aby ich bolo možné v prípade potreby podložiť alebo vymeniť. Pohľadové plochy spodnej stavby boli zabezpečené použitím formovacej fólie Zemdrain.

Nosná konštrukcia sa realizovala ako monolitická na podporovacom lešení z PIŽMA a horizontálne uložených valcovaných profiloch I 50. Na lešenie sa uložilo vonkajšie debnenie nosníkov z dielcov PERI. Pohľadová plocha na obvode nosnej konštrukcie bola vytvorená z horizontálne kladených hoblovaných dosiek.

Celý priečny rez nosnej konštrukcie bol pre každý nosník realizovaný v 3 etapách. V prvej etape boli vyarmované a vybetónované spodná doska, bočné steny, kotevné bloky a deviátory pre rezervné káble - 12 dní. V druhej etape za 8 dní bola vyarmovaná a vybetónovaná horná doska komôrkových prierezov.

Po dosiahnutí potrebnej pevnosti betónu bol komôrkový prierez po cca 4 dňoch predopnutý. Jedno pole, t.j. 2 rovnobežné nosníky boli zrealizované za cca 24 dní. Pre napínanie káblov bola použitá predpínacia pištol fy. Paul 2600 kN. Jedným káblom sa do konštrukcie vniesla sila 2,6 MN (260 t) čo pri 8 kábloch robí 2080 t.

V tretej etape boli dodatočne rímsovými vozíkmi vybetónované monolitické rímsy, čím sa vytvorila vaňa pre položenie koľajového lôžka.

Po dokončení nosnej konštrukcie sa osadili dilatačné závery, okapové medené plechy a položila sa izolácia hornej vane nosnej konštrukcie. Izolácia Icosit Elastmatic TF hr. 3 mm bola kladená na povrch zapenetrovaný 2 x Sikafloorom 156. Ako medzivrstva bol použitý posyp kremičitým pieskom. Osadili sa zábradlia a trakčné stožiare.

Do takto pripravenej vane sa položilo koľajové lôžko s koľajami. Upravili sa svahové kužele pri oporách s prístupovými schodami a most bol pripravený na zaťažovaciu skúšku, ktorá bola realizovaná v termíne 05.2005 Technickým a skúšobným ústavom stavebným, n.o. Bratislava. Na zaťaženie boli použité dve súpravy tvorené železničným žeriavom EDK 750 s ochranným vozňom s protizávažím a lokomotívou 771.

Na základe dobrých výsledkov zaťažovacej skúšky bola estakáda v júni 2005 daná do predčasného užívania.

4. KONTROLNÉ MERANIA

Pretože sa jedná o stavbu v pomerne zložitých základových pomeroch a navyše betónovú predpätú konštrukciu, ktorá na železnici na Slovensku dosiaľ bola pomerne málo využívaná, investor stavby požadoval priebežné sledovanie stavby po dobu 5 rokov od odovzdania. Cielom sledovania má byť sadanie jednotlivých pilierov a napätosť v betónovom priereze. Všetky doterajšie merania sú v rámci predpokladaných hodnôt.

5. ZÁVER

Stavba estakády je v súčasnosti už dokončená a sme presvedčení, že uvedená estakáda svojimi užívateľskými vlastnosťami dokáže opodstatnenosť a výhodnosť navrhovania betónových predpätých konštrukcií aj pre železničné mosty.

Nové podchody na I. a II. železničním koridoru v obvodu SDC Brno

Ing. Blanka Karbanová, SŽDC, s.o.
Ing. Jan Svoboda, ČD, a.s.

Tento příspěvek není zaměřen na prezentaci úspěšně zbudovaného díla či dokonalého výrobku. Dokumentuje především to, že použití izolačních a sanačních materiálů s vynikajícími vlastnostmi mnohdy nevede k žádoucím výsledkům, pokud nejsou dořešeny všechny detaily, technologické postupy (včetně jejich dodržování). Současně je příkladem toho, že některé aplikační firmy nemají dostatek zkušeností a nevyužívají možnosti technického poradenství zastoupených garantujících firem (např. v případech pochybností při návrhu detailů v Technologickém předpisu, při aplikaci SVI, při návrhu a provádění sanačních prací atp.).

1 Úvod

V první polovině devadesátých let minulého století byla zahájena přestavba vybraných železničních tratí sítě ČD, které odpovídají současným nárokům železniční dopravy (optimalizace, modernizace atd.). Jednalo se o tzv. koridorové tratě a na území ČR byly stanoveny čtyři trasy těchto tratí.

Obvodem SDC Brno prochází značná část trasy prvního koridoru a úsek druhého koridoru. Stavební činnost v našem obvodu byly zahájeny nejdříve **na prvním koridoru** ve dvou úsecích:

- Břeclav - Brno
- Brno – Svitavy (probíhaly v letech 1996 až 2000).

Koncem roku 2005 probíhaly stavební práce na optimalizaci posledního úseku první koridorové tratě v obvodu Správy dopravní cesty Brno:

- St. hranice Slovenská republika – Břeclav, (stavba bude dokončena v letošním roce).

Na druhém koridoru se přestavba tratě uskutečnila na úseku Břeclav - Nedakonice v letech 1998 až 2000.

Celkem bylo při modernizaci a optimalizaci těchto úseků vybudováno 16 nových podchodů pro cestující v tomto členění:

I. koridor

- úsek st. hranice SR - Břeclav 1 podchod
- úsek Břeclav - Brno 8 podchodů
- úsek Brno - Svitavy 2 podchody

II. koridor

úsek Břeclav - Nedakonice 5 podchodů

Po předání podchodů do užívání byly na pěti objektech zjištěny závady, vždy se jednalo o průsaky vody. U dvou podchodů (v žst. Blansko a Hodonín) byly závady v rámci reklamačního řízení v podstatě odstraněny a v současné době jsou ve vyhovujícím stavu. Na zbývajících objektech (v žst. Podivín, Zaječí a Šakvice) se průsaky přes značný rozsah sanačních prací v rámci opakovaných reklamačních řízení odstranit nepodařilo. Dovolujeme si Vás proto s tímto problémem seznámit poněkud podrobněji.

Podchody se nachází na trase prvního koridoru na úseku Břeclav - Brno v železničních stanicích Podivín (km 94,153), Zaječí (km 102,177), Šakvice (km 108,253) a mají několik společných jmenovatelů:

- jsou založeny pod hladinou spodní vody,
- mají obdobné konstrukční řešení,
- v současné době vykazují obdobné poruchy vodotěsné izolace,
- byly na nich provedeny prozatím neúspěšné sanace.

2 Konstrukční řešení

Konstrukci vlastního tubusu podchodu tvoří železobetonový monolitický rám, konstrukci přilehlých schodišťových ramen tvoří monolitický polorám tvaru „U“. Objekt podchodu v žst. Podivín byl vybudován ve více etapách, v žst. Zaječí a Šakvice v jedné etapě. Mostní objekty byly budovány ve stavební jámě zapažené železobetonovými stěnami. Dilatační spáry jsou provedeny ve vlastním tubusu podchodu a na styku rámu podchodu a polorámu schodišťových ramp. Objekty jsou opatřeny výtahy pro bezbariérový přístup na nástupiště. Vnitřní pochozí část podchodu je střechovitě vyspádována k odvodňovacím kanálkům, které ústí do sběrné šachtice. V projektu bylo počítáno s případným odvodněním sběrné šachtice pomocí přenosného čerpadla.

3 Závady zjištěné v záruční době

Po předání objektů se objevily průsaky vody v místě dilatačních spár, mokrá místa na podlaze a schodištích a také na stěnách tubusu i schodiště. Kapacita sběrných šachtic je vzhledem k množství prosakující vody nedostatečná a vodu je třeba, někdy i několikrát do měsíce, odčerpávat. V zimních měsících se voda na podlaze, schodištích a stěnách při nízkých teplotách mění v ledové plotny či rampouchy. Tím je přímo ohrožena bezpečnost cestujících a proto je v těchto případech nutno zřizovat náhradní podlahu v tubusu i na části schodišť. V důsledku průsaků vody do výtahových šachet bývají výtahy odstavovány z provozu.

Obr.1

4 Pravděpodobné příčiny poruch

K prvnímu pochybení došlo zřejmě již v projektu. Zhotovitel projektové dokumentace navrhl mezi rubem tubusu a pažící stěnou malou vzdálenost pro realizaci vodotěsné izolace rubu rámu. Na tuto chybu upozorňoval při projednávání projektové dokumentace zástupce Správy dopravní cesty, Správy mostů a tunelů. Jeho připomínka však nebyla v projektu stavby akceptována. Na tuto malou vzdálenost bylo poukazováno i při zpracovávání dokumentace zhotovitele, přesto ani zde nedošlo ke změně.

Při vlastní realizaci se potvrdilo, že nelze ve stísněném prostoru provést vodotěsnou izolaci na rub konstrukce. Zhotovitel stavebního objektu proto změnil rubovou izolaci na izolaci do „vany“ (tvořena milánskými stěnami a základovou deskou). Z dostupných podkladů není možné zjistit, kdo tuto změnu navrhl a zda byla projednána se zhotovitelem projektové dokumentace a schválena investorem. V projektové dokumentaci změna nebyla předpokládána, proto nebylo řešeno propojení pažících stěn a základové desky objektu. Tyto spolu nespolupůsobí, tudíž netvoří „vanu“, proto je zde nesnadné realizovat bezproblémově vodotěsnou izolaci.

Dnes již není zjistitelné, jak probíhaly vlastní práce na vodotěsných izolacích, včetně osazování dilatačních pásů či zesilování izolace v místě dilatací. Dále není zřejmé, zda při následných pracích (armování, svařování výztuže, budování bednění, betonování atd.) bylo opravdu postupováno se zvýšenou pečlivostí tak, aby nedošlo k poškození již položené izolace. Podle průsaků ve dně, na styku dna a stěn a ve stěnách, v místech dilatačních spár však lze usuzovat, že došlo k závažným pochybením, které však již nelze dnes přesně určit. Analyzovat chyby ve dně podchodu není prakticky možné.

Obr.2

5 Sanační práce v průběhu záručního období

Krátce po předání těchto mostních objektů se objevily první průsaky vody, které bránily bezpečnému užívání podchodů cestujícími. Závady byly proto reklamovány a dodavatel zahájil sanační práce. Dilatační spáry byly utěsněny polyuretanovou pryskyřicí CRACKSEAL M, trhliny a podlaha byly injektovány dvousložkovou polyuretanovou pryskyřicí BEVEDAN® - BEVEDOL® WF. Některá vlhká místa stěn a výtahové šachty po úroveň podlahy byly opatřeny krystalizačními nátěry. Přes opakované provádění sanačních prací se průnikům vody do podchodů nepodařilo zabránit.

6 Současný stav

Po provedených sanacích se stav podchodů nezlepšil. Je stále takový, jak bylo popsáno v třetí části tohoto příspěvku - viz obr. č. 1 - 3.

Rozsah zavodnění podchodů je samozřejmě také závislý na povětrnostních podmínkách, především na množství dešťových srážek. Obecně lze říci, že se rozsah zavodněnosti podchodů po skončení sanačních prací postupně zvyšuje. Tento trend lze očekávat i v budoucnu.

Obr.3

7 Závěr

Při tomto stavu podchodů dochází k degradaci betonu i výztuže, protože beton a výztuž stěn a spodní příčle rámů nejsou chráněny před průsaky vody. Proto je dnes již zcela jisté, že tyto mostní objekty nemohou dosáhnout požadované životnosti sta let, na kterou byly projektovány a budovány. Dnes je velmi těžké odhadnout, o kolik bude

předpokládaná životnost snížena. Je však naprosto nutné, aby po celou dobu fungování podchodů jako mostních objektů byla zajištěna nejen bezpečnost železniční dopravy tj. provozování dopravy nákladní i osobní, ale i bezpečnost cestujících, kteří tuto dopravu využívají, a proto musejí používat podchody k přístupu na vlak.

Obr.4

V listopadu byly zahájeny sanační práce na podchodech Zaječí (sedmá sanace) a Podivín (šestá sanace). Podchod v žst. Šakvice byl sanován třikrát, přesto se i nadále vyskytují průsaky vody. Do této doby provedené sanační práce nevedly k odstranění poruch výše uvedených mostních objektů.

Majitel i správce těchto objektů proto apelují na zvýšení úrovně práce aplikačních firem, které provádějí sanační práce. Doporučují především využít možnosti technického poradenství garantujících firem sanačních materiálů, aby právě probíhající sanace dvou výše uvedených objektů již vedly k odstranění průsaků vody do podchodů.

PODIVÍN

ZAJEČÍ

ŠAKVICE

Rekonstrukce mostu v km 143,634 trati Stará Paka – Liberec

Ing. Dominik Jareš, Projektová kancelář VANER s.r.o.
Ing. Luboš Vaner, Projektová kancelář VANER s.r.o.
Ing. Dušan Melzer, Chládek a Tintěra, Pardubice s.r.o.

Rekonstrukce kamenného památkově chráněného viaduktu v Rychnově u Jablonce nad Nisou, při které je užita technologie armovaných zemin.

Úvod

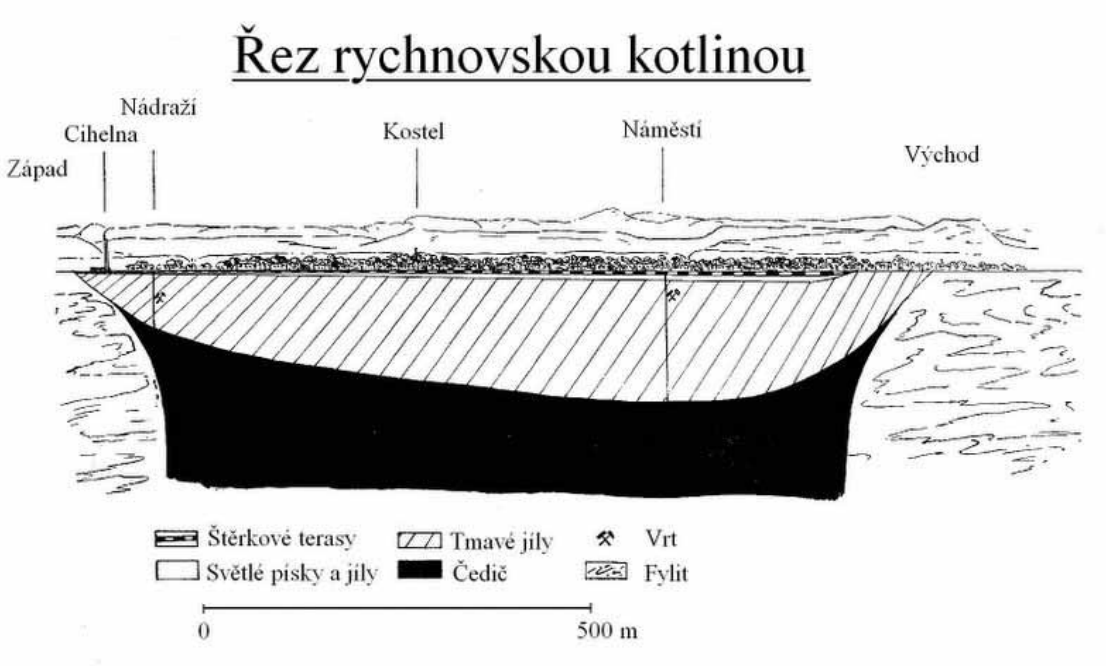
Historie mostu v km 134,634 se začala psát 1.5.1859, kdy byl zprovozněn poslední úsek pardubicko-liberecké dráhy mezi Turnovem a Libercem. Tento úsek, vzhledem ke členitosti terénu, kterým trať prochází, vyžadoval vystavět několik velkých umělých staveb. Jednou z těchto staveb je i tzv. Rychnovský viadukt. Viadukt začíná prakticky hned za libereckým zhlavím žst. Rychnov u Jablonce nad Nisou a překonává mělké údolí říčky Mohelky. Objekt mostu je státem chráněná památka a je zařazen v regionálním seznamu nemovitých kulturních památek pod registračním číslem 5 – 97.

Základní údaje o mostu:

Počet kolejí na mostě	1 ve směrovém oblouku r=280 m
Délka mostu	119 m
Výška mostu nad terénem	9.0-10.5 m
Dodavatel:	Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.
Investor:	Správa železniční dopravní cesty s.o.
Doba provádění:	červenec – listopad roku 2004

Stav před rekonstrukcí

Pro překonání údolí byla zvolena v tehdejších letech obvyklá, kamenná klenbová konstrukce. Most je navržen o devíti kamenných kruhových klenbách z liberecké žuly. Poprsní zdi byly vyzděny ze železnobrodské břidlice, která byla dovážena ze stavby trati z okolí mostu. Přesné parametry založení objektu nejsou známé, ale s ohledem na výsledky geologického průzkumu je pravděpodobné založení mostního objetu na dřevěných pilotách nebo roštech. Geologie potvrdila v podzákladí tuhé jíly. Skalní podklad nebyl zastižen ani v hloubce 14 m pod úrovní terénu. Toto koresponduje s výzkumem, který na jaře roku 1934 provedla firma Redlhammer & Sohn z Jablonce. Firma provedla dva průzkumné vrty. První vrt byl proveden severně od budovy nádraží poblíž břehu Mohelky. Byl hluboký 81,3 m. Druhý vrt byl proveden jižně od náměstí. Ten dosáhl hloubky 148 m. Výsledek vrtů je schematicky znázorněn na *obr.1*. Pod vrstvou humusu se nacházejí štěrkové terasy a vrstva světlých jílů a písků. Pak začíná mocná vrstva tmavých jílů, která u nádraží končí v hloubce 68,6 m, u náměstí v hloubce 147,6 m. Bázi tvoří čedičové vyvřeliny.



obr.1

Provoz a nedostatečná údržba mostního objektu zapříčinily jeho postupnou degradaci, kde se stále více začaly projevovat takové poruchy, které ukazovaly na pružné založení mostu. Při založení na pružném podkladu je napětí pod základem při jeho krajích výrazně větší než pod jeho středem. Tato skutečnost je pravděpodobnou příčinou vzniku trhlin v pilířích *obr.2.* Četnost trhlin roste směrem ke středu pilíře.

obr.2

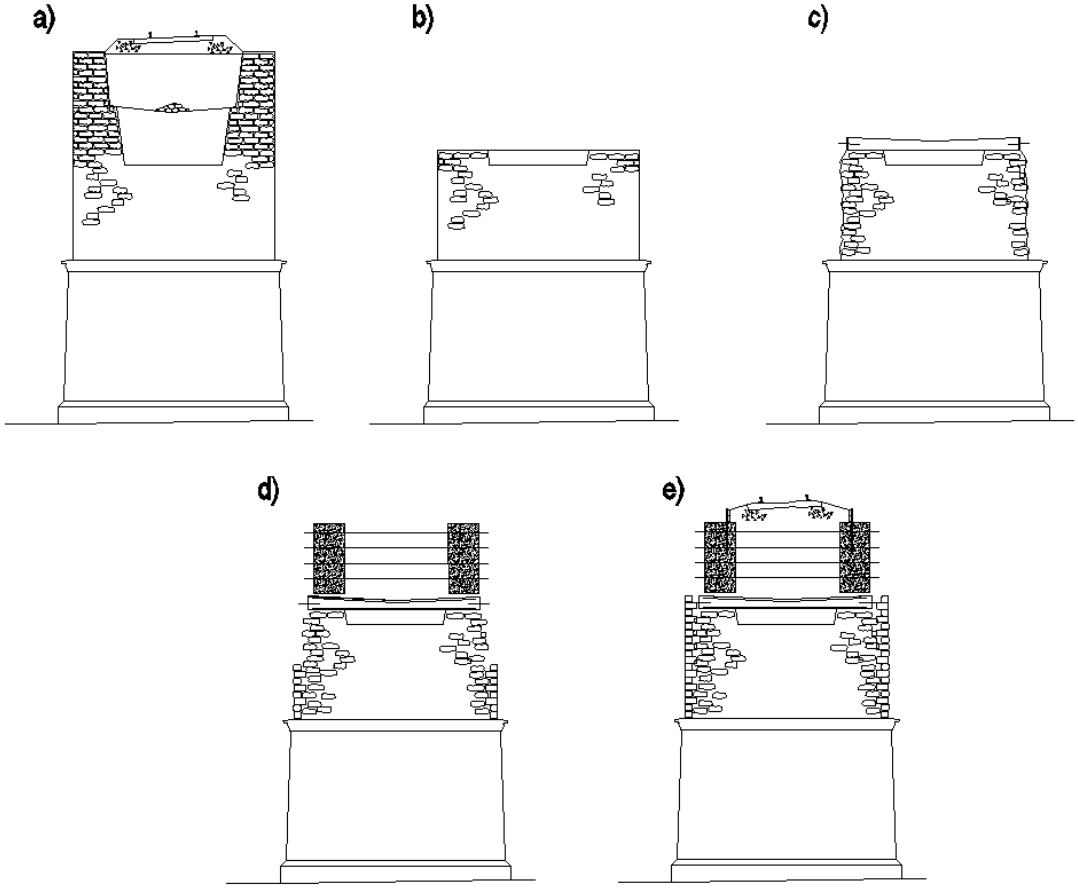
Vlivem provozu rozvíjející se trhliny vedly k prvnímu většímu zásahu do konstrukce. V 70. letech minulého století došlo k opláštění tří nejvíce poškozených pilířů a jejich stažení ocelovými rámy.

Dalšími zjevnými závadami bylo protečení zdiva povrchovou vodou prosakující nadnásypem při absenci nebo úplné degradaci izolačních vrstev. Nejvýznamnější poruchou byla ztráta stability průčelního erodovaného zdiva podporovaná prorůstáním vegetace a průsaky vody ze zemního tělesa.

Koncepce opravy mostu

Při koncepčním návrhu opravy bylo zvažováno několik stavebních postupů. Nejdůležitějším aspektem při stanovení stavebních postupů byla doba výluky. Délka nepřetržité výluky byla omezena hranicí 28 dní, při ponechání 4 dní na práce na kolejovém svršku. Po podrobném prostudování geologie byla opuštěna myšlenka zesilování základů. Vlastní základy nevykazovaly viditelné poruchy, které by vyžadovali nutný zásah do jejich konstrukce. Doposud se při takovýchto rekonstrukcích postupovalo následovně: Snesení svršku, odtěžení nadnásypu, vybourání poprsních zdí, rubová obetonávka, vyzdění poprsních zdí, provedení hydroizolační vany, zpětný zásyp, obnova železničního svršku. Toto je velmi zkrácený postup stavebních prací na stavbách obdobného rozsahu. Řešení rekonstrukce tímto způsobem nevyhovovalo požadavku dodržení maximálního výlukového času stanoveného pro tuto akci. Proto bylo hledáno jiné alternativní řešení, které umožní obnovení železničního provozu na mostě. Podařilo se najít ojedinělý stavební postup, který vyhověl všem, mnohdy rozporným požadavkům. Demolice byla prováděna proudově ve dvou směrech ze středu mostu ke krajům. Až po provedení rubové obetonávky postupovali stavební práce shodně s výše uvedeným stavebním postupem. Snesení svršku, odtěžení kolejového lože a zásypů mostu, vyvrtání jádrových vrtů pro odvodňovače a provedení rubové obetonávky bylo provedeno během 7 dnů. Rubová obetonávka byla s ohledem na maximální urychlení prací opatřena plovoucí hydroizolací s dostatečnými přesahy na krajích pro zatažení na rub poprsních zdí. Každé pole bylo při rekonstrukci doplněno nerezovým odvodňovačem vzdušně vyústěným. V tuto chvíli se nezačalo s vyzdíváním poprsních zdí, nýbrž bylo užito technologie armovaných zemin. Při okrajích mostu byl vynechán prostor pro dodatečný kamenný obklad, zatímco střední část byla vytvořena za pomocí armované zeminy systému Terramesh (kotvené gabionové boxy). Mezi stěny z gabionových boxů byl navážen štěrk frakce 32/63 hutněný po vrstvách a po 50 cm (výškově) byly pokládány vodorovné výztuhy. Vodorovné výztuhy byly vytaženy vně gabionů, což zároveň sloužilo pro kotvení kamenného lícového obkladu. Tímto postupem bylo dosaženo úrovně budoucí pláně, to představovalo maximální výšku zemní armované konstrukce 2,5 m. Kamenná výplň gabionů velmi dobře slouží jako svislá drenážní stěna odvádějící srážkovou vodu velmi rychle k odvodňovačům. Nezávisle na pracích na horní stavbě byly pilíře a klenby opatřeny vlepovanou výztuží systému Helifix a pilíře mostu vyinjektovány cementovou injektáží.

Na *obr.3 Postup výstavby* je schématicky v příčných řezech znázorněn postup výstavby ve výluce.



obr. 3 Postup výstavby
a) stav před výlukou, b)demolice konstrukce, c) provedení rubové obetonávky, d) vystavění jádra mostu z armovaných zemin,
e) provedení železničního svršku

Na provádění armovaných zemin bylo v harmonogramu stavebních prací kalkulováno s dobou provádění 4 dny. Při vlastní realizaci byl tento čas dodavatelskou firmou dodržen a potvrdil oprávněnost užití této technologie. Na *obr.4* je vidět část mostu s již částečně provedeným armovaným tělesem.

obr.4

Již za obnoveného provozu byly přezdívány poprsní zdi a dokončeny veškeré zbývající práce. Římsy na mostě tvoří původní kamenné bloky, chybějící římsové bloky byly vyrobeny podle stávajících římsových kamenů z liberecké žuly. Stejně tak kamenné obkladní zdivo na mostě je provedeno ze stejného materiálu (železnobrodská břidlice) jaký použili naši předci před 150-ti lety. Objekt je technickou památkou, při rekonstrukci bylo dbáno na vnější vzhled mostu (struktura poprsního zdiva, spárování), po dobu výstavby byla stavba dozorována Státní památkovým ústavem Ústí na Labem.

Závěr

Technologie armovaných zemin umožnila dosažení krátkého výlukového času, což je zejména na jednokolejných tratích zásadní faktor. Tato technologie je zároveň šetrná k peněženkám investorů, dodavatelská firma provedla dílo v ceně 22 mil. tedy cca 25 000 Kč/m^2. Díky ojedinělosti použití armovaných zemin v konstrukci mostu stavba kandidovala na titul Dopravní stavba roku 2005. Zajímavostí této stavby byla možnost sledovat postup prací prostřednictvím webové kamery na internetu.

Použitá literatura:

[1] Projektová dokumentace, Projektová kancelář VANER s.r.o, Liberec

[2] Internetové stránky města Rychnov u Jablonce nad Nisou.

NOVÝ TŘEBOVICKÝ TUNEL – REALIZACE STAVEBNÍHO DÍLA

Ing. Jan Šperger
Zakládání staveb, a.s.

Anotace příspěvku:

Příspěvek přibližuje způsob realizace jednotlivých stavebních objektů na výše uvedené stavbě z pohledu zhotovitele Zakládání staveb, a.s.. Popsány jsou jednotlivé technologie použité při realizaci, podzemní stěny, dočasné pramencové kotvy, převrtávaná pilotová stěna, trysková injektáž ve dně tunelu, železobetonové konstrukce desek dna a stropu, krystalická hydroizolace. Technologie speciálních geotechnických prací byly prováděny ve velmi náročných geotechnických podmínkách, miocénní jíly patří mezi nejrizikovější typ zemin. Další technickou zajímavostí bylo křížení nového tunelu s původním třebovickým tunelem.

1. ÚVOD

Příspěvek popisuje realizaci stavebních objektů na stavbě „Optimalizace traťového úseku Krasíkov – Česká Třebová, změna trasy“ z pohledu zhotovitele Zakládání staveb, a.s.. Nová trasa nahradila do nedávna užívaný stav, kde byly dvě koleje vedeny samostatně, jedna ve starém třebovickém tunelu a druhá v zářezu mimo problematickou oblast. Původně měla být trasa realizována s tunelem délky 550 m, zasahujícím téměř celým profilem do poloh problematických miocénních jílů. Nakonec byla tato varianta nahrazena variantou „změna trasy“, která je celkově kratší a tunel je délky pouze 95m. Trasa se skládá z těchto hlavních stavebních objektů:

- **nový tunel** (v km 7,675–7,770)
- **předportálové zářezy v zárubních zdech** (v km 7,505–7,675 a 7,770–7,850)
- navazující mělčí zářezy, zajištěné svahovkami (v km 7,463–7,505 a 7,850–7,868)
- pilotová stěna u koleje č. 2 (v km 7,990 – 8,285)

2. PŘEDPORTÁLOVÉ ZÁŘEZY V ZÁRUBNÍCH ZDECH V KM 7,505 - 7,675 A 7,770 – 7,850

Trasa koridoru ve výše uvedeném staničení prochází zářezem o hloubce cca 5 – 11 m. Stěny zářezu jsou zapaženy zárubními zdmi, které tvoří monolitické železobetonové podzemní stěny. Tyto dva úseky o délce 170 a 80 m navazují na portály tunelu v km 7,675 a 7,770. Dno zářezu je zajištěno monolitickou železobetonovou deskou tloušťky 1,0 m, která je kloubově uložena do podzemních stěn.

Práce na zárubních zdech byly zahájeny v předstihu před výstavbou objektu tunelu. Důvodem byl časový harmonogram provedení přeložky pozemní komunikace - silnice č. I/14 Svitavy – Česká Třebová, která leží nad tunelem.

Provádění podzemních stěn probíhalo ze dna vysvahované stavební jámy. Hloubka stavební jámy se pohybovala v rozmezí 0 – 4,4m. Sklon svahů byl zvolen 1:2. Dno stavební jámy bylo z důvodu nutnosti vytvoření pracovní plošiny umožňující pojezd těžké stavební mechanizace o váze až 64 t zpevněno vápennou stabilizací. Odvodnění dna jámy bylo řešeno odvodňovacími příkopy, které byly umístěny po obou stranách zářezu v patě svahů.

Stejně jako u konstrukce tunelu, tak i na zárubních zdech byla zvolena tloušťka podzemních stěn 800 mm. Hloubka se pohybovala v rozmezí 14,0 až 19,0 m. Podzemní stěny byly po dobu výstavby z části provizorně kotvené dočasnými pramencovými kotvami a v části navazující na tunel byly rozepřeny kombinací ocelových rozpěr v horní úrovni a příčnými žebry podzemních stěn z prostého betonu ve spodní úrovni. Příčná žebra měla kromě rozpěrného účinku ještě funkci hloubkové stabilizace podloží pod základovou deskou. Po provedení železobetonového věnce v hlavě podzemních stěn a po dokončení desky dna, která převzala rozpěrnou funkci, byly kotvy a rozpěry deaktivovány.

Obr. 1 – Provádění podzemních stěn na objektu zárubních zdí (rudoltická strana), v popředí probíhá betonáž lamely podzemní stěny, v pozadí těžba rýhy.

Kotvení zárubních zdí bylo provedeno dočasnými pramencovými kotvami 8 ø Lp 15.7 mm – 1770 MPa. Kotvy byly navrženy v délkách 22.5 m, kořeny kotev s délkou 11.5 m. Zaručená síla P_0 byla projektem stanovena na 890 kN, zkušební síla P_p byla požadována 1,25 P_0 tedy 1110 kN. Síly byly určeny v souladu s výsledky typových zkoušek, které proběhly v době přípravy projektu přímo v místě stavby. Předmětem typových zkoušek bylo především ověření použití předpjatých pramencových kotev s velkou předpínací silou v prostředí objemově nestálých zemin a dále pokles předpínací síly v závislosti na čase. Zkoušky probíhaly po dobu předpokládané účinnosti kotev na stavbě, tedy cca 3 měsíce. Výsledky zkoušek prokázaly maximální sílu1200 kN, při které došlo k ustálení posunů.

Vrty pro kotvy byly prováděny technologií plnočelbového šnekového vrtání se vzduchovým výplachem. Průměr vrtu byl zvolen 175 mm pro zajištění dostatečného, normou předepsaného krytí kotevního svazku ve vrtu po celé jeho délce. Pro zajištění spolupůsobení okolní horniny s kořenem kotvy při přenosu zatížení vyvolaného napnutím kotvy a jejím zatížením od kotvené konstrukce, byla kořenová část kotvy zainjektována cementovou injekční směsí. Pro injektáž kořene v dané geologii byla použita usměrněná injektáž po etážích. Kořen kotvy byl injektován vzestupným způsobem, tj. po jednotlivých etážích od spodu kořene k jeho hornímu konci. Injektáž

kotev proběhla ve více fázích, výsledky jednotlivých fází byly vyhodnocovány podle předepsaných kritérií pro injekční práce. Na základě tohoto vyhodnocení bylo rozhodnuto o provedení další fáze, nebo o ukončení injektáže na kotvě.

Napínání kotev bylo provedeno v souladu s normou ČSN EN 1537 „Provádění speciálních geotechnických prací – Injektované horninové kotvy“. Napnutí kotev bylo realizováno cca 10 dní po dokončení poslední fáze injektáže kořene kotvy. Z celkového počtu 84 kotev nevyhověly pouze 4 kotvy č. 99, 100, 101, 103. Jednalo se o kotvy na pravé straně rudoltických zárubních zdí, které ležely v místě, kde byla již při vrtání zjištěna problémová rozvolněná místa ve vrstvě miocénních jílů. Tyto kotvy byly nahrazeny rozepřením pomocí ocelových rozpěr.

Obr. 2 – Provádění vrtu pro kotvu

3. NOVÝ TUNEL V KM 7,675–7,770

Tunel délky 95 m je vybudován v místě křížení trasy tratě se silnicí č. I/14 a zároveň povrch jeho nadloží o mocnosti 0,6–2,3 m vytváří biokoridor pro pohyb zvěře přes železniční trať. Nosnou konstrukci tunelu tvoří podzemní stěny. V koruně podzemních stěn je plně vetknutá stropní deska, která je rozpírá. Toto technické řešení využívá nosné konstrukce tunelu zároveň jako pažící konstrukci zajišťující jeho následnou těžbu.

Postup výstavby tunelu probíhal v těchto technologických krocích:

1. Výkop stavební jámy pro provádění podzemních stěn
2. Těžba a betonáž podzemních stěn
3. Sanace starého třebovického tunelu, zaplavení popílkocementem
4. Zhotovení převrtávané pilotové stěny v místě křížení se starým třebovickým tunelem
5. Zpevnění zóny v blízkosti starého tunelu a rozepření pilotových stěn deskou ze sloupů tryskové injektáže pod úrovní základové spáry kaloty,
6. Montáž bednění, armování a betonáž stropních desek
7. Odbednění, těžba v profilu tunelu na základovou spáru
8. Stabilizace základové spáry tunelu, provedení vertikálních geodrénů pro urychlení konsolidace podloží
9. Pokládka nopové izolace, podkladní beton, armování a betonáž železobetonových desek dna včetně krystalické hydroizolace
10. Úprava líce podzemních stěn a pilotové stěny, provedení stříkaných betonů
11. Betonáž spádových betonů, pokládka odvodňovacích žlabů

12. Pokládka železničního svršku a kolejí, kompletační práce
13. Zásyp stropu tunelu s provedením jílového těsnění

Podzemní stěny mají tloušťku 800 mm s hloubkou 24,0 m. Těžba rýhy pro podzemní stěnu probíhala pod bentonitovou pažící suspenzí zajišťující stabilitu stěn rýhy. Po přečištění dna rýhy a pažící suspenze byl do rýhy osazen armokoš a betonářské roury. Armokoše dosahovaly délek 24,6 m a váhy cca 18 t, tyto neobvykle velké rozměry vyvolávaly údiv obzvláště při zvedání a osazování do rýhy. Pro betonáž byl v souladu s ČSN EN 206-1 projektem předepsán snadnohutnitelný beton C 30/37 XA2 s maximální frakcí kameniva D_{max} 22 mm, max. vodním součinitelem 0,5. Konzistence snadnohutnitelného betonu (SHB) byla měřena metodou rozlití obráceného Abramsova kužele s požadovanou hodnotou 600 – 700 mm.

Obr. 3 – Manipulace s armokošem

Obr. 4 – Hloubení vrtu přes žulové ostění

V místě křížení se starým tunelem byla podzemní stěna nahrazena převrtávanou pilotovou stěnou z pilot pr. 1200 mm o délce 24 m. V místě kolize s tělesem starého tunelu byly primární piloty ukončeny na úrovni rubu ostění starého tunelu. Sekundární piloty byly do klenby starého tunelu a prostoru zalitého popílkocementem vetknuty profilem 600 mm na délku 3,5m. Tyto vrty procházející pískovcovou a žulovou obezdívkou starého tunelu s mocností 1 až 2 m byly hloubeny režimem plnočelbového rotačně-příklepného vrtání pomocí velkoprofilového kladiva o průměru 610 mm na vzduchový výplach. Zajištění vhodného mezikruží pro výnos vrtné měli z vrtu o hloubce 9 až 12m zajišťoval technologický předvrt o průměru 750 mm.

Před zahájením betonáže stropních desek byla zóna v blízkosti ostění starého tunelu zpevněna sítí sloupů tryskové injektáže, které vyplnily plošně prostor od jedné pilotové či podzemní stěny k protilehlé. Výškově byly sloupy tryskové injektáže vytryskány pod úroveň základové spáry profilu nového tunelu.

Po dosažení minimálně 80% krychelné pevnosti betonu byly stropní desky odbedněny a byla zahájena ražba tunelu. Po dotěžení celého profilu bylo dno tunelu zpevněno v celé ploše vápennou stabilizací. Z této úrovně byly provedeny vertikální geodrény pro zrychlení konsolidace podloží. Hloubka geodrénů sahá 1 m pod patu podzemních stěn, vrty byly navrženy v rozteči 4,5 x 5,0 m. Podzemní voda je z geodrénů svedena pod nopovou fólií umístěnou pod základovou deskou do drenáží vedoucích podél obou podzemních stěn.

Betonáž železobetonové desky dna probíhala po dilatačních úsecích. Beton desky dna i stropu byl projektem předepsán na C 30/37 XA2 XF1 XC2 s obsahem PP vláken v konzistenci S3.

Obr. 5 – Pohled na výrobu stropních desek

4. ZÁVĚR

Stavba nového třebovického tunelu včetně ostatních souvisejících stavebních objektů představuje svou konstrukcí kombinaci několika metod speciálního zakládání ve velmi složitých geotechnických podmínkách. Na objektu tunelu a zárubních zdí byly provedeny tyto objemy prací.

Podzemní stěny tl. 800 mm	-	14.348 m2
Převrtávané piloty pr. 1200 mm	-	1.203 m
Kotvy dočasné osmipramencové	-	84 ks
Rozpěry	-	44 ks
Trysková injektáž	-	11.804 m
Geodrény	-	1.685 m
Železobetonové desky stropu a dna	-	7.493 m3
Krystalická hydroizolace	-	12.499 m2
Zaplavení st. tunelu popílkocementem	-	5838 m3

Tryskovou injektáž vápenocementovou směsí a geodrény prováděla v subdodávce společnost Soletanche Česká republika, s. r. o., železobetonové konstrukce desek dna, stropů a římsy prováděla společnost Terracon, a.s., krystalickou hydroizolaci

prováděla společnost Aplix, s. r. o., zaplavení starého tunelu popílkocementovou suspenzí provedla společnost VUS Ostrava, s. r. o..

Obr. 6 – Pohled na třebovické zárubní zdi a tunel v době výstavby

Obr. 7 – Pohled na třebovické zárubní zdi a tunel po uvedení do provozu

Ing. Jan Šperger
Zakládání staveb, a.s.
K jezu 1, P. O. BOX 21
143 01 Praha 4 – Modřany
tel: 244 004 232
fax: 244 401 831
e-mail: sperger@zakladani.cz

Výsledky monitoringu na stavbě hlubokého zářezu a tunelu na přeložce trati Třebovice – Rudoltice

RNDr. František Kresta, Stavební geologie – Geotechnika.a.s., pracoviště Ostrava

Traťový úsek Třebovice – Rudoltice patří k z geotechnického hlediska k nejsložitějším úsekům železničních tratí v České republice. Objemové změny bobtnavých jílů způsobily v minulosti destrukci třebovického tunelu. Průchod geotechnicky nejsložitějším úsekem byl navržen hlubokým zářezem a tunelem, které byly zajištěny podzemními stěnami a rozepřeny spodní deskou. Vzhledem ke složitým geotechnickým poměrům byla výstavba stavebních objektů v úseku km 7.500-8.250 podmíněna rozsáhlým monitoringem, jehož výsledky z průběhu stavby jsou prezentovány v příspěvku.

1. Úvod

Geotechnické podmínky v místě přeložky trati Třebovice – Rudoltice patří k nejsložitějším v České republice. Bobtnání miocénních jílů způsobilo v 19.století destrukci starého třebovického tunelu a činilo velké problémy při jeho rekonstrukci ve 30.letech 20.století.

Pro modernizaci tohoto úseku bylo investorem zvoleno alternativní řešení předložené zhotovitelem stavby (Sdružení Krasíkov). Průchod geotechnicky nejsložitějším úsekem byl navržen hlubokým zářezem a tunelem, které byly zajištěny podzemními stěnami a rozepřeny spodní deskou.

Vzhledem ke složitým geotechnickým podmínkám a rizikům (Kresta 2005) byla výstavba stavebních objektů v úseku km 7.500-8.250 podmíněna rozsáhlým monitoringem.

Monitoring v průběhu výstavby (11/2004-11/2005) prováděla Stavební geologie – Geotechnika a.s.

2. Rozsah monitoringu

Monitoring probíhal celkem v 16 sdružených monitorovacích profilech. Rozsah monitorovacích prvků byl následující :

- 77 konvergenčních bodů osazených na podzemních stěnách před a za tunelem (km 7.505-7.675 a 7.770-7.850), na podzemních stěnách, pilotách a ve stropě tunelu (km 7.675-7.770) a na pilotách pilotové zdi (km 8.000-8.250)
- 150 strunových tenzometrů pro sledování změn napětí ve výztuži. Strunové tenzometry byly osazeny do podzemních stěn, pilot, do spodní desky a stropní desky tunelu
- 6 dvoustupňových extenzometrů pod deskou dna hlubokých zářezů a tunelu
- 18 snímačů pórových tlaků umístěných pod deskou dna v místě hlubokého zářezu, tunelu a v km 8.020
- 16 inklinometrických vrtů pro sledování deformací v masivu za konstrukčními prvky
- 21 dynamometrů pro měření kotevních sil ve 14 dočasných a 7 trvalých zemních kotvách

Měření monitorovacích prvků probíhala převážně ve čtrnáctidenních intervalech. V období 5.1-13.4.2005 byla zhuštěna a probíhala jednou za týden. Inklinometrické vrty byly měřeny jednou za dva měsíce, vrty u pilotové zdi v km 8.020-8.250 byly měřeny jednou měsíčně.

3. Příklady monitorovaných situací

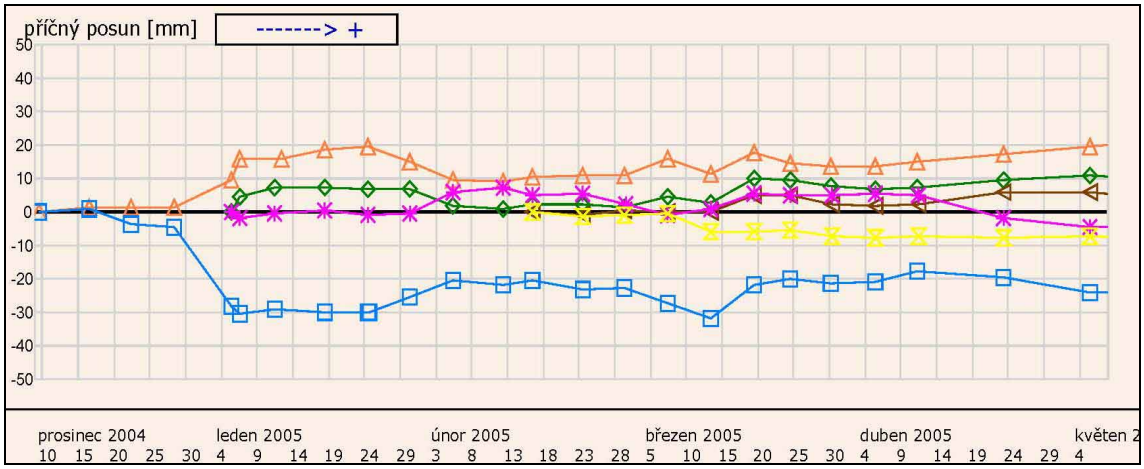
3.1 Profil v km 7.550 – nárůst deformací po odtěžení zemin mezi podzemními stěnami před aktivací kotev a spodní desky

V km 7.550 je železniční trať vedena v hlubokém zářezu, který je zabezpečen z obou stran zárubními zdmi. Zářez je tvořen odshora deluviálními jíly (F6 CI), níže pak kvartérními fluviálními jíly písčitými (F4 CS). Vlastní zárubní zdi byly vyhloubeny částečně ve fluviálních jílech (cca 1.5-2.0 m), níže pak v miocénních vysoce plastických jílech šedé barvy, tuhé, níže pevné konzistence. Miocénní jíly obsahují významný podíl organické hmoty.

Spodní část zářezu je zajištěna podzemními stěnami (tl. 800 mm), které byly po dobu stavby provizorně kotveny v jedné úrovni. Dno zářezu je zajištěno železobetonovou deskou o tloušťce 1000 mm.

Po odtěžení zářezu mezi podzemními stěnami v období 23.12.2004 - 5.1.2005 došlo u konvergenčních bodů na horní části podzemních stěn k nárůstu deformace na 18 mm vlevo (deformace potom rostla až na 20 mm do 23.1.2005) a 30 mm vpravo. Po zjištění těchto deformací byla konvergenční měření zahuštěna a prováděna v týdenním intervalu (do 13.4.2005). Po aktivaci dočasných kotev dne 3.2.2005 se deformace na konvergenčních bodech nahoře snížily na hodnoty 10 mm vlevo a 20 mm vpravo. Hodnoty příčného posunu potom kolísaly a dosáhly maximálně 20 mm vlevo a 25 mm vpravo. Vliv dočasných rozpěr instalovaných 30.3.2005 a odstraněných 26.4.2005 se v naměřených deformacích výrazně neprojevil, stejně jako vliv rozepření deskou dna.

V případě zárubních zdí v km 7.505-7.770 byl pozorován nárůst příčného posunu bodů v koruně zdí směrem k začátku zdí, k "volnému" konci zdí. Konvergenční body v km 7.505 byly osazeny až po odeznění největších deformací, a proto nemůžeme posoudit jakých hodnot mohl příčný posun dosáhnout.



Obrázek 1 Konvergenční měření v profilu km 7.550, nárůst příčného posunu v období 23.12.2004-5.1.2005

3.2 Profil v km 8.020 – překročení havarijního stavu u konvergenčních měření

V km 8.020 za silnicí do Damníkova je železniční trať vedena v hlubokém zářezu, který je zabezpečen z obou stran, zleva kotvenou pilotovou zdí, zprava nekotvenou zárubní pilotovou zdí.

Zářez prochází svažitým terénem ukloněným k jihozápadu. Geologicky zářez prochází deluviálními jíly s úlomky (F4 CS) tuhé konzistence. Kvartérní deluviální jíly nasedají přes polohu organické hmoty (rašeliny) o mocnosti 3.1-3.5 m (ve vrtu VI-16) na

miocénní jíly. Miocénní jíly mají vysoký obsah organických látek a byly zjištěny jak ve vrtu VI-16 za kotvenou pilotovou zdí, tak v zářezu samotném.

V úseku km 7.988-8.030 dosahuje hloubka zářezu 0-5 m a jeho zajištění bylo provedeno oboustrannými zárubními zdmi z velkoprůměrových pilot. V úseku km 7.989-8.030 bylo provedeno rovněž zajištění dna zářezu železobetonovou deskou (tl. min. 1.0 m).

Piloty mají délku 14.5 m, průměr 900 mm s osovou vzdálenost 1.2-1.5 m. Kotvy (pouze u zdi vlevo trati) byly provedeny v jedné řadě délky 18.0 m.

Po odtěžení zářezu mezi pilotovými zdmi 19.1-13.2.2005 a provedení sloupů tryskové injektáže došlo u konvergenčního bodu na horní části pilotové zdi vlevo k nárůstu deformace na 13.2 mm, vpravo u nekotvené pilotové zdi na 25.2 mm. Deformace se poté neustálily a postupně rostly až do 10.3.2005, kdy dosáhly u bodu vlevo 36.0 mm a vpravo 41.0 mm. U bodů dole narostly deformace na 26.4 mm vlevo a 12.4 mm vpravo. U bodu vlevo dole deformace potom narostla až na 33.4 mm (25.3.2005). U ostatních měřených bodů potom hodnoty příčného posunu stagnovaly nebo mírně poklesly.

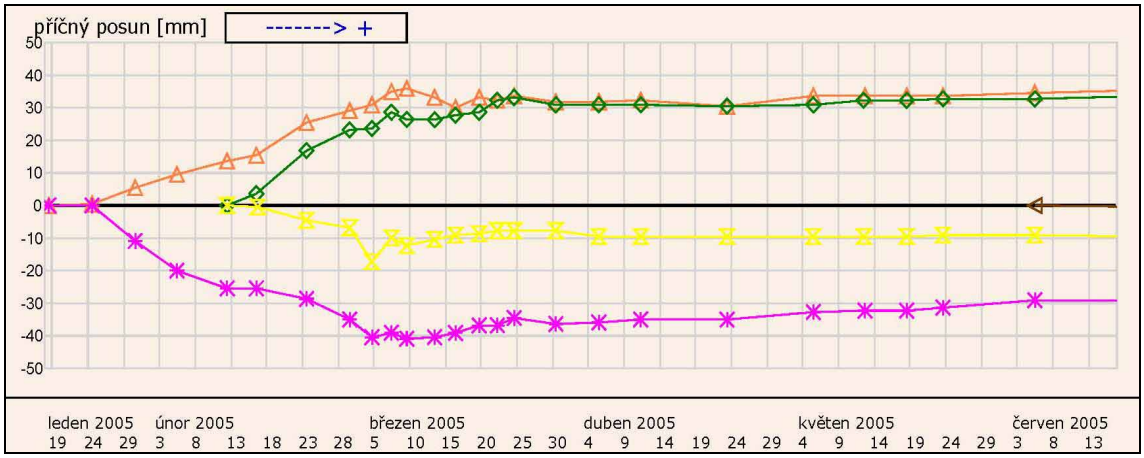
Naměřené deformace byly způsobeny odtěžením materiálu zářezu do doby, kdy ještě nebyla aktivována deska dna. Vpravo ve směru staničení ovlivnila výslednou deformaci i skutečnost, že zde nebyla odtěžena zemina za pilotovou stěnou před zahájením odtěžování prostoru v zářezu, jak předpokládala projektová dokumentace. Úprava terénu vpravo za nekotvenou pilotovou zdí proběhla až 5.3.2005.

Maximální deformace v příčném směru byly cca 2x vyšší než projektem určené hodnoty maximálních deformací v definitivním stavu deformací (18.9 mm). Maximální deformace u paty zářezu byly více než 3x vyšší než projektem definovaná kritická hodnota (7.5 mm) při maximálním odkopu.

Překročení havarijního stavu u konvergenčních měření vedl k jednání zainteresovaných stran dne 11.3.2005 a k následným závěrům:

- zvýšit četnost monitoringu
- vybudovat inklinometrický vrt (VI-16) za pilotovou zdí vlevo
- urychleně provést betonáž desky dna v profilu km 8.020
- realizovat horizontální odvodňovací vrty přes pilotovou zeď v km 7.988-8.030

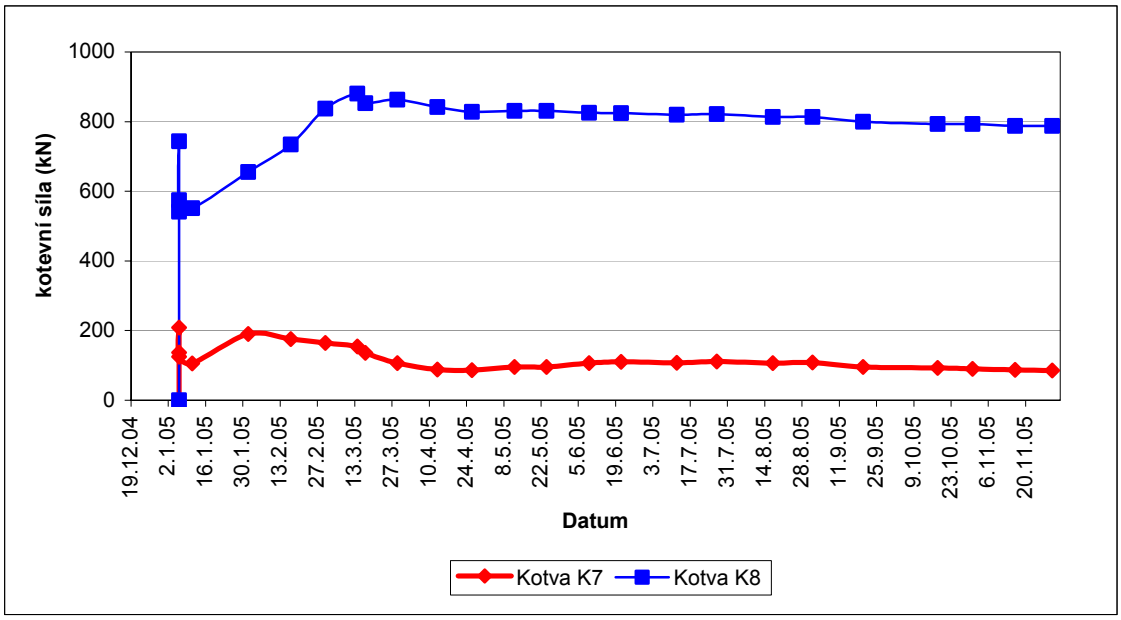
Po provedení desky dna a odvodňovacích vrtů se deformace již nezvyšovaly, mírně se snížily a ustálily se.



Obrázek 2 Konvergenční měření v profilu km 8.020, nárůst deformací do aktivace spodní desky

K nárůstu deformací pilotové zdi v km 8.020 vlevo přispěla i nefunkční kotva K7. Hodnota kotevní síly v kotvě K7 vlevo ve směru staničení dosahovala maximálně při napínání kotev 208 kN, po sejmutí hlavy činila 125 kN. Do 11.1.2005 klesla hodnota kotevní síly na 106 kN. Kotevní síla znovu vzrostla k 3.2.2005 na 191 kN po odtěžení zářezu. Od 3.2.2005 do 26.4.2005 kotevní síla postupně poklesla až na 87 kN, což byla absolutně nejnižší naměřená hodnota na stavbě. Projektem požadovaná síla pro ukotvení kotvy K7 byla stanovena na P_o=560 kN. Naměřená hodnota kotevní síly dosahovala cca 20-25% projektované hodnoty.

Funkci kotvy K7 částečně převzala vedlejší kotva K8. Hodnota kotevní síly dosáhla v kotvě K8 maxima 881 kN dne 14.3.200. Od 14.3.2005 již hodnota kotevní síly v kotvě K8 postupně klesala, až se ustálila na úrovni cca 815 kN.



Obrázek 3 Vývoj kotevních sil v trvalých kotvách K7 a K8 v km 8.020 vlevo

Konvergenční měření v profilu km 8.020 překročila havarijní hodnoty vycházející z projektové dokumentace. Projektem stanovené hodnoty příčného posunu byly překročeny více než 2x jak v koruně pilotových zdím, tak u jejích paty. Po vybetonování desky dna se deformace ustálily. Ostatní naměřené hodnoty (včetně měření konvergencí od 12.3.2005) pak již nepřekročily hodnoty kritického nebo havarijního stavu. Naměřené hodnoty deformací v profilu km 8.020 v období od 12.3.2005 odpovídají stavu vysoké míry bezpečnosti. Kotva K7 není funkční. Její roli převzala vedlejší kotva K8.

3.3 Profil km 8.050

V km 8.050 je železniční trať vedena v zářezu, který je vlevo ve směru staničení zajištěn kotvenou pilotovou zdí.

Zářez prochází svažitým terénem ukloněným k jihozápadu. Geologicky zářez prochází deluviálními jíly s úlomky (F6 CI) tuhé konzistence. Na rozhraní kvartéru a miocénních sedimentů se nachází poloha deluviálních hlinitokamenitých sutí (G5 GC, F2 CG), které jsou zvodnělé. Ve vrtu VI-11 činila jejich mocnost 0.6 m. V kvartérních deluviálních hlínách se vyvinuly staré sesuvy. V hloubce 4.5 m pod dnem zářezu se nacházejí miocénní jíly s vysokou plasticitou, tuhé až pevné konzistence. Miocénní jíly neobsahují uhelnou substanci, což svědčí o blízkosti hranice jejich sedimentačního prostoru.

V úseku km 8.030-8.285 (hloubka zářezu 0-3.5 m) se nachází zárubní zeď pouze vlevo trati. Piloty mají délku 10.0-14.5 m, průměr 900 mm s osovou vzdálenost 1.2-1.5 m. Kotvy byly provedeny v horní řadě délky 18.0 m.

Pro zlepšení poměrů v podloží zářezu byly provedeny štěrkové piloty délky 8.0 m v trojúhelníkovém rastru.

V období 24.1.-13.2.2005 proběhlo odtěžení stavební jámy až na dno zářezu. V březnu 2005 byla stavební jáma zaplavena vodou. V období 23.4.-24.5.2005 byly prováděny štěrkové piloty v podloží dna zářezu, které výrazně ovlivnily průběh deformací v inklinometrickém vrtu VI-11.

V hloubce 15.0-16.0 m vrtu VI-11 byl zjištěn pohyb po vodorovné ploše jihovýchodním směrem (do zářezu). Pohyb nastal na přelomu března a dubna 2005 a výchylka dosáhla celkové velikosti 29 mm na začátku června 2005 při rychlosti 18 mm/měsíc. Později byly zjištěny pouze mírnější přírůstky deformace, v druhé polovině září 2005 zde byla naměřena celková výchylka 31 mm při rychlosti 0.5 mm/měsíc.

Podobná, ale menší deformace byla zjištěna i v hloubce 13.0-13.5 m. Zde však velikost posunu dosáhla 7.6.2005 hodnoty 3.9 mm při rychlosti 3 mm/měsíc. Později byly zjištěny pouze nepatrné přírůstky deformace, v druhé polovině září 2005 zde byla naměřena celková výchylka 4.3 mm při rychlosti 0.1 mm/měsíc

Nad oblastí zjištěných vodorovných posunů, od povrchu terénu do hloubky 13.0 m dochází k náklonu osy vrtu opačným, severozápadním směrem. Celková velikost vodorovné deformace v důsledku náklonu činí na povrchu terénu 16.5 mm. V září 2005 se tento náklon zastavil.

Příčinou těchto výrazných pohybů bylo dle našeho názoru odvodnění deluviálních sutí na rozhraní kvartéru a miocénu v důsledku provádění štěrkových pilot. Zjištěné deformace v hloubce 15.0-16.0 m lze korelovat se změřenými příčnými posuny pilotové zdi v období květen-červenec 2005.

Musíme upozornit, že pokud by se svahové pohyby dále rozvíjely, mohou negativně ovlivnit chování celé opěrné konstrukce, neboť potenciální smyková plocha prochází pod provedenou pilotovou zdí.

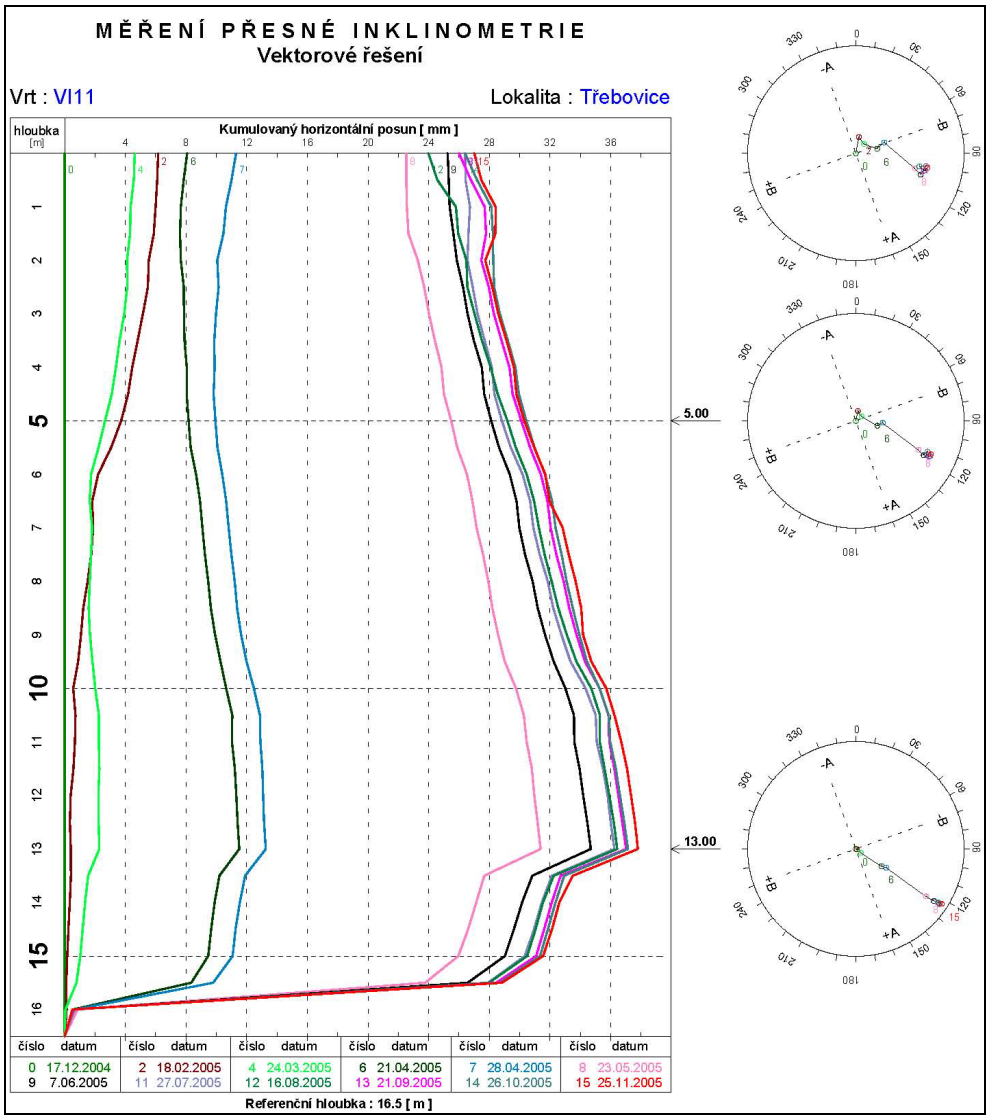
4. Závěry

Úsek přeložky trati v úseku Třebovice – Rudoltice patří k nejsložitějším úsekům na II.koridoru. Zajištění železniční trati bylo provedeno velmi masivními technickými opatřeními.

Velmi rozsáhlý monitoring na této stavbě, který svým rozsahem nemá na stavbách železničních tunelů obdoby, umožnil operativně reagovat na změny v okolním prostředí.

Obavy z chování zeminového prostředí, které byly podpořeny historickou zkušeností s problémy ve starém třebovickém tunelu, se v průběhu stavby nenaplnily a bobtnání miocénních jílů se neprojevilo (snad i proto, že zemními pracemi byla dotčena pouze svrchní část těchto jílů, přičemž velikost bobtnacích tlaků roste do hloubky a s rostoucím obsahem organické hmoty (Kresta 2004)).

Vzhledem ke složitosti geotechnických poměrů v zájmové oblasti bude monitoring v tomto úseku pokračovat i po dokončení stavby po dobu 10 let (do r. 2015). Desetileté měření nám umožní lépe pochopit chování stavebních konstrukcí v prostředí objemově nestálých zemin ve delším časovém období.



Obrázek 4 Inklinometrická měření ve vrtu VI-11, km 8.050

5. Literatura

Borovský K. (1994): Třebovický tunel na trati Olomouc – Praha.- Tunel, roč. 25. ,č.1, str. 25-27.

Jefferson I., Murray E.J., Faragher E., Fleming P.R. (2001): Problematic soils. Thomas Telford Publishing London.

Kresta F. (2003): Re-alignment of railway track Třebovice – Rudoltice (Czech republic), tunnel or open cut, analysis of geotechnical hazards.- Railway Engineering 2003, London.

Kresta F. (2004): Expansive clays in track subgrade in deep cut (section Třebovice – Rudoltice, Czech republic).- Railway Engineering 2004, London.

Kresta F. (2005): Geotechnické rizikové faktory výstavby hlubokého zářezu a tunelu v úseku přeložky trati Třebovice – Rudoltice.- Sborník konference Železniční mosty a tunely 2005, Praha.

Kresta F. - Sloboda J. (2005): ČD, DDC Optimalizace trati Krasíkov – Česká Třebová, Změna trasy v úseku Rudoltice v Čechách – Třebovice v Čechách. Monitoring a geotechnický dozor.- MS Stavební geologie – Geotechnika a.s.

Realizace tunelu Hněvkovský II, postupy při výstavbě a změny projektu

Ing. David Cyroň, Metrostav a.s., divize 5
Ing. Karel Milichovský, Metrostav a.s., divize 4
Ing. Štefan Ivor, Metrostav a.s., divize 5

V rámci optimalizace traťového úseku Zábřeh – Krasíkov je realizován dvoukolejný železniční tunel Hněvkovský II., který začíná v km 34,755 a končí v km 35,217 trati Česká Třebová - Olomouc. Celková délka tunelu je 462 m, z toho ražená část je dlouhá 433 m.

1. Technická data a postupy při výstavbe tunelu Hněvkovský II.

Základní údaje :

Jedná se o jeden ze tří ražených dvoukolejných železničních tunelů budovaných v rámci optimalizace traťového úseku Zábřeh - Krasíkov.

- Celková délka 462 m
- Délka ražené části 433,00 m
- Velikost raženého profilu 92,96 - 103,75 m^2
- Vjezdový hloubený úsek 25 m
- Výjezdový hloubený úsek 4 m
- Maximální výška nadloží 83 m
- Počet tunelových pasů 36 ks á 12 m
- Světlý tunelový profil 70,6 m^2

Zastižená geologie

Území je budováno proterozoickými metamorfovanými horninami zábřežského krystalinika. Z petrografického hlediska se zde vyskytovaly pararuly. A převažujícím horninovým typem byly biotitické pararuly, vyskytující se v různých odstínech šedé barvy.

Horniny byly nepravidelně a všesměrně rozpukané, pukliny jsou převážně sevřené, často vyplněné oxidy Fe. Pararuly byly tektonicky značně porušené a jejich pukliny vyplněny křemenen a jílem. V trase tunelu pak byly zastiženy mylonitizované poruchové zóny. Poruchy byly tvořeny podrcenou usměrněnou pararulou a grafitickou břidlicí .

Z hlediska pevnosti však převažují v masívu horniny se střední až vysokou pevností třídy R3 a R2, při povrchu a v místech tektonicky oslabených se lokálně vyskytují horniny s nízkou pevností třídy R4.

Hladina podzemní vody

Vzhledem k tomu, že horniny zastižené v trase tunelu byly značně rozpukané. Potvrdilo se to, že horniny na povrchu výrubu byly mokré. V některých místech se vyskytly také lokální výrony podzemní vody.

Ražba a primární vystrojení

Ražba tunelu Hněvkovský II, kterou zabezpečoval Metrostav a.s. probíhala dle zásad Nové rakouské tunelovací metody. Byla prováděna dovrchně a byla zahájena v srpnu 2004 na

výjezdovém portále tunelu. Ukončení ražeb pak nastalo v únoru 2005 po vyražení 433 m dvoukolejného tunelu a proražení do vjezdového portálu.

Rozpojování hornin v čelbách raženého tunelu se provádělo pouze pomocí trhacích prací s dočišťováním výrubu pomocí strojní mechanizace (tunelové rypadlo s nástrojem lžíce nebo hydraulické kladivo).

Celý profil tunelu Hněvkovský II. byl rozdělen vodorovným členěním na tři části. Jako první byla ražena kalota, za ní s odstupem probíhala ražba jádra rozděleného na dvě poloviny (levou a pravou). Po vyražení tunelu pak následovala ražba třetí části tunelu dobírka dna.

Ražená část byla rozdělena do tří technologických tříd výrubu (dále jen TTV) 3, 3m, 4 a 5a.

Základními vystrojovacími prvky byly:

a) **Stříkaný beton SB 20 (C16/20)**
V tloušťkách 150 – 250 mm

b) **Ocelové výztužné příhradové rámy**
Tříprutové výšky 150 a 200 mm. Geometrie výztužných rámů pak byla zhotovitelem upravena na poloměry zvětšené o 70 mm tj. bylo počítáno s konvergencí do 20 mm a stavebními tolerancemi do 50 mm .

c) **Svařované výztužné sítě**
Pro ostění opěr a klenby byly použity svařované sítě 8x8/150x150 mm a 6x6/150x150 mm

d) **Svorníky**
Svorníhy hydraulicky rozpínané dl. 3 m únosnosti 120 kN a dl. 4m únosnosti 150 kN

e) **Předháněné jehly**
Použita byla žebírková ocel ∅ 32 mm délek 4 m osazovaná do vývrtu

Každá technologická třída v ražené části pak obsahovala průměrné množství vystrojovacích prvků a jejich obvyklou kombinaci, potřebnou pro zajištění výrubu. Délka zajišťovaného výrubu se pak pohybovala v mezích od 1m v TTV 5a, 1,5 m v TTV 4 a 2 m v TTV 3,3m .

Kontrola kvality zabudovaného materiálu: V průběhu ražby a vystrojení primárního ostění byly provedené pravidelné kontrolní zkoušky stříkaného betonu, osazených svorníků a tloušťky primárního ostění.

Při kontrole stříkaného betonu byly odebrané vzorky pro zkoušku konzistence čerstvého betonu sednutím kužele a vzorky pro zkoušky betonu pevnosti v tlaku po 3 a 28 dnech na každých i započatých 2500 m^2 plochy nastříkaného betonu.

Z celkového počtu 2766 ks osazených svorníků bylo v průběhu ražby provedeno celkem 6 průkazních zkoušek svorníků (zkoušky byly provedeny do vytrhnutí svorníku, všechny svorníky vyhověly) a 294 kontrolních zkoušek zabudovaných svorníků (svorníky byly vyzkoušeny na 80% únosnosti), z kterých 277 svorníků zkoušce vyhovělo a 17 svorníků zkoušce nevyhovělo. Zkoušky byly provedeny pomocí zkušebního zařízení TESTER TSN-300.

Kontrola tloušťky stříkaného betonu byla provedena pomocí jádrových vývrtů na celou hloubku primárního ostění až k líci výrubu.

Izolace proti vodě

Požadavek vodotěsnosti pro tunel Hněvkovský II byl ve třídě vodotěsnosti O ve smyslu TKP ČD – kapitola 20. Z tohoto důvodu zde byl navržený otevřený systém hydroizolace (deštník) kdy podzemní voda prosakující skrz primární ostění je zachytávána hydroizolační fólií a sváděná do podélných drenáží umístěných v patě tunelu. Dno tunelu není izolováno a případné průsaky jsou jímány střední tunelovou stokou.

Kompletní montáž izolace byla prováděna z výjezdového portálu P1 tunelu. Vlastní provádění pokládky hydroizolace proběhlo takto. Na primární ostění se provedla vyrovnávací vrstva stříkaného betonu tloušťky do 20 mm jako podklad pro izolaci. Na tuto vrstvu se připevnilo izolační souvrství tvořené foliovou izolací Carbofol PE tunnel liner tl. 2 mm se signální vrstvou + ochrannou geotextilií 500 g/m^2 .

Definitivní ostění ražené části

Definitivní ostění ražené části bylo provedeno jako ostění sekundární, po dokončení ražby celého tunelu, zabudování primárního ostění ze stříkaného betonu a provedení mezilehlé izolace. Betonáž probíhala dovrchně od výjezdového portálu P1 tunelu Hněvkovský II. k vjezdovému portálu P2 tunelu.

Tunel byl stavebně rozdělen v ražené části na tunelové pásy dl. 12 m. Pouze pásy hloubených úseků měly atypické rozměry. Definitivní ostění tunelu pak bylo rozděleno na dva typy:

a) Typ R1 se základovými patkami pro TTV NRTM 3,4 a 5 typ R2 , tloušťka ostění 350 mm, poloměr vnitřního líce 5 450 mm v rozsahu klenby a 13 177 u opěr.

b) Typ R2 se spodní klenbou pro třídu výrubu NRTM 5a, tento typ byl použit pro tunelové pásy v blízkosti portálů tunelu. Tloušťka ostění 350 mm, poloměr vnitřního líce 5 450 mm v rozsahu klenby a 13 177 u opěr

Betonáž definitivního ostění byla prováděna ve dvou fázích – betonáž základových pasů (resp. betonáž spodní klenby a základových pasů), které byly prováděny v předstihu před montáží izolace, montáží výztuže a betonáží stropní klenby a opěr.

Kontrola kvality zabudovaného materiálu: V průběhu provádění definitivního ostění byly kontrolní zkoušky betonu rozděleny na kontrolu čerstvého betonu a kontrolu ztvrdlého betonu.

Při kontrole čerstvého betonu byly provedené zkoušky sednutím kužele v četnosti první a druhá denní dodávka a následně každá druhá dodávka betonu a při každém odběru vzorku na pevnost v tlaku.

Při kontrole ztvrdlého betonu byly odebrané vzorky v četnosti 6 vzorků pro zkoušku pevnosti betonu v tlaku po 28 dnech na jeden klenbový pás (délka pásu = 12 m), zkouška betonu na stupeň mrazuvzdornosti v četnosti 6 vzorků na portálových klenbových pasech a na první klenbě za portálovou klenbou, zkouška betonu na vodotěsnost v četnosti 3 vzorky na portálových klenbových pasech, na první klenbě za portálovou klenbou a na každém třetím klenbovém pase

Základové pásy

Jejich realizace začala hloubením rýh v ražené části u výjezdového portálu. Betonáž základových pasů o rozměrech 1500x 610 mm pak byla prováděna po blocích o délce 12 m. Pro betonáž základových pasů byl použit železobetonu C25/30-XC1,XF1,XA1, výztuž byla z oceli 10505.0 R.

Opěra a klenba

Opěry a klenba jsou provedeny ze železobetonu C25/30-XC1,XF1, výztuž z oceli 10505.0 R. Betonáž klenby a opěr byla prováděna do formy, po sekcích délky 12,0 m .

Hlavním nosným prvkem výztuže jsou příčné příhradové oblouky, čtyřprutové, obdélníkového profilu o výšce h = 200 mm. Příhradové oblouky jsou svařeny z betonářské oceli, skládají se z 5 – ti dílů, které jsou navzájem sešroubovány. Vzdálenost mezi oblouky v podélném směru je 1700 mm .

Příhradové oblouky jsou na rubové straně opatřeny pásy výztužné sítě šířky 900 mm, k nim jsou přiloženy pásy sítě šířky 1300 mm. Na líci se osadí pásy sítě šířky 2200 mm. Tato výztuž je doplněna příložkami ze samostatných prutů Ř R16.

Pracovní (resp. dilatační) spáry mezi jednotlivými sekcemi betonáže jsou v líci tunelu přiznány jako drážky a byly vytvořeny pomocí pryžového pásku osazeného do formy před každou betonáží.

Spodní klenba a dno tunelu

Betonáž dna tunelu byla provedena teprve, až po betonáži definitivních obezdívek a betonáži střední tunelové stoky. Tento postup byl zvolen z důvodu, aby převážně deska z prostého betonu C16/20-X0 v tloušťce 150 mm byla co nejméně namáhána pojezdy stavební mechanizace a znečištění nálitky od betonu. Dno pak bylo vyspádováno ve sklonu 4% ke střední tunelové stoce.

V sekcích definitivního ostění typu R2 tedy v sekcích, kde základové pásy tunelu jsou rozepřeny spodní klenbou tunelu o tloušťce 500 mm ze železobetonu C25/30-XC1, XF1,XA1 výztuž z oceli 10 505 R, bylo dno tunelu realizováno z betonu C16/20-X0 jako výplňový beton mezi spodní klenbou a štěrkovým ložem. Dno tunelu bylo vyspádováno ve sklonu 4% ke střední tunelové stoce. Betonáž tohoto výplňového betonu následovala až po zabetonování střední tunelové stoky .

Odvodnění tunelu

Odvodnění tunelu tvoří důležitý prvek v zajištění vodotěsnosti tunelu. Tento systém je pak tvořen pomocí patečních drenáží za rubem izolace umístěných v patě opěr tunelu s perforovaných tlakuvzdorných trubek PVC profilu DN 150 mm s rovným dnem .

Konstrukce patečních drenáží pak musí umožnit snadné revize a možnost pročistění tlakovou vodou. Celý systém odvodnění dna je pak doplněn o střední tunelovou stoku tvořenou tlakuvzdornou PE troubou profilu 350 mm s částečně perforovaným povrchem a hladkým dnem uloženou do mezerovitého betonu v rýze pod kolejovým ložem, která slouží k jímání průsaků vody pod kolejovým ložem. Systém patečních drenáží a střední tunelové stoky nebyly vzájemně propojeny.

2. Projektová dokumentace

Projektovou dokumentaci prvního stupně vypracovala fy Sudop Praha a.s. Zpracovatelem realizační dokumentace pak byla projekční kancelář Metroprojekt Praha a.s.

Snahou zhotovitele bylo to, aby veškeré nabyté zkušenosti z výstavby tunelu Krasíkov i předešlých podzemních staveb byly přeneseny a využity při tvorbě realizační dokumentace tunelu Hněvkovský II.

Oproti zadávací dokumentaci provedl zhotovitel změny v zajištění vjezdové hloubené části, ražené části a dokončení výjezdové hloubené části společně s projektantem realizační dokumentace tak, aby vedly k maximálnímu zjednodušení provádění oproti původně navrženému řešení.

Projekční změny oproti zadávací dokumentaci.

Vjezdová hloubená část

Jelikož tento portál tunelu Hněvkov II. je zasazen přímo do skalního výchozu kopce Hejnice a to vše přímo nad provozovanou silnicí do obce Hněvkov, inicioval zhotovitel snahu o zjednodušení zajištění celé stavební jámy.

Nový návrh tvaru stavební jámy pak ovlivnil i tvar budoucího portálu tunelu, který byl proveden šikmo k ose tunelu. Tímto řešením se zmenšil půdorysný rozsah stavební jámy tak především výška na kterou probíhalo odtěžení.

V původním návrhu byla stavební jáma navržena jako trvale kotvený skalní svah ve sklonu 1:10. Kde v nejvyšším místě je výška skalní stěny cca. 45 m, návrh realizovaný zhotovitelem představoval odtěžování do výšky cca. 25 m a snížení kubatury odtěžení cca na 1/2. Nad čelní portálovou stěnou pak byla provedena železobetonová převázka s lanovými kotvami dl. 25 m. Veškeré stavební práce pak byly provedeny bez montáže těžkého lešení navrženého v původním projektu.

Obr. 3. Vjezdový hloubený úsek tunelu Hněvkovský II.

Obr. 4. Zabetonovaný vjezdový portál tunelu Hněvkovský II.

Ražená část

Pro zajištění tunelu primárními obezdívkami byly navrženy oproti původnímu projektu tyto změny.

a) Kalota tunelu dostala tvar půlkruhu, čímž došlo k zjednodušení a typizaci kalotových příhradových rámů

b) Geometrie primárního ostění pak byla zhotovitelem upravena na zvětšené poloměry. Tím byl vytvořen dostatečný prostor, který umožnil zvětšení tloušťky definitivních obezdívek proběhnutí deformací primárních obezdívek , zachycení stavebních tolerancí při ražbách a prostor nutný pro geodetické vyrovnání při ražbě tunelu z jedné strany a pozdějšímu geodetickému vyrovnání.

c) Byl navržen příhradový rám pro třídu tř. 3 NRTM, jelikož zhotovitel předvídal zastižení takových geologických podmínek, které neumožňovaly provedení primárních obezdívek bez tohoto vystrojovacího prvku. Přidáním tohoto prvku, zhotovitel docílil omezení geologických nadvýlomů a dosáhl přesného tvaru ostění a dosažení požadované rovinatosti pro pokládku izolace .

d) Použití hydraulicky upínatelných svorníků oproti navrženým SN kotvám

e) Převážná většina prvků definitivních obezdívek byla zjednodušena tak, aby umožňovala použití ve všech typech tj. R1 i R2 .

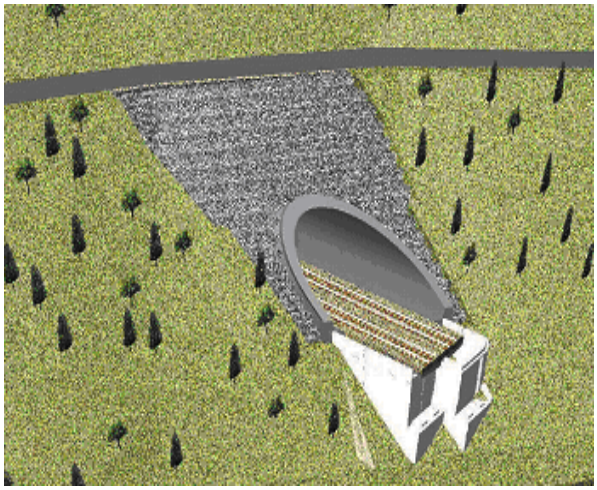
f) Zvětšením tloušťky definitivních obezdívek o 50 mm na 350 mm došlo k dodržení požadovaného minimálního krytí výztuže a snížení rizika prokreslování výztuže na líci definitivních obezdívek .

g) Odvodnění kolejového lože bylo vytvořeno za pomocí střední tunelové stoky za použití tlakuvzdorné částečně performované PE trouby obetonované mezerovitým betonem. Tímto řešením oproti zadávací dokumentaci byl vyloučena střední tunelová stoka ve tvaru žlabu přikrytého betonovými tvarovkami.

Výjezdová hloubená část

Na hloubené části zhotovitel navrhl použít pro zpevnění svahu kolem tubusu výjezdového portálu technologi vyztužených zemin pomocí geomříží Tensar . Aplikace této technologie by měla umožni rychlé vytvoření zpevněného zemního tělesa v okolí tubusu hloubeného tunelu za možnosti použití rubaniny z tunelu.

Předchozí řešení předpokládalo vytvoření vysoké gabiónové zdi v okolí výjezdového portálu za použití přetříděné rubaniny z tunelu.



Obr. 5. Projektová vizualizace výjezdového hloubeného úseku tunelu Hněvkovský II. při použití gabionové zdi

Obr. 6. Realizovaný výjezdový portál tunelu Hněvkovský II. s použitím geomříží TENSAR

3. Zhodnocení realizace a závěr

I když ještě není tunel Hněvkovský II. dokončen mohu z pohledu zhotovitele konstatovat, že stavební práce na ražených částech tunelu Hněvkovský II. byly provedeny bez větších obtíží a v postupném sledu za sebou .

Před vlastní výstavbou ražených částí byly provedeny práce na hloubených částech . Při těchto pracích pak byly zastiženy horší geologické podmínky , které si vyžádaly dodatečné zajištění všech stěn hloubeného výjezdového portálu pomocí systému dodatečných železobetonových převázek + lanových kotev a samozávrtných injektovatelných svorníky .

Na vjezdovém hloubeném úseku pak došlo k změně a vytvoření nového projekčního řešení. Tuto změnu a důvody k ní vedoucí pak dále blíže popíši .

Ražba části tunelu Hněvkovský II. v délce 433 m proběhla bez větších obtíží. Dosažení rychlejšího postupu ražeb však bylo nepříznivě ovlivněno omezením trhacích prací na dobu od 22 hod do 6 hod ráno z důvodu blízkosti obytné zástavby v obci Lupěné.

Dosavadní postupy výstavby tunelu si pak vyžaduje úzkou koordinaci mezi zhotoviteli dvou mostních objektů, které přiléhají těsně k hloubeným úsekům tunelu Hněvkovský II. Další obtíže při výstavbě pak způsobuje přítomnost silnice vedoucí do obce Hněvkov jelikož přístup do této obce musí být zachován po celou dobu výstavby tunelu.

I za těchto podmínek byl tunel vyražen za deklarovanou dobu tak, aby další navazující práce na betonážích definitivních obezdívek mohly plynule pokračovat.

Tunely na novém železničním spojení Praha – Beroun

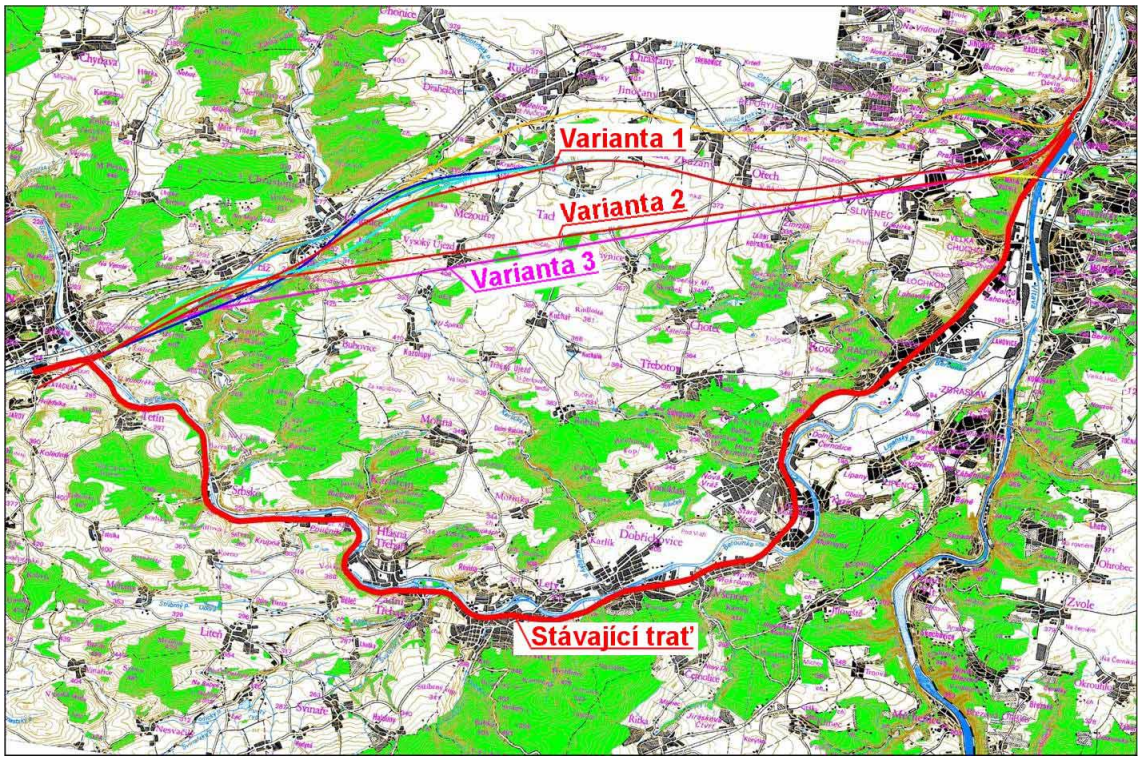
Ing. Jiří Mára, METROPROJEKT Praha a.s.
Ing. Jiří Růžička, METROPROJEKT Praha a.s.

1. Úvod

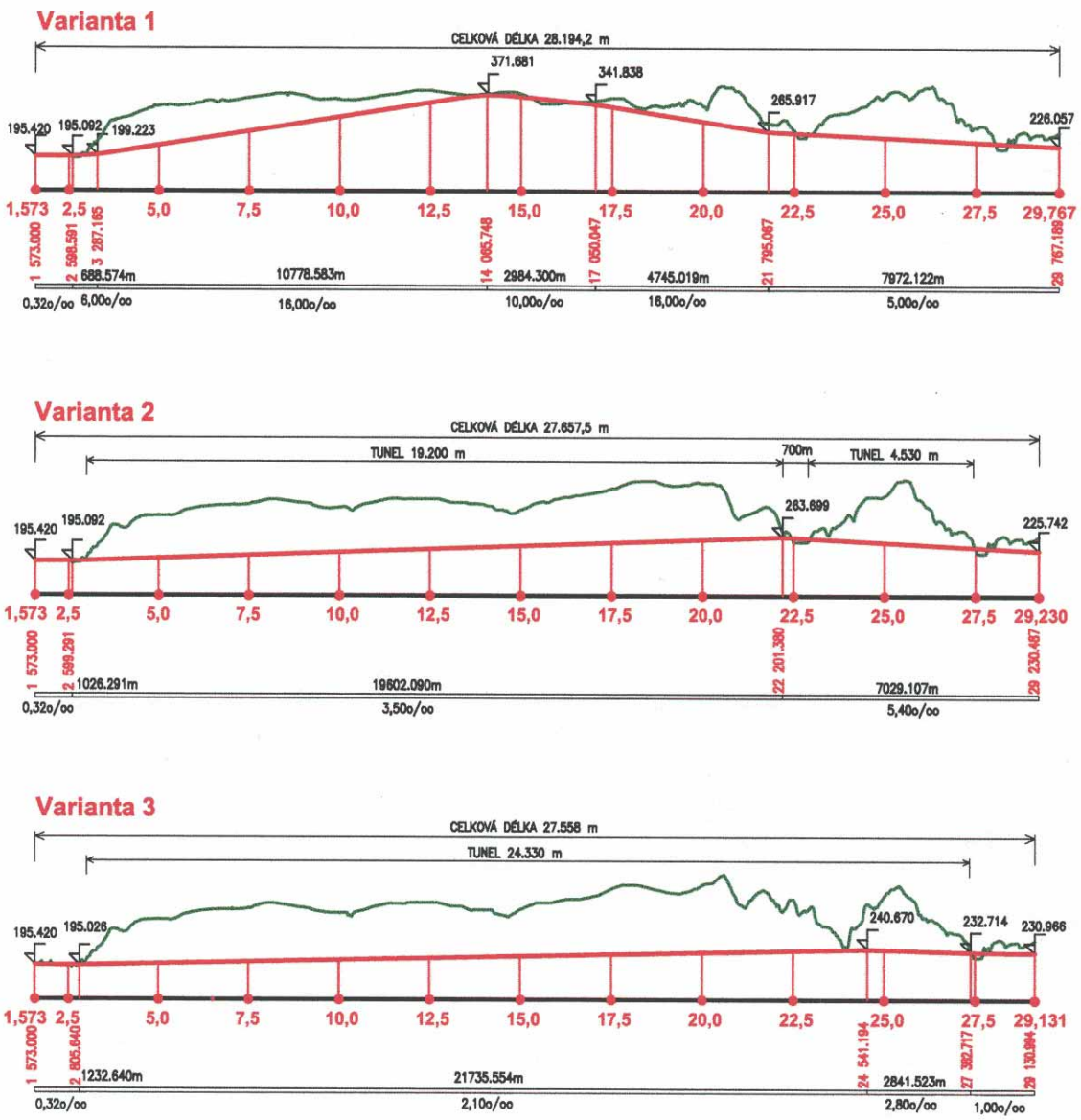
Součástí západní větve III. tranzitního železničního koridoru je i úsek trati Praha – Beroun. Trasa stávající železniční tratě vede údolím Berounky s hustou obytnou zástavbou a bezprostředně se dotýká území chráněné krajinné oblasti (CHKO) Český kras. Směrové vedení má úseky s maximální dosažitelnou rychlostí 80 km/hod. Při zpracovávání návrhu optimalizace tohoto traťového úseku se ukázalo, že úprava směrového vedení ve stávající stopě je prakticky nereálná a vynaložené prostředky by navíc nepřinesly očekávané zlepšení parametrů tratě. Z těchto důvodů bylo rozhodnuto hledat jiné řešení, které bude sledovat trasu plánované vysokorychlostní tratě (VRT). Ukázalo se ale, že studie VRT je překonaná. Investor proto objednal u METROPROJEKTU Praha a.s. studii, která by prověřila nové možnosti trasování tohoto traťového úseku.

2. Výsledky studie

Dle požadavku zadání projektant zpracoval několik variant možného řešení. V přehledné situaci (obr.1) je kromě stávající tratě barevně vyznačeno 6 variant trasy nového spojení, které byly prověřovány. Ve všech variantách začíná trasa v žst. Praha – Smíchov a končí vyústěním do údolní nivy Berounky na okraji Berouna v prakticky totožném místě. Studie ukázala, že je možno v podstatě sledovat varianty 1 a 2.



Obr.1 - Přehledná situace železniční trati Praha - Beroun



Obr.2 – Podélné profily variant 1, 2, 3

Varianta 1 – trasa byla zpracována v poloze, která se nejvíce přibližuje návrhu VRT. Z hlediska výškového vedení sleduje terén se značným stoupáním a klesáním (obr.2).

Varianta 2 – trasa směrově v podstatě také sleduje stopu trasy návrhu VRT, ale kromě úseku v Loděnici a úseku před žst. Beroun vede celá v tunelu s velmi malými sklony. V prostoru Loděnice je v této variantě kromě krátkých úseků tratě na terénu uvažován i mostní objekt délky 432 m.

Pro další rozpracování v přípravné dokumentaci byla doporučena varianta 2 z těchto důvodů:

- trasa je o 537 m kratší,
- má podstatně menší územní požadavky,
- má podstatně lepší parametry z hlediska výškového vedení (je energeticky úspornější),
- vyhýbá se CHKO,
- Investiční náročnost obou variant je v podstatě stejná.

3. Podněty vyplývající z projednání studie

Při projednávání studie s dotčenými obcemi obdržel investor od starosty obce Svatý Jan pod Skalou písemný nesouhlas s vedením trasy nad údolím říčky Loděnice. Podle jeho názoru nová železniční trať bude mít negativní vliv na životní prostředí v tomto údolí i v jejich obci. To vedlo projektanta k úvaze upravit výškové vedení trasy ve variantě 3 (viz. obr.1) tak, že nebude v údolí říčky Loděnice vystupovat nad terén a bude vedena v tunelu mělce pod povrchem terénu. Znamená to, ale dočasný zábor pro realizaci hloubených tunelů v délce cca 150 až 200 m v území CHKO Český kras. Předností tohoto řešení je vyloučení mostního objektu včetně příjezdových komunikací pro zásahová vozidla hasičů k oběma portálům tunelů. Žádný trvalý zásah do životního prostředí v prostoru obcí Loděnice a Svatý Jan pod Skalou a v neposlední řadě zkrácení trasy o 99,5 m (viz.obr.2).Toto navržené řešení je nutno projednat se správcem CHKO Český kras.

POROVNÁNÍ VARIANT

	1.VARIANTA	2.VARIANTA	3.VARIANTA
Celková délka trasy	28,194 km	27,657 km	27,558 km
Délka trasy na povrchu	6,594 km	3,927 km	3,228 km
Délka tunelů	21,600 km	23,730 km	24,330 km
Maximální podélný sklon	16 $^{0}/_{00}$	5,4 $^{0}/_{00}$	2,8 $^{0}/_{00}$
Maximální převýšení	176,600 m	68,600 m	45,600 m
Maximální výška nadloží	151,500 m	171,100 m	201,200 m

4. Technické řešení tunelů

4.1 Koncepce tunelů

Ve variantě 1, ale zejména ve variantách 2 a 3 se uvažuje s výstavbou dlouhých tunelů. Z ekonomických rozborů a na základě znalostí v celosvětovém měřítku jasně vyplývá, že pro navrhované délky tunelů je nejvhodnější uvažovat ražbu plnoprofilovým razícím strojem (TBM), který by měl zajistit rychlý a efektivní postup ražby ze dvou portálů, aniž by bylo nutné v trase budovat další přístupové cesty pro více čeleb.

Pochopitelně není možné opomenout riziko případných krasových jevů, zejména v úseku mezi Loděnicemi a Berounem. Řešení tohoto problému je nutné věnovat patřičnou pozornost již při inženýrsko-geologickém průzkumu. Na základě průzkumu lze i blíže specifikovat požadavky na razící mechanizmus a způsob sanace případných poruch či kaveren. Pochopitelně není vyloučeno použití razícího stroje směrem od Prahy do Loděnic a pro protiražbu z Berouna do Loděnic, kde je především riziko krasových jevů, volit jinou technologii. Další otázka, kterou by měl zodpovědět hydrogeologický průzkum, je úroveň hladiny podzemní vody a zatížení ostění tunelů hydrostatickým tlakem. Důvodem je především snaha minimalizovat, respektive prakticky zcela vyloučit negativní vliv této stavby na životní prostředí. Proto předpokládáme, že ostění jednokolejných tunelů bude vodotěsné a nebudou uvažovány trvalé drenáže za ostěním tunelu. Staticky nejvýhodnější kruhový profil tunelu toto umožňuje bez velkých nároků na tloušťku ostění a množství výztuže.

Ve všech variantách se předpokládá umístění pražského portálu v km 3,000. Je to těsně před křížením s výstupní barrandovskou radiálou (ulice K Barrandovu) v Hlubočepech. Při podrobnějším rozpracování projektu v přípravné dokumentaci bude pravděpodobně před tímto portálem místo hlubokého odřezu navržena hloubená část tunelu v délce cca 170 m, která bude následně zasypána a definitivní portál bude vhodně zakomponován do čela skalního ostrohu mezi stávající tratí směrem

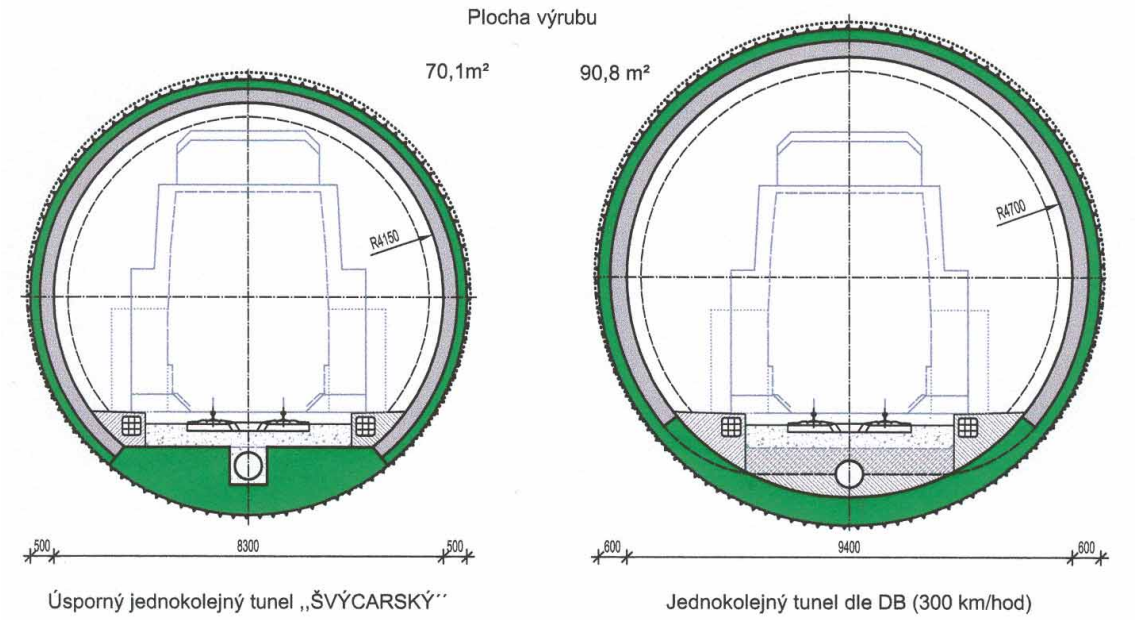
do Radotínu a tratí směrem na Rudnou. Tunel je situován tak, aby nebyl narušen reliéf výchozů horninových vrstev viditelný na boční straně ostrohu směrem k Vltavě.

4.2 Profil tunelu

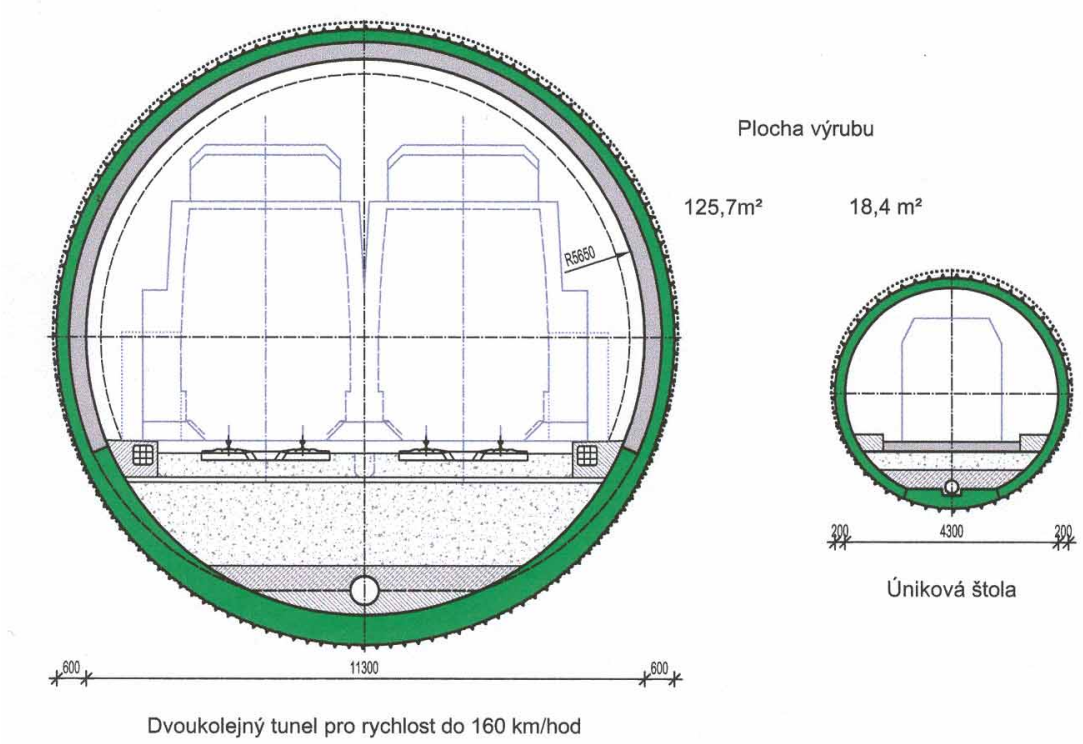
Ve všech uvažovaných variantách se předpokládá v úseku od pražského portálu na Smíchově v délce cca 2,3 km profil dvoukolejného tunelu pro rychlosti do 200 km/hod. V rámci dvoukolejného tunelu je řešen rozplet na jednokolejné tunely a dále odbočné komory pro napojení tratě nového spojení na trať směrem do Krče. Od místa rozpletu až do Berouna je uvažován buď jednokolejný ražený tunel s paralelní únikovou štolou, která může být v další etapě přestrojena na druhý jednokolejný tunel (ve studii základní zadání) nebo 2 jednokolejné tunely. V ekonomickém rozboru (viz. bod 5) je uvedeno i řešení s dvoukolejným tunelem a únikovou štolou. Toto řešení ale předpokládá průjezdy vlaků rychlostí 160 km/hod, což je v rozporu s požadavkem na průjezdy vlaků až 300 km/hod. je ale dokladováno jako průkaz nevhodnosti tohoto řešení jak z hlediska finanční náročnosti, tak i kvůli tlakovým účinkům působících na cestující při míjení se protijedoucích vlaků v tunelu.

Velikost profilu jednokolejného tunelu je veličina, která velmi výrazně ovlivňuje celkovou finanční náročnost stavby.Pro ekonomický rozbor variant řešení profilu tunelů jsme navrhli 3 typy příčného profilu jednokolejného tunelu:

- jednokolejný tunel pro rychlost 300 km/hod. dle směrnic německých drah (světlý průměr tunelu 9,4 m viz. obr.3),
- jednokolejný tunel pro rychlost 230 km/hod. dle směrnic německých drah (světlý průměr tunelu 8,9 m ,
- úsporný, tzv.“Švýcarský“ profil tunelu uvažovaný v nových dlouhých alpských tunelech ve Švýcarsku dle literatury pro rychlosti 200 km/hod. (světlý průměr tunelu 8,3 m viz.obr.3).



Obr.3 – Příčné řezy variant jednokolejných tunelů



Obr.4 – Příčný řez dvoukolejným tunelem a únikovou štolou

Určení velikost profilu tunelu je pro další projektovou přípravu zásadní. Nejdříve je nutné odpovědět na tyto otázky: Je nutné budovat největší profil tunelu? Jaké vlaky a jak rychle budou pravděpodobně projíždět? Jak budou tlakově utěsněny? Jaký budou mít součinitel odporu?

4.3 Stručná charakteristika varianty 2

Tato varianta byla doporučena k dalšímu rozpracování. Součástí navrhované trasy jsou 2 tunely (viz. obr. 1 a 2). V úseku mezi Prahou a Loděnicemi je navržen tunel v délce 19,2 km a v úseku mezi Loděnicemi a Berounem je uvažován tunel délky 4,53 km.

4.4 Stručná charakteristika varianty 3

V případě kladného projednání dočasného záboru pro stavbu v CHKO se správcem tohoto chráněného území, by tato varianta byla vhodnější než varianta 2. Je zcela vyloučen trvalý zásah do území říčky Loděnice a podélný sklon tratě je zcela minimalizován. Ražené tunely jsou přerušeny krátkým úsekem hloubených tunelů v údolní nivě Loděnice, kde je možno konstrukci upravit na projetí razícím strojem a nebo ukončit ražbu strojem směrem od Prahy a protiražbou tunelu od Berouna cca 3,2 km v území s pravděpodobným výskytem krasových jevů řešit jinou technologií např. Novou rakouskou tunelovaní metodou (NRTM).

5. Ekonomický rozbor variant řešení profilu tunelu

Varianta řešení	Plocha výrubu tunelu [m2]	Plocha výrubu štoly [m2]	Poměr nákladů na 1 bm trasy [%]	Poznámka
Jednokolejný tunel dle směrnic DB, pro rychlost do 300 km/hod (obr.3) + úniková štola (obr.4)	90,8	18,4	100 %	Základní řešení uvažované ve studii
Jednokolejný tunel dle směrnic DB, pro rychlost do 230 km/hod + úniková štola	79,3	18,4	90 %	
1 dvoukolejný tunel pro rychlost do 160 km/hod + úniková štola (obr.4)	125,7	18,4	130 %	
2 jednokolejné tunely, „Švýcarský“ úsporný typ pro rychlost do 200 km/hod (obr.3)	2x70,1=140,2	0,0	120 %	
2 jednokolejné tunely dle směrnic DB, pro rychlost do 230 km/hod	2x79,3=158,6	0,0	130 %	
2 jednokolejné tunely dle směrnic DB. Pro rychlost do 300 km/hod (obr.3)	2x90,8=181,6	0,0	155 %	

6. Závěr

Za nejvhodnější považujeme variantu 3. Pevně věříme, že správce CHKO Český kras dá přednost dočasnému záboru v údolní nivě říčky Loděnice, před trvalými mostními objekty s příjezdovými komunikacemi k portálům tunelů na hranici CHKO.

Při rozhodování o velikosti profilu tunelu doporučujeme prověřit použití úsporných profilů tunelu, tj. buď „Švýcarský“ profil (světlý průměr 8,3 m) nebo případně průměr 8,5 m, který v současné době realizují ve Španělsku na několika stavbách tunelů s délkami přes 20 km.

Při rozhodování, zda razit v 1.etapě jeden tunel a únikovou štolu nebo realizovat 2 jednokolejné tunely současně, je z výše uvedených rozborů jasně patrno, že vhodnější by byla ražba 2 tunelů pokud možno s úsporným profilem. V této variantě je od počátku k dispozici plnohodnotná dvoukolejná trať, která obzvlášť u varianty 3 (maximální sklon 2,8 $^{0}/_{00}$) má z hlediska energetické náročnosti vynikající parametry.

Následná výstavba druhého tunelu přestavbou únikové štoly v další etapě naráží často mimo jiné na problém udržení únikové štoly v provozu během ražby druhého tunelu. Obvykle to končí rozhodnutím vyrazit další tunel a únikovou štolu ponechat v provozu. To v součtu znamená další zvýšení celkových investičních nákladů.

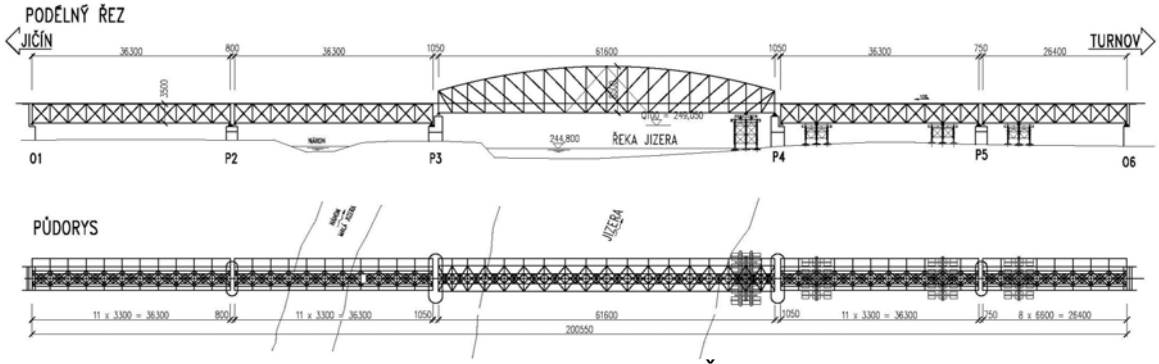
Rekonstrukce mostu v km 28,432 trati Libuň - Turnov

Ing. Libor Marek, TOPCON servis s.r.o.

Příspěvek pojednává o komplexní rekonstrukci velkého ocelového mostu přes řeku Jizeru v Turnově, která probíhala po etapách. Úkolem bylo zesílit ocelovou konstrukci na přechodnost D4/40, provést její PKO a spodní stavbu upravit pro bezpečný provoz na trati.

Úvod

Jednokolejná, neelektrifikovaná železniční trať překračuje řeku Jizeru a tzv. Malou Jizeru (mlýnský náhon), včetně jejich inundačního území, pod úhlem 75^0 mostem situovaným cca 80 m od jejich soutoku. Mostní objekt, ocelová nosná konstrukce o 5 polích, leží v širé, přímé na vjezdu do nádraží město Turnov. Po levé straně mostu je veden chodník pro pěší nesený na konzolách, připojených ke svislicím hlavních nosníků.
Rekonstrukce mostu v km 28,432 tr. Libuň – Turnov probíhala po etapách již od roku 2000 až do r. 2005 s přestávkami, které byly odvislé od přidělených finančních prostředků na jednotlivé etapy.
Do první z nich, nazvané 1. stavba, byly zařazeny pilíře P3 a P4. Ty byly nejen výrazně staticky narušeny, ale navíc byly vystaveny, ve srovnání se zbývající částí spodní stavby, vyšším nárokům, jak ze strany svislých a vodorovných reakcí (od pole L=61,6 m), tak z hlediska hydraulického, neboť se jedná o nábřežní pilíře v těsné blízkosti řeky Jizery. Realizace proběhla v r. 2000. Ostatní pilíře a opěry, které rovněž vykazovaly nebezpečné trhliny byly zařazeny do 2. stavby realizované v r. 2001. S odstupem 4 let, pak konečně došlo i na samotnou ocelovou konstrukci, která znamenala i největší finanční náklady z celé rekonstrukce mostu.

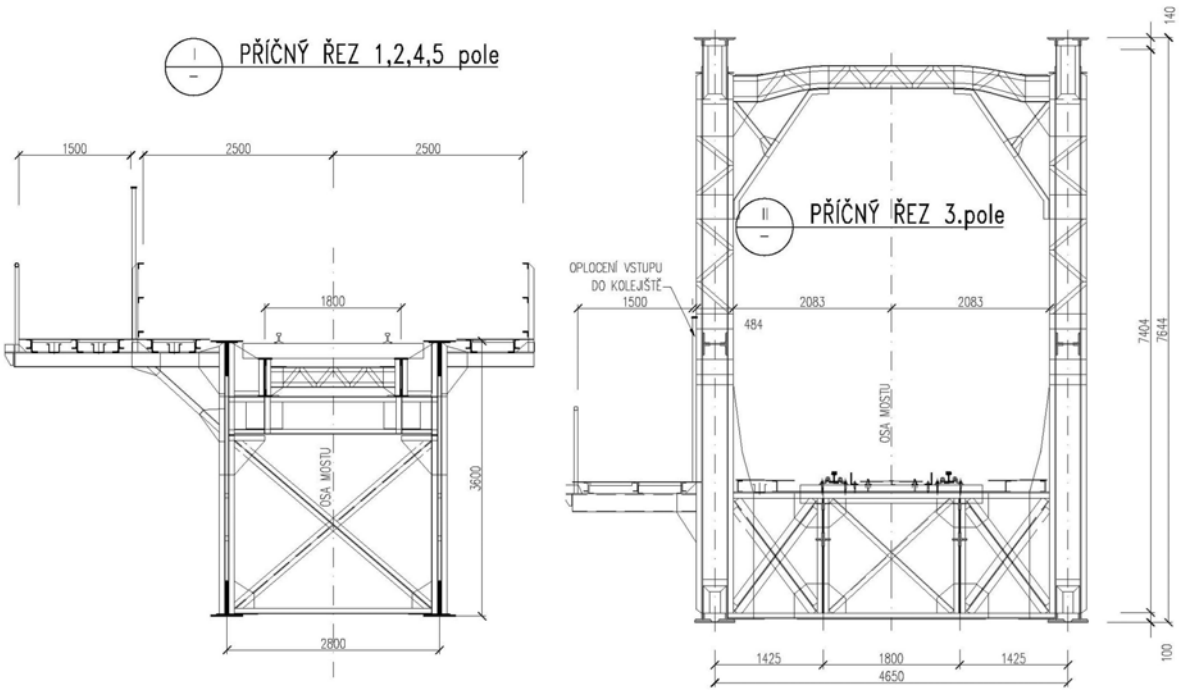


Most před rekonstrukcí s provizorním podepřením PIŽMO proti kolapsu konstrukce

Základní údaje o mostě

Most o 5 otvorech celkové délky 205,33 m má ocelovou příhradovou konstrukci, s rozpětími prostých polí 2 x 36,3 + 61,6 + 36,3 + 26,4 m. Konstrukce mostu z r. 1903 jsou ocelové, příhradové, nýtované, s prvkovou mostovkou. Hlavní mostní pole č. III má mostovku dolní, s příhradovými příčníky a zapuštěnými plnostěnnými podélníky. Na ostatních 4 konstrukcích je mostovka zapuštěná, s podélníky nasazenými na horních pasech příčníků. Hlavní nosníky III. pole mají parabolicky zakřivený horní pás a výplňové pruty tvoří násobnou statickou soustavu. Ve střední oblasti jsou horní pasy III. pole mostu opatřeny vodorovným ztužidlem. Hlavní nosníky zbývajících konstrukcí jsou přímopasové a mají výplňové pruty uspořádány do složené příhradové soustavy. Všechny konstrukce jsou uloženy na ocelolitinových ložiskách, z nichž pohyblivá jsou u

konstrukcí v I., II., IV. a V. poli tříválcová, v nejdelším III. poli pak čtyřválcová. Železniční svršek tv. T byl na mostě upevněn na plošně uložených dřevěných mostnicích průřezu 240 x 240 mm. Nad pohyblivými ložisky nosných konstrukcí byla instalována malá dilatační zařízení. Veřejný chodník pro pěší, o šířce 1,5 m, je umístěn na ocelových konzolách podél levé strany mostu, který je ve správě města Turnov.



Příčné řezy ocelovou konstrukcí před rekonstrukcí

Stav mostu před rekonstrukcí

Spodní stavba

Spodní stavba mostu byla vybudována převážně z pískovcového kvádrového zdiva. Pouze úložné kvádry pod ložisky pilířů a opěr byly tvořeny jemně opracovanými kvádry ze střednězrnné žuly. Hlavní příčinou vážných závad spodní stavby byla nedostatečná údržba mostu v minulých letech. Znečistěná pohyblivá válečková ložiska mostu přestala plnit svou funkci a tak vodorovné síly o vysoké intenzitě, vznikající při dilatačních pohybech NK zejména z titulu změn teplot, se přenášely nežádoucím způsobem do spodní stavby mostu.

V průběhu let tak vyvolaly závažné poruchy, především ve zdivu pilířů. Největší trhliny ve spárách kamenného zdiva pilířů měly šířku až 100 mm a některé kvádry v jejich koruně byly dokonce podrcené. Nejrozsáhlejší poruchy byly zaznamenány na pilířích P3, P4 a P5, menší pak na P2 a na obou opěrách a křídlech. Závěrné zdi opěr byly silně vykloněny směrem k NK a zejména v horních vrstvách bylo zdivo rozvolněné a nevyspárované. Zdivo opěr bylo vlhké, rozvolněné prorostlé vegetací, ale ve srovnání s pilíři bez nebezpečných trhlin. Na opěře č.1 byl prasklý podložiskový kamenný blok. Z těchto důvodů byla snížena traťová rychlost na 20 km/h. V polích mostu, přilehlých ke kriticky porušeným pilířům P4 a P5, byly nosné konstrukce

zabezpečeny nezaktivovanými pomocnými podpěrami PIŽMO, které by začaly působit v případě selhání funkce pilířů.

Nosná konstrukce

Závady ovlivňující negativně únosnost ocelové konstrukce mostu spočívají v různě závažných případech korozního oslabení jeho prvků a v důsledku, v minulosti zanedbané, údržby na tomto téměř 100 let starém objektu. Podstatné nedostatky v únosnosti zejména mostovkových prvků byly zjištěny podrobným přepočtem zatížitelnosti NK.

Etapy rekonstrukce

1.stavba – pilíře P3 a P4

Spočívala v odbourání kamenného zdiva dříků pilířů až na horní úroveň základových bloků a v jejich nahrazení novými konstrukcemi ze ŽB. Po celou dobu rekonstrukce pilířů, byly hlavní nosníky II. III. a IV. pole mostu podepřeny na zatímních bárkách, sestavených z inventárního materiálu PIŽMO a umístěných pod 1. resp. 2. (u pole III) svislicí hl. nosníků.

Polohy zatímního podepření dotčených polí bárkami PIŽMO byly určovány jednak hledisky statické funkce příhradové konstrukce hl. nosníků, tj. nutností styčníkového zatížení a minimálních převislých konců a jednak potřebou vytvoření dostatečného pracovního prostoru pro přestavbu pilířů. Pro pole II a IV bylo zatímní podepření umístěno pod první mezilehlé svislice tj. 3,3 m od osy dosavadního uložení. U konstrukce III. pole mostu bylo podepření, z prostorových důvodů, realizováno pod 2. svislicí násobné soustavy hl. nosníků. Z tohoto důvodu byly zesíleny svislice a obě diagonály vycházejících ze styčníků podepřených zatímními bárkami u II. a IV. pole. V případě III. pole mostu byly všechny prvky OK schopny bez zesílení přenést požadované zatížení. Pro dočasné podepření OK byly vyrobeny speciální ložiska s teflonovou kluznou plochou, která zajistila bezpečnou funkci dilatačních posunů OK.
Nové části pilířů (dříky a úložné prahy) jsou ze ŽB a zachovávají, tvary pilířů původních, se zaoblenými čely na návodní i povodní straně. Úložný práh je výškově odstupňovaný, jak to vyžaduje rozdílná úložná výška konstrukcí s dolní (III. pole), resp. horní mostovkou (II. a IV pole). Práce na přestavbě pilířů P3 a P4 probíhaly bez přerušení provozu na trati. V době rekonstrukce spodní stavby byla u dotčených NK vyjmuta ložiska, která byla repasována a po konzervaci znovu osazena na původní místo.

2.stavba – pilíř P2, P5 a opěry O1 a O6

Projekt 2. stavby obsahoval odbourání dříků původních pilířů P5 a P2 v potřebném rozsahu a jejich nahrazení novými železobetonovými konstrukcemi. U opěr se odbourly horní částí závěrných zdí a v nejnutnější míře zdivo pod úložnými prahy.

Namísto nich se vybetonovaly nové ŽB konstrukce. Pro tyto práce bylo opět provedeno mezilehlé podepření NK přilehlé k dotčeným pilířům a opěrám. Navíc přechodové oblasti byly překlenuty malými provizorii, umožňující provedení výkopů za ruby opěr.

Nové části byly kotveny k zachovanému kamennému zdivu pomocí prutů výztuže vlepených do předem vyvrtaných otvorů. Prostor pro osazení pozednice a římsy pro sloupky zábradlí jsou součástí ŽB zídky. Římsa vpravo ve směru staničení byla konzolovitě vyložena mimo původní půdorys opěry. Důvodem je splnění prostorových požadavků MPP 2,5. Vlevo zůstala římsa v původní poloze (společné zábradlí a oddělující plot mezi kolejištěm a veřejným chodníkem). U dotčených NK byla vyjmuta, repasována a po konzervaci znovu osazena původní ocelolitinová ložiska.

3.stavba – Ocelová konstrukce

Přepočet OK prokázal že hlavní nosníky všech 5 konstrukcí mostu vyhoví pro zatížení traťové třídy D4/40. Návrh se tedy omezil pouze na zesílení, případně výměnu prvků mostovky a nevyhovujících prutů příčných a vodorovných ztužidel jednotlivých konstrukcí. Na hlavních nosnících III. pole byly navíc lokálně zesíleny dvě svislice, na něž bylo v r. 1932 dodatečně a zřejmě bez ověření důsledků, připojeno brzdné ztužidlo. Z důvodů statických, resp. v důsledku oslabení korozí, byly zesíleny nebo vyměněny prvky všech typů ztužidel mostu. Protože skutečné korozní oslabení OK bylo možné bezpečně zjistit až v průběhu prací na očištěných konstrukcích, byla četnost ostatních prvků, vyžadujících zesílení nebo výměnu, předběžně odhadnuta a upřesněna až při samotné realizaci na stavbě.

<u>Ocelová konstrukce - 1.,2., 4. a 5. pole</u>

Při rekonstrukci těchto polí došlo k výměně všech nasazených podélníků za spojité válcované nosníky HE450A, včetně jejich ztužení, zesílení příčníků přidáním pásnic k hornímu pasu a dále rekonstrukci diagonál dolního vodorovného ztužidla hlavních nosníků, vždy v oblasti pevných ložisek.

Vodorovné ztužení podélníků bylo provedeno pomocí U 200 v poli a 2U200 nad příčníkem. Montážní styky podélníků jsou nýtované a délky montážních kusů byly přizpůsobeny technologii montáže mostovky.

Spodní příčle příhradového příčného ztužení tvořená dvěma úhelníky byly v řadě případů v místě napojení na vodorovný styčníkový plech u dolních pásnic hl.nosníků oslabeny korozí (místy zcela proděravěná), a proto byla provedena její výměna. Diagonály dolního vodorovného ztužení byly vyměněny pouze ojediněle cca 10 míst u všech konstrukcí dohromady. Horní pásové úhelníky příčníků u krajních opěr byly před zesilováním příčníků rovněž vyměněny. Vodorovné ztužení v úrovni horních pásnic příčníků bylo

v některých případech značně zkorodováno v místech připojení a bylo nutno provést jeho výměnu (1. a 2. pole – 100%, 4. a 5. pole – 20%). Spoje s nýty orezlými o více jak 50% byl přenýtovány.

Nová mostovka v 1.,2., 4. a 5. poli

Ocelová konstrukce - 3. pole

Zesílení bylo provedeno zejména u zapuštěných podélníků a nedostatečně únosných příčníků přidáním pásnic k hornímu pasu. Na hlavních nosnících došlo k lokálnímu zesílení svislic, v místě připojení brzdného ztužidla. Dále proběhla rekonstrukce dvou diagonál horního ztužení.

Jednotlivé pruty hlavního nosníku, které byly buď výrazně korozně oslabeny (propojky dvoustěnného průřezu v místě svislic a dolního pasu, prorezlý styčníkový plech nad ložiskem…) nebo tvarově zdeformovány (nadmostovkové vodorovné ztužení v rozsahu dvou příhrad, deformace spodní části příčníku v místě uložení…) byly nahrazeny novými.
Při rekonstrukci celé OK byly zesíleny resp. zrekonstruovány prvky o celkové hmotnosti cca 100 tun.

Železniční svršek

Na všech 5 polích je provedeno nové uložení mostnic na plošné pomocí dvojice mostnicových šroubů do plechu, přivařeného k horní pásnici nového resp. zesíleného podélníku. Pro vyrovnání podélníků bylo provedeno nové zaměření, které určilo teoretickou výšku jednotlivých vložek mezi podélníky a příčníky. Oba podélníky byly vyrovnány do stejné výšky, aby došlo k eliminaci vzájemných výškových rozdílů navazujících mostních polí, které vznikly při rekonstrukci spodní stavby v předchozích etapách. Nadvýšení jízdní dráhy kompenzuje průhyby od zatížení dopravou a je provedeno oteslováním nových mostnic výšky 240 mm. Na most je uložena nová kolej v délce 224,30 m tv. S49 na žebrové podkladnice a 7 párů KMDZ (malých dilatačních zařízení). Kolejnice nově vkládaného svršku jsou svařeny a napojeny do BK před a za mostem Pojistné úhelníky byly, po očištění a provedení PKO, vráceny zpět na ocelové podložky, které zajišťují jejich přizvednutí na normovou výšku 160 mm nad mostnicemi.

Podlahy

Došlo k vytvoření nových bezpečnostních prostorů mezi příhradami 5, 6, 7 a 12, 13, 14 III. pole po obou stranách mostu. Tímto rozšířením podlahy došlo k vytvoření požadovaného revizního prostoru pro úkryt obsluhy při průjezdu vlaku na tomto poli. Na inundačních polích jsou tyto výklenky již vytvořeny na protivodní straně. Nové podlahy na hlavách mostnic byly tvarově upraveny dle jejich nového rozmístění a nových KMDZ, stejně tak pak podlahy mezi pojistnými úhelníky.

Zábradlí

Na mostě je provedena rekonstrukce zábradlí na III. poli spočívající ve vytvoření nového zábradlí v bezpečnostních výklencích po vnější straně příhrad, ve zbylé části mostního pole bylo osazeno z vnitřní strany do normové výšky.

Protikorozní ochrana OK

Je ve skladbě min. 240 μm (ONS 21, ONS 13) resp. 280 μm (ONS 22, ONS14) nad řekou na otryskaný povrch Sa 2,5. Všechny spáry menší jak 10 mm nebo spáry větší jak 10 mm, kde není zajištěno dokonalé očištění byly před provedením PKO tmeleny resp. vyplněny PU tmelem po provedeném prvním nátěru. Ostatní dobře přístupné spáry zůstaly otevřené. Celkový rozsah PKO byl cca 8000m^2.

Závěr

Rozložení financování rekonstrukce této stavby do 3. etap umožnilo její realizaci dle finančních možností investora. Náhrada ocelové konstrukce v plném rozsahu by při dnešní situaci a cenách na trhu nebyla pro tuto trať obhajitelná. Díky znalostem a dovedností zhotovitele stavby a jeho podzhotovitelů, byla tato stavba úspěšně provedena v požadované kvalitě a termínu.

Hlavními účastníky rekonstrukce mostu byli

Investor: SŽDC s.o., Stavební správa Praha
Správce objektu: ČD a.s., SDC Liberec
Projektant: TOPCON servis s.r.o.
Zhotovitel 1. a 2. stavby: Chládek & Tintěra, a.s., Litoměřice
Zhotovitel 3. stavby: Chládek a Tintěra, a.s., silnice a železnice, Pardubice
Podzhotivitelé 3. stavby: Stamakocel, s.r.o., Skanska a.s.

Most po rekonstrukci

BRIMOS® BRIdge MOnitoring System **– NEDESTRUKTIVNÍ DIAGNOSTIKA MOSTŮ ZALOŽENÁ NA AMBIENTNÍM MĚŘENÍ KMITÁNÍ**

Ing. Pavla Hrůzová, INFRAM a.s.

Běžné vizuální a mechanické prostředky na zjištění stavu mostních objektů budou v dohledné době doplněny metodou, která z rozkmitání mostní konstrukce ambientními vlivy (provozem, větrem, seizmicitou, apod.), je schopna identifikovat poruchy nosné konstrukce mnohem dříve, než použitím běžně užívaných diagnostických metod.

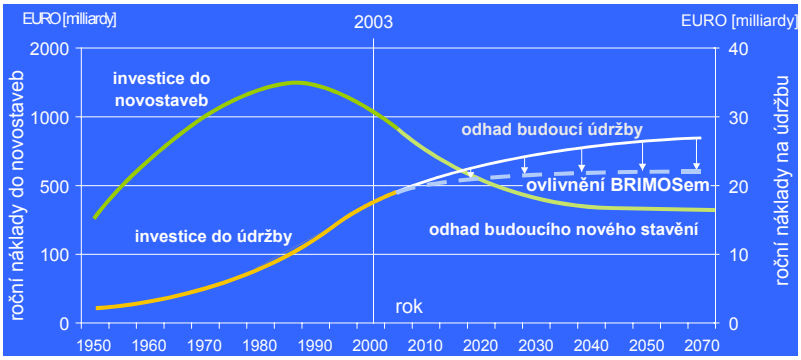
ÚVODEM TROCHU TEORIE ANEB O CO VLASTNĚ JDE:

Tato metoda je použitelná pro rozmanité konstrukce, avšak středem našeho zájmu jsou především mostní objekty, proto je celý příspěvek věnován právě jim.

Stav mostní konstrukce a jeho případná změna se projevuje změnou dynamické charakteristiky mezi očekávaným nebo dříve naměřeným a skutečným frekvenčním spektrem. Tímto měřením je možné identifikovat poruchy nosné konstrukce mnohem dříve, než jsou patrné. Dynamická metoda zjišťování chování konstrukcí se běžně provádí zavedením vynuceného kmitání (v předem určených místech) tzv. budiči kmitání a následným měřením pomocí senzorů (snímačů) kmitání.

Metoda diagnostiky mostů, založená na snímání a vyhodnocování dynamických charakteristik odpovědi z tzv. ambientních příčin kmitání, je jednou z metod, která bez omezení dopravního provozu (tj. bez uzavírky provozu) a bez použití nákladných budičů kmitání zjistí skutečné chování nosné části mostní konstrukce v provozních podmínkách. Ambientní vlivy kmitání jsou zajišťovány běžným dopravním provozem, změnou teplot, nárazy větru apod. Podmínkou pro snímání amplitud kmitočtového vnímání od ambientních příčin je mimořádně citlivý měřící systém, který je schopen zaznamenat a identifikovat i minimální kmitání. Ambientní vibrační metoda diagnostiky se dá užít na každém druhu konstrukce nebo materiálu. Metoda měření dává výsledky neovlivněné faktorem měřících osob.

Následující graf (*Obr.1*) znázorňuje časovou relaci vztahu mezi investičními náklady na mostní novostavby a financemi, vkládanými do údržby mostů v Evropě. Z grafu vyplývá, jak je důležitá včasná identifikace poruch. Proto se s výhodou využívá diagnostická technologie BRIMOS®. Užitím metody. BRIMOS® lze včasně, ba s předstihem určit charakter a rozsah oprav či sanací mostů a tím dochází k zásadnímu snížení finančních nákladů na údržbu



- **Analýza a zhodnocení současného stavu konstrukce**
- **Porovnání původních a aktuálních podmínek uložení**
- **Plánování údržby a rekonstrukce**
- **Předpověď zbývající doby použitelnosti**
- **Kontrola bezpečného užívání**
- **Analýza dopravního provozu**
- **Analýza vlivu prostředí na konstrukci**
- **Vyhodnocení seizmických vlivů a účinků**
- **Určení intenzity kmitání**
- **a mnoho dalších odvozených možností**

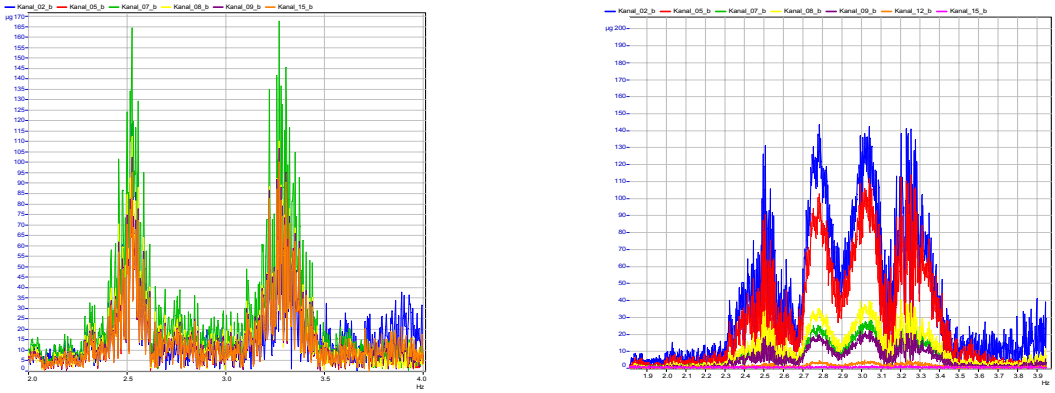
Obr. 1) Působení systému BRIMOS® a jeho aplikace

DYNAMICKÉ PARAMETRY:

Pro vyhodnocení stavu mostů je používáno **5 základních dynamických parametrů.**

1. Frekvenční spektrum

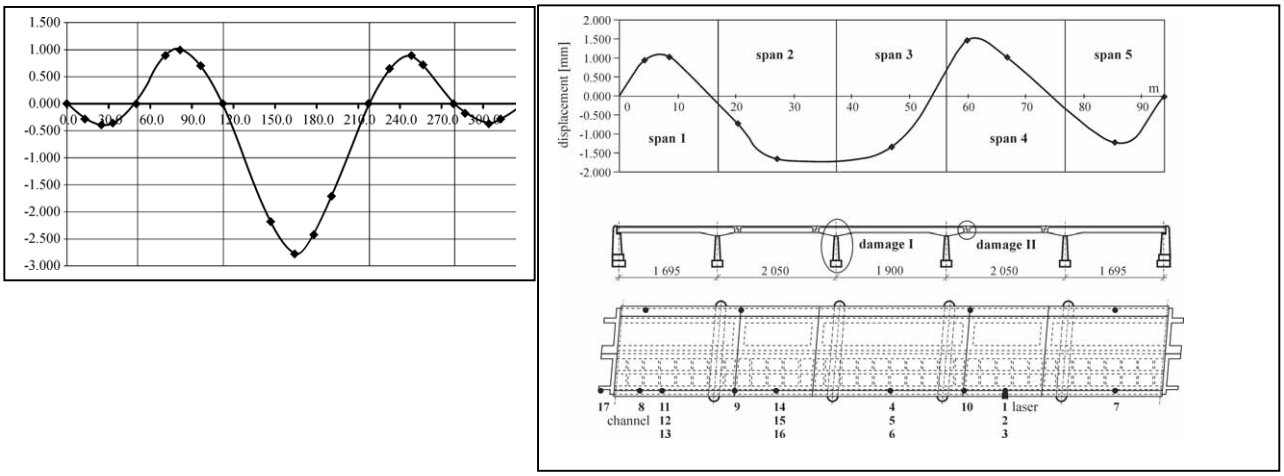
Skutečné zrychlení měřené konstrukce je vnímáno senzory. Frekvenční analýza - za pomoci tak zvané Fast Fourier Transformace (FFT) - identifikuje v signálu obsažené harmonické kmitání. Frekvenčním spektrem se zjistí dynamické pojmenování problému, které podává informaci o současné tuhosti konstrukce.



Obr. 2) Úsek frekvenčního spektra ambientního chy ve spektru, obsahující vliv provozu nákladních automobilů (2-4Hz, vpravo).

2. Měřený tvar příslušející k vlastní frekvenci

Pozorování a měření charakteristického tvaru kmitání v souvislosti s nízkými dlouhovlnnými základními frekvencemi indikuje, jestli jsou aktuální podmínky uložení stejné, jako byly původně.

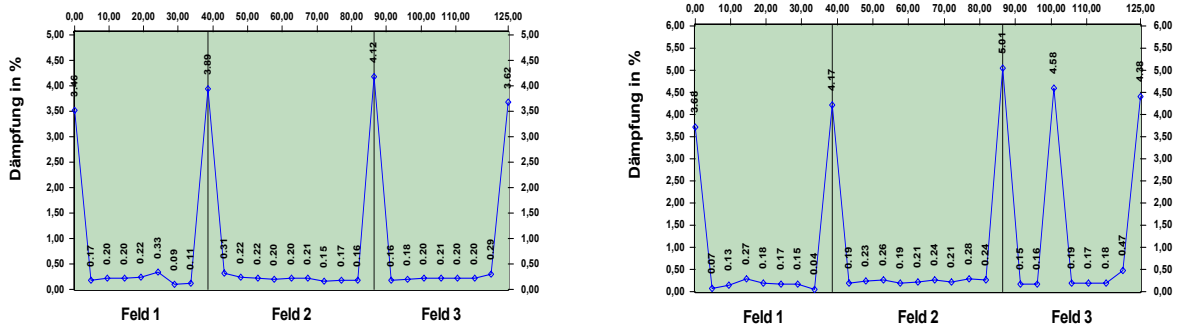


Obr. 3) Očekávaný charakteristický tvar (vlevo) a tvar, vyplývající ze snížení pilíře (vpravo).

3. Tlumení

Pro každou nalezenou relevantní frekvenci se vypočítává parametr tlumení, který lokalizuje místa, kde se energie kmitání ztrácí (ztráta energie). Základ tohoto výpočtu se opírá o tak zvanou ***Random Decrement Technique*** (RDT), která byla vyvinuta v sedmdesátých letech pro NASA. Přehled tlumení přes celou konstrukci lokalizuje, kde je

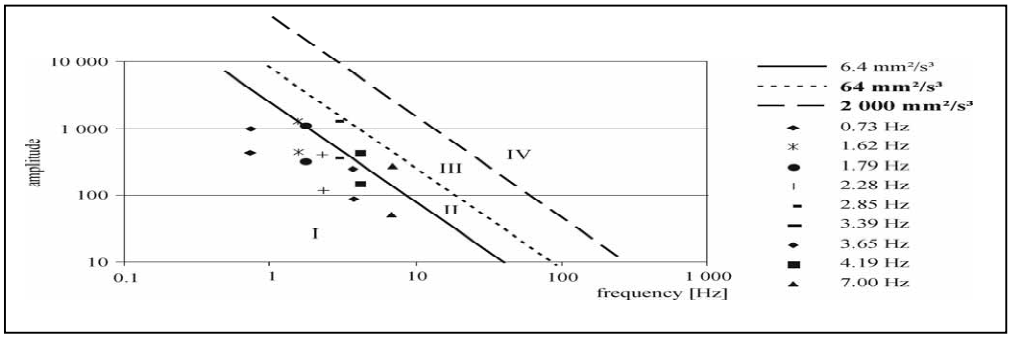
ztráta energie očekávaná (např. nad ložisky), na rozdíl od míst, kde se dají nalézt poruchy (trhliny, defekty v předpětí apod.).



Obr. 4) Ztráta energie nad ložisky (vlevo) a dodatečně i v poli, způsobená trhlinami (vpravo)

4. Intenzita kmitání

Intenzita kmitání vyplývá z porovnání měřených frekvencí kmitající konstrukce se zároveň vznikajícími průhyby za neobvyklých podmínek. Intenzita kmitání je z tohoto důvodu pomocným prostředkem k nalezení míst, ohrožených únavou materiálu.



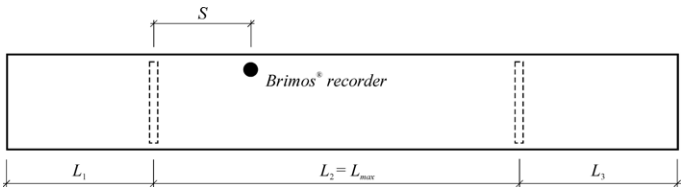
Obr. 5) Intenzita kmitání – Europabrücke.

5. Vývoj frekvenčních spekter

Frekvenční spektra různých (v určitém časovém odstupu 2 až 3 let) opakujících se měření na stejné konstrukci a za stejných podmínek vykazují změny frekvenčních špiček (maxim) a změnu jejich hodnoty v čase. Tento parametr je důležitý zejména v souvislosti se životností mostu.

BRIMOS® - RECORDER:

Firma VCE vyvinula kromě měřícího systému BRIMOS® i příslušný BRIMOS®-Recorder, který je vybaven jedním trojrozměrně měřícím senzorem zrychlení. Pro zhodnocení malých mostů stačí jeden Recorder, umístěný na reprezentativním místě *(Obr. 6)*. Pro urychlení měření se dají dodatečně připojit externí senzory zrychlení a teploty. Přístroj byl vyvinut tak, aby provozovatelé mostů mohli sami provést vlastní měření. Vyhodnocení a interpretace je pak prováděna experty. Tento postup umožňuje vyhodnocení velkého množství mostů v jednom roce a zvyšuje bezpečnost jejich uživatelů.



Obr. 6) BRIMOS Recorder s dodatečnými senzory (vlevo) a jeho umístění na menších mostech (vpravo)

ZÁVĚR:

Technologii BRIMOS® lze spolehlivě využít pro následující činnosti:

- Provádění diagnostiky u železobetonových mostů (jak bez předpětí, tak i s předpětím), a také u ocelových mostů.
- U zavěšených mostů lze dodatečně určit účinné kabelové síly během stavebních fází, po jejich dokončení a po letech zatížení.
- Stejným způsobem se určují i účinné kabelové síly předpjatých mostů s volnou výztuží.
- Technologie BRIMOS® však navíc umožňuje další speciální aplikace, například:
    - Kontrolní měření při provádění demoličních prací (dozor nad dodržením mezní hodnoty zatížení a intenzity kmitání).
    - Zhodnocení odolnosti a stavu mostu před a po přepravě mimořádně těžkého nákladu.
    - Určení tlakové síly při provizorním nebo montážním vyztužení atp.

Výsledky měření a vyhodnocení byly aplikovány na cca 400 mostech v Evropě. V naší republice zatím proběhlo měření 3 objektů a to zavěšeného mostu ve Vršovicích na obchvatu kolem Prahy (tento most má ve správě TSK Praha), předpjatého železobetonového železničního mostu ve Vyškově (SŽDC) a monolitického železobetonového komínu v areálu Škoda Auto (ve správě firmy ŠKO-ENERGO, s.r.o.). Firma INFRAM a.s., zástupce firmy VCE v naší republice, má v jednání další objekty u nichž se počítá a diagnostikou na základě ambientního měření kmitání.

Závěr:

Kritici mohou poukázat na to, že finanční částky takovéto diagnostiky jistě nejsou zanedbatelné. Avšak například při trvalém monitorování mostů větších rozpětí, vysokých zatížení, alternativních či jinak zajímavých nebo netradičních konstrukcí může dojít k ušetření finančních částek díky včasnému zjištění závady a přesné lokalizace defektu.

Návrh a realizace železničního mostu v km 25,486 trati Praha Smíchov - Středokluky

Ing. Vojtěch Konečný
Ing. David Franc
fa Ing. Antonín Pechal, CSc. – projektové a inženýrské služby

Příspěvek se zabývá návrhem a realizací jednokolejného ocelového železničního mostu s dolní ortotropní mostovkou a příhradovými hlavními nosníky. Most má jeden otvor o světlosti 53,2 m. U této mostní konstrukce bylo použito řešení příčného řezu odlišného od MVL 212. Dolní pas příhradového nosníku je navržen tvaru I, který je na straně kolejového lože v dolní části zesílen do uzavřeného průřezu a tvoří stěnu žlabu kolejového lože.

Celková koncepce mostu

Vybudování mostu bylo vyvoláno nutností zajistit mimoúrovňové křížení stávající železniční tratě ČD s navrhovanou přeložkou silnice I. třídy I/6 kategorie R24,5/120. Překážku tvoří stávající jednokolejná železniční trať ČD. Trať je v současné době mimo provoz. Po dokončení mostu je plánováno zprovoznění tratě. Traťová rychlost v dotčeném znovu zprovozněném úseku bude s ohledem na stav železničního svršku, směrové i výškové poměry 60 km/hod (převýšení kolejí p = 74 mm). Na základě požadavku zástupců SŽDC SS Praha bude mostní konstrukce SO 210 provedena tak, aby v budoucnu mohla být traťová rychlost zvýšena na 80 km/h. Most je tedy projektován pro převýšení koleje 130 mm. Novostavba mostu je navrhována na normový zatěžovací vlak "Z".

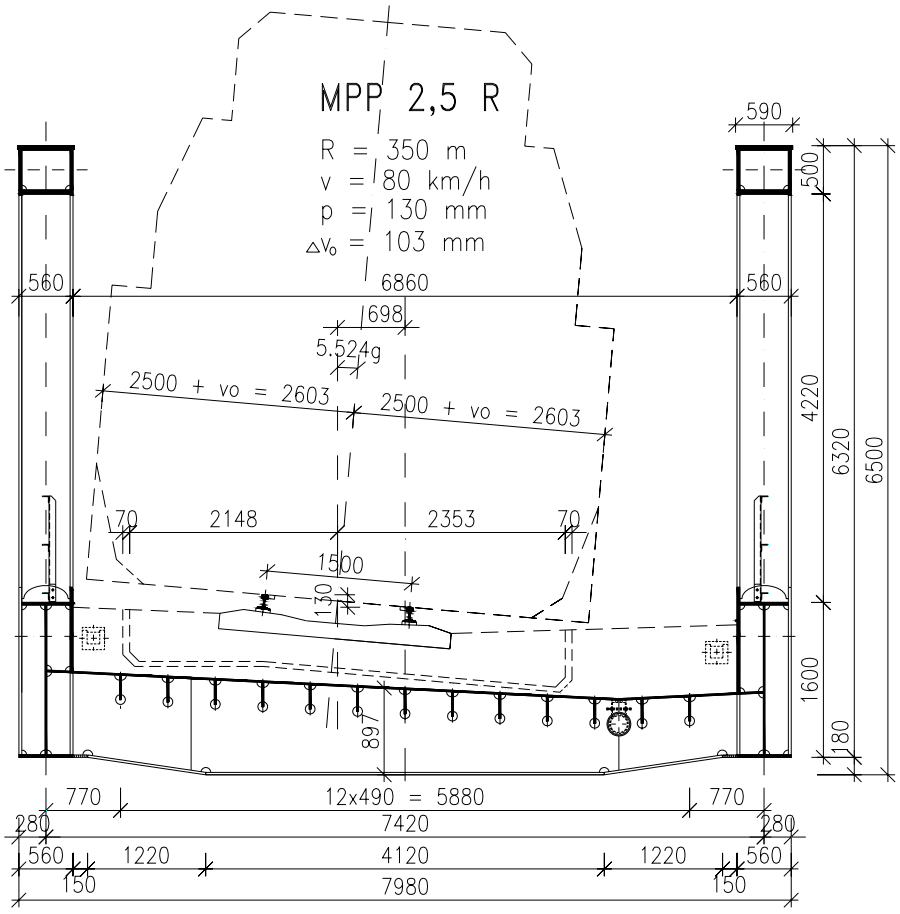
Vzhledem k tomu, že most je v širé trati a v oblouku, je dle ČSN 73 6201 – projektování mostních objektů šířka mostního průjezdného průřezu 2 500 + 103 = 2 603 mm s minimálním odstupem od nosné konstrukce 139 mm (min. 125 mm). Volná šířka mostu mezi nosníky je 6 830 mm. Šířka žlabu kolejového lože 6 860 mm a minimální tloušťka 560 mm vyhovuje strojnímu čištění kolejového lože.

Staveniště mostu se nachází v širé trati v extravilánu. Terén v místě stavby je rovinný. Přístup k mostu se předpokládá v trase navrhované komunikace. Výstavba mostu je prováděna za vyloučeného provozu. V rámci úpravy trati bude stávající žel. spodek a svršek v okolí mostu rozebrán a nová úprava bude provedena po dokončení mostu.

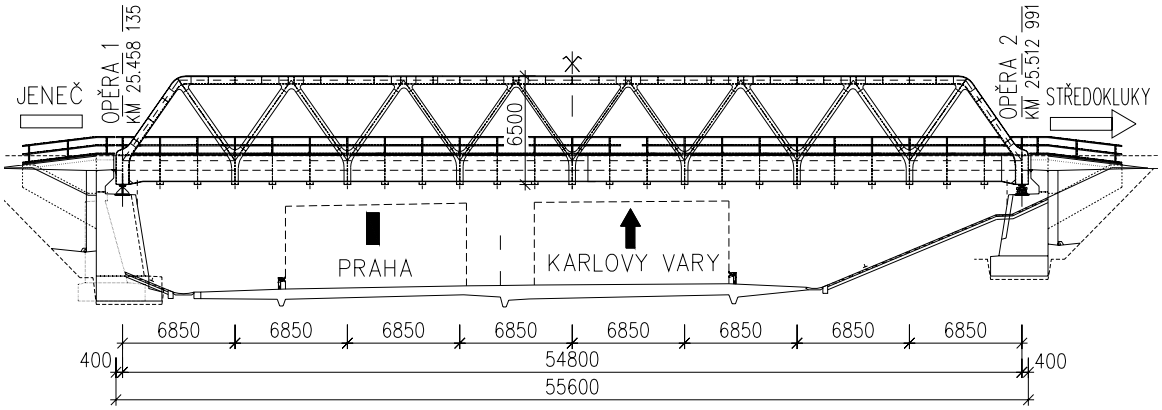
Při návrhu příčného řezu mostu bylo použito netradiční řešení s mostovkou plně integrovanou do nosného systému, které je odlišné od MVL 212. Snahou bylo navrhnout jednoduché a účelné detaily nosné konstrukce, aby výroba a zejména údržba mostu byla co nejjednodušší při zachování vysoké funkčnosti a estetiky konstrukce. Navržené řešení se ukazuje také jako úsporné s ohledem na spotřebu materiálu.

Hlavní nosná konstrukce

Nosná konstrukce je ocelová a je navržena jako prostě uložený trám vyztužený příhradovinou s dolní ocelovou mostovkou. Teoretické rozpětí trámu je 54 800 mm – to je rozděleno na osm příhrad po 6850 mm. Celková délka hlavních nosníků je 55 600 mm. Celková výška nosné konstrukce byla oproti DZS snížena z 7300 mm na 6 500 mm. Snížení výšky hlavních nosníků bylo umožněno tužším dolním pasem (v DZS původně navržen „klouboukový" profil). Snížená výška hlavních nosníků přispívá k větší tuhosti příčných polorámů a tím ke stabilitě horního pasu. Šířka hlavního nosníku je 590 mm.



Obr. 1 Příčný řez uprostřed rozpětí



Obr. 2 Podélný pohled

Dolní pas hlavního nosníku je tvořen svařovaným I-profilem, na vnitřní straně s uzavřenou komorou tvořenou mostovkovým plechem a bočními plechy kolejového žlabu. Komora je vyztužena diafragmaty v místě příčníků. Výška dolního pasu je 1600 mm, u opěr se tato výška zvětšuje na 1780 mm. I-profil je z vnější strany vyztužen v místech připojení diagonál příčnými výztuhami, které spolu s vnějšími styčníkovými plechy vytváří T-výztuhu (viz obr 3.) Navržené řešení umožní eliminovat nepříjemné detaily průchodu diagonál přes plechy obslužné lávky, což jsou z hlediska budoucí údržby místa problémová.

Horní pas příhradového hl. nosníku je navržen jako uzavřený truhlíkový průřez, neboť vykazuje vhodnější tvar z hlediska nebezpečí koroze a stability proti „kloboukovému“

profilu dle MVL 212. Tloušťka stěn je po délce konstantní 30 mm, tloušťky pásnic jsou po délce odstupňovány – použité tloušťky jsou 30 mm a 40 mm. Horní pás přechází na konci nosníku v tlačenou krajní diagonálu, která zachovává truhlíkový průřez, mění se pouze tloušťka pásnic na 20 mm. Zesílení krajní tlačené diagonály zvyšuje tuhost koncového polorámu a přispívá ke stabilitě horního tlačeného pásu.

Diagonály jsou navrženy jako svařované I průřezy s jednotnou výškou – 560 mm, tloušťkou stěn 16 mm a tloušťkou pásnic 30 mm. Dimenze jednotlivých diagonál se liší v šířce pásnic – 420, 360, 300 a 250 mm. Diagonály jsou k hornímu i dolnímu pasu připojeny pomocí tvarovaných styčníkových plechů.

Mostovka

Mostovka sestává z mostovkového plechu a podélných a příčných výztuh. Žlab kolejového lože odpovídá svými rozměry nutnému obrysu kolejového lože pro trať v oblouku o poloměru 350 m a převýšení 130 mm podle ČSN 73 6201 a MVL ČD 211, s prostorem pro uložení kabelových chráničeк. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 7420 mm. Dno žlabu je vyspádováno ve sklonu 5 % směrem do úžlabí, kde jsou umístěny odvodňovače. Úžlabí je příčně 1500 mm od osy pravého nosníku.

Mostovkový plech je navržen v tloušťce 16 mm. K mostovkovému plechu jsou přivařeny vpusti odvodňovačů z trubek 159/10 mm. Odvodňovače jsou opatřeny mřížkou.

Podélné výztuhy jsou z plechu profilu P20×250 mm v osových vzdálenostech po 490 mm. Výztuhy jsou provedeny jako spojité, procházejícími výřezy ve stěnách příčníků s kruhovými výpaly o poloměru 50 mm.

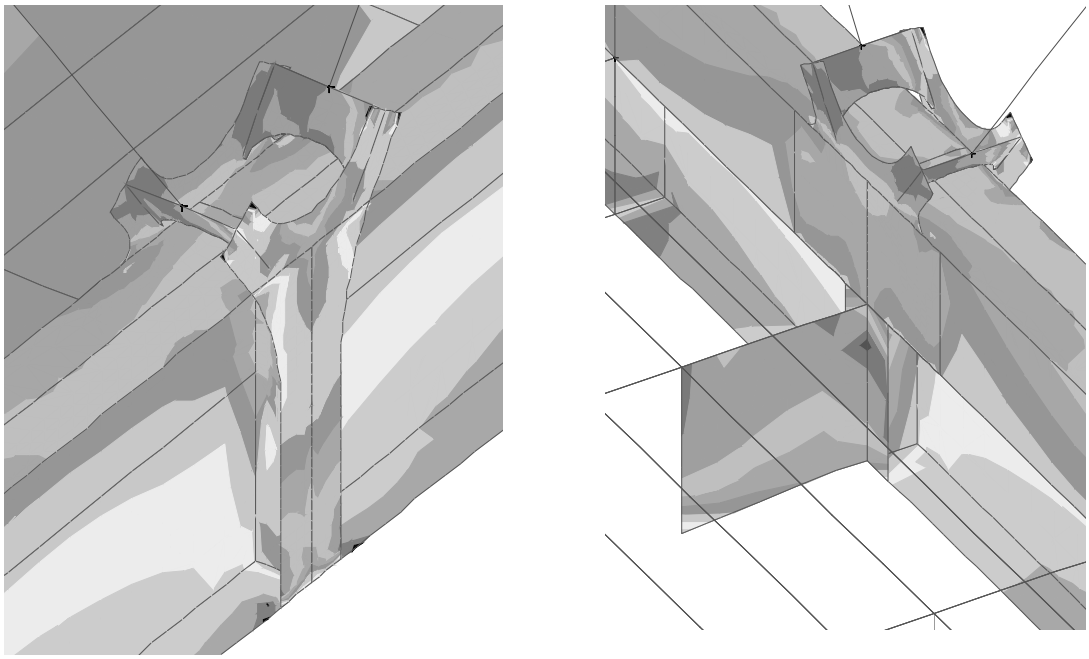
Příčníky jsou provedeny jako svařované obrácené T-profily. Osová vzdálenost příčníků je 2283 mm, každý třetí je umístěn ve styčníku příhrady hlavního nosníku. Jejich stěna bude provedena z plechu tloušťky 14 mm a dolní pásnice z profilu P 25×400 mm. Výška příčníků je volena tak, že jejich dolní líc je snížen o 180 mm pod úroveň dolních pásnic hlavních nosníků. Ve stěně příčníků budou provedeny prostupy pro odvodnění lemované úpalkem trubky 273/12 mm. Stěny příčníků ve styčnících jsou pod vnitřními styčníkovými plechy vyztuženy výztuhami P30×193 mm.

Statický výpočet

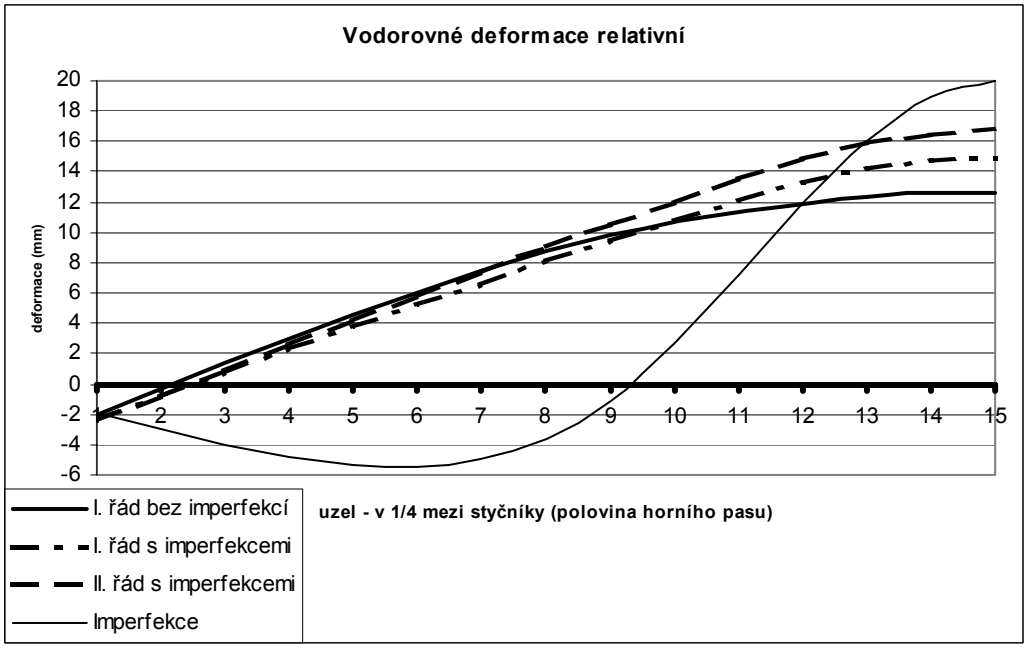
S ohledem na netradiční koncepci řešení nosné konstrukce mostu byl statický výpočet mimo běžné posudky rozšířen o výpočet horního pasu teorií II. řádu a detailní posouzení styčníků na dolním pase příhradového nosníku.

Vnitřní síly a napětí v hlavních nosných průřezech byly určeny na prostorovém modelu konstrukce. Mostovkový plech byl modelován deskostěnovými prvky v nichž jsou definována jako žebra podélné výztuhy a příčné výztuhy. Toto zadání umožňuje získat vnitřní síly působící na žebra s příslušnou efektivní šířkou. Příčníky jsou modelovány s proměnnou výškou. Příhradový hlavní nosník byl modelován pruty.

Pro výpočty horního pasu teorií II. řádu a pro detailní posudky styčníků dolního pasu byl dolní pas hlavního nosníku modelován včetně styčníků diagonál, zárodků příčníků a všech příčných výztuh a diafragmat pomocí 2D prvků, které podrobně vystihují tvar dolního pasu. Pro představu o výstižnosti modelu jsou na obr. 3 uvedeny ukázky napjatostí ve 2D prvcích na styčníku dolního pasu.



Obr. 3 Výpočtový model – detail styčníku na dolním pasu



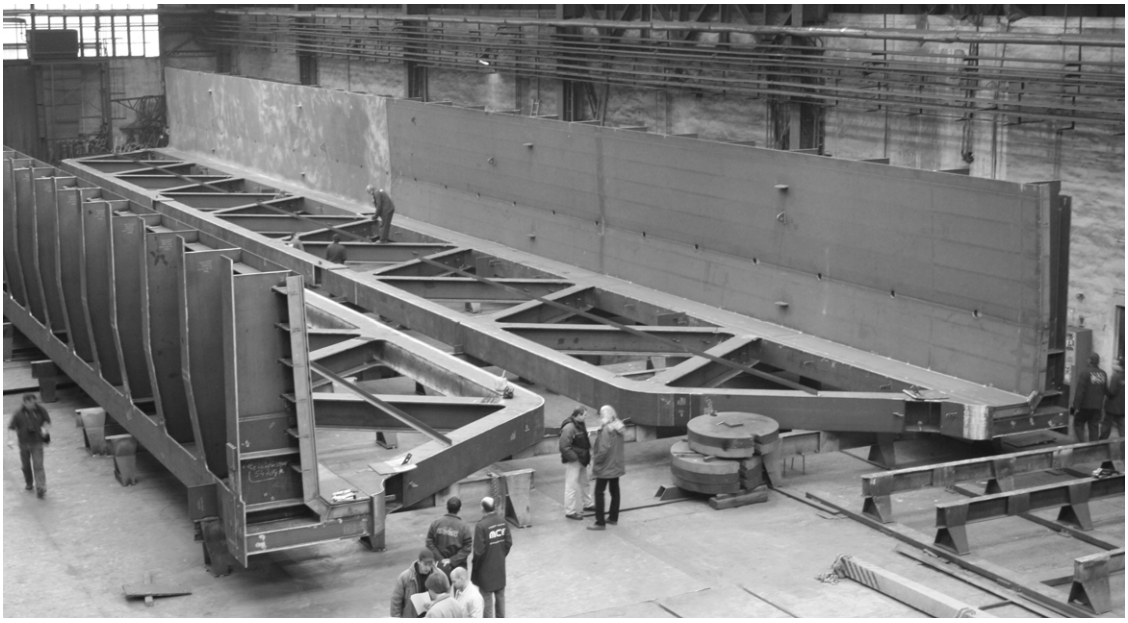
Obr. 4 Vodorovné deformace horního pasu

Horní pas byl posouzen nejdříve výpočtem metodou příčných polorámů a vzpěrnostním posudkem. Pro kontrolu napjatosti v horním pase a deformací horního pasu byl proveden výpočet teorií II. řádu, kdy byla uvažována imperfekce tvaru horního pasu s maximální amplitudou e_{0d} = 20 mm. Tato hodnota je předepsána také jako maximální výrobní a montážní tolerance přímosti horního pasu. Srovnáním přírůstku napětí vlivem vzpěru bylo možné konstatovat, že přírůstky získané výpočtem dle teorie II. řádu pro imperfekci s maximální amplitudou e_{0d} = 20 mm byly menší, než přírůstky napětí spočítané vzpěrnostním výpočtem dle ČSN 73 1401. Výpočet deformací teorií II. řádu prokázal, že tvar horního pasu při maximálním zatížení konverguje ke stabilní poloze a nárůst vodorovné deformace s uvažováním geometrické nelinearity a imperfekcí s amplitudou e_{0d} = 20 mm oproti výpočtu dle teorie I. řádu dosahuje

přijatelných hodnot ($max\Delta u_y$ = 4,2 mm). Na obr. 4 je graf zobrazující vodorovné deformace horního pasu pro výpočet dle teorie I. řádu bez zadaných imperfekcí, se zadanou imperfekcí a výpočet dle teorie II. řádu. Zobrazena je polovina horního pasu, hodnoty deformace jsou dány ve čtvrtinách mezi styčníky.

Výroba a montáž

Ocelová konstrukce je vyrobena z oceli S355J2G3. Výrobcem a montážní organizací nosné ocelové konstrukce je firma MCE Slaný, s.r.o. Celková hmotnost OK mostu činní 290 tun. Most je v současné době ve fázi výroby a montáže OK.



Obr. 5 Dílenská sestava

Montážní rozdělení na dílce je následující: dolní pas hlavního nosníku spolu s polovinou mostovky je rozdělen na dva dílce se stykem přibližně uprostřed rozpětí, příhradovina (horní pas a diagonály) je rozdělena na tři dílce. Nosná OK je montována na staveništi v definitivní poloze na předem zhotovených opěrách a jedné montážní podpěře přibližně uprostřed rozpětí. Nejdříve budou osazeny a svařeny čtyři díly mostovky a dolních pasů hlavních nosníků. Při montáži mostovky je třeba podepřít konstrukci čtyřmi mobilními stojkami v ose mostu tak, aby bylo zabráněno zkroucení mostovky a z toho plynoucí deformaci. Tyto stojky budou po zavaření podélného styku odstraněny. Na kompletní mostovku a dolní pasy budou přivařeny dílce příhradoviny. Konstrukce bude montována za pomoci mobilní silniční jeřábové techniky.

Zhotovitelem mostního objektu je firma SDS Exmost, s.r.o. Generálním projektantem stavby je firma VPÚ DECO Praha a.s. Předchozí projekční stupně (DSP a DZS) zpracovala firma PONTEX, s.r.o. Projekční kancelář Ing. Antonína Pechala, CSc. zpracovala realizační dokumentaci mostu a výrobní výkresy nosné OK, spodní stavbu projektovala v subdodávce firma PRIS, spol. s r.o.

Nový spřažený příhradový železniční most v km 34,707 traťového úseku Zábřeh - Krasíkov

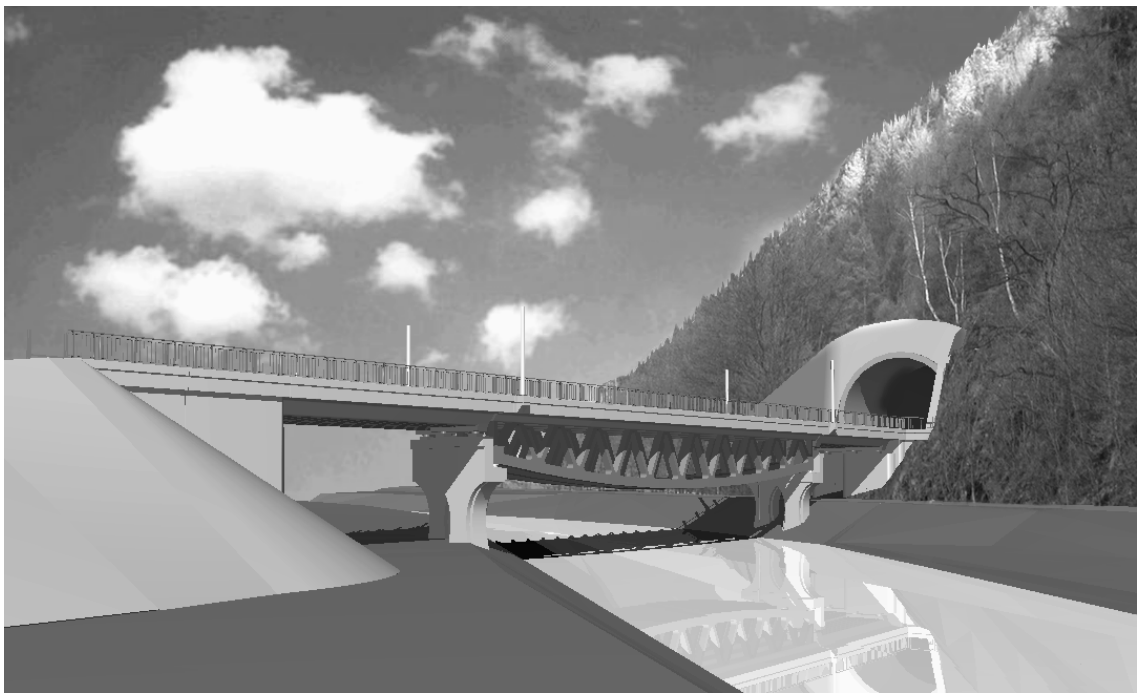
Ing. Jiří Jirásko, Ing Jana Sedláková SUDOP PRAHA a. s., středisko 250 Hr. Králové;
architektonická spolupráce - Ing.arch Petr Šafránek (návrh tvaru pilířů)

Nový mostní objekt v km 34,707 je součástí stavby „Optimalizace traťového úseku Zábřeh – Krasíkov“ realizované jako dílčí část výstavby propojení I. a II. tranzitního železničního koridoru. V současnosti dokončovaná mostní konstrukce se nachází na přeložce železniční trati u západního portálu nově budovaného tunelu Hněvkovský II. a svými třemi prostými poli rozpětí 16,0 42,0 a 14,0 m překračuje přeložku polní cesty, tok řeky Moravská Sázava a místní silnici III/31535 Zábřeh – Hněvkov.

Územní podmínky

V rámci výstavby propojení I. a II. tranzitního železničního koridoru je v současné době realizována i stavba „Optimalizace traťového úseku Zábřeh – Krasíkov“ s cílem zvýšit v tomto úseku traťovou rychlost až na 160 km/h. Stávající dvojkolejná železniční trať prochází mezi ŽST Krasíkov a ŽST Zábřeh sevřeným údolím Moravské Sázavy, jež sleduje komplikovaným směrovým vedením s dlouhými oblouky o poloměrech místy nižšími než 500,0 m. Z projektové dokumentace zpracovávané firmou SUDOP PRAHA a.s. na přelomu let 2001 a 2002 vzešel nový návrh směrového a výškového vedení optimalizovaného úseku trati počítající se dvěma přeložkami stávající trasy zahrnujícími tři nové tunely a celou řadu novým mostních a dalších inženýrských objektů.

Součástí přeložky mezi ŽST Hoštejn a ŽST Zábřeh je i novostavba mostu v km 34,707 bezprostředně navazující na západní portál nového tunelu Hněvkovský II prorážejícího jediným dvojkolejným tubusem masiv vrchu Hejnice. Trasa přeložky musí v tomto místě překonat pravobřežní polní cestu, tok Moravské Sázavy a dále pak levobřežní silnici III/31535, jež je jediným silničním spojením mezi obcí Hněvkov a Zábřeh na Moravě pro vozidla o hmotnosti nad 3,5 t.



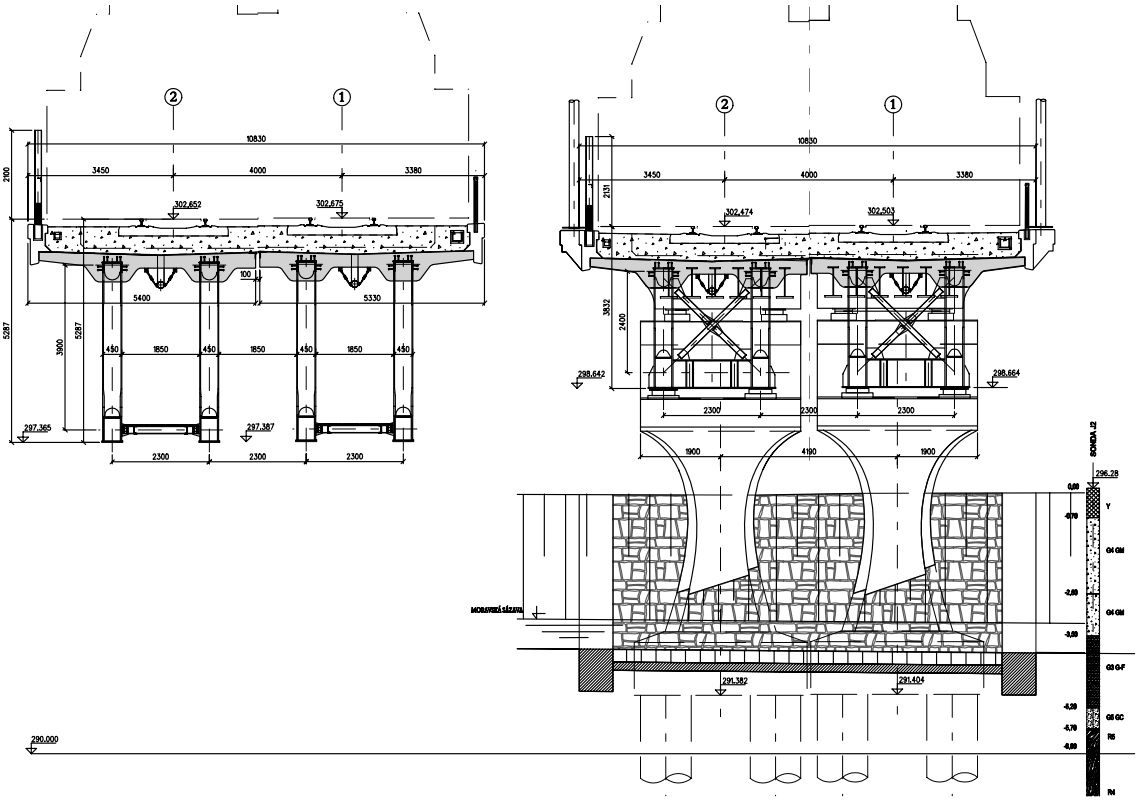
Obr. 1 Projektová vizualizace finálního stavu objektu

Základové poměry v dané lokalitě jsou jednoduché. Pod náplavy písčitých hlín (F3/MS) a sedimenty písků s příměsí jemnozrnných zemin (S3/S-F) se nalézají středně ulehlé vrstvy hlinitých štěrků nasedajících na skalní podloží tvořené navětralými až zdravými

fylity a rulami, jež šikmo upadá od svahu Hejnice pod říční nivu před Hněvkovem. Hloubka skalního podloží v prostoru mostu tak kolísá od 2 do cca 12 m pod stávajícím terénem.

Celková koncepce mostu

Pro návrh dispozičního uspořádání nového mostního objektu a volbu typu nosných konstrukcí se jako limitující faktory ukázali zejména požadavek správce toku umístit pilíře za břehové hrany vodoteče, požadavek investora navrhnout pod každou kolejí samostatnou nosnou konstrukci, dále pak nemožnost zahloubit levobřežní komunikaci a z toho plynoucí nedostatek stavební výšky pro překonávající konstrukci a v neposlední řadě potom celková potřebná délka přemostění vzešlá z hydrotechnického posouzení lokality. Konfigurace terénu a výše uvedené limitující faktory nakonec vedly k návrhu konstrukce o třech polích rozpětí 16,0 42,0 a 14,0 m. Výrazně rozdílná rozpětí v krajních a středním poli, odlišný charakter jednotlivých mostních otvorů a rozdílný poměr disponibilní konstrukční výšky k příslušných rozpětím jednotlivých polí poté vedl k nutnosti navrhnout jednotlivá pole jako prosté nosníky s odlišnými typy nosných konstrukcí v dlouhém hlavním poli a krátkých polích krajních. Vzhledem k šikmosti křížení s překonávanými překážkami a požadavkem kolmého ukončení jednotlivých konstrukcí jsou konstrukce v koleji 1 a 2 vzájemně podélně posunuty o 3,200 m.



Obr. 2 Příčné řezy hlavním polem ve středu rozpětí a v uložení na pilíř

Spodní stavba

Opěry objektu jsou monolitické železobetonové prováděné na místě. Třebovské (pravobřežní) opěry jsou založené na velkoprůměrových pilotách Ø1200 mm opřených do skalního podloží z navětralých fylitů a rul. Opěry jsou dělené, tj. pod každou kolejí je samostatná konstrukce. Násypovým kuželem obsypané třebovské opěry jsou opatřeny rovnoběžnými křídly a na ně navazujícími římsovými zídkami založenými plošně v násypovém tělese. Olomoucké opěry jsou založeny plošně ve skalním výlomu pod západním portálem tunelu Hněvkovský II.

Masivní pilíře na nichž se setkávají nosné konstrukce v předpolích s nosnou konstrukcí pole hlavního jsou monolitické, železobetonové, prováděné monoliticky na místě. Vzhledem ke zcela rozdílným konstrukcím navrženým v předpolích a v hlavním poli mají konstrukce na pilíři se stýkající výrazně rozdílné výškové úrovně úložných ploch a podélné osy os uložení jsou navíc příčně odskočeny o 325 mm. Tomu musel být přizpůsoben tvar hlavice pilíře, jež je tvořena úložným prahem hlavního pole a z něj vytaženou úložnou stěnou šířky 700 mm tvořící ve své horní rozšířené části úložný práh pro konstrukce předpolí. Pro optické odlehčení a lepší estetické působení masivních kubusů pilířů se obdélníkový průřez dříku pilířů s vykrojenými nárožími po výšce plynule mění podle paraboly 2° s nejužším místem přibližně v polovině výšky dříku. Pilíře jsou založeny vždy na čtveřici velkoprůměrových vrtaných pilot Ø1200 mm.

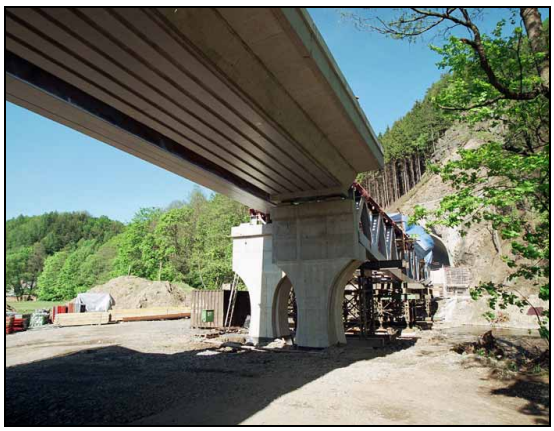
Obr. 3 Pohled na třebovské pilíře a opěry

Obr. 4 Provádění olomoucké opěry

Nosné konstrukce předpolí

Nedostatek stavební výšky u olomouckého předpolí překonávajícího silnici II/31535 vedl při volbě typu nosné konstrukce k návrhu železobetonové desky s tuhou výztuží ze zabetonovaných nosníků. S tímto typem konstrukce lze dosáhnout velmi malých konstrukčních výšek při zachování požadovaných deformačních vlastností, nevýhodou ovšem je zvýšená spotřeba materiálů oproti jiným typům konstrukcí. Pro třebovská předpolí byly z důvodu výrobních i estetických navrženy rovněž konstrukce se zabetonovanými nosníky.

Obr. 5 Montáž nosníků olomouckého předpolí



Obr. 6 Nosná konstrukce třebovského předpolí v koleji č.1

Pod každou kolejí v předpolích jsou navrženy samostatné nosné konstrukce. Rozpětí desek třebovského předpolí činí 16,000 m jejich celková délka potom 17,390 m. U konstrukcí olomouckých předpolí je rozpětí desek 14,000 m, celková délka každé z desek pak 15,390 m.

Každá z desek je vyztužena vždy 6-ti ocelovými svařovanými nesymetrickými "I" profily. Výška výztužných nosníků činí je 800 mm u třebovského předpolí a 720 mm u konstrukcí v předpolích olomouckých. Ocelové nosníky byly svařeny s projektovaným parabolickým nadvýšením v mostárně a na stavbu dopraveny vcelku. Nosníky jsou provedeny z oceli S 355 J2G3. Uložení desek na hrncová ložiska je realizováno pomocí koncových úložných příčníků šířky 900 mm a výšky 300 mm. Desky jsou v příčném směru opatřeny oboustrannými konzolami, přechod nosných konstrukcí na spodní stavbu opěr je řešen bez dilatačních závěrů pomocí krátkých železobetonových konzol přesahujících přes snížené závěrné zídky. Betonová část nosné konstrukce byla provedena z betonu C-/40 s výztuží z oceli 10 505 (R). Betonáž desek byla provedena v definitivní poloze při podepření konstrukce na skruži na ložiska osazená v úložných blocích. Tvar částí desek přiléhajících těsně ke spodní stavbě (přesahy, svislá plocha koncového příčníku) byl realizován přilepením separačních vložek přímo na spodní stavbu.

Nosná konstrukce hlavního pole

V hlavním poli je pod každou kolejí navržená samostatná, příhradová, ocelobetonová nosná konstrukce s horní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Nosná konstrukce je tvořena dvěma hlavními ocelovými příhradovými prostými nosníky rozpětí 42,0 m spřaženými pomocí navařovacích trnů se železobetonovou deskou mostovky. Osová vzdálenost celosvařovaných hlavních příhradových nosníků bezsvislicové soustavy činí 2,300 m. Pro zmenšení výškových rozdílů konstrukcí hlavního pole a předpolí v uložení na pilířích a pro optické odlehčení mohutné konstrukce hlavního pole nacházející se nízko nad terénem jsou hlavní nosníky navrženy s parabolickým průběhem dolního pásu. Systémová výška příhradových nosníků se tak mění od 2400 mm v uložení po 3900 mm ve středu rozpětí pole. Dolní pás tvoří uzavřený průřez výšky 610 mm a šířky 450 mm. Tloušťka stěn a pásnic je po délce proměnná, vnější obrys dolního pásu je však po celé jeho délce konstantní. Maximální tloušťka použitého materiálu je 40 mm. Z důvodu zajištění tvarové stability je průřez zajištěn příčnými difragmaty ve styčnících a v polovině rozpětí každé příhrady.

Obr. 7 Vyrobená konstrukce hlavního pole pro kolej č.1 při montážní přejímce

Diagonály i koncová svislice jsou navržené jako otevřené profily „I“. Stěny i pásnice diagonál jsou navržené odstupňovaně podle namáhání. Vnější šířka (výška) profilu diagonál odpovídající šířce dolního a horního pásu je jednotná a činí 450 mm.

Těžišťová osa horního pásu ocelového příhradového nosníku je ztotožněna s těžišťovou osou železobetonového žebra spřažené desky, horní pás svařovaného profilu tvaru „П“ je v žebru spřažené desky kompletně zabetonovaný. Toto staticky i funkčně výhodné (odpadají nátěrové plochy horního pásu se špatně přístupnými detaily styčníků) a v zahraničí poměrně běžné řešení bylo v síti Českých drah použito pravděpodobně vůbec poprvé. Profil horního pásu je oslaben otvory ve stěnách pro protažení příčné výztuže železobetonové desky a otvory šířky 120x150 mm v horní pásnici umožňujícími dokonalé zabetonování prostoru mezi stěnami profilu. Z důvodu usnadnění bednění kolem styku diagonál v místě jejich přechodu do betonového náběhu horního spřaženého pásu jsou jednotlivé styčníky opatřené límcovým plechem přivařeným konstrukčním koutovým svarem k figurám styčníků. Spřažení horního pásu s železobetonovou mostovkou je vytvořené pomocí navařovacích trnů délky 125 mm z oceli St 37-3K.

Příčný řez konstrukce není ztužen žádnými mezilehlými příčnými ztužidly. Koncová příhradová příčná ztužidla z válcovaných trubek jsou navržena ve tvaru ondřejských křížů. Pro zvedání konstrukce za účelem výměny ložisek jsou nad ložisky hlavní nosníky spojeny plnostěnným příčníkem výšky 680 mm.

Pro účely přepravy a montáže byl každý hlavní nosník rozdělen na 3 montážní díly se vsazovanou diagonálou a částí horního pásu. Svaření montážních dílů probíhalo na stavbě po jejich umístění na již vybudované železobetonové pilíře spodní stavby a dvě mezilehlé pomocné montážní věže PIŽMO, tvarová stabilita byla zajištěna montážním ztužením.

Ocelové konstrukce hlavního pole jsou zhotoveny z oceli S235 a S355, celková hmotnost použité oceli pro konstrukci v jedné koleji činí 96,8 t. Výroba ocelové konstrukce proběhla ve st edisku ocelových konstrukcí firmy Firesta Fišer a.s. v roce 2005.

Obr. 8 Osazené konstrukce hlavního pole

Obr. 9 Detail hlavního nosníku

Vybavení mostu

Všechny nosné konstrukce jsou uloženy na hrncových ložiskách ve standardní, staticky určité dispozici. V předpolí jsou použita hrncová ložiska pro maximální svislé zatížení 3,0 MN v hlavním poli potom 5,0 MN. Ložiska jsou osazena na úložných blocích z plastbetonu.

Příčné dilatační spáry mezi předpolím a hlavním polem a část podélné spáry mezi posunutými příčnými spárami konstrukcí předpolí v koleji 1 a 2 jsou opatřeny dodatečně osazovaným dilatačním závěrem MZ 3W 80J dodané firmou Doprastav a.s.

Krytí laloků mostních závěrů bylo realizováno pomocí kordovaného gumového pásu šíře 350 mm.

Podélné odvodněné spáry mezi konstrukcemi předpolí jsou lemovány systémem nerezových svařovaných obrub vkládaných do bednění před betonáží desek a svádějících srážkovou vodu do podélných nerezových odvodňovacích žlabů. Nosné konstrukce hlavního pole jsou odvodněny systémovým nerezovým odvodňovacím potrubím s odvodňovači umístěnými do úžlabí v ose konstrukcí.

Na monolitické římse u koleje č. 1 bude osazeno ocelové svařované zábradlí městského typu, na římse u koleje č. 2 je navržena protihluková stěna (hlukově odstiňující blízkou obec Hněvkov) výšky 2,100 m nad temenem kolejnice. Na mostě je stěna navržena v celé délce z panelů z akrylátového skla vsazovaných mezi příruby ocelových válcovaných sloupků profilu HEA 160.

Vzhledem k celkové délce mostu bylo nutno na nosné konstrukce umístit stožáry trakčního vedení. Ocelové trakční stožáry z válcovaných trubek budou osazeny na železobetonové výstupky v římsách konstrukcí hlavního pole umístěných v osách uložení konstrukcí na pilíře.

Postup provádění

Výstavbu objektu zajišťovala firma Firesta Fišer, rekonstrukce stavby a.s.. Realizace objektu byla zahájena na počátku roku 2005, v současné době je most před dokončením. Spuštění provozu na celém úseku trati Zábřeh – Krasíkov je plánováno na polovinu roku 2006. O zkušenostech z realizace objektu pojednává příspěvek Ing. L. Hökla „Nové železniční mosty na trati Zábřeh – Krasíkov“ obsažený v tomto sborníku.

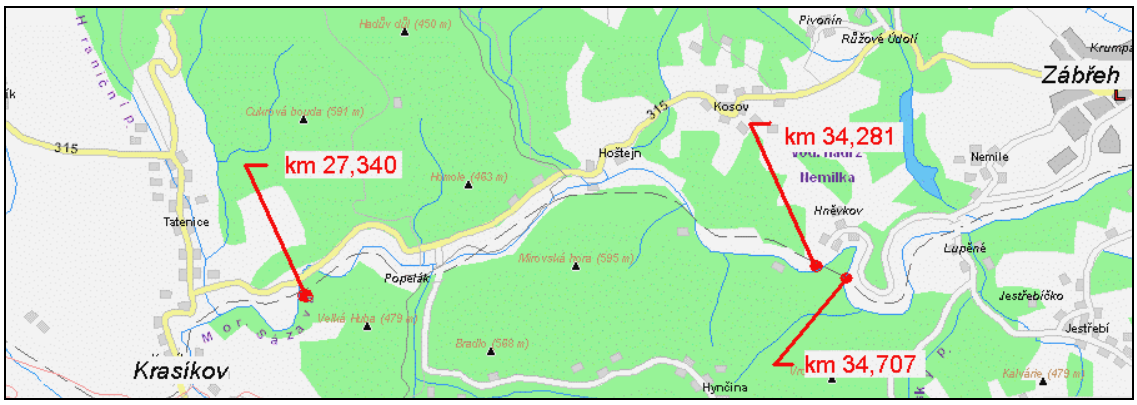
Obr. 10 Celkový pohled na prostor staveniště ve fázi svařování osazených montážních dílů hlavního pole

Obr. 11 Pohled na most před dokončením

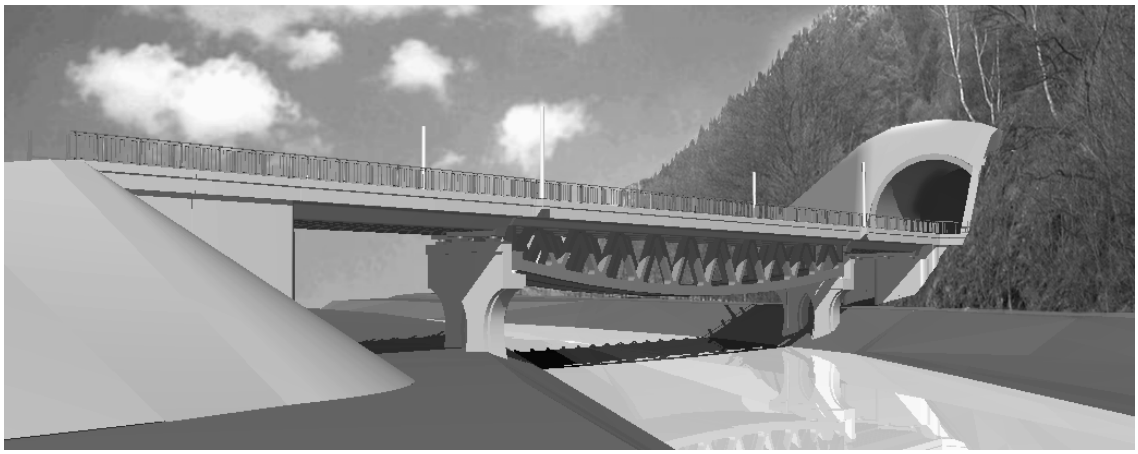
NOVÉ ŽELEZNIČNÍ MOSTY NA TRATI ZÁBŘEH - KRASÍKOV

Ing. Libor Hökl

V rámci „Optimalizace traťového úseku Zábřeh – Krasíkov“, která je součástí tranzitního koridoru, větve Přerov – Česká Třebová, realizuje v současné době firma FIRESTA Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. mimo jiné také tři mostní objekty. V obci Hněvkov to jsou objekty v km 34,281 a v km 34,707, v katastrálním území obce Tatenice pak most v km 27,340.
Vyšším zhotovitelem stavby je sdružení firem: Stavby silnic a železnic a.s., Metrostav a.s., Subterra a.s.. Investorem stavby je Správa železniční dopravní cesty, státní organizace.



Most v km 34,707 **Projekt: SUDOP Praha a.s., Ing. Jiří Jirásko**



Vizualizace mostu v km 34,707

Most se nachází v širé trati v přímé a převádí nově navrhovanou přeložku trati přes polní cestu, tok Moravské Sázavy a přes silnici III/31535 v obci Hněvkov. Jedná se o nový železniční most o 3 prostých polích s horní mostovkou. Nosné konstrukce v 1. poli (třebovské předpolí) a v 3. poli (olomoucké předpolí) tvoří železobetonové desky s tuhou výztuží ze zabetonovaných svařovaných ocelových nosníků průřezu I rozpětí 16 m resp. 14 m (olomoucké předpolí). Nosnou konstrukci hlavního pole tvoří dva hlavní příhradové prosté nosníky rozpětí 42 m bezsvislicové soustavy spřažené pomocí navařovacích trnů se železobetonovou mostovkou.
Pro uložení nosných konstrukcí jsou navržena hrncová ložiska pro maximální svislý tlak 5,0MN, kotvených do spodní stavby pomocí kotev do plastbetonu. Při následné údržbě lze výměnu ložisek provádět na každé konstrukci samostatně. Nové nosné konstrukce jsou uložené na třebovské a olomoucké opěře a třebovských a olomouckých pilířích. Části spodní stavby pod

Montáž OK pomocí autojeřábu nosn. 220 t.

kolejí č. 1 a 2 jsou vzájemně oddilatovány. Z důvodu šikmého křížení překážky a současně kolmého uložení nosných konstrukcí jsou navíc vzájemně posunuty o 3,2 m. Třebovská opěra a všechny pilíře jsou založeny na velkoprůměrových pilotách pr. 1200 mm. Olomoucká opěra je založena plošně. Hydroizolace mostovky a opěr je navržena z natavovaných pásů s ochrannou vrtsvou z betonu vyztuženého sítí. Dispozičně most bezprostředně navazuje na nově budovaný tunel Hněvkov II.

Most v km 34,281 **Projekt: SUDOP Praha a.s., Ing. Jiří Salava**

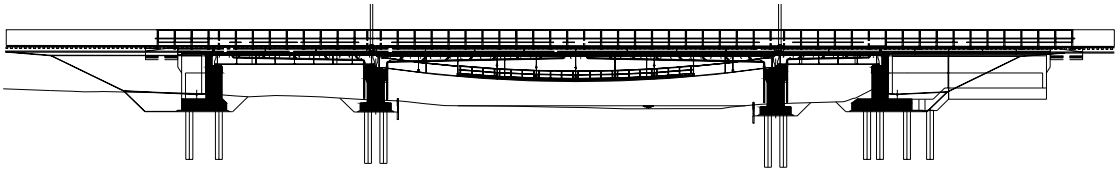


Schéma mostu v km 34,281

Nový most se nachází v širé trati, na nově zřizované přeložce trati Hoštejn – Zábřeh v obci Hněvkov. Převádí železniční trať přes místní komunikaci, tok řeky Moravské Sázavy a inundační otvor. Nosná konstrukce je navržená jako spřažená ocelobetonová konstrukce o třech prostých polích, v uspořádání se čtyřmi hlavními nosníky pro třebovské a olomoucké předpolí a se dvěma hlavními nosníky pro hlavní pole. Jejich rozpětí je 20,0 + 51,0 + 12,5 m. Konstrukce v předpolích jsou bez příčných ztužidel, mají pouze plnostěnné podporové příčníky. V hlavním poli jsou navrženy též mezipodporová příčná ztužidla. Ocelové hlavní nosníky jsou navrženy jako svařované I – profily v předpolích s rovnými dolními pásy, v hlavním poli s parabolickým dolním pásem. Horní pásnice nosníků jsou opatřeny trny pro spřažení se železobetonovou mostovkou. Nosné konstrukce v předpolích jsou uloženy na vyztužených elastomerových ložiskách, nosná konstrukce hlavního pole pak na ložiskách hrncových. Spodní stavba se skládá ze dvou dvojic kruhových pilířů se společným základem a olomoucké a třebovské opěry. Rovnoběžná křídla na olomoucké straně jsou součástí opěry, třebovská opěra je doplněna šikmými svahovými křídly ze zeminy vyztužené geomřížemi. Líc šikmých svahových křídel je obezděn kotvenými betonovými tvarovkami. Pilíře a třebovská opěra jsou založeny na velkoprůměrových pilotách průměru 900 mm, olomoucká opěra je oproti projektu založena plošně na skalním podkladu. Hydroizolace mostovky, rubu říms a závěrných zdí je navržena z natavovaných pásů s ochranou z betonu vyztuženého sítěmi. Součástí mostního objektu je protihluková stěna na straně k obci Hněvkov, která pokračuje přes most v km 34,707 až k tunelu Hněvkov II.

Most v km 27,340 **Projekt: VALBEK spol. s r.o., Ing. Petr Novák**

Vizualizace mostu v km 27,340

Most se nachází v širé trati a bezprostředně navazuje na nově vybudovaný tunel „Malá Huba“. Nosná konstrukce je navržena jako spojitá oblouková konstrukce proměnného průřezu o dvou polích světlosti rozpětí 2 x 23,5 m. Vnitřní pohledový líc konstrukcí je tvořen elipsou a rub konstrukcí kruhovým obloukem o vnějším poloměru 36,0 m. Nosná konstrukce je ze železobetonu C30/37. Vlastní obloukové konstrukce jsou v příčném směru zeštíhleny náběhy poprsních zdí, a to válcovou plochou o poloměru 5,2 m, z čehož vyplývá šířka spodní stavby 6,6 m. Nosné konstrukce jsou vetknuty do masivních základů šířky 10,6 m a výšky 2,0 m. Křídla jsou rovnoběžná, zavěšená na nosnou konstrukci oblouku, monolitická ze železobetonu C30/37 a v příčném směru tvarově shodná s poprsními zdmi. Železobetonové římsy ukončují staticky otevřený komůrkový průřez a jsou betonovány nezávisle na pracovních taktech oblouků a čel. Spodní stavba je tvořena třemi mohutnými železobetonovými základy. Třebovská opěra a pilíř jsou hlubině založeny na velkoprůměrových pilotách průměru 800 mm, základ olomoucké opěry je vetknut do skalního podloží. Klasický zásyp mostu je nahrazen výplní z popílkobetonu. Celá mostní konstrukce je celoplošně izolovaná natavovanými izolačními pásy s tvrdou ochranou z betonu. Nosná konstrukce byla zhotovena na pevné skruži a variabilním bednění „MECCANO“. Vlastní betonáž nosné konstrukce probíhala v sedmi taktech s technologickými pauzami 7 resp. 14 dní z důvodu eliminace vnitřních sil při smršťování a dotvarování betonu.

Bednění nosné konstrukce

Závěr

Výše popisované mostní objekty jsou součástí jednoho z nejsložitějších a stavebně nejnáročnějších úseků v rámci koridorových staveb ČD. Z přiložených vizualizací je patrno, že projektanti nejen po stránce technické, ale i architektonické, neponechali nic náhodě. Věříme, že se tyto objekty po dokončení stanou pevnou součástí koloritu místní krajiny.

Spustit prezentaci

Rekonstrukce mostu v km 2,221 trati Děčín-Rumburk

Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

V červenci 2005 byl uveden do provozu zrekonstruovaný most přes řeku Ploučnici. Předmětem stavby byla výměna stávající jednokolejné provizorní konstrukce ŽM16 za novou ocelovou příhradovou konstrukci s dolní ortotropní mostovkou a s průběžným štěrkovým ložem. Hlavní příhradové nosníky o rozpětí 16 x 2,6 m = 41,6 m jsou bezsvislicové soustavy se zakřiveným horním pásem a svislými koncovými portály.

Obr.1 Pohled na dokončený most

1. CELKOVÁ KONCEPCE REKONSTRUKCE MOSTU

Most se nachází v údolní nivě Ploučnice na soutoku s Labem v blízkosti historického centra Děčína pod zámkem. Z architektonických důvodů návrh mostu tvarově navazuje na původní konstrukci přes Ploučnici z roku 1897 s horním parabolicky zakřiveným pásem. Svislicovou soustavu se zkříženými diagonálami nahradila v dnešní době užívanější bezsvislicová soustava, která má větší plochy volného průhledu a tím celá konstrukce působí lehčím dojmem. Most přes Ploučnici navazuje na přemostění Labe.
Předmětem stavby byla výměna stávající jednokolejné provizorní konstrukce ŽM 16 za novou ocelovou příhradovou konstrukci s dolní ortotropní mostovkou a s průběžným štěrkovým ložem, sanace spodní stavby, související úpravy železničního svršku a spodku, úpravy trakčního vedení, přeložky kabelů vedených na mostě a obnova poškozeného zpevnění levého břehu Ploučnice okolo levobřežního pilíře.

2. POPIS NOSNÉ KONSTRUKCE

Hlavní nosníky o rozpětí 16 x 2,6 m = 41,6 m jsou s kruhově zakřiveným horním pásem a svislými koncovými portály. Výška nosníků je tedy proměnná od 4,683 m do 6,189 m ve středu rozpětí. Osová vzdálenost nosníků 6,85 m je dána požadovaným mostním průjezdní průřezem MPP 2,5 R pro výhledovou polohu směrového vedení na mostě. Hlavní nosníky a mostovka jsou provedeny v plném rozsahu z oceli S355. Celková hmotnost ocelové konstrukce včetně chodníků s kabelovými žlaby je 191,5 t.

Dolní pás je navržen jako uzavřený obdélníkového tvaru. Výška dolního pásu je 810 mm nebo 814 mm. Dolní pásnice je z profilu P16x490 resp. P20x490 mm, stěny jsou konstantní tloušťky 14 mm s výjimkou styčníkových plechů, kde je stěna zesílena na 20 mm nebo 25 mm a horní pásnice z plechu tloušťky 14 mm plynule přechází v plech mostovky. Toto konstrukční řešení zmenšuje vodorovné smykové a ohybové namáhání příčníků při spolupůsobení hlavních nosníků a mostovky. Na vnitřní straně hlavních nosníku prochází styčníkové plechy pro připojení diagonál horní pásnicí dolního pásu resp. navazujícím mostovkovým plechem.

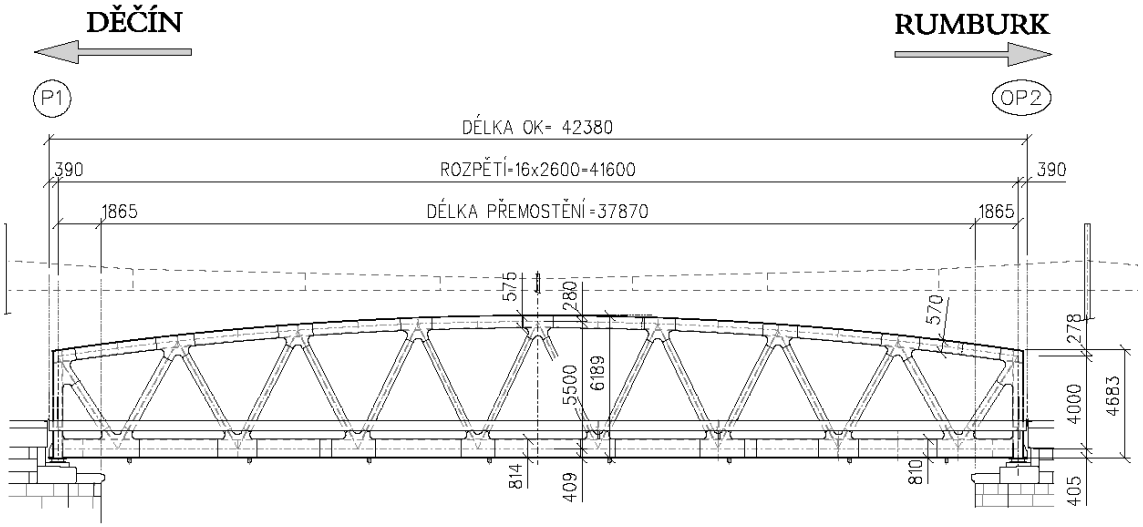
Horní pás je plynule kruhově zakřivený a je tvořen uzavřeným profilem obdélníkového tvaru. Výška horního pásu je 570 mm nebo 575 mm. Dolní pásnice je z profilu P25x400 resp. P30x400 mm, stěny jsou z plechu tloušťky 16 mm nebo 25 mm a horní pásnice je z profilu P25x500 mm resp. P30x500 mm.

Diagonály jsou navrženy ze svařovaných otevřených profilů tvaru H. Pásnice diagonál jsou proměnné tloušťky a šířky od profilu P20x300 mm do P25x420 mm. Přípoj diagonál k pásům hlavního nosníku je proveden celosvařovaný s tupými svary. Stojina diagonál není připojena k pásnicím pásů hlavního nosníku a je ukončena výřezem, který usměrňuje tok napětí do styčníkových plechů.

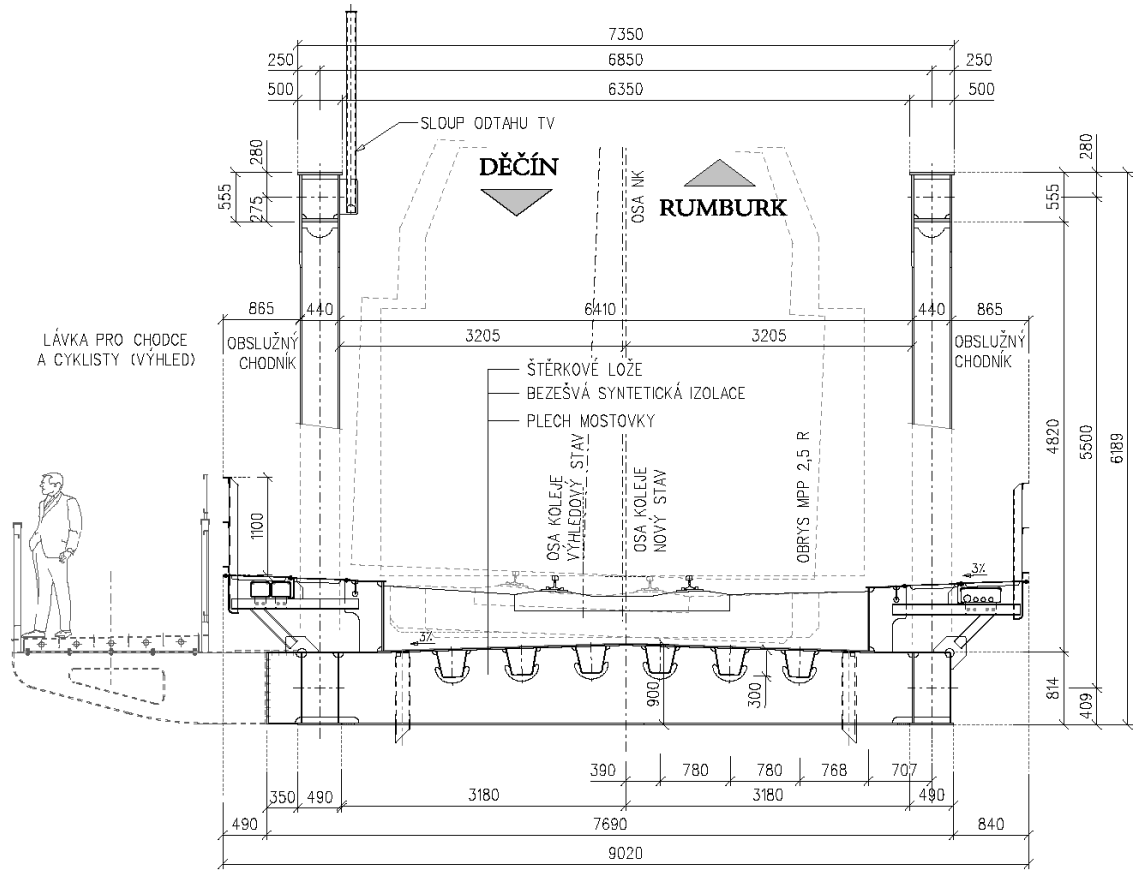
Portálová svislice je uzavřená obdélníkového tvaru a plynule navazuje na horní a dolní pás. Profil pásnic je P20x400 mm u vnitřní resp. P20x480 mm u vnější. Stěny jsou z plechu P25x420 mm.

Mostovka je navržena jako ortotropní s mezistyčníkovými příčníky v polovině délky příhrad tj. ve vzdálenosti 2600 mm. Plech mostovky je podporován podélnými trapézovými výztuhami v osové vzdálenosti 780 mm. Trapézová výztuha je navržena z plechu tl. 8 mm lichoběžníkového tvaru konstantní výšky 300 mm a lineárně proměnné šířky od 230 mm k 358 mm u plechu mostovky. Trapézové výztuhy prochází otvory ve stojinách příčníků s výřezem „jablkovitém“ tvaru.
Příčníky jsou navrženy jako svařované obrácené T-profily. Stěny příčníků jsou z plechu tloušťky 18 mm. Pásnice příčníku je konstantního průřezu P20x450 mm. Montážní styky příčníků byly z důvodu minimalizace počtu montážních dílců mostovky navrženy v ose nosné konstrukce.

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



Obr.2 Podélný řez mostem



Obr.3 Příčný řez mostem (střed rozpětí)

3. *PROTIKOROZNÍ OCHRANA A IZOLACE KOLEJOVÉHO LOŽE*

U jednotlivých částí OK byla navržena diferencovaná skladba ONS. Dolní pás po styk diagonál, mostovka s výjimkou žlabu kolejového lože, ložiska, mostní závěry a

odvodňovače byly opatřeny kombinovaným nátěrem ŽSP + ONS 02 v celkové tloušťce 300 μm. Vrstva ŽSP byla provedena ze slitiny Zinacor v tl. 100 μm.
Na horní pás, diagonály, konzoly, zábradlí a podlahové plechy se použil úspornější nátěrový systém ONS 23 v celkové tloušťce 320 μm. U pochozích ploch chodníků byl navíc nátěrový systém doplněn protiskluznou úpravou plněním křemičitým pískem v poslední vrstvě.
Pro kabelové žlaby byla navržena odolnější protikorozní ochrana Zn ponorem v kombinaci s ONS 02 v tloušťce 200 μm.
Vnitřky uzavřených profilů dolního a horního pásu, portálových svislic a trapézových výztuh jsou hermeticky utěsněny a nejsou tedy protikorozně chráněny.

Na žlab kolejového lože byla nanesena celoplošná syntetická hydroizolační stěrka SIKA Elastomastic.

Pro opakovatelné šroubové spoje chodníkových plechů a kabelových žlabů jsou použity šrouby a matice z korozivzdorné oceli.

4. DEMONTÁŽ STÁVAJÍCÍ OK ŽM 16

Po zahájení výluky na trati byla stávající provizorní OK ŽM 16 odstrojena od železničního svršku, konzol a chodníků. Konstrukce byla vyjmuta z otvoru a snesena na pravý břeh Ploučnice pomocí mobilního jeřábu Liebherr 1550. Celá operace vyjmutí a snesení jeřábem trvala cca 90 min. Konstrukce ŽM 16 byla postupně rozebrána na jednotlivé díly provizoria s požadavkem pro jejich další využití.

5. MONTÁŽ OK

Montáž nosné konstrukce byla zahájena na předmontážní ploše v prostoru mezi Labem a Ploučnicí. Nejprve byly svařeny dílce mostovky s dolními pásy. Následovalo sestavování hlavních nosníků v definitivní svislé poloze. Svislice a diagonály byly postupně přivařovány k dolnímu pásu. Na závěr byly k diagonálám přivařeny dílce horního pásu.
Vlastní osazení celé OK bylo provedeno ve dvou krocích. V prvním kroku byl proveden v součinnost s jeřábem podélný výsun s průběžným pootáčením OK. Konstrukce byla vpředu zavěšena na jeřáb přes přípravek ve tvaru vahadla, který byl vložen pod styčník diagonály se svislicí. Vzadu byla OK uložena přes vysouvací stolice na zavážecí dráze. Při výsunu se závěsný hák jeřábu pohyboval po předem vytýčené křivce až do polohy, kdy přední část OK překonala řeku Ploučnici. Kombinací výsunu a zavěšení na jeřábu bylo dosaženo pootočení konstrukce o cca 60^{o}.
V dalším kroku byla OK osazena jeřábem Liebherr 1550 s příhradovým výložníkem do mostního otvoru na nové úložné prahy. Zavěšení OK bylo opět přes přípravky ve tvaru vahadla, které byly vloženy pod styčníky diagonál přibližně ve třetinách délky OK.
Využití speciálních přípravků pro zavěšení OK zcela odstranilo potřebu mohutných montážních ok obvykle umisťovaných na mostovku.
Po výškovém a směrovém vyrovnání bylo provedeno podlití ložisek.

Na závěr montáže byly připevněny ke konzolám chodníků kabelové žlaby a podlahové plechy.

Obr.4 Osazení nové OK do otvoru mobilním jeřábem Liebherr 1550

6. ZÁVĚR

Délka nosné konstrukce:	42,38 m
Rozpětí hlavního nosníku:	41,60 m
Délka přemostění:	37,87 m
Šířka mostu:	9,02 m
Vzdálenost hlavních nosníků:	6,85 m
Volná šířka na mostě (mezi hl. nosníky):	6,35 m
Rozpětí příčných výztuh:	2,60 m
Stavební výška:	1,49 m
Konstrukční výška:	0,90 m (osa NK)
Hmotnost hlavní nosné konstrukce:	171,50 t (4,12 $t.m^{-1}$)
Celková hmotnost ocelové konstrukce: (vč. chodníků a kabel žlabů)	191,50 t (4,60 $t.m^{-1}$)

Investor stavby:	**Správa železniční dopravní cesty, s.o.,** Stavební správa Praha
Projektant:	**SUDOP PRAHA, a.s.**
Hlavní inženýr projektu:	Ing. Martin Vlasák
Zhotovitel mostu:	**SDS EXMOST, s.r.o.**
Výroba a montáž ocelové konstrukce:	MCE Slaný, s.r.o.
Protikorozní ochrana:	Proficolor, s.r.o.

Ocelové konstrukce drážních mostů realizované firmou MCE Slaný v roce 2005

Ing. Aleš Pelikán
Ing. Karel Kovář
Vladan Michalík

Rok 2005 byl pro společnost MCE Slaný, s.r.o. nadprůměrně úspěšný co se týče počtu realizovaných železničních mostů. Společnost zajišťovala výrobu a montáž ocelové konstrukce mostů přes Ohři v Klášterci nad Ohří, přes Ploučnici u Děčína a přes silnici I/6 Praha – Pavlov u Jenče. Dále potom montáž dvou mostů na traťovém úseku Zábřeh – Krasíkov.

Rekonstrukce mostu v Klášterci nad Ohří

Jako součást předelektrizačních úprav trati Kadaň – Karlovy Vary byl zbudován nový železniční most přes řeku Ohři, který nahrazuje staré přemostění sestávající ze dvou příhradových mostů s horní mostnicovou mostovkou pocházejících z roku 1888 resp. 1930. Koncepce dvou jednokolejných příhradových mostů byla ponechána i při návrhu nového přemostění. Na rozdíl od stávajícího stavu však byla zvolena spřažená ocelobetonová konstrukce s průběžným kolejovým ložem. Z hlediska statického působení se jedná o spojité nosníky o dvou polích o rozpětí 2 x 42,35 m.

Sestava montážních dílců pro dílenskou přejímku

Ocelová konstrukce mostů je zrcadlově symetrická. Hlavním nosným prvkem obou mostů je dvojice svařovaných spojitých příhradových nosníků výšky 3,175 m v osové vzdálenosti 2,600 m umístěných souměrně vzhledem k ose koleje. Příčná tuhost ocelové konstrukce je zajištěna pomocí příhradového zavětrování v úrovni spodního pasu a příčných ztužidel nad podporami. Konstrukce zavětrování slouží zároveň k uložení revizní lávky. Během dopravy a montáže byla konstrukce doplněna montážním ztužením odstraněným po vybetonování betonové desky. Horní pásnice hlavních nosníků jsou opatřeny trny, které zajišťují spřažení s betonovou deskou. Celková hmotnost ocelové konstrukce činí 556 t. K uložení nosné konstrukce na spodní stavbu slouží hrncová ložiska.

Svařování na předmontážní ploše

Hlavní příhradové nosníky jsou navrženy jako svařovaná bezsvislicová soustava. Jejich horní pas je v poli tvořen otevřeným H průřezem, nad podporami potom průřezem uzavřeným. H průřez je v těchto místech doplněn horní pásnicí. Dolní pas je navržen jako komůrkový průřez s proměnnou

šířkou spodní pásnice. Tuhost horního i dolního pasu je zajištěna příčnými výztuhami. Diagonály jsou průřezu dvouose symetrického I bez příčných výztuh.

Příčná příhradová ztužidla nad podporami jsou tvořena dvojicí křížících se diagonál a příčníkem uzavřeného průřezu. Nad opěrami jsou navrženy ve svislé, nad pilířem potom ve skloněné rovině. Diagonály jsou svařeny ze dvou válcovaných profilů UE160 nad opěrami resp. UE180 v případě mohutnějšího ztužidla nad pilířem. Dolní vodorovné ztužidlo je tvořeno profily UE180 přivařenými k dolnímu pasu, k nimž jsou přišroubovány podélníky nesoucí revizní lávku.

NOK koleje č.1 připravena k transportu

Výroba ocelové části mostní konstrukce probíhala ve výrobním závodu ve Slaném od prosince 2004 do dubna 2005.

Součástí dodávky MCE Slaný, s.r.o. byla nejen výroba, ale též předmontáž ocelové konstrukce a její přesunutí k místu definitivního uložení. Jako nejekonomičtější varianta bylo vybráno svaření NOK v žst Klášterec nad Ohří a její následný přesun k cca. 1,5 km vzdálenému otvoru.

Na předmontážní plochu v žst Klášterec nad Ohří byla každá z ocelových konstrukcí dopravena z výrobního závodu ve Slaném po silnici v pěti transportních dílech o hmotnosti až 60 t. Tam byla pomocí transportního podvozku bez použití jeřábu uložena na pomocnou konstrukci. Po zavaření montážních styků, provedení protikorozní ochrany a osazení ložisek byla konstrukce celkové délky 90,4 m o hmotnosti 278 t příčně přesunuta na hlubinné podvozky.

Hlubinné podvozky byly osazeny přípravky umožňujícími natočení při průjezdu výhybkou resp. obloukem a vyrovnání náklonu z převýšení kolejnice, které dosahuje až 75 mm. Náročnou přepravu NOK obou mostů se podařilo nejen realizovat bez jakýchkoli problémů, ale také rychleji než předpokládal původní plán.

Rekonstrukce mostu v km 2,221 trati Děčín-Rumburk

Z důvodu nevyhovujícího stavu stávajícího provizoria ŽM 16 jakož i spodní stavby mostu přes Ploučnici bylo nutno provést jeho kompletní rekonstrukci. V období od 02/2005 do 06/2005 provedla společnost MCE Slaný demontáž stávající ocelové konstrukce, vyrobila a smontovala NOK jednokolejného železničního mostu.

Dílenská sestava

Celková délka ocelové konstrukce činí 42,6 m při rozpětí 41,6 m, šířka mostu je 9,02 m, volná šířka na mostě potom 6,35 m. V podélném směru je most

navržen jako vodorovný, mostovka má střechovitý tvar ve sklonu 3 % směrem ke stěnám žlabu kolejového lože.

Nosnou ocelovou konstrukci tvoří příhradové bezsvislicové hlavní nosníky s polygonálně zalomeným horním pasem a dolní mostovka. Horní i dolní pas včetně portálových svislic jsou uzavřeného obdélníkového průřezu, diagonály jsou z otevřených profilů tvaru H. Mostovka je navržena jako ortotropní, s mezistyčníkovými příčníky obráceného T - profilu v polovině délky příhrad a s trapézovými výztuhami. Na levý dolní pas jsou přivařeny zárodky konzol lávky pro chodce a cyklisty včetně zábradlí.

Montáž ocelové konstrukce – fáze 1

Mostovka včetně dolních pasů byla vyrobena jako 4 transportní resp. montážní dílce. Na základě požadavku objednatele byla pro dílenskou přejímku celá sestavena včetně zábradlí, chodníkových plechů a kabelových žlabů. Největší rozměry mostovkového dílce byly 1.770 x 4.270 x 27.700 mm o hmotnosti 32,47 tuny. Diagonály a horní pasy byly vyrobeny jako samostatné dílce. Součástí výroby byla i diferencovaná protikorozní ochrana podle předpisu ČD S5/4. Dolní pas a mostovka byla opatřena kombinovaným nátěrem – metalizace stříkaným Zinakorem a ONS 03, horní pas, diagonály, konzoly a zábradlí byly opatřeny systémem ONS 23, kabelové žlaby zinkováním ponorem. Žlab kolejového lože byl opatřen celoplošnou bezešvou syntetickou vodotěsnou izolací.

Stávající OK o hmotnosti 140 t byla vyjmuta a snesena kolovým jeřábem Liebherr 1550 pomocí dvou ocelových vahadel.

Montáž ocelové konstrukce – fáze 2

Vyrobené dílce byly sestaveny a svařeny na předmontážní ploše na levém břehu řeky Ploučnice. Osazení konstrukce do otvoru proběhlo ve dvou fázích. V první fázi byla NOK přemístěna do pozice rovnoběžné s definitivním uložením. Pravobřežní konec konstrukce byl pomocí vahadla zavěšen na jeřáb stojící na pravém břehu. S využitím tažného zařízení byl proveden výsun a pootočení konstrukce. Levobřežní konec konstrukce se při této části montáže pohyboval po kolejové dráze. Tímto způsobem se podařilo zmenšit vyložení jeřábu natolik, že konstrukci bylo možno vložit do mostního otvoru pouze za pomoci jednoho jeřábu. Součástí této druhé fáze montáže bylo též výškové a směrové vyrovnání konstrukce.

Montáž železničních mostů v rámci optimalizace trati Zábřeh – Krasíkov

Rekonstrukce mostních objektů SO 44-19-11 a SO 44-19-03 byla součástí optimalizace traťového úseku Zábřeh – Krasíkov v rámci výstavby II. koridoru ČD. Stávající nosné konstrukce bez kolejového lože nevyhovovaly požadavkům provozu na modernizovaném tranzitním koridoru ČD a proto byla navržena jejich výměna za konstrukce s kolejovým ložem.

U objektu SO 44-19-11 byla ponechána koncepce dvou samostatných konstrukcí pro každou kolej, avšak původní statický systém tří prostých nosníků byl změněn na spojitou konstrukci o rozpětí polí 15,6 + 14,6 + 15,6 m. Dále byla nosná konstrukce tvořená plnostěnnými nosníky nahrazena komorovými nosníky s ocelovou vanou pro kolejové lože. Uložení na opěrách je kolmé, vždy na dvojici hrncových ložisek. Na pilířích, z důvodu značné šikmosti spodní stavby a požadavku zachovat průtočný profil, potom na jednom hrncovém ložisku v ose koleje.

Nejprve byla ve výluce vyměněna konstrukce pod kolejí č. 1 a po jejím zprovoznění konstrukce pod kolejí č. 2.

Stávající konstrukce byla demontována pomocí mobilních jeřábů, a to vždy jedno pole vcelku.

Nová nosná konstrukce byla pro montáž rozdělena podélně do tří celků - střední části s přesahem přes pilíře a dvou krajních částí. Montážní styky byly navrženy jako „Z“. Osazení dílců do mostního otvoru bylo provedeno pomocí mobilního jeřábu Liebherr LTM 1300 přímo z transportních prostředků. Po provedení sestavy byly dílce běžným postupem svařeny a byla provedena kontrola svarů. Dále byla konstrukce osazena na ložiska a po jejich aktivaci byla konstrukce předána objednateli k provedení izolace kolejového žlabu. Termín pro osazení, svaření a uložení konstrukce na ložiska dle požadavku objednatele v délce 14 dnů byl splněn.

Taktéž v případě objektu SO 44-19-03 byla zvolena koncepce samostatných spojitých mostů pro každou z kolejí, v tomto případě o rozpětí 14,0 + 14,5 + 14,0 m. Nosná konstrukce nových mostů se skládá ze čtyř plnostěnných svařovaných nosníků svařených spřažených s betonovou deskou mostovky. Uložení je stejně jako u předchozího objektu na hrncová ložiska.

Ocelová konstrukce byla pro montáž rozdělena do 6 dílů. A to stejně jako v předcházejícím případě do 3 dílů v podélném směru se stykem tvaru „Z“. V příčném směru potom do dvou dvojic nosníků. Osazení dílců bylo provedeno mobilním jeřábem Grove 1120 přímo do mostního otvoru. Zde byly dílce sestaveny do celku a svařeny běžným postupem. Po osazení konstrukce na ložiska a jejich následné aktivaci byla konstrukce předána objednateli k betonáži desky.

Železniční most v km 25,486 trati Praha Smíchov-Středokluky.

Uvedený stavební objekt je součástí nově budované rychlostní komunikace I/6 Praha – Pavlov.

Celková délka nosné OK činí 55,6 m při rozpětí 54,8 m, šířka mostu je 8,01 m, volná šířka na mostě je 6,83 m, volná výška nad silnicí je 5,7 m. V podélném směru je most navržen jako vodorovný.

Nosnou ocelovou konstrukci tvoří příhradové bezsvislicové hlavní nosníky a dolní mostovka. Dolní pas hlavního nosníku je tvořen svařovaným I profilem, na vnitřní straně s uzavřenou komorou. Výška dolního pasu je 1600 mm, u opěr se tato výška zvětšuje na 1780 mm. I-profil je z vnější strany vyztužen v místech připojení diagonál výztuhami, které spolu s vnějšími styčníkovými plechy vytváří T-výztuhu. Mostovkový plech, boční plechy kolejového žlabu a styčníkové plechy vytváří s horní pásnicí a

stěnou I profilu uzavřený průřez. Uzavřený průřez je vyztužen diafragmaty v místě příčníků.

Horní pas hlavního nosníku je tvořen svařovaným truhlíkovým průřezem. Horní pas přechází na konci nosníku v tlačenou krajní diagonálu, která zachovává truhlíkový průřez.Horní pas je vyztužen diafragmaty ve styčníku příhrady a mezilehlými diafragmaty přibližně ve třetinách vzdálenosti mezi jednotlivými styčníky.

Diagonály jsou navrženy jako svařované I průřezy s jednotnou výškou – 560 mm. Dimenze jednotlivých diagonál se liší v šířce pásnic – 420, 360, 300 a 250 mm. Diagonály jsou k hornímu i dolnímu pasu připojeny pomocí tvarovaných styčníkových plechů. Montážní rozdělení na dílce je následující: Dolní pas spolu s polovinou mostovky je rozdělen na dva dílce se stykem přibližně uprostřed rozpětí, příhradovina (horní pas a diagonály) je rozdělena na tři dílce.

Dílenská sestava

Mostovka sestává z mostovkového plechu s podélnými a příčnými výztuhami. Žlab kolejového lože odpovídá svými rozměry nutnému obrysu kolejového lože pro trať v oblouku o poloměru 350 m a převýšení 130 mm podle ČSN 73 6201 a MVL ČD 211, s prostorem pro uložení kabelových chrániček. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 7420 mm. Dno žlabu je vyspádováno ve sklonu 5 % směrem do úžlabí, kde jsou umístěny odvodňovače.

Vzdálenost příčníků je 2283 mm, každý třetí je umístěn ve styčníku příhrady hlavního nosníku. Podélné výztuhy jsou v osových vzdálenostech po 490 mm. Výztuhy jsou navrženy jako spojité, procházejícími výřezy ve stěnách příčníků s kruhovými výpaly o poloměru 50 mm.

Příčníky jsou provedeny jako svařované obrácené T-profily. Výška příčníků je volena tak, že jejich dolní líc je snížen o 180 mm pod úroveň dolních pásnic hlavních nosníků. Ve stěně příčníků budou provedeny prostupy pro odvodnění. Stěny příčníků ve styčnících jsou pod vnitřními styčníkovými plechy vyztuženy výztuhami.

Mostovka je montážně rozdělena podélným a příčným montážním stykem na čtyři montážní dílce, zahrnující i dolní pasy hlavních nosníků.

Vzhledem k postupu montáže (s jednou montážní podporou uprostřed rozpětí) má dolní pas s mostovkou jiný průběh nadvýšení než příhradovina. Pro dílenskou přejímku, kdy byl hlavní nosník přejímán v sestavě naležato, bylo nutno dolní pas zdeformovat dle výpočtu projektanta tak, aby byl simulován průhyb od vlastní váhy při montáži. Takto bylo možné zkontrolovat vstřícnost všech montážních styků a jejich kořenové vůle.

Žlab kolejového lože bude opatřen celoplošným systémem vodotěsné izolace s bezešvou syntetickou vodotěsnou vrstvou

Ochranný protikorozní systém ocelové konstrukce mostu byl realizován jako kombinovaný v tomto provedení - žárový nástřik Zinakorem 850 (Zn85Al15) plus ONS 03 podle ČD S 5/4 v celkové nominální tloušťce 320 µm.

Výroba ocelové konstrukce probíhala ve výrobním závodě ve Slaném od 10/2005 do 12/2005.

Zkušenosti z realizací železničních mostů

Ing. Václav Podlipný, Generální ředitelství, ČD, a.s., Odbor stavební a provozu infrastruktury

V příspěvku jsou uvedeny některé zkušenosti autora, který je pracovníkem ČD GŘ O13 Oddělení železničních staveb (před 1. 11. 2005 Oddělení mostů a tunelů), z realizace železničních mostů. Cílem autora příspěvku je upozornit na často se opakující chyby při přípravě, projektování a výstavbě mostů.

Úvod

Již řadu let probíhá na našich železničních tratích intenzivní stavební činnost. Nejviditelnější je samozřejmě modernizace železničních koridorů, v rámci které dochází k rekonstrukcím, modernizacím a přestavbám velkého množství mostních objektů. V menší, i když nezanedbatelné míře, se tak děje i na mimokoridorových tratích. Řada mostů je zcela nových, ať již na přeložkách částí tratí v rámci zlepšování směrových parametrů, nebo vybudovaných například v souvislosti s výstavbou dálnic a zřizováním mimoúrovňových křížení s pozemními komunikacemi. Při tak velkém objemu prací se nelze zcela vyvarovat chyb a omylů. Musíme se však všichni o to neustále pokoušet. Za důležité považuji především to, aby se chyby a omyly neopakovaly. Účelem příspěvku není ukázat prstem na hříšníky, neboť většinou nebývá chyba pouze na jedné straně, ale poukázat na chyby jako takové. Z toho důvod nejsou v příspěvku uváděny názvy firem a organizací.

Příspěvek je sice formálně rozdělen dle jednotlivých fází výstavby, řadu bodů by však bylo možno vzhledem k provázanosti jednotlivých činností výstavby zařadit do více fází.

Příprava staveb a investorská činnost

V přípravě staveb dochází k řadě problémů v důsledku toho, že bývá pozdě znám objem finančních prostředků na příslušný kalendářní rok. K zahájení a realizaci staveb pak dochází ke konci roku v nevhodných klimatických podmínkách. Například v roce 2005 byla v obvodu ČD SDC Hradec Králové provedena rekonstrukce mostu ve výluce od 24. 10. 2005 do 2. 11. 2005 a v obvodu ČD SDC Liberec dokonce v období od 12. 11. 2005 do 29. 11. 2005. Při takto naplánovaných výlukách se vytvářejí předpoklady k nekvalitnímu provedení prací vlivem nevhodných klimatických podmínek (např. pro provádění izolací, podlití ložisek, nátěrů OK, ...), a to i přesto, že je většinou snaha provést opatření pro zmínění dopadu zhoršených podmínek. Někdy nezbývá, než část prací přesunout na jaro pokud to financování stavby umožní.

Délky výluk a termíny výstavby jsou mnohdy stanoveny tak, že neumožňují dodržení potřebných technologických dob pro zrání betonů, vysychání nátěrů, ... Je nutno trvat na tom, aby navrhované výluky a doby výstavby byly řádně zdůvodněny. Jdou zde proti sobě dva požadavky, požadavek dopravce na co nejmenší omezení železničního provozu a požadavek na kvalitní provedení prací. Je třeba si vždy uvědomit, že u mostů je požadována vysoká životnost (u novostaveb 100 let) a nelze ji ohrozit například jen proto, že nebyla povolena výluka o den či dva delší. Aby mohly být zatěžovány mladé betony v extrémně krátkých časech, volí se často beton vyšší třídy, což stavbu nejen prodražuje zdražuje, ale často vede i k četnějšímu výskytu smršťovacích trhlin. Ne vždy jsou však navrženy výluky krátké, jsou i případy, kdy jsou výluky navrženy zbytečně dlouhé a čas výluky není efektivně využit. Vždy je nutno proto chtít po projektantovi, aby navrhovanou délku výluky zdůvodnil časovým rozborem rozhodujících prací a následně, aby totéž provedl zhotovitel, který časy upřesní podle svých technologických postupů.

Omezené množství finančních prostředků často znamená, že nelze provést opravu či rekonstrukci optimálním způsobem z hlediska toho kterého mostu. Často se pak

provedou práce řešící problém pouze zdánlivě, bez toho že by se odstranila jeho příčina. Častým příkladem je například značně nákladná sanace povrchu křídel drahými sanačními omítkami bez odvedení vody z rubu křídel a odstranění průsaků. Někdy i během několika málo měsíců dojde k opadání sanační vrstvy.

Řada finančních prostředků uniká dle mého názoru při sanacích a podchycování spodních staveb. Navrhovány jsou často bez řádného stavebně-technického a inženýrsko-geologického průzkumu provedeného přímo za tímto účelem (často je k dispozici pouze geologický průzkum pro trasu). Nezřídka chybí jakékoliv zdůvodnění rozsahu navrhovaných sanačních prací (výpočet, zkoušky propustnosti či mezerovitosti, fotodokumentace, ...), projektant navrhne rozsah sanace citem, pro jistotu radši větší než menší, ale ke korekci podle situace na stavbě v průběhu provádění již nedojde. Jako příklad mohu uvést injektáž spodní stavby podchodu, kde se projektant domníval, že se jedná o kamenné opěry opatřené omítkou a navrhl injektáž. Při provádění injektážních vrtů sice bylo z výnosu zřejmé, že opěry jsou betonové a injektážní směs nepřijímají, přesto byla injektáž provedena v původně navrhovaném rozsahu. Velice zřídka je po provedení injektáže prováděna zkouška proinjektování.

V soutěžích na výběr zhotovitele rozhoduje téměř výhradně nabízená cena. Tak se stává, že v soutěžích často uspěje zhotovitel, s nímž jsou opakovaně špatné zkušenosti, ať již se jedná o kvalitu díla či konečnou cenu, která je v průběhu výstavby mnohdy výrazně navýšena a na hony vzdálena od původní nabízené ceny. Citelně chybí důsledné vyhodnocování staveb včetně hodnocení zhotovitelů.

Většina investorů sice do smlouvy se zhotovitelem uvede podmínku, kterou si vymíní schvalování jednotlivých podzhotovitelů, kontrola jejího plnění však nebývá důsledná, a tak se stává, že nakonec práce provádí několikátý podzhotovitel, či pracovníci jedné firmy v barvách firmy jiné. Příkladem je výroba OK mostu, kdy výrobce OK, sám vlastnící Velký průkaz způsobilosti s rozšířením, si z důvodu časové tísně nechal konzoly nosné konstrukce vyrobit v jiné firmě nevlastnící příslušná oprávnění, aniž by o tom investora informoval. Po zjištění této skutečnosti byla nařízena kontrola všech rozhodujících svarů na takto vyrobených dílcích. Výsledkem byla nutnost opravy téměř 100% dodatečně kontrolovaných svarů. V jiném případě prováděly izolační práce neproškolení pracovníci vyššího zhotovitele, přestože je měla provádět specializovaná firma. Výsledek tomu rovněž odpovídal.

Jako velkou chybu vnímám nejednotnost ve způsobu zpracování výkazů výměr a v oceňování staveb, která následně poskytuje prostor pro navyšování cen a znesnadňuje porovnávání cen, neboť není přesně určeno co je náplní té které položky. V tomto směru však dochází v poslední době ke změnám, které snad povedou k potřebné nápravě.

V některých případech dochází k soutěžím na výběr zhotovitele na základě zpracovaného projektového souhrnného řešení (PSŘ). Tento stupeň projektové dokumentace může, zvláště u složitějších staveb, sloužit pro stavební řízení, pro výběr zhotovitele dle mého názoru však nepostačuje. Seriózní stanovení ceny je zde problémem. Často se následně zjistí, že nabídnutá cena zdaleka nepokryje zhotoviteli náklady (mnohdy ani ne jeho vinou, ale proto, že projekt v tomto stupni řadu prací neobsahoval) a začne se šetřit, kde se dá. Začnou se objevovat tlaky použít levnější a tím i méně kvalitní či méně trvanlivé materiály, nebo snahy některé práce neprovádět vůbec. Jen aby byly dodrženy původně plánované náklady.

Pro připomínkování dokumentace není často vytvořen dostatečný časový prostor. Mnohdy je na připomínkování desítek objektů jeden či dva dny. V takovém případě nelze dokumentaci zodpovědně posoudit, nanejvýš zběžně prolistovat. K připomínkám je často předkládána dokumentace nekompletní, zpravidla chybí statický výpočet.

Objevují se i snahy o konferenční projednání rozsáhlých staveb. Pokud je projekt v průběhu zpracování řádně projednáván, lze tento způsob u jednodušších staveb akceptovat. Mnohdy však předložení konečné verze projektu žádné jednání nepředchází a projektant se pak velmi brání změnám, protože vše má již prakticky v čistopisu. Jindy připomínkování řádně proběhne, zpracovatel připomínek se však již nedozví, jak bylo s připomínkami naloženo, zda byly zapracovány či odmítnuty a proč.

U železničních mostů není, narozdíl od mostů pozemních komunikací, zvykem nezávislé přezkoušení dokumentace odbornou firmou či akademickým pracovištěm a to ani u důležitých a náročných objektů.

Je třeba, aby zástupci investora, správce a provozovatele neustále konzultovali své názory na různá technická řešení za účelem sjednocení požadavků, které jsou pak uplatňovány nejen vůči projektantům, ale i zhotovitelům.

Projektování

Úroveň projektů je velice rozdílná a to i v rámci jednotlivých projekčních firem. Velmi závisí na konkrétní osobě zpracovatele objektu.

Často dochází k tomu, že firma, která získá zakázku na projekt modernizace, optimalizace či elektrizace souvislého úseku trati, na vysoutěžené práce sama kapacitně nestačí a větší či menší část prací zajišťuje u jiných projekčních firem, aniž by práce řádně koordinovala. Nejen, že některé stavby pak barevností a pestrostí svých nátěrů předčí kterýkoliv dětský koutek, ale i technická řešení obdobných konstrukcí a použité materiály se značně liší. Bohužel nezřídka ke stejnému jevu dochází i v rámci jedné projekční firmy. Jako příklad lze uvést dva mostní objekty v Ústí nad Orlicí nacházející se těsně vedle sebe, kde u jednoho objektu je navrženo uzavřené kolejové lože a u sousedního kolejové lože otevřené. Mnohdy řádně nefunguje hlavní inženýr projektu, případně koordinátor pro mostní objekty.

Řádně není prováděna technická kontrola projektů, jinak by nemohly utéci takové chyby s jaké se občas objeví v dokumentaci předložené k připomínkování. Často jsou popisovány úplně jiné objekty, výkresy si navzájem neodpovídají apod. V několika případech jsem, ať již úmyslně, či proto, že zpracovatel nebyl k dispozici, zavolal, při zjištění nesrovnalostí v projektu, osobu, která byla podepsána jako kontrola. Nezřídka jsem přitom zjistil, že projekt, který měla tato osoba kontrolovat, ani neviděla.

Projektanti a zhotovitelé se často mylně domnívají, že schválení projektu investorem nahrazuje jejich technickou kontrolu a zbavuje je odpovědnosti za dodržování norem a předpisů. Viz případ z nedávné doby, kdy stovky metrů konstrukcí mostu podobných bylo vyrobeno z oceli pro mostní konstrukce nevhodné (S235JR). Projektant a zhotovitel poté argumentovali, že tato ocel byla uvedena již dokumentaci, která byla investorem schválena. Takto úzce odbornou věc nemůže investor posuzovat, od toho je projekt zadáván způsobilé projekční organizaci a rovněž výrobce musí mít patřičná oprávnění. Pokud nejsou normy v některém případě dodrženy, musí být tato skutečnost v předstihu projednána a ošetřena. Je nepřípustné, aby se to zjistilo až při hlavní prohlídce. Jinou věcí je, že tato skutečnost, a řada dalších závažných nedostatků, měly být zjištěny již při dílenských přejímkách a montážních prohlídkách.

Projekty často nejsou zpracovány v souladu s OTP ČD pro dokumentaci železničních mostních objektů, což je samozřejmě možné, musí to být však předem dohodnuto.

Projektant by měl vždy provést prohlídku místa stavby osobně. Bohužel nejednou jsem se přesvědčil, že vzhledem k termínům a nedostatku času se projektuje podle fotografií, referencí kolegů apod. Pak se stane to co na jednom z objektů v úseku Zábřeh - Krasíkov, kde byla v jedné koleji nákladně sanována naprosto nevyhovující spodní stavba krajních opěr (zdivo bylo možno rozebírat rukou, kameny se rozpadaly).

Přitom na tuto skutečnost poukazovalo několik revizních správ, které měl projektant k dispozici. V druhé koleji, ve které byla přestavba prováděna později byly vystavěny opěry nové.

Jsou-li vytyčovací prvky vztaženy výjimečně k lokálnímu souřadnému systému, musí být v projektu uvedeny místopisy zajišťujících bodů. Při vytyčení by se mělo vycházet ze stejných bodů při vytyčování mostu i koleje.

V projektech často chybí popis způsobu výstavby či montáže, a to i u složitých objektů, kde tato skutečnost může mít podstatný vliv nejen na cenu, ale i na technické řešení. Příkladem může být most v Pertolticích, kde projektant navrhoval vložení spřažené konstrukce o hmotnosti cca 215 t automobilním jeřábem, aniž by reálnost tohoto řešení řádně prověřil (prostorové možnosti, zavěšení konstrukce, ...) a projednal (uzavírky komunikace, montážní plochy, ...). Důsledkem byla nutnost urychleného kompletního přepracování projektu (konstrukce byla rozdělena na díly), aby bylo možno stavbu, která byla na rok 2005 v plánu, ve zmíněném roce realizovat, a aby nedošlo k propadnutí přidělených prostředků.

Montážní stavy a jejich posouzení jsou nezbytnou součástí projektu. V minulém roce hned u dvou objektů v úseku Zábřeh - Krasíkov došlo ke ztrátě stability OK v průběhu montáže resp. betonáže spřažené desky mostovky.

Zhotovitel samozřejmě může přijít s jiným způsobem montáže vycházejícím například z jím vlastněných či používaných mechanismů a technologií. Změnu však musí předem projednat s investorem, pokud ten ji (např. v zadávacích podmínkách) připustí.

Často nejsou uvedeny v technické zprávě zdánlivé maličkosti, jako například podepření spřažené konstrukce při betonáži (zmínka ve statickém výpočtu nestačí), nebo v které fázi výstavby budou aktivována ložiska (to má dopad např. na sklony klínových desek a funkčnost ložisek).

V projektech chybí "návod na údržbu a kontrolu mostu", tj.soupis podstatných údajů pro správce objektu (např. jak postupovat při výměně ložisek, požadavky na měření v průběhu životnosti mostu apod.).

U ocelových mostů jsou někdy navrženy neproveditelné detaily se svary v nepřístupných místech. Nejsou respektovány požadavky na kvalitní provedení protikorozní ochrany, na konstrukcích bývají mnohdy kouty a štěrbiny, kde není možno provést kvalitní otryskání a nastříkání konstrukce.

U železobetonových konstrukcí nejsou při návrhu výztuže často dodržovány konstrukční zásady. Někdy hustota výztuže nedovoluje dobré probetonování. Jednou z příčin je i to, že projektanti některé položky zjednodušují a dělí je na více položek (např. třmínek mnohdy tvoří čtyři položky). To sice může zjednodušit vázání výztuže, ale značně stoupá její spotřeba, neboť železa jsou v těchto případech stykována přesahy, a zmenšují se mezery mezi pruty výztuže s čímž řada projektantů neuvažuje. Někdy projektant navrhne konstrukci v prvním návrhu příliš subtilní, konstrukci do značné míry rozkreslí, a když dodatečně provede statický výpočet, konstrukci již neoptimalizuje, ale přidává výztuž, dokud to jen trochu jde. Jedná-li se například o pilíře estakád je snaha projektanta o co nejštíhlejší podpěry pochopitelná, jinak je tomu však například u rámových podchodů či železobetonových kleneb, kde není dimenze jednotlivých prvků vidět. Několik takových objektů bylo v loňském roce realizováno v úseku Zábřeh - Krasíkov. U některých z těchto objektů kromě toho, že se výztuž pomalu nevešla do bednění byly navrženy hustě spony ØR12, což pro zhotovitele znamenalo další komplikaci.

Řadu chyb je možno najít při návrhu ložisek. Občas se zapomíná na jejich vyměnitelnost (jak celých ložisek, tak případně jejich částí). Na jednom objektu

tvořeném spojitým nosníkem o čtyřech polích projektant navrhl na pilířích hrncová ložiska a na krajních opěrách ložiska elastomerová. Osobně považuji takovéto řešení za nešťastné. Investor však toto řešení z cenových důvodů odsouhlasil. V některých případech, kdy je při přestavbách využívána stávající spodní stavba, dochází k návrhu tahových ložisek. Mnohdy se mu skutečně nelze vyhnout, v řadě případů však ano.

Často jsou chybně řešeny přechody žel. svršku do trati (obsypy v koncích říms).

Někdy projektant zapomene předepsat zatěžovací zkoušku úplně, jindy ji předepíše, ale již neuvede, jaká měření chce provádět, kolik zatěžovacích stavů požaduje, zda má být zkouška provedena v jedné či obou kolejích na dvojkolejné trati apod. Přitom všechny tyto skutečnosti mají i značný finanční dopad.

Statické výpočty bývají nekontrolovatelné, chybí schémata a obrázky, nejsou uvedeny úvahy projektanta z nichž vycházel. Často při použití strojních výpočtů nejsou popsány okrajové podmínky (podepření konstrukce, uvolnění podpor apod.). Přitom mnohdy značně ovlivní výsledek (např. u šikmých desek). V nedávné době jsem se setkal s případem, kdy projektant i u konstrukce s kolmým uložením, mimo jiných důvodů také díky špatně zadaným podmínkám podepření konstrukce, požadoval po výrobci ložisek přenesení obrovských vodorovných sil, řádově srovnatelných se svislými silami.

U opakujících se konstrukcí či jejich částí bývá proveden pouze výpočet nejvíce namáhané části a to i v případě, že se namáhání jednotlivých částí značně liší. Všechny části pak jsou navrženy ve stejných dimenzích. Tento postup nemusí být vždy špatně, neboť může vést například ke zjednodušení výroby či zmenšení sortimentu plechů. Mnohdy však pouze projektant "nestihne" spočítat více. Setkal jsem se i s případem, kdy tentýž projektant projektoval dva podobné rámové podchody, které se však výrazně lišily šikmostí. Statické posouzení provedl pouze u podchodu s extrémní šikmostí a oba podchody pak navrhl ve stejných dimenzích. Takovýto postup je vůči investorovi neseriózní.

Velice časté jsou chyby ve výpočtu zatížitelnosti, řadě projektantů není zřejmý význam popisu příčinkových čar v tabulkách zatížitelnosti, k čáry čemu slouží. Tabulky jsou pak vyplňovány chybně. Zde je nutno přiznat, že Služební rukojeť SR 5(S) - Určování zatížitelnosti železničních mostů, která se uvedenou problematikou zabývá, by bylo vhodné přepracovat, aby odpovídala současným návrhovým metodám.

Výstupem statických výpočtů jsou i reakce na ložiska a požadavky na jejich posunutí a pootočeni, které se předávají výrobcům ložisek. Zde je nutno vždy uvádět o jaké hodnoty se jedná (normové, výpočtové, charakteristické, návrhové apod.). Zkušenost ukazuje, že řada výrobců ložisek se bohužel v problematice jednotlivých návrhových metod a postupů výpočtu neorientuje. Setkal jsem se již s případem, že výrobce ložisek na jedné stránce statického výpočtu použil pro tři posuzované části ložiska tři různé výpočetní metody (mezní stavy, dovolená namáhání, výpočet podle eurokódů). Stále přitom používal stejné zatížení bez jakékoliv korekce součiniteli.

Zhotovitelská dokumentace

Zhotovitelé v rámci své činnosti zajišťují či zpracovávají celou řadu výrobních dokumentací. Jejich koordinace, která je povinností vyššího zhotovitele, však mnohdy vázne. Nejednou se stalo, že byly například zpracovány výrobní výkresy OK, objednal se materiál a konstrukce se začla vyrábět, aniž by byl znám výrobce ložisek, natož aby byla zpracována výrobní dokumentace ložisek. Výsledkem byly předělávky, zmařené práce, nepříliš vhodná náhradní řešení (hezky česky "flikování"). Jindy výrobce ložisek dostal neúplné podklady (např. telefonem) a výsledek byl obdobný. Často nedojde k dohodě kdo co počítá a dodává, zda výrobce OK či výrobce ložisek. Ke klínovým deskám a připojovacím šroubům se pak nikdo nehlásí, nikdo neposoudil beton pod ložisky apod.

Samostatnou kapitolou jsou technologické postupy. Jejich zpracování bere řada zhotovitelů pouze jako nutné zlo, jako výmysl investora. Přestože tyto postupy jsou často velice obsáhlé (přepisují se do nich celé stati z technické zprávy projektu apod.), řada důležitých věcí, potřebných pro práci stavbyvedoucího a stavebního dozoru, přehledně a stručně uspořádaných, v nich chybí. Často se TP vytáhnou z šuplíku a vymění se pouze titulní list, aniž by byla provedena kontrola obsahu ve vztahu ke konkrétnímu objektu. Nic proti universálním TP, pro některé činnosti (nátěry, izolace, ...) se za ně dokonce přimlouvám, musí však být doplněny o část, kde budou jasně specifikovány odlišnosti od obvyklého řešení, detaily apod. Je to mnohdy lepší, než tuto odlišnost zapracovat někam do obsáhlého textu, kde si jí stejně nikdo nevšimne. Nepovažuji za vhodné, aby např. v TP betonáže bylo pouze uvedeno, že zkoušky betonů budou provedeny dle té které normy či kapitoly TKP. V kontrolním plánu by měl stavbyvedoucí mít jasně uvedeno jaké zkoušky a v jakém množství u které části konstrukce má provádět, kolik vzorků odebrat apod. Nemělo by se pak stát, že u hlavní prohlídky zjistím, že některé zkoušky nebyly provedeny vůbec, jiné v malém rozsahu, ..., ať již proto, že stavbyvedoucí TP vůbec neviděl či proto, že TP neexistuje, nebo byl dopracován dodatečně, aby byla složka do dokladové části. Nezřídka jsou TP zpracovány pro jiné materiály, technologie a postupy, než které jsou nakonec na stavbě použity. Otázku TP není radno podceňovat, jejich nedodržení může mít i poměrně vážné následky. Jako příklad lze uvést třeba nedodržení předepsané teploty ohřevu základního materiálu OK při rovnání, nebo použití nevhodných způsobů svařování na montáži, s čímž jsem se nedávno rovněž setkal. Příkladů by mohla být celá řada.

Zhotovitelé jsou povinni zaznamenávat všechny změny oproti projektové dokumentaci a tyto změny mít řádně projednané. Ne vždy se tak děje.

Vlastní realizace

Obrázkům s příklady chyb z realizace mostů bude věnována především ústní presentace příspěvku na konferenci, proto je zde uvedeno pouze několik poznámek:

Rozhodující pro kvalitu prací na stavbě je osoba stavbyvedoucího, jeho zkušenosti a poctivý přístup k práci. Je řada stavbyvedoucích, jimž se dá jen málo vytknou, ale najdou se i tací, kteří se snaží práci si všemožně ulehčit. V poslední době se na stavbách objevila celá řada mladých stavbyvedoucích a někteří z nich nejsou vůbec špatní. Jako problém vidím to, že některé firmy se o své nové stavbyvedoucí nestarají, nevychovávají je, nechají je plácat se v problémech a opakovat zbytečné chyby.

Výhrady mám vůči činnosti útvarů řízení jakosti některých zhotovitelů. Již jsem se setkal se situací, že montážní organizace předložila při montážní prohlídce protokol o vizuální kontrole svarů podepsaný OŘJ, přestože ten na stavbě vůbec nebyl, svary neviděl a co je hlavní, svary byly provedeny nekvalitně.

Velice často se vyskytují závady v podlití ložisek. Dochází k záměně hmotnostních a objemových poměrů míchání směsi, nesprávné aplikaci atd. Překáží-li výztuž úložného bločku kotevním trnům ložiska, jednoduše se bez náhrady vypálí. Byl zjištěn případ, kdy byly na jednom objektu vybourány celé vnitřky úložných bločků a kompletně vypálena příčná výztuž pod ložisky. Zhotovitele neomlouvá ani to, že kotevní trny ložiska byly navrženy naprosto nevhodně (ne v rastru, ale do oblouku).

Při předkládání výsledků kontrolních zkoušek k hlavní prohlídce nebývá provedeno jejich vyhodnocení, předloženy jsou pouze protokoly (řada zkušeben vyhodnocení neprovádí, pouze uvede naměřené hodnoty).

U založení na pilotách jsou hlavy pilot často "utopeny" pod spodní líc základu. Dle TKP ČD mají být zapuštěny 50 mm do základu.

Nesprávně jsou prováděny drenážní betony za závěrnými zídkami. Již jsem se setkal s případy, kdy byly tyto betony "řádně" zhutněny a jejich povrch zahlazen lopatou. Nahoře stála voda.

Chyby bývají v osazení dilatací. Setkal jsem se s případem, že část dilatace na opěře byla v rozporu s TP zabetonována ještě před osazením OK. Výsledkem je nefunkčnost dilatace (nesedí výškově, nastavení spáry neodpovídá příslušné teplotě).

Stále častěji se objevují snahy výrobců OK neprovádět dilenské sestavy. Upozorňuji, že dílenská sestava je předepsána normou pro provádění a ustoupit od ní lze ve zcela výjímečných případech.

Nelíbí se mi přístup některých firem provádějících měření bludných proudů. Uvedu dva příklady. V prvním případě firma provedla měření na železobetonové klenbě ještě před jejím zasypáním, tj v době, kdy nebyla na mostě kolej, vybudována trolej, ... a to bez toho, aby zhotovitele upozornila, že bude nutno provést ještě jedno měření po dokončení objektu. Argumentaci, že provedli měření proto, že si ho zhotovitel objednal, nepovažuji za seriózní. V druhém případě bylo měření provedeno s výsledkem nevyhovujícím. Dle sdělení stavbyvedoucího (protokol jsem dosud neobdržel) pracovník provádějící měření prohlásil, že u tohoto typu konstrukce je to jedno, že to nevadí. V tom případě se ptám, proč za tato měření vyhazujeme zbytečně peníze, případně proč nejsou stanovena různá kritéria pro různé typy konstrukcí.

Stále přetrvávají nedostatky v provádění izolací. Této problematice byl věnován samostatný příspěvek v 9. ročníku této konference. Izolace jsou aplikovány na nevhodný povrch v nevhodných klimatických podmínkách. Izolatérské firmy se brání tím, že pokud odmítnou povrch převzít či nenastoupí v období, které určil zhotovitel objektu, riskují, že si zhotovitel objektu příště vybere firmu jinou. Tyto praktiky je nutno ve spolupráci se stavebním dozorem vymýtit. Slušné a odpovědné firmy je třeba hájit.

Nejsou dodržovány projektované spády povrchů úložných prahů a říms. Na prazích mnohdy stojí voda.

Po odbednění konstrukcí zhotovitelé ihned přistupují k sanaci betonových povrchů. Upozorňuji, že předtím by měl odbedněný povrch vždy vidět stavební dozor. Znám více případů, kdy sanace měla zakrýt velice nekvalitní betony či velké kaverny (až na nosnou výztuž). Vznik kaveren je často způsoben i příliš hustou výztuží (viz dříve). Setkal jsem se s argumentací zhotovitele, že projektanta upozorňoval, že konstrukce nepůjde řádně probetonovat. S takovouto argumentací nesouhlasím, buďto je výztuž navržena správně dle konstrukčních zásad, a pak musí být zhotovitel schopen provést betonáž kvalitně, nebo není, a pak musí být projekt přepracován a k betonáži nesmí dojít. Nelze zahájit betonáž a čekat, jak to dopadne.

Na jednom mostě jsem se setkal s poměrně málo častou chybou, na kterou bych rovněž rád upozornil, aby nedošlo k jejímu opakování. Jedná se o pětipolový most s konstrukcemi uspořádanými jako prosté nosníky. Mostovka ve všech polích je prvková. Na mostě a v předpolích (pro odstínění vlivu bezstykové koleje) bylo navrženo celkem sedm malých dilatačních zařízení. Šest z těchto zařízení bylo osazeno obráceně (jazyk x kolenová kolejnice). Chyboval zde projektant, ale i prováděcí firma specializovaná na železniční svršek, která měla takovouto chybu objevit.

Na některých staveništích je nepořádek, konstrukce a materiály nejsou řádně ukládány (např. betonářská výztuž v blátě, elektrody volně v krabičkách, balíky izolace volně pohozené,...).

Často je vázne koordinace mezi zhotoviteli jednotlivých objektů a objevuje se neúcta k práci druhých.

Most v km 6,585 na traťovém úseku Krasíkov - Česká Třebová

Ing. Pavel Horáček, Ing. Jiří Jirásko, SUDOP PRAHA a. s.

V místě křížení budovaného železničního koridoru a vodoteče Třebovka, na trati Česká Třebová - Olomouc, byla v letech 2003 až 2005 realizovaná rekonstrukce stávajícího klenbového železničního mostu. Most v novém stavu tvoří dvě nosné konstrukce – původní klenbová a nová jednopolová spřažená ocelobetonová o rozpětí 22,0m. Nová nosná konstrukce je založená na zcela nové spodní stavbě.

Územní podmínky

V traťovém úseku Česká Třebová - Krasíkov křižuje III. tranzitní železniční koridor v katastru obce Třebovice vodoteč Třebovku. Stávající mostní objekt se třemi kolejemi, byl s ohledem na nové směrové i výškové řešení všech kolejí a svůj stavebně technický stav zcela nevyhovující. Rekonstrukce tohoto původního klenbového mostu byla nezbytná. Hlavní náplní rekonstrukce byly především tyto práce:

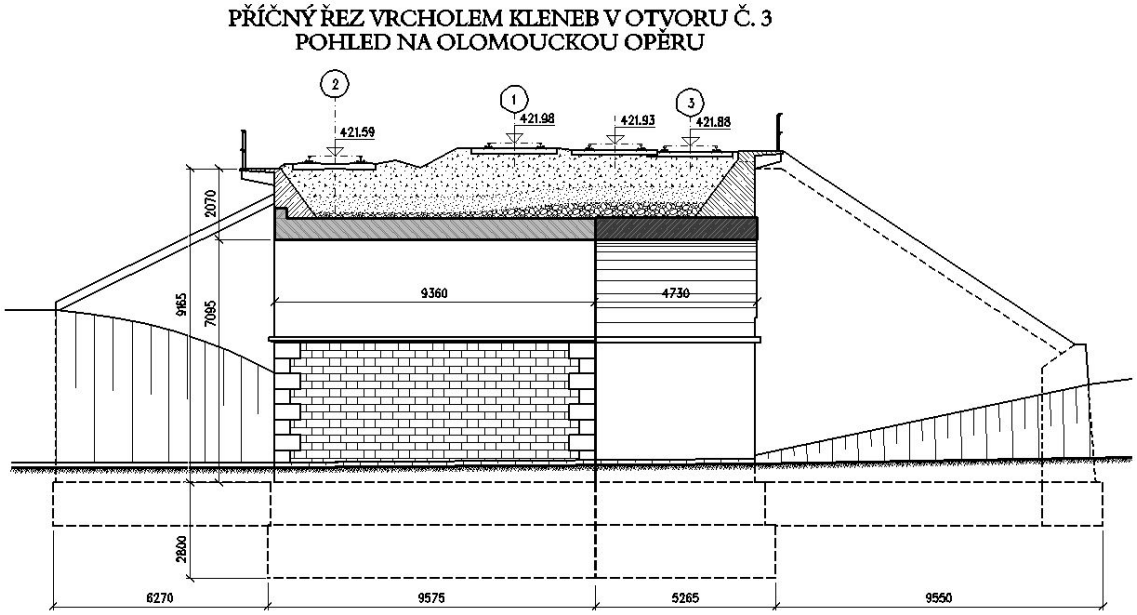
- demolice cihelných kleneb pod kolejí č. 1 a 2
- výstavba nové nosné konstrukce pod hlavními kolejemi (vč. nové spodní stavby)
- sanace ponechaných částí kamenné spodní stavby injektáží a spárováním,
- zesílení ponechané betonové klenby pod kolejí č. 3 nasazenou železobetonovou deskou
- zesílení únosnosti základové spáry klenbové konstrukce mikropilotami

Geotechnické podmínky v dané lokalitě nejsou složité. Pod vrstvou navážek a kvartérních sedimentů o mocnosti 4,0 – 5,5 m se nachází vrstva navětralých pevných písčitých slínovců (R4). Podzemní voda je trvale v dosahu základů a je dle průzkumu neagresívní.

Obr. 1 Výchozí představa dispozičního řešení mostu

Celková koncepce mostu

Historie původního mostního objektu sahá zhruba do roku 1845, kdy byla zprovozněná trať Praha - Olomouc. Pro potřeby provozu na trati Třebovice v Čechách – Chornice (kolej č. 3) byla v roce 1930 k původním ci-helným klenbám přistavěná betonová klenba. Původní stav viz obr. č. 2.



Obr. 2 Příčný řez – původní stav

Návrh nové trasy pro vyšší rychlosti (120 km/h pro klasické soupravy a 140 km/h pro naklápěcí soupravy) nemohl z principu sledovat původní stopu. Ve snaze dosáhnout maximální návrhové rychlosti byly směrové i výškové úpravy kolejí v místě křížení (cca km 6,585) proti původnímu stavu značné. U hlavních kolejí došlo k posunu 5748 mm resp. 6153 mm vlevo a zdvihu 930 mm resp. 400 mm, u koleje č. 3 posunu 40mm vlevo a zdvihu 750mm.

Z těchto důvodů bylo již v přípravné dokumentaci rozhodnuto o nezbytnosti výstavby nové nosné konstrukce pod kolejí č. 1 a 2 a současně i o zachování betonové klenby pod kolejí č. 3.

Hlavní návrhová kritéria pro rekonstrukci mostu vyplývala ze *Zásad modernizace vybraných železničních tratí*, tj. především přechodnost a průchodnost.

Na žádost zadavatele byl návrh nové nosné konstrukce zpracován pro zatížení platné pro 1. třídu (zatěžovací schéma T nebo speciální zatěžovací schéma ČD).

Pro klenbovou konstrukci pod kolejí č. 3 byla i po nutných konstrukčních úpravách zajištěná s rezervou přechodnost pro traťovou třídu D4 (Z_{UIC} = 1,5).

Most se nachází ve staničním obvodu žst. Třebovice v Čechách. Na základě této skutečnosti byl při návrhu nosných konstrukcí mostu uplatněn mostní průjezdní průřez MPP 3,0R dle ČSN 73 6201.

Spodní stavba

Původní cihelná klenba a spolu s ní i příslušná část spodní stavby byla zcela vybouraná. Ponechané zbytky kamenných opěr v prostoru mezi betonovou klenbou a

novou spodní stavbou byly zpevněné spárováním a injektáží. Na tyto zbytky původní kamenné spodní stavby byly osazené zídky, které tvoří přechod mezi nosnou konstrukcí v koleji č. 1 a klenbou v koleji č. 3. Důvodem pro ponechání torza kamenných opěr byla především snaha zajistit po čas výstavby nové spodní stavby stabilitu betonové klenby a jejího založení a současně omezit rozsah pažení mezi kolejemi.

Nové opěry pod ocelobetonovou spřaženou nosnou konstrukcí jsou monolitické železobetonové, tížné hlubinně založené. Dispozičně navazují opěry na zdivo původní spodní stavby. Opěry jsou dělené, tj. pod každou kolejí je samostatná konstrukce. Každá dílčí část opěry je založená na šesti velkoprůměrových pilotách o Ø1200mm uspořádaných ve dvou řadách po třech. Délka pilot je 4,2 až 4,5m.

Vzhledem k přitížení spodní stavby betonové klenby především stálým zatížením (zdvih koleje) bylo nutné provést podchycení základů opěr a pilířů klenby mikropilotami. Každá základová spára je podchycená celkem 11ks mikropilot délky cca 3,5m.

Nosnou konstrukci nových rovnoběžných křídel u koleje č. 2 tvoří zemina vyztužená geomřížemi. V líci křídla jsou geomříže zakotvené do obkladových betonových tvárnic.

Do horního okraje lícového obkladu z tvárnic je zakotvená monolitická železobetonová římsa, která slouží především jako základ protihlukové stěny.

Nosná konstrukce po kolejí č. 1, 2

Nová nosná konstrukce pod hlavními kolejemi je navržená jako prostá spřažená ocelobetonová konstrukce. Pod každou kolejí je navržená samostatná nosná konstrukce tvořená dvojicí ocelových hlavních nosníků rozpětí 22,0 m spřažených se železobetonovým žlabem průběžného kolejového lože. Vzhledem k tomu, že v novém stavu zasahuje na most větev kolejové spojky hlavních kolejí, jsou nosné konstrukce spojeny příhradovými ztužidly s cílem eliminovat rozdílné deformace konstrukcí při průjezdu vlaku spojkou a snížit nepříznivé namáhání hlavních nosníků zatížením s velkou excentricitou vzhledem k ose konstrukce.

Ocelové hlavní nosníky jsou navržené jako svařované I-profily. Na mostě jsou použité dva typy hlavních nosníků. Důvodem je pouze geometrické uspořádání příčného řezu – viz obr. 3. Základní profil nižších nosníků má horní pásnici P30x350, stěnu P18x1675 a dolní pásnici P50x550, která za ztužidlem ve čtvrtině rozpětí přechází směrem k podpoře do pásnice P40x550. Vyšší nosník má shodné uspořádání pásnic, pouze stěna je profilu P18x1735. Horní pásnice jsou opatřené spřahovacími trny průměru 19 mm a délky 125 mm.

Hlavní nosníky mají v poli v polovině a ve čtvrtinách příhradová ztužidla.

Stěny nosníků jsou s ohledem na zajištění stability opatřené příčnými výztuhami.

Celá nosná konstrukce je vyrobená z oceli S235. Celková hmotnost konstrukční oceli (bez zábradlí, sloupků PHS a odvodňovačů) činí 62,3t.

Betonová část spřažené nosné konstrukce je zhotovená z betonu C-/35 a z oceli 10 505 (R).

Na vnějších konzolách jsou zřízené dilatované monolitické římsy, které tvoří zároveň stěny žlabu kolejového lože. V římsách jsou osazené sloupky PHS resp. zábradlí.

Nosná konstrukce č. 1 je odvodněná dostřednými příčnými spády (3,0%, resp. 5%.) k odvodňovacím vpustím (odpadním trubkám), které jsou umístěné mezi hlavními nosníky.

Nosná konstrukce č. 2 je odvodněná jednostranným příčným spádem 4% do podélné spáry mezi konstrukcemi.

Nosná konstrukce po kolejí č. 3

Rozhodnutí ponechat betonovou klenbu bylo učiněné s ohledem na její dobrý stav a vyhovující zatížitelnost.

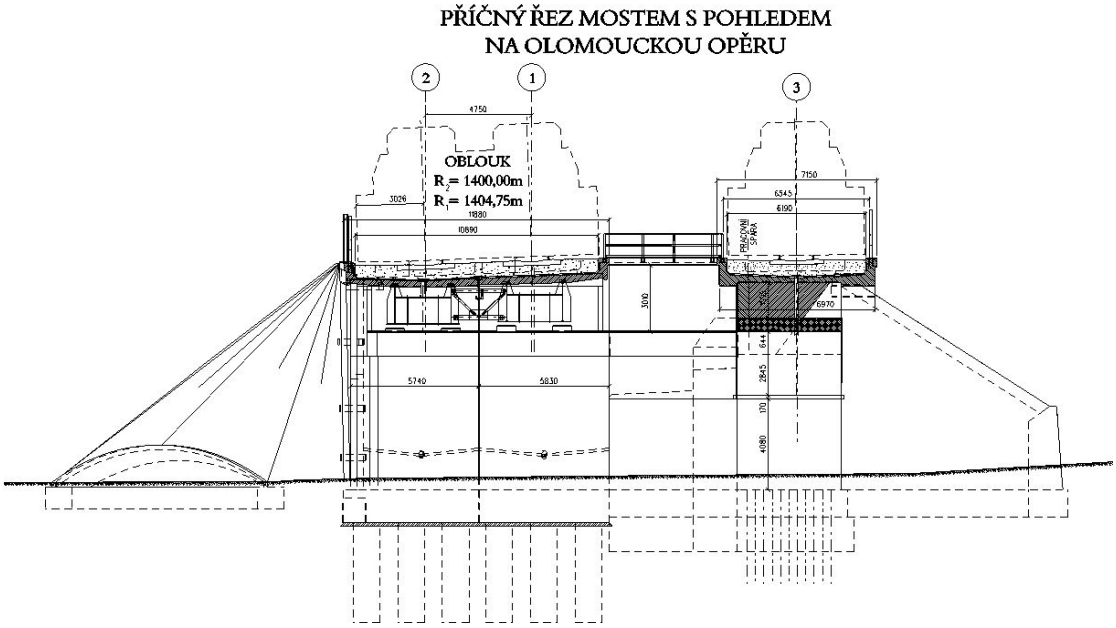
Z důvodu zvýšení nivelety koleje a hlavně rozšíření vany kolejového lože byla klenba doplněná nasazenou deskou, která příznivě ovlivňuje zatížitelnost a zajišťuje oporu novým římsám vysazeným přes okraj klenby.

Podklad nasazené desky tvoří výplňový beton, který nahrazuje původní přesypávku klenby a současně zajišťuje rovnoměrné roznášení zatížení z desky na celou klenbu.

Nasazená deska je provedená z betonu C-/28, výztuž je z oceli 10 505(R).

Deska je odvodněná příčnými i podélnými střechovitými spády do odvodňovačů, které jsou umístěné ve vrcholech klenby.

Poškozený povrch betonového zdiva byl vyspraven sanačními maltami a opatřen novou omítkou. Na závěr bylo zdivo v celém rozsahu natřené ochranným nátěrem.



Obr. č. 3 Příčný řez – nový stav

Vybavení mostu

Srážková voda z podélné spáry i z odpadních trubek je odvedená pomocí žlabů a svodných trubek pod most na terén.

Nosné konstrukce jsou uložené na vyztužených elastomerových ložiskách. Pod každou nosnou konstrukcí budou umístěna čtyři ložiska typu 4 podle DIN 4141.

Spřažená deska mostovky je ukončená těsněným lamelovým mostním závěrem.

Základem systému vodotěsné izolace vany kolejového lože obou nosných konstrukcí je vrstva asfaltových pásů plnoplošně spojených s podkladní konstrukcí a vrstva betonu C-/28 tloušťky 50mm (tvrdá ochrana).

Jako ochranný nátěrový systém nosné konstrukce byl použitý systém DERISOL S4.23b (ONS23). Jedná se o čtyřvrstvý nátěrový systém o celkové tloušťce 320µm na bázi epoxidové pryskyřice a polyuretanu (krycí vrstva).

Součástí vybavení mostu je i zábradlí, které je osazené po obvodu tzv „zrcátka“ a protihluková stěna, které umístěná na vnějších římsách.

Vzhledem k existenci kolejové spojky bylo nutné na nosnou konstrukci (na pravou) římsu v koleji č. 1 umístit stožár trakčního vedení.

Postup provádění

Rekonstrukce mostu proběhla ve dvou hlavních stavebních fázích. V první fázi se provedla částečná rekonstrukce betonové klenby v koleji č. 3 – realizace nasazené desky až po pracovní spáru vyznačenou na obr. č. 3.

Ve druhé fázi se provedla výstavba nové nosné konstrukce včetně spodní stavby pod hlavními kolejemi a celkové dokončení mostního objektu.

Po dobu probíhajících prací ve druhé fázi bylo nutné pažit stavební jámu kotveným pažením – viz foto č. 4.

Dne 19. – 20.7.2005 proběhla na mostě úspěšně statická zatěžovací zkouška, kterou provedla firma INSET s.r.o. V současné době je most v běžném, byť formálně zkušebním, provozu. Do řádného provozu by měl přejít v nejbližších dnech na základě vydaného kolaudačního rozhodnutí na celou stavbu *„ČD DDC Optimalizace traťového úseku Krasíkov – Česká Třebová“*.

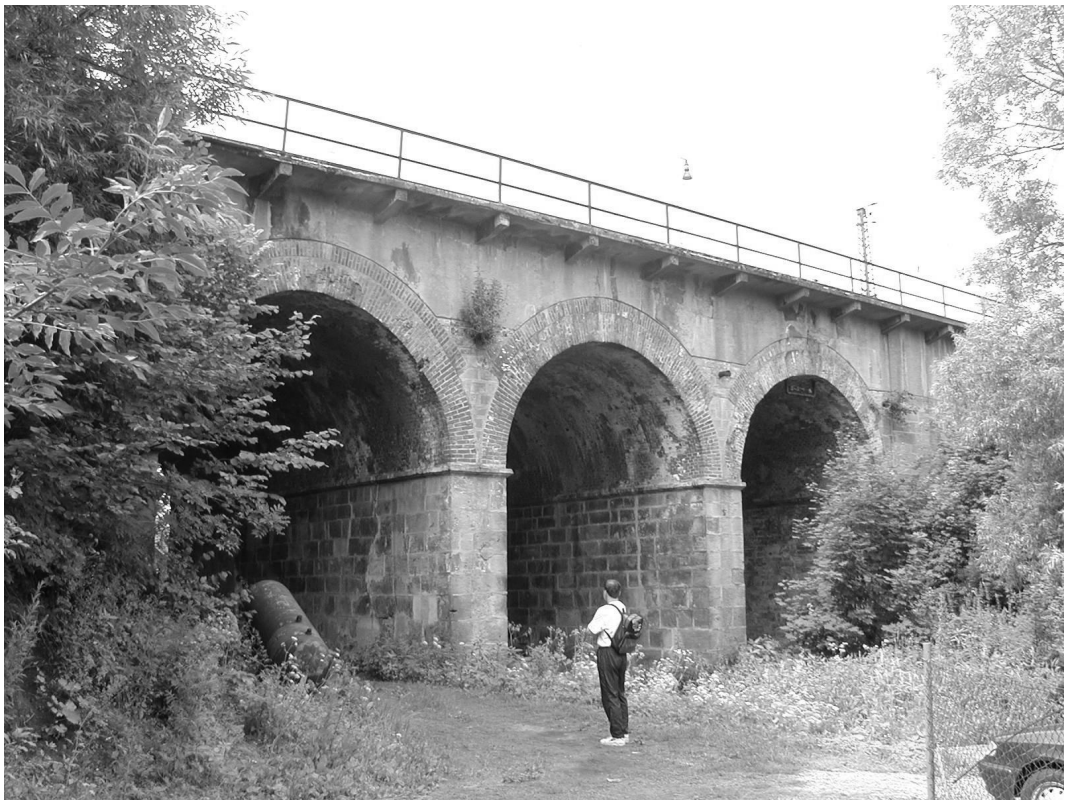
Obr. 4 Pohled na klenbu na konci první stavební fáze

Odpovědnou firmou za rekonstrukci mostu byla Skanska DS a.s., Závod 77 – Mosty (stavbyvedoucí Ing. Libor Navrátil).

Výrobu ocelové konstrukce včetně protikorozní ochrany zajistila firma DT výhybkárna a mostárna a.s.

Izolace zhotovila firma DS - IZOLACE s.r.o.

Rovnoběžná křídla z vyztužených zemin provedla firma GEOMAT s.r.o.



Obr. 5 Původní nosná konstrukce – pohled zleva

Obr. 6 Nový stav – pohled zleva

Železniční most v km 189,151 trati Chomutov - Cheb přes R6 v Karlových Varech

Ing. Jiří Schindler, Ing. Jaroslav Korbelář, Ing. Miroslav Kroupar, Ing. Pavel Očadlík, Ing. Petr Dupač, VPÚ DECO PRAHA a.s.
Ing. Václav Sláma, Ing. Jan Beran, Ing. Pavel Kout, METROSTAV a. s.

V místě křížení trasy průtahu rychlostní komunikace R6 Karlovými Vary se stávající železniční tratí Chomutov – Cheb byl v r. 2005 realizován nový železniční most o jednom poli s ocelovou celosvařovanou nosnou konstrukcí o rozpětích 44,0 m. Přemostění je dvoukolejné s dolní mostovkou, statickým systémem je trám vyztužený obloukem (Langerův trám). Most je založen na velkoprůměrových pilotách.

Úvod

Řešený stavební objekt je součástí stavby R6 Karlovy Vary-Západ, 2.stavba. Generálním projektantem průtahu je PRAGOPROJEKT, a.s., ateliér Karlovy Vary. Účelem mostu je převedení elektrifikované dvoukolejné železniční trati Chomutov-Cheb přes silniční komunikaci R6.

Most je situován v intravilánu města v kontaktu s obytnou zástavbou a nachází se v ochranném pásmu léčivých zdrojů 2.stupně, mimo zátopové území. Před započetím stavebních prací bylo nutné provést přeložky inženýrských sítí a přeložku tratě ČD.

Identifikační údaje mostu

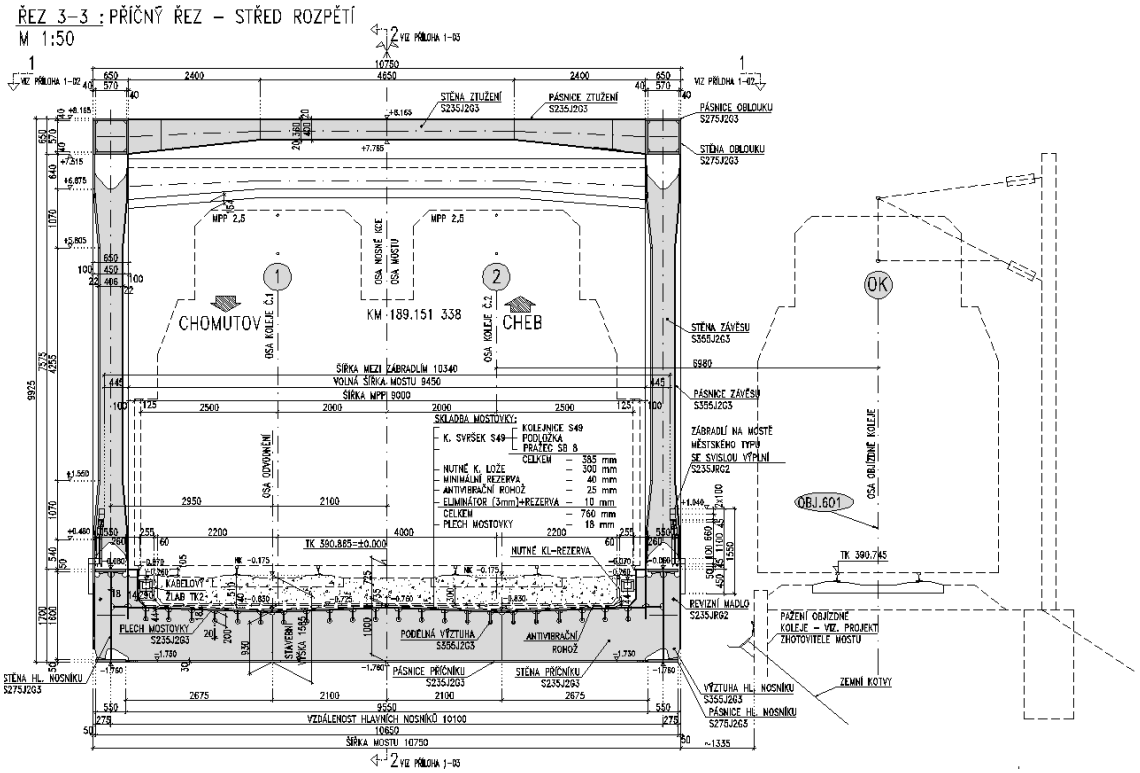
Investor :	**ŘSD ČR,** správa Karlovy Vary
Generální projektant stavby:	**PRAGOPROJEKT,** a.s., ateliér Karlovy Vary
Projektant mostu:	**VPÚ DECO PRAHA** a.s.
Hlavní zhotovitel stavby:	Sdružení pod vedením **SSŽ** a.s., záv. Karlovy Vary
Zhotovitel mostu :	**METROSTAV** a.s.
Délka mostu :	59.20 m
Šířka mostu :	10,75 m
Rozpětí pole :	44,0 m
Plocha mostu :	486,0 m^2
Vzepětí oblouku :	8,75 m
Stavební výška :	1,585 m
Trať ČD :	Chomutov-Cheb km 189,151 (dvoukolejná širá trať)
Přemosťovaná komunikace :	Průtah silnice R6, kategorie MS 20/60
Zatížení provozem :	Zatěžovací vlaky UIC-71, ČD-T a ČD-SZS

Výstavba nového mostu probíhala za plného provozu železniční dopravy po jedné objízdné koleji s minimálními výlukami, nezbytně nutnými pro provedení výstavby.

Nosná konstrukce mostu

Nosnou konstrukci mostu tvoří jedna celosvařovaná ocelová konstrukce pro obě koleje se 2 hlavními nosníky (konstrukční systém trám vyztužený obloukem - Langerův trám se svislými tuhými závěsy) a ortotropní mostovkou (podélné výztuhy tvoří páskové průřezy). Rozpětí 44.0 m, konstrukce je kolmá. Trám hlavního nosníku průřezu I je konstantní výšky 1.700 m po celé délce. Stěna hlavního nosníku výšky je konstantní tl. 18 mm po celé délce, obě pásnice mají základní průřez 550 x 50 mm. Součástí trámu

jsou zárodky pro přípoj závěsů tl. 22 mm, které obcházejí horní pásnici trámu a jsou přivařeny na příčné výztuhy stěny trámu. Tento způsob připojení závěsu na trám je příznivý z hlediska únavové životnosti mostu. Stěna trámu je vyztužena svislými výztuhami z vnější i vnitřní části ve vzájemné osové vzdálenosti 1.800 m.



Obr. 1 Příčný řez mostem v poli s objízdnou kolejí

Oblouk hlavního nosníku má uzavřený čtvercový průřez konstantních vnějších rozměrů 650 x 650 mm a konstantní tloušťky stěn i pásnic 40 mm po celé délce.Teoretický tvar střednice oblouku je parabola 2°.

Tuhé celosvařované závěsy mají pásnice konstantního průřezu šířky 260 mm a tloušťky 22 mm, stěna tl. 18 mm má proměnnou výšku od 406 mm do 606 mm (na koncích).

Ztužení oblouků hlavního nosníku má uzavřený čtvercový průřez základního vnějšího rozměru 650 x 400 mm ve střední části, který v krajních částech plynulou změnou výšky stěn přechází přes zárodky na obloucích na základní profil oblouku.

Ocelová ortotropní mostovka o celkové šířce 10.100 m je konstantní tloušťky 18 mm po celé délce nosné konstrukce mostu. Bok žlabu kolejového lože je konstantní tloušťky 14 mm po celé délce nosné konstrukce mostu a je tvořen šikmou dolní a svislou horní částí. Podélné výztuhy páskového průřezu 200 x 20 mm probíhají spojitě přes příčníky mostovky výřezy v jejich stěně, v pravidelné osové vzdálenosti 420 mm.

Příčné výztuhy mostovky jsou navrženy ve vzájemné osové vzdálenosti 1.800 m. Stěna tl. 16 mm má proměnnou výšku dle příčného spádu mostovky a jsou v ní provedeny kruhové výřezy ϕ 219 mm pro průchod podélného svodu odvodnění DN 200. Dolní pásnice 400 x 30 mm je ukončena na dolní pásnici trámu hlavního nosníku zaobleným plynulým přechodem o poloměru R = 200 mm.

Spodní stavba

Spodní stavba je masivní železobetonová, opěry jsou navrženy se šikmými křídly, založení mostu je hlubinné na velkoprůměrových vrtaných pilotách. Opěry byly provedeny ve dvou etapách. V první fázi se zřídily dříky opěr a levá křídla a ve druhé po odstranění objízdné koleje na přisypaném násypovém tělese pak i pravá křídla.

Spodní stavba mostu byla prováděna ve dvou etapách. V první fázi se provedou dříky opěr a levá křídla a ve druhé po odstranění objízdné koleje na přisypaném násypovém tělese pravá křídla.

Vybavení mostu

Kabelové žlaby jsou navrženy jako zapuštěné v kolejovém loži. Jsou tvořeny prefabrikovanými tvarovkami TK2 (výrobce např. ŽPSV Uherský Ostrov a.s.) a jsou zakryty.

Ložiska na mostě jsou navržena hrncová kruhová (výrobce DOPRASTAV a.s.) v tradičním uspořádání.

Mostní závěry na mostě byly realizovány jako kobercové s ochranou proti vtlačení štěrku.

Odvodnění na mostě je zajištěno příčným spádem plechu mostovky do dvou úžlabí umístěných pod oběmi kolejemi. Vzhledem k malému podélnému spádu jsou navrženy odvodňovače v malých vzdálenostech. Na odvodňovače, které jsou trvalou součástí OK mostu, je přírubovým stykem napojen svislý svod z korozivzdorné oceli TR140/3. Ležatý svod TR 168/4 odvodnění prochází olemovanými otvory ve stěnách příčníků. Svislý svod je realizován z litinových trub DN 150 a je umístěn v drážkách opěr. Na každém svislém svodu je umístěna čistící tvarovka.

Výroba nosné konstrukce

Obr. 2 Výroba OK v mostárně Metrostavu

Výstavba mostu

Realizace mostního objektu v km 1,728 R6 byla zahájena 19.května 2005, po odklonění provozu dvoukolejné trati Chomutov-Cheb na provizorně zbudovanou objízdnou kolej. Objízdná kolej byla odsunuta 7.0 m od 2.traťové koleje a byla zajištěna kotvenou pažící stěnou, která umožnila provedení stavení jámy ve stávajícím profilu náspu železničního tělesa. Stavba pak pokračovala současně ve dvou liniích: v trase původní trati byly prováděna obvyklá stavební činnost - velkoprůměrové piloty průměru 1.20 m, základy a opěry, úložné prahy. V odsazení cca 24 m pak byla na montážní plošině souběžně prováděna montáž OK mostu.

Obr. 3 Přechodový díl trám x oblouk se zárodkem příčníku

Výroba OK byla prováděna ve výrobní hale, a jednotlivé díly byla přepravovány po silniční trase na staveniště. Montáž byla prováděna ve výšce projektového osazení nové konstrukce mostu. Montáž byla prováděna jeřábem o nosnosti 90 t. Před dokončením montáže OK byla postavena konstrukce zavážecí dráhy, na kterou byla mostní konstrukce pomocí hydraulických lisů osazena. Před zahájením přesunu byla na mostovku upevněna všechna čtyři ložiska.

Mostní konstrukce pak byla na čtyřech pojízdných vozících po zavážecí dráze přesunuta cca 24 m nad mostní opěry. Přesun trval 1 hodinu 50 minut. Pomocí čtyř hydraulických zvedacích lisů, každý o nosnosti 100 t, pak bylo provedeno spuštění, osazení a rektifikace mostní ocelové konstrukce do projektované polohy. Bylo provedeno podlití ložisek a následně deaktivace zvedacích lisů. Po osazení nosné konstrukce bylo prováděno dokončování protikorozní ochrany, izolace mostovky nástřikovou hmotou Eliminátor, betonáž závěrných zídek, osazení mostních závěrů a položení rohoží protihlukové izolace, provedeno štěrkové lože a položen kolejový rošt na mostě. Dne 27. září 2005 mohla proběhnout zatěžovací zkouška, provedená dvěma parními lokomotivami. Tento postup souběžně prováděných prací na spodní stavbě a na konstrukci OK umožnil zkrácení doby výluky na trati na dobu 137 dnů.

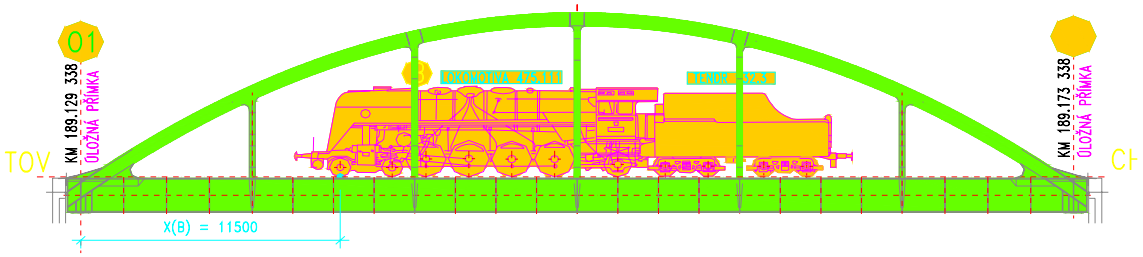
Obr. 4 Montáž nosné konstrukce před příčným zásunem

Zatěžovací zkouška

V rámci statické zatěžovací zkoušky byl sledován svislý průhyb obou hlavních nosníků a to vždy v místech očekávaných maxim sledovaných veličin, zatlačení ložisek a případný pokles podpěr mostu vlivem zkušebního zatížení.

Jako zatěžovací vozidla byla pro statickou zatěžovací zkoušku zvolena dvojice parních lokomotiv s tendry typu 475.179 a 475.111 (šlechtičny). Celková okamžitá hmotnost zatěžovacích vozidel pro účely statické zatěžovací zkoušky činila 327.5 t a byla volena tak, aby účinnost zatěžovací zkoušky byla co možná nejvyšší, tj. aby se dosáhlo věrohodného ověření nosné konstrukce a dotlačení opěr před zahájením provozu.

Obr. 5 Poloha zkušebního zatížení pro dotlačení opěr



Obr. 6 Schema umístění zkušebního zatížení – teorie….

Obr. 7 ……a skutečnost……

Výsledek zatěžovací zkoušky potvrdil přiléhavost statického modelu a most mohl být uveden do zkušebního provozu. Dokončovací práce na tomto stavebním objektu a na průtahu silnice R6 v současné době stále pokračují.

Dokumentace skutečného stavu železničních tunelů pomocí laserového skenování

Ing. Ivo Kohoušek, SG–Geotechnika, a.s.

Informace o skutečném stavu tunelového ostění je velmi důležitá jak z hlediska kvality stavby podzemního díla, tak i z hlediska dodržení průjezdnosti tunelové trouby. Laserové skenování je novou technologií, která umožňuje bezkontaktní určování prostorových souřadnic v krátkém časovém horizontu. Cílem tohoto příspěvku je popsat praktické využití technologie laserového skenování v podzemním stavitelství.

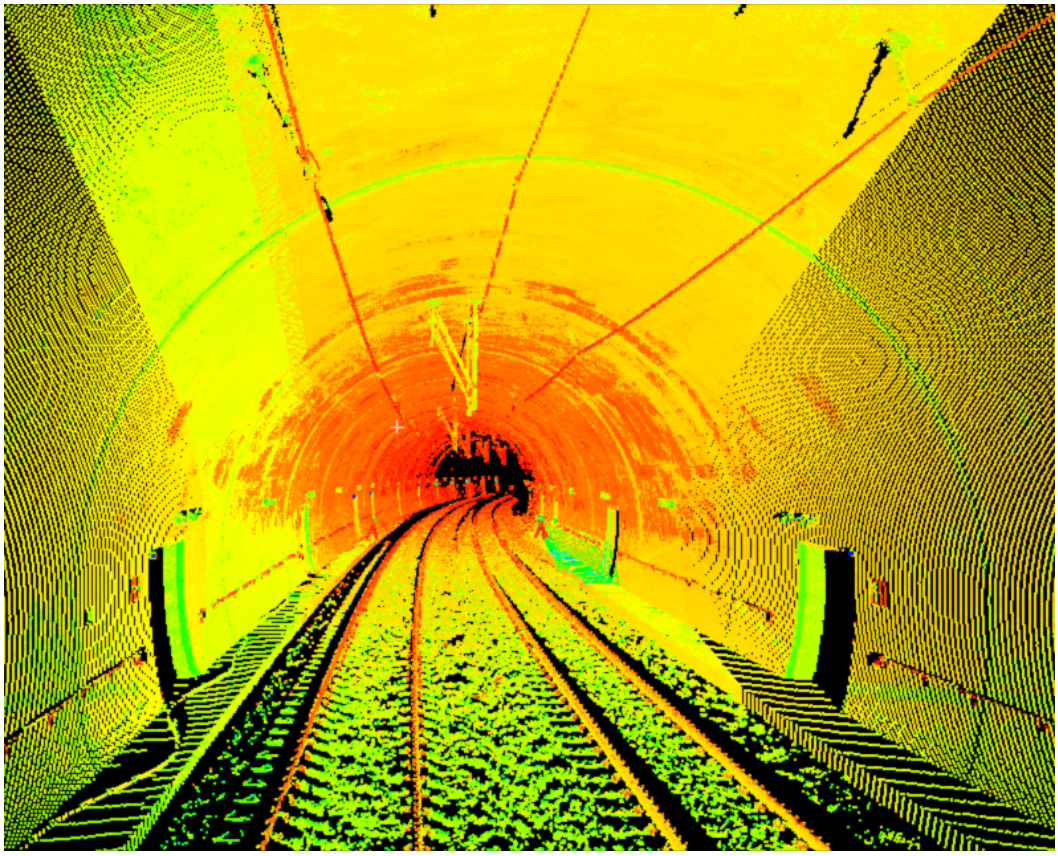
Úvod

Naše oddělení inženýrské geodézie společnosti SG-Geotechnika, a.s. se specializuje na měřické práce v podzemí, zejména pak v tunelech, kde působíme v rámci geomonitoringu. Hlavní předností laserového skenování je v přesnosti, rychlosti, komplexnosti a bezpečnosti záznamu prostorových dat. V současné době využíváme laserový skenovací systém HDS 3000 (High-Definition Surveying) společnosti Leica Geosystems, který je přímým pokračováním typu Cyrax 2500. Systém HDS 3000 (obr. 1) se skládá ze skeneru, ovládacího a zpracovatelského programu Cyclone a z příslušenství. Skener je panoramatického typu s maximální velikostí zorného pole 360° x 270° se schopností zaměřovat objekty až do vzdálenosti 120 m (doporučená pracovní vzdálenost je do 50 m). Systém HDS 3000 podporuje standardní měřické procedury jako např. centraci a horizontaci na známém bodě, měření výšky přístroje a směrovou orientaci přístroje. Měření je založeno na principu prostorové polární metody, délky jsou měřeny výkonným laserovým dálkoměrem, schopným změřit až několik tisíc délek za sekundu. Maximální počet bodů získaný z jednoho skenu je dán součinem 20 000 x 5 000. Směry na měřené body jsou odvozeny z polohy odrazných zrcadel navádějící laserový paprsek a otočením přístroje od nulového směru. Prvotním výsledkem měření je konečná množina bodů (mrak bodů) definovaná kartézskými souřadnicemi v souřadném systému měřícího přístroje. Skenování probíhá s prostorovou přesností 6 mm pro jednotlivý bod ve vzdálenosti 1 až 50 m od pozice skeneru a přesnost pro vymodelovanou plochu je 2 mm.

Obr. 1 - Laserový skenovací systém HDS 3000

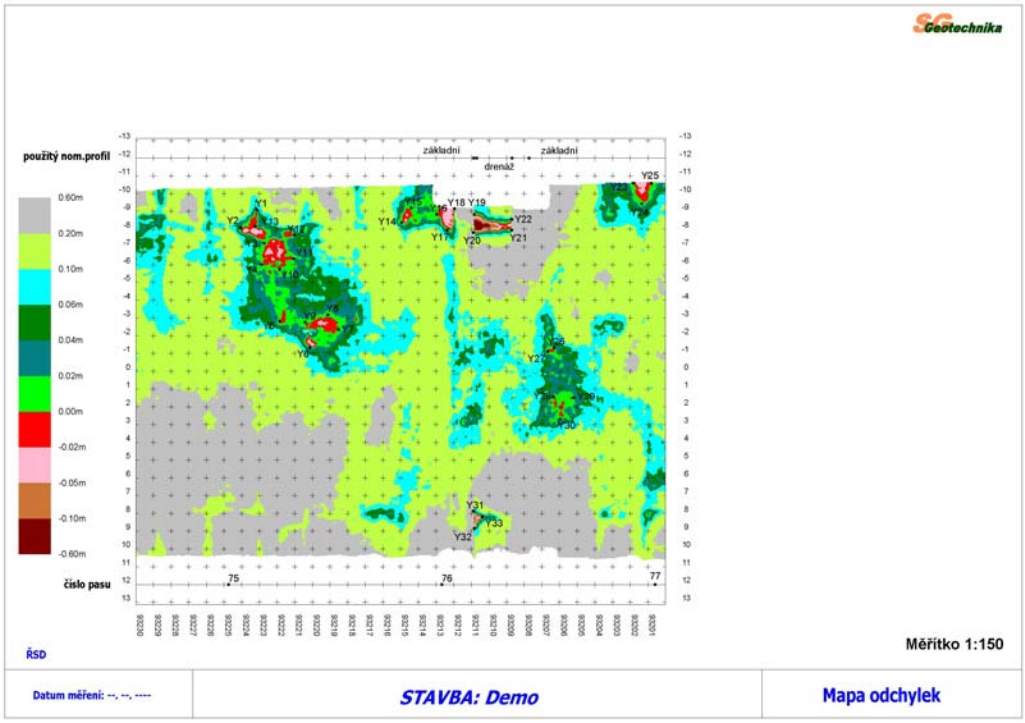
Zaměření a vyhodnocení skutečného stavu ostění tunelové trouby

S aplikací laserového skenování v tunelech máme již dlouholetou zkušenost. Ve většině případech probíhá měření tunelové trouby v souladu se stavební činností. Je třeba přizpůsobit technologii laserového skenování daným podmínkám tak, aby byla zachycena celá geometrie trouby v minimálním časovém horizontu. Použitím této technologie získáme prostorový digitální model tunelové trouby v podobě tzv. mračna bodů.

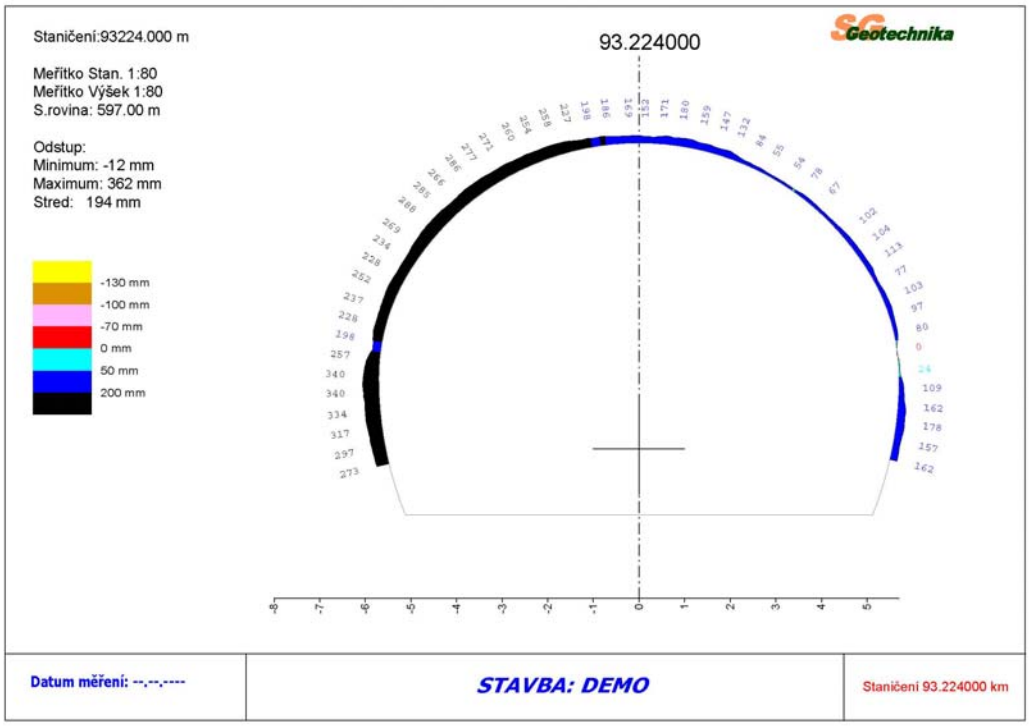


Obr. 2 – Sekundární ostění žel. tunelu Malá Huba v zobrazení tzv. mračna bodů

Po ukončení terénních prací následuje zpracování naměřených dat, z každé etapy jsou to řádově milióny bodů. V programu Cyclone provedeme registraci jednotlivých mračen bodů, tj umístění všech bodů ze všech skenů v prostoru do požadovaného souřadnicového systému (S-JTSK, Bpv). Zaregistrovaná mračna bodů očistíme od šumu (ventilátor, stavební mechanizace, kabely atp.). Z již očištěných mračen vybíráme část v intervalu 1 až 50 m od pozice skeneru, tedy oblast, kde je výrobcem přístroje zaručena dostatečná přesnost určení prostorové polohy bodů. Takto upravená mračna bodů slouží jako podklad pro vytvoření digitálního modelu tunelové trouby v podobě trojúhelníkové sítě.



Obr. 3 – Rozvinutý povrch tunelového pásu, mapa odchylek skutečného stavu ostění od projektu



Obr. 4 - Příčný profil tunelu s grafickým znázorněním odchylek skutečného stavu ostění od projektu

Cílem vyhodnocení naměřených dat je určit odchylky skutečného stavu tunelového ostění (výrubu) od projektu, tedy od nominálního (vzorového) profilu a určit případnou kubaturu nadvýlomu (nadbetonu). Ve speciálních modulech programu Atlas, které byly vytvořeny ve spolupráci s našimi specialisty pak zhotovíme mapu odchylek skutečného stavu ostění od projektového profilu jako rozvinutý povrch tunelového pásu. Odchylky povrchu tunelu od projektu jsou znázorněny pomocí barevné škály (obr. 3). Problematická místa, např. kde povrch ostění zasahuje do nominálního profilu, ohraničíme body a následně určíme jejich souřadnice. Zhotovitel stavby pak může dané body zpětně vytyčit a problematická místa upravit na požadovanou úroveň.

Dalším možným výstupem jsou vykreslené příčné profily tunelu, opět s barevným zobrazením odchylek (obr.4). Staničení příčných řezů, intervaly odchylek a k nim barevné zobrazení lze volit podle potřeby objednatele. Výsledky můžeme exportovat do formátu dxf, bmp nebo wmf. Již delší dobu se nám pro odevzdávání výsledků v digitálním tvaru osvědčuje formát pdf. Z naměřených hodnot jsou také numericky vyhodnocovány kubatury nadvýlomů a podvýlomů (nadbetonů a podbetonů). Data jsou u naší společnosti uložena v digitální formě a je možné se k jednotlivým projektům kdykoliv vrátit a řešit aktuální požadavky objednatele.

Nejvýznamnějšími zakázkami z oblasti podzemních staveb, kde SG–Geotechnika, a.s. provedla zaměření skutečného stavu pomocí technologie laserového skenování, byly městské silniční tunely Mrázovka, železniční tunely Krasíkov I a II, Hněvkovský I a II, Malá Huba, část železničního tunelu Březno, jednolodní stanice metra Kobylisy, dálniční tunely Valík a Panenská. V současnosti probíhají práce na železničních tunelech Nové Spojení v Praze.

Závěr

Technologie laserového skenování se v podzemním stavitelství pomalu stává téměř klasickou úlohou. Její největší výhoda je přesnost, rychlost a bezpečnost pořízení prostorových dat vysokého rozlišení. Během krátké doby dostává objednatel informace o skutečném stavu měřeného úseku tunelu a to v podobě mapy odchylek od projektovaného stavu, příčných profilů v libovolném staničení a kubatur nadbetonů či nadvýlomů.

Spustit prezentaci

Monolitnění prefabrikátových dílců při výstavbě mostů pro vlaky TGV v Belgii

Ing. Igor Kotulán, Mgr. Roman Nepraš
Profimat s.r.o.

Příspěvek popisuje výhody prefabrikované výstavby mostních konstrukcí na tratích vlaků třídy TGV v Belgii s použitím nesmrštivých cementových zálivek Groutex při montážních pracích při spojování prefa dílců.

1. Konstrukce mostů

Mostní konstrukce byly budovány v Belgii u města Liege na tratích vlaků kategorie TGV, které budou spojovat velká evropská města Londýn-Paříž-Brusel-Amsterdam-Kolín nad Rýnem. Umístění trati v této lokalitě využívalo výhodné terénní podmínky v blízkosti vedení silniční dálnice. Pracovníci firmy Profimat se podíleli na stavbě čtyř mostních konstrukcí, které se nacházely na úseku trati v délce 5,6 km. Byly to mosty v José (422 m), Herve (459 m), Battice (1 227 m) a v Ruyff (264 m). Celá výstavba byla zahájena začátkem listopadu 2002 a úsek byl dostavěn na konci července 2005 s náklady téměř 99 milionů €.

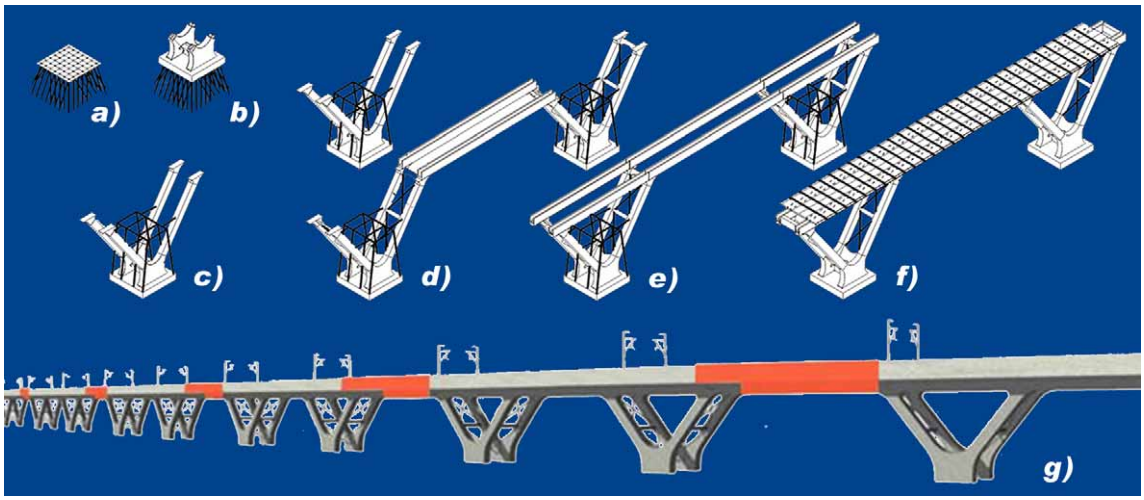
Při konstrukci mostů byly v maximální míře využity prefabrikované dílce. Výroba v odborných provozech pref zaručovala stabilní výrobní prostředí, zvýšenou přesnost a technologickou kázeň a tak kontrolovanou kvalitu výrobků nezávisle na klimatických podmínkách. Tak mohla výstavba tratě probíhat i během zimních měsíců. Specializovaná výroba v součinnosti s moderní dopravou pak umožnila navíc vyrobit díly až o hmotnosti 240 tun. Celkový objem betonu použitého při výstavbě úseku a na výrobu prefabrikovaných dílců mostních konstrukcí byl cca 144.000 m^3.

1.1 Technologie výstavby

Jedinými prvky betonovanými na stavbě byla základová deska a dříky podpěr, všechny ostatní prvky byly zhotoveny z prefabrikátů, které se na příslušném místě smontovaly. Nesmrštivé malty Groutex byly využity k několika aplikacím – kotvení, podlévání, fixaci předpínacích výztuh, chemickému bednění a zmonolitnění prefa prvků. Na obrázku jsou znázorněny hlavní kroky výstavby a montáže:

a, zhotovení pilot (30 ks na základovou desku, hloubky 12 – 30 m) a betonáž základových desek (12 x 12 x 2 m)
b, betonáž dříku podpěr
c, montáž systémů V-podpěr pomocí podpůrných ocelových konstrukcí

d, propojení dvou podpěrných systémů U-nosníky rozměrů 1,6 x 2,6 x 20 až 42 m (108 - 240 t)
e, položení a montáž U-nosníků mezi rameny podpěr podpěrného systému
f, položení a montáž příčných desek po celé délce mostního nosného prvku o dvou systémech podpěr



Mostní konstrukce byla rozdělena na nosné prvky se dvěma systémy podpěr, které se ztužily dodatečným předpětím. Volná pole mezi těmito prvky se již nepředpínala a umožňují tak celé konstrukci mostu pracovat (g).

1.2 Nesmrštivé malty Groutex

Malty skupinového označení GROUTEX splňují hlavní požadavky na směsi používané ke spojování betonových dílů – jsou bez smrštění, dobře roztékavé a aplikovatelné tak i ve složitých tvarech. Neobsahují chloridy, sulfidy ani kovové součásti, nezpůsobují korozi výztuže a svou vodotěsností ji chrání před působením vody. Jsou odolné proti působení ropných produktů, vysoce vazné a svým rychlým nárůstem pevnostních parametrů přispívají k urychlení výstavby. Vyrábějí se na bázi vybraných vysokopevnostních cementů a speciálních přísad a jsou dodávané jako pytlované jednokomponentní suché směsi. Rozmícháním s vodou jsou připraveny k použití, mají tedy jednoduchou přípravu a zpracovávají se jak ručně, tak i strojově. Voda slouží i jako penetrace v místě aplikace směsi.

GROUTEX řady 6 jsou malty tekuté konzistence určené hlavně ke kotevním a zálivkovým aplikacím. Liší se maximálním zrnem přísad a tím i aplikačními případy, lze je dobře čerpat. Mají rychlý nárůst pevností do 24 hodin (kolem 50 MPa) a vysoké koncové pevnosti za 28 dní (i přes 100 MPa).

GROUTEX PAC a GROUTEX FILL-IN jsou plastické konzistence s využitím ke kotvení do vertikálních konstrukcí a stropů, na výplně otvorů , ukotvení výztuže a různé sanační práce. Efektivně se používají i jako tzv. chemické (ztracené) bednění, tj. nahrazují klasické bednící prvky (ze dřeva, kovu apod.) před aplikací řídkých zálivkových malt do vytvořených dutin. GROUTEX FILL-IN obsahuje navíc tixotropní přísadu a lze jej i čerpat.

2. Realizace výstavby

Pracovníci firmy Profimat se na výstavbě podíleli převážně při monolitnění jednotlivých konstrukčních prvků pomocí nesmrštivých zálivek. Byly to v průběhu stavby zejména montážní spáry skladby V-podpěr a ukotvení jejich armatur, ložné spáry mezi smontovanými podpěrami a U-nosníky, spáry mezi jednotlivými U-nosníky,

spáry mezi jednotlivými deskami a v konečné fázi ložné spáry mezi U-nosníky a deskami a jejich vzájemné zmonolitnění.

2.1 Výstavba V-podpěr mostu

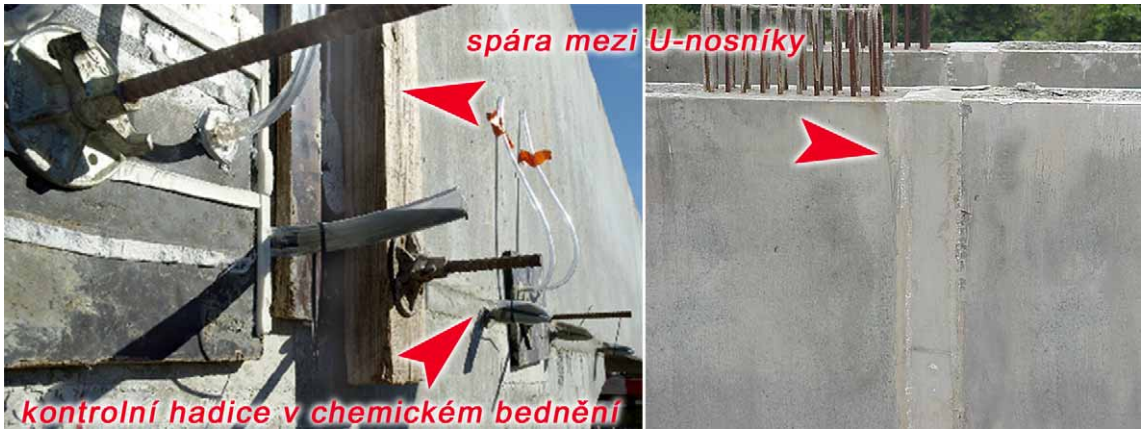
Po vybetonování základních desek a dříků podpěr byly na podkladní plochy desek kolem dříků montovány pomocné ocelové konstrukce, které byly kotveny a podlévány zálivkami Groutex. Jednoduché konstrukce tvořily lože pro uložení prefabrikátových dílců V-podpěr do předchystaného správného sklonu. Po umístění jednotlivých dílců se vyplnila zálivkou Groutex 601 většina kotevních otvorů se zasunutou výztuží navazujících prefa prvků.

Kolem spáry vzniklé mezi prefabrikáty se namontovalo ocelové bednění s výpustnými otvory na horní straně spáry. Pomocí membránového čerpadla se ze spodní strany spáry přes odvodňovací kanálek a zbylé úmyslně nevyplněné kotevní otvory pro navazující výztuž pod tlakem načerpala penetrační voda a posléze GROUTEX 601. Výpustnými otvory v bednění, které byly osazeny hadicemi se plněním spáry postupně vytlačoval vzduch, penetrační voda a prvotní materiál zředěný zbytkovou vodou pro navlhčení spáry. U výpustných hadic se kontrolovala konzistence vytlačované hmoty a jakmile začala vytékat zálivková směs správné konzistence, hadice se zaškrtily. Tato metodika byla použita ve všech případech vyplňování uzavřených dutin mezi prefa díly mostní konstrukce.

2.2 Osazení U-nosníků

Na zkompletované podpěry byly postupně osazovány U-nosníky ukládané na kolejnice, které zajišťovaly snadný stranový posuv při montáži. Ložná spára vzniklá mezi hlavicí podpěry a U-nosníkem byla po celém obvodu styku prefabrikátů utěsněna pomocí chemického bednění maltou Groutex Fill-In. Při této operaci byly v bednění z cementové malty zároveň zapuštěny speciální plastové výpustky, které byly poté osazeny krátkými hadicemi. Tím byla po obvodě celé spáry vytvořena úniková místa pro vytlačovaný vzduch a zbytkovou penetrační vodu v průběhu čerpání. Zároveň to byla také kontrolní místa sledování toku materiálu při vyplnění plošně rozsáhlé a přitom výškově nízké dutiny, zvláště v místech manipulačních kolejnic. Ty tvořily určitou překážku v toku materiálu, neboť nad nimi již zbývala ke spodní stěně položeného nosníku mezera o výšce cca 1 cm. Tato opatření však podpořila dokonalé zaplnění ložné spáry materiálem GROUTEX 601. Při samotném čerpání se hadice postupně zaškrcovaly a po vyplnění celé spáry se zaškrtila i nadstavená část gumové čerpací hadice. K plnění spár bylo vzhledem ke zpracovávaným objemům materiálu použito šnekové čerpadlo s mixážním centrem, které bylo obsluhováno až 15 m pod místem čerpání.

Po vyplnění ložné spáry následovalo zaplnění spáry mezi jednotlivými U-nosníky, která byla překryta dřevěným bedněním. Zde se používal GROUTEX 603 smíchaný s křemenným štěrkem frakce 4 - 8 mm (do 25 % celkového objemu). Tato příměs byla použita k eliminaci možných negativních účinků vývoje hydratačního tepla ve větší vrstvě materiálu a dále i z důvodu úspory nesmrštivé malty. Správně provedený přídavek kameniva přitom výrazněji neovlivňuje parametry zálivkové malty.



Po spojení prefabrikátových dílců následovala fáze předpínání postavené konstrukce. Předpínací lana procházela dutinou ve V-podpěrách, na spodní straně ústila v dříku podpěry, nahoře v osazeném U-nosníku. Dutiny předpínacích výztuh byly po provedeném předpětí vyplněny zálivkou Groutex.

2.3 Osazení příčných desek

Po montáži desek na U-nosníky a vytvoření předpětí následovalo zaplnění spár mezi jednotlivými deskami ve dvou krocích. Do spáry ze spodní strany utěsněné těsnící šňůrou se nejprve vylila první asi dvoucentimetrová vrstva materiálu GROUTEX 603. Po jejím zavadnutí tak bylo vytvořeno bednění pro následné plnění o velké tloušťce maltou Groutex 603 s příměsí štěrku 4 - 8 mm s použitím šnekového čerpadla. Na jednom nosném prvku (o dvou podpěrných systémech) bylo k tomuto účelu spotřebováno kolem 20 tun materiálu. Díky čerpací technice uvedené množství zpracovali za směnu pouze čtyři pracovníci.

Poslední fází bylo plnění rozsáhlé ložné spáry mezi deskami a U-nosníky a následné ukotvení příčných desek k těmto podkladním nosníkům. Výztuže vystupující z U-nosníků do otvorů v deskách přitom tvořily vzájemné kotvící výztuže. Otvory v deskách také probíhalo nejprve plnění ložných spár. Čerpací hadice se vtiskla do ložné spáry v jednom otvoru a materiál GROUTEX 601 proudil pod tlakem v ložné spáře do otvoru následujícího. Tímto způsobem se postupovalo po celé délce U-nosníku. Po zaplnění ložné spáry proběhlo kompletní vyplnění otvorů s kotvící výztuží U-nosníků a tím vzájemné zmonolitnění jednotlivých prvků. Zde se použila opět zálivková malta GROUTEX 603 s příměsí štěrku frakce 4 - 8 mm.

3. Čerpací technika

K čerpání nesmrštivých malt Groutex byla použita tato čerpací technika:

Čerpadlo INOMAT M8: membránové čerpadlo, motor 220 V, tlak až 15 bar, přísun materiálu 8 l/min., zrnitost čerpaného materiálu do 3 mm. Bylo používané pro čerpání menších množství zálivkového materiálu a pro čerpání chemického bednění GROUTEX FILL-IN do spár (vertikálních, horizontálních včetně umístěných „na stropě“).

Čerpadlo PUTZMEISTER: šnekové čerpadlo, motor diesel, tlak až 55 bar, přísun materiálu 40 l/min., zrnitost čerpaného materiálu do 8 mm. Používané pro čerpání velkých množství a při čerpání do velkých výšek.

4. Výhody použití nesmrštivých zálivek

Použití nesmrštivých zálivkových malt na bázi speciálních cementů řady GROUTEX pro zmonolitnění montovaných betonových konstrukcí přináší následující výhody:

- jednokomponentní pytlovaná směs s jednoduchou přípravou (ruční i strojní) zaručující flexibilitu na staveništi
- jeden typ použitého materiálu v příslušných modifikacích dle aplikace
- tixotropní forma produktu umožňuje velice rychlou přípravu spolehlivého chemického bednění spár, zvláště pak u prvků, které na sebe optimálně nenavazují
- tekutá konzistence a vhodný výběr granulometrie umožňuje dokonalé vyplnění různých typů spár a otvorů i tvarově složitých nebo plošně rozsáhlých
- rychlý nárůst pevností produktu umožňuje zrychlení celé výstavby
- čerpací technikou lze zpracovat velké množství materiálu s minimálním počtem pracovníků a tím práci ještě zefektivnit
- použití prefabrikovaných dílů přináší řadu výhod kvalitativních i efektivních, odpadá montáž často složitých bednění.

Ing. Igor Kotulán, Mgr. Roman Nepraš
Profimat s.r.o.
Rosická 359, 664 17 Tetčice
tel.: 546 410 075, fax: 546 410 074
www.profimat.cz, obchod@profimat.cz

Systémy pro správu mostů některých evropských železnic, jejich vývoj a možný vliv na Mostní informační systém ČD

Ing. Petr Rudolf, Univerzita Pardubice, Dopravní fakulta Jana Pernera

Systémy pro správu mostních a dalších objektů se neustále vyvíjejí. Jejich vývoj je stále více výsledkem spolupráce různých odborníků z praxe a výzkumné činnosti vědců z různých oborů. Význam dopravní infrastruktury pro rozvoj všech zemí vede k řešení mezinárodních projektů. V poslední době jsou v oblasti správy mostní infrastruktury vyvíjeny moderní přístupy a expertní systémy využívající i metody umělé inteligence. Příspěvek podává informaci o některých metodách hodnocení aktuálního stavu i předvídání budoucího stavu železničních mostních objektů. Možnosti jejich využití také pro Mostní informační systém Českých drah budou zkoumány.

Počítačem podporované systémy pro správu mostů

Významný pokrok v oblasti systémové podpory provozu mostních a dalších objektů nastal v 60. letech minulého století, kdy i v mostním inženýrství započal intenzivní vývoj metod, podporovaný zvětšujícími se možnostmi počítačového a programového vybavení.[1] Proto v dnešní době již téměř všechny hospodářsky rozvinuté země používají počítačem podporované systémy pro správu mostů či hospodaření s mosty (angl. Bridge Management Systems), zpravidla k uskutečnění sledování stavu spravovaných prvků své dopravní infrastruktury a k podpoře rozhodování ohledně jejich provozu.

Pojem systém správy mostních objektů či systém hospodaření s mostními objekty se doposud nedočkal přesné a všeobecně přijaté definice. Můžeme se setkat s výkladem tohoto pojmu, že to je např. výpočetní systém podporující rozhodovací procesy, obsahující jak racionální modely a expertní znalost o procesech zhoršování mostů a účinnosti údržbových prací, tak současně i hospodářské modely, umožňující předpovídání nákladů a výnosů v procesu udržení stanovené úrovně provozní způsobilosti při minimálních nákladech, apod. Téměř v každém takovémto systému lze rozlišit společné základní provozní funkce, podporující následující části procesu správy mostních a dalších objektů: evidence, údržba, provoz a plánování.

Mostní informační systém Českých drah

V rámci správy mostních a dalších objektů Českých drah se postupem času vytvořila základní podoba pojetí informatiky, představovaná souhrnně jako Mostní informační systém ČD (dále zkr. MIS).[2] Jeho jednotlivé části tvoří: Mostní evidenční systém ČD (dále zkr. MES), Mostní expertní systém (označovaný názvem Casandra), Systém pro podrobné prohlídky (revize) a Manažerské systémy.

Mostní evidenční systém ČD je základním prvkem celého MISu. Jeho vývoj od počátku v roce 1996 je pojatý jako modulární systém. Vývoj MESu ČD na základě požadavků zadavatele Generálního ředitelství ČD, Oddělení mostů a tunelů byl zadán firmě SÚDOP Praha, a. s. a jeho programování bylo zadáno firmě HSI Praha, spol. s r. o. MES ČD je aplikace provozovaná na databázové platformě firmy Oracle v třívrstvé architektuře. V současné době MES zahrnuje údaje o 3 typech následujících objektů: 1. železniční mosty, 2. železniční propustky a 3. kolejové mostní váhy.

Technické údaje o mostních objektech jsou uvedeny v tzv. evidenčních listech, mj. např. klasifikace stavebního stavu mostu, a to zvlášť hodnocení stavu jeho nosné konstrukce a stavu jeho spodní stavby, parametry přechodnosti a prostorové průchodnosti koleje na mostě apod., přičemž informace o aktuálním stavebním a provozním stavu jsou vedeny v zápisu z provedené běžné prohlídky. Hodnocení stavu mostního objektu provádí mostní správce při běžné prohlídce dle svého inženýrského odhadu do přetrvávající 3-stupňové klasifikace podle tab. 1.[3]

Tab. 1 Systém hodnocení stavu železničních mostních objektů ČD

Stupeň	Stav	Kritéria
1	dobrý	mostní objekt vyžaduje jen běžnou údržbu
2	vyhovující	mostní objekt vyžaduje opravu přesahující rámec běžné údržby, popř. i výměnu některých částí, avšak závady neohrožují bezprostředně bezpečnost provozu
3	nevyhovující	mostní objekt vyžaduje úplnou přestavbu, přestavbu podpěr nebo výměnu nosné konstrukce, popř. i jen opravu nebo výměnu některých částí, jejichž stav bezprostředně ohrožuje bezpečnost provozu

Mostní expertní systém Casandra je určený pro zjišťování a uchovávání údajů o zatížitelnosti a přechodnosti mostních objektů. Jeho stávající verze byla vyvinuta na základě požadavků ČD firmou SÚDOP Praha, a. s. v 1. pol. 90. let minulého století. Jedná se o souhrn 5 samostatných následujících modulů: 1. Modul MQA (rovněž jako podprogram pro 4. a 5. modul), 2. Výpočet zatížitelnosti klenby, 3. Výpočet zatížitelnosti zabetonovaných nosníků, 4. Databáze zatížitelnosti a 5. Posouzení přechodnosti. Údaje o mostním objektu však nelze automaticky převádět navzájem mezi tímto systémem a MESem ČD, což se řadou změn ve vstupních předpokladech (změny norem, posun názorů apod.) od doby jeho vývoje i některými chybami v programu v současné době brání jeho plnému využití.

Systém pro podrobné prohlídky (revize) vyhodnocuje zápisy z nich, prováděné od roku 1999 povinně v digitální podobě jako přílohy MESu ČD, v budoucnosti se předpokládá se společnou základnou údajů. Manažerské systémy umožňují s vedenými údaji provádět zejména formou statistiky požadované přehledy a souhrny, mj. např. trend vývoje stavebního stavu apod., od roku 1998 již pomocí tabulkového procesoru Microsoft Excel, nebo zobrazení aktuálního stavu pomocí grafického prostředí firmy MapInfo atd.

Systém hospodárenia s mostnými objektmi Železníc Slovenskej republiky

Vývoj Systému hospodárenia s mostnými objektmi ŽSR (dále zkr. SHMO) vede Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Katedra stavebných konštrukcií a mostov v Žilině.[4] V novém pojetí počítačem podporovaného SHMO ŽSR se za jeho základní prvek považuje mostní databanka, jejíž strukturu tvoří 3 základní moduly v členění: modul evidenční a informační, modul hodnocení mostů a modul rozhodovacích procesů. Tento SHMO by měl nahradit zastaralý systém, založený na předpisu ještě ČSD.

Klíčové postavení v celém SHMO ŽSR má modul hodnocení mostů. Jeho úlohou je na základě informací uložených v evidenčním modulu ohodnotit stávající mostní objekt včetně jeho aktuálního stavu. V souvislosti s tradicí hodnocení železničních mostů bylo upřednostněno spolehlivostní pojetí hodnocení. Tento přístup považuje spolehlivost mostního objektu za jeho základní hodnotící parametr. Tedy, že aktuální technický stav hodnoceného mostu se zohlední pomocí výpočetních modelů v odezvě mostní konstrukce na zatížení a její odolnosti při ověřování spolehlivosti mostu.

V případě stávajících mostů je možno zohlednit skutečné vady v podobě diagnostikovaných poškození, závad a případných poruch mostní konstrukce. Metodika, jak základní poškození mostů zavádět do výpočetních modelů odezvy zatížení a odolnosti konstrukčních prvků, tvoří součást databáze znalostí, která je podmodulem modulu hodnocení. Jeho součástí je i databáze počítačové podpory, v níž bude zapracován jednotný programový systém pro stanovení odezvy konstrukce na zatížení a určování odolnosti jednotlivých konstrukčních prvků včetně ověření jejich spolehlivosti a výpočtu

zatížitelnosti. Proces hodnocení je ukončen zatříděním hodnocené mostní konstrukce do nověnavržené 5-stupňové klasifikace podle tab. 2.

Tab. 2 Systém klasifikace stavu železničních mostních objektů ŽSR

Klasifikace	Hodnocení	Kritéria
1	bezchybný	parametry mostního objektu odpovídají současným návrhovým parametrům a jeho technický stav je bezchybný
2	dobrý	mostní objekt nevykazuje poruchy prokazatelně ovlivňující momentální zatížitelnost
3	uspokojivý	mostní objekt vykazuje nedostatky ovlivňující momentální zatížitelnost bez vlivu na změnu přechodnosti kolejových vozidel
4	špatný	mostní objekt vykazuje nedostatky ovlivňující zatížitelnost a také přechodnost kolejových vozidel do té míry, že jeho zbytková životnost je v rozsahu od 3 do méně než 10 let
5	havarijní	mostní objekt vykazuje závažné nedostatky s výrazným dopadem na zatížitelnost a přechodnost kolejových vozidel do té míry, že jeho zbytková životnost je nižší než 3 roky

Předvídání stavu mostů v Systému hospodárenia s mostnými objektmi ŽSR

Ve slovenském SHMO aktuální technický stav mostu a jeho vliv na zatížitelnost mostu jsou zpracovány prvním a druhým modulem databáze, tj. evidenčním a informačním a modulem hodnocení mostů.[4] Předvídání vývoje technického stavu mostu v budoucnosti a určování jeho zbytkové životnosti jsou význačnými prvky rozhodovacího procesu. Znalost těchto činitelů spolu se znalostí hladiny spolehlivosti konstrukce v době hodnocení představuje důležité parametry ovlivňující způsob a dobu rehabilitace. Ty umožní určit, zdali údržba či oprava mostu je dostatečná nebo je potřebná rekonstrukce.

Pro předvídání budoucího stavu konstrukčních prvků se ve značné míře používá model Markovových řetězců, který umí určit pravděpodobnost změny (přechodu) jejich technického stavu v čase.[5] Určení jednotlivých stavů poruchy prvku a určování rozsahu poruchy pro jednotlivé stavy jsou předpoklady pro použití modelu Markovových řetězců. Výhodou modelu Markovových řetězců je, že proces předvídání není závislý na historii prvku. Technický stav zjištěný diagnostikou v rozhodné době životnosti je jeho počátečním stavem. Jinými slovy, pokud je znám jeho současný stav, pravděpodobnost jakéhokoli budoucího chování procesu není ovlivněna znalostí o jeho minulém chování.

System zarządzania mostami kolejowymi Polskich Kolei Państwowych

Vývoj Systemu zarządzania mostami kolejowymi PKP (dále zkr. SMOK) provádí Politechnika Wrocławska ve Wrocławi, Instytut Inżynierii Lądowej, Zakład mostów ve Vratislavi.[1] V dnešním pojetí počítačem podporovaného SMOKu PKP, v němž se za jeho základní přednost považuje používání expertní znalostní báze, jeho základní části tvoří: báze údajů, znalostní báze, expert a znalostní inženýr.

Vývoj SMOKu PKP od samého počátku v roce 1992 je pojatý přírůstkovou metodou jako modulární systém. V cílové podobě má tento systém zahrnovat údaje o 7 typech následujících objektů: 1. železniční mosty (přes přírodní překážky), 2. železniční viadukty (přes umělé překážky), 3. železniční podchody, 4. železniční propustky, 5. železniční tunely, 6. lávky pro pěší a 7. opěrné zdi.

V nedávných letech se uskutečnila druhá etapa tvorby SMOKu, vztahující se především na problematiku, spojenou mj. s prohlídkami objektů, jednotným systémem shromažďování informací o poškozeních, metodikou hodnocení technického stavu objektů a systémovým plánováním údržbových činností, a byla do něj zapracována i verze expertních nástrojů, využívajících vícevrstvé hybridní sítě pro hodnocení aktuálního a předvídání budoucího technického stavu objektů. Třetí etapa tvorby byla ukončena v roce 2003. Hodnocení stavu mostního objektu provádí systém podle svého výpočtu expertními nástroji do plynulé (nebo také diskrétní 6-stupňové) klasifikace podle tab. 3.

Tab. 3 Systém plynulé klasifikace stavu železničních mostních objektů PKP

Klasifikace	Hodnocení	Kritéria
5,0	bezchybný	technický stav mostního objektu shodný s projektem
0,0	havarijní	bezprostřední ohrožení mostního objektu havárií

Hodnocení a předvídání stavu mostů v Systemu zarządzania mostami kolejowymi

V polském SMOKu se pro podporu hodnocení a předvídání stavu mostů používají dva expertní nástroje: expertní funkce pro hodnocení technického stavu mostů (angl. Bridge Evaluation Expert Function, zkr. BEEF) a expertní funkce pro předvídání technického stavu mostů (angl. Prognosis Expert Function, zkr. PEF).[6] Oba tyto expertní nástroje jsou vytvořeny s použitím mnoha vícevrstvých hybridních sítí, sestavených z několika různých typů složek. Hodnocení ukazatele technického stavu mostu je založeno na intenzitě, rozsahu a umístění poškození všech jeho částí či prvků, podle výsledků vizuálních prohlídek a pravidel, popsaných v tzv. Katalogu poškození mostu.[7]

V celém expertním nástroji BEEF bylo vytvořeno a zavedeno asi 200 hybridních sítí pro kombinace následujících parametrů: typ konstrukce (most, lávka pro pěší, podchod atd.); typ prvku konstrukce (hlavní nosníky, mostovka, ložiska, podpěry atd.); typ konstrukce (desková, komorová, z nosníků atd.) a typ konstrukčního materiálu (beton, železový i předpjatý beton, ocel, kámen atd.). Například pro hodnocení ukazatele aktuálního technického stavu masívní železobetonové podpěry mostu se používá třívrstvá hybridní síť.[8] Tato verze expertního nástroje BEEF se používá jako část systému při správě mostů SMOK PKP od roku 2000.

Expertní nástroj PEF, užívající dvouvrstvou hybridní síť, lze použít pro předvídání očekávaného technického stavu součástí či prvků mostu pro určené období předpovědi, a to na základě historie změn jejich stavu a po vzetí v úvahu podmínek jeho provozu.

Evropský projekt nazvaný Sustainable Bridges pro mosty drážních komunikací

V rámci 6. rámcového programu EU pro výzkum a vývoj v oblasti trvale udržitelné dopravy Evropská komise, Generální ředitelství pro dopravu spolufinancuje v letech 2004 až 2006 mezinárodní projekt nazvaný Trvale udržitelné mosty – Hodnocení pro budoucí požadavky dopravy a delší životnost (angl. Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives).[9] Na řešení tohoto projektu se podílí následujících 12 zemí: Česká republika, Dánsko, Finsko, Francie, Německo, Norsko, Polsko, Portugalsko, Spojené království Velké Británie, Španělsko, Švédsko a Švýcarsko.

Tento projekt hodnotí připravenost evropských železničních mostů ke splnění požadavků scénáře roku 2020 a poskytuje prostředky k jejich povýšení, pokud by je nesplňovaly. Scénář požaduje zvýšit dopravní výkonnost stávajících mostů povolením nápravového zatížení až 33 tun pro nákladní dopravu, a pro osobní dopravu s nízkým nápravovým zatížením zvýšit maximální rychlost až na 350 km/hod. a zbytkovou životnost stávajících mostů až o 25 %.

Předmět tohoto projektu je rozdělen do 9 následujících částí: WP 1 Uvedení a klasifikace, WP 2 Vedení a přehled, WP 3 Hodnocení stavu a prohlídka, WP 4 Zatížení, únosnost a odolnost, WP 5 Sledování, WP 6 Oprava a zesílení, WP 7 Zkoušení stávajících mostů, WP 8 Sledování nových mostů a WP 9 Školení a šíření výsledků.

V zadání části 3 projektu se mj. konstatuje, že aktuálně používané systémy pro správu mostů doposud neobsahují spolehlivé techniky pro hodnocení následků zhoršení konstrukce a že stávající směrnice pro hodnocení mostů nejsou ani použitelné, ani účinné pro mosty, které se zhoršily. Předmětem této části má být mj. dodat informace pro moderní metody hodnocení stavu zhoršených mostů, protože pro výpočet zatížitelnosti mostu (viz část 4 projektu) aj. musí být náležité informace o stavu mostu k dispozici. Soustředí se především na betonové mosty, avšak budou vzaty v úvahu i ocelové a masívní klenuté mosty.

Zadání části 4 projektu mj. uvádí, že se týká hodnocení zatížení a únosnosti železničních mostů, že hlavním předmětem této části je např. zjistit současnou praxi při hodnocení zatížení, únosnosti a odolnosti stávajících mostů v Evropě, vyvinout pravděpodobnostní metody pro hodnocení aktuálního zatížení na mostě a únosnosti, beroucí v úvahu opatření pro aktuální stav mostu, který byl identifikován v části 3 projektu, a vyvinout i směrnici pro nejlepší praxi při hodnocení zatížitelnosti včetně budoucí praxe.

Expertní systémy v systémech pro správu mostů

Již v rámci 4. rámcového programu EU v letech 1998 až 1999 v předchozím mezinárodním projektu nazvaném Bridge Management in Europe (akronym BRIME)[10] v části 1 projektu mj. byly zkoumány stále více používané metody umělé inteligence jako prostředky pro zlepšení hodnocení stavu, zejména u betonových konstrukcí, byly posouzeny 4 nejběžněji používané metody, tj. expertní systémy, neuronové sítě, fuzzy logika a genetické algoritmy, a byl vyvinut model pro kategorizaci poškození betonových konstrukcí. Inteligentní systémy, někdy známé jako expertní systémy a neuronové sítě, nabídnuly slibný způsob, jak lze kombinovat expertní znalost a naměřené údaje namísto inženýrského úsudku. Je potřebná další práce na hodnocení změny stavu v čase.

Problematika spojená se znalostními bázemi a expertními systémy se těší již mnoho let velmi velkému zájmu a svědčí o tom široký přehled řešení používaných v této oblasti.[1] Kromě klasických expertních systémů, využívajících informace v symbolické podobě, se stále častěji používají nesymbolické metody zpracovávání informací, jako např.: neuronové sítě, genetické algoritmy a hybridní řešení. Pro sjednocení všech typů dostupných informací do jednoho výpočetního expertního nástroje lze použít technologii vícevrstvé hybridní sítě.[6]

Podle problému, který se má řešit, a typu dostupných informací, lze hybridní síť sestavovat z následujících 5 typů složek: 1. neuronové složky, založené na nelineárních vícevrstvých neuronových sítích, trénované pomocí dozorové metody zpětného šíření; 2. fuzzy složky, založené na fuzzy logice s možností fuzzy inference; 3. fuzzy-neuronové složky, dovolující neuronové zpracování fuzzy informací; 4. genetické složky, založené na genetických algoritmech a 5. funkční složky, které umožňují zavedení analytických funkcí. Novou jakost do expertních systémů vnesla použití teorie fuzzy množin a fuzzy logiky, umožňující popis a zpracovávání informací také nepřesných a neurčitých.

Možnost využití fuzzy logiky pro hodnocení stavu mostů

V systémech pro správu mostních objektů má mnoho informací spojených s údržbou a provozem a využívaných pro podporu rozhodovacích procesů ve skutečnosti charakter nepřesný a neurčitý.[1] Takovéto informace se nazývají fuzzy informace (neostré). Do této skupiny můžeme zařadit např. následující zjištění: v blízkosti podpěry jsou velmi intenzivní průniky vody, technický stav pole mostu je dosti dobrý, trhlina je umístěna v blízkosti středu rozpětí nosníku, pevnost materiálu se snížila o více než 20 %, apod.

Informace fuzzy povahy (neostré) jsou nezastupitelné všude tam, kde máme do činění s veličinami, pro které nejsou vytvořeny žádné objektivní měřicí nástroje. Ve výše uvedených příkladech jsou to pojmy: „intenzita průniků vody“, „technický stav pole“ a také slovní (lingvistické) kvalitativní míry těchto pojmů: „velmi intenzivní“, „dosti dobrý“. Jinou oblastí použití fuzzy informace jsou situace, v kterých je teoreticky možné získání přesné kvantitativní informace, ale náklady na získání takové informace jsou neadekvátní k očekávanému účinku. Časté jsou takové situace, ve kterých přibližná fuzzy informace je dostatečná pro potřeby analyzovaného problému. Ve výše uvedených příkladech se to týká určení: „v blízkosti středu rozpětí“ a též „více než 20 %“.

Člověk při řešení technického problému ve své mysli neuvažuje a nepočítá s přesně naměřenými hodnotami, spíše tzv. počítá s neostrými pojmy fuzzy povahy, což lze řešit metodami umělé inteligence, jako je také např. fuzzy logika a modelování. Tyto metody a expertní nástroje jsou přitom dokonce i schopny trénovat se a učit např. extrakcí bází podmíněných pravidel z historických údajů ze systémů pro správu mostních objektů. Možnosti využití mj. fuzzy logiky a modelování pro hodnocení stavu železničních mostních objektů Českých drah jsou předmětem současné výzkumné činnosti a mezinárodní spolupráce autora tohoto příspěvku.

Použitá literatura

1. BIEŃ, J. Modelowanie obiektów mostowych w procesie ich eksploatacji (polsky) [Modelování mostních objektů v procesu jejich provozu]. 1st ed. Wrocław: Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, 2002. 348 p. ISBN 83-7085-652-7.
2. VEJVODA, V. Úloha informatiky při správě mostů Českých drah. In. Sborník z 5. mezinárodního mostařského sympozia „Mosty 2000“. Brno: Sekurkon, 2000.
3. ČD S 5 Správa mostních objektů. Služební předpis Českých drah. Praha: Ministerstvo dopravy ČR, 1996.
4. VIČAN, J., KOTEŠ, P. Systém hospodárenia s mostnými objektmi Železníc Slovenskej republiky (slovensky). In. Sborník ze 3. vědecké konference DFJP „Nové trendy v dopravě a spojích“. Pardubice: Univerzita Pardubice, 2003, s. 137-142.
5. VIČAN, J., KOTEŠ, P. Bridge Management System of Slovak Railways. In. Proceedings of the 3rd International Scientific Conference “Quality and Reliability in Building Industry”. Košice: Technical University of Košice, 2003, p. 539-542.
6. BIEŃ, J. Hybrid Networks in Bridge Condition Evaluation and Prediction. In. Proceedings of the 1st International Conference IABMAS on Bridge Maintenance, Safety and Management. Barcelona: IABMAS, 2002, p. 451-452 + CD.
7. BIEŃ, J., RAWA, P. Hybrid knowledge representation in Bridge Management Systems. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2004, vol. IV.
8. BIEŃ, J. Information Technology for Concrete Bridges Condition Evaluation and Monitoring. In. Proceedings of the Symposium CEB FIP. Avignon: CEB FIP, 2004.
9. Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives. Interim Report of the 6th FP project. European Commission Directorate General VII. Göteborg: Skanska Teknik AB, 2005.
10. Bridge Management in Europe (BRIME). Final Report of the 4th FP project. European Commission Directorate General VII. Wokingham, UK: TRL, 2001.

Kontaktní údaje

Adresa: Univerzita Pardubice, Dopravní fakulta Jana Pernera, Katedra dopravní infrastruktury, Studentská 95, 532 10 Pardubice. E-mail: Petr.Rudolf@upce.cz.

Příspěvek vznikl v rámci řešení grantového projektu GAČR č. 103/05/2066 nazvaného Stanovení provozní zatížitelnosti a životnosti mostních konstrukcí.

Systém pro sanace netěsných dilatačních spár betonových konstrukcí

Ing. Michal Grossmann, Minova Bohemia s.r.o., Ostrava

Prosakující dilatační spára je častým problémem betonových konstrukcí, ať už se jedná o stavby z oboru pozemního, nebo podzemního stavitelství. Tento problém se občas vyskytuje i u staveb, které jsou navrženy a zhotoveny tak, aby nebezpečí netěsností a průsaků bylo omezeno na minimum – jsou založeny principem tzv. bílé vany, a mají tedy do dilatačních spár zabudovány spárové pásy. Ale ani to není vždy dostačující a průsaky se mohou objevit.

Úvod

V současnosti se pro dodatečné utěsňování dilatačních spár používají především takové systémy, kdy se na vnitřní líc konstrukce nalepuje pružná fólie, případně se spára vyplňuje pružným tmelem. Taková řešení sice zamezují pronikání vody do vnitřních prostor objektu, ale neřeší utěsnění vlastní betonové konstrukce. Dlouhodobým působením nepříznivých faktorů (přítomnost vody v konstrukci, klimatické podmínky, atd.) může docházet k nežádoucím důsledkům, jmenujme alespoň korozi výztuže, poškození konstrukce vlivem mrazu, případně omezení nebo ztrátu funkčnosti aplikovaného sanačního systému.

Požadavky

Sanační hmoty, použité pro dodatečné utěsnění tekoucích dilatačních spár musí splňovat tyto vlastnosti:

- dostatečnou pružnost,
- výbornou přilnavost na vlhký podklad,
- mrazuvzdornost,
- nízkou hodnotu bodu skelného přechodu.

Postiženými konstrukcemi jsou totiž nejčastěji dopravní stavby (mosty, tunely, podchody), podzemní garáže, vodní díla, zásobníky a nádrže - čili konstrukce, které jsou klimatickým podmínkám vystaveny po celou dobu své životnosti, často v kombinaci s dynamickým zatížením.
Především požadavky na mrazuvzdornost a na co nejmenší změnu pružnosti při poklesu teploty pod bod mrazu (bod skelného přechodu) jsou limitující faktory, které musí být splněny. V opačném případě je ztráta těsnosti sanované spáry otázkou jedné zimy.

Sanační systém CarboCryl Wv Plus/CarboLan

Na základě specifikovaných požadavků byla vyvinuta sendvičová ucpávka, kombinující dva materiály, které se již v sanační praxi dostatečně osvědčily. Systém pro utěsnění dilatačních spár sestává z:

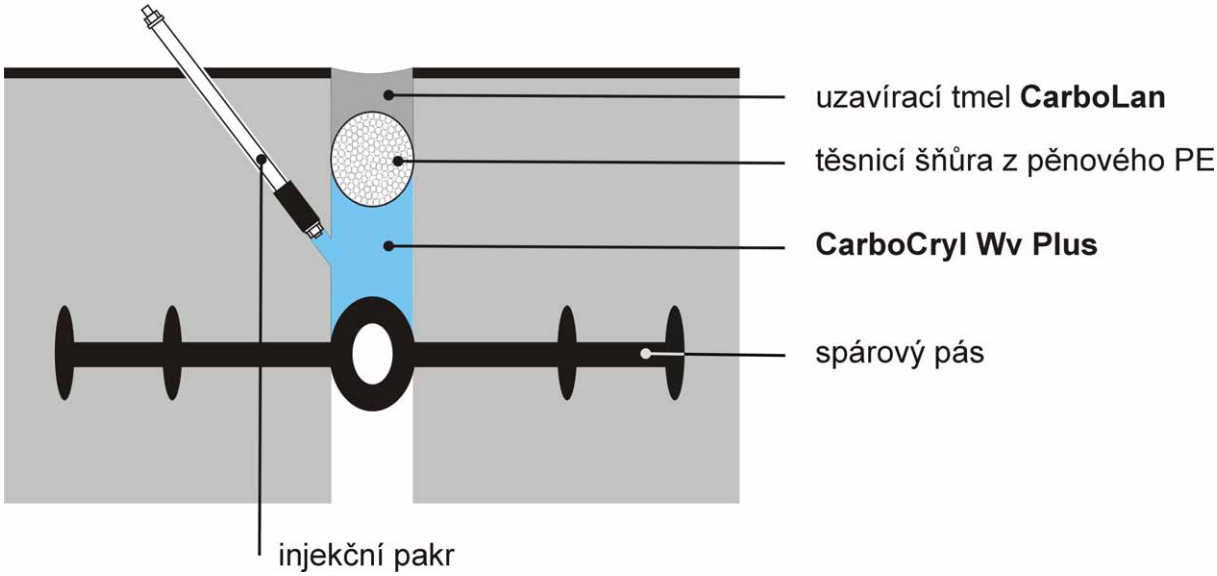
- utěsňující výplně dilatační spáry (CarboCryl Wv Plus),
- uzavíracího tmelu (CarboLan),
- pomocné výplně spáry (těsnicí šňůra plného profilu z pěnového polyetylénu).

CarboCryl Wv Plus je obměněná varianta metakrylátového injekčního gelu CarboCryl Wv, který se běžně používá pro utěsňující injektáže stavebních konstrukcí (zastavení přítoků tlakové vody, vytvoření rubové izolace, atd.). CarboCryl Wv Plus si zachovává vynikající průtažnost (extrémních 970%), má však podstatným způsobem vylepšený

parametr přilnavosti na vlhký betonový podklad a výrazně snížené smršťování v suchém prostředí. A samozřejmě je mrazuvzdorný. Aplikuje se injektáží.
Vylepšené technické parametry CarboCrylu Wv Plus jsou dány jiným složením metakrylátového gelu. Standardní varianta gelu CarboCryl Wv sestává ze čtyř složek, z nichž tři jsou chemické látky (A1 – metakrylát, A2 – urychlovač, B2 – tvrdidlo), čtvrtou je voda. U CarboCrylu Wv Plus se voda nahrazuje vodní disperzí polyakrylátu, což vede k vzniku mnohem většího obsahu pevné části gelu a to má za následek uvedené vlastnosti. Výhodou metakrylátových gelů je možnost změnou dávkování složky B2 měnit dobu zpracovatelnosti injekční směsi. CarboCryl Wv Plus totiž plní funkci výplně, která vyplňuje a utěsňuje jak vlastní dilatační spáru, tak i poruchy v konstrukci, které netěsnost způsobily. Možnost přizpůsobení doby zpracovatelnosti injekční směsi má tedy svůj význam.

CarboLan je jednosložkový těsnicí tmel na bázi modifikovaných polymerů silanu, který se používá pro uzavření dilatační spáry na líci konstrukce. Vyznačuje se velmi vysokou přilnavostí na prakticky všechny běžné stavební materiály, beton nevyjímaje. Důležité je, že pro své vytvrzení a dosažení dobré přilnavosti k podkladu vyžaduje přítomnost vlhkosti. S jistou nadsázkou lze říci, že tato podmínka je u netěsných dilatačních spár snadno dosažitelná.

Těsnicí šňůra z pěnového polyetylénu vytváří podklad pro nanesení těsnicího tmelu CarboLan do dilatační spáry. Zajišťuje, aby výsledný příčný průřez tmelu byl přibližně pravidelného průřezu s poměrem stran š:h = 1:1 až 2:1 a dále aby tmel přilnul pouze na boky spáry a ne na její dno. Takto aplikovaný tmel má nejlepší technické předpoklady pro přenášení pohybů v dilatační spáře. Těsnicí šňůra musí mít správně dimenzovaný průměr v závislosti na šířce spáry, jinak nebude plnit svou funkci.



Obr. 1: Schéma skladby systému pro sanaci dilatačních spár CarboCryl Wv Plus/CaboLan

Aplikace

Předpokladem pro utěsnění dilatační spáry sanačním systémem CarboCryl Wv Plus/CarboLan jsou pevné a nedrobivé boky spáry, které je nutno zbavit všech nečistot, volných částic a zbytků po použitých tmelech. Důležitou podmínkou je vlhký

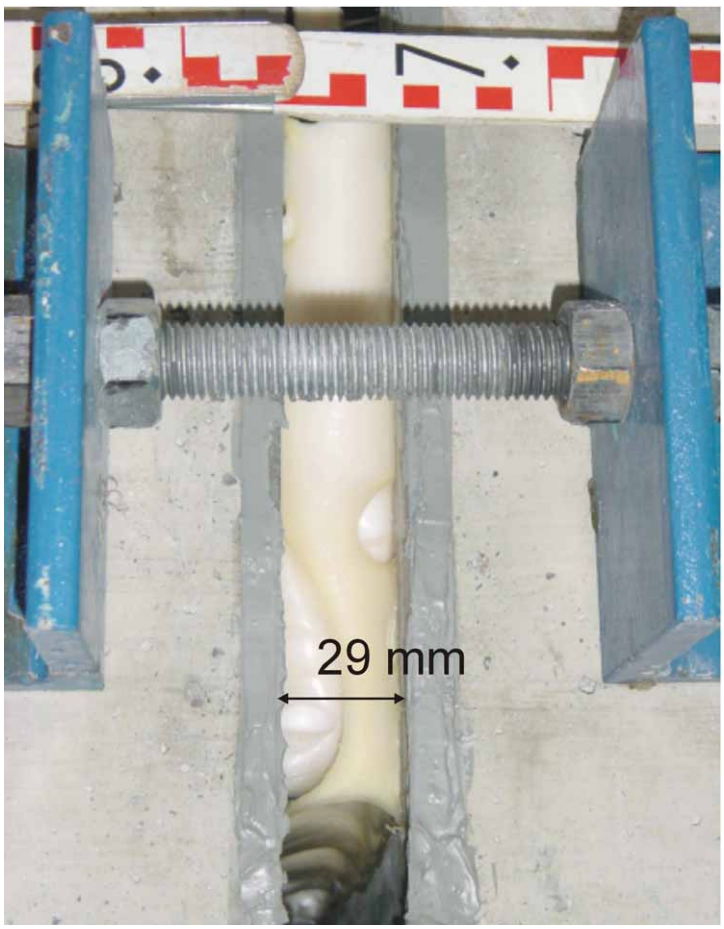
povrch spáry, který zlepšuje přilnavost gelu CarboCryl Wv Plus a umožňuje vytvrzení tmelu CarboLan. Ze spáry však nesmí vytékat voda. V takovém případě je potřeba přítoky předběžně zastavit injektáží.
Jako první se do spáry vtlačí těsnicí šňůra, a to do takové hloubky, aby mezi spárovým pásem a šňůrou zůstal prostor pro gel a zároveň aby byla splněna podmínka pro optimální příčný průřez tmelu, jak bylo popsáno. Nanese se tmel CarboLan, po jehož vytvrzení je možno provést injektáž gelem CarboCryl Wv Plus do vzniklého prostoru. Pokud se v konstrukci nacházejí trhliny nebo kaverny napojené na dilatační spáru, při injektáži se taktéž vyplní. Tím se zajistí nejenom těsnost dilatační spáry, ale i betonové konstrukce jako celku.

Zkoušky

Systém sanace dilatačních spár CarboCryl Wv Plus/CarboLan byl v roce 2002 podroben náročné zkoušce v délce trvání 5 měsíců, která měla ověřit jeho schopnosti. Na zkušebním tělese o rozměrech 1,0 x 1,0 x 0,6 m, které simulovalo betonovou konstrukci s dilatační spárou s vloženým těsnicím spárovým pásem, byla zkoušena těsnost sanované spáry systémem CarboCryl Wv Plus/CarboLan. Ošetřená spára šířky 20 mm byla zatěžována postupně narůstajícím negativním tlakem vody až do hodnoty 2 barů, přičemž byla zároveň průběžně rozevírána. Cílem zkoušky bylo zjistit, při jakém maximálním rozevření spáry a zkušebním tlaku 2 bary dojde k lokálním netěsnostem. Tento stav nastal při rozevření spáry na 29 mm, což je 145% původní šířky. Výsledkem zkoušky bylo doporučení, že sanační systém CarboCryl Wv Plus/CarboLan je možno použít k dodatečnému utěsňování dilatačních spár až do rozevření maximálně o 40% výchozí šířky spáry a že systém je s ohledem na hodnotu koeficientu bezpečnosti pro těsnění spár 2,5 velmi vhodný až do tlakového zatížení odpovídajícího výšce vodního sloupce 8 m.

ZÁVĚR

Sanační systém CarboCryl Wv Plus/CarboLan je schopen nejen utěsnit tekoucí dilatační spáru



Obr. 2: Zkouška utěsnění dilatační spáry systémem CarboCryl Wv Plus/CarboLan – stav po ukončení zkoušky, rozevření spáry na 145% původní šířky

v její hloubce, ale také zamezí přístupu vody do konstrukce. Konstrukci tak ochrání před nežádoucími účinky přítomnosti vody – korozí, poškozením vlivem mrazu, atd. Mechanické vlastnosti použitých materiálů – pružnost a mrazuvzdornost – zaručují trvanlivost tohoto systému, který je možno použít pro sanaci dilatačních spár jak u starých konstrukcí, tak i u novostaveb.

Podélné síly na železničních mostech podle ČSN EN 1991-2 Zatížení mostů dopravou

Ing. Josef Sláma, CSc.

V příspěvku jsou uvedena zatížení od rozjezdových a brzdných sil, vzájemného působení koleje a mostu (vlivy rozdílných změn teplot, vyvolaná přetvoření, …) a kombinace účinků těchto zatížení. Dále je popsána kombinovaná odezva konstrukce a koleje na proměnná zatížení a podrobně analyzovány parametry ovlivňující tuto odezvu. Pozornost je věnována modelování a výpočtu kombinovaného systému kolej/konstrukce pro obecné i jednodušší případy. Uvedena jsou též ustanovení národní přílohy pro Českou republiku v případech, kdy je to normou umožněno.

Úvod

Navrhování železničních mostů na podélné síly podle ČSN EN 1991-2 Zatížení mostů dopravou je značně odlišné proti dosavadním zvyklostem a v příspěvku je věnována pozornost základním zásadám a rozdílům proti dosavadnímu přístupu.

Zatížení od rozjezdu a brzdění

Rozjezdové a brzdné síly působí v úrovni temene kolejnic v podélném směru koleje. Zavádějí se jako rovnoměrně rozložené po odpovídající přičiňující délce $L_{a,b}$ účinků rozjezdu a brzdění pro uvažovaný nosný prvek. Směr rozjezdových a brzdných sil musí souhlasit s dovolenými směry dopravy na každé koleji.

Charakteristické hodnoty rozjezdových a brzdných sil se musí uvažovat následovně:

Rozjezdová síla: $Q_{lak} = 33\ [\text{kN/m}]\ L_{a,b}\ [\text{m}] \leq 1\ 000\ [\text{kN}]$ (1)
pro modely zatížení 71, SW/0, SW/2 a model zatížení HSLM

Brzdná síla: $Q_{lbk} = 20\ [\text{kN/m}]\ L_{a,b}\ [\text{m}] \leq 6\ 000\ [\text{kN}]$ (2)
pro modely zatížení 71, SW/0 a model zatížení HSLM

$Q_{lbk} = 35\ [\text{kN/m}]\ L_{a,b}\ [\text{m}]$ (3)
pro model zatížení SW/2

Charakteristické hodnoty rozjezdových a brzdných sil se nesmí násobit dynamickým součinitelem Φ nebo redukčním součinitelem f pro odstředivou sílu.

Kombinovaná odezva konstrukce a koleje na proměnná zatížení

Kombinovaná odezva konstrukce a koleje na proměnná zatížení analyzuje problém vzájemného působení koleje a mostu od účinků teplotních změn a dalších zatížení.

Pokud jsou kolejnice průběžné (nepřerušované) nad nespojitým podepřením koleje (např. mezi mostní konstrukcí a tělesem železničního spodku), konstrukce mostu (nosná konstrukce, ložiska a spodní stavba) a kolej (kolejnice, kolejové lože atd.) společně odolávají podélným zatížením od rozjezdu nebo brzdění. Podélná zatížení jsou přenášena částečně kolejnicemi (kolejí) do tělesa železničního spodku za opěrou a částečně mostními ložisky a spodní stavbou do základů.

Pokud průběžné kolejnice (bezstyková kolej) brání volnému pohybu nosné konstrukce mostu, deformace nosné konstrukce (např. od teplotních změn, svislého zatížení, dotvarování a smršťování) vyvolává podélné síly v kolejnicích a v pevných mostních ložiscích.

Účinky vyplývající z kombinované odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení se musí uvažovat při návrhu hlavní nosné konstrukce, pevných ložisek, spodní stavby a při posouzení účinku zatížení v kolejnicích.

Požadavky jsou platné pro obvyklou (konvenční) kolej s kolejovým ložem. Pro kolej bez kolejového lože je lze stanovit pro konkrétní projekt.

Parametry ovlivňující kombinovanou odezvu konstrukce a koleje

Následující parametry ovlivňují kombinované chování konstrukce a musí se vzít v úvahu při analýze:

a) uspořádání konstrukce:

– prostě podepřený nosník, spojité nosníky nebo řada nosníků;

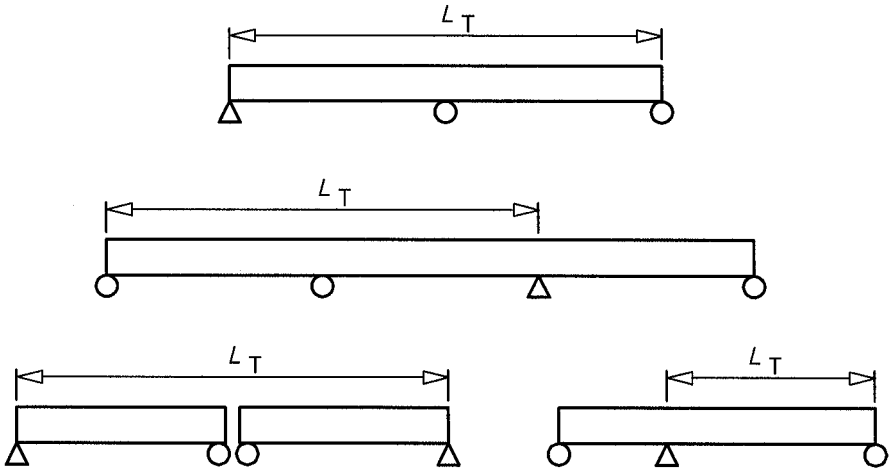
– počet jednotlivých nosných konstrukcí a délka každé nosné konstrukce;

– počet polí a délka (rozpětí) každého pole;

– umístění pevných ložisek;

– umístění pevného bodu z hlediska teploty;

– dilatační délka L_T mezi pevným bodem z hlediska teploty a koncem nosné konstrukce;



Obr. 1 – Příklady dilatačních délek L_T

b) uspořádání koleje:

– systémy koleje s kolejovým ložem nebo bez kolejového lože;

– svislá vzdálenost mezi horním povrchem nosné konstrukce a neutrální osou kolejnic;

– umístění kolejnicových dilatačních zařízení.

V konkrétním projektu lze stanovit požadavky na umístění kolejnicových dilatačních zařízení z hlediska zajištění jejich účinnosti, a zároveň aby nebyly nepříznivě ovlivněny ohybovými účinky v kolejnici způsobenými těsnou blízkostí konce nosné konstrukce mostu atd.

c) vlastnosti konstrukce:

– svislá tuhost nosné konstrukce;

– svislá vzdálenost mezi neutrální osou nosné konstrukce a horním povrchem nosné konstrukce;

– svislá vzdálenost mezi neutrální osou nosné konstrukce a osou rotace ložisek;

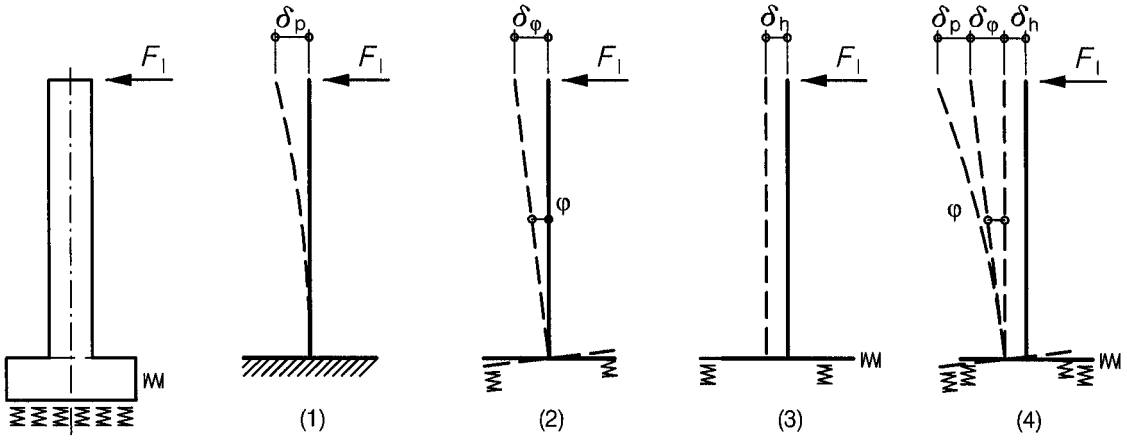
– uspořádání nosných konstrukcí na ložiscích, umožňující podélné posunutí konce nosné konstrukce od úhlového pootočení nosné konstrukce;

– podélná tuhost mostní konstrukce definovaná jako celková tuhost, která může být využita spodní stavbou proti zatížením v podélném směru kolejí a ve které je uvážena tuhost ložisek, spodní stavby a základů.

Například celková podélná tuhost jednotlivého pilíře je dána vztahem:

$$K = \frac{F_l}{(\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h)} \qquad (4)$$

pro případ znázorněný níže jako příklad.



(1) ohyb pilíře
(2) pootočení základu
(3) posunutí základu
(4) celkové posunutí hlavy pilíře

Obr. 2 – Příklad stanovení ekvivalentní podélné tuhosti v ložiscích

d) vlastnosti koleje:

– osová tuhost kolejnice;

– odpor koleje nebo kolejnic proti podélnému posunutí, uvážíme-li buď:

  – odpor proti posunutí koleje (kolejnic a pražců) v kolejovém loži vzhledem ke spodní straně kolejového lože, nebo

  – odpor proti posunutí kolejnic v kolejnicových upevněních a podporách, např. při zamrzlém kolejovém loži nebo při přímo upevněných kolejnicích,

  kde odpor proti posunutí je síla na jednotku délky koleje, která působí proti posunutí jako funkce relativního posunutí mezi kolejnicí a podporující nosnou konstrukcí nebo tělesem železničního spodku.

Zatížení uvažovaná pro kombinovanou odezvu

Uvažují se následující zatížení:

– rozjezdové a brzdné síly;

– teplotní účinky v kombinovaném systému konstrukce a koleje;

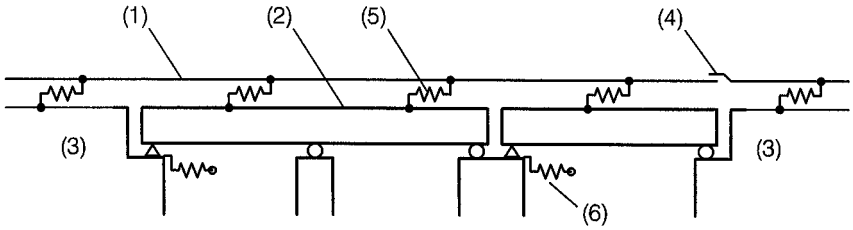
– klasifikovaná svislá zatížení dopravou(včetně SW/0 a SW/2, pokud se požadují); souvisící dynamické účinky lze zanedbat;

– jiná zatížení jako např. dotvarování, smršťování, teplotní spád atd. se musí vzít v úvahu pro stanovení pootočení a souvisících podélných posunutí konce nosných konstrukcí, pokud je to relevantní.

Teplotní změny v mostě se mají uvažovat jako ΔT_N podle ČSN EN 1991-1-5 [8], s γ a ψ rovnými 1,0. Hodnoty uvedené v ČSN EN 1991-1-5 jsou doporučené. Alternativní hodnoty ΔT_N lze stanovit pro konkrétní projekt na základě informací Českého hydrometeorologického ústavu viz NA.2.73 a NA.2.74 [1]. Při stanovení alternativních hodnot ΔT_N pro území ČR se vychází z národní přílohy k ČSN EN 1991-1-5 a specifik zde uvedených, zejména pro dané místo (teplotní mapy, orientace mostního objektu, konfigurace terénu, zastínění apod.), typ mostní konstrukce, její uspořádání atd. Pro zjednodušené výpočty lze uvažovat teplotní změnu nosné konstrukce hodnotou $\Delta T_N = \pm 35$ K.

Modelování a výpočet kombinovaného systému kolej/konstrukce

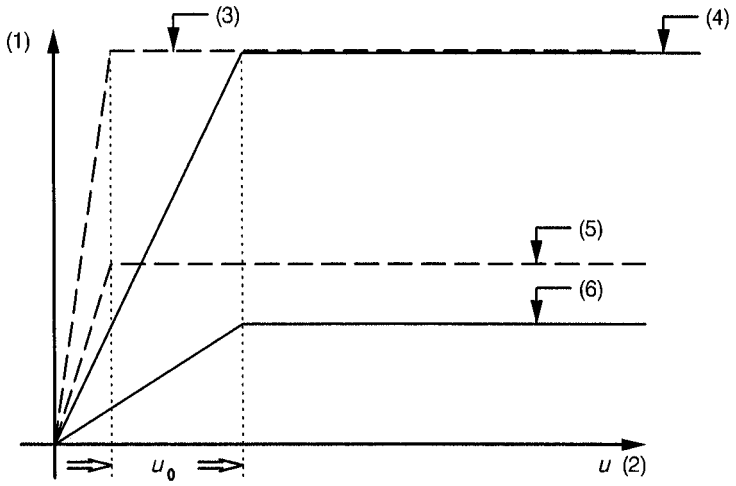
Pro stanovení účinků zatížení v kombinovaném systému kolej/konstrukce lze použít model znázorněný na obr. 3.



(1) kolej
(2) nosná konstrukce (znázorněn spojitý nosník o dvou polích a prostý nosník)
(3) těleso železničního spodku
(4) kolejnicové dilatační zařízení (je-li vloženo)
(5) podélné nelineární pružiny vyjadřující průběh závislosti podélné zatížení/posunutí koleje
(6) podélné pružiny vyjadřující podélnou tuhost *K* pevného uložení nosné konstrukce s uvážením tuhosti základů, pilířů a ložisek atd.

Obr. 3 – Příklad modelu systému kolej/konstrukce

Závislost podélné zatížení/posunutí koleje nebo kolejnicových podpor je znázorněna na obr. 4 s počátečním pružným smykovým odporem [kN/mm posunutí na m koleje] a potom plastickým smykovým odporem *k* [kN/m koleje].



(1) podélná smyková síla v koleji na jednotku délky
(2) posunutí kolejnice vzhledem k hornímu povrchu podporující nosné konstrukce (dnu žlabu kolejového lože)
(3) odpor kolejnice v pražci (zatížená kolej)
(zamrzlé kolejové lože nebo kolej bez kolejového lože s běžnými upevněními)
(4) odpor pražce v kolejovém loži (zatížená kolej)
(5) odpor kolejnice v pražci (nezatížená kolej)
(zamrzlé kolejové lože nebo kolej bez kolejového lože s běžnými upevněními)
(6) odpor pražce v kolejovém loži (nezatížená kolej)

Obr. 4 – Změna podélné smykové síly s podélným posunutím koleje pro jednu kolej

Návrhová kriteria a navrhování jednodušších případů

V 6.5 [1] jsou dále uvedena návrhová kriteria pro kolej a mezní hodnoty pro deformaci konstrukce, výpočetní metody a zjednodušená výpočetní metoda pro jednotlivou nosnou konstrukci a v příloze G je pro nejčastější případy mostů zpracována metoda pro stanovení kombinované odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení.

Komentář k pojetí EN a zvyklosti v ČR a další postup

V 6.5.3, 6.5.4 a příloze G [1] jsou uváděny termíny průběžně svařené kolejnice a průběžná kolej, které v některých případech mohou být, ale také v některých případech nemusí být totožné s termínem „bezstyková kolej“ zavedeným a užívaným v ČR. Proto v ČSN EN je často „přeložený ekvivalent“ doplněn v závorce termínem („bezstyková kolej“).

Definice a požadavky na bezstykovou kolej v ČR jsou uvedeny v předpisu ČD S3 „Železniční svršek“ [9], zejména v části dvanácté „Železniční svršek na mostních objektech“ a v předpisu ČD S3/2 „Bezstyková kolej“ [10]. Dle předpisů ČD nesmí dýchající konec bezstykové koleje zasahovat na most a z toho vyplývá, že začátek a konec bezstykové koleje musí být alespoň 75 m před a za mostem. Pokud není splněna tato nebo některá z dalších podmínek pro bezstykovou kolej, musí se kolej na mostě od koleje na zemním tělese oddělit kolejnicovými dilatačními zařízeními nebo kolejnicovými styky, a to také v případech, že na krajní opěře jsou pevná ložiska. Důvodem je vyloučit nejasné vzájemné působení koleje a mostu a přemáhání některých částí koleje, mostní konstrukce, včetně ložisek, zejména pevných od vodorovných podélných sil, především u stávajících mostů, které na toto uspořádání, zatížení a namáhání nebyly nikdy navrhovány a posuzovány. EN platná pro navrhování nových mostů připouští svaření kolejnic kromě případů shodných s předpisy ČD také svaření v jiných místech, zvláště pak

nad opěrou u pevných ložisek. Pro nové mosty budou platit ustanovení ČSN EN 1991-2 a dalších souvisících ČSN EN a bude nutné je respektovat. Uspořádání koleje na mostech se v konkrétních případech stanoví na základě výpočtu.

Literatura

[1] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. ČNI, 2005

[2] Holický M., Marková J.: Eurokód ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí, Beton TKS, 2/2005

[3] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí. ČSNI, 2004

[4] ČSN 73 6203: 1986 Zatížení mostů. ÚNM Praha

[5] ČSN P ENV 1991-3 Zásady navrhování a zatížení konstrukcí Část 3: Zatížení mostů dopravou. ČSNI, 1997

[6] EN 1990 – Annex A2: Aplication for bridges (Normative). CEN, 2005 (Final version after formal vote)

[7] Sláma J.: Eurokód 1 ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí-Část 2: Zatížení mostů dopravou (2.část-zatížení kolejovou dopravou a jiná zatížení specifická pro železniční mosty, Beton TKS, 6/2005

[8] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí-Část 1-5: Obecná zatížení-Zatížení teplotou

[9] Předpis ČD S 3 Železniční svršek

[10] Předpis ČD S 3/2 Bezstyková kolej