Obsah sborníku

15. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Kongresový sál hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
21. ledna 2010

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

mediální partner konference časopis **Silnice železnice**
internetový partner konference server **www.mosty.cz**

Přípravný výbor konference: Iveta Čermáková, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Josef Fidler, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Blanka Karbanová, SŽDC, s.o.
Ing. Anna Kodysová, MBA, SŽDC, s.o.
Ing. Tomáš Wangler, SUDOP PRAHA a.s.

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

Tento sborník je k dispozici rovněž v tištěné podobě. Příspěvky neprošly jazykovou úpravou

Titulní strana

OBSAH:

Železniční most přes Sázavu v Čerčanech
Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

Posuzování mostních a tunelových objektů z pohledu správce, vlastníka a provozovatele dráhy
Ing. Radovan Kovařík, ředitel odboru a Ing. Blanka Karbanová, vedoucí oddělení žel. mostů a tunelů,
Správa železniční dopravní cesty, s.o., odbor traťového hospodářství

Rizika navrhování a provádění svarových spojů dynamicky namáhaných ocelových konstrukcí
Ing. Miloslava Pošvářová, Ph.D. Mott MacDonald Praha spol. s r.o.

Rekonstrukce železničního mostu v km 208,664 trati Chomutov–Cheb
Josef Ticháček, Správa železniční dopravní cesty, s.o., SDC Karlovy Vary
Ing. Ondřej Lojík, Ph.D., TOP CON SERVIS s.r.o.

Inovace v oblasti ocelových mostů s dolní mostovkou
Ing. Antonín Pechal, CSc., Ing. Vojtěch Konečný a Ing. David Franc, Ing. A. Pechal, CSc. - PIS Brno

Rekonstrukce mostu v km 5,929 trati Kunovice – Staré Město u Uherského hradiště
Ing. Jiří Borovička, MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.

Volný mostní průřez dle ČSN 73 6201:2008 a bezpečnost provozování dráhy
Ing. Miroslav Teršel, Správa železniční dopravní cesty, s.o., odbor traťového hospodářství,
oddělení železničních mostů a tunelů

R3 – Horná Štubňa – obchvat, nový železniční most SO 201-00
Pavel Bulejko a Rastislav Schreiber, ABM Mosty s.r.o., člen skupiny ABM Europe

Praha, Nové spojení II – městské železniční tunely
Ing. Otakar Hasík, METROPROJEKT Praha a.s.
Ing. Martin Vachtl, SUDOP PRAHA a.s.

Zahájení výstavby projektu železnice Crossrail přes Londýn
Ing. Smolík Jiří a Lubomír Němeček, Subterra a.s.

Železniční most přes Labe v Kolíně
Ing. Jiří Schindler, Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Ing. Pavel Očadlík a Ing. Jan Henzl,
VPÚ DECO PRAHA a.s.

I/34 propojení dopravních okruhů České Budějovice
Ing. Jan Svitavský a Ing. Libor Marek, TOP CON SERVIS s.r.o.

Nové spojení Praha – železniční estakáda přes Masarykovo nádraží, ověření výchozího stavu měřením dynamického chování metodou BRIMOS® v souladu s ČSN 73 6209
Dipl. Ing. Robert Veit-Egerer (PhD candidate), VCE - Vienna Consulting Engineers
Ing. Zdeněk Jeřábek, CSc., INFRAM a.s.

Estakáda přes Masarykovo nádraží – výsledky dlouhodobého monitorování nosné konstrukce mostu a některých vybraných prvků
Doc. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D., Ing. Miroslav Vokáč, Ph.D. a Ing. Martin Zatřepálek, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze
Ing. Petr Klimeš, EUROVIA CS, a.s., závod Řevnice

Mosty na vysokorychlostní trati Ebensfeld–Lipsko
Dr.-Ing. Richard Buba, SSF München
Dipl.-Ing. Stefan Kraft, SSF Berlin

Nové mostné objekty na modernizovanej železničnej trati ŽSR na ostrove Nosice
Ing. Karol Dobosz, Ing. Vladimír Piták, Ing. Ján Sandanus a Ing. Peter Vyšlan, Reming Consult a.s.

Výměna nosné konstrukce Znojemského viaduktu
Ing. Dalibor Václavík a Ing. Radim Pokorný, FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Bezstyková kolej na Znojemském viaduktu
Ing. David Kmošek, SUDOP BRNO, spol. s r.o.

Rekonstrukce železničního uzlu Břeclav, SO 01-19-21 most v km 82,467
Bc. Pavel Bartoň, METROPROJEKT Praha a.s.
Ing. Radim Brůžek, TOP CON SERVIS s.r.o.

Spřažené příhradové mosty na trati Stříbro – Planá u Mariánských Lázní
Ing. Jan Laifr, SUDOP PRAHA a.s.

Použití chemické stabilizace kolejového lože při rekonstrukci železničního mostu SO 93-20-03 v km 144,234 přes Sázavu
Ing. Tomáš Plicka, MC-Bauchemie s.r.o.

Novostavba železničního mostu na přeložce silnice II/190 Železná Ruda – Špičák
Ing. Petr Letocha, SDS EXMOST spol. s r.o.

Zpět do obsahu

Železniční most přes Sázavu v Čerčanech

Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

V rámci stavby 4. TŽK "Optimalizace trati Benešov u Prahy – Strančice" byl v listopadu 2009 uveden do provozu nový železniční most v km 144,234 na trati České Budějovice - Praha, který se nachází na zhlaví ŽST Čerčany. Dvoukolejný most přemosťuje údolní nivu řeky Sázavy včetně pobřežních komunikací. Celková délka nosné konstrukce mostu je 169,5 m.

Obr. 1 Dokončený most v koleji č. 1

Historie trati a mostu

Již před 140 lety, tj. v roce 1869, se začala v okolí Čerčan budovat trať z Českých Velenic (Gmündu) přes Tábor do Prahy s mostem přes řeku Sázavu. Most s dřevěnou nosnou konstrukcí byl dokončen v roce 1871 a plnil víceméně funkci provizoria až do doby výstavby nového ocelového mostu v místech dnešní koleje č. 2, který byl dokončen v roce 1882. Druhá část mostu pod kolejí č. 1 byla postavena až o 22 let později v roce 1904. V roce 1926 byl původní most z roku 1882 nahrazen novým mostem s lávkou pro pěší. Příhradová konstrukce nosníků byla v druhém až pátém poli mostu a plnostěnná v prvním a šestém poli. V rámci rekonstrukce byla do druhého pilíře vložena měděná schránka s pamětními dokumenty tak, jak tomu bylo při výstavbě v roce 1882. Posledních úprav se most dočkal v letech 1969 - 1971, kdy byly obě konstrukce upravovány. V prvním a šestém poli byly nosné konstrukce vyměněny za železobetonové prefabrikované konstrukce s průběžným kolejovým ložem a v rámci elektrifikace byly na pilíře upevněny sloupy trakčního vedení. V rámci úprav v roce 1974 byla schránka z pilíře vyzvednuta a pamětní dokumenty byly rozebrány.

Celková koncepce mostu

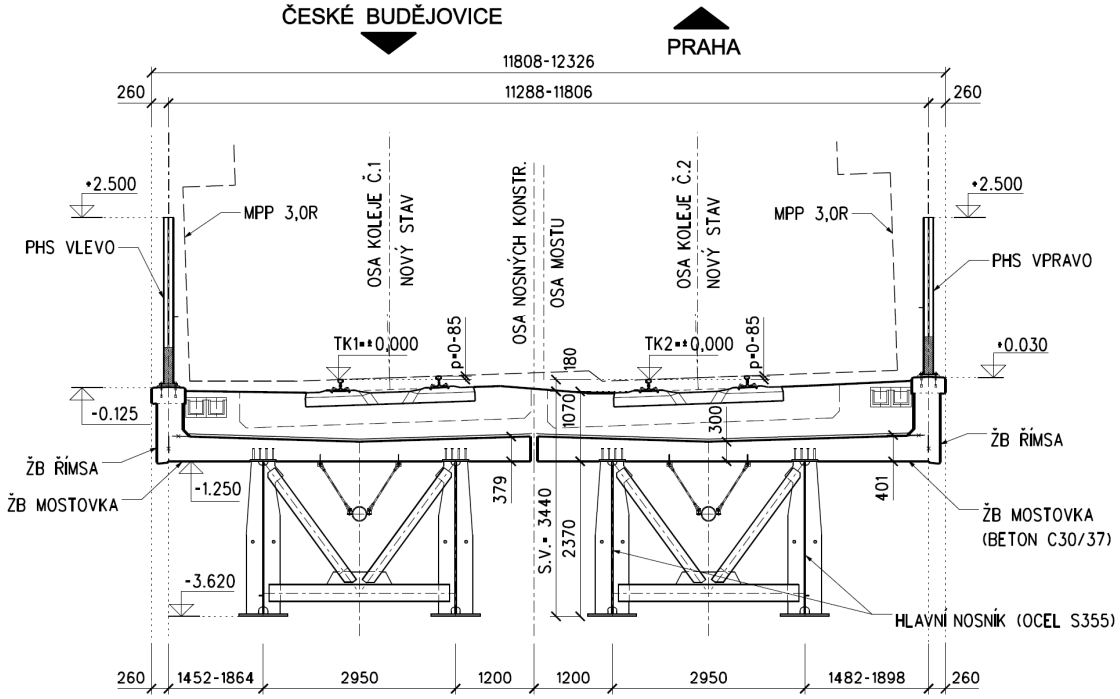
Most převádí dvoukolejnou trať ve směrovém levém složeném oblouku o poloměrech $r_1 = 500$ m a $r_2 = 430$ m v koleji č. 1 a v přímé. Nová poloha koleje je vůči stávající poloze příčně křižně posunuta tzn., že na začátku mostu je posun až o 1,079 m vlevo a na konci mostu je posun až o 0,391 m naopak vpravo.

Předmětem rekonstrukce mostu je výměna nosné konstrukce pro průběžné kolejové lože se sanací stávající kamenné spodní stavby.

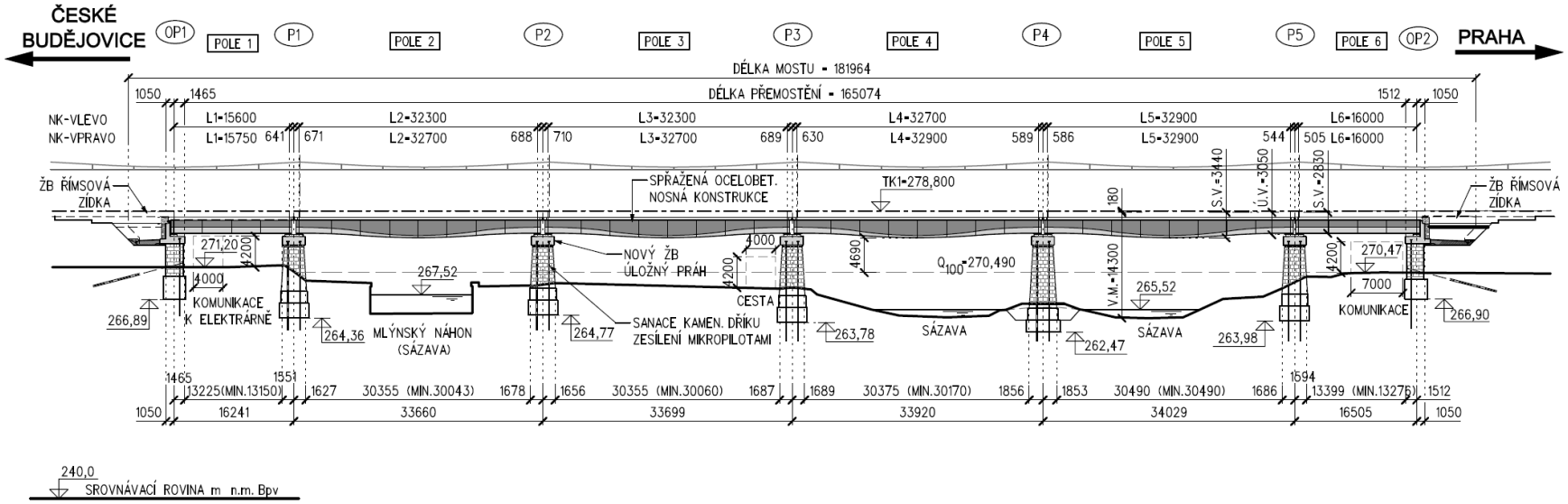
V rámci zpracování projektu stavby bylo rozhodnuto o změně koncepce dané přípravnou dokumentací, tzn. spojitá nosná konstrukce byla nahrazena řetězcem prostých polí. Hlavním důvodem bylo umožnění uložení bezstykové koleje v průběžném kolejovém loži bez nutnosti použití dilatačních zařízení koleje, zamezení dilatačních pohybů v místě hrotu jazyka kolejové výhybky, která zasahuje do pole 1 a omezení horizontálních sil na původní kamennou spodní stavbu od účinků bezstykové koleje a pohyblivého zatížení vlaky. Dalším neméně důležitým důvodem bylo omezení zásahů do spodní stavby, tzn. minimalizace úložné výšky, tak, aby bylo umožněno bezpečně provozovat stávající polovinu mostu, kde byl zachován plný železniční provoz.

Nová nosná konstrukce o šesti prostých polích je navržena jako spřažená ocelobetonová s horní železobetonovou deskou mostovky. Nosné konstrukce jsou pod každou kolejí samostatné, se dvěma plnostěnnými hlavními nosníky. Nosné konstrukce byly navrženy dle ČSN P ENV 1991-2 na účinky návrhového zatížení odpovídající 2. třídě tratí, tzn. zatěžovací schéma LM-71 s klasifikačním součinitelem α=1,21 (odpovídá zatěžovacímu vlaku ČSD T dle ČSN 73 6203).

Tvarově konstrukce volně navazuje na stávající příhradové konstrukce. Návrh, vycházející ze statického působení konstrukce, byl následně architektonicky zpracován tak, aby mostní konstrukce přirozeně splynula s krajinou údolní nivy řeky Sázavy. Výsledkem je návrh plynule se měnící změny výšky a křivosti dolní pásnice hlavního nosníku. Pro umocnění dojmu bylo použito dvoubarevného řešení v odstínech modré.



Obr. 2 Vzorový příčný řez ve středu rozpětí



Obr. 3 Podélný řez v ose nosných konstrukcí

Nosná konstrukce

Rozpětí hlavních nosníků je v jednotlivých polích dáno umístěním stávající spodní stavby, tzn. pilířů a opěr. V levé nosné konstrukci je rozpětí nosníků 15,60 + 32,30 + 32,30 + 32,70 + 32,90 + 16,00 m a v pravé nosné konstrukci je rozpětí nosníků 15,75 + 32,70 + 32,70 + 32,90 + 32,90 + 16,00 m. Půdorysné zakřivení mostu je realizováno vzájemným pootočením nosných konstrukcí v místech pilířů. Osová vzdálenost nosníků je v jednotlivých konstrukcích konstantní 2,95 m. Proměnnost příčného řezu je řešena změnou vyložení vnějších konzol desky mostovky.

Hlavní nosníky jsou navrženy z otevřených svařovaných I profilů. Výška profilu je v krajních polích konstantní 1,780 m. Dolní pásnice je z plechu P30x500 a horní z plechu P20x300. Ve vnitřních polích je výška hlavních nosníků proměnná od 1795 mm u podpor do 2395 mm ve středu pole. Tvar dolní pásnice je plynule zakřiven s inflexním bodem křivosti ve čtvrtině rozpětí (cosinový tvar). Poloměr zakřivení dolní pásnice je r = 101,55 m (vliv tohoto zakřivení na napětí v dolní pásnici je cca 5%). Dolní pásnice je po délce konstantní z plechu P40x750, horní je také po délce konstantní z plechu P25x400. Hlavní nosníky jsou propojeny do dvojic příčnými příhradovými ztužidly tvaru K v poli a rámovými ztužidly u podpor. Zužidla jsou připojena VP šroubovými styky. Hlavní nosníky jsou navrženy z oceli S355 s výjimkou trnů, které jsou navrženy z oceli S235.

Deska mostovky je navržena jako železobetonová. V příčném řezu je proměnné tloušťky od 300 mm v úžlabí až do 401 mm na vnějším okraji u římsy. V podélném směru je deska mostovky vodorovná.

Mezi nosnými konstrukcemi je v podélném i příčném směru navržena dilatační spára krytá vodotěsnými mostními závěry. V krajních polích jsou přechody na závěrnou zídku opěry navrženy s přesahem. Na vnějších stranách desky mostovky jsou umístěny římsy. Součástí říms jsou i kotevní bloky pro osazení sloupů bran TV a návěstidla. Římsy jsou navrženy ve standardním tvaru s okapním nosem v líci a úpravou pro ukončení izolace na rubu. Výška říms je na pohledové straně po délce mostu konstantní. Do říms jsou kotveny sloupky PHS. Deska mostovky a římsy jsou navrženy z betonu třídy C30/37 a výztuže z oceli R 10505.

Spodní stavba

Stávající kamenná spodní stavba ze žulového kvádrového zdiva byla v horních částech ubourána. Pro uložení nosné konstrukce byly zřízeny nové úložné prahy s podložiskovými bloky ze železobetonu. Tvary úložných prahů na pilířích navazují na tvar stávajícího dříku, tzn., že jsou oválného půdorysu. Na opěrách je tvar úložného prahu dán rozměry stávající spodní stavby a šířkou nové závěrné zídky. Výška úložných prahů je na pilířích 1,2 m a na opěrách 1,0 m. U úložných prahů pilířů je z důvodu excentrického umístění NK provedeno vykonzolování přes obrys stávajícího dříku. Velikost přesahu je odvozena z polohy krajních ložisek. Pro plynulý přenos zatížení do dříku pilířů jsou v místech zaoblení navrženy konické výběhy. V rámci rekonstrukce byla v srpnu 2009 do druhého pilíře pod úložný práh koleje č. 2 opět uložena měděná schránka s pamětními dokumenty. V nové schránce jsou informace o obci Čerčany, SŽDC, SUDOP PRAHA a SKANSKA DS.

K úložným prahům na pilíři P2, P3 a P4 jsou připojeny konzoly nové lávky pro pěší a cyklisty, která vede na samostatné konstrukci paralelně s mostem.

Stávající kamenné dříky pilířů bylo nutné pro zvýšené zatížení zesílit pomocí dvou řad mikropilot a u některých pilířů také v kombinaci se sloupy tryskové injektáže. U opěr byla navržena jedna řada mikropilot v líci doplněná řadou trvalých zemních kotev.

Montáž mostu

Rekonstrukce mostu probíhala standardně ve dvou etapách, tzn. po polovinách vždy při úplné výluce jedné z kolejí.

Ocelové konstrukce ve 2. až 5. poli byly sneseny silničním jeřábem na břeh, kde byly postupně rozebrány. Obdobně byly demontovány i prefabrikované desky z pole 1 a 6.

Před začátkem bouracích prací na spodní stavbě bylo nutné pro zajištění bezpečnosti železničního provozu provést stabilizační opatření na úložných prazích pilířů P4 a P5 a v poli 6. Toto bylo dáno směrovou změnou koleje, kdy nová poloha je v poli 6 posunuta až o 0,36 m směrem k provozované koleji a veškeré pracovní a dilatační spáry se tak posunuly do těsné blízkosti provozované mostní konstrukce.

Po provedení zesílení stávajících kamenných dříků pilířů mikropilotovým roštem byly zhotoveny nové železobetonové úložné prahy.

Nové ocelové konstrukce byly kompletně sestaveny v mostárně výrobce DT Mostárna Prostějov, včetně aplikace mezivrstev protikorozní ochrany. Takto zkompletované konstrukce včetně montážního ztužení byly po železnici dopraveny až na staveniště, kde byly postupně osazeny mobilním jeřábem do otvorů.

Obr. 3 Osazení ocelových konstrukcí mobilními jeřáby

Podlití ložisek bylo provedeno po betonáži desky mostovky. Stabilizace štěrkového lože na nové konstrukci byla provedena stmelením pomocí stříkané pryskyřice systémem MC-Ballastbond firmy MC-Bauchemie.

Před uvedením mostu do provozu byla provedena zatěžovací zkouška dvojicí železničních jeřábů EDK 750 s protizávažím (2x 145 t = 290 t). Účinnost zkušebního zatížení dosahovala 77% až 84%.

Stavební práce na mostní konstrukci pod kolejí č. 2 v druhé etapě byly provedeny shodně.

Závěr

Délka mostu:	181,964 m
Délka nosné konstrukce:	169,554 m
Rozpětí hlavních nosníků:	15,60+32,30+32,30+32,70+32,90+16,00 m
	15,75+32,70+32,70+32,90+32,90+16,00 m
Délka přemostění:	165,074 m (v horní světlosti)
Šířka mostu:	12,326 m (opěra OP1)
Vzdálenost hlavních nosníků:	2,950 m (u NK) a 2,400 m (mezi NK)
Mostní průjezdní průřez:	MPP 3,0 R a MPP 3,0 (dle ČSN 73 6201/95)
Stavební výška:	2,830 m (pole 1 a 6)
	3,440 m (pole 2 až pole 5)
Hmotnost ocelové konstrukce:	261,3 t - hlavní nosníky vlevo (kolej č. 2)
	263,1 t - hlavní nosníky vpravo (kolej č. 1)
	524,4 t - celkem
Hlavní pole (2 až 5):	M_{NK} = 440,0 t / 267,8 m -> m_{NK} = **1,64 t.m^{-1}**
Vedlejší pole (1 a 6):	M_{NK} = 84,4 t / 66,15 m -> m_{NK} = **1,28 t.m^{-1}**

Investor stavby:	Správa železniční dopravní cesty, s.o., Stavební správa Praha
Projektant:	SUDOP PRAHA a.s.
Odpovědný projektant SO:	Ing. Martin Vlasák
Zhotovitel mostu:	FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s., Brno
Výroba ocelové konstrukce:	DT Mostárna, a.s., Prostějov
Montáž ocelové konstrukce:	FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s., Brno (jeřábová technologie - Pavel Švestka, s.r.o)
Protikorozní ochrana:	DT Mostárna, a.s., Prostějov

Literatura:

[1] Historie mostu v Čerčanech, http://www.4koridor.cz/, Michael Mareš, 2009

Zpět do obsahu

Posuzování mostních a tunelových objektů z pohledu správce, vlastníka a provozovatele dráhy

Ing. Radovan Kovařík, Ř SŽDC, ředitel odboru traťového hospodářství (OTH)
Ing. Blanka Karbanová, Ř SŽDC, OTH, vedoucí oddělení žel. mostů a tunelů

Provozování, správa, navrhování a realizace mostních a tunelových objektů jsou velmi úzce související problémy. Tyto problémy řeší každý odborník v oblasti mostů a tunelů z poněkud jiného pohledu, a proto je nezbytné, aby byly koordinovány. Zásadní při této spolupráci provozovatele, stavebníka, projektanta a dodavatele je v tomto případě pohled správce, vlastníka a provozovatele dráhy.

Úvod

Správa železniční dopravní cesty, státní organizace (dále jen SŽDC) plní od 1.1.2003 na základě zákona č. 77/2002 Sb. (Zákon o akciové společnosti České dráhy, státní organizaci Správa železniční dopravní cesty a o změně zákona č. 266/1994 Sb. ...) funkci vlastníka dráhy a od 1.7.2008 na základě zákona č. 179/2008 Sb. funkci provozovatele dráhy. S těmito povinnostmi úzce souvisí také správa svěřeného majetku, tj. železniční dopravní cesty, jejíž nedílnou součástí jsou mostní objekty (mosty a propustky) a tunely.

SŽDC v rámci těchto povinností zajišťuje opravy, rekonstrukce a modernizace železniční dopravní cesty včetně mostních a tunelových objektů, tj. vykonává i funkci stavebníka. Největšími investičními počiny jsou v poslední době modernizace jednotlivých železničních koridorů. V rámci těchto velkých staveb jsou přestavovány stávající nevyhovující mostní objekty, budovány nové mostní a tunelové objekty a to i v rámci přeložek částí tratí.

Přehled počtu a stavu mostních a tunelových objektů

Správa železniční dopravní cesty zabezpečuje prostřednictvím třinácti organizačních jednotek – Správ dopravní cesty (dále jen SDC) provozuschopnost a provozování dráhy (podle zákona č. 266/1994 Sb. v platném znění), vykonává dohled a kontrolu stavu spravovaného hmotného majetku. Tyto činnosti zajišťuje SDC, Správa mostů a tunelů (dále jen SMT) na mostních a tunelových objektech i některých objektech s konstrukcí mostům podobnou a eventuelně na stavbách železničního spodku.

Počty mostů podle SDC - SMT - v členění tratí na celostátní a koridorové

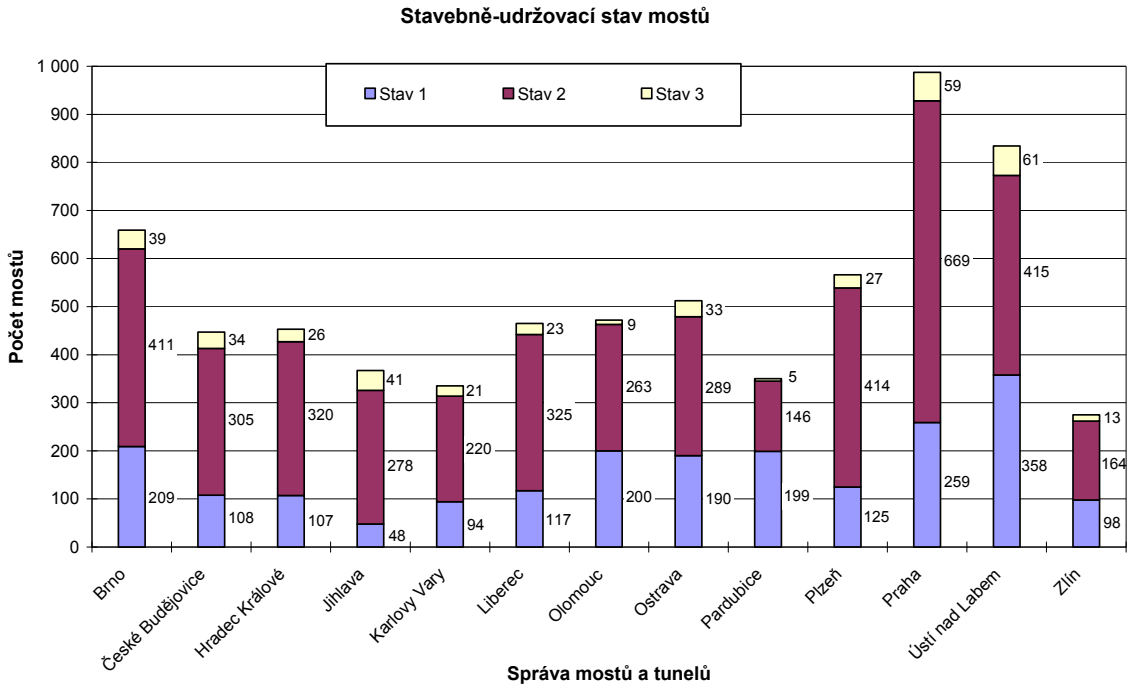
Správa dopravní cesty	Celostátní koridorové	Celostátní ostatní	Regionální tratě	Ostatní	Celkem mostů
SDC Brno	224	343	91	1	659
SDC České Budějovice	120	175	152		447
SDC Hradec Králové		375	78		453
SDC Jihlava		271	96		367
SDC Karlovy Vary	43	150	142		335
SDC Liberec		335	130		465
SDC Olomouc	152	260	60		472
SDC Ostrava	163	229	120		512
SDC Pardubice	175	94	81		350
SDC Plzeň	212	282	72		566
SDC Praha	355	460	172		987
SDC Ústí nad Labem	157	469	208		834
SDC Zlín	47	188	40		275
Celkem mostů	1 648	3 631	1 442	1	6 722

Podle předpisu SŽDC (ČD) S 5 Správa mostních objektů se hodnotí celkový stav objektů třemi stupni. Stupeň 1 je stav dobrý, objekt vyžaduje jen běžnou údržbu. Je-li objekt hodnocen stupněm 2, stav je vyhovující, objekt vyžaduje opravu, která přesahuje rámec běžné údržby, popřípadě i opravu nebo výměnu některých částí, které by mohly omezit provoz. Objekty, které jsou označeny stupněm 3, vyžadují rekonstrukci nebo úplnou přestavbu, přestavbu opěr nebo výměnu nosné konstrukce; jejich stav může být příčinou omezení provozu. Takto hodnocený objekt je nutno v rámci běžných prohlídek sledovat dvakrát ročně.

I přes neustálý tlak na snižování počtu provozních a technických zaměstnanců a úsporná opatření v oblasti financí není žádný mostní objekt na železniční dopravní cestě v takovém stavu, aby jeho další provozování ohrožovalo bezpečnost železničního provozu.

V následující tabulce a grafu je rozdělení mostů dle hodnocení celkového stavu objektu ke dni 05.01.2010 (údaje čerpány z mostního evidenčního systému).

Správa dopravní cesty	Stav 1	Stav 2	Stav 3	Celkem mostů
SDC Brno	209	411	39	659
SDC České Budějovice	108	305	34	447
SDC Hradec Králové	107	320	26	453
SDC Jihlava	48	278	41	367
SDC Karlovy Vary	94	220	21	335
SDC Liberec	117	325	23	465
SDC Olomouc	200	263	9	472
SDC Ostrava	190	289	33	512
SDC Pardubice	199	146	5	350
SDC Plzeň	125	414	27	566
SDC Praha	259	669	59	987
SDC Ústí nad Labem	358	415	61	834
SDC Zlín	98	164	13	275
Celkem mostů	2 112	4 219	391	6 722

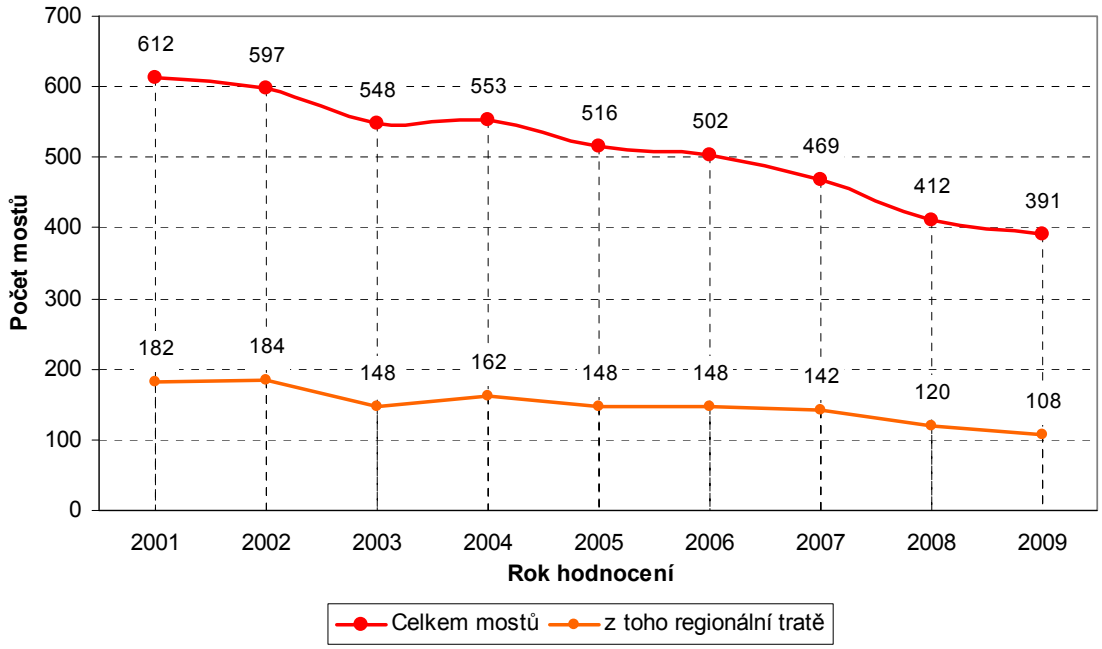


Jedním z hlavních ukazatelů stavebně-udržovacího stavu mostů je vývoj počtu mostů, které jsou hodnoceny stupněm 3, v průběhu roků – viz následující tabulka a graf. V posledních letech se daří tento počet mostů ve stavebně-udržovacím stavu 3 snižovat, je to ovlivněno zejména probíhající modernizací a optimalizací hlavních tranzitních koridorů.

Porovnání vývoje mostů ve stavebně-udržovacím stavu 3 za posledních 9 let (údaje jsou čerpány z přehledných statistik SŽDC a mostního evidenčního systému).

Mosty – staveb. stav 3 ke dni 31.12. roku	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
Celkem mostů	612	597	548	553	516	502	469	412	391
z toho regionální tratě	182	184	148	162	148	148	142	120	108

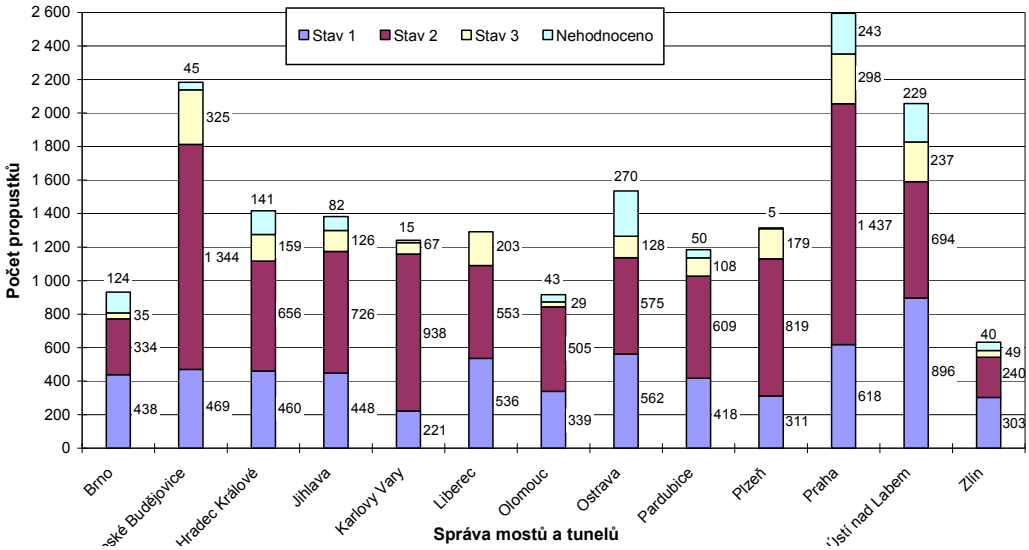
Vývoj počtu mostů ve stavebně-udržovacím stavu 3



V následující tabulce a grafu je rozdělení propustků dle hodnocení celkového stavu ke dni 05.01.2010 (údaje čerpány z mostního evidenčního systému).

Správa dopravní cesty	Stav 1	Stav 2	Stav 3	Nehodnoceno	Celkem propustků
SDC Brno	438	334	36	123	931
SDC České Budějovice	469	1 344	325	45	2 183
SDC Hradec Králové	460	656	159	141	1 416
SDC Jihlava	448	726	126	82	1 382
SDC Karlovy Vary	220	938	69	15	1 242
SDC Liberec	538	553	201		1 292
SDC Olomouc	339	505	29	43	916
SDC Ostrava	562	575	128	270	1 535
SDC Pardubice	416	610	110	51	1 187
SDC Plzeň	301	821	179	13	1 314
SDC Praha	618	1 437	298	243	2 596
SDC Ústí nad Labem	869	680	233	227	2 009
SDC Zlín	303	240	40	49	632
Celkem propustků	**5 981**	**9 419**	**1 933**	**1 302**	**18 635**

Stavebně-udržovací stav propustků



V následující tabulce a grafu je rozdělení tunelů dle hodnocení celkového stavu ke dni 05.01.2010 (údaje jsou čerpány z tunelového evidenčního systému).

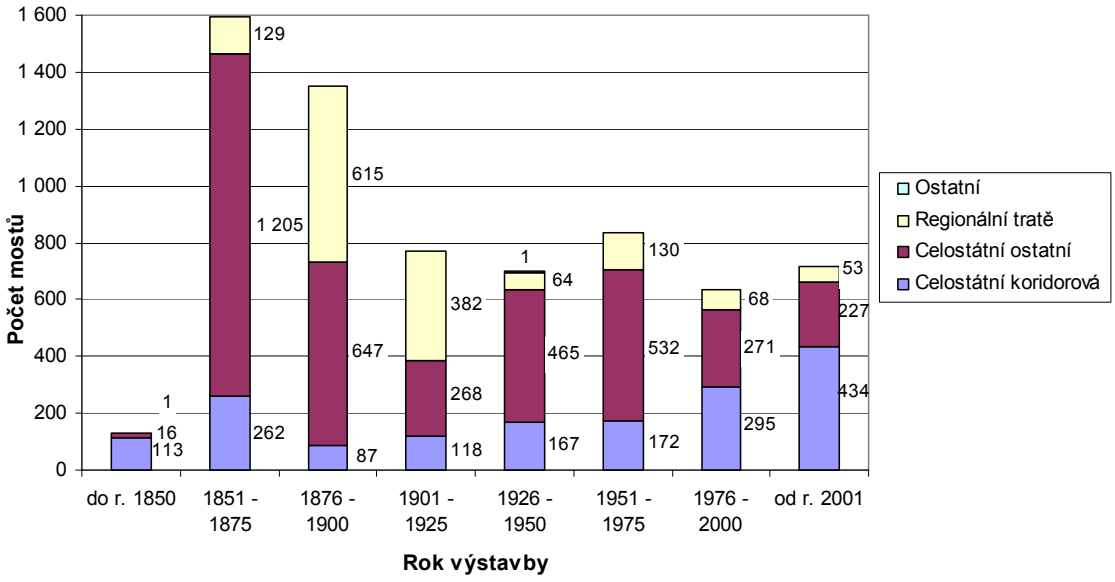
Správa dopravní cesty	Stav 1	Stav 2	Stav 3	Celkem tunelů
SDC Brno	11	10		21
SDC České Budějovice				0
SDC Hradec Králové	2	4	1	7
SDC Jihlava	1	4		5
SDC Karlovy Vary	3	13	3	19
SDC Liberec	12	10	6	28
SDC Olomouc	3	6		9
SDC Ostrava		3		3
SDC Pardubice	4	1		5
SDC Plzeň	4	4		8
SDC Praha	9	27	2	38
SDC Ústí nad Labem	4	3	3	10
SDC Zlín		2	1	3
Celkem tunelů	53	87	16	156

Průměrné stáří mostů na železniční dopravní cestě je zhruba 75 let. Na některých tratích je to však i více, což znamená, že většina mostů byla dimenzována na jiné návrhové zatížení, než které je v současné době.

Přehled stáří mostů

Údaje uvedené v tabulce jsou ke dni 05.01.2010 (čerpáno z mostního evidenčního systému).

Rok výstavby	Celostátní koridorové tratě	Celostátní ostatní	Regionální tratě	Ostatní	Celkem mostů
do r. 1850	113	16	1		130
1851 - 1875	262	1 205	129		1 596
1876 - 1900	87	647	615		1 349
1901 - 1925	118	268	382		768
1926 - 1950	167	465	64	1	697
1951 - 1975	172	532	130		834
1976 - 2000	295	271	68		634
od r. 2001	434	227	53		714
Celkem mostů	1 648	3 631	1 442	1	6 722



Projektová příprava mostních a tunelových objektů a dokumentace dodavatele z pohledu SŽDC

V posledních několika letech bylo do stavebnictví investováno velké množství investičních prostředků. V uplynulém roce 2009 bylo investováno do železniční infrastruktury cca 18 miliard korun. V letošním roce (2010) se předpokládají investice v rozsahu cca 17 miliard korun. Přesto, že jsou vynakládány takto vysoké finanční prostředky, v některých případech zaznamenáváme pokles kvality nejen projekčních prací, ale i realizační dokumentace (tj. dokumentace dodavatele) a vlastních prací na jednotlivých stavbách.

Ačkoliv na výrobních poradách (a také i na různých odborných akcích – např. konferenci „Železniční mosty a tunely“) je neustále připomínáno, že projektová dokumentace pro stavby na železničních dráhách musí být zpracována podle

požadavků **Technických kvalitativních podmínek staveb státních drah** (dále jen TKP) a **Směrnice generálního ředitele SŽDC č. 11/2006 „Dokumentace pro přípravu staveb na železničních drahách celostátních a regionálních“** (směrnice je dostupná na www.szdc.cz/Činnosti SŽDC/ Soubory ke stažení/SM 11.zip), přesto je velmi často projektová dokumentace neúplná a odvolává se např. na již neplatné předpisy či normy. V řadě případů nejsou vyjasněny a dořešeny vlastnické vztahy a ani jim přizpůsobeno konstrukční řešení v projektové dokumentaci.

V mnoha oborech se přechází od 1. dubna 2010 plně na evropskou legislativu. Přesto, že byly evropské standardy postupně začleněny do naší legislativy, stále je možné se setkat s řadou pochybení, např. se špatným označením betonů, či jejich neúplnou specifikací, a to včetně pohledových betonů. Obdobné problémy jsou i se značením ocelí, návrhem protikorozní ochrany, systémy vodotěsných izolací atp. Kromě těchto nedostatků chybějí v projektech údaje, které jsou potřebné pro zajištění správcovské povinnosti organizačních jednotek SŽDC, např. pro naplňování informačních a evidenčních systémů (mostního a tunelového). Z evidenčních systémů se čerpají data pro zpracování statistických údajů daných zákonem.

SŽDC se v roli investora snaží optimalizovat v rámci projektové přípravy návrh nových a rekonstrukci stávajících mostních a tunelových objektů s ohledem na výši pořizovacích investičních nákladů a především minimalizovat budoucí údržbové činnosti.

Již v prvotní fázi projektové dokumentace je snaha o citlivé a objektivní posuzování každého nového požadavku na navrhovaný mostní objekt. Vždy musí být adekvátně odůvodněna samotná výstavba nového objektu, včetně parametrů přemostění. Bohužel však v poslední době neúměrně rostou požadavky ze strany různých státních i nestátních subjektů, které nejsou mnohdy vzhledem k charakteru stavby zcela opodstatněné.

To znamená, že SŽDC preferuje a požaduje, aby:

- byly minimalizovány především podélné spáry, tj. omezení např. prefabrikovaných konstrukcí a s tím souvisejících možných rozdílných pohybů jednotlivých částí - preference monolitických konstrukcí,
- byly minimalizovány zejména příčné spáry a s tím související speciální přechodová zařízení (např. mostní dilatační závěry),
- konstrukce byly navrhovány co nejjednoduššího tvaru s minimální udržovací plochou,
- detaily mostního objektu byly takové, aby nezachycovaly nečistoty a neomezovaly odtok a zadržování dešťové vody,
- detaily konstrukce a jejich jednotlivé součásti byly přístupné jak pro udržující pracovníky, tak pro pracovníky zajišťující dohlédací činnost,
- použité materiály byly chemicky kompatibilní, snadno dostupné atp.

Z těchto důvodů jsou preferovány nosné konstrukce rámové, obloukové, klenbové, konstrukce deskové se zabetonovanými nosníky, konstrukce trámové spřažené. Proto se také v současném železničním mostním stavitelství stále častěji setkáváme například s tzv. bezložiskovými konstrukcemi (rámovými, obloukovými, klenbovými), kde jsou minimalizovány podélné a eliminovány příčné spáry (tj. minimalizace závěrů). Jsou preferovány propustky bez čel (a pokud možno bez zábradlí) a celá řada dalších návrhů, které mají za cíl minimalizovat a zjednodušit budoucí údržbu včetně dohlédací činnosti.

Z dlouholetých zkušeností vychází i konzervativní přístup například k předpjatým mostům. Mostní objekty musí být navrženy s normovou životností sto let. Protože se dopravní zatížení neustále zvyšuje, je často problematické, jak tyto mosty posuzovat a případně zesilovat.

Dnes již historické železniční mostní objekty, zejména kamenné klenbové konstrukce, které jsou staré sto a více let, jsou v převážné většině v dobrém stavu, přestože za svoji životnost nebyly zásadně opravovány či sanovány. Proto základní strategie návrhu železničních mostních objektů zůstává po několik desetiletí stejná – mostní či tunelový objekt, realizovaný za přiměřené finanční prostředky, vyžadující minimální údržbu.

Tento pohled je obdobně uplatňován i ve všech vyspělých zemích, kde minimalizace nákladů na budoucí údržbu představuje zcela samozřejmý trend ve výstavbě obdobných liniových staveb. Posouzení ekonomické vhodnosti mostních a tunelových staveb z dlouhodobého hlediska, kde je nutno zahrnout investiční náklady i náklady na údržbu, považujeme za zcela zásadní při výběru typu konstrukcí a volbě technologií provádění staveb.

U tunelových objektů je především nejasná požárně-bezpečnostní koncepce záchranných složek ČR, mající za důsledek uplatňování nepřiměřených a nelogických požadavků, které jsou mnohdy v průběhu projektové přípravy zásadně měněny. Tyto požadavky jsou vznášeny nad rámec platné legislativy a ve svém důsledku představují jednak časové zdržení a především neúměrné prodražení tunelových staveb.

V rámci realizace stavby se setkáváme s pozdě předkládanou a nedostatečně zpracovanou výrobní dokumentací a technologickými předpisy. Ačkoli požadavky na rozsah dokumentace dodavatele mostních objektů jsou dány Směrnicí generálního ředitele SŽDC č. 11/2006, přílohou č. 5, jsou tyto dokumentace velice často neúplné, nedostatečně specifikují požadavky na materiály, neřeší podstatné detaily atp. Potom dochází na stavbě k různým improvizacím ze strany pracovníků zhotovitele a nekvalitně provedeným pracím. Důsledkem toho jsou např. tekoucí podchody, sanace nových objektů v záruční době atp.

Dalším problémem jsou časté záměny materiálů definovaných vlastností, nejen u vodotěsných izolací, ale i dalších odvětví – např. sanací povrchů či dokonce nových mostních konstrukcí. Opravy povrchů konstrukcí u nových objektů se poslední dobou stávají velice častým jevem. Dlouhodobě se při výstavbě železničních mostních objektů nedaří dodržovat požadovanou kvalitu pohledových betonů. Nejčastější je nedodržení předepsaných postupů, pracovní nekázeň při samotném provádění konstrukce (nečistoty a cizí tělesa v bednění, změna předepsané třídy betonu a konzistence betonové směsi, např. přidáním vody nebo nesprávných přísad, nekvalitní provedení výztuže, nerovnoměrné ukládání betonové směsi do bednění a její následné usměrňování vibrátorem, nedostatečné provibrování dvou vrstev betonu po technologické přestávce při betonáži, nevhodné ošetřování vybetonovaného celku atd.). Bohužel se to již stává běžnou praxí, že zcela nové betonové konstrukce, které měly být provedeny v kvalitě pohledového betonu s vysokou životností, jsou provedeny velmi nekvalitně a již po odbednění je nutné je sanovat. Takový povrch betonu má životnost mnohem kratší, někdy jen deset let a poté bude nutno přistoupit k opětovné (často velmi nákladné) sanaci.

Vybrané stavby realizované a připravované v současné době

Mostní objekty

1) Modernizace trati Votice – Benešov (stavba v realizaci)
   Železniční most v km 118,932 (v Olbramovicích) - nový most o rozpětí 15,00 m.
2) Rekonstrukce žst. Přerov, 1. stavba (stavba v realizaci)
   Železniční most přes Bečvu v km 183,974 - nová ocelová nosná konstrukce s průběžným štěrkovým ložem.

3) Optimalizace trati SR – Mosty u Jablůnkova – Bystřice nad Olší (stavba v realizaci)
   Železniční most v km 286,623 - rekonstrukce mostu, výměna stávající nevyhovující ocelové konstrukce za novou trámovou ocelobetonovou spřaženou nosnou konstrukci s horní mostovkou s průběžným kolejovým ložem - rozpětí 35 m.

4) Optimalizace trati Bystřice nad Olší - Český Těšín (stavba v realizaci)
   Železniční most v km 308,174 - navržena nová spřažená ocelobetonová trámová nosná konstrukce s průběžným kolejovým ložem, rozpětí 2 x 24 m.

   Železniční most v km 311,028 - navržena nová spřažená ocelobetonová trámová nosná konstrukce s průběžným kolejovým ložem, rozpětí 25,65 + 27,63 m.

   Železniční most v km 315,894 - navržen nový ocelový dvoukolejný most (Langerův trám) s průběžným kolejovým ložem; rozpětí 62 m.

5) Optimalizace trati Beroun-Zbiroh (stavba v realizaci)
   Železniční most v km 52,083 - přestavba stávajícího ocelového mostního objektu přes Červený potok. Nově je navržena spřažená ocelobetonová trámová nosná konstrukce s horní mostovkou s průběžným kolejovým ložem na upravené spodní stavbě.

6) Optimalizace trati Zbiroh - Rokycany (stavba v realizaci)
   Železniční most v km 86,021 – přestavba kamenného mostu přes Padrťský potok v Rokycanech. Nově navržen železobetonový klenbový most o třech otvorech.

7) Optimalizace tratě Stříbro - Planá u M. Lázní (stavba v realizaci)
   Železniční most v km 398,194 a v km 398.714 (Ošelín) – navrženy nové spřažené ocelobetonové trámové konstrukce s průběžným kolejovým ložem.

8) Rekonstrukce železničního mostu na trati Kolín – Nymburk v km 298,866 (v realizaci)
   Přestavba stávajícího dvoukolejného mostu na dva jednokolejné mosty s cílem zvýšit plavební výšku – investor akce ŘVC ČR.

9) Modernizace trati Č. Budějovice - Nemanice I (zahájení realizace 2010)
   Železniční most v km 214,294 - nový ocelový most na křížení trati s vlečkou.

10) Modernizace trati Ševětín - Veselí nad Lužnicí - II. část - úsek Horusice - Veselí n. L. (zahájení realizace 2010)
    Železniční most v km 35,241 (přes Lužnici) - nový most se spřaženou trámovou ocelobetonovou nosnou konstrukcí - rozpětí 28,5 m.

    Železniční most v km 36,390 - přes Nežárku – nový most, nosná konstrukce tvořena Langerovým trámem - rozpětí 80,00 m.

11) Modernizace trati Rokycany - Plzeň (zahájení realizace 2010)
    Železniční most v km 108.120 - přestavba stávajícího ocelového mostního objektu přes řeku Úslavu. Nově je navržena spřažená ocelobetonová trámová nosná konstrukce s horní mostovkou s průběžným kolejovým ložem na nové spodní stavbě.

12) Rekonstrukce mostu v km 20,867 trati Benešov - Trhový Štěpánov (realizace 2010)
    Navržen nový ocelový trámový plnostěnný most s horní prvkovou mostovkou, na stávající sanované kamenné spodní stavbě.

13) Rekonstrukce mostu v km 9,531 trati Čerčany - Skochovice (realizace 2010)
    Navržen nový trámový příhradový ocelový most se spodní mostovkou s průběžným kolejovým ložem na upravené stávající spodní stavbě.

14) Rekonstrukce Negrelliho viaduktu (zahájení realizace 2011 - 2012)
    Navržena sanace stávajícího historického viaduktu v Praze.

15) Rekonstrukce mostu v km 2,089 trati Děčín - Jedlová (realizace 2011 - 2012)

Náhrada stávajícího mostního provizoria novou nosnou ocelovou trámovou příhradovou konstrukcí se spodní mostovkou s průběžným kolejovým ložem na stávající spodní stavbě.

16) Rekonstrukce mostu v km 79,943 trati Lovosice - Č. Lípa (realizace 2011 - 2012)
Navržena výměna stávající nevyhovující ocelové konstrukce za novou trámovou příhradovou ocelovou nosnou konstrukci s horní mostovkou.

Tunelové stavby

1) Optimalizace tratě st. hr. SR - Mosty u Jablunkova - Bystřice n. Olší (stavba v realizaci)
Jablunkovský tunel - navržena přestavba stávajících jednokolejných tunelů na nový dvoukolejný tunel o délce 613 metrů.

2) Modernizace trati Votice – Benešov (stavba v realizaci)
Navrženo pět nových tunelů (jeden hloubený délky 590 m, čtyři ražené o délkách 480, 1044, 324 a 252 m).

3) Optimalizace trati Zbiroh - Rokycany (stavba v realizaci)
Nový hloubený tunel Osek o délce 324 metrů.

4) Rekonstrukce Střelenského tunelu, vč. kol. č.1 a 2 v km 22,480-23,610 a kol. č.1 v km 21,110 - 27,261 trati Horní Lideč - st. hr. SR (zahájení realizace 2010)
Sanace stávajícího tunelu s aplikací pevné jízdní dráhy.

5) Modernizace trati Rokycany – Plzeň (zahájení realizace 2010)
Navržen nový ražený tunel Ejpovice, dva jednokolejné tunely délky 2 x 4 150 m.

6) Ústí nad Orlicí – Choceň, nová trať (zpracovaná DÚR)
Navržena dvojice jednokolejných tunelů:
a) tunel Oucmanice o délce cca 5 km,
b) tunel Hemže o délce cca 1,15 km.

7) Praha – Beroun, nové železniční spojení (zpracovaná DÚR)
Navržen nový tunel Barrandov, dva jednokolejné tunely délky 2 x 24,350 km.

8) Modernizace trati Brno – Přerov, I. etapa Blažovice – Nezamyslice (zpracovaná DÚR)
Navrženy čtyři nové dvoukolejné tunely (tunel Holubický - 980 m, Rousínovský /hloubený/ - 700 m, Habrovanský - 650 m, Dřevnovický - 390 m).

9) Modernizace trati Nemanice I – Ševětín (zahájeny projektové práce na DÚR)
Předpokládá se výstavba dvou tunelů o délce 3, resp. 5 km.

Závěr

V rámci modernizace koridorových tratí probíhá příprava a realizace celé řady mostních a tunelových staveb, což klade velké nároky na odbornost všech zúčastněných, na provádějící a aplikační firmy a v neposlední řadě i na SŽDC jako stavebníka a správce. Riziko nižší kvality přípravných a realizačních prací na některých stavbách s sebou přináší snaha o neustálé zvyšování tempa výstavby a nedostatek odborníků. Kontrola požadované kvality jednotlivých objektů vyžaduje odpovídající počet odborných pracovníků jak v přípravě a projednání staveb, tak i při jejich vlastní realizaci.

Správa železniční dopravní cesty, státní organizace chce a bude i nadále klást důraz na požadovanou vysokou kvalitu díla a chce zajistit ekonomickou přiměřenost staveb mostních a tunelových objektů tak, aby byla zajištěna kvalitní a kapacitní železniční dopravní cesta pro všechny dopravce na železnici v ČR.

Rizika navrhování a provádění svarových spojů dynamicky namáhaných ocelových konstrukcí

Ing. Miloslava Pošvářová, Ph.D. Mott MacDonald Praha spol. s.r.o.

V příspěvku jsou zapracovány zkušenosti z praxe, výkonu dílenských, montážních a hlavních prohlídek mostů pozemních komunikací a drážních mostů, od roku 1987 do roku 2010, výsledky výzkumných grantových projektů ministerstva dopravy ČR například 1F82C/012/910 Hodnocení zbytkové životnosti hlavních ocelových částí mostních konstrukcí z ocelí se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi a také výsledky nedestruktivních kontrol nosných svarů lamelových pásnic ocelových mostních konstrukcí. Technické poznatky jsou součástí Technických kvalitativních podmínek SŽDC TKP kapitola 19, současně TKP kapitola 19 Ocelové mosty a konstrukce, platné pro resort Ministerstva dopravy ČR.

Autor příspěvku byl zhotovitelem, objednatelem i správcem mostů.

Úvod

Na základě získaných praktických zkušeností při provádění ocelových mostních konstrukcí je možné během desetiletí pojmenovat kritická místa konstrukce, která mají zásadní vliv na její životnost. Vyžaduje to znalost návrhu, provedení a následně stavu ocelové konstrukce při stávající údržbě. Tyto znalosti však nelze získat pouhým výjezdem na náhodně vybraný mostní objekt, konstrukci je třeba sledovat od jejího návrhu, až po realizaci a chování za provozu.

Při vlastní prohlídce mostu a svarových spojů je třeba vyloučit chyby provedení svarových spojů od jeho návrhu, protože i chybně navržený svarový spoj může být za určitých okolností funkční a naopak. Jestliže však dojde ke kombinaci obou chyb – chybně navržený a současně chybně provedený svarový spoj, potom může dojít při únavovém namáhání konstrukce k jejímu porušení.

Měla jsem možnost zúčastnit se projektování a správné/chybné volby spojů jako zástupce investora, současně jsem stejnou mostní konstrukci přejímala v rámci dílenské přejímky a montážní prohlídky. Následně jsem mohla porovnat stav konstrukce a svarových spojů jako inspektor, provádějící hlavní prohlídky / revizní prohlídky mostů. Protože uplynula doba více jak 20-ti let této činnosti, je možné tyto zkušenosti analyzovat. Poznatky z této činnosti jsou metodicky zapracovány v technických kvalitativních podmínkách SŽDC a ministerstva dopravy ČR, TKP kapitola 19 [1].

Základní rozdělení kritických míst konstrukce

K výskytu kritických míst ocelových konstrukcí (riziková místa s ohledem na havárie) přispívají podle mého názoru nejvýznamnější měrou následujícími faktory. Pokud si je rozepíšeme podrobněji, jedná se zejména o:

- nedostatečnou nebo příliš komplikovanou legislativu kvalifikace zhotovitele pro výrobu/montáž ocelové mostní konstrukce. Jak se potvrzuje v praxi, současná legislativa nezaručuje kvalitu,
- přestože jsou požadovány WPQR svarů, v podstatě neexistují nebo jsou vypracovány v malém rozsahu svarových spojů,
- přímé zanedbání kontrolní činnosti zhotovitele (svářečského dozoru) při výrobě a montáži,
- nedostatečná nebo chybně prováděná nedestruktivní kontrola svarových spojů ve výrobně/na montáži

- nedostatečná kvalita základních materiálů, přestože existují specifické atesty výrobců oceli s vyhovujícími výsledky
- nedostatečná kvalita přídavných materiálů pro svařování, záměny přídavných materiálů oproti WPQR z důvodů úspor nákladů
- chybějící údržba konstrukcí a problematika kvalifikovaných kontrol konstrukcí, absence nedestruktivní kontroly svarových spojů u provozovaných mostních konstrukcí, chybějící legislativa pro tyto kontroly z pozice státu

Ale to je pouze globální pohled. Abychom pochopili celou problematiku, musíme se ponořit daleko hlouběji. Pro náš konkrétní případ se budeme podrobněji věnovat vlivu návrhu a provedení svarových spojů na životnost mostních konstrukcí, základní princip je uveden na obr. 1. Jestliže se snažíme objektivně hodnotit jednotlivé aspekty vlivu na kvalitu svarových spojů, dostáváme se k prorůstání oblastí, které jsou uvedeny v obr. 1. Tedy, procházíme stádiem návrhu konstrukce a spoje, stádiem výroby a montáže a stádiem údržby provozované konstrukce.

V přípravné části musí být výrobcem/montážní organizací nabídnuta kvalifikace svaru v podobě WPQR s odpovídající nedestruktivní kontrolou svarového spoje. V reálném stavu výroby / montáže se setkáváme s naprosto nevyhovujícím rozsahem WPQR svarů, často se musí WPQR dodatečně vystavit, což způsobuje nemalé komplikace v průběhu stavby. Problémem stále zůstává nedestruktivní kontrola (dále NDT) svarového spoje, protože velmi často neodpovídá typu kontroly, která je pro svar vhodná. Podle ČSN EN ISO 5817 nemusí odpovídat typu spoje pouze jediný druh NDT kontroly. V případě komplikovaných svarových spojů může být vhodně použito i více druhů NDT kontroly. Všechny použité a vhodné NDT kontroly svaru musí být uvedeny ve WPQR.

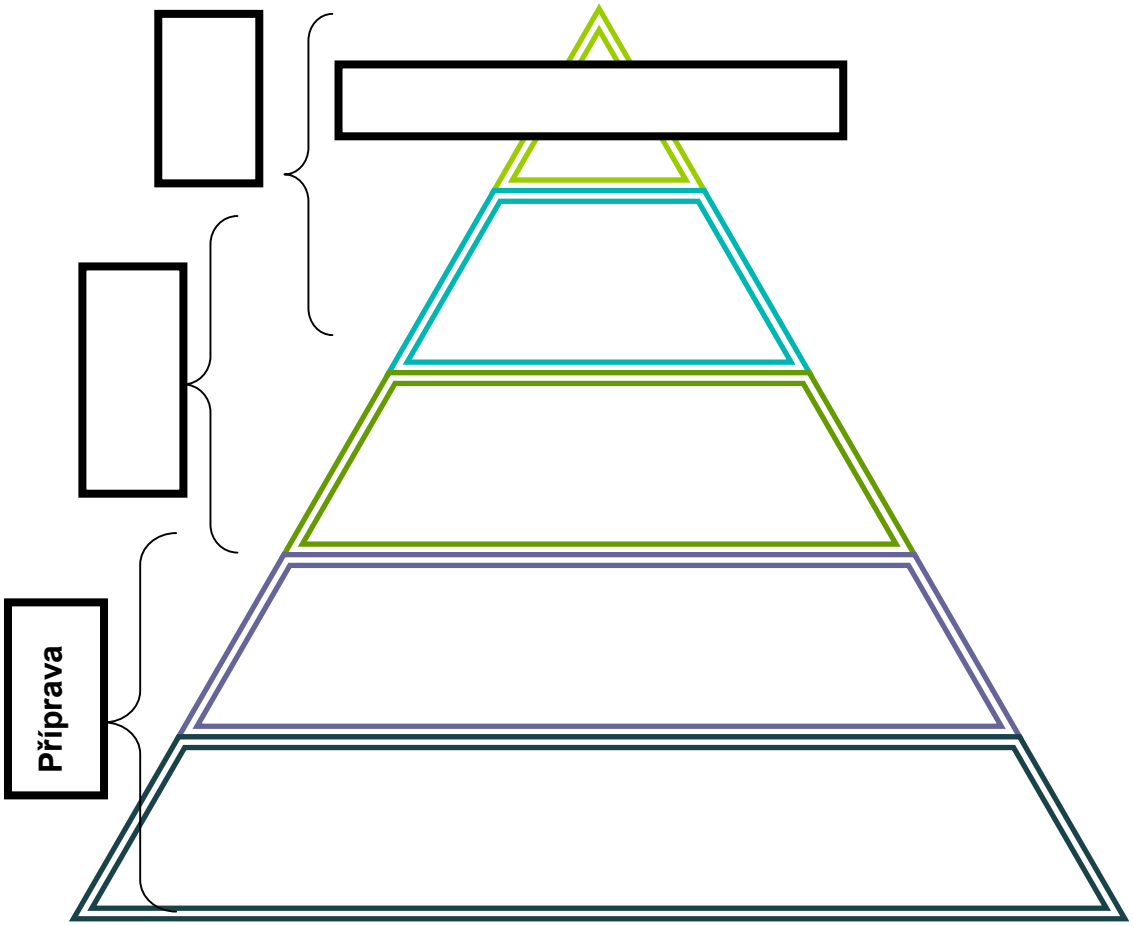
Je však technické veřejnosti známo, jaké NDT kontroly svarových spojů existují?

Prakticky se používá pouze RT kontrola a klasická UT kontrola. Všechny další metody budou podrobně popsány při přednášce, včetně výhod a nevýhod těchto metod.

Velký problém nastane v případě, že zvolená nedestruktivní kontrola svarového spoje ve WPQR je nedostatečná a zjistí se to až ve výrobně / na montáži. Potom existuje pouze možnost příplatku objednatelem za použitou NDT metodu, protože nebyla předem dohodnuta. Co však v případě, že se touto metodou zjistí vady, které jsou ve svaru nepřípustné, nebo jak postupovat v případě, že vada je neodstranitelná (jsou to případy, kdy ve svaru vznikají trhliny vlivem chybného návrhu svarového spoje). Tyto případy jsou velmi obtížně řešitelné a proto je velmi důležité, navrhovat jednoduché a technologicky proveditelné svarové spoje, které umíme běžnými NDT metodami kontrolovat.

Ocelový materiál, vady volby návrhu oceli, návrhu svarových spojů, provedení a údržby

Volba ocelového materiálu a typ konstrukce podmiňují dobu její životnosti. Tvar konstrukce, její charakter, způsob namáhání a způsob údržby musí být důkladně posouzen již v době návrhu konstrukce a přímo souvisí s jakostí a druhem zvolené oceli a typem svarového spoje.



Obr. 1 Vliv návrhu svarových spojů na životnost mostních konstrukcí [4]

V poslední době se velmi rozšířilo používání patinujících ocelí pro mostní konstrukce, zejména dálničních mostů D 47, D 8 (ocel se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi podle ČSN EN 10025-5, dříve obchodní název ATMOFIX) [1]. Zabývám se analýzou chování mostních konstrukcí vyrobených z patinující oceli ATMOFIX více jak 20 let, posledních pět let jako řešitel grantového projektu výzkumu ministerstva dopravy ČR 1F82C/012/910 Hodnocení zbytkové životnosti hlavních ocelových částí mostních konstrukcí z ocelí se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi.

Zkušenosti a praktické výsledky realizovaných výzkumů u mostních konstrukcí stáří vyšší jak 30-ti let ukazují, že s ohledem na tvar konstrukcí mostů pozemních komunikací (přesahující dolní pásnice, koutové nosné svarové spoje, kouty, výztuhy, chybějící údržba z nedostatku finančních prostředků, vliv chloridů z posypových solí, nevhodné návrhy typů svarových spojů), je použití těchto ocelí nevhodné. Podmínky, jak správně navrhovat, vyhodnocovat tvorbu patiny, udržovat tyto konstrukce, volbu vhodné oceli a svarových spojů s ohledem na vliv chloridů, určují předpisy ministerstva dopravy ČR technické podmínky TP 197 Mosty a konstrukce pozemních komunikací z patinujících ocelí [2]. Drážní mosty se z této oceli dnes nevyrábějí. To však nevylučuje případy, uváděné jako vyhovující ze zahraničí (USA, Japonsko), kde se více jak 20 let používají pro mostní konstrukce jiné, vhodnější patinující oceli, které svým chemickým složením a tvarem konstrukcí pomáhají eliminovat vliv chloridů ze zimní údržby. To však není případ Evropy a standardu EN 10025-5 [2].

Bohužel se dnes stalo běžnou praxí, že pracovníci bez dostatečné odborné kvalifikace a praxe v oboru svařování a hlavních prohlídek mostů provádějí posuzování mostních konstrukcí vyrobených z patinujících ocelí. Při hodnocení stavu těchto konstrukcí se pozornost zaměřuje výhradně na měření korozního úbytku oceli a na kontrolu statických výpočtů a zcela se zapomíná na nutnou analýzu degradace vlastností oceli a svarových spojů vlivem účinků korozního poškozování (v případě drážních mostů se toto hodnocení u patinujících ocelí neprovádí vůbec). Ukázka korozního poškození nosných svarových spojů u mostů je uvedena na obr. 2 a 3 [4].

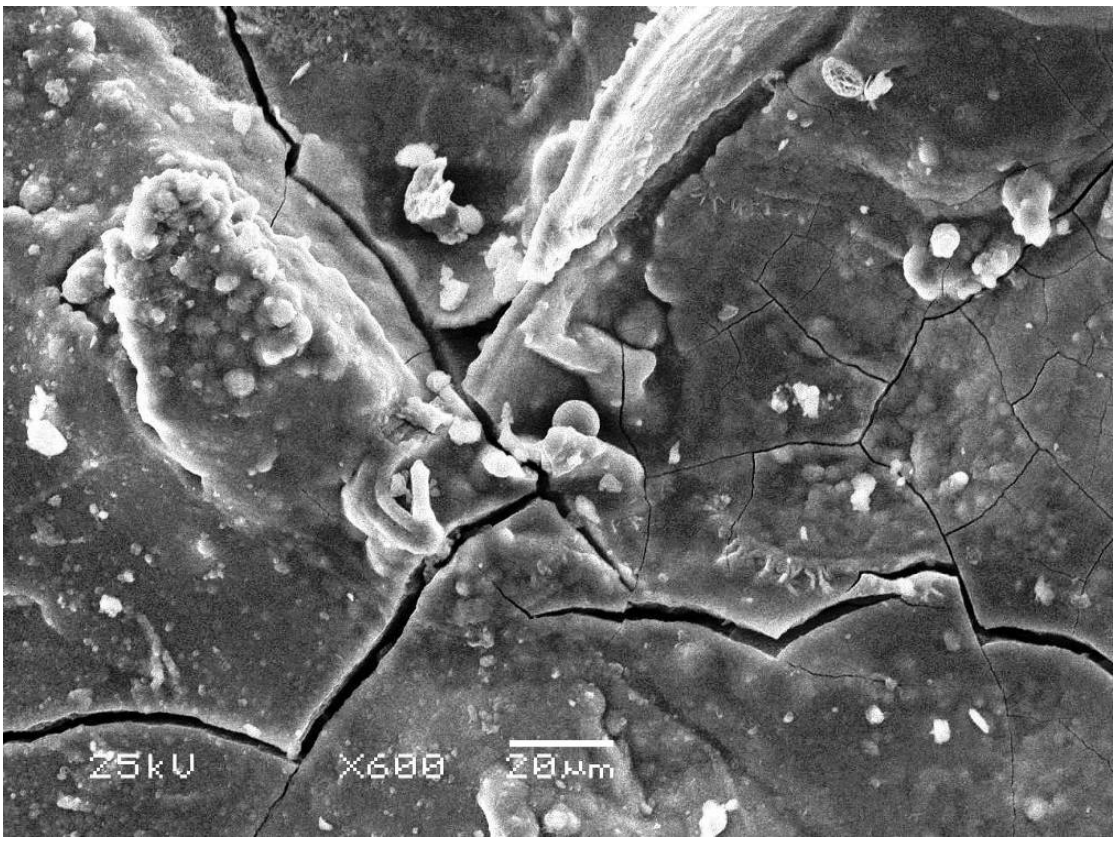
Obr. 2 Dolní pásnice a stěna mostní konstrukce, včetně nosného svaru, koroze po vrstvách [4]

Mostní konstrukce jsou navrhovány na životnost 100 let. Jestliže uvážíme měřený korozní úbytek nosných svarů mostů z patinující oceli, včetně lokálního oslabení stěn a dolních pásnic tak, jak je uvedeno na několika příkladech ze stovek dalších případů, životnost 100 let je obtížně splnitelná [2]. Ve snaze odstranit korozní vrstvy se může stát, že žádný svarový kov ve spoji nezůstane, viz obr. 3.

Obr. 3 Nosný koutový svar mezi stěnou a dolní pásnicí hlavní nosné konstrukce mostu

Toto není ochranná vrstva patiny. Koutový svar má v tomto místě hodnotu a = 2-3 mm, lokálně 5 mm (oslabení více jak 50%, lokálně 100%). S ohledem na provozovaný mostní objekt nelze odstranit zbytek korozí poškozeného nosného svaru, protože by zde žádný svar nezůstal [4].

V roce 2009 jsme v rámci výzkumného projektu společně s firmou MATERIÁLOVÝ A METALURGICKÝ VÝZKUM s. r. o. Ostrava (Doc. Ing. Karel Matocha, CSc. a Prof. Ing. Vlastimil Vodárek, CSc.) analyzovali povrchovou strukturu patinujících ocelí typu ATMOFIX A a ATMOFIX B všech provozovaných mostních konstrukcí za účelem podrobnější analýzy struktury patiny. Výsledkem je zjištění, že patinující ocel tohoto výrobního označení neobsahuje po více jak 20-ti letech patinu ve formě ochranné jednolité struktury, vrstva je tvrdá, lístkovitá, roztrhaná trhlinami, viz obr. 4 - 6 [4].



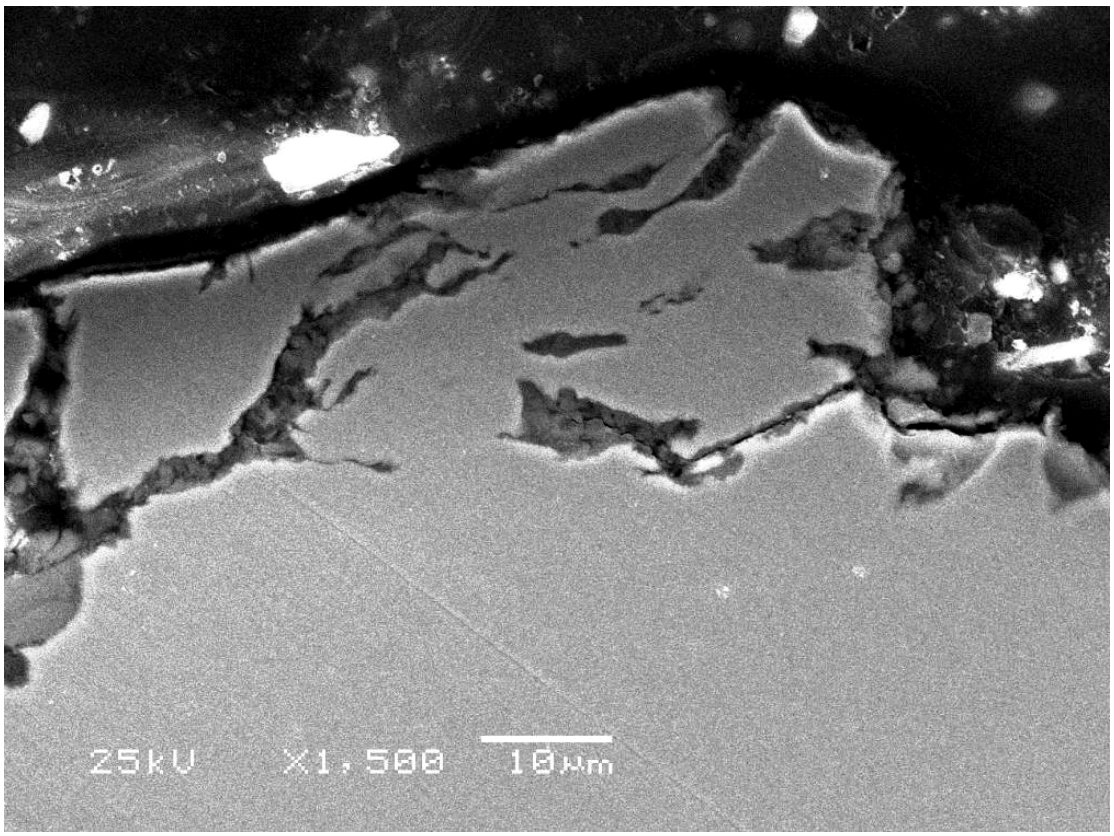
zv. 600 x

Obr. 4 Pohled shora na dolní pásnici mostní konstrukce s trhlinami ve vrstvě patiny [4]

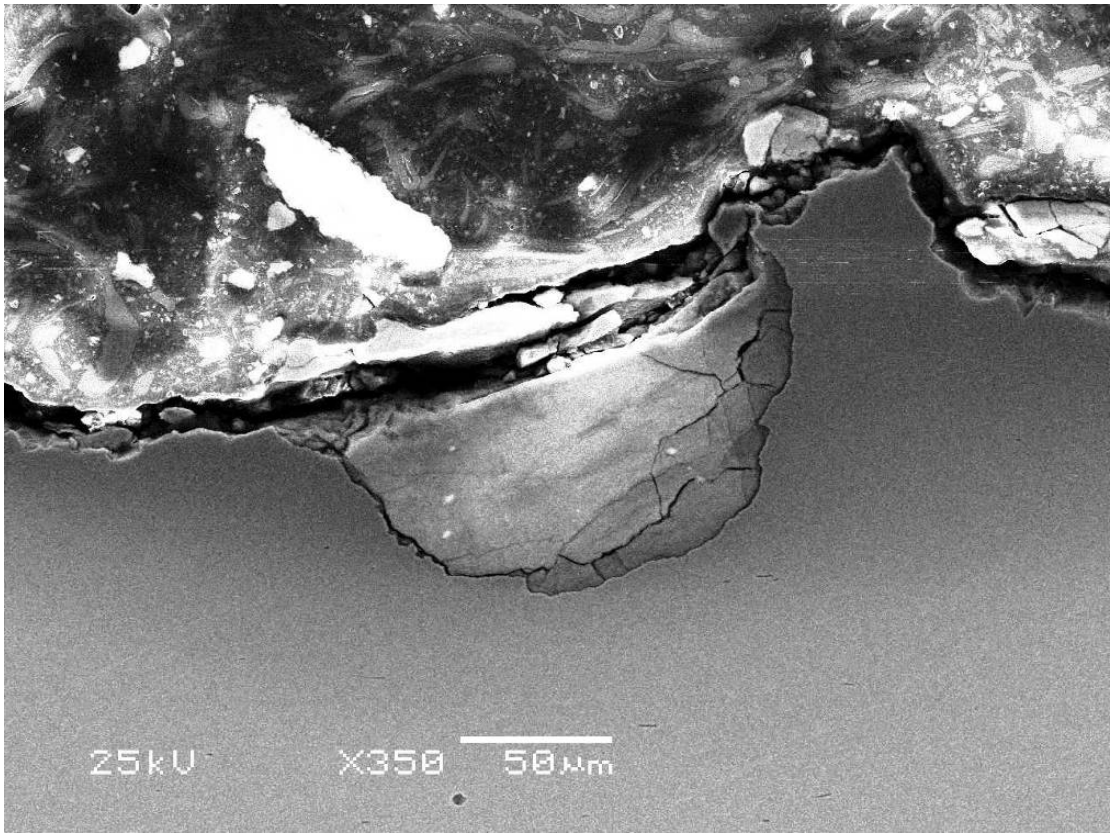
Do jaké hloubky trhliny v patině zasahují, byla další otázka výzkumného úkolu, nezasahují trhliny do oceli? Bylo potvrzeno, že za určitých podmínek existují trhliny i na povrchu patinující oceli, pod korozní vrstvou, mající charakter většinou transkrystalických trhlin, což souvisí s mechanismem poškozování oceli korozí. Trhliny v povrchové vrstvě oceli jsou na obr. 5 a 7, řez po tloušťce oceli.

Tato zjištění mění situaci v oblasti hodnocení křehkolomových vlastností těchto ocelí. V případě, že trhliny zasahují do svarového spoje, je situace o to složitější.

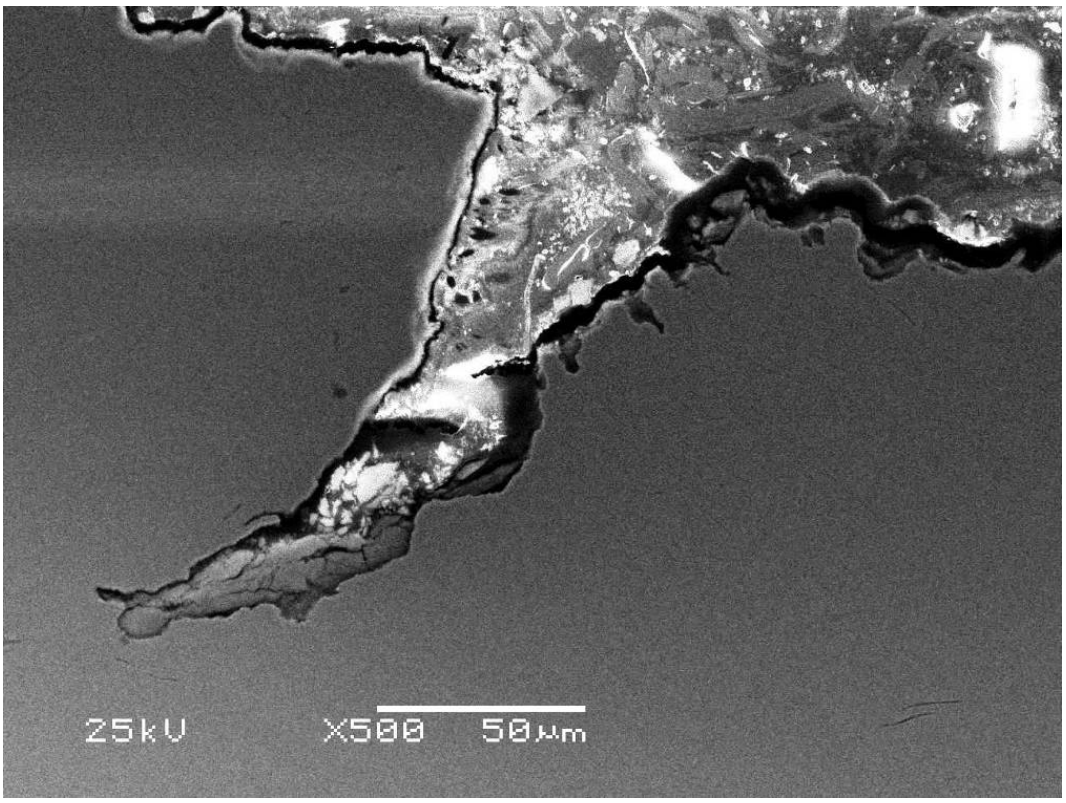
Mechanismus poškozování oceli důlkovou korozí je zřejmý na obr. 5 a 6. Celý průběh a mechanismus vzniku trhlin bude vysvětlen při prezentaci příspěvku na konferenci. Z výše uvedených důkazů vyplývá, že chování patinujících ocelí je výrazně složitější, než jak je prezentováno doposud. Výsledky výzkumu prokázaly, že je tato ocel pro mostní konstrukce zcela nevhodná a zvyšuje riziko havárie provozovaných mostních konstrukcí, zejména v případě zasahování trhlin v oceli do oblasti svarových spojů [4]. Jak zajistit zastavení šíření trhlin v oceli, však není známo.



Obr. 5 Dolní pásnice mostní konstrukce s trhlinami v povrchu oceli, řez po tloušťce profilu [4]



Obr. 6 Dolní pásnice mostní konstrukce s charakteristickou důlkovou korozí v povrchu oceli, řez po tloušťce profilu [4]



Obr. 7 Dolní pásnice mostní konstrukce s charakteristickou trhlinou v povrchu oceli, řez po tloušťce profilu [4]

Vliv objednatele na kvalitu svarových spojů

Investor stavby (objednatel) se podílí na kvalitě ocelových konstrukcí v procesu výroby svým přímým vlivem podle obr. 1. Zcela jasně definovaným zadáním, důslednou kontrolou technologické dokumentace před zahájením výroby, průběžnou kontrolou výroby a montáže specialisty a řízením časových sledů výstavby mostního objektu by došlo k výraznému zkvalitnění svařovaných konstrukcí. Průběžná kontrola výroby svařovaných konstrukcí objednatelem stavby je pak běžným standardem v zahraničí, i v zemích EU, např. v Německu nebo v UK. Zastaralá ČSN 73 2601 společně s ČSN 73 2603 řeší kvalitu ocelové konstrukce až výslednou dílenskou přejímkou již svařené mostní konstrukce, což může být pozdě. Současně s nevhodným návrhem svarového spoje musí být objednatelem odmítnuta také nevhodná jakost oceli [4].

Literatura

[1] Pošvářová, M.: Technické a kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací – Kapitola 19 – Ocelové mosty a konstrukce TKP 19. Ministerstvo dopravy ČR, Praha, 2008, 125 s.

[2] Pošvářová, M.: Technické podmínky staveb pozemních komunikací – TP 197 – Mosty a konstrukce pozemních komunikací z patinujících ocelí. Ministerstvo dopravy ČR, Praha, 2008, 106 s.ISBN 978-80-904172-1-2

[3] Pošvářová, M.: Technické a kvalitativní podmínky staveb SŽDC – Kapitola 19 – Ocelové mosty a konstrukce TKP 19. SŽDC, Praha, 2008, 116 s.

[4] Pošvářová, M.: Roční zpráva výzkumu 1F82C/012/910 Hodnocení zbytkové životnosti hlavních ocelových částí mostních konstrukcí z ocelí se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi, Mott MacDonald, Praha, 2010, 300 s.

Zpět do obsahu

Rekonstrukce železničního mostu v km 208,664 trati Chomutov–Cheb

Josef Ticháček, Správa železniční dopravní cesty, s.o., SDC Karlovy
Ing. Ondřej Lojík, Ph.D., TOP CON SERVIS s.r.o.

Nosná konstrukce mostu přes řeku Svatavu v km 208,664 trati Chomutov – Cheb má svou bohatou historii. Od zesílení původní nosné konstrukce s prvkovou mostovkou z roku 1895 přes výměnu za novou s přímým uložením koleje v roce 1973, u které se již od zatěžovací zkoušky objevovaly závady a proto musela být v krátké době opravena a zesílena, až k havarijnímu stavu (cca po 30 letech životnosti). V roce 2007 byla v rámci modernizace žst. Sokolov provedena rekonstrukce mostu spočívající jak v nahrazení nosné konstrukce novou ocelovou s průběžným kolejovým ložem, tak v přestavbě spodní stavby a posílení založení.

Původní most

Původní dvoukolejný železniční most se nacházel na trati 0112 Chomutov – Cheb, tehdy Falknov nad Ohří – Citice, v železniční stanici Falknov (dnes Sokolov). Most o dvou otvorech se středním pilířem přemosťuje řeku Svatavu a turistickou stezku u druhé opěry. Most byl šikmý s úhlem křížení cca 46,5°, kdy kolmá světlost otvorů byla cca 9,75 m, a šikmá světlost cca 13,44 m a stavební výška mostu činila 0,96 m. Nosnou konstrukci z roku 1895 tvořila pod každou kolejí samostatná konstrukce o dvou prostých polích s ocelovými nýtovanými plnostěnnými nosníky se zapuštěnou mostovkou, ocelovým zábradlím a dřevěnou podlahou. Opěry i střední pilíř byly původně z kvádrového žulového kamene. Koleje na mostě byly přímé, v osové vzdálenosti 4,75 m.

1973 – výměna konstrukcí mostu

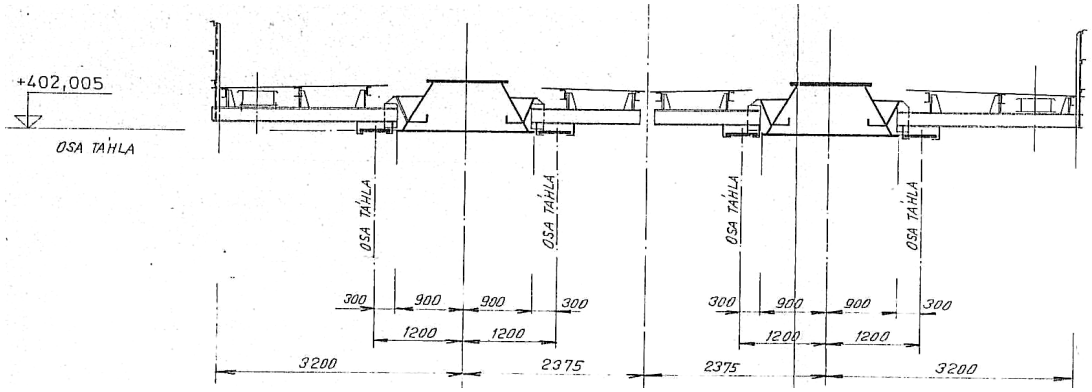
V roce 1953 byly silně orezivělé konstrukce mostu zesíleny a v roce 1973 z důvodu nedostatečné únosnosti byly v rámci stavby „Poelektrizační úpravy tratě Plzeň – Cheb – Sokolov“ nahrazeny novou dvojicí konstrukcí. Nosná konstrukce mostu byla tvořena svařovaným komorovým nosníkem lichoběžníkového tvaru s horní přímo pojížděnou mostovkou. Jednalo se o spojitý nosník o dvou polích s rozpětím 2x16,20 m, celkovou délkou 33 m, chodníkovými konzolami s ocelovými podlahami a zábradlím. Stavební výška mostu činila 0,64 m. Horní pásnice měla funkci pojistných úhelníků. Ložiska byla na opěrách pohyblivá válcová a na pilíři pevná. Spodní stavba zůstala původní, pouze byla hloubkově injektována a základy byly obetonovány.

Most byl dán do provozu v září 1973 po provedené zatěžovací zkoušce, která ovšem nevyhověla z důvodu naměření vyšších hodnot průhybu u obou konstrukcí. V listopadu 1975 byla provedena opakovaná zatěžovací zkouška. Ani ta nevyhověla, ale protože provoz na mostě nesměl být zastaven, bylo požádáno o výjimku z ČSN 73 6209 „Zatěžovací zkoušky mostů“. Výzkumný ústav železniční, jemuž byla žádost postoupena k vyjádření, výjimku z normy nedoporučil a doporučil opakování zatěžovací zkoušky za odborného dozoru.

1986 – předepnutí táhly

V září 1980 bylo Výzkumným ústavem železničním provedeno měření napětí v nejexponovanějších místech obou mostních konstrukcí při dynamické zatěžovací zkoušce. Na základě získaných výsledků byla snížena rychlost na 30 km/h pro zatížitelnost vlakem C.

Z posudku únosnosti vyplynulo, že most má nižší únosnost, než kterou prokázal statický výpočet, a bylo doporučeno uvažovat o vhodném zesílení konstrukce v oblasti střední podpory, popřípadě o nahrazení stávající konstrukci novou únosnější, má-li vyhovět na zatížení od vlaku A. Z možných způsobů bylo zvoleno předepnutí táhly v rovině dolních pasů. Projekt byl vypracován v září 1982, konstrukce vyrobena v roce 1983 a připravena k montáži. V prosinci 1985 došlo na konstrukci v první koleji k vykolejení. Při následné opravě a podrobné revizi mostní konstrukce byly vizuálně zjištěny trhliny ve stěně této i druhé mostní konstrukce. V listopadu a prosinci 1986 bylo po opravení zjištěných defektů a zesílení jednotlivých konzol provedeno celkové zvýšení únosnosti konstrukcí předpjatými táhly v úrovni spodního pasu. Zesílením konstrukce táhly byla dosažena zatížitelnost mostu vlakem B. Traťová rychlost na objektu byla stanovena na 70 km/h.



Obr. 1 Konstrukce z roku 1973 zesílená táhly rovině dolních pasů

2004 – zjištění současného správce

Při podrobné prohlídce v roce 2004 provedené revizní četou SDC Ústí nad Labem byly zjištěny závady v ocelové konstrukci. U obou konstrukcí byly zjištěny prasklé svary nad ložisky v místech příčného ztužení a v místech přivaření úhelníku ke stěně komorového nosníku. Dále byly zjištěny trhliny v čelech nosné konstrukce a to jak v dolní, tak v horní části nosné konstrukce. Kotevní táhla ložisek byla značně korozně oslabena, zarezlá, nefunkční, některá byla přerušeny. Dle provedené revize byla revizní četou navržena změna hodnocení nosné konstrukce na K3.

Obr. 3 Pohled na předpínací táhla a dolní pásnice konstrukce z roku 1973, resp. 1986

Obr. 4 Prasklé ztužující svislé táhlo na opěře č.1

Na základě výsledku podrobné prohlídky byla na žádost SDC Karlovy Vary svolána Kontrolní prohlídka. Z prohlídky vyplynulo, že vznik trhlin v čelech nosníků byl patrně vyvolán kroucením konstrukce z titulu nerovnoměrného uložení na ložiskách. Na mostě bylo nutno s ohledem na celkový stav konstrukcí okamžitě snížit traťovou rychlost na 40 km/h v obou kolejích a bylo třeba zpřísnit dohled nad objektem konáním podrobných prohlídek v intervalu 1x ročně a běžných prohlídek 2x ročně. Následně bylo na mostě zavedeno TOR do doby výměny nosné konstrukce. Podle výsledků geodetických zaměření, s přihlédnutím k celkovému stavu konstrukce, k prodělanému vývoji ocelové konstrukce, omezené životnosti provedeného zesílení, sanace trhlin z roku 1986 a doporučení expertního posudku ČVUT, bylo doporučeno zvážit další životnost konstrukce a připravit výměnu ocelových konstrukcí v horizontu 5 – 7 let.

Obr. 5 Trhliny v čele komorového nosníku

Obr. 6 Trhliny v čele komorového nosníku

Přehled parametrů jednotlivých variant

Var.	Popis	Staveb. výška [1)]	Délka OK	Hmot. OK	Zdvih nivelety[2)]	sklon nivel[3)]	Poznámka
		[mm]	[m]	[t]	[mm]	[‰]	
1	horní mostovka - nosníkový rošt	1,220	**36,0**	**290**	660	8,900	výhodou je zachování vzdáleností os kolejí 4,75 m, využití pilíře pouze s novým úložným prahem, možnost výstavby bez požadavku na delší nickolejnou výluku, konstrukce lze vyměnit kus za kus.
2	dolní mostovka - dvoukolejný příhradový	1,580	44,0	350	1030	13,525	výhodou je zachování vzdáleností os kolejí 4,75 m a odstranění pilíře z toku řeky, nevýhodou náročnost stavebních postupů s požadavkem na nickolejnou výluku cca 15 dní , vyšší hmotnost OK a vyšší staveb. výška.
3a	dolní ortotropní mostovka - parapetní nosník	1,080	39,0	300	**520**	7,150	výhodou je nízká stavební výška, nevýhodou je však nutnost rozšíření pilíře v toku řeky, oddálení os kolejí o 2,95 m a u varianty 3a velké množství montážních styků
3b		1,130			570	7,775	
3c		1,130			570	7,775	
4[4)]	*dolní ocelobetonová mostovka - parapetní nosník*	*1,070*	*39,0*	*330*	*500*	*6,900*	*výhodou je nízká stavební výška, nevýhodou je však nutnost rozšíření pilíře v toku řeky, oddálení os kolejí o 2,95 m, vyřešení konstrukčních problémů rámového rohu s hledem na trvanlivost SVI a vyšší hmotnost mostu s ohledem na betonovou desku.*
5	dolní mostovka - příhradový nosník	1,080	39,0	370	530	7,275	výhodou možnost odstranění pilíře z toku řeky, nevýhodou je však oddálení os kolejí o 2,95 m, množství montážních styků

Obr. 7 Přehled parametrů jednotlivých variant

2007 – Modernizace žst. Sokolov

Vzhledem k požadavku urychleného řešení ocelové konstrukce mostu, k složitým místním poměrům a extrémně stlačené stavební výšce bylo doporučeno, pro výběr optimálního typu konstrukce zahájit projekční práce co nejdříve.

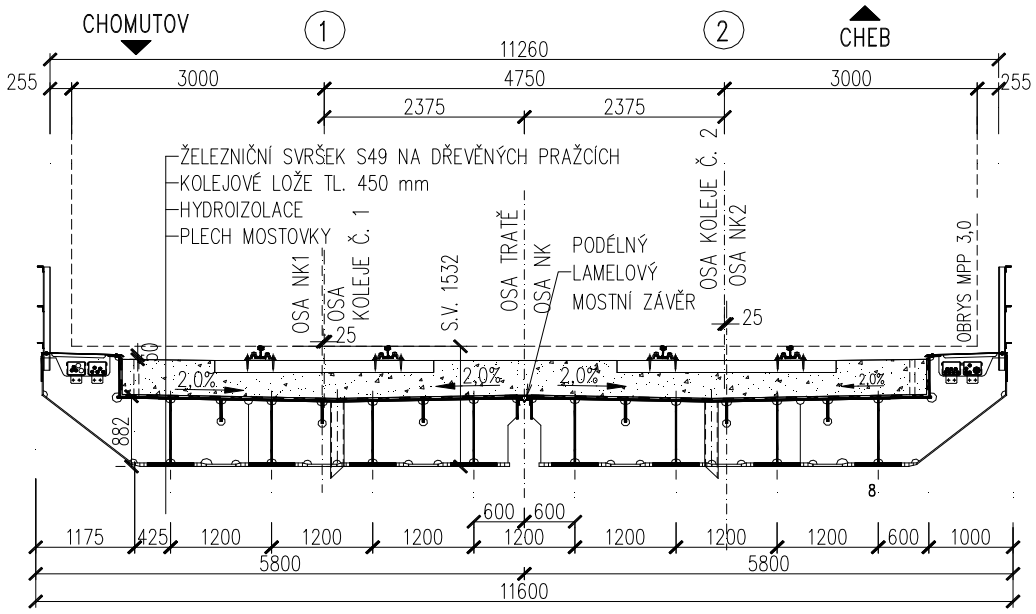
Jelikož samotná rekonstrukce mostu by v požadovaných úpravách měla velký vliv na kolejové řešení již připravované stavby „Modernizace žst. Sokolov“, byl most do přípravy této akce dodatečně zařazen. Projektovou organizací SUDOP PRAHA a.s. bylo navrženo pět různých variant nosných konstrukcí o různých stavebních výškách (obr. 7). Z předběžné zprávy k návrhu ocelové konstrukce byly vybrány pro další zkoumání varianty č. 1 a č. 5, přičemž varianta č. 1 byla nakonec zvolena jako nejvýhodnější.

Návrh nové konstrukce

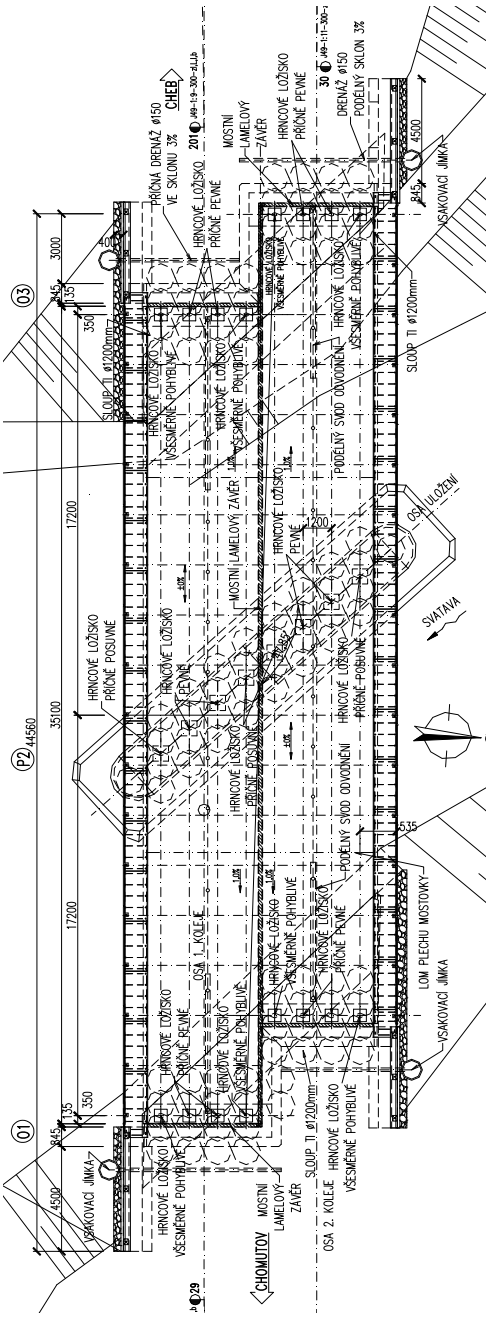
Projekt „Železniční most přes řeku Svatavu v km 208,664 trati Chomutov – Cheb“ byl zpracován firmou TOP CON SERVIS s.r.o. v extrémně krátkém čase. Návrh mostu vycházel ze závěrů výše uvedené variantní studie.

Hlavní nosná konstrukce

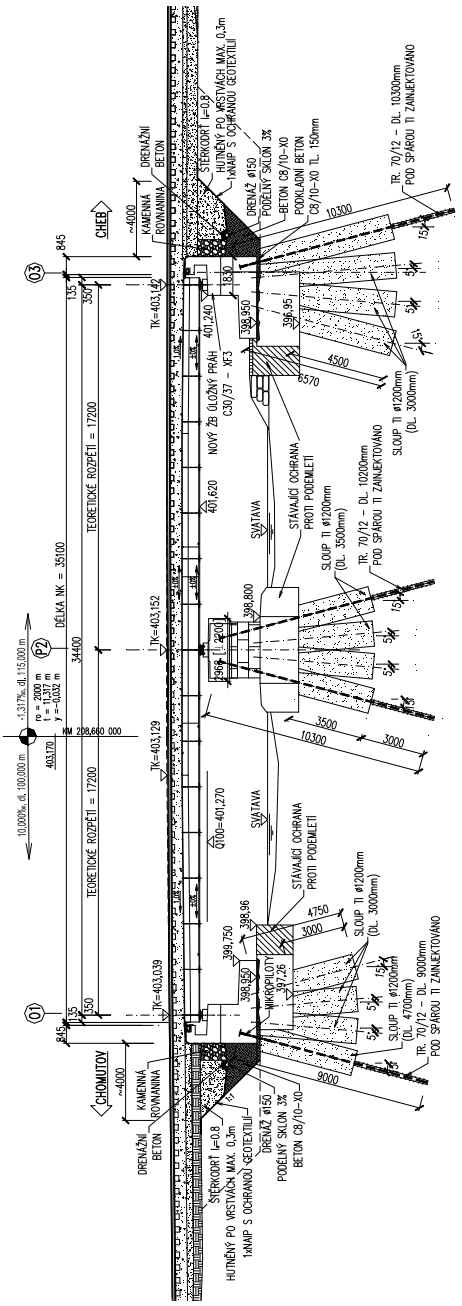
Pod každou kolejí byla navržena samostatná ocelová konstrukce s horní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Ze statického hlediska se jedná o spojitý nosníkový rošt se čtyřmi hlavními nosníky s ortotropní mostovkou. Rozpětí konstrukce činí 2x 17,2 m. Příčné uspořádání vyhovuje MPP (nyní VMP) 3,0 s rozšířením pro zasahující výhybkové oblouky. Stavební výška konstrukce činí 1,532 m (nad pilířem P2).



Obr. 8 Vzorový příčný řez



Obr. 9 Půdorys



Obr. 10 Podélný řez

Nosná konstrukce se skládá vždy ze čtyř plnostěnných svařovaných nosníků v osové vzdálenosti 1,2 m s příčníky v jednotném modulu 2,15 m. Žlab kolejového lože tvoří ortotropní mostovka, kde je podélná výztuha umístěna vždy mezi hlavními nosníky. Maximální tl. plechu byla 50mm a to na dolní pásnici hlavního nosníku nad pilířem. Obě konstrukce byly navrženy tak, že jsou shodné, pouze vzájemně posunuté a otočené o 180°. Celková hmotnost obou konstrukcí činí 205 t. Konstrukce je uložena na hrncových ložiscích, kdy na opěrách je uložení kolmé a na pilíři respektuje šikmost stávajícího pilíře 47,85°. U žádného ložiska nenastává jeho zdvih ani v provozním stavu, ani pro mimořádné návrhové situace (vykolejení vlaku), tzn. není potřeba zřizovat táhla nad ložisky, jako tomu bylo u konstrukce z roku 1973 (viz obr. 4). Vzhledem ke značně stlačené stavební výšce je na mostě umístěn svršek na dřevěných pražcích s minimální tloušťkou kolejového lože 300 mm pod pražcem.

Izolace mostovky je již standardně v takovýchto případech provedena jako membránová.

Spodní stavba a založení

Opěry neodpovídaly šířkovému uspořádání pro uložení nosné konstrukce, a proto byly odbourány a nahrazeny novými železobetonovými. Dřík pilíře byl rovněž odbourán na úroveň terénu a nahrazen novým železobetonovým, který je na návodní a protivodní části obložen kamenem. Jak dříky, tak opěry byly založeny na stávajících základech. S ohledem na přitížení základové spáry a nebezpečí podemletí spodní stavby bylo podzákladí posíleno tryskovou injektáží a mikropilotami, které také zajistily i spolehlivé spojení stávajících a nových částí spodní stavby.

Postup výstavby

Pro zachování provozu alespoň na jedné koleji byla rekonstrukce rozdělena na dvě etapy. Nejprve byla snesena konstrukce pod kolejí č. 1 a odbourána související spodní stavba. Po sanaci podzákladí a vytvoření nové spodní stavby byla osazena nová ocelová konstrukce. Pro zkrácení doby výstavby byla ocelová konstrukce včetně zábradlí dopravena na stavbu v jednom kusu. Vzhledem k velikosti nákladu (35,1 x 5,7 m), hmotnosti (cca 100 t) a k faktu, že byla převážena téměř přes celou republiku (Ostrava Vítkovice – Sokolov), stal se transport perličkou snad ve všech zpravodajstvích českých televizních programů. Po dokončení konstrukce pod kolejí č. 1 následovala obdobným způsobem rekonstrukce pod kolejí č. 2. Nová spodní stavba byla jak na opěrách, tak na pilíři zmonolitněna do jednotlivých celků. Obdobným způsobem jako pod kolejí č. 1 byla následně osazena nosná konstrukce pod kolejí č. 2.

Obr. 11 Dokončená konstrukce

Závěr

Na základě úspěšných zatěžovacích zkoušek byla v roce 2008 uvedena do provozu konstrukce pod kolejí č. 1 a v roce 2009 konstrukce pod kolejí č. 2. Všichni účastníci výstavby věří, že tímto krokem byl vyřešen výše popsaný neblahý stav mostu a konstrukce bude při správné údržbě spolehlivě sloužit požadovaných 100 let.

Inovace v oblasti ocelových mostů s dolní mostovkou

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

Příspěvek se zabývá návrhem ocelových mostů s dolní mostovkou, u nichž je zvoleno konstrukční a statické řešení odlišné proti MVL 212. Hlavní nosná konstrukce je navržena jako trám vyztužený příhradovinou. Horní pas je navržen jako uzavřený průřez a výrazně upraveny jsou detaily dolního pasu a stěny žlabu KL s cílem minimalizovat korozně a údržbově nepříznivé detaily. V příspěvku jsou dále prezentovány dva realizované příhradové mosty, u kterých bylo výše uvedené řešení použito.

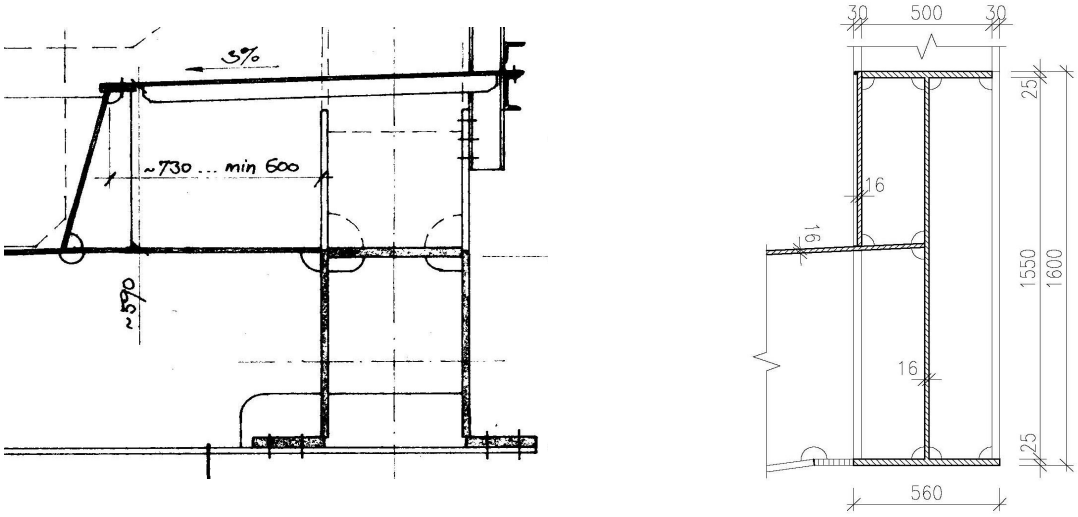
Vývoj ocelových mostů s dolní mostovkou

K návrhu železničních mostů s plně integrovanou mostovkou do nosného systému nás postupem času přivedly projekty silničních mostů s dolní mostovkou, které jsme v naší kanceláři projektovali. Tyto silniční mosty byly vesměs navrženy jako trám vyztužený příhradovinou či obloukem. Dolní pas byl tvořen svařovaným I-profilem, který byl vytažen nad povrch římsy. Mostovku jsme navrhovali jako železobetonovou desku spřaženou s ocelovými příčníky s využitím spřahovací lišty. Železobetonová deska mostovky nebyla dotažena až ke stěně I-profilu dolního pasu, ale byla ukončena krycím plechem, který se stěnou I-profilu tvořil uzavřenou komoru. Pásnice diagonál pak navazují na tvarované styčníkové plechy, které přechází do příčných výztuh tvaru písmene "T".

Železniční mosty s mostovkou integrovanou do nosného systému

Při návrhu nových železničních mostů jsme se snažili odstranit nevýhody, které jsme viděli u návrhu styčníku dolního pasu podle MVL 212:

- problematický prostup diagonál přes obslužnou lávku,
- obtížná údržba,
- konstrukčně složité řešení z hlediska výroby (množství prvků...),
- obtížně přístupné detaily z hlediska aplikace PKO,
- mostovka spolupůsobí s dolním pasem pouze přes ohybovou tuhost příčníků.



Obr. 1 Styčník DP dle MVL 212 a mostovka integrovaná do nosného systému

U námi projektovaných mostů jsme navrhli dolní pas s mostovkou plně integrovanou do nosného systému, kde je mostovkový plech dotažen až ke stěně svařovaného I-profilu dolního pasu. Svařovaný I-profil je vytažen nad povrch kolejového lože. Bok žlabu pak tvoří společně s horní pásnicí I-profilu a s mostovkovým plechem uzavřenou komoru. Pásnice diagonál navazují na tvarované styčníkové plechy, které jsou součástí boku kolejového žlabu (z vnitřní strany) a z vnější strany navazují na příčnou výztuhu tvaru písmene "T".

Toto řešení má oproti tradičnímu návrhu dle MVL 212 tyto výhody:

- jednoduché a estetické detaily styčníku diagonál a DP,
- jednodušší výroba,
- odstranění obtížně přístupných detailů z hlediska aplikace PKO,
- mostovka spolupůsobí s dolním pasem po celé délce DP,
- nedochází k hromadění nečistot, je zajištěn plynulý odtok vody z povrchu DP,
- ukazuje se, že řešení je úsporné i s ohledem na spotřebu materiálu,
- dolní pás o větší tuhosti umožňuje snížit celkovou výšku příhradového nosníku oproti řešení dle MVL 212, což působí dobře z hlediska estetiky.

Snížení celkové výšky příhradového nosníku má také za následek zvýšení tuhosti příčných polorámů, které zajišťují stabilitu horního tlačeného pásu. U dále prezentovaných mostů jsme navrhli horní pas příhradového nosníku z uzavřeného truhlíkového profilu, který přechází plynule do krajní diagonály stejného průřezu. Zesílení krajní tlačené diagonály zvyšuje tuhost koncového polorámu a také přispívá ke stabilitě horního tlačeného pásu. Uzavřený truhlíkový průřez horního pasu vykazuje vhodnější tvar z hlediska aplikace a údržby PKO (menší plocha, obvod dobře přístupný pro opravu PKO) a také z hlediska stability proti „kloboukovému“ profilu dle MVL 212 (použití výhodnější vzpěrnostní křivky pro uzavřený průřez). Výše uvedené úpravy oproti MVL 212 umožňují navrhnout příhradové nosníky kosoúhlé soustavy i pro větší rozpětí.

Řešení dolního pasu s mostovkou plně integrovanou do nosného systému budeme dále prezentovat na dvou příkladech již zrealizovaných železničních mostů.

Most u České Skalice na přeložce silnice I/33

První železniční most, u kterého jsme použili dolní mostovku plně integrovanou do nosného systému je SO651 u České Skalice na přeložce silnice I/33.

Obr. 2 Most u České Skalice - pohled

Jedná se o mimoúrovňové křížení stávající železniční tratě s tehdy nově budovanou přeložkou silnice I. třídy. V okamžiku výstavby mostu nebyl proveden zářez pro budoucí komunikaci, proto byla nosná ocelová konstrukce montována více méně v úrovni původního terénu, což zjednodušovalo montáž nosné konstrukce. Na obr. 3 jsou ukázány detaily styčníku dolního pasu s diagonálami z vnější a vnitřní strany. Stěny diagonál jsou ukončeny výpalem na celou šířku stěny, aby byl umožněn plynulý odtok vody a tím bylo zabráněno hromadění nečistot na povrchu konstrukce. Most byl dokončen v roce 2004.

Obr. 3 Most u České Skalice - detaily styčníku DP

Most u Pavlova na trati Praha Smíchov - Středokluky

Další železniční most, na kterém jsme použili mostovku integrovanou do nosného systému, je objekt SO 210 Železniční most v km 25,486 trati Praha Smíchov - Středokluky. Jedná se znovu o mimoúrovňové křížení stávající železniční trati s přeložkou silnice I. třídy, kolej je však ve směrovém oblouku o poloměru R = 350 m, převýšení koleje p = 130 mm. Most je navržen na základní zatěžovací vlak. Most je opět navržen jako prostě uložený trám vyztužený příhradovinou o rozpětí 54,8 m. Celková výška nosné konstrukce byla oproti DZS snížena ze 7300 mm na 6 500 mm. Snížení výšky hlavních nosníků bylo umožněno tužším dolním pasem (v DZS původně navržen „kloboukový“ průřez dle MVL 212). Navržen byl příčník se zalomeným dolním lícem, aby byla snížena pohledová výška dolního pasu hlavního nosníku při zachování nutné stavební výšky příčníku uprostřed rozpětí.

V průběhu zpracování RDS podmínili zástupci ČD schválení změn oproti MVL 212 zpracováním nezávislého expertního posudku. Tento expertní posudek zpracoval Doc. Ing. Tomáš Rotter, CSc. Na základě závěrů tohoto posudku byl doplněn statický výpočet o podrobný posudek styčníků dolního pasu (deskostěnový model) a o výpočet stability horního tlačeného pásu pomocí teorie II. řádu. Ukázalo se, že přírůstky napětí zjištěné v horním pase výpočtem teorií II. řádu byly menší, než přírůstky napětí stanovené vzpěrnostním výpočtem pomocí metody příčných polorámů.

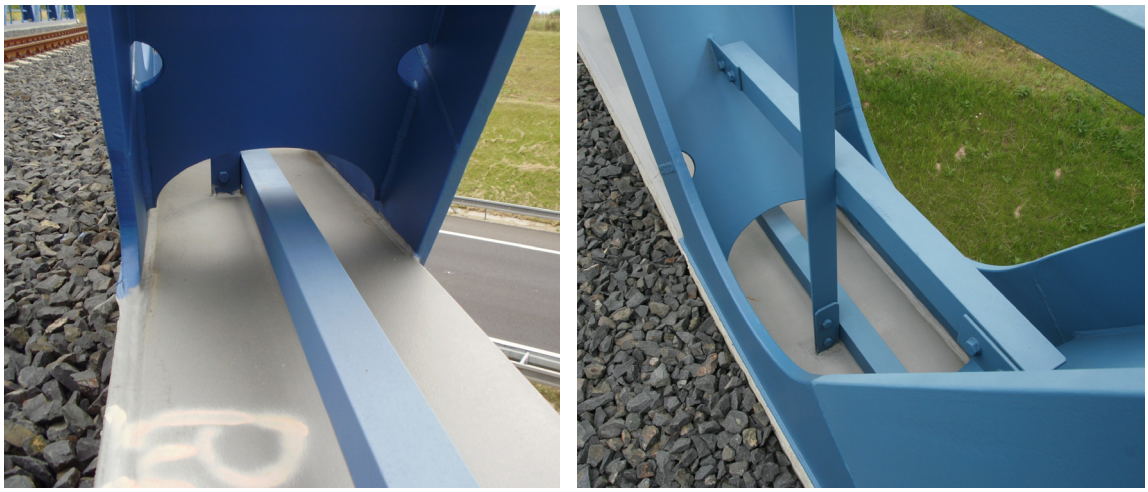
Nosná konstrukce byla rozdělena na montážní dílce takto: dolní pas hlavního nosníku spolu s polovinou mostovky byl rozdělen po délce na dva dílce se stykem přibližně uprostřed rozpětí, příhradovina (horní pas a diagonály) byla rozdělena na tři dílce. Nosná OK byla montována na staveništi v definitivní poloze na předem zhotovených opěrách a jedné montážní podpěře přibližně uprostřed rozpětí. Nejdříve byly osazeny a svařeny čtyři díly mostovky a dolních pasů hlavních nosníků. Při montáži mostovky bylo nutné podepřít konstrukci čtyřmi mobilními stojkami v ose mostu tak, aby bylo

zabráněno zkroucení mostovky a z toho plynoucí deformaci. Na kompletní mostovku a dolní pasy pak byly přivařeny dílce příhradoviny. Vzhledem ke skutečnosti, že se dílce příhradoviny montují na již osazené dílce mostovky a dolního pasu, mají tyto dílce jiný průběh výrobního nadvýšení. Proto při dílenské přejímce přisazených hlavních nosníků musely být dílce mostovky a dolního pasu zdeformovány do tvaru odpovídajícího průhybu od vlastní tíhy. Most byl dokončen na konci roku 2007.

Obr. 4 Most u Pavlova - montáž

Na obrázku 5 a 6 je zachycen most v září roku 2009. Na obrázku 6 je vidět, že styčníky dolního pasu zůstávají čisté bez usazenin. U tohoto objektu bylo po dohodě se správcem navrženo šroubované úhelníkové zábradlí dle MVL. Srovnáme-li však tyto detaily s vařeným trubkovým zábradlím navrženým na mostě u České Skalice, působí lépe trubkové zábradlí. Trubkové svařované zábradlí považujeme za vhodnější i s ohledem na údržbu a hromadění nečistot.

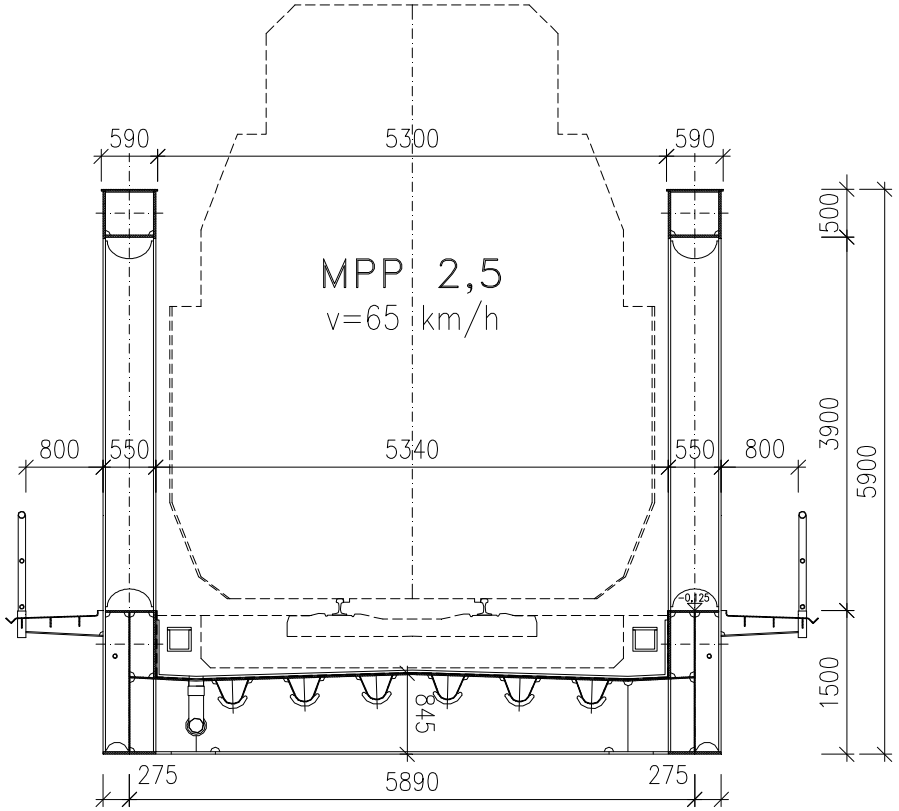
Obr. 5 Most u Pavlova - dokončený most



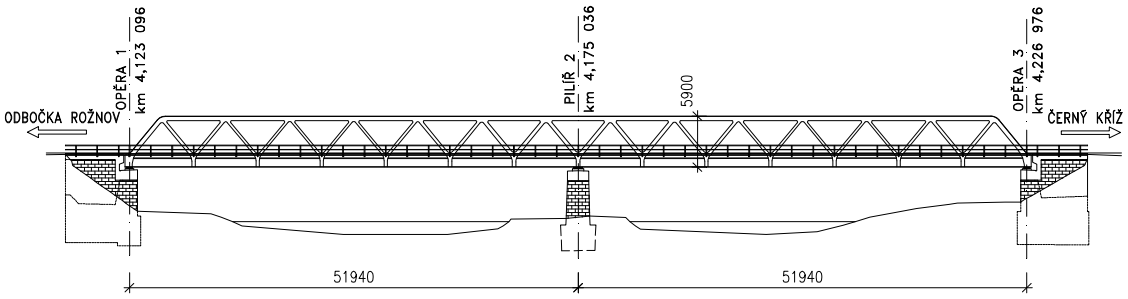
Obr. 6 Most u Pavlova - detaily styčníku DP

Připravované projekty

V roce 2008 jsme zpracovali přípravnou dokumentaci nosné OK pro chystanou rekonstrukci mostu přes Vltavu u Boršova nad Vltavou. Stávající most je tvořen dvěma prostými poli o rozpětí 51,94 m. Nová nosná konstrukce je navržena na základní zatěžovací vlak "Z". Hlavní nosnou konstrukci tvoří spojitý trám vyztužený příhradovinou o celkové výšce 5,9 m. Nová nosná konstrukce bude uložena na stávající spodní stavbu. U tohoto mostu jsme navrhli uzavřené podélné výztuhy mostovky. Jejich výhodou je úspora materiálu a torzní tuhost, která zajišťuje lepší roznos zatížení v příčném směru.

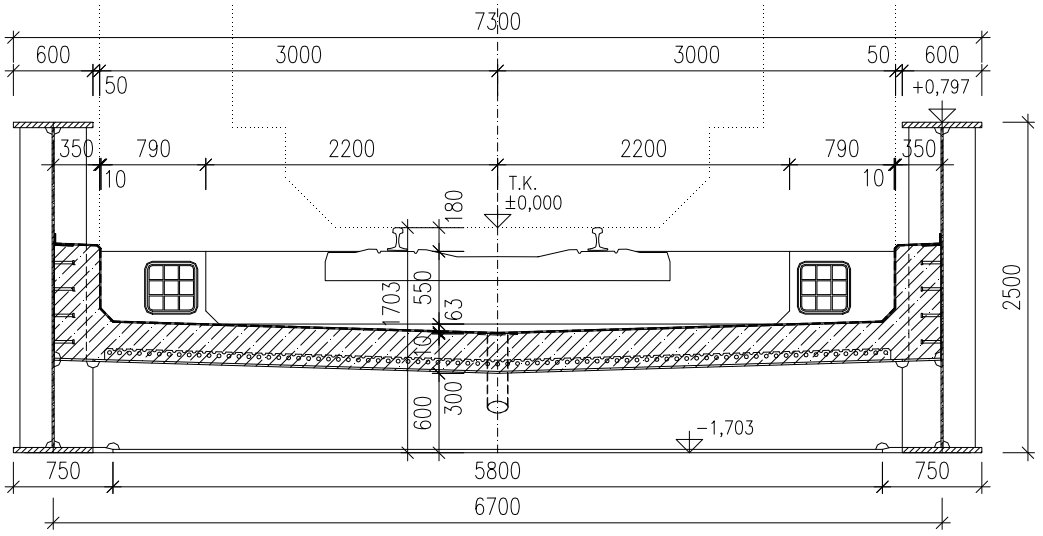


Obr. 7 Most přes Vltavu u Boršova - příčný řez



Obr. 8 Most přes Vltavu u Boršova - podélný pohled

Výhledově bychom chtěli prověřit a případně použít návrh dolní spřažené příčníkové mostovky i u železničních mostů. Příklad řešení je ukázán na obr. 9. Výhody tohoto řešení vidíme zejména v úspoře oceli, zjednodušení výroby a výrazném snížení hlučnosti konstrukce, což se jeví jako velmi výhodné především při použití v zastavěném území. Nevýhodou je však větší nárok na čas na stavbě nutný pro přípravu bednění a betonáž desky.



Obr. 9 Spřažená příčníková mostovka - příčný řez

Literatura:

[1] Krása, D.: MVL 212, Příhradová ocelová konstrukce s dolní mostovkou a kolejovým ložem, verze č. 3, SUDOP Praha, 10/1989

[2] Rotter, T.: Posudek konstrukční změny nosné konstrukce objektu SO210, 2005

Zpět do obsahu

Rekonstrukce mostu v km 5,929 trati Kunovice – Staré Město u Uherského hradiště

Ing. Jiří Borovička, MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.

Článek popisuje průběh projektování a výstavbu železničního mostu o vysoké šikmosti, při době výstavby 12 týdnů. Realizovaný most je dobrým příkladem toho, jak se při vynaložení optimálních investičních nákladů vypořádat s technickým problémem přemostění s úhlem křížení menším jak 25°.

1. Základní údaje

Stavba : Rekonstrukce mostu v km 5,929 trati Kunovice – Staré Město u UH.

Objednatel : Správa železniční dopravní cesty, státní organizace,

Stavební správa Olomouc.

Projektant : MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.,

hlavní inženýr projektu - Ing. Jiří Borovička.

Zhotovitel : FIRESTA, rekonstrukce, stavby a.s., stavbyvedoucí - Ing. Jiří Brychta.

Celkové investiční náklady : 55 mil. (SŽDC s.o., SFDI, Zlínský kraj)

Délka výstavby : 14.týdnů (17.3.2009 – 27.6. 2009).

Překonávaná překážka : Most převádí železniční trať Staré Městu u Uherského Hradiště - Kunovice přes silniční komunikaci II/427 Staré Město – Polešovice.

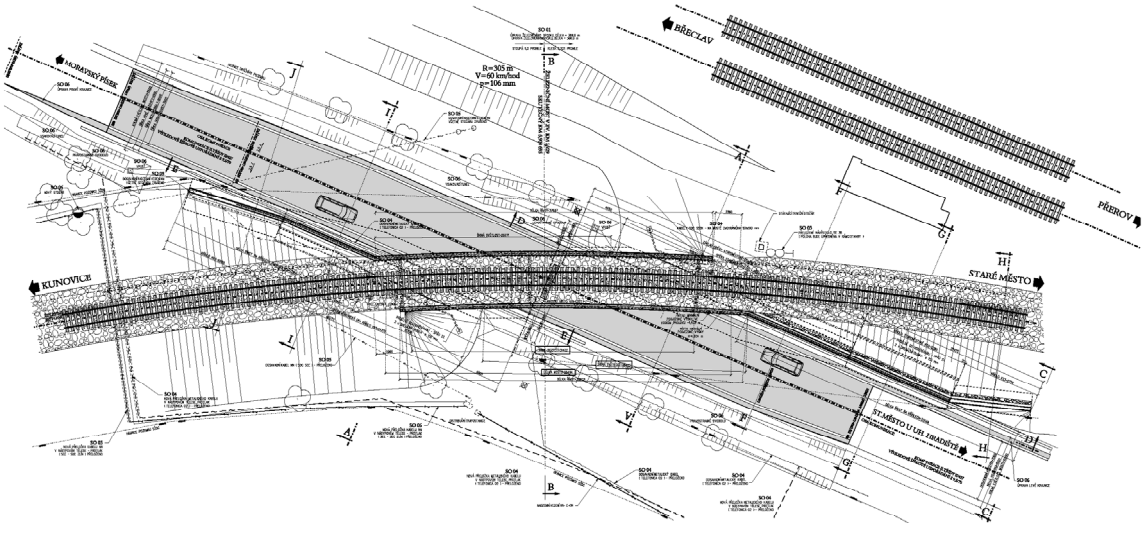
Dosavadní most : Železobetonový most s nosnou konstrukcí ze zabetonovaných nosníků (1940).

Nový most : Železobetonový monolitický otevřený rám.

Světlost mostu : Kolmá - 10,5 m, šikmá 29,33 m

Podjezdná výška : 4,8 m

Úhel křížení s přemosťovanou překážkou : 25,04° (úložný úhel na staroměstské opěře 22,01°).



Obr. 1 Půdorysný pohled na křížení železniční tratě a silniční komunikace

2. Širší souvislosti

Železniční most se nachází na odbočné trati z koridoru Břeclav - Přerov. Trať vede z Kunovic do Starého Města u Uherského Hradiště. Most tuto trať převádí přes silniční komunikaci II třídy II/427, souběžnou s koridorovou tratí a spojující Staré Město s Moravským Pískem (Nedakonicemi). Vzhledem k tomuto dispozičnímu uspořádání dopravních komunikací dochází ke křížení tratě a silniční komunikace pod úhlem 25,04°.

3. Dosavadní stav mostu

Dosavadní most byl vybudován v roce 1940, nosná konstrukce byla železobetonová s tuhou výztuží ze zabetonovaných nosníků, uložená na spodní stavbě na obou opěrách bez ložisek, pouze prostřednictvím kluzných ocelových plechů a lepenkových vrstev. Vlastní nosná konstrukce byla velmi šikmá ocelobetonová deska se zabetonovanými ocelovými svařovanými nosníky proměnné výšky stěny (střechovitě). Pásnice byly zesíleny v poli přivařením dalšího profilu. Spodní stavba byla z prostého betonu, velmi masivní, plošně založená, její rozměry byly ověřeny geologickým průzkumem – jádrovými vrty. Každá opěra byla jinak široká. Součástí spodní stavby byla tížná šikmá svahová monolitická betonová svahová křídla.

Obě opěry byly nakloněny do otvoru. Nosná konstrukce měla trvalý průhyb cca 38 mm buď vlivem dotvarování betonu nebo chybou při betonáži, příp. obojím.

Nosná konstrukce vykazovala průsaky vody, omítky byly nepravidelně popraskané a povrchově zvětralé, místy silně podmáčené. Oboustranně byla poškozena spodní hrana od průjezdu vysokých nákladních vozů. Beton byl vydrolený až po dolní pásnice zabetonovaných nosníků, postižené mírnou korozí.

Zdivo opěr bylo nepravidelně vodorovně i svisle popraskané, omítka silně zvětralá a opadávala na větších plochách, silně prosakovala voda.

Obr. 2 Pohled na dosavadní most, směr Moravský Písek

Obr. 3 Pohled na dosavadní most, směr Staré Město

4. Koncepce stavby mostu

Rekonstrukci mostu bylo nutno realizovat z důvodu velmi špatného stavebního stavu objektu, který se postupem času zhoršoval a dále z důvodu nevyhovujícího průjezdního prostoru pod mostem, kdy nevyhovovala jak podjezdná výška, tak kolmá světlost otvoru.

Účelem rekonstrukce železničního mostu tedy bylo:

- zajistit bezpečné převedení železniční tratě přes silniční komunikaci – rekonstrukcí nevyhovujícího mostu,
- zkapacitnit parametry otvoru mostu – podjezdnou výšku, volnou šířku.

V průběhu projektování bylo zvažováno několik různých variant přemostění, ze kterých byla na výrobních poradách vyhodnocena jako technicko-ekonomicky nejvýhodnější varianta šikmého monolitického otevřeného rámu.

5. Nový stav mostu

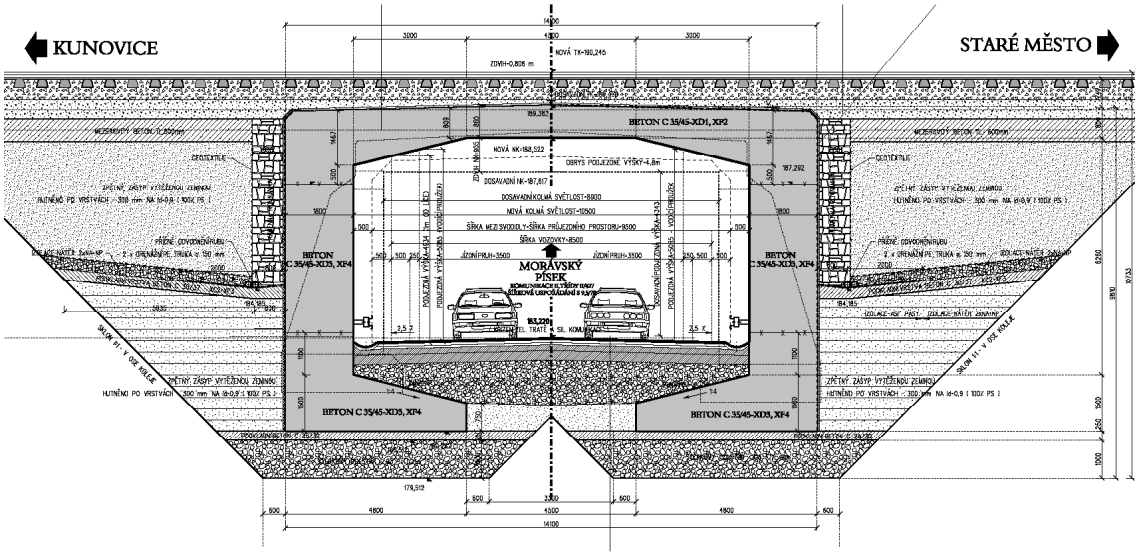
Traťový úsek Kunovice – Staré Město je řazen do 3. třídy tratí ve smyslu PMR 18/86 kategorie tratí z hlediska mostů. Na základě toho byla nová konstrukce navržena na zatěžovací schéma vlaku Z dle ČSN 73 6203.

Trať na mostě je v pravostranném složeném směrovém oblouku R = 300 m, resp. R = 305 m, (složený oblouk úhel křížení na opěrách výrazně mění, kunovická opěra 27,1°, staroměstská opěra - 19,6°). Traťová rychlost v místě mostu je 60 km/h. Most se sice nachází ve staničním obvodě, nicméně s posunem se výhledově nepředpokládá. Na základě toho se uplatnil mostní průjezdní průřez MPP 2,5R. Přemosťovaná silniční komunikace bude výhledově komunikací I. třídy – šířkové uspořádání je navrženo S 9,5/70 s šířkou mezi svodidly 9,5 m, šířkou vozovky 8,5 m a podjezdnou výškou 4,8 m. Navržené zkapacitnění prostorového uspořádání pod mostem bylo realizováno optimální kombinací zdvihu nivelety koleje a zahloubením silniční komunikace. Zvýšení nivelety koleje v ose mostu bylo o 809 mm a vyžádalo si úpravu železničního svršku v celkové délce 640 m. Silniční komunikace byla rozšířena na 8,5 m a zahloubena o 113 mm, celková délka nové komunikace je 89 m.

Samotná konstrukce mostu je navržena jako masivní železobetonový otevřený rám. Nosná konstrukce je navržena uprostřed rozpětí tloušťky 800 mm. Ve třetině rozpětí jsou navrženy šikmé náběhy, které přecházejí do stěn rámu, náběhy mají tloušťku v líci stěny 1450 mm. Horní povrch nosné konstrukce je navržen ve střechovitém spádu, který zajistí odvod stékající vody za rub stěny, kde bude následně odvedena systémem příčné drenáže s vyústěním do svahových kuželů. Půdorysný tvar nosné konstrukce byl navržen tak aby sledoval půdorysný oblouk nivelety koleje – složeným polygonem. Lomové body polygonu byly navrženy v místech tvarových lomů v rovině svislé. Stěny rámu jsou navrženy 1,8 m široké a přechází v masivní základy s 4,8 m širokým rozšířením směrem do otvoru mostu. Tvar rozšíření základu je navržen se šikmými náběhy z důvodu pozvolného přechodu tuhosti s ohledem na novou vozovku nad základy. Pro zajištění násypového tělesa byla navržena monolitická křídla. Dvě krátká rovnoběžná zavěšená za rub opěry a dvě dlouhá podél komunikace, složená z integrované části do opěry a ze samostatných dilatačních celků.

Základní údaje o novém stavu mostu (v porovnání se stávajícím stavem)

Návrhové charakteristiky mostu :	**Nový stav:**	**Dosavadní stav:**
Délka mostu:	38,49 m	30,1 m
Šířka mostu:	6,28 m	8,08 m
Plocha nosné konstrukce:	227,6 m^2	196,20 m^2
Stavební výška:	1,54 m	1,647 m
Kolmé rozpětí nosné konstrukce:	12,3 m	9,15 m
Šikmé rozpětí nosné konstrukce:	31,42 m	21,46 m
Kolmá světlost:	10,5 m	8,9 m
Šikmá světlost:	29,33 m	20,302 m
Podjezdná výška:	4,8 m	4,41 m
Volná šířka na mostě:	5,75 m	7,64 m



Obr. 4 Příčný řez přemostěnou komunikací s idealizovanou polohou opěr.

6. Výstavba mostu

Výstavba mostu proběhla v dlouhodobé výluce jak železniční trati, tak přemosťované komunikace. Celková doba výluky byla 14 týdnů.

V rámci stavby železničního mostu musel být přeložen kotevní trakční stožár železniční stanice a vjezdové návěstidlo, které se nacházely v místě budoucí stavební jámy, dále musel být přeložen sdělovací kabel vedoucí pod mostem a kabel zabezpečovacího zařízení vedoucí na mostě.

Samotná výstavba železničního mostu proběhla následujícím postupem :

- demolice stávajících železobetonových konstrukcí,
- výkopové práce pro výstavbu nových konstrukcí – cca 6 000 m^3,
- výstavba nové monolitické konstrukce mostu, včetně křídel – při spotřebě betonu 1600 m3 a výztuže 243 t,
- úprava nivelety koleje stávající železniční tratě na délce 640 m,
- úprava komunikace pod mostem na délce 145 m.

Obr. 5 Pohled na výstavbu opěr

Obr. 6 Výstavba opěr a křídel

Obr. 7 Pohled na rub opěry a křídla

Obr. 8 Skruž nosné konstrukce

Obr. 9 Staroměstské křídlo

Obr. 10 Nosná konstrukce po odskružení

Obr. 11 Pohled na most směr Moravský Písek

Obr. 12 Pohled na most směr Staré Město

7. Závěr

Článek popisuje průběh projektování a výstavbu železničního mostu o vysoké šikmosti, při době výstavby 12 týdnů. Realizovaný most je dobrým příkladem toho, jak se při vynaložení optimálních investičních nákladů vypořádat s technickým problémem přemostění s úhlem křížení menším jak 25°.

Obr. 13 Celkový pohled na rekonstruovaný most v km 5,929

Na projektu spolupracovali :

Ing. Ladislav Dorazil, Ing. Marian Hollý, Ing. Petr Vachutka - statika, Pavla Buchtová, Tomáš Krejčí, Barbora Palková – dílčí konstrukce, Ing. Petr Jemelka – úprava železničního svršku, Ing. Tomáš Tužín – úprava silniční komunikace, Ing. Milan Oharek – přeložka sdělovacího kabelu, Ing. Jakub Satoria – přeložka zabezpečovacího zařízení, Ing. Radim Cikl – přeložka trakčního stožáru, Ing. Miroslav Lehnfeld, Eva Lužná – rozpočet Ing. Josef Zapletal, Ing. Petr Čech – dopravní technologie, Ing. Jan Smetana – geodet, Ing Antonín Kropáček - geologie.

Za zhotovitele FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.:

Ing. Jiří Brychta – hlavní stavbyvedoucí, Libor Hökl, Ing. Gabriela Šoukalová.

Za investora:

Ing. Miroslav Teršel, Ing. Petr Hofhanzl (SŽDC), Ing. Jana Kolářová (SS Olomouc), Ing. Kamil Špaček, Ing. Květoslav Pěcha (SDC Zlín).

Zpět do obsahu

Volný mostní průřez dle ČSN 73 6201:2008 a bezpečnost provozování dráhy

Ing. Miroslav Teršel, Správa železniční dopravní cesty, s.o., odbor traťového hospodářství, oddělení železničních mostů a tunelů

Volný mostní průřez (dále jen VMP) zavedený normou ČSN 73 6201:2008 kontinuálně z hlediska bezpečnosti železnice navazuje na ČSN 73 6201:1995 a související mostní průjezdní průřez (dále jen MPP). Dodržení volného mostního průřezu je významným prvkem bezpečnosti provozování železniční dráhy a dopravy v celé jejich historii.

Úvod

Prostorové uspořádání na železničních tratích je jednou z technických charakteristik, která ovlivňuje bezpečnost všech lidí, kteří se dostanou se železnicí do styku. Úroveň bezpečnosti a s tím spojená míra rizika, že se lidé dostanou do situace, která je ohrožuje, je různá na širé trati, v železniční stanici, na mostě, v tunelu, v blízkosti rampy, na nástupišti apod. V dalším se zaměříme především na specifickou situaci šířkového uspořádání na železničních mostních objektech.

VMP jako zásadní prvek bezpečnosti na mostních objektech

Předmětná mostní ČSN 73 6201:2008 [1] má nikoliv náhodou podstatnou část obsahu věnovaného železniční problematice zaměřenou na šířkové a výškové uspořádání mostních objektů. Jde především o konstrukční zajištění takového volného mostního prostoru a souvisejícího VMP, který v souladu s dlouhodobě uplatňovanou zkušeností a přijatelnou mírou rizika zajišťuje bezpečně

- prostorovou průchodnost kolejových vozidel;
- prostor pro trolejové vedení na elektrizovaných tratích;
- volný schůdný a manipulační prostor.

Samozřejmě výsledné projektované a realizované prostorové uspořádání řeší i další ekonomické a společenské potřeby, ale potřeba bezpečného provozování železniční dopravy je prioritní.

VMP dle ČSN 73 6201:2008 jako standard

Pokud zkoumáme konkrétní rozměry VMP, jsou v normě [1] výslednicí požadavků na pokrytí

- co největšího požadovaného průjezdného průřezu (déle jen PP), kterým je dle ČSN 73 6320 PP Z-GC;
- optimálního prostoru pro nástavce na elektrizovaných tratích složeného z plochy pro sběrač proudu a plochy pro trakční vedení dle ČSN 34 1530;
- prostoru pro pracovníky provozující dráhu a drážní dopravu tj. volný schůdný a manipulační prostor ve smyslu Vyhlášky č.177/1995 Sb.;
- vlivu konkrétního počtu a polohy kolejí (v širé trati, ve stanici, na nástupišti, v podjezdu apod.);
- vlivu geometrické polohy (v přímé, v oblouku do a nad R=250 m);
- vlivu provozované a plánované rychlosti na související koleji;
- technické nutnosti omezit v některých částech „běžný“ VMP umístěním zařízení bezprostředně souvisejících se zajištěním provozu, ale s přijatelnou mírou rizika (koutové výztuhy některých typů mostů, pojistné úhelníky, přídržné kolejnice, části říms, ochranné ploty, tělesa výměn apod. - ale jen pokud nelze jinak)

Nejviditelnější je vliv rychlosti a polohy na trati uváděný v předmětné ČSN [1] ve článku 4.2.11 a tabulce 4.1, která uvádí pro mostní železniční objekty poloviční šířku VMP v přímé (hranicí mezi stanicí a širou tratí je bezpečnostní hledisko a nikoliv hledisko „čistě“ technické či dopravní) - viz dále:

Situování VMP	Návrhová traťová rychlost v [km/h]			
	v ≤ 120		120 <*v* ≤ 160	160 <*v* ≤ *200*
	širá trať	stanice		
na trvalém mostní objektu i na dlouhodobém zatímním mostním objektu	2,5 m	3,0 m		3,5 m
na krátkodobém zatímním mostním objektu	2,5 m	3,0 m	-	
pod mostním objektem	3,0 m			3,5 m

Podstatná je ta okolnost, že předmětnou normou [1] požadované dodržení volného mostního prostoru (článek 4.1 [1]) na mostních objektech je:

- standardem prostorového uspořádání na všech (nových, rekonstruovaných i nerekonstruovaných) mostních objektech;
- způsobem takového prostorového uspořádání, které zabezpečuje v současné době požadovanou bezpečnost provozování železniční dráhy a zahrnující v současné době přijatelnou míru rizika nehody či ohrožení zdraví.

Důsledky takového postavení normového VMP z hlediska bezpečnosti, který je normou [1] požadován pouze pro nové mostní objekty, jsou následující:

- s normou požadovaným VMP, jako standardem, musí být seznámeni i správci mostních objektů a nejen projektanti a stavebníci;
- vnitřní předpisy správce (např. předpis SŽDC /ČD/ S5) musí řešit požadovanou míru bezpečnosti a rizika na mostních objektech, které nejsou v souladu se současným standardem tj. na mostních objektech postavených dříve podle tehdy platných norem a předpisů (tj. v letech 1839 - 2008) a jsou dosud provozovány;
- v případě významné změny technických parametrů a souvisejících vnitřních předpisů i standardu je nutné pečlivě zvážit bezpečnost provozování dráhy a posoudit rizika s tím související (Nařízení komise /ES/ č. 352/2009)

Bezpečnostní hlediska na mostních objektech z hlediska správy

V rámci výkonu správy mostních objektů a souvisejícího provozování železniční dráhy jsou jednotlivá hlediska bezpečnosti sledována takto:

a) mechanická odolnost a stabilita mostního objektu i protipožární odolnost je zajištěna realizací objektu v souladu technickými a legislativními normami a poté v průběhu provozování a souvisejících změn odolnosti či stability soustavným sledováním a upřesňováním přechodnostních parametrů (Vyhláška č.177/1995 Sb. - §25 odst. /10/ a /11/);
b) bezpečný průjezd kolejových vozidel vyžaduje, aby průběžně v celé trati, tj. ani na mostním objektu, nezasahovala žádná překážka do PP (viz ČSN 73 6320). Do PP (průjezdné průřezy Z-GC, Z-GB a Z-GČD) mohou zasahovat pouze zařízení, která mění svou polohu při součinnosti s vozidly, mají-li tato zařízení uvnitř PP přesně vymezený dotyk s částmi vozidel, pro něž jsou určena, a nemohou-li se dostat do styku s jinými částmi vozidel;
c) dosažení limitních hodnot změn stavebně-udržovacího nebo provozního stavu je signalizováno v rámci řádného výkonu dohlédací činnosti, tj. cyklickým prováděním

běžných, podrobných (Vyhláška č.177/1995 Sb. - §26 odst./1/, /3/ a /2 h, i/) a mimořádných prohlídek;

d) zmenšení škod a současně i omezení možnosti ztráty stability při vykolejení kolejových vozidel se ve specifických případech řeší umístěním a udržováním pojistných úhelníků dle [1] a předpisu SŽDC S3 (Díl XII);

e) bezpečný pohyb pracovníků provozovatele dráhy i pracovníků organizujících dopravu je zajištěn ponecháním dostatečné volné šířky mostních objektů, nebo výstražným upozorněním pracovníků a event. vybudováním ochranných výklenků. Obdobně je řešena i bezpečnost v podjezdech pod mostními objekty dle [1];

f) bezpečný pohyb pracovníků na pochozích plochách mostních objektů a okolí je řešen zajištěním souladu s TNŽ 73 6260 a MVL 102 (Přechody mezi nosnými konstrukcemi, mezi nosnou konstrukcí a opěrou, mezi spodní stavbou a tělesem železničního spodku);

g) včasná informovanost pracovníků dopravce o úzkých místech na mostních objektech je řešena zveřejněním těchto míst v tabulkách traťových poměrů č. 5 (Místa ve stanicích a na trati, kde není dodržen volný postranní prostor /viz Díl XVI předpisu SŽDC S3/ průjezdného průřezu - tj. kde je nebezpečné se za jízdy vozidel zdržovat vedle koleje nebo se vychylovat z vozidel a stát na stupačkách vozidel);

h) ochranu mostních objektů nesoucích vlakové soupravy proti nárazům kolejových vozidel nebo silničních vozidel a jejich nákladů, které podjíždějí nosné konstrukce mostního objektu, řeší [1];

i) bezpečnost pracovníků vykonávajících činnost na částech mostních objektů, které jsou ohroženy blízkostí živých částí trakčního vedení řeší EN 50122-1 a ČSN 73 6223.

Shrneme-li jednotlivá hlediska, na která reagují normy a vnitřní předpisy správce, pak lze konstatovat, že jde o zajištění

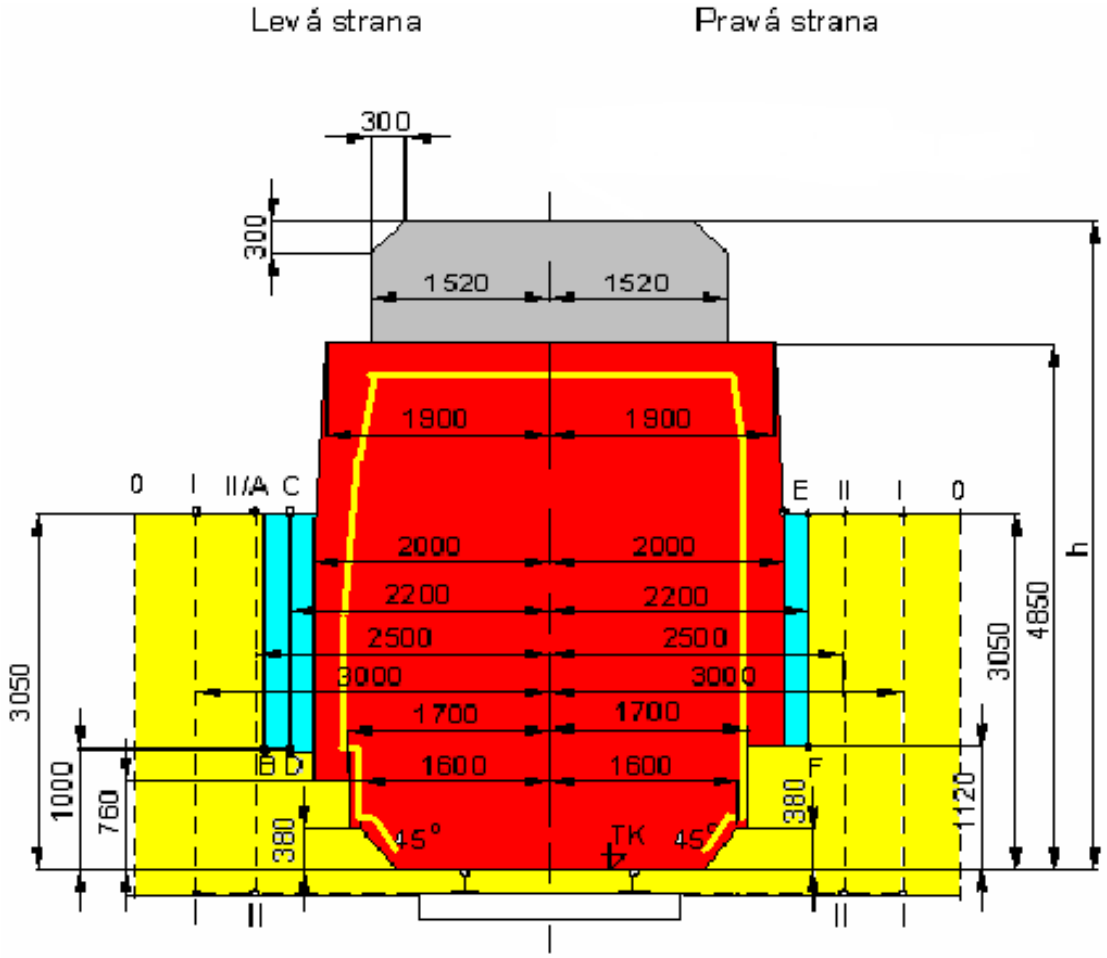
- bezpečnosti cestující veřejnosti - viz bod ad a) - ad b) - ad c) - ad d) - ad h;
- bezpečnosti pracovníků zabezpečujících dráhu tj. v převážné míře pracovníků SŽDC (SDC) - viz bod ad e) - ad f) - ad i);
- bezpečnosti pracovníků obsluhujících dráhu (ČD) spolu s pracovníky provozujících železniční dopravu (dopravci) - viz bod ad e) - ad f) - ad g).

Jiná situace z hlediska bezpečnosti je na železničních tratích s dočasně vyloučeným či zastaveným provozem s ohledem na probíhající stavbu dráhy či stavbu na dráze, kterou konkrétně řeší projektová dokumentace nebo dokumentace dodavatele.

Šířkové uspořádání a VMP na provozovaných mostních objektech

Jak již bylo uvedeno SŽDC provozuje železniční dráhu s mostními objekty, jejichž konstrukční části slouží provozu od roku 1839 a tomu odpovídá i šířkové uspořádání. Je třeba ovšem zdůraznit, že šířkové uspořádání se krátkodobě v průběhu měsíců může měnit v důsledku pohybu (putování) kolejového svršku.

Podívejme se ale podrobněji např. na jednotlivé části VMP 2,5 - 3,0 - 3,5 jednokolejné trati v přímé zobrazeným spolu PP Z-GC (do kterého je vyznačen vztažný obrys kinematických obrysů pro vozidla GC, včetně vlivu širších vozidel) a postranními bezpečnostními prostorami ve smyslu předpisu SŽDC S3 Díl XVI - viz obrázek:



Vyhodnotíme-li šířkové poměry na provozovaných mostních objektech, tj. např. vzdálenost překážky (většinou zábradlí) ve výši cca 1000 mm nad TK, pak historicky podmíněná nejmenší existující „vzdálenost překážky od osy koleje“ (dále jen VPOK) je v současnosti cca 1930 mm namísto standardu min. 2500 mm pro širou trať a 3000 mm pro stanici (trati s rychlostí větší jak 160 km/h teprve připravujeme).

Samozřejmě jde o řešení bezpečnosti pracovníků zabezpečujících dráhu (SDC) a obsluhujících dráhu (zatím ČD) (nikoliv cestující nebo jiné veřejnosti), tj. jde o bezpečnost pracovníků, kteří prošli specializovaným bezpečnostním školením, mají platné zkoušky ve smyslu vnitřních předpisů (SŽDC Zam1, ČD Ok2) a splňují podmínky dané Vyhláškou [2] k zákonu o drahách č. 266/1994 Sb.

Bezpečnostní situace se tedy mění a rozhodujícími mezníky je VPOK:

(1) cca 1900 mm < VPOK < **2000 mm**

(2) **2000 mm** < VPOK < **2200 mm**

(3) **2200 mm** < VPOK < **2500 mm**

(4) **2500 mm** < VPOK < **3000 mm**

Je jasné, že čím je překážka blíž, tím je bezpečnostní situace horší a pokud nechceme, aby se míra rizika nepřiměřeně zvyšovala - musíme současně činit souběžná bezpečnostní opatření, tj. v případě, že:

- VPOK < 1900 mm - nesmí existovat - hrozí havárie (existující min. je ale 1930 mm)
- Ad (1) výše - nutno zajistit bezpečnostní označení (nátěry), zajistit důrazné varovné upozornění (výstražnými tabulkami) a v případě delší překážky vybudovat výklenky zajišťující stejnou ochranu jako VPOK min. 2500 mm

- Ad (2) výše - nutno zajistit bezpečnostní označení, zajistit varovné upozornění a v případě delší překážky vybudovat výklenky zajišťující stejnou ochranu jako VPOK min. 2500 mm
- Ad (3) výše - nutno zajistit bezpečnostní označení a varovné upozornění
- Ad (4) výše - nutno řešit jednotlivě, neboť jde o jiné vlivy (aerodynamické vlivy v širé trati s rychlostí větší jak 120 km/h, krajní koleje ve stanici s nižší rychlostí)

Bližší podrobnosti řeší vnitřní předpis SŽDC (ČD) S5.

Možná rizika

Existující rizika na mostě se obecně netýkají jen případu uvedeného ad e) výše tj. dostatečnosti volné šířky na mostě pro pracovníky. Souhrnně problematiku usměrňuje Nařízení komise /ES/ č. 352/2009 (o přijetí společné bezpečnostní metody pro hodnocení a posuzování rizik /CSM/). Toto nařízení teprve bude transponováno do legislativy ČR. Obecná platnost citovaného nařízení je od 1.7.2012, v případě významných změn strukturálních subsystémů již od 1.7.2010. CSM řeší obecné principy a tak jako příklad ERA uvádí projekt ROSA (SNCF a DB) „Seznam standardních nebezpečí“, které by měly být vždy posuzovány:

SPH 01	Počáteční chybné určení nejvyšší dovolené rychlosti (související s infrastrukturou)	SPH 32	Oprávněná osoba přechází koleje
SPH 02	Chybné určení nejvyšší dovolené rychlosti (související s vlakem)	SPH 33	Zaměstnanci pracující na kolejích
SPH 03	Chybné určení brzdné dráhy/chybný profil rychlosti/chybné brzdné křivky	SPH 34	Neoprávněná osoba naruší kolejiště (nedbalost)
SPH 04	Nedostatečné zpomalení (fyzické příčiny)	SPH 35	Pád osoby z kraje nástupiště na koleje
SPH 05	Chybný příkaz k nepřiměřené rychlosti/k brždění	SPH 36	Tlaková vlna/osoba je příliš blízko kraje nástupiště
SPH 06	Chybně zaznamenaná rychlost (chybná rychlost vlaku)	SPH 37	Zaměstnanci pracují blízko koleje, např. na sousední koleji
SPH 07	Porucha sdělování nejvyšší dovolené rychlosti	SPH 38	Osoba opouští vlak úmyslně (kromě výměny cestujících)
SPH 08	Vlak se vzdaluje	SPH 39	Osoba vypadne z (postranních) dveří
SPH 09	Chybný směr jízdy/záměrný zpětný pohyb – (kombinace SPH 08 a SPH 14)	SPH 40	Osoba vypadne ze dveří u zadní stěny
SPH 10	Chybně zaznamenaná absolutní/relativní poloha	SPH 41	Vlak odjíždí/popojíždí s otevřenými dveřmi (nenarušená oblast volného pohybu vlaku)
SPH 11	Porucha detekce vlaků	SPH 42	Osoba spadne do prostoru přechodového můstku mezi dvěma vozy
SPH 12	Ztráta integrity vlaku	SPH 43	Cestující se vyklánějí ze dveří
SPH 13	Možná chybná trasa vlaku	SPH 44	Cestující se vyklánějí z okna
SPH 14	Porucha přenosu/sdělování jízdního řádu/oprávnění k jízdě	SPH 45	Zaměstnanci/zřízenci se vyklánějí ze dveří
SPH 15	Konstrukční porucha vodicí kolejnice	SPH 46	Zaměstnanci/zřízenci se vyklánějí z okna
SPH 16	Rozbitý díl výhybky	SPH 47	Posunovači na voze se vyklánějí ze schůdků
SPH 17	Chybný příkaz výhybky	SPH 48	Osoba padá/vylézá z nástupiště do prostoru mezi vozidlem a nástupištěm
SPH 18	Chybný stav výhybky	SPH 49	Osoba vypadne z vlaku/opustí vlak na úseku, kde není nástupiště
SPH 19	Předmět systému na vodicí kolejnici/v oblasti volného pohybu (kromě štěrkového	SPH 50	Osoba vypadne z vlaku v oblasti dveří při výměně cestujících
SPH 20	Cizí předmět na vodicí kolejnici/v oblasti volného pohybu	SPH 51	Dveře vlaku se zavírají s osobou zachycenou v prostoru dveří
SPH 21	Uživatel silniční dopravy na LC	SPH 52	Vlak se pohybuje v době výměny cestujících
SPH 22	Účinky tlakové vlny na štěrkovém loži	SPH 53	Možnost zranění osoby ve vlaku

SPH 23	Vliv aerodynamických sil na vlak	SPH 54	Nebezpečí požáru/výbuchu (ve vlaku) – kategorie nehody, důsledek SPH 55, SPH
SPH 24	Zařízení/prvek/zatížení narušuje oblast volného pohybu vlaku	SPH 55	Nepřiměřená teplota (ve vlaku)
SPH 25	Nevhodný rozměr oblasti volného pohybu vlaku (krajnice)	SPH 56	Otrava alkoholem/udušení (ve vlaku)
SPH 26	Chybné rozložení zatížení	SPH 57	Zabití elektrickým proudem (ve vlaku)
SPH 27	Rozbité kolo, rozbitá náprava	SPH 58	Osoba vypadne na nástupiště (kromě výměny cestujících)
SPH 28	Horká náprava/kolo/ložisko	SPH 59	Nepřiměřená teplota (na nástupišti)
SPH 29	Porucha podvozku/zavěšení, tlumení	SPH 60	Otrava alkoholem/udušení (na nástupišti)
SPH 30	Porucha rámu vozidla/vozidlové skříně	SPH 61	Zabití elektrickým proudem (na nástupišti)
SPH 31	Vstup nepovolaných osob (bezpečnostní aspekt)		

Na mostních objektech jde zřejmě o SHP 01 - 24 - 25 - 33 - 37 - 45 a 47.

Závěr

Souhrnně lze učinit tyto závěry:

- Standardní řešení šířkového uspořádání na mostních objektech určuje norma [1], která z hlediska bezpečnosti nevyžaduje žádná další opatření.
- Novelizací původní ČSN 73 6201:1995 na normu [1] z hlediska bezpečnosti nedošlo ke změnám (namísto MPP 2,2-2,5-3,0 je VMP 2,5-3,0-3,5) - při zachování PP dle ČSN 73 6320. Změny mají formální či technický ráz.
- Standard bezpečnosti a související míra rizika jsou dlouhodobě prověřeny a zachovávají existující úroveň.

Literatura:

[1] ČSN 73 6201:2008 Projektování mostních objektů, ČNI, 2008,

[2] Vyhláška č. 101/1995 Sb. Ministerstva dopravy, kterou se vydává Řád pro zdravotní a odbornou způsobilost osob při provozování dráhy a drážní dopravy.

Zpět do obsahu

R3 – Horná Štubňa – obchvat, nový železniční most SO 201-00

Pavel Bulejko a Rastislav Schreiber, ABM Mosty s.r.o., člen skupiny ABM Europe

Příspěvek popisuje realizaci nového železničního mostu přes nově budovanou rychlostní komunikaci R3 poblíž Turčianských Teplic na Slovensku. Jde o první použití patentovaného rámového systému Opti-Cadre ve střední Evropě.

Úvod

Skupina ABM Europe navrhuje, vyrábí a montuje železobetonové tenkostěnné systémy Matière již 15 let. Za tu dobu firma zhotovila na 500 těchto přesýpaných objektů obloukového (Modularch) i rámového (Opti-Cadre) tvaru. Ve středoevropském regionu operuje divize ABM Mosty, která za svou krátkou historii navrhla a zhotovila již téměř 20 Matière objektů v tomto regionu, mezi něž patří mosty na tranzitních koridorech v Čechách i na Slovensku. Mezi významné realizace patří také pět subtilních velkorozponových dvouklenbových mostních konstrukcí vybudovaných v loňském roce na pražském silničním okruhu sloužící pro převedení místních biokoridorů.

Popis projektu

Akce „R3 – Horná Štubňa – obchvat“, jak už název napovídá, má za cíl odklonění dopravy stávající komunikace první třídy I/65 z centra obce Horná Štubňa.

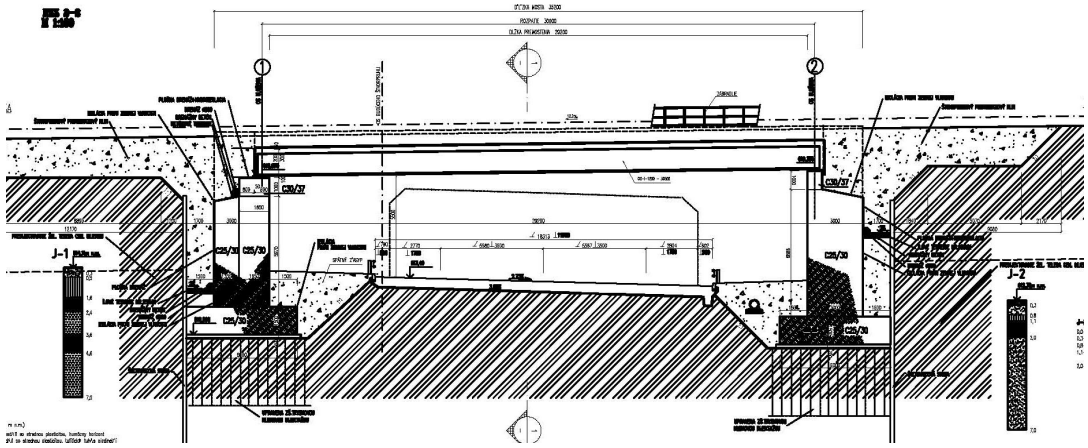
Obr. 1 Místo nového mostu těsně před výlukou, čáry znázorňují přibližnou polohu zářezu

Obchvat je veden západně od města, má celkovou délku 4321 m a bude mít 6 nových mostních objektů a dvě úrovňové křížení. Obchvat začíná na severním okraji obce, pokračuje souběžně s železniční tratí č. 171 Zvolen – Vrútky do km 2,800, kde

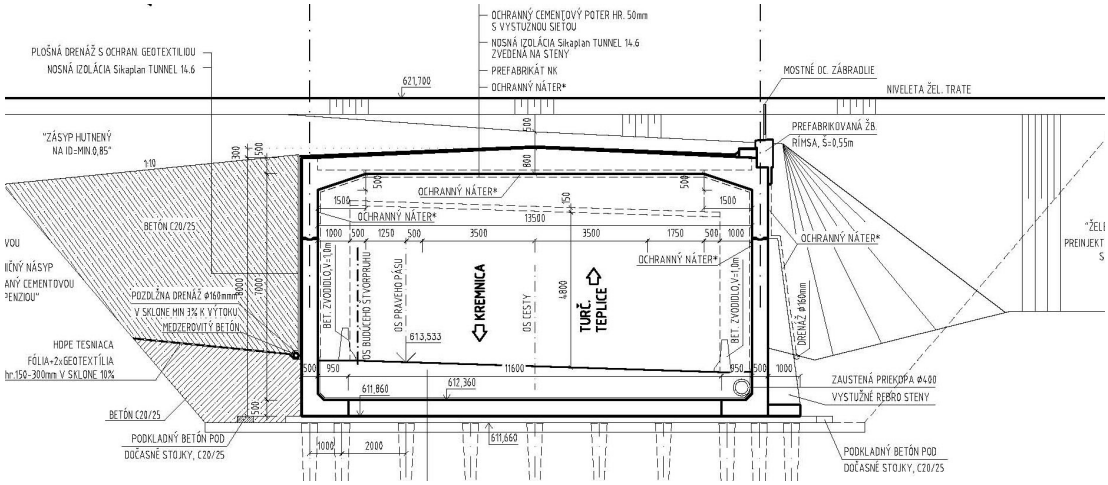
překonává trať nadjezdem a obchází obec až k objektu SO 201-00 pod železniční tratí č. 172 Diviaky – Banská Bystrica a napojuje se zpět na stávající I/65 ve směru na Banskou Bystrici. Obchvat je zatím realizován jako dvouproudý s možností rozšíření na čtyřproudovou komunikaci.

Popis objektu SO 201-00

Při přípravě na realizaci obchvatu obce Horná Štubňa hledal hlavní zhotovitel (Skanska BS a.s.) možnost, jak co nejvíce urychlit a zároveň zlevnit výstavbu nového železničního mostu SO 201-00. Trať je zde vedena po vysokém násypu. Původní návrh nosné konstrukce představoval monolitické masivní mostní opěry, vybudované pod mostním provizoriem, a na nich uložené ocelové nosníky 1200/30 m dlouhé. Tento postup znamenal dlouhodobé omezení provozu na trati a také dvě plné výluky. Rovněž rychlost výstavby celého objektu by byla pomalá a zahrnovala by spoustu rizik spojených s osazením provizoria a monolitickou technologií výstavby. Mostní provizorium by také omezovalo pracovní činnost na budované rychlostní komunikaci kvůli nutnosti zhotovení podpěry uprostřed rozpětí.



Obr. 2 Původní návrh z projekční kanceláře dílny ISPO, řez rovnoběžný s tratí, není v měřítku



Obr. 3 Nové řešení NK, řez kolmý na rychlostní komunikaci, není v měřítku

Firma ABM Mosty oslovila zhotovitele s návrhem realizovat objekt pomocí prefabrikovaného systému Opti-Cadre světlosti 13,5 metru a nabídla, že zhotoví nosnou konstrukci během pouhých deseti dnů. Zhotovitel návrh akceptoval a přizpůsobil harmonogram prací a výluk nové technologii. Bylo tedy naplánováno následující - na celé zhotovení nového mostního objektu, tj. rozebrání kolejového

svršku, zhotovení zářezu, zaražení 400 prefabrikovaných pilot, zhotovení podkladních betonů, smontování nosné konstrukce, zaizolování objektu, zasypaní a zhotovení železničního svršku bylo vyhrazeno přesně 43 dní. Tento návrh byl předložen ke schválení u investora a budoucího správce objetu. Návrh byl schválen a po tomto schválení proběhlo přepracování projektové dokumentace v součinnosti vlastního projekčního týmu ABM Mosty a hlavního projektanta, firmy ISPO.

Popis realizace

Nosná konstrukce mostního objektu je tedy zhotovena ze systému Opti-Cadre, který je v podstatě tenkostěnnou prefabrikovanou přesýpanou konstrukcí, která využívá ve svůj prospěch interakci se zásypovým tělesem. Systém se skládá z prstenců standardní šíře 2,5 m. Každý prstenec je tvořen jedním polorámovým vrchním dílcem, který je osazen na dva boční dílce tvaru obráceného písmene „T“. Spoj zajišťuje poloválcový kloub, který umožňuje teoretické pootočení (je zde nulový moment).

Obr. 4 Z průběhu montáže NK objektu která trvala 10 dní včetně osazení říms a křídel

Tento detail působí pozitivně na průběh momentových sil na konstrukci a zároveň umožňuje snadnou výrobu, dopravu a montáž objektu. Objekt SO 210-00 je složen z 19-ti prstenců redukované šíře 1750 mm. Šíře je zmenšena z důvodu nosnosti prvků, která i takto dosahuje až 46 tun u horních dílců. Šikmost mostu je 41,92 g, z tohoto důvodu je na každé straně mostu po jednom mostním křídle, které je také řešeno jako prefabrikát, a které zadržuje vysvahování železničního násypu. Nejvyšší výška křídla je 8,8 m a klesá ve sklonu 1:2,25 až po výšku 2,6 m. Krajní prstence jsou na obou stranách objektu osazeny prefabrikovanou římsou. Po smontování objektu bylo potřeba zhotovit prostě vyztuženou monolitickou desku uvnitř objektu, která profil rámové konstrukce zespodu uzavírá. Rovněž patky křídel byly navrženy jako monolitické z důvodu zajištění stability vysokých opěrných stěn. Maximální tloušťka mostovky je 800 mm a bočních dílců pouze 500 m. Těchto nízkých hodnot, tedy tenkostěnnosti

při světlém rozponu konstrukce 13,5 m a navrženém zatížení vlakem ČSD-T, je dosaženo právě zapojením zásypu do statických výpočtů a využívání interakce se zeminou vyvolanou deformací flexibilní prefabrikované konstrukce. Stejný princip se uplatňuje i u obloukové řady Modularch.

Závěr

Železniční mostní objekt zmíněný v tomto příspěvku není prvním Matière objektem na Slovensku. Na jaře roku 2009 byly zhotoveny dva menší železniční mosty na úseku koridorové trati Žilina – Krásno nad Kysucou (investor ŽSR). Další objekty byly realizovány například u Bratislavy (investor NDS) a nebo třeba pod Chopokem ve výšce 1200 mnm, kde objekt slouží pro převedení nové sjezdovky (soukromý investor).

Výhoda mimostaveništní výroby dílců v certifikovaném prostředí prefavýrobny, rychlost výstavby těchto systémů a tím spojené minimalizace rizik na stavbě a hlavně také finanční úspory (s většími rozpony je možno dosáhnout objemově i méně než 50% objemu monolitického betonu nosné konstrukce díky interakci objektu se zeminou) jsou těmi důvody, které vedou hlavní zhotovitele stále častěji k používání patentovaných systémů Matière. Použitím osvědčeného, spolehlivého materiálu se zaručenou životností, jakým je kvalitní prostě vyztužený železobeton (pro dílce se používá standardně C45/55 XF4), získává pak investor, potažmo správce objektu, nový a hlavně bezúdržbový mostní objekt. Je zřejmé, že tato technologie má, díky své rychlé výstavbě, velký potenciál využití jednak jako náhrada již dosluhujících železniční objektů ale také jako technologie nových mostních objektů.

Obr. 4 Celkový pohled na hotový objekt z jihu

Project Fact Sheet

Železniční most u Strakonic

PROJEKT ABM Mosty, Matière CM4 most o rozponu 5,8m

Projekt	Rekonstrukce mostu v ŽKM 276,804 trati České Velenice - Plzeň
Investor	SŽDC, stavební správa Plzeň
Fáze projektu	Most kompletně hotov a v provozu
Datum motáže	23. srpna 2007
Projektant	Valbek Plzeň
Zhotovitel	Chládek & Tintěra
Popis	Náhrada 120 let starého mostu na konci životnosti za nový most

ROZMĚRY

Konstrukce	Matiére CM4 15m^2 x 20m^2 obloukový prefabrikovaný systém
Rozpon	5,8m
Výška	3,3m (světlá)
Šíře mostu	7,5m (3 prstence po 2,5m)

POŽADAVKY

- Otevřená konstrukce bez dna umožňující průtok občasné vodoteče
- Maximální zvětšení průjezdného profilu
- Nahrazení původního mostu esteticky příznivým řešením
- Rychlé řešení v závislosti na krátké výluce trati

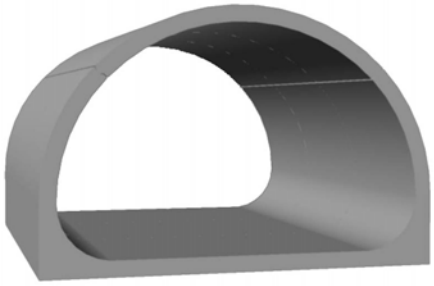
ŘEŠENÍ

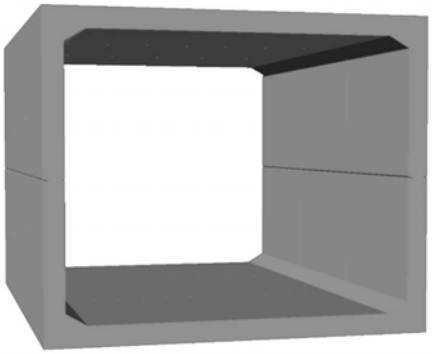
- Použití obloukového systému založeného plošně na patkách
- Nalezení vhodné kombinace bočního dílce 15m^2 a klenby 20m^2
- Pro maximální zkrácení šíře mostu použití prefabrikované římsy
- Použití prefabrikovaných rovnoběžných křídel zaručující rozšíření mostu bez vlivu na provoz trati

Project Fact Sheet

Železniční most u Strakonic

MATIÈRE





Matière®

Tenkostěnné prefabrikované patentované systémy Matière®, které využívají interakci se zásypovým tělesem, byly vyvinuty na počátku 80. let minulého století. Od té doby bylo zhotoveno po celém světě přes 10,000 těchto objektů ve více než 20 zemích, kde je systém řádně licencován. Firma ABM, vlastnící licenci od roku 1994, přispěla k tomuto číslu počtem téměř 450ti zhotovených objektů. V současné době projektujeme a montujeme na 50 objektů ročně.

Matière® systémy se dělí na dva základní typy dle tvaru konstrukce. Prvním a starším je klenbový Modularch® a druhým je rámový systém Opti-Cadre®.

Při navrhování systémů Matière® se uvažuje se spolupůsobením zásypových materiálů a konstrukce objektů mohou být tudíž navrhovány jako velice subtilní, tedy maximálně efektivně. Další výhodou je flexibilita obou systémů, díky které je možno nabídnout klientům požadovanou skladbu pro téměř jakýkoliv požadovaný průjezdný profil even. průtokovou plochu. V neposlední řadě je obrovskou výhodou rychlost montáže těchto prefabrikovaných systémů v porovnání s monolitickými konstrukcemi.

ABM Mosty s.r.o.
V Celnici 1031/4
110 00, Praha 1, Ceská Republika.

Tel: +420 224 931 362
Fax: +420 257 741 269
Email: mosty@abmeurope.com

Project Fact Sheet

Silniční most Pope's Bridge, UK

PROJEKT ABM Mosty, Matière CM4 most o rozponu 9,2m

Projekt	Rekonstrukce Pope's Bridge, Smethwick, UK
Investor	Sandwell Metropolitan Borough Council
Fáze projektu	Most kompletně hotov a v provozu
Datum motáže	15. červenec 2007
Projektant	Jakob Babtie
Popis	Náhrada 80 let staré zrezivělé ocelové kce novým mostem

ROZMĚRY

Konstrukce	Matiére CM4 15m^2 x 64m^2 obloukový prefabrikovaný systém
Rozpon	9,2m
Výška	4,3m (konstrukční)
Šíře mostu	5,5m-6,5 (3 prstence proměnné šíře)

POŽADAVKY

- Otevřená konstrukce bez dna – kanál v ose objektu
- Neomezení provozu plavebního kanálu
- Nahrazení původního mostu esteticky příznivým řešením
- Rychlé konstrukční řešení s minimálním vlivem na provoz těžké nákladní dopravy

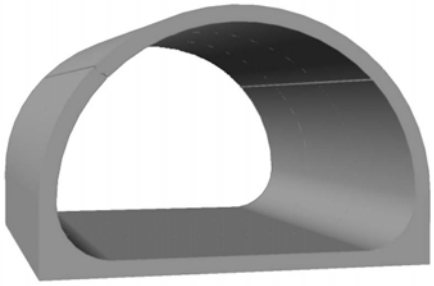
ŘEŠENÍ

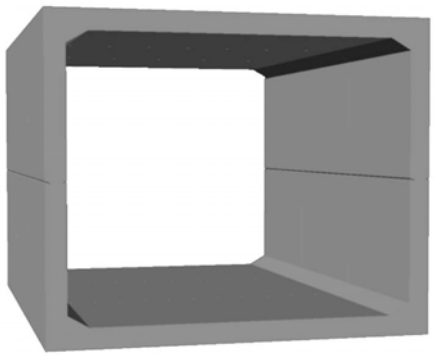
- Použití obloukového systému založeného plošně na patkách
- Nalezení vhodné kombinace bočního dílce 15m^2 a klenby 64m^2
- Použití 3 prstenců proměnné šíře pro dodržení původního půdorysného obrysu mostu
- Obložení hotové konstrukce lícovým cihlovým zdivem pro maximální splynutí s okolní zástavbou

Project Fact Sheet

Silniční most Pope's Bridge, UK

MATIÈRE





Matière®

Tenkostěnné prefabrikované patentované systémy Matière®, které využívají interakci se zásypovým tělesem, byly vyvinuty na počátku 80. let minulého století. Od té doby bylo zhotoveno po celém světě přes 10,000 těchto objektů ve více než 20 zemích, kde je systém řádně licencován. Firma ABM, vlastnící licenci od roku 1994, přispěla k tomuto číslu počtem téměř 450ti zhotovených objektů. V současné době projektujeme a montujeme na 50 objektů ročně.

Matière® systémy se dělí na dva základní typy dle tvaru konstrukce. Prvním a starším je klenbový Modularch® a druhým je rámový systém Opti-Cadre®.

Při navrhování systémů Matière® se uvažuje se spolupůsobením zásypových materiálů a konstrukce objektů mohou být tudíž navrhovány jako velice subtilní, tedy maximálně efektivně. Další výhodou je flexibilita obou systémů, díky které je možno nabídnout klientům požadovanou skladbu pro téměř jakýkoliv požadovaný průjezdný profil even. průtokovou plochu. V neposlední řadě je obrovskou výhodou rychlost montáže těchto prefabrikovaných systémů v porovnání s monolitickými konstrukcemi.

ABM Mosty s.r.o.
V Celnici 1031/4
110 00, Praha 1, Ceská Republika.

Tel: +420 224 931 362
Fax: +420 257 741 269
Email: mosty@abmeurope.com

Project Fact Sheet

Železniční most u Pňovan

PROJEKT ABM Mosty, Matière CM4 most o rozponu 5,8m

Projekt	Rekonstrukce mostu v ŽKM 374,010 třetího tranzitního železničního koridoru, úsek Plzeň - Stříbro
Investor	SŽDC, stavební správa Plzeň
Fáze projektu	Most kompletně hotov a v provozu
Datum motáže	15. dubna 2008
Projektant	Sudop Praha, VIN Consult
Zhotovitel	Skanska DS ve združení
Popis	Náhrada 120 let starého mostu na konci životnosti za nový most

ROZMĚRY

Konstrukce	Matiére CM4 15m^2 x 20m^2 obloukový prefabrikovaný systém
Rozpon	5,8m
Výška	3,5m (světlá)
Šíře mostu	10,0m (4 prstence po 2,5m)

POŽADAVKY

- Otevřená konstrukce bez dna pro dosažení maximální světlé výšky
- Svahování kolem křídel musí kopírovat stávající násyp
- Nahrazení původního mostu esteticky příznivým řešením
- Rychlé řešení s minimálním dopadem na staveništní dopravu a životní prostředí

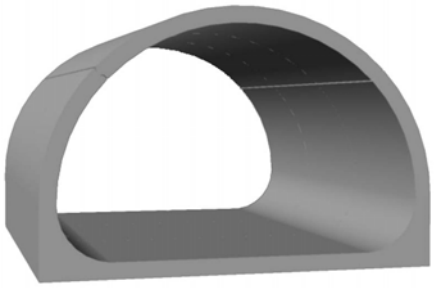
ŘEŠENÍ

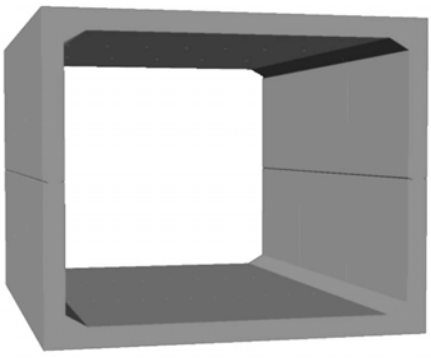
- Použití obloukového systému založeného plošně na patkách
- Nalezení vhodné kombinace bočního dílce 15m^2 a klenby 20m^2
- Pro maximální zkrácení šíře mostu použití speciálního prefabrikovaného límečku
- Použití prefabrikovaných kolmých mostních křídel CM4 se sklonem 1:1,2

Project Fact Sheet

Železniční most u Pňovan

MATIÈRE





Matière®

Tenkostěnné prefabrikované patentované systémy Matière®, které využívají interakci se zásypovým tělesem, byly vyvinuty na počátku 80. let minulého století. Od té doby bylo zhotoveno po celém světě přes 10,000 těchto objektů ve více než 20 zemích, kde je systém řádně licencován. Firma ABM, vlastnící licenci od roku 1994, přispěla k tomuto číslu počtem téměř 450ti zhotovených objektů. V současné době projektujeme a montujeme na 50 objektů ročně.

Matière® systémy se dělí na dva základní typy dle tvaru konstrukce. Prvním a starším je klenbový Modularch® a druhým je rámový systém Opti-Cadre®.

Při navrhování systémů Matière® se uvažuje se spolupůsobením zásypových materiálů a konstrukce objektů mohou být tudíž navrhovány jako velice subtilní, tedy maximálně efektivně. Další výhodou je flexibilita obou systémů, díky které je možno nabídnout klientům požadovanou skladbu pro téměř jakýkoliv požadovaný průjezdný profil even. průtokovou plochu. V neposlední řadě je obrovskou výhodou rychlost montáže těchto prefabrikovaných systémů v porovnání s monolitickými konstrukcemi.

ABM Mosty s.r.o.
V Celnici 1031/4
110 00, Praha 1, Ceská Republika.

Tel: +420 224 931 362
Fax: +420 257 741 269
Email: mosty@abmeurope.com

Project Fact Sheet

Silnice I/27 Plzeň, Tyršův sad – Sukova, 2. část
SO 703 - Kolektor

PROJEKT ABM Mosty, Matière CM4 konstrukce

Projekt	Silnice I/27, Tyršův sad – Sukova, 2. část, objekt SO 703 - kolektor
Investor	ŘSD ČR
Datum motáže	24. února až 28. února 2009
Projektant	Pontex s.r.o.
Zhotovitel	Berger Bohemia ve združení
Popis	Výstavba nového kolektoru pro vodovodní řád pod novou silnicí první třídy

ROZMĚRY

Konstrukce	Matiére CM4 12,5m^2 x 15m^2 obloukový prefabrikovaný systém
Rozpon	5,1m (světlý)
Výška	3,3m (světlá)
Délka objektu	53,6m (20 prstenců po 2,5m a dva speciální prstence po 1,7m)

POŽADAVKY

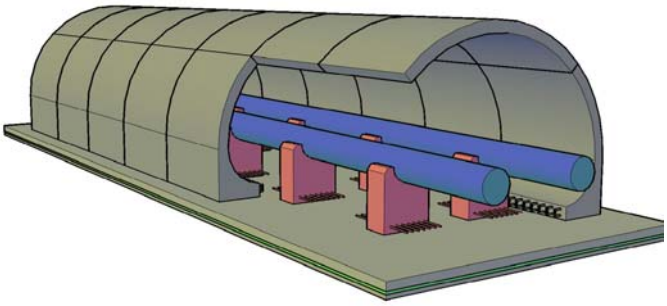
- Otázka realizace původně monolitické konstrukce v zimním období
- Řešení které zajistí nepoškození instalovaného potrubí, obava z bednění stropní kce
- Minimalizování rizik spojené s monolitickou konstrukcí
- Rychlé řešení s minimálním dopadem na staveništní dopravu a životní prostředí

ŘEŠENÍ

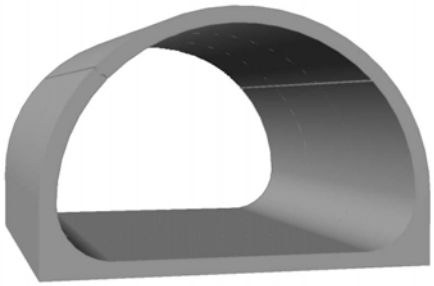
- Použití obloukového systému založeného plošně
- ABM navrhlo řešení patek pro potrubí také z prefabrikátů k většímu urychlení výstavby
- Speciální úprava forem pro dosažení požadované délky objektu
- Montáž objektu mezi dvě již zhotovené monolitické věže

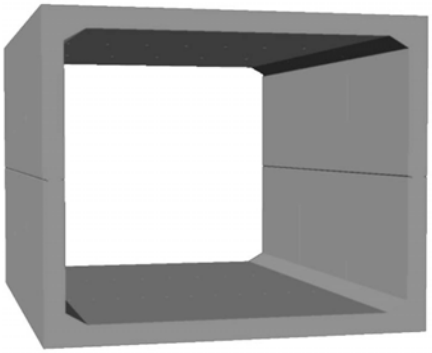
Project Fact Sheet

Silnice I/27 Plzeň, Tyršův sad – Sukova, 2. část
SO 703 - Kolektor



MATIÈRE





Tenkostěnné prefabrikované patentované systémy Matière®, které využívají interakci se zásypovým tělesem, byly vyvinuty na počátku 80. let minulého století. Od té doby bylo zhotoveno po celém světě přes 10,000 těchto objektů ve více než 20 zemích, kde je systém řádně licencován. Firma ABM, vlastnící licenci od roku 1994, přispěla k tomuto číslu počtem téměř 500ti zhotovených objektů. V současné době projektujeme a montujeme na 50 objektů ročně.

Matière® systémy se dělí na dva základní typy dle tvaru konstrukce. Prvním a starším je klenbový Modularch® a druhým je rámový systém Opti-Cadre®.

Při navrhování systémů Matière® se uvažuje se spolupůsobením zásypových materiálů a konstrukce objektů mohou být tudíž navrhovány jako velice subtilní, tedy maximálně efektivně. Další výhodou je flexibilita obou systémů, díky které je možno nabídnout klientům požadovanou skladbu pro téměř jakýkoliv požadovaný průjezdný profil even. průtokovou plochu. V neposlední řadě je obrovskou výhodou rychlost montáže těchto prefabrikovaných systémů v porovnání s monolitickými konstrukcemi.

ABM Mosty s.r.o.
V Celnici 1031/4
110 00, Praha 1, Ceská Republika.

Tel: +420 224 931 362
Fax: +420 257 741 269
Email: mosty@abmeurope.com

Project Fact Sheet

Silniční Okruh Kolem Prahy – SOKP
Stavba 513 – tří mostní objekty převádějící biokoridory

PROJEKT — ABM Mosty, Matière CM4 most o celkové světlosti 32,4m

Projekt	SOKP, stavba 513, objekty SO 223, SO 224 a SO 225
Investor	ŘSD ČR
Datum motáže	tři montáže průběžně leden až duben 2009, každý objekt smontován během pouhých 5ti dnů
Projektant	Pragoprojekt a.s., Valbek s.r.o.
Zhotovitel	Alpine Stavební spol ve združení
Popis	Výstavba tří nových mostních objektů převádějící místní polní cesty a biokoridory

ROZMĚRY

Konstrukce	Matiére CM4 52m^2 x 225m^2 obloukový prefabrikovaný systém
Rozpon	2 x 16m (světlý)
Výška	8,3m (světlá)
Šíře mostu	26,2m (11 prstenců po 2,36m)

POŽADAVKY

- Náhrada masivní monolitické konstrukce za účelem snížení nákladů
- Šíře mostu musí být zachována dle DZS
- Minimalizování rizik spojené s monolitickou konstrukcí
- Rychlé řešení s minimálním dopadem na staveništní dopravu a životní prostředí

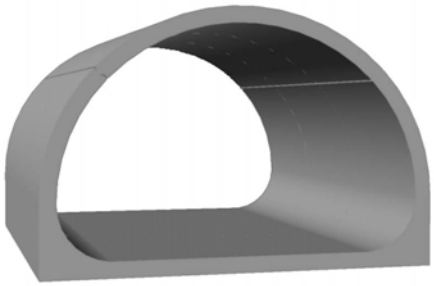
ŘEŠENÍ

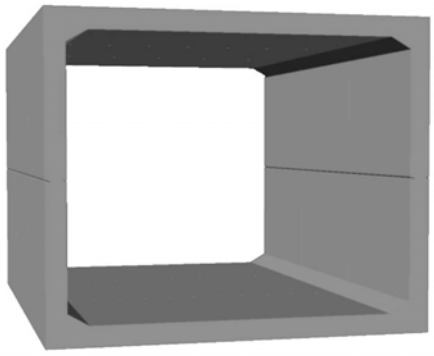
- Použití obloukového systému založeného plošně na patkách
- Nalezení vhodné kombinace bočního dílce 52m^2 a klenby 225m^2
- Pro dodržení šíře mostu uprava forem a výroba dílců šíře 2,36m
- Použití prefabrikovaných kolmých mostních křídel CM4 se sklonem 1:1,2
- Použití poprsních zdí na bázi armované zeminy s pohledovým panelem

Project Fact Sheet

Silniční Okruh Kolem Prahy – SOKP
Stavba 513 – tří mostní objekty převádějící biokoridory

MATIÈRE





Matière®

Tenkostěnné prefabrikované patentované systémy Matière®, které využívají interakci se zásypovým tělesem, byly vyvinuty na počátku 80. let minulého století. Od té doby bylo zhotoveno po celém světě přes 10,000 těchto objektů ve více než 20 zemích, kde je systém řádně licencován. Firma ABM, vlastnící licenci od roku 1994, přispěla k tomuto číslu počtem téměř 500ti zhotovených objektů. V současné době projektujeme a montujeme na 50 objektů ročně.

Matière® systémy se dělí na dva základní typy dle tvaru konstrukce. Prvním a starším je klenbový Modularch® a druhým je rámový systém Opti-Cadre®.

Při navrhování systémů Matière® se uvažuje se spolupůsobením zásypových materiálů a konstrukce objektů mohou být tudíž navrhovány jako velice subtilní, tedy maximálně efektivně. Další výhodou je flexibilita obou systémů, díky které je možno nabídnout klientům požadovanou skladbu pro téměř jakýkoliv požadovaný průjezdný profil even. průtokovou plochu. V neposlední řadě je obrovskou výhodou rychlost montáže těchto prefabrikovaných systémů v porovnání s monolitickými konstrukcemi.

ABM Mosty s.r.o.
V Celnici 1031/4
110 00, Praha 1, Ceská Republika.

Tel: +420 224 931 362
Fax: +420 257 741 269
Email: mosty@abmeurope.com

Project Fact Sheet

Silniční Okruh Kolem Prahy – SOKP
Stavba 512 – dva mostní objekty převádějící biokoridory

PROJEKT — ABM Mosty, Matière CM4 most o celkové světlosti 38,7m

Projekt	SOKP, stavba 512, objekty SO 203 a SO 207
Investor	ŘSD ČR
Datum motáže	červenec (SO207) a září (SO203) 2009, každý objekt pouze 10 dní montáže
Projektant	Pragoprojekt a.s.
Zhotovitel	Metrostav as Divize 4 ve združení
Popis	Výstavba dvou nových mostních objektů převádějící místní polní cesty a biokoridory

ROZMĚRY

Konstrukce	Matiére CM4 91m^2 x 310m^2 obloukový prefabrikovaný systém
Rozpon	2 x 19m (světlý)
Výška	9,5m (světlá)
Šíře mostu	50,0m (20 prstenců po 2,5m)

POŽADAVKY

- Potřeba převedení průjezdného dálničního profilu 3+3 s odstavným pruhem
- Šíře mostu v ose musí umožňovat zachování pruhu alespoň 30m pro převedení zvěře
- Minimalizování rizik spojené s monolitickou konstrukcí
- Rychlé řešení s minimálním dopadem na staveništní dopravu a životní prostředí

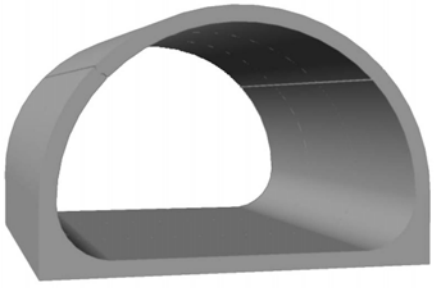
ŘEŠENÍ

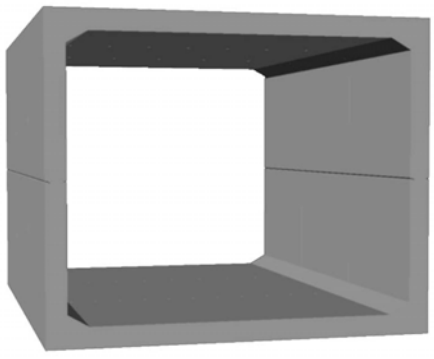
- Použití obloukového systému založeného plošně na patkách
- Kombinace bočního dílce 91m^2 a klenby 310m^2 zajišťuje převedení až 2 x čtyřproudového dálničního profilu
- Použití prefabrikovaných kolmých mostních křídel CM4 se sklonem 1:1,2
- Zakončení objektu řešeno přirozeným vysvahováním

Project Fact Sheet

Silniční Okruh Kolem Prahy – SOKP
Stavba 512 – dva mostní objekty převádějící biokoridory

MATIÈRE





Matière®

Tenkostěnné prefabrikované patentované systémy Matière®, které využívají interakci se zásypovým tělesem, byly vyvinuty na počátku 80. let minulého století. Od té doby bylo zhotoveno po celém světě přes 10,000 těchto objektů ve více než 20 zemích, kde je systém řádně licencován. Firma ABM, vlastnící licenci od roku 1994, přispěla k tomuto číslu počtem téměř 500ti zhotovených objektů. V současné době projektujeme a montujeme na 50 objektů ročně.

Matière® systémy se dělí na dva základní typy dle tvaru konstrukce. Prvním a starším je klenbový Modularch® a druhým je rámový systém Opti-Cadre®.

Při navrhování systémů Matière® se uvažuje se spolupůsobením zásypových materiálů a konstrukce objektů mohou být tudíž navrhovány jako velice subtilní, tedy maximálně efektivně. Další výhodou je flexibilita obou systémů, díky které je možno nabídnout klientům požadovanou skladbu pro téměř jakýkoliv požadovaný průjezdný profil even. průtokovou plochu. V neposlední řadě je obrovskou výhodou rychlost montáže těchto prefabrikovaných systémů v porovnání s monolitickými konstrukcemi.

ABM Mosty s.r.o.
V Celnici 1031/4
110 00, Praha 1, Ceská Republika.

Tel: +420 224 931 362
Fax: +420 257 741 269
Email: mosty@abmeurope.com

Project Fact Sheet

R3 – Horná Štubna obchvat, SO 201

PROJEKT ABM Mosty, Matière Opti-Cadre most o světlosti 13,5m

Projekt	Rýchlostná cesta R3 Horná Štubna obchvat, SO 201
Investor	NDS a.s.
Datum motáže	16/09/2009 – 25/09/2009, tedy pouze 10 dní na montáž objektu včetně křídel
Projektant	ISPO Prešov s.r.o.
Zhotovitel	Skanska BS a.s.
Popis	Výstavba nového železničního mostu přes nově budovanou rychlostní komunikaci

ROZMĚRY

Konstrukce	Matiére Opti-Cadre 13,5m x 7,0m rámový prefabrikovaný systém
Rozpon	13,5m (světlý)
Výška	7,0m (světlá)
Šíře mostu	33,7m (19 prstenců po 1,75m)

POŽADAVKY

- Maximální urychlení výstavby nového mostu
- Možnost rozšíření objektu do budoucna na plný profil rychlostní komunikace 2+2
- Minimalizování rizik spojené s monolitickou konstrukcí
- Rychlé řešení s minimálním dopadem na staveništní dopravu a životní prostředí

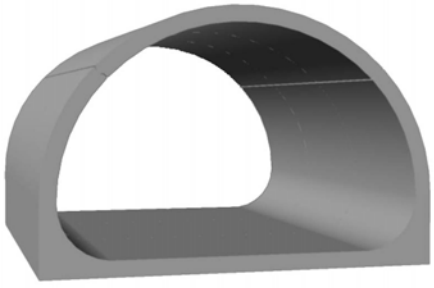
ŘEŠENÍ

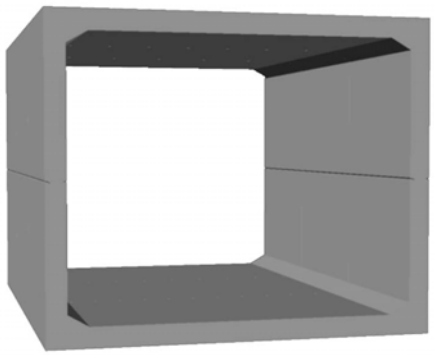
- Náhrada masivních monolitických opěr a spřažené konstrukce technologií s minimem mokrých procesů
- Použití rámového prefabrikovaného systému založeného plošně
- Návrh a montáž prefabrikovaných úhlových opěrných křídel až 8m vysokých
- Dosažení celkové výluky pouze 43 dny
- Eliminace nákladů a technických požadavků na provizorní most
- Hlavní trasa nebyla blokována pro staveništní dopravu

Project Fact Sheet

R3 – Horná Štubna obchvat, SO 201

MATIÈRE





Matière®

Tenkostěnné prefabrikované patentované systémy Matière®, které využívají interakci se zásypovým tělesem, byly vyvinuty na počátku 80. let minulého století. Od té doby bylo zhotoveno po celém světě přes 10,000 těchto objektů ve více než 20 zemích, kde je systém řádně licencován. Firma ABM, vlastnící licenci od roku 1994, přispěla k tomuto číslu počtem téměř 500ti zhotovených objektů. V současné době projektujeme a montujeme na 50 objektů ročně.

Matière® systémy se dělí na dva základní typy dle tvaru konstrukce. Prvním a starším je klenbový Modularch® a druhým je rámový systém Opti-Cadre®.

Při navrhování systémů Matière® se uvažuje se spolupůsobením zásypových materiálů a konstrukce objektů mohou být tudíž navrhovány jako velice subtilní, tedy maximálně efektivně. Další výhodou je flexibilita obou systémů, díky které je možno nabídnout klientům požadovanou skladbu pro téměř jakýkoliv požadovaný průjezdný profil even. průtokovou plochu. V neposlední řadě je obrovskou výhodou rychlost montáže těchto prefabrikovaných systémů v porovnání s monolitickými konstrukcemi.

ABM Mosty s.r.o.
V Celnici 1031/4
110 00, Praha 1, Ceská Republika.

Tel: +420 224 931 362
Fax: +420 257 741 269
Email: mosty@abmeurope.com

Zpět do obsahu

Praha, Nové spojení II – městské železniční tunely

Ing. Otakar Hasík, METROPROJEKT Praha a.s.
Ing. Martin Vachtl, SUDOP PRAHA a.s.

V konceptu nového Územního plánu hl. m. Prahy je zakotvena územní rezerva pro záměr na vybudování městského tunelového železničního diametru pod centrem města jakožto nového propojení protilehlých ramen městské a příměstské železniční dopravy. Tento záměr řeší výhledově nedostatečnou kapacitu tratí zaústěných do centra železničního uzlu Praha formou segregace regionální a dálkové osobní dopravy. Tato stavba není důležitá jen pro žádoucí zvyšování dopravních objemů veřejné hromadné dopravy, ale je zajímavá především z hlediska tunelářského.

Možnosti řešení centrální části železničního uzlu Praha

V současné době je železniční infrastruktura, na které je provozována hustá příměstská doprava, postupně optimalizována nebo modernizována. Přes veškerou snahu o zlepšení situace není vždy možné prosadit ideální řešení, zejména z důvodů územní průchodnosti v hustě zastavěných oblastech. Řešení nových potřebných kapacit v centrální části železničního uzlu Praha tedy prakticky není možné jinak, než v podzemí.

V dopravně koncepčních a urbanistických dokumentacích byla centrální oblast řešena ve dvou základních variantách: buďto dvě nádraží (Praha hl. n. a Praha Masarykovo nádraží) nebo jedno nádraží ve dvou výškových úrovních (Praha hl. n.).

Ze všech posouzení vyplynul následující závěr – stávající kolejiště Hlavního a Masarykova nádraží včetně některých přilehlých traťových úseků (Praha hl. n. – Praha Smíchov, odbočka Balabenka) neumožní realizovat předpokládaný výhledový rozsah osobní dopravy v očekávané kvalitě.

Proto bylo rozhodnuto v 1. etapě ponechat Masarykovo nádraží ve stávající poloze a výhledově neznemožnit průjezdnost systému městské a příměstské dopravy ze všech směrů. Je třeba najít řešení, které by umožnilo co možná nejvíce oddělení dálkové dopravy od městské a příměstské (vzájemná provozní segregace obou systémů železniční osobní dopravy).

Původní studie, která byla zpracována v roce 2007 s názvem „Praha, Nové spojení II. etapa (městský železniční tunel)“, prokázala technickou řešitelnost návrhu podzemní průjezdné varianty, a to jak ve vedení tunelových tras, tak v návaznosti na železniční infrastrukturu na povrchu.

Ve studii je navrženo propojení směrů od Nového spojení (Karlína) a Negrelliho viaduktu na severu se směry od Prahy-Smíchova a Prahy-Vršovic ve směru od jihu tak, aby došlo k maximální segregaci příměstských vlaků od vlaků dálkových, zlepšení obsluhy centrální oblasti města a v neposlední řadě aby bylo umožněno případné další zkrácení intervalu jednotlivých příměstských linek železniční dopravy.

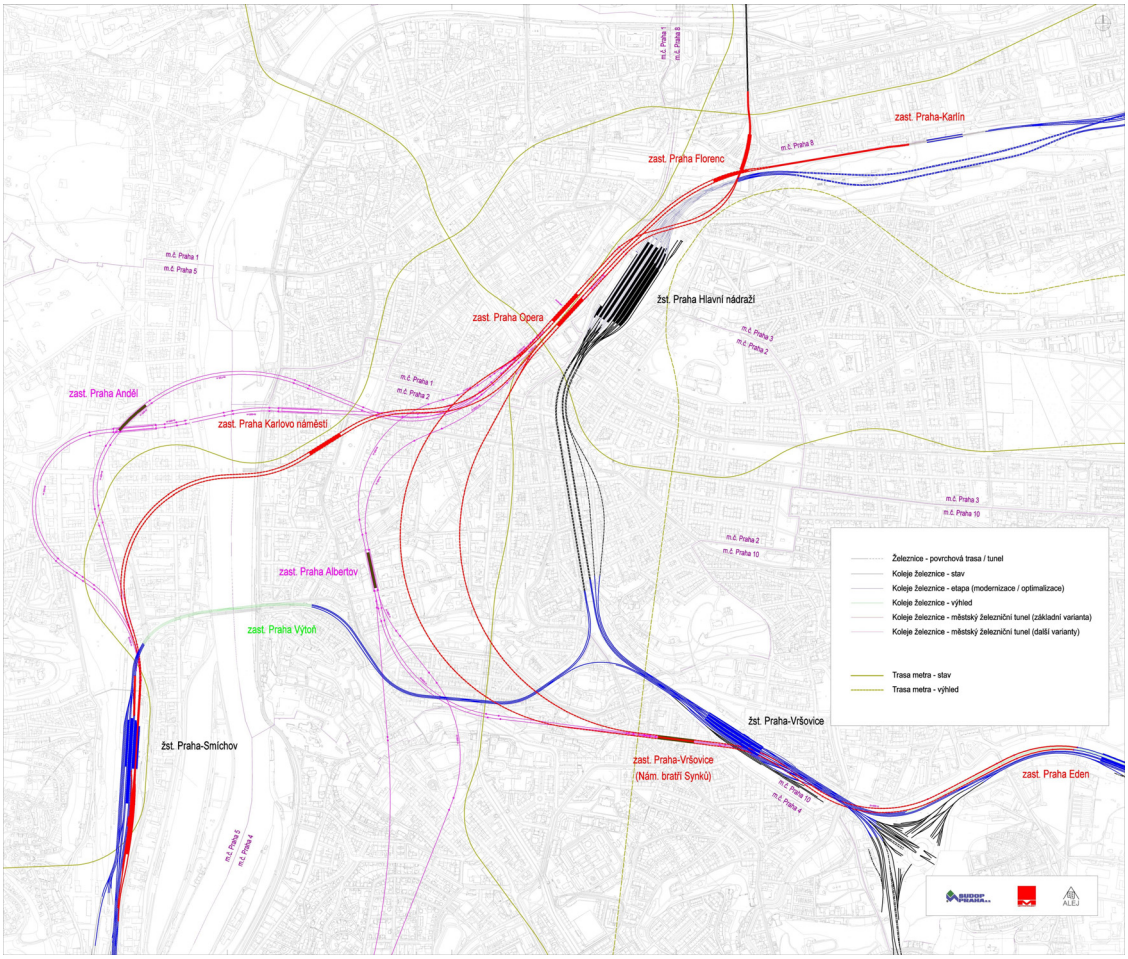
Technicko provozní řešení

Dopravně-urbanistické řešení spočívá v návrhu dvou tunelů pod centrem Prahy, které je možno navzájem v centru propojit

- do „kříže“, což umožní propojení směrů v relacích Praha Karlín – Praha Smíchov a Praha Bubny – Praha Vršovice,
- do „vlásenek“, což umožní propojení směrů v relacích Praha Karlín – Praha Vršovice a Praha Bubny – Praha Smíchov.

Obě varianty umožňují i vytvoření traťových spojek pro kombinaci obou zmíněných uspořádání. Návrh předpokládá na severní straně zahloubení tratí od Negrelliho viaduktu a Nového spojení (Prahy Karlína) v prostoru Florence se zřízením stejnojmenné přestupní zastávky. Dále obě podzemní trasy vedou do stanice, pracovně nazvané Praha Opera (zhruba pod ulicí Opletalova). Tato centrální stanice bude ve směrovém uspořádání tratí, ze stavebně technického hlediska se bude jednat o dvě ražené jednolodní stanice vedle sebe. Výstup na povrch bude do vestibulu Hlavního nádraží na straně jedné a do prostoru horní části Václavského náměstí na straně druhé.

Směrem na jih je navržena jedna trať přes Karlovo náměstí (se zastávkou souběžnou se stanicí metra B) do železniční stanice Praha Smíchov, kde může být část vlaků ukončena, respektive pokračovat dále směru na Radotín a Řevnice. Druhá trať je navržena ve směru na Vršovice se zastávkou pod Náměstím bratří Synků (přestup na linku metra D) a dále vyústěnou na povrch do koridoru železničních tratí před budoucí zastávkou Praha Eden.



Obr. 1 Situace variant vedení trasy Nového spojení II

Ačkoliv se uvedený záměr zdá být poměrně velkolepým, v porovnání s jinými připravovanými dopravními stavbami není zdaleka nejrozsáhlejší. Studie předpokládá trasu Karlín – Smíchov v délce cca 6,1 km (z toho 4,3 km v tunelu, s podzemními stanicemi Florenc, Opera, Karlovo náměstí a povrchovou stanicí Praha-Smíchov) a trasu Negrelliho viadukt – Praha Eden v délce 6,4 km (z toho 5,4 km v tunelu, s podzemními stanicemi Opera a Vršovice a povrchovou stanicí Florenc). Celkem se tedy jedná o 12,5 km nových úseků železničních tratí, z čehož bude 9,7 km vedeno

v tunelu, se dvěma povrchovými a pěti podpovrchovými dvoukolejnými železničními zastávkami.

- Max.sklon 35 ‰,
- Délka nástupišť 170–200 m (6-8 vozů),
- Traťová rychlost 60 až 80 km/h,
- Směrové uspořádání centrální stanice,
- Celkem cca 12,5 km nových tras (z toho cca 9,7 km v tunelu),
- 5 podzemních stanic,
- 2 povrchové stanice,
- Koordinace se stávajícími záměry.

Tab.1 Základní stavebně technické prvky

Stavba Nové spojení II. etapa (městský železniční tunel) je systémem diametrálním, který předpokládá průjezd všech vlaků městské a příměstské dopravy přes centrum do protilehlé části města (regionu) včetně vlaků od letiště Ruzyně. Uspořádání centrální stanice jistě dozná během další přípravy změn, nicméně z pohledu dopravního je již dnes jasný požadavek na kolejové řešení, které umožní vzájemné kombinace přepravních ramen (libovolná kombinace tratí od Negrelliho viaduktu / Nového spojení s tratěmi na Smíchov / Vršovice). Jedním z problémů, které toto řešení vyvolává, je nalezení vhodných obratových míst v navazujících povrchových stanicích zejména v jižní části Prahy pro ukončení hustého sledu vlaků od Kladna a letiště Ruzyně.

V roce 2009 byla zpracována další studie, jejímž cílem byl návrh nových variant vedení tunelové trasy pod centrem Prahy. V případě větve Praha Opera – Praha Smíchov se jedná o prověření možnosti obsluhy centrálního Smíchova prostřednictvím zastávky Praha Anděl (včetně variant zaústění do žst. Praha Smíchov), v úseku Praha Opera – Praha Vršovice byla prověřena možnost zřízení zastávky Praha Albertov. Doložena je i možnost větvení trasy směr Praha Braník a Praha Modřany, tato větev se však jeví jako nepříliš efektivní. Součástí studie z roku 2009 je i návrh provozního konceptu a prognóza přepravních proudů.

Stavebně technické řešení ražených stanic

S ohledem na hloubku stanic a souvislou zástavbu v jejich okolí jsou stanice navrženy jako ražené. Navrhované stanice jsou hluboko uložené ražené jednolodní stanice s ostrovním nástupištěm, kdy výška nadloží nad klenbou staničních tunelů se pohybuje od 15 m do 35 m.

Kaverny staničních tunelů budou raženy technologií NRTM (Nová rakouská tunelovací metoda). NRTM je tunelovací metoda, která vědomě a cíleně využívá nosných vlastností horninového masivu s cílem optimalizovat proces ražení a minimalizovat výstrojné prostředky a s tím spojené ekonomické náklady. Při ražbě NRTM je však při každém dílčím postupu ražby otevřená čelba, tedy nelze zcela eliminovat nepředpokládané vniknutí horniny do raženého díla, v jehož důsledku nastanou větší poklesy terénu nad raženým dílem.

Dalším podstatným faktorem pro ražbu NRTM je nutnost zajistit přístup do raženého díla v jeho blízkosti s povrchu pro možnost dopravy zejména rubaniny těžkými nákladními auty (přístupovou štolou) nebo skipy (velkou šachtou), pro možnost vjezdu velkých razících strojů, dílů bednících vozů a další logistiku. V místě ústí přístupového

díla na povrch musí být dostatečně velká plocha pro překládku rubaniny a nutné zařízení staveniště.

Umístění stanic je s ohledem zejména na tyto faktory voleno pokud možno mimo půdorys souvislé zástavby pod komunikace, náměstí nebo parky.

Tunely prováděné NRTM budou mít obvyklou skladbu ostění, tedy primární ostění ze stříkaného betonu a kotevního systému, mezilehlou izolaci a sekundární ostění z monolitického betonu. Izolace bude celoplošná typ ponorka, tedy i ve dně. Sekundární ostění bude mít spodní klenbu v celé délce, která bude odolávat tlakové podzemní vodě. Sekundární ostění je budováno teprve po ustálení napěťově-deformačního stavu v okolí výrubu.

Nedílnou součástí NRTM je geotechnický monitoring, především měření deformací tunelového výrubu.

Velikost výrubu příčného řezu stanic bude 310 m^2 při osové vzdálenosti kolejí 15,0 m pro šířku nástupiště 11,6 m.

Z konců nástupiště stanice Opera a Vršovice je vedeno schodiště do příčných chodeb s úrovní chodníku nad dopravními tunely. Na tyto chodby navazují eskalátorové tunely s trojicí eskalátorů a s jedním šikmým výtahem do podpovrchových vestibulů. V případě stanice Opera je to na jednom konci do vestibulu Hlavního nádraží a na druhé straně do vestibulu stanice metra C Muzeum.

Pro přístup do stanice Karlovo náměstí (v základní variantě) budou využity stávající eskalátory ze stanice metra, ke kterým bude železniční stanice připojena příčnými tunely s úrovní chodníku nad dopravními tunely. Tyto příčné tunely (chodníky) ústí do meziúrovně eskalátorových výstupů. Ve stanici Karlovo náměstí lze zároveň zřídit bezbariérový výstup výtahem do některého objektu na povrchu.

Ražené jednokolejné traťové tunely

Délka navržených jednokolejných tunelů, proměnlivé geologické podmínky a zejména ražba v úsecích pod povrchovou zástavbou a pod hladinou podzemní vody vyžaduje použití technologie, která zaručí minimální deformace terénu a zároveň velkou rychlost ražby. Tyto podmínky splňuje ražba prováděná moderními tunelovacími stroji, souhrnně označovanými zkratkou TBM (Tunnel Boring Machine).

Ve světě většina dlouhých tunelů byla ražena pomocí strojů TBM. Při ražbě tunelů ve městě zaručí stroje TBM minimální poklesy terénu (nebo dokonce nulové) a eliminují nepředvídané závaly díla, protože mají uzavřenou čelbu. Tyto vlastnosti ražby není možno dosáhnout výše uvedeným způsobem ražby NRTM použitým pro stanice .

Další důvody pro volbu ražby traťových tunelů pomocí strojů TBM jsou :

- stroj TBM má stálou kontrolu objemu odtěženého materiálu a tlaku na výrub, čímž poklesy na povrchu jsou minimální,
- nenarušuje okolí výrubu trhacími pracemi,
- kruhový profil tunelu je staticky nejvýhodnější,
- je rychlejší postup ražby oproti konvenční metodě, kratší doba výstavby, tedy méně nejistot pro investora,
- po velkém počtu ve světě strojem ražených tunelů jsou stroje TBM stále dokonalejší, jsou schopné si poradit s proměnlivými geologickými podmínkami,
- stroj TBM zajišťuje vyšší bezpečnost práce; pracovníci nejsou v přímém kontaktu s horninou, nemohou být zasaženi závalem.

Tratové tunely jsou řešeny dvěma samostatnými jednokolejnými tunely. Oproti jednomu dvoukolejnému tunelu je zde několik důvodů, zejména:

- bezpečnost provozu (oddělení protisměrného provozu, možnost úniku do druhého tunelu, možnost realizace záchranných prací z druhého tunelu),
- bezpečnost realizace (menší plocha výrubu znamená vyšší stabilitu čelby i stěn výrubu, ražba pomocí TBM je bezpečnější v porovnání s NRTM),
- umožní ražbu pomocí TBM (kruhový profil) bez výraznějšího zvětšení plochy (u dvojkolejných tunelů je již tento rozdíl poměrně významný, proto jsou zpravidla raženy pomocí NRTM).

Světlý profil tunelu je navržen ∅ 7,9 m. Velikost příčného řezu umožňuje umístit tunelový průjezdný průřez dle ČSN 73 7508 s výškou h=6,00 m a předepsanou výškou trolejového vedení 5,3 m při trakčním vedení s malou konstrukční výškou. Tato velikost příčného řezu je již ověřena v provozu na evropských tratích. Plocha výrubu tohoto řezu je 62,5 m^2.

Osová vzdálenost traťových tunelů vychází 15,0 m s ohledem na šířku nástupišť navazujících stanic.

Tunely budou vystrojeny montovaným ostěním z prefabrikovaných dílců. Montované ostění bude jednoplášťové, vodonepropustné po celém obvodu.

S ohledem na délku tunelů předpokládáme údržbu trati s obdobným režimem jako v metru, to znamená v pravidelných nočních výlukách s pohybem pracovníků kolejovým vozidlem. Z tohoto důvodu nenavrhujeme tunelové výklenky. Opět taková koncepce (bez výklenků, které u montovaného ostění by znamenaly značné zvýšení ceny tunelů) je na obdobných železničních tunelech v Evropě.

Závěr

Definitivní podoba celé stavby bude dozajista ještě záležet na další dlouhé diskusi, ať už v rovině odborné či laické. Realizací této stavby v každém případě dojde ke zvýšení kapacity centrální oblasti železničního uzlu Praha, tzn. návazně i zlepšení obsluhy Prahy a Středočeského kraje.

Z důvodu polyfunkčnosti železniční dopravy je však vhodné a za předpokladu výhledového počtu vlaků i nutné provést segregaci osobní dálkové dopravy od městské a příměstské. Znamená to tedy nejen zvýšení kapacity železničních stanic, ale i přilehlých traťových úseků, které by navíc neměly přenášet dopravní problémy jednoho segmentu na druhý. Bez této segregace a zvýšení kapacity nemůže být dále v České republice vytvořen ani systém vysokorychlostní dopravy.

Tímto záměrem se jedná o komplexní řešení centrální části ŽUP včetně zásadních dopadů na kapacitu městské a příměstské dopravy a její segregaci od dopravy meziregionální a dálkové na desítky dalších let.

Zpět do obsahu

Zahájení výstavby projektu železnice Crossrail přes Londýn

Ing. Smolík Jiří a Lubomír Němeček, Subterra a.s.

V loňském a letošním roce zahajovaná výstavba kapacitní železnice, procházející na trase více jak 100 km městskou aglomerací Velkého Londýna, je jednou z největších staveb tohoto druhu dopravní infrastruktury v Evropě. Tunelová část této stavby, procházející centrem Londýna, bude její nejnáročnější částí.

Úvod

Projekty nových tunelových vedení železnic pod územím měst jsou prováděny nebo navrhovány v posledních létech jako stále častější řešení doplnění stávajících systémů městské, ale i dálkové dopravní infrastruktury. V červnu 2007 byly na Světovém tunelářském kongresu v Praze presentovány tehdy zahajované projekty propojení místních nádraží pro příměstskou a současně dálkovou železniční síť v blízkém Lipsku a vybudování městské železnice – metra v Kolíně nad Rýnem včetně napojení místního mezinárodního letiště.

Také na území Prahy a Bratislavy vznikají návrhy obdobných řešení s předpokladem časového horizontu jejich výstavby snad v roce 2015.

Všechna dosavadní obdobná řešení získávají v současnosti nový rozměr schválením a zahájením prací na projektu nové integrující železniční trasy, nazývané Crossrail, na území Velkého Londýna .

Historie projektu Crossrail, jeho použití v systému dopravní infrastruktury Londýna

Kapacity a koncepce dopravní infrastruktury hromadné dopravy jsou jedním z nejdůležitějších dopravních systémů zejména v tak rozsáhlých městských aglomeracích jakou je aglomerace Velkého Londýna. Důležitost návrhů vybudování nového, rychlého, kapacitního dopravního systému rychlé železnice, který by byl současně napojen na stávající dopravní systémy, narůstala v městské aglomeraci Londýna od počátku devadesátých let minulého století. Stále větší problémy přetížení sítě metra v centrální části města, stejně jako rostoucí potřeby času ve stávající síti příměstské dopravy bylo konečně v červenci roku 2008 schváleno britským parlamentem řešit dle projektového podkladu nazývaného Crossrail, který doprovázel zákonné rozhodnutí. Rozhodování o vybudování jednoho z největších evropských železničních projektů je současně významným politickým rozhodnutím. Schválené řešení, podporované dnešní britskou vládou je v období 2009 – 11 urychlováno k dosažení takové rozestavěnosti investice, kterou by opozice vlády již nemohla po parlamentních volbách zastavit.

Zhruba východozápadní nová trasa dvoukolejné železnice Crossrail spojuje místa Shenfield na východě a Maidenhead na západě dnešní železniční sítě Velkého Londýna. Celková délka trasy je 118,5 km. Průchod centrem města je řešen návrhem výstavby dvou jednokolejných tunelů délky 20,75 km každého z tunelů. Navržený systém železnice bude propojen na devět linek stávajícího metra. Odbočkami trasy bude rovněž napojeno letiště Heathrow na západu města a odbočkou do Abbey Wood přístavní oblast podél řeky Temže na východu města. Špičkový interval vlakových souprav s 1 500 cestujícími je navržen 2,5 min. V povrchových částech železniční trasy je návrhová rychlost 160 km/h, v centrální tunelové části 96 km/h. Trasa má být využívána především pro osobní přepravu. Celková přepravní kapacita hromadné

dopravy města se předpokládá vybudovanou novou kapacitou zvýšit o 10 % při současném odhadu zvýšení obchodních aktivit v městské aglomeraci o 20 %.

Celkový náklad investice je plánován ve výši 15,9 mld. britských liber. V závěru roku 2009 byla pro investici dohodnuta půjčka EIB ve výši 1,6 mld. USD.

Vlastní výstavba investice by měla poskytnout zaměstnání pro 14 000 lidí s další zaměstnání pro přibližně 7 000 lidí ve službách pro projekt.

Současné rozhodnutí o vybudování železnice Crossrail v Londýně je právem srovnáváno s rozhodováním urychlení výstavby systému metra v témže městě ve 30. letech minulého století v době tehdejší ekonomické krize.

Rok 2009 byl využit k intenzivnímu zahájení projektových prací, v roce 2010 je plánováno zahájení přípravných prací. Zahájení ražeb tunelů v centrální části města je připravováno na rok 2011. Uvedení investice do provozu 2017.

Tunelová část projektu Crossrail

Tato část projektu bude jeho nejnáročnějším úsekem.

Niveleta tunelových částí projektu v centrální části města je vedena ve hloubkách 20 – 25 m pod úrovní povrchu. Výjimkou je východní část trasy, podcházející řeku Temži, s hloubkou vedení trasy 50 m.

Kromě průchodu navážkami, naplaveninami a sedimenty řeky Temže v úvodních částech budou tunely procházet většinou vrstvy tuhého „londýnského jílu“ s vysokou plasticitou. Podstatná část trasy bude dále zřizována v souvrstvích sedimentů střídajících polohy jílů a zvodnělých zemin a ve vrstvách zvodnělých písků. Podchod tunelů pod řekou Temží ve východní části tunelové trasy bude ražen v souvrství křídy.

Výstavba tunelové části bude dále významně limitována podmínkami co nejmenšího ovlivňování husté, hluboce zakládané, zástavby povrchu ale i rozsáhlých podpovrchových prostor, zejména podzemních prostor napojovaných částí sítě metra.

Traťové tunely železnice je plánováno razit s použitím 6 – 7 plnoprofilových tunelovacích strojů. Vnitřní průměr kruhových tunelů s panelovou definitivní obezdívkou je požadován 6,2 m.

Ze sedmi stanic na tunelové trase v centru Londýna bude pět stanic zřizováno jako ražené, dvě stanice budou prováděny jako hloubené. Provizorní konstrukce obezdívky ražených stanic bude prováděna s použitím stříkaného betonu. Všechny stanice tunelové trasy mají být zřizovány tak, aby bylo vždy umožněno v jejich prostoru přesunutí tunelovacích strojů k dalšímu pokračování ražeb tunelů.

Očekávaných 6,5 mil. m^3 rubaniny z tunelové části stavby Crossrail a 1,5 mil. m^3 materiálu z demolic v centru města bude v koncových částech tunelové trasy přemisťováno, k uložení na ostrově u mořského pobřeží, po železnici, v centrální části trasy převážně lodní dopravou po Temži.

Závěr

Uvedená základní charakteristika zahajovaného železničního, městského projektu Crossrail na území Velkého Londýna přesvědčivě dokládá nejen velikost jedné z největších staveb městské dopravní infrastruktury v současnosti v Evropě, ale zejména významný systémový posun využití železnice k dalšímu rozvoji dopravní obslužnosti velkých městských aglomerací.

Anglickým kolegům je nezbytné blahopřát k návrhu a zahájení tak mimořádného projektu a snad jim i trochu závidět možnost podílet se na jeho provádění v příštím období do jeho uvedení do provozu v roce 2017.

Literatura:

[1] Odborný časopis: Tunel, Česká tunelářská asociace a Slovenská tunelárska asociácia ITA-AITES, 2009,

[2] Odborný časopis: WORLD TUNELING, Aspermont UK, 2009,

[3] Odborný časopis: tunels & tunnelling, Progressive Media Group, 2009,

Zpět do obsahu

Železniční most přes Labe v Kolíně

Ing. Jiří Schindler, Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., Ing. Pavel Očadlík a Ing. Jan Henzl,
VPÚ DECO PRAHA a.s.

Stávající železniční most přes Labe z roku 1910 nevyhovuje svou podjezdnou výškou 4,35 m současným požadavkům na parametry vodní cesty. Bude proto nahrazen novým moderním mostem s podjezdnou výškou 5,25 m. Zajímavostí tohoto mostu bude možnost vybavit v budoucnosti jedno jeho pole zdvižným mechanismem, který umožní v případě potřeby proplutí lodí o výšce až 7,0 m.

1. ZDŮVODNĚNÍ PŘESTAVBY MOSTU

Stávající konstrukce mostu s podjezdnou výškou 4,37 m nad maximální plavební hladinou je v současnosti nejnižší překážkou na labské vodní cestě do přístavu Chvaletice. Zvýšení podjezdné výšky na 5,25 m, výhledově až na 7,0 m, umožňuje lodím dopravu kontejnerů ve dvou, resp. třech vrstvách místo jedné. Rekonstrukce je součástí komplexního investičního záměru „Zabezpečení podjezdných výšek 5,25 m do přístavu Pardubice“. V jeho rámci byla nedávno dokončena například rekonstrukce železničního mostu v Nymburce a silničního mostu v Poděbradech. U tohoto mostu se počítá s výhledovým dosažením podjezdné výšky 7,0 m zdvihem jednoho pole mostu. Pevný most je z důvodu napojení tratě k blízké žst. Kolín nerealizovatelný.

Obr. 1 Pohled na stávající most z roku 1910

1.1 Charakteristika stavby a staveniště

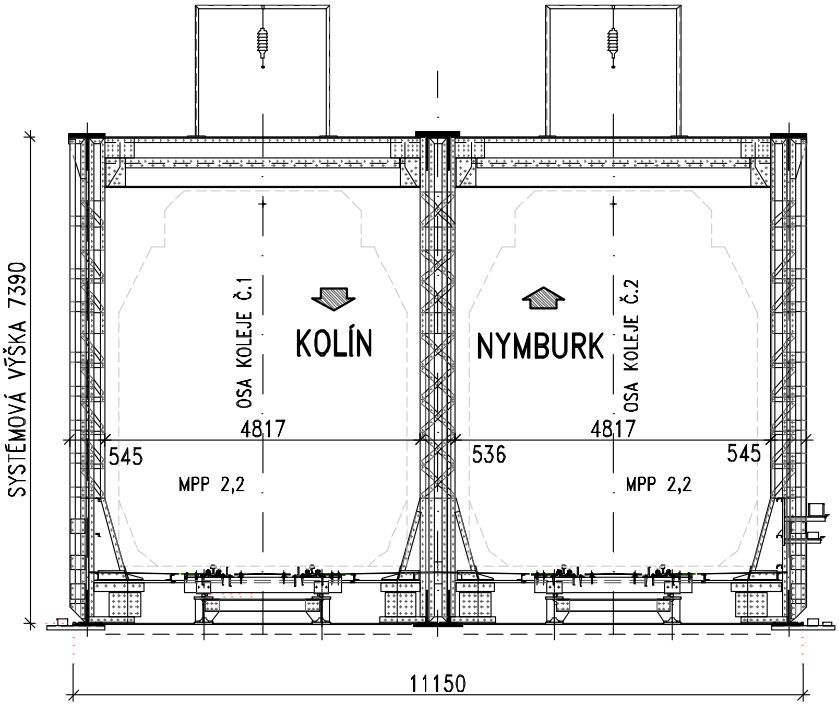
Stávající trať Kolín – Nymburk je zapojena do uzlové železniční stanice Kolín přes vlastní kolejové zhlaví do kolejových skupin u nástupišť 4 a 5. Stávající zhlaví je ve stísněných poměrech osazeno trojicí křižovatkových výhybek, které mimo jiné zapojují i spojovací kolej na pražské zhlaví. Nájezd na most je tvořen směrovým obloukem o poloměru 190 m s prvky, které jsou na hranici normových možností, což rovněž omezuje traťovou rychlost na 50 km/h.

Na nymburské straně je zapojena vlečka elektrárny Dalkia Kolín a tzv. průmyslová kolej, obsluhující několik dalších průmyslových objektů. Trať úrovňově kříží ulice Tovární, okolí je zastavěno převážně rodinnými domky. Stavba z hlediska vlastní trati končí před zastávkou Kolín Zálabí.

Stavba musí respektovat probíhající přestavbu železniční stanice Kolín. Přímo s ní souvisejí úpravy nástupišť 4 a 5, které budou vycházet z nutných kolejových úprav. Vzhledem k zásahům do cizích zařízení na obou březích Labe budou v rámci stavby nebo v přímém souběhu s ní prováděny úpravy komunikací v areálu Českých přístavů a.s. a hlubinného vyuhlovacího zařízení a vleček elektrárny.

1.2 Stručný technický popis stávajícího mostu

Stávající nosná konstrukce mostu z roku 1910 je v poli 1 a 2 tvořena třemi plnostěnnými nýtovanými prostě uloženými hlavními nosníky o rozpětí 15,90 m. Hlavní mostní pole přes vodoteč č. 3 a 4 jsou tvořeny třemi příhradovými nýtovanými prostě uloženými hlavními nosníky o rozpětí 49,38 m. Mostovka na celém mostě je dolní prvková s mostnicemi. Opěry a pilíře jsou masivní z pískovcového řádkového zdiva, založené na dřevěném pilotovém roštu. Pilíř v řečišti Labe je založen na kesonu opřeném o skalní podloží. Úložné prahy jsou ze žulového kvádrového zdiva.



Obr. 2 Příčný řez stávající konstrukcí polí 3 a 4 přes Labe

2. TECHNICKÁ ŘEŠENÍ JEDNOTLIVÝCH ČÁSTÍ STAVBY

Stavba představuje nejen rekonstrukci samotného mostu, ale díky zdvihu nivelety železniční trati a napojení vleček v blízkosti mostu vyvolává nutnost komplexního řešení železniční infrastruktury mostu i jeho okolí. Zahrnuje proto kromě mostu a navazujících opěrných zdí a náspů i objekty železničního spodku a svršku, sdělovacího a zabezpečovacího zařízení, trakčního napájení, a to v celkové délce trati cca 2900 m.

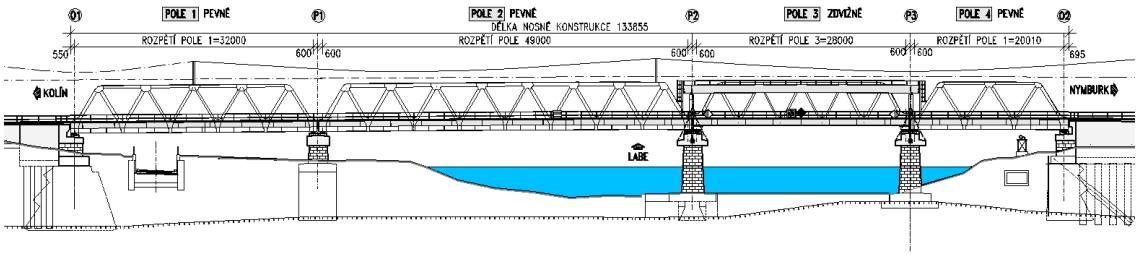
2.1 Kolejové řešení

V rámci stavby bude v rozšířeném obvodu železniční stanice Kolín demontováno celkem 4 560 m koleje a 15 ks výhybek. Navržené kolejové řešení umožňuje v hlavních kolejích rychlost 85 km/h s omezením na 50 km/h v oblouku před mostem.

V rámci stavby bude rekonstruováno nymburské zhlaví žst. Kolín včetně úprav nástupiště 4 a 5. Za zhlavím budou koleje rekonstruovány až po zastávku Kolín Zálabí. Nové přejezdy jsou navrženy v místech křížení stávajících ulic Starokolínské a Tovární.

2.2 Návrh nové mostní konstrukce přes Labe

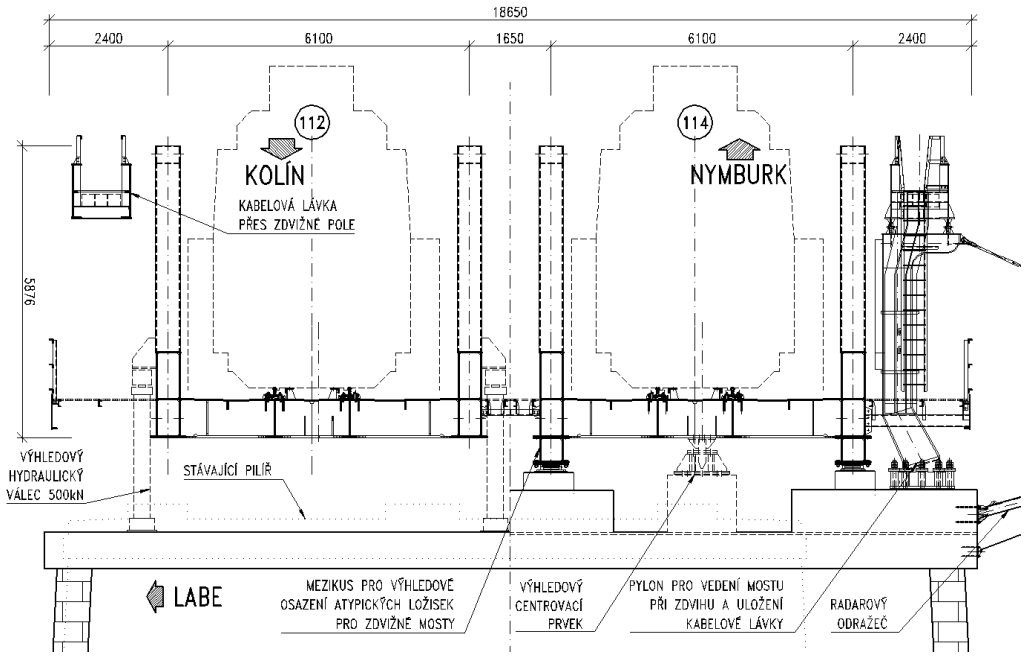
Tvarově návrh nového mostu navazuje na původní konstrukci příhradové konstrukce v této lokalitě. Bezsvislicová soustava příhradového nosníku působí pohledově příznivěji než soustava svislicová. Spodní stavba z roku 1910 bude demolována na úroveň základů nové spodní stavby. Pro návrh mostu se z velmi omezených prostorových a pozemkových důvodů uplatní dle novelizované normy ČSN 73 6201 volný mostní prostor VMP 2,5 R pro kolej ve směrovém oblouku s tím, že je zajištěn prostup příhradovými hlavními nosníky na oboustranné revizní chodníky.



Obr. 3 Podélný pohled na nový most

Na základě požadavku SŽDC jsou na mostě navrženy 2 nezávislé jednokolejné mostní konstrukce. Most sestává z pevné části přemostění, které je navrženo příhradovým ocelovým mostem se spodní mostovkou s kolejovým ložem a ze zdvižné části, kde je navrženo přímé pružné upevnění koleje.

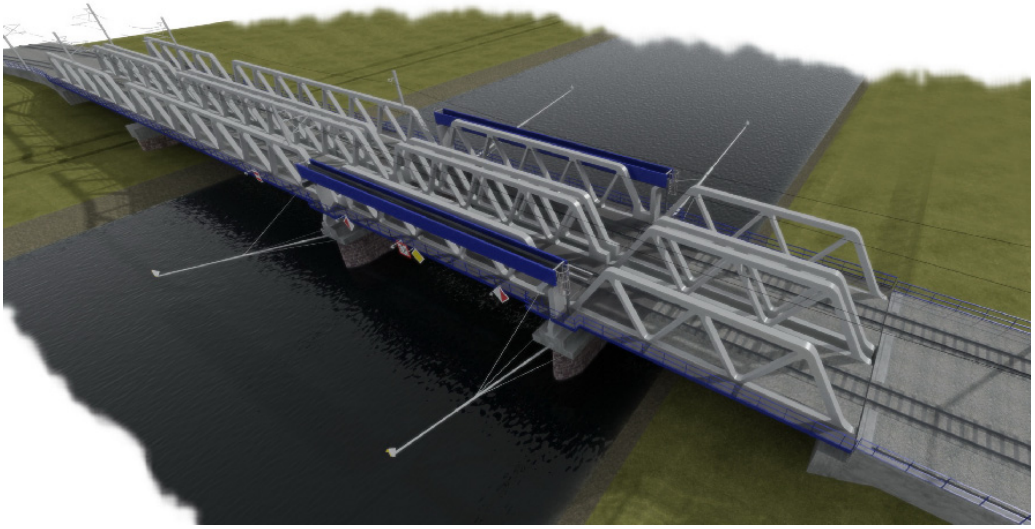
Každé pole je navrženo jako prosté, o rozpětích 32,0+49,0+28,0+20,0 m. Stavební výška pevné části je 1500 mm, zdvižné části 1000 mm. V poli č. 3 je nad plavební dráhou po obou stranách mostu provedena pevná kabelová lávka, která převádí inženýrské sítě přes výhledově zdvižné pole tak, aby s nimi v budoucnu nebylo nutno dále manipulovat.



Obr. 4 Příčný řez ve výhledově zdvižném poli, vlevo řez v místě hydraulických válců, vpravo nad ložisky

Spodní stavba je železobetonová s kamenným obkladem na pilířích a je založena na základech stávající spodní stavby zpevněných tryskovou injektáží až na skalní podloží.

Pilíře P2 a P3 budou vybudovány v těsněné štětové jímce. V průběhu výstavby bude stávající pilíř P2 a P3 zpevněn a injektován tak, aby jeho polovina přenesla železniční provoz. V horní části bude osazen nový ŽB úložný práh. V úložném prahu jsou ponechány prostory pro výhledové osazení zdvihacích mechanismů pro zdvih pole 3. Jedná se o hydraulické válce, agregáty a řídící jednotky, mechanické vodící a centrovaní zařízení. Radarové odražeče budou osazeny oboustranně na pilířích v korytě Labe.



Obr. 5 Vizualizace nového mostu z návodní strany

2.3 Popis výhledového stavu mostní konstrukce

Vzhledem k nutnosti zajistit na vodní cestě výhledovou podjezdnou výšku 7,0 m je mostní objekt navržen na budoucí osazení zdvihacích mechanismů pro pole č. 3. Zásadním problémem zde jsou zejména kolejové detaily v blízkosti zdvižného pole a technologické zařízení pro zdvih. Současně bude rovněž nutno zdvihnout sousední potrubní most (Langerův trám rozpětí 80,0 m v majetku Dalkie Kolín) o cca 1,0 m.

Ve výhledovém stavu se zdvižným polem je nutno přerušit bezstykovou kolej na mostě, bezstyková kolej před a za mostem bude ponechána. Vzhledem k oblouku R=190 m na levém břehu je nutno umístit dilatační zařízení na mostní konstrukci, na pravém břehu bude umístěno u opěry. Na obou stranách zdvižného pole bude umístěno speciální kolejové zařízení, které bude umožňovat jednak dilataci zdvižného pole, jednak bezpečné rozpojení a spojení koleje v průběhu zdvihu. Dále musí zajistit plynulou a nepřerušenou jízdní dráhu. Tyto požadavky splňuje systém, založený na šikmém styku koleje, používaný např. na holandských železničních mostech.

Konstrukce zdvižného pole se bude zdvíhat za pomoci celkem 8 hydraulických zvedáků o nosnosti 500 kN, umístěných v blízkosti mostních ložisek, zakotvených do pilíře mostu a umístěných v dostatečně hlubokých kapsách. Při zvedání bude mostní pole vodorovně fixováno pomocí svislých plnostěnných konzol, zakotvených k úložnému prahu. Tyto konzoly slouží rovněž k uložení kabelové lávky.

Ovládání mostu bude zapojeno do staničního zabezpečovacího zařízení železniční stanice Kolín. Veškeré ovládání pohybu mostu bude centrální z řídícího pultu ve velínu kolínské plavební komory. Kontrola funkce bude signalizací a průmyslovou televizí.

Obr. 6 Vizualizace nového mostu z návodní strany – ve výhledové zdvižené poloze

2.3 Úpravy na levém a pravém břehu

Součástí stavby je i úprava komunikací v areálu Českých přístavů a. s. na levém břehu Labe a výstavba čerpané vany, která v areálu zajistí podjezdnou výšku 5,00 m. Nový přístup do areálu, který umožní jeho přístupnost i během stavby, zajistí nová komunikace napojená ze Starokolínské ulice. Stavba zasahuje i do přilehlé části ulice Luční na pravém břehu. Prakticky v celém pravobřežním úseku trati budou zřízeny protihlukové stěny celkové délky 1 477 m a výšky 3,0 m.

3. REALIZACE

Stavba byla zahájena v červenci 2009 a dokončení je plánováno na konec roku 2010.

Stavba je realizována v deseti stavebních postupech, které jsou řazeny tak, aby umožnily její postupné provádění při maximálním možném zachování vždy nejméně jednokolejného provozu na trati Kolín – Nymburk, obsluhy zálabských vleček a silničního provozu (zejména na přejezdu Starokolínská). V současné době probíhá výstavba zejména objektů souvisejících a navazujících na most, jako jsou přeložky inženýrských sítí, některé části svršku a spodku, protihlukové stěny, trakční vedení apod. U samotného mostního objektu probíhají práce, které nejsou závislé na výlukách železničního provozu. Jedná se o provádění tryskových injektáží pod stávajícími opěrami a pilíři a příprava založení pod novou spodní stavbou. Dále se budují štětové jímky v korytě Labe u pilířů P2 a P3. Štětová jímka u je P3 propojena s břehem a vznikne tak umělý poloostrov, který umožní demolici stávajícího mostu a montáž nové NK za pomoci kolových jeřábů. Na dokončení jímek naváže výstavba nového pilíře P3 pod stávajícím mostem.

Obr. 7 Injektážní práce u opěry O2

Obr. 8 Výstavba štětové jímky u pilíře P2

V současné době rovněž probíhá výroba ocelové nosné konstrukce mostu v mostárně MCE Slaný. Ke konci roku 2009 byla již vyrobena více než polovina nosných konstrukcí z celkové hmotnosti cca 1500 t.

Obr. 9 Výroba ocelové konstrukce, zobrazen přechod mezi štěrkovým ložem a přímým upevněním koleje

V březnu 2010 se plánuje zahájení jednokolejné výluky, během níž bude nejprve vyloučen provoz na koleji 114. Následně se odstraní mostovka a ztužení v pravé části stávajícího mostu a pravý (návodní) nosník bude demontován. Stávající opěry a pilíře budou injektovány a zpevněny, aby přenesly zatížení železničním provozem, poté bude pravá část odbourána až po základovou spáru. Na uvolněném prostoru proběhne výstavba pravé poloviny spodní stavby a navazujících opěrných zdí. Na ni bude pomocí kolových jeřábů osazena NK pravého mostu, pouze největší pole 2 bude montováno podélným výsunem. Po smontování NK bude dokončen pravý most, provedeny izolace a žel. svršek a na něj převeden železniční provoz. Obdobným způsobem pak proběhne v druhé polovině roku 2010 výstavba levého mostu. Celkové délka výluk pro výstavbu samotného mostního objektu je 158 dní.

4. ZÁVĚR

Celá stavba představuje komplexní řešení vztahů železniční a vodní dopravní cesty s perspektivním použitím technologie zvedání mostního pole, která dosud nebyla na území České republiky aplikována. Řešení umožní sladit požadavky obou druhů dopravy a vztahů k sousedním průmyslovým areálům.

Investorem rekonstrukce je Ředitelství vodních cest ČR, projektantem sdružení VPÚ DECO PRAHA a.s. a SUDOP PRAHA a.s. Zhotovitelem stavby je sdružení Viamont DSP a.s., Eurovia CS, a.s. a EDS Holding, a.s. Projekt za 1,23 mld. Kč je podporován Evropskou unií. 877 mil. Kč bude zaplaceno prostřednictvím Operačního programu Doprava z Evropského fondu pro regionální rozvoj. Zbylé náklady budou hrazeny ze Státního fondu dopravní infrastruktury.

Zpět do obsahu

I/34 propojení dopravních okruhů České Budějovice

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

V rámci propojení dopravních okruhů v Českých Budějovicích je budována nová silniční komunikace I/34. V místě křížení se železničními tratěmi České Budějovice – Plzeň a České Budějovice – Praha byl v roce 2009 postaven nový železniční most o jednom mostním otvoru. Přes budoucí komunikaci jsou převedeny dvě elektrifikované koleje, každá po své spřažené ocelobetonové konstrukci s horní mostovkou se štěrkovým ložem o rozpětí 27,0 m. Most je z technologických důvodů založen plošně.

Územní podmínky

Nově budovaná silnice I/34 kříží železniční tratě v intravilánu Českých Budějovic mezi nádražím a severní zastávkou. Vzhledem k niveletě tratí vedených na náspu vysokém cca 5 m bylo rozhodnuto novou komunikaci v daném místě zahloubit a vytvořit podjezd s průjezdnou výškou min. 4,8 m + 0,15 m rezerva. Pozemní komunikace o 4 pruzích kategorie MS 16,5/50 s oboustrannými chodníky šířky 3,0 m bude probíhat pod mostem výškově v údolnicovém oblouku R=500 m, směrově v pravostranném oblouku R=300 m a bude křížit trať v úhlu 70,3°.

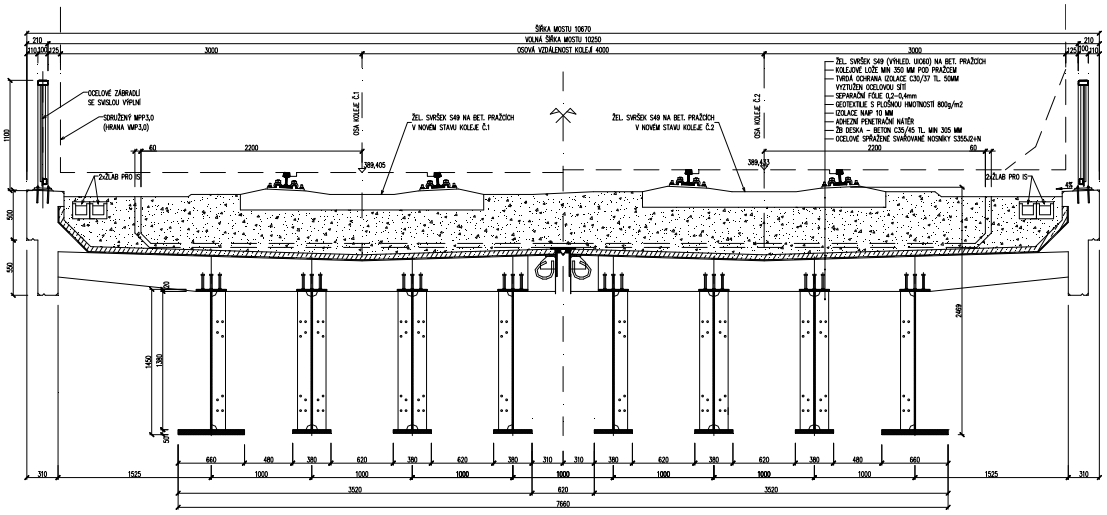
Koleje jsou na mostě v přímé, osová vzdálenost 4,0 m, výškově trať stoupá ve sklonu 0,3 ‰. Traťová rychlost je 100 km/h. Na mostě je zajištěn sdružený volný mostní průřez VMP 3,0, který byl navržen v rámci modernizace trati. Železobetonové spřažené desky vytváří spolu s římsami žlab pro uzavřené štěrkové lože min. tloušťky 550 mm.

Obr. 1 Nový stav mostu před dokončením (chybí římsy rovnoběžných křídel, obklad opěr,…)

Geotechnické podmínky pro založení objektu: pod vrstvou navážky o mocnosti cca 1,5 m byly do hloubky cca 7,3 m zjištěny písčité a štěrkovité naplaveniny, které jsou převážně středně ulehlé až ulehlé. Od hloubky 7,3 m byly zjištěny pánevní jíly pevné konzistence. Podzemní voda byla naražena a ustálila se cca 2,5 m pod stávajícím terénem. Plošné základy byly prováděny pod úrovní hladiny podzemní vody, kterou bylo nutné po dobu zakládání snížit čerpáním.

Celková koncepce mostu

Mostní objekt sestává ze 2 samostatných konstrukcí pro jednotlivé koleje, podélná spára mezi konstrukcemi je těsněna lamelovým závěrem. Každá konstrukce je tvořena železobetonovou deskou spřaženou s ocelovou částí složenou ze 4 hlavních nosníků tvaru I a příčníků. Hlavní nosníky jsou od sebe vzdáleny konstantně 1,0 m, proměnné výšky 1295 - 1435 mm (1450 mm krajní nosník u římsy). Nosník u římsy je masivnější, neboť vynáší větší část stálého zatížení. Dolní pásnice jsou vodorovné a horní pásnice mají v podélném směru oboustranný střechovitý sklon směrem od středu mostu. Tento sklon kopíruje spřažená deska z betonu C34/45. Její horní povrch pak umožňuje odvést vodu z nosné konstrukce směrem k opěrám. Příčné mostní závěry nebyly použity, voda je převáděna přesahem desky přes závěrnou zídku a dále je odváděna příčnými drenážemi DN200 za rubem opěry do žlabovek a do kanalizace. Mezilehlé příčníky ocelové nosné konstrukce ve třetinách rozpětí jsou tvořeny U profily výšky 200 mm, koncové příčníky jsou tvaru I na celou výšku hlavních nosníků a konstrukce je přes ně uložena na hrncová ložiska. Nosné konstrukce jsou uspořádány jako prosté nosníky s šikmým uložením. Opěry jsou železobetonové, opatřené jak rovnoběžnými, tak kolmými křídly. Líce opěr a kolmá křídla jsou obloženy řádkovým zdivem ze žuly.



Obr. 2 Příčný řez mostem uprostřed rozpětí

Most je založen na plošných základech šířky 6,85 m a délky 13,5 m, které respektují šikmost opěr a konstrukce. Spodní stavba mostu včetně založení byla prováděna za provozu na trati pod ochranou provizorií. Proto nebylo použito založení na pilotách, neboť zde nebyl dostatečný prostor (zejména výška) pro vrtací soupravu.

Postup výstavby

Jelikož se jedná o dvoukolejný most na souběhu významných tratí, bylo vše podřízeno požadavku co nejmenšího omezení železničního provozu. Do každé z tratí byla vložena 3 mostní provizoria ve složení KN 245 + DNP 65 + KN 245. Celková délka provizorního přemostění byla 53 m. Vzhledem k šikmosti křížení nové komunikace s tratěmi byla obě soumostí vůči sobě posunuta o 1,0 m. Pod dvěmi krajními poli probíhala výstavba obou opěr, pod středním polem byl zajištěn průjezd pro staveništní dopravu.

Mostní provizoria KN 245 byla osazena na koncích na železobetonové prefabrikované úložné bloky, které jsou součástí dodávky MP. Součástí tohoto bloku je i závěrná zídka a krátká rovnoběžná křídla. Mezilehlé vnitřní podpěry byly postaveny z inventárního materiálu PIŽMO. Byl navržen pilíř o rozměru 2 x 4 m, tj. celkem 6 sloupků (2x 3) zavětrovaných po všech stranách. Sloupky byly sešroubovány s dvojicemi roštových

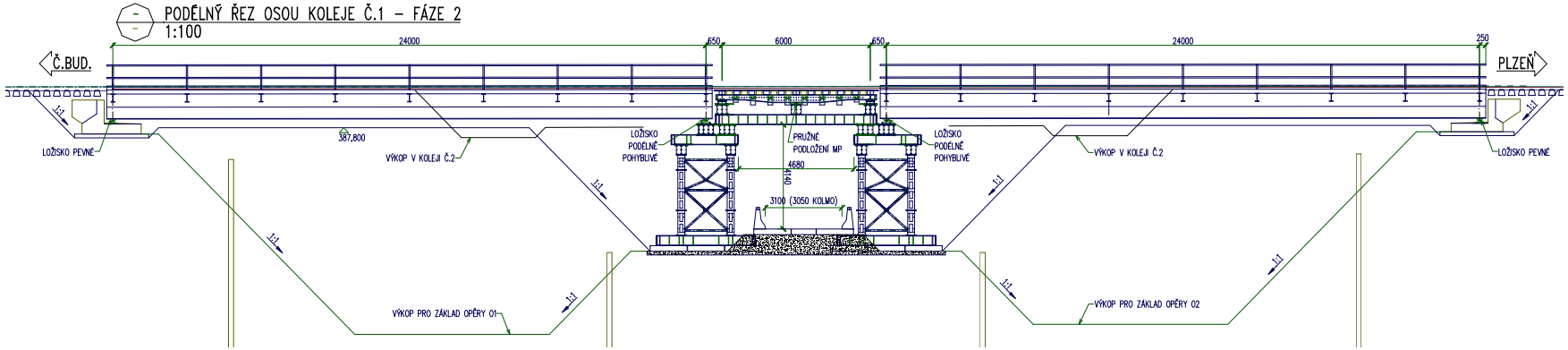
nosníků, které byly osazeny na srovnané panely. Hlavice podpěry byla vytvořena opět z roštových nosníků spojených do dvojic, resp. trojic. Na horní plochu vrchního roštu byly osazeny ocelové desky, na které byla fixována ložiska provizorií. Vzhledem k rozdílným stavebním výškám sousedních MP byla tato disproporce vyřešena vypodložením DNP dalšími 2 vrstvami roštových nosníků – v podélném a příčném směru. Podélný nosník dl. 6,5 m překlenul prostor mezi oběma pilíři, což umožnilo podepřít DNP i uprostřed rozpětí a tím byl omezen jeho průhyb. Mezi pražce byly protaženy dřevěné hranoly, které sloužily jako nosný systém dřevěné podlahy a vnějšího zábradlí.

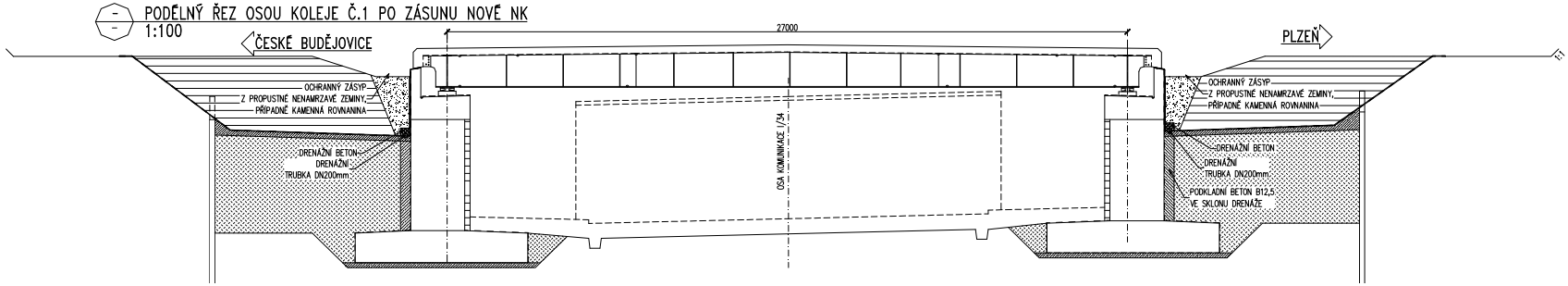
Pilíře byly proti nárazu vozidel stavby ochráněny betonovými svodidly výšky 0,8 m, které vymezily průjezdní šířku 3,0 m mezi věžemi při minimální výšce 4,1 m.

Jednotlivé výluky v kolejích:

- **3N v koleji č. 2**: Během výluky bylo do tratě Č. Budějovice – Praha vloženo MP KN 245 tak, aby se nemuselo provádět či bylo minimalizováno pažení mezi kolejemi pro výkop v sousední koleji pro výstavbu pilířů PIŽMO.
- **3N v koleji č. 1**: Po zprovoznění k. č. 2 nastala výluka v sousední koleji, ve které došlo k výstavbě soumostí KN 245 + DNP 65 + KN 245. Část násypu žel. tratě byla odtěžena na předepsanou úroveň, na kterou byla provedena panelová rovnanina pro postavení pilířů PIŽMO. V prostorech budoucích opěr byl odtěžen žel. svršek a část žel. spodku, aby mohlo dojít k osazení panelů a úložných prahů.
- **3N v koleji č. 2**: Po zprovoznění k .č. 1 byly obdobné práce provedeny v sousední koleji. Bylo vyjmuto KN 245. Následně bylo provedeno odtěžení násypu pod kolejí, uloženy panelové rovnaniny a postaveny pilíře PIŽMO. Po vložení obdobného soumostí jako v koleji č. 1 se namontoval žel. svršek.
- **Provoz po obou kolejích, omezení rychlosti**: Pod provizorii byly vytvořeny výkopy pro spodní stavbu, armování, betonáž, izolace a velká část zásypů spodní stavby.
- **10N v koleji č. 1**: Vyjmutí mostních provizorií a zásun nové nosné konstrukce. Dokončení zásypů a železničního svršku, uvedení do provozu.
- **10N v koleji č. 2**: Vyjmutí mostních provizorií a zásun nové nosné konstrukce. Dokončení zásypů a železničního svršku, uvedení do provozu.

Obr. 3 Přejezd vlaku po soumostí MP v koleji č. 1, montáž pilířů PIŽMO v koleji č. 2





Obr. 4 Postup výstavby

Obr. 5 Pohled na pilíře PIŽMO podporující soumostí MP KN 245+DNP 65+KN 245. V krajním otvoru bednění opěry. Vlevo nahoře montáž nové OK, betonáž a izolace desky nové nosné konstrukce před zásunem

Obr. 6 Zatěžovací zkouška v koleji č.1 – EDK750 (+protizávaží) s EDK300/5

Obr. 7 Zatěžovací zkouška v koleji č. 2 – EDK750 (+protizávaží) s EDK300

Závěr

Vzhledem k tomu, že šlo o vyvolanou investici ŘSD, byla stavba mostu podřízena minimalizaci výluk na frekventovaných železničních tratích při současném požadavku ekonomického návrhu. To se povedlo ve značné míře díky použitým provizorním soumostím. Celá stavba bude dokončena v roce 2010, kdy část silnice I/34, nově uvedená do provozu v Českých Budějovicích, propojí dopravní okruhy, což značně uleví celkové dopravní situaci v jihočeské metropoli.

Hlavními účastníky rekonstrukce mostu byli:

Investor:	Ředitelství silnic a dálnic ČR, správa České Budějovice
Správce objektu:	SŽDC, s.o., Správa dopravní cesty České Budějovice
Projekt objektu:	TOP CON SERVIS s.r.o.
Zhotovitel stavby:	SWIETELSKY stavební s.r.o.
Zhotovitel objektu:	Edikt a.s.
Zhotovitel ocelové konstrukce:	Metrostav a.s., divize 7
Zhotovitel provizorního přemostění:	Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.

Zpět do obsahu

Nové spojení Praha – železniční estakáda přes Masarykovo nádraží – ověření výchozího stavu měřením dynamického chování metodou BRIMOS® v souladu s ČSN 73 6209

Dipl. Ing. Robert Veit-Egerer (PhD candidate), VCE - Vienna Consulting Engineers
Ing. Zdeněk Jeřábek, CSc., INFRAM a.s.

Předmětem příspěvku je informace o způsobu ověření dynamického chování konstrukce novostavby „Železniční estakády přes Masarykovo nádraží v km 3,993 HL“ umožňující v průběhu životnosti kontrolu spolehlivosti konstrukce vč. stavu podélného i příčného předpětí porovnáním změn dynamických charakteristik konstrukce. Pro tento úkol bylo použito nedestruktivní měření dynamického chování metodou BRIMOS®, které odpovídá dynamické zatěžovací zkoušce, protože umožňuje vyhodnocení zjištěných parametrů podle kritérií předepsaných ČSN 73 6209 a poskytuje ještě mnoho dalších informací o nosné konstrukci. Při vyhodnocení dynamického chování se vycházelo z porovnání naměřeného stavu s výsledky dynamického výpočtu a mezními hodnotami dle norem. Obdobné měření dynamického chování bylo v roce 2008 firmami VCE a INFRAM provedeno na železniční estakádě Sluncová. Autoři poukazují na jejich publikaci o podrobném diagnostickém průzkumu [1].

Popis provedených měření

Obecný popis

Měření dynamického chování mostu bylo provedeno po jeho reálném uvedení do provozu ve dnech 5. až 8. května 2009 metodou BRIMOS® (verze 10.06) firmami VCE - Vienna Consulting Engineers a INFRAM a.s. Vyhodnocení a posudek měření se opírají především o nejreprezentativnější a dominantní charakteristické zatížení – a sice železničním provozem.

Bylo provedeno měření:

- globálního chování železničního mostu v rastru po rozhraní jednotlivých obloukových prefabrikátů, tj. 1/14 rozpětí 1. pole, 1/12 rozpětí 2. pole, 1/13 rozpětí 3. až 11. pole a 1/10 rozpětí 12. pole. Senzory byly umísťovány na levé i pravé římse vždy na rozhraní prefabrikátů, na rozhraní mezi monolitem nad uložením a okolními prefabrikáty a na osu monolitického nadpodporového příčníku.
- lokálního chování horní desky (mostovky) v rastru jako u globálního sledování
- lokálního chování dolní desky v nepravidelném rastru podle umístění dolního předpětí.

Zatížení mostu během měření bylo dáno, kromě ambientních vlivů (vítr), železničním provozem na mostě a provozem pod mostem. Běžná rychlost vlaků na mostě je 40 km/h. Kromě vlaků na mostě probíhal posun jednotlivých lokomotiv rychlostí do 40 km/h.

Měření zrychlení na mostovce a dolní desce

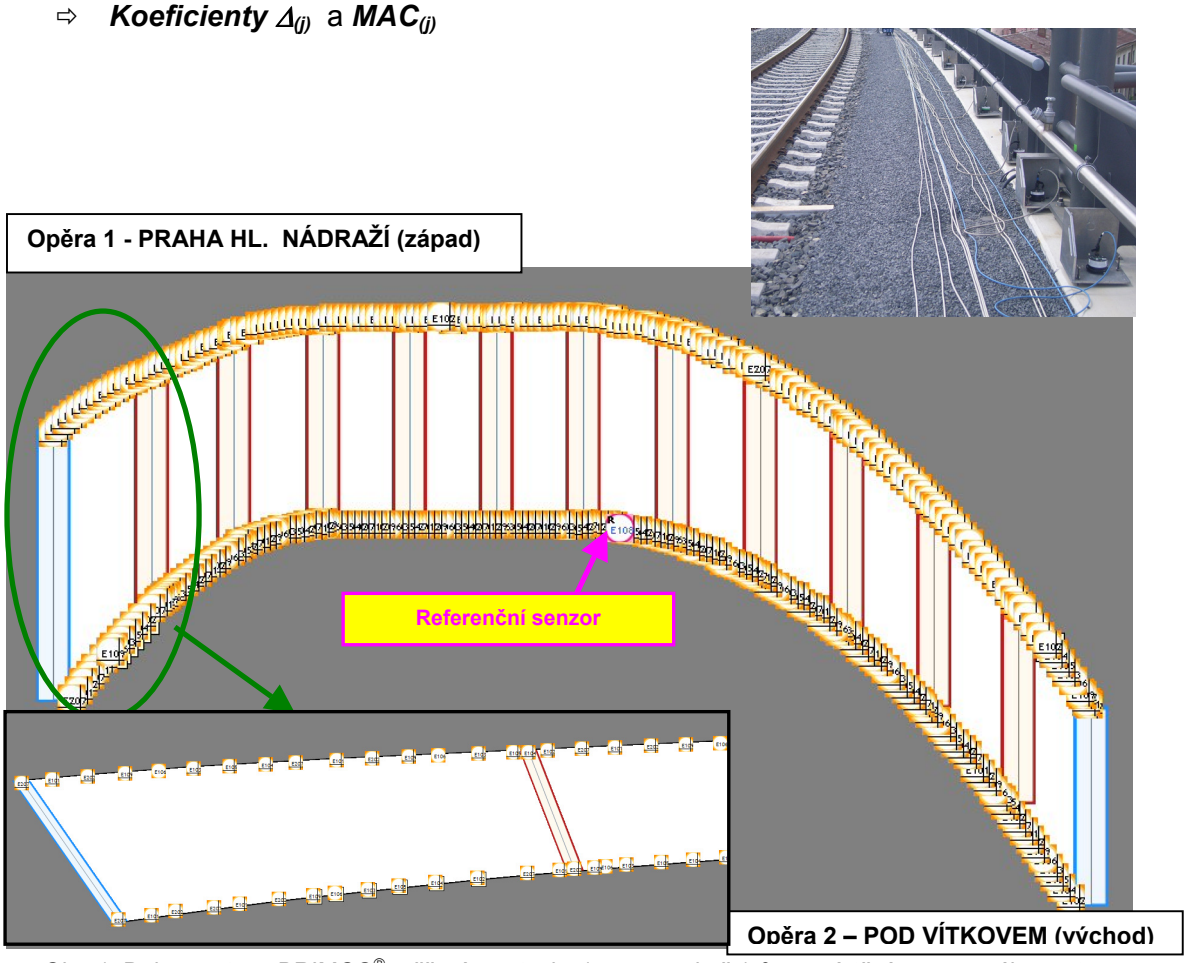
Měřící rastr 9 trojrozměrně měřících senzorů zrychlení byl postupně posunován po celé délce konstrukce za použití takzvaného referenčního senzoru, který stál během celého měření na stejném místě – a sice na pravé římse mostu ve 40 % rozpětí pole č. 7 (Obr 1). Snímače byly připevněny na aluminiových stojanech. Tato celistvost měřícího rastru umožňuje jednoznačně určit dynamickou charakteristiku nosné konstrukce v podélném, příčném a svislém směru. V každé konfiguraci na mostovce byla dynamická odezva

(zrychlení) snímána po 2 milisekundách (s frekvencí 500 Hz) a pro každou senzorovou konfiguraci byla zapisována do digitálního souboru po dobu 22 minut (1320 sec). Během jednoho 22 minutového souboru obvykle projelo 2 až 5 vlakových souprav.

Dynamické parametry používané pro analýzu

V rámci podrobného diagnostického průzkumu byly z naměřených hodnot vypočítány a hodnoceny následující parametry:

- Zobrazení a hodnoty spekter vlastních frekvencí
  - ⇨ ***dynamicky účinná tuhost a funkčnost nosné konstrukce***
- Trend (vývoj) dynamické tuhosti (odolnosti)
  - ⇨ ***Mapování globální a lokální odolnosti v podélném a příčném směru***
  - ⇨ ***lokalizace problematických částí NK (nosné konstrukce)***
  - ⇨ ***hodnocení stavu příčného & podélného předpětí***
- Zjištění a zobrazení charakteristických tvarů kmitání mostu
  - ⇨ ***podmínky uložení (funkčnost)***
- Diagram, obsahující přehled intenzity kmitání po celé NK
  - ⇨ ***Lokalizace možné únavy materiálu***
- Přehled tlumení přes celou konstrukci
  - ⇨ ***Útlum vnesené energie, lokalizace problematických zón***
  - ⇨ ***Logaritmický dekrement*** **útlumu** θ
- Porovnání výsledků z analytického výpočtu s měřením podle ČSN 73 6209
  - ⇨ ***Koeficienty*** $\Delta_{(j)}$ a ***MAC***$_{(j)}$



Obr. 1 Dokumentace BRIMOS® měření mostovky (vpravo nahoře) & rozmístění senzorového rastru na římsách – půdorys celku a detail (dole)

Posouzení výsledků

Zrychlení

Maximální hodnoty zrychlení mostovky zjištěné v rámci dynamického měření dosahovaly nejvýše 3,43 m/s^2. **Splňují tak přípustné maximální zrychlení,** které je γ_{bt} = 3,5 m/s^2 pro kolej na průběžném štěrkovém loži podle **EN 1990/A1.**

Vlastní frekvence

Výsledky měření ukazují zřetelnou dynamickou odezvu nosné konstrukce. Frekvenční analýza jasně identifikuje vlastní frekvence nosné konstrukce. Mimořádné jevy, které by indikovaly netypické chování mostu, zjištěny nebyly.

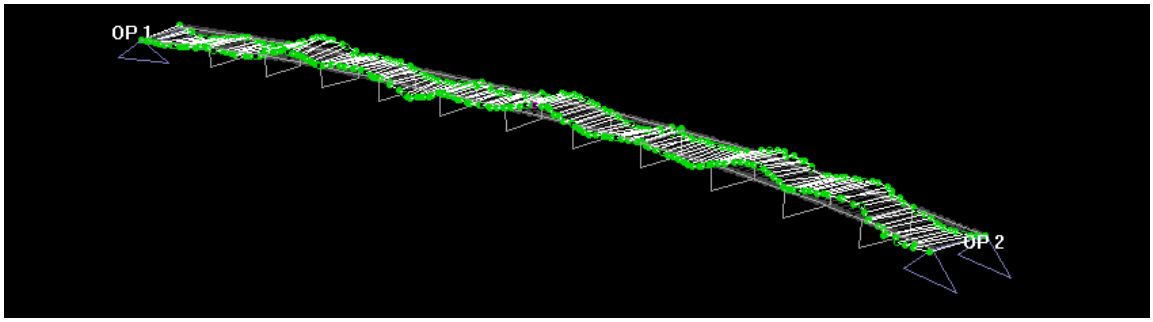
Vlastní frekvence n_0 příslušné ke každému poli (podle různého rozpětí L), které byly určeny vyhodnocením měření, **splňují požadavky** evropské normy **EN 1991-2** (obr. 6.10 v normě**)** vzhledem k dolnímu a hornímu limitu pro první vlastní frekvenci od namáhání v ohybu (viz. Tab. 1).

		Mezní frekvence dle EN 1991-2:2003(D) prvního kmitu v ohybu		
	Rozpětí [m]	Dolní limit $n_0 = 23{,}58*L^{-0{,}592}$ [Hz]	Měření 2009	Horní limit $n_0 = 94{,}76*L^{-0{,}748}$ [Hz]
Pole 1	39,9	2,66	**4,34**	6,02
Pole 2	34,9	2,88	**6,04**	6,65
Pole 3	37,0	2,78	**5,15**	6,36
Pole 4	37,0	2,78	**4,80**	6,36
Pole 5	37,0	2,78	**4,80**	6,36
Pole 6	37,0	2,78	**5,15**	6,36
Pole 7	37,0	2,78	**4,52**	6,36
Pole 8	37,0	2,78	**4,52**	6,36
Pole 9	37,0	2,78	**4,52**	6,36
Pole 10	37,0	2,78	**4,80**	6,36
Pole 11	37,0	2,78	**5,15**	6,36
Pole 12	31,5	3,06	**5,90**	7,18

Tab. 1 Porovnání měřených prvních vlastních frekvencí v každém poli s EN 1991-2 [5]

Analýza tvarů kmitání

Globální, podélně orientované tvary kmitání **odpovídají** charakteristickým, pro tuto konstrukci **předpokládaným tvarům**. Z mechanického hlediska to indikuje **uspokojivou funkčnost uložení.**



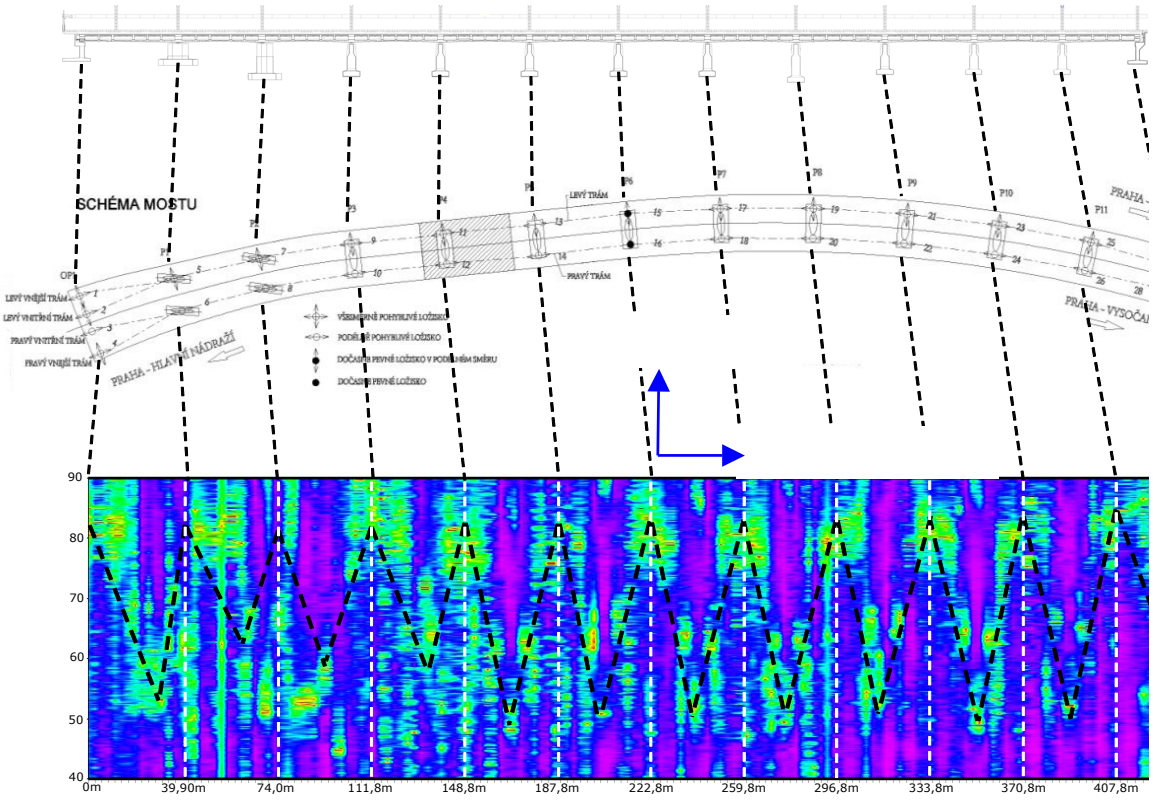
Obr. 2 5. měřený tvar kmitání 5,51 Hz (1BT vyvolaný namáháním v polích 3 & 7 a 5 & 9 synchron.)

Analýza intenzity kmitání (podle BRIMOS®)

Intenzita kmitání se vyskytovala během měření za daných podmínek zatěžování výhradně **v kategorii I**, tzn. že **je malá pravděpodobnost poškození** dynamickým namáháním z hlediska únavy.

Hodnocení dynamické tuhosti – odolnosti předepnuté konstrukce (podle BRIMOS®)

Analýza vývoje frekvenčních spekter (srovnatelné s dynamickou odolností) během celého měření a podle délky nosné konstrukce ukazuje lineární, stabilní průběh relevantních vlastních frekvencí. Tento **jev indikuje normální** charakteristické **chování mostu** a potvrzuje pozitivní hodnocení z hlediska zatížitelnosti a funkčnosti. Posudek platí jak pro globální provozní stav (dynamické chování hlavních částí nosné konstrukce – předepnuté v podélném směru), tak i pro lokální provozní stav (dynamické chování horní a spodní desky – oboje předepnuté v příčném směru).



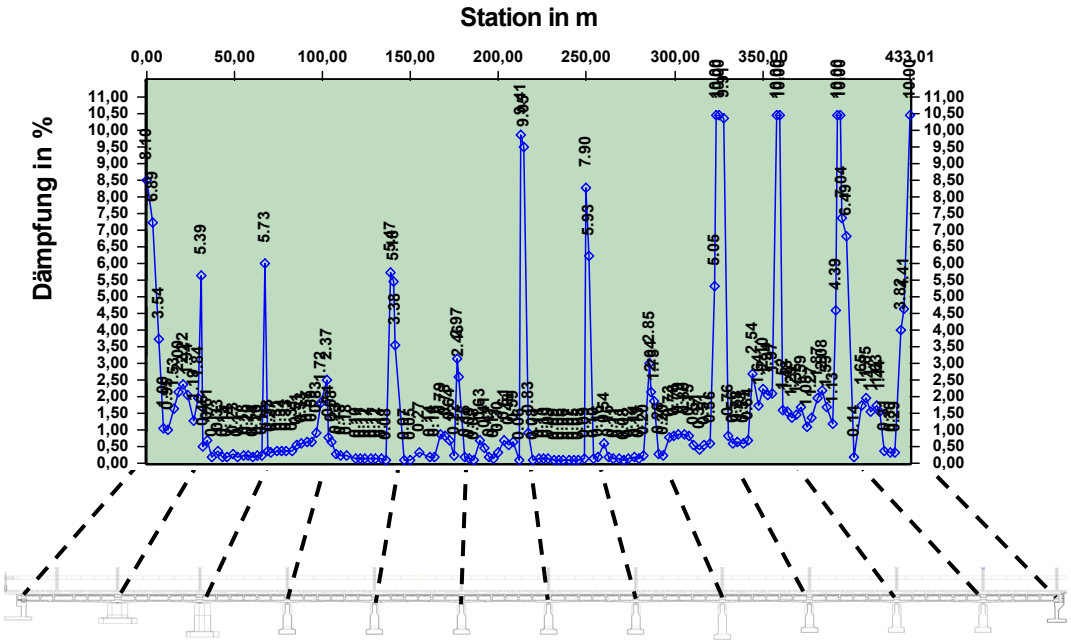
Obr. 3 **Trend dynamické tuhosti spodní desky** ve vertikálním směru **(lokální odezva** v pozorovaném, relevantním frekvenčním pásmu **40 - 95 Hz)** podle staničení všech senzorů zrychlení v prostřední komoře nosné konstrukce => Zřetelná křivka – ve tvaru V - naměřených vlastních frekvencí => je znát silný vliv geometrických podmínek (po délce proměnlivá ohybová tuhost desky, rozpětí uvnitř komor, způsob vytvoření pevného uložení atd.)

Analýza disipace (= ztráty) vnesené energie (podle BRIMOS®)

Vyhodnocené podélné globální hodnoty disipace energie kmitání (nevratné přeměny vnesené mechanické energie v jiné druhy energie na základě tlumení) odpovídají předpokládaným křivkám. Vyhodnocené **křivky disipace vnesené energie** z mechanického hlediska **indikují uspokojivou funkčnost uložení**. Nízké hodnoty uvnitř mostních polí potvrzují vysokou soudržnost a funkčnost interního předpětí.

Analýza tlumení – logaritmický dekrement útlumu

Hodnoty koeficientu tlumení ζ - zjištěné v rámci dynamického měření - se pohybují v oblasti **předepsané minimální hodnotou ζ_{min} = 1,0** či již nad ní a **splňují tak kriterium** podle EN 1991-2 . Dolní hranice kritického útlumu pro účely návrhu je zde takto předepsána pro mosty z předpjatého betonu s rozpětím ≥ 20 m (viz tab. 6.6. v EN 1991-2).



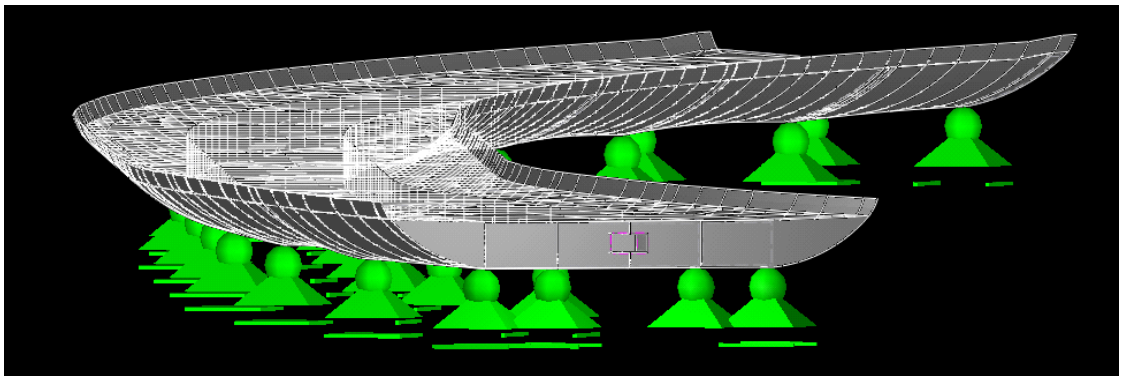
Obr. 4 Přehled tlumení na mostní konstrukci **dle měření podél pravé římsy** vyvolaného namáháním v ohybu základní vlastní frekvence (= **4,34 Hz)**

Výpočtový model a porovnání s měřením

Porovnání měření a výpočtu ukazují dobrou shodu v dynamické charakteristice a potvrzují pozitivní posudek o provozním stavu.

Odchylky vlastních frekvencí $f_{(j)obs}$ zjištěných měřením se pohybují proti teoretickým hodnotám $f_{(j)teor}$ převážně pod mezními hranicemi podle **ČSN 73 6209 Zatěžovací zkoušky mostů**. Pouze vypočtená první vlastní frekvence každého z prostředních (nejdelších), vzájemně ovlivňujících se polích se liší od naměřené frekvence více, než je uvedeno normou **ČSN 73 6209**.

Je vidět běžný jev, že teoreticky stanovené veličiny vždy zůstávají pod hodnotami zjištěnými měřením. Důvodem je fakt, že podélné a příčné předpětí, železniční kolej, příslušné kolejové lože a pražce i chodník jsou reprezentovány jejich hmotností, ale bez započtení jejich tuhostí, čímž není brán ohled na reálné spolupůsobení vzhledem k tuhosti příčného řezu. Protože jsou ale měřením zjištěné dynamické tuhosti v rámci tohoto diagnostického průzkumu vždy vyšší než analytické, je tento druh odchylky nakonec nezávadný.



Obr. 5 Železniční most, modelován metodou konečných prvků

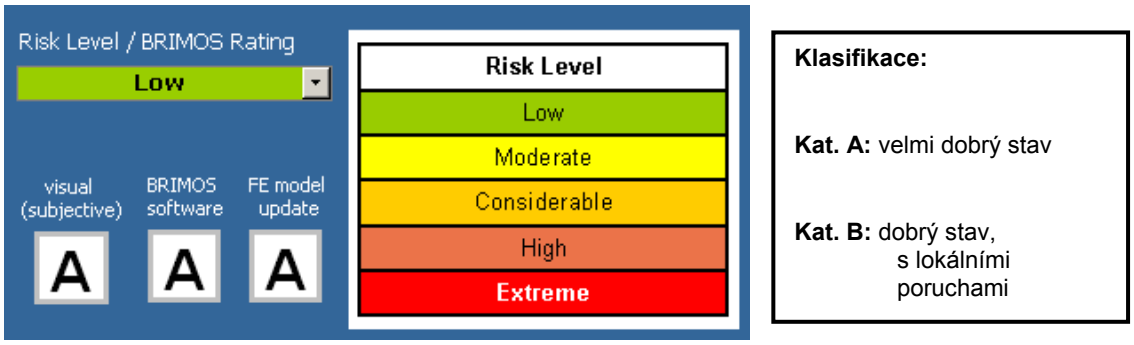
	MASARYK_090505A_DECK			
vlastní frekvence [Hz]	výpočet RFEM	měření 2009	odchylka [%] $\Delta_{(j)} = (f_{(j)cal} - f_{(j)obs})/f_{(j)cal}*100$	mezní odchylka [%] s ohledem na ČSN 736209
1. vertikální průhyb	3,21	4,34	-35,2	+ 10 až - 15
2. vertikální průhyb	3,44	4,52	-31,4	± 25
3. vertikální průhyb	3,60	4,80	-33,3	± 25
4. vertikální průhyb	4,17	5,15	-23,5	± 25
5. vertikální průhyb	4,51	5,51	-22,2	± 25
6. vertikální průhyb	4,84	5,90	-21,9	± 25
7. vertikální průhyb	5,14	6,04	-17,5	± 25
1. torzní křivka	5,83	6,86	-17,7	± 25

Tab. 2 Porovnání a hodnocení rozhodujících vlastních frekvencí

Vyhodnocením a porovnáním tvarů kmitání byla dosažena kvalitativně a hlavně i numericky (koeficient korelace modální analýzy **MAC**$_{(j)}$) vysoká shoda mezi měřením a teoretickým výpočtem. Většina vypočtených koeficientů MAC se blíží ideální hodnotě 1.

Hodnocení a klasifikace

Celkový a lokální provozní stav určený dynamickým měřením je dobrý. Z výsledků průzkumu vyplývá, že zatížitelnost a funkčnost nosné konstrukce jsou zajištěny v plném rozsahu.
Zařazení mostu SO 860 Železniční estakáda přes Masarykovo n. (na Novém spojení Praha hl. n. – Praha Libeň, Vysočany, Holešovice) do **klasifikace podle BRIMOS®u je do kategorie A – tj. velmi dobrý stav** na základě měření při podmínkách daných zatížením běžným provozem na mostě.



Obr. 6 Klasifikace – Železniční estakáda Masarykovo n. – Most SO 860

V rámci podrobného diagnostického průzkumu výchozího stavu nosné konstrukce železniční estakády přes Masarykovo n. **jsou splněny** jak požadavky české normy **ČSN 73 6209 Zatěžovací zkoušky mostů**, tak i relevantní požadavky evropských norem **EN 1990/A1** a **EN 1991-2**).

Ve smyslu ČSN 73 6209 se u mostů, u kterých se předpokládá v průběhu životnosti kontrola spolehlivosti konstrukce porovnáním změn dynamických charakteristik, mají provádět diagnostické dynamické průzkumy. S tímto požadavkem by zadavatel i projektant měl počítat již v přípravné dokumentaci. V praxi se nejvíce požaduje ověření stavu podélného i příčného předpětí či skutečného namáhání lan závěsů a táhel.

Literatura:

[1] Veit - Egerer, R.; Jeřábek, Zd.: Nové spojení Praha – Železniční estakáda Sluncová – Ověření výchozího stavu průzkumným měřením dynamického chování metodou BRIMOS s ohledem na ČSN 736209®", Sborník 14. mezinárodního sympozia MOSTY, ISBN 978-80-86604-43-5, Sekurkon, 2009

Zpět do obsahu

Estakáda přes Masarykovo nádraží – výsledky dlouhodobého monitorování nosné konstrukce mostu a některých vybraných prvků

Doc. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D., Ing. Miroslav Vokáč, Ph.D. a Ing. Martin Zatřepálek, Kloknerův ústav, ČVUT v Praze

Ing. Petr Klimeš, EUROVIA CS, a.s., závod Řevnice

Železniční estakáda přes Masarykovo nádraží je největší mostní objekt stavby Nové spojení. Stavba byla realizována sdružením firem Skanska ŽS a.s., SSŽ a.s. (nyní EUROVIA CS, a.s.), Metrostav a.s. a Subterra a.s, dodavatelem mostu bylo SSŽ a.s. (nyní EUROVIA CS, a.s.), závod Řevnice. Projektantem mostu byl SUDOP PRAHA a.s., Ing. Štěrba a Ing. Šafář. Vzhledem ke složitosti objektu bylo během přípravy stavby rozhodnuto o podrobném monitorování. Záměrem článku je popsat současný stav monitorování konstrukce a předložit poslední výsledky.

Monitorování

Monitorování se soustředilo na následující oblasti důležité pro výstavbu a funkci mostní konstrukce.

1) Měření teploty betonu. Měření sloužilo k ověření vývoje hydratačního tepla během betonáže. Měření bylo vyhodnoceno a podrobně popsáno v předchozích publikacích.

2) Měření posunů ložisek. Měření nadále probíhají. Měření umožňuje získat cenné informace o krátkodobých posunech v ložiscích i o dlouhodobém chování konstrukce. Měření bude nadále vyhodnocováno.

3) Měření lokálních poměrných deformací a následné odvození změn napjatosti v průřezu. Z konstrukčního hlediska je estakáda velmi zajímavá. Šířka konstrukce i zatížení od čtyř kolejí jsou u železničního mostu ojedinělé i ve světovém měřítku. Rovněž provedení některých detailů, statický systém, spolupůsobení v příčném řezu a zapojení prefabrikátů do konstrukčního systému bylo již během návrhu předmětem zájmu odporné veřejnosti, vyhodnocení napjatosti v průřezu může přinést cenné výsledky. Vyhodnocení výsledků je poměrně náročné, vyžaduje jejich detailní rozbor v návaznosti na podrobný hmg stavebních prací i těsnou spolupráci s projektantem – statikem mostu.

4) Měření namáhání přepážky. Mostní přepážka se provádí pouze u velmi malé části železničních mostů, kde je s ohledem na velkou délku mostu obava z ředění štěrkového lože. Důsledkem toho je nedostatek údajů pro návrh i nedostatek údajů o skutečném chování konstrukcí. Naneštěstí zde měření nebylo doplněno o původně uvažované měření přímo na koleji. Ta nebyla dodávkou dodavatele mostu a do programu se nepodařilo zapojit další organizace.

5) Měření změny sil v kabelech kotvící mostní konstrukci do opěry O1. Toto kotvení do konstrukce opěry nahrazuje pevné ložisko, které vzhledem k velikostem vodorovných sil nebylo možné na této mostní konstrukci realizovat. Výstup z prstencových dynamometrů pod kotevními objímkami je prezentována na obr. 7.

Stávající stav

Dne 19.11.2009 proběhla pracovní schůzka za účasti projektantů mostu, zpracovatele měření a dodavatele mostu. Bylo konstatováno, že měření zajištěná na základě objednávky dodavatele mostu doposud probíhají. Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, shromáždil velké množství údajů, měřící systém je nadále funkční.

Byla předložena řada nových výsledků. Z předběžného posouzení lze usuzovat, že zjištěné výsledky vykazují dobrou shodu s předpoklady. Je však zřejmé, že podrobná analýza je časově velmi náročná.

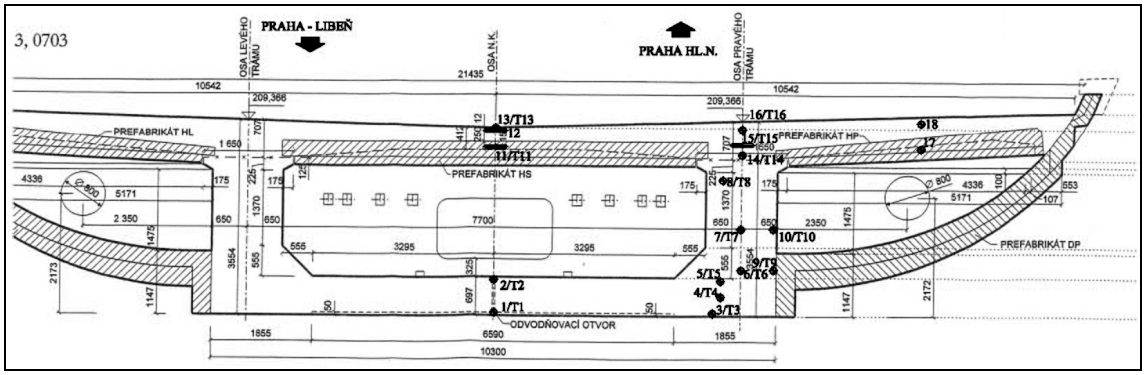
Vyhodnocení výsledků nebylo předmětem schůzky, navíc vyhodnocení provozu na mostě vyžaduje delší časové období.

Záměrem schůzky bylo domluvit na jaké údaje (z naměřených dat) je potřeba se zaměřit, jedná se především o časy, kdy docházelo ke změnám systému konstrukce, ke změnám zatížení apod. Je nutno sledovat nejenom dlouhodobé účinky, zajímavé jsou i krátkodobé změny, např. u ložisek apod.

Popis konstrukce

Estakáda je navržena jako předpjatá spojitá konstrukce o dvanácti polích. Rozpětí polí je 39,875 + 34,877 + 9 x 37,000 + 31,500 m. Celková délka mostu je 443 m. Šířka mostu umožňuje převedení čtyř kolejí, u stanice Praha – hlavní nádraží se navíc rozšiřuje pro kolejové zhlaví. Šířka konstrukce je tedy značná, v nerozšířené části je šířka horní desky 22 m. Konstrukce je podélně předpjatá. Příčně je předpjata tyčemi (dolní deska) a kabely (horní deska).

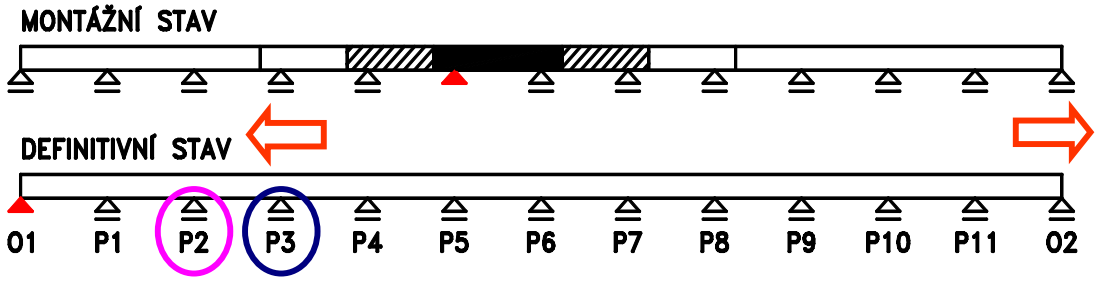
U uprostřed pole je výška průřezu 3,200 m, u pilířů se zvyšuje náběhy až na 3,700 m. Na obr. 1 je znázorněn charakteristický příčný řez mostní konstrukce. Průřez je tříkomorový. Nosná konstrukce je kombinací monolitu a prefabrikátů. Prefabrikovanými částmi jsou boční segmenty průřezu a prefabrikáty horní desky komory, které jsou spřažené s její monolitickou částí. Tloušťky monolitických stěn komorového průřezu jsou 1,300 m (viz obr. 1) a tloušťka masivního betonového stěnového příčníku nad pilíři je 2,520 m. Dolní monolitická deska komory je proměnné tloušťky od 363 do 572 mm. Horní deska je prefa-monolitická proměnné tloušťky.



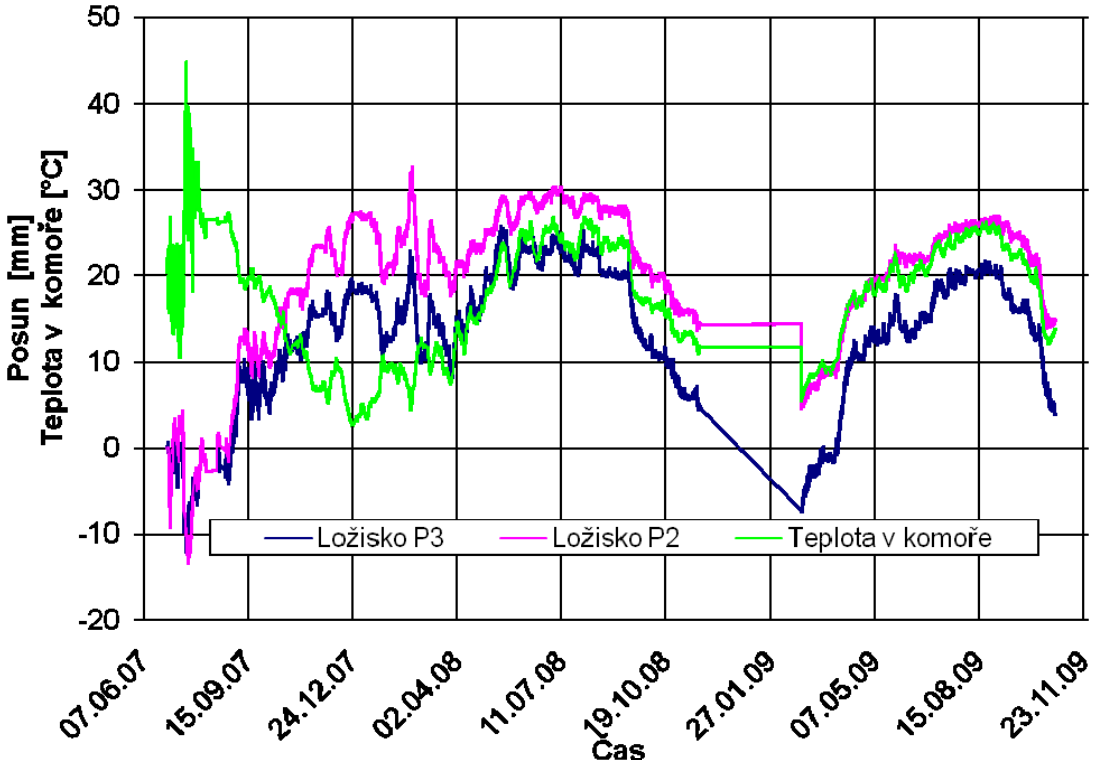
Obr. 1 Příčný řez nosnou konstrukcí mostu

Posuny ložisek

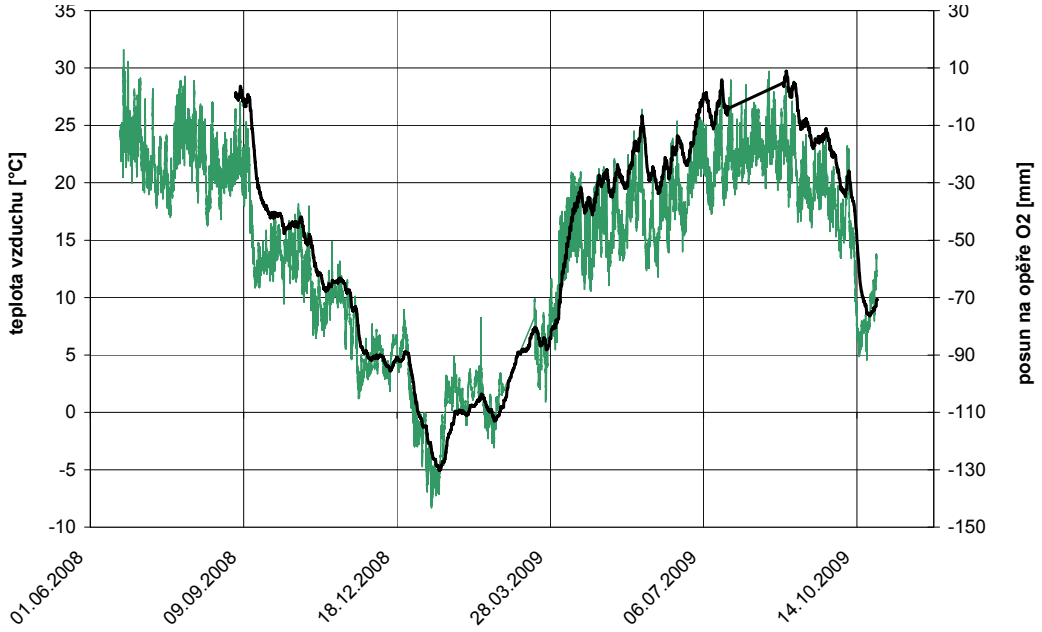
V montážních stavech bylo pevné ložisko umístěno na pilíři P5, viz obr. 7. V definitivním stavu je pevná podpora na opěře O1. V definitivním stavu je tedy dilatační úsek roven délce nosné konstrukce mostu, viz schéma na obr. 2.



Obr. 2 Podélné schéma mostu, označení pilířů a opěr



Obr. 3 Posuny ložisek na pilířích P2 a P3, teplota vzduchu v komoře mostu.



Obr. 4 Teplota vzduchu (zelená křivka) v dilatační spáře a posun ložiska na opěře O2

Vodorovné posunu ložisek v podélném směru mostu byly sledovány na pilířích P2, P3 a P9, P10. Koncem léta 2008 byl na opěře O2 osazen snímač pro měření dilatačních pohybů v dilatační spáře mostu nad opěrou O2. Kladné znaménko posunu je vždy ve směru staničení mostu, tj. směrem ke stanici Praha – Libeň.

Na obr. 3 je graf s naměřenými hodnotami posunů ložisek na pilířích P2 a P3 spolu s teplotou vzduchu v komoře. Je velmi patrná změna umístění pevného ložiska v březnu 2008, kdy došlo k otočení znaménka posunu od teplotní dilatace mostní konstrukce.

Posuny na ložisku P2 a P3 také po zhotovení štěrkového lože vykazují menší rozkmity hodnot způsobených krátkodobými denními cykly, protože na horní povrch konstrukce nepůsobí přímé sluneční záření.

Posuny na opěře O2, viz graf na obr. 4, jsou monitorovány přibližně 1,5 roku a rozdíl minimální a maximální hodnoty posunu je za toto období menší než 40 mm.

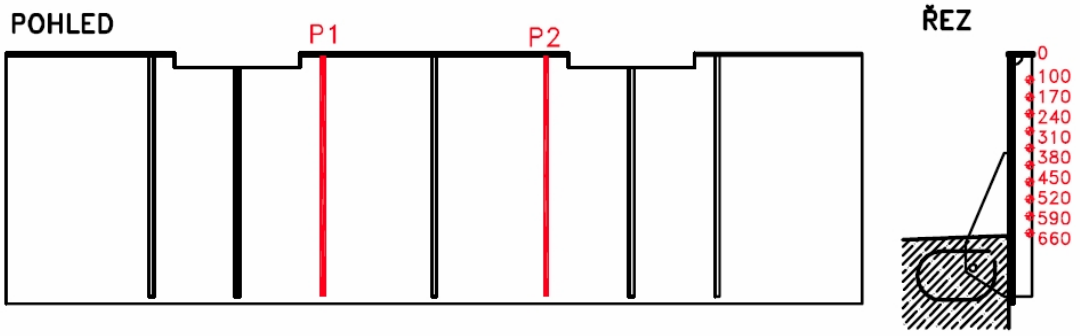
Tenzometrická měření mostní přepážky

Na mostě je průběžné kolejové lože, ale v dilatační spáře nad opěrou O2 je v každé koleji osazena ocelová mostní přepážka na nosné konstrukci mostu i na opěře a kolejové lože je přerušeno. Je tak zabráněno ředění štěrku nad dilatační spárou.

Vzhledem k ne zcela jasnému zatížení mostní přepážky je na jedné z nich prováděno tenzometrické měření. Schéma mostní přepážky s umístěnými tenzometry je zobrazeno na obr. 5. Tenzometry jsou umístěny na 2 výztuhách mostní přepážky u volného okraje výztuh označených na obr. 5 symboly P1 a P2 a číselným údajem, který je vzdáleností tenzometry od koruny přepážky. Kompenzace teploty se týká jen volné deformace, od které je nulový stav napětí.

Vlastní monitorování tenzometrické přepážky probíhá více jak 1 rok a výsledky jsou pro ilustraci zobrazeny v grafu na obr. 6. Nelze si nevšimnou určité souvislosti výstupů z tenzometrů s průběhem teploty a posunu ložiska na opěře O2, které jsou na obr. 4.

Extrémní hodnota naměřeného napětí na přepážce za sledované období je menší než 80 MPa.

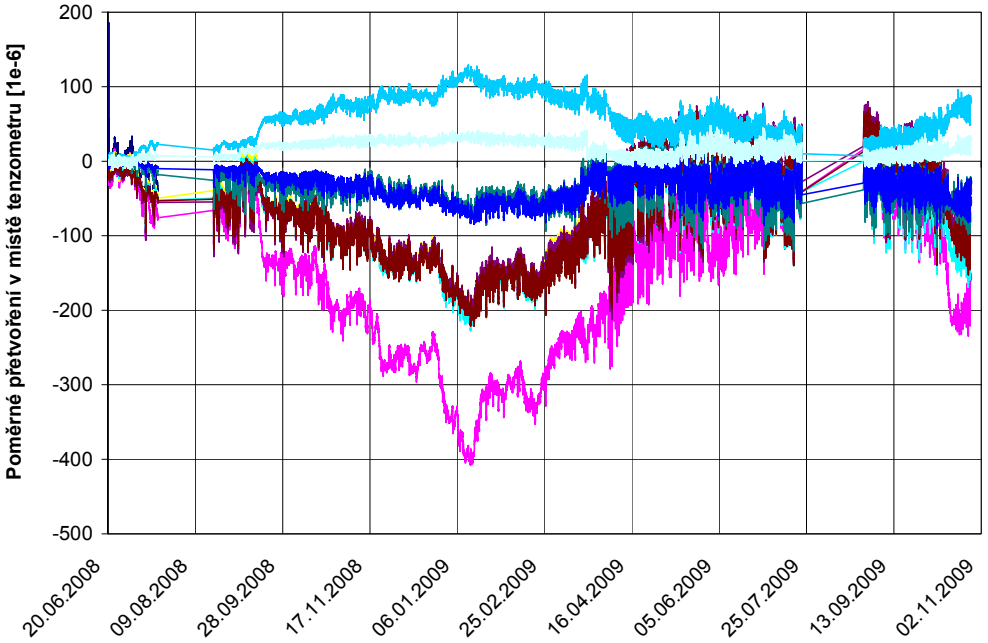


Obr. 5 Schéma mostní přepážky a měřené body s tenzometry (číselný údaj je svislá vzdálenost od koruny mostní přepážky)

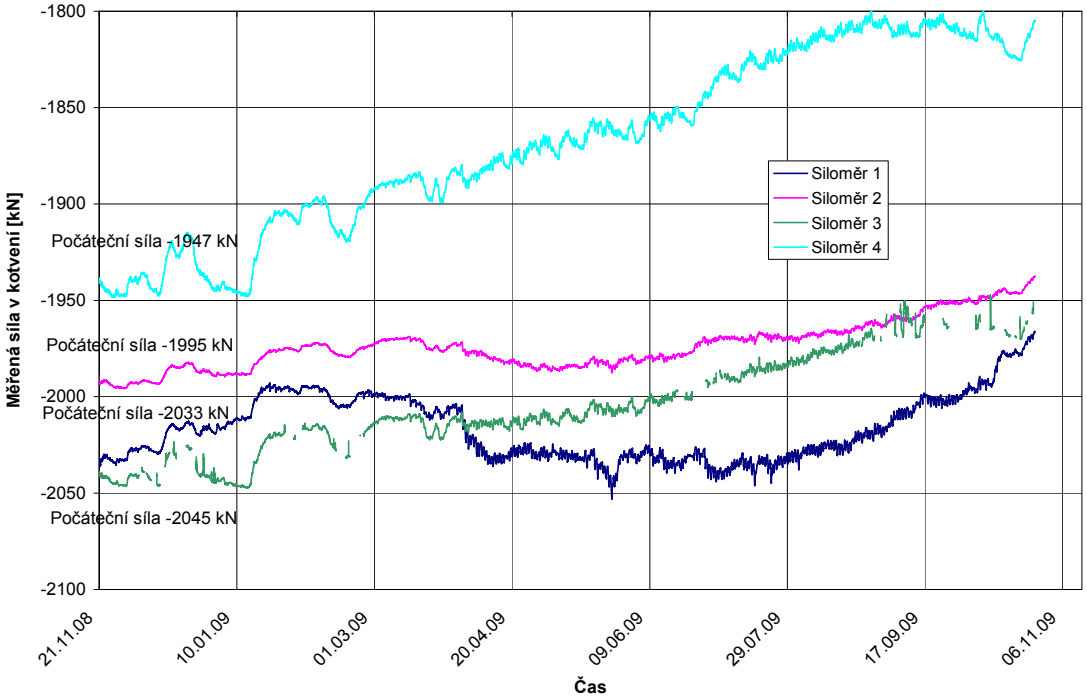
Tenzometrická měření betonových konstrukcí

Pro měření poměrných deformací v betonu lze použít odporové tenzometry nebo strunové tenzometry. Posledním tendrem v měření betonových konstrukcí rozvýjených v Kloknerově ústavu jsou optovláknové snímače, které lze zkonstruovat pro odměrnou délku poměrného přetvoření od 0,5 m do 10 m. Optovláknové snímače mohou pracovat na různých fyzikálních principech. Jedním z nich je nízkokoherenční interferometrie, kdy vlastní snímač je v podstatě interferometr, který obsahuje

referenční optické vlákno (pro kompenzaci vlivu teploty na optické vlákno) a vlastní odměrné optické vlákno, které je pevně spojeno s konstrukcí. Pro zjištění rozdílu délek vláken ve snímači slouží druhý interferometr v měřicím přístroji. Výhodou optovláknových snímačů je, že vlastní optický přenos informace o fyzikální veličině není rušen elektromagnetickými jevy.



Obr. 6 Poměrné deformace naměřené tenzometry na výztuze přepážky P1 v čase



Obr. 7 Průběh hodnoty síly v kotvení mostu na opěře O1 – měření je provádělo na 4 kabelech z 12

Závěr

Systém kontinuálního monitorování je plně funkční a zajišťuje průběžně značné množství vysoce unikátních informací o skutečném chování jak stavu mostu tak i jeho jednotlivých konstrukčních prvků, jako je např. přepážka. Dosavadní průběh monitorování a získané výsledky korespondují s předpoklady o chování konstrukce. Systém je způsobilý pro získávání dat za plného provozu na mostě a je možné provést cílené zhuštění měření zvolené veličiny. Za provedené období měření cca 1,5 -2,5 roku, dle typu sledované veličiny, byl získán velký objem dat, která jsou průběžně analyzována. Současně jsou rozebírány další možnosti jejich vyhodnocení s ohledem na přínos k návrhu a sledování životnosti obdobného typů konstrukcí.

Je zřejmé, že obdobná měření jdou nad rámec výstavby mostu a běžného sledování při výstavbě. Jejich hlavní význam spočívá zejména v přínosu pro další navrhování železničních mostů a také dlouhodobé sledování stavu a odhadu životnosti konstrukcí. V tomto směru se např. jeví jako vysoce účinná nová progresivní technologie optických vláknových snímačů, která je k dispozici až nyní a bohužel nikoli v době výstavby tohoto konkrétního mostu.

Tento příspěvek byl podpořen projektem GA ČR P104/10/2359.

Literatura

[1] Vokáč, M. - Kolísko, J. - Bouška, P. - Klimeš, P.: Sledování vývoje teploty, změn deformací a napjatosti betonu během betonáže masivních konstrukcí. In 13. betonářské dny 2006. Praha: ČBS - Česká betonářská společnost ČSSI, 2006, s. 235-241. ISBN 80-903807-2-7.

[2] Vokáč, M. - Kolísko, J.: Měření a výpočtový model vývoje teplot v prvcích masivní betonové mostní konstrukce vlivem hydratačního tepla. In Betonářské dny 2007. Praha: ČBS - Česká betonářská společnost ČSSI, 2007, s. 130-135. ISBN 978-80-87158-04-3.

[3] Vokáč, M. - Kolísko, J. - Bouška, P.: Monitorování železniční estakády přes Masarykovo nádraží během výstavby. In Experimental Stress Analysis 2007. 45th International Coference. Extended abstracts. Plzeň: Západočeská universita, 2007, s. 117-118. ISBN 978-80-7043-552-6. (Full text on CD)

[4] Vokáč, M. - Klimeš, P. - Kolísko, J.: Monitorování vybraných veličin při stavbě mostní estakády přes Masarykovo nádraží. In Mosty 2009. Brno: Sekurkon, 2009, s. 320-324. ISBN 978-80-86604-43-5.

[5] Vokáč, M. - Klimeš, P. - Kolísko, J.: Měření na železniční estakádě přes Masarykovo nádraží v Praze. In Zpravodaj SŽDC 4/2009. Praha: SŽDC, 2009, s. 3-11.

Zpět do obsahu

Mosty na vysokorychlostní trati Ebensfeld–Lipsko

Dr.-Ing. Richard Buba, SSF München
Dipl.-Ing. Stefan Kraft, SSF Berlin

V současné době se realizuje nová vysokorychlostní trať mezi Ebensfeldem a Lipskem. Snahou německé dráhy (DB) je uplatnit na této trati vedle osvědčených standardních mostů i nové, inovativní návrhy s cílem zvýšení estetiky a snížení zásahů do krajiny. V příspěvku je představen jeden z těchto mostů – Gänsebachtalbrücke. Jedná se integrovaný most z předpjatého betonu. Dále se v příspěvku pojednává tématika dynamiky vysokorychlostních mostů.

Úvod

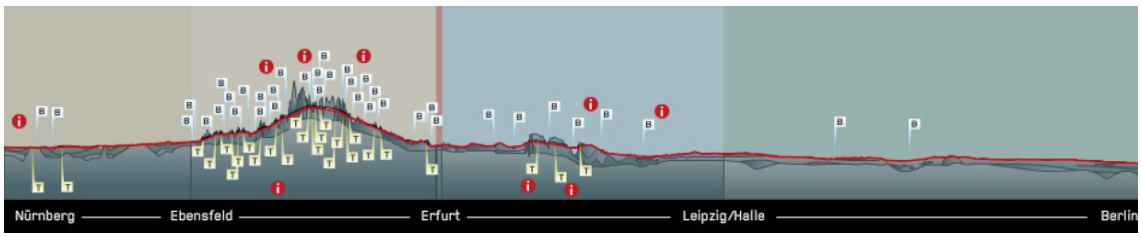
V současné době se realizuje vysokorychlostní trať mezi Norimberkem a Lipskem, která je součástí transevropské železniční sítě mezi Itálii a Skandinávii. Na jihu navazuje na vysokorychlostní trať Mnichov - Norimberk [2] a na severu na rekonstruovanou trať Lipsko - Berlín, které byly uvedeny do provozu v roce 2006. Trať Norimberk - Lipsko sestává z následujících částí:

- Norimberk - Ebensfeld, rekonstrukce stávající trati, 83 km, plánované dokončení 2017

- Ebensfeld - Erfurt, nová trať, 107 km, plánované dokončení 2017

- Erfurt - Lipsko, nová trať, 123 km, plánované dokončení 2015

Zprovozněním celé trati se zkrátí doba jízdy mezi Mnichovem a Berlínem na cca 4 hodiny, což je polovina doby před rokem 2006. Nové tratě jsou konstruovány pro provozní rychlost 300 km/h, na rekonstruovaných tratích činí maximální rychlost 200 - 230 km/h. Na všech nových tratích je pevná jízdní dráha. Trasa mezi Ebensfeldem a Erfurtem prochází pohořím Duryňský les a nachází se na ní 29 údolních mostů a 22 tunelů (obr. 1). Na trase Erfurt - Lipsko je 6 údolních mostů a 3 tunely.



Obr. 1 Profil trati Norimberk – Ebensfeld – Erfurt – Lipsko - Berlín

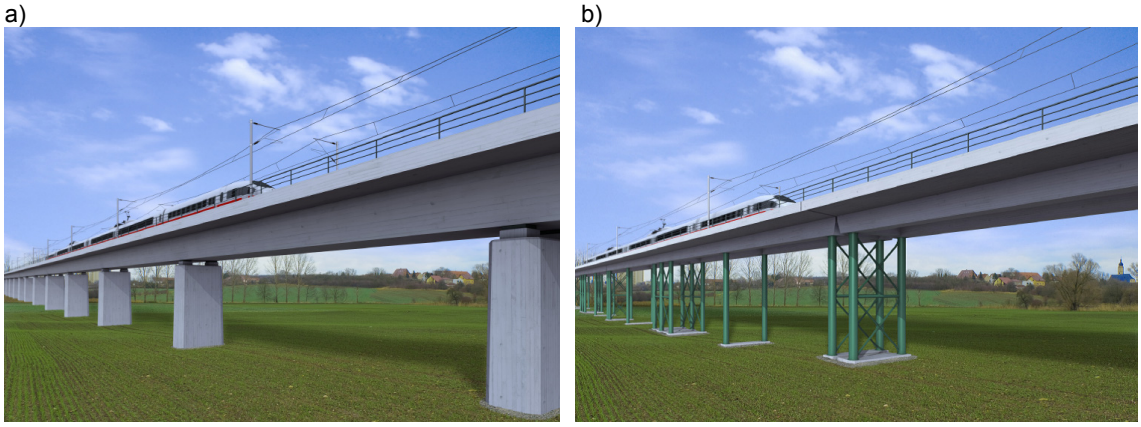
Vývoj mostů na vysokorychlostních tratích

V minulých desetiletích hrála při návrhu vysokorychlostních mostů jejich estetika spíše druhořadou roli, hlavním kritériem byla funkčnost. V rámci DB vznikla typizovaná řešení (tzv. rámcový projekt), u nichž byla většina rozměrů a detailů pevně dána drážními předpisy a jakékoliv odchylky byly jen těžce prosaditelné. K takovým typizovaným řešením patřily komůrkové mosty z předpjatého betonu o konstrukční výšce 3,6 m nebo 2,7 m s rozpětím 44 m nebo 33 m, a to buď jako řada prostých nosníků nebo jako spojitý trám. Tyto trámové mosty sebou nesou značná omezení pokud jde o tvar spodní stavby. Požadavky na zajištění dostatku místa pro ložiska, jejich inspekci a výměnu vedou zpravidla k velkým rozměrům pilířů, které působí velmi masivně a těžkopádně.

Poté, co začala sílit kritika designu těchto mostů, vznikla v rámci DB tzv. „Rada pro mosty“ (Brückenbeirat). Jejím cílem byl návrh moderních, inovativních, estetických a přitom cenově přijatelných mostů. Jejím předsedou se stal tehdejší generální ředitel

DB, čímž návrhy Rady získaly na průraznosti. Jedním z výsledků je „Příručka pro návrh železničních mostů“ [1]. První příležitostí aplikovat tyto návrhy v praxi se stala trať Ebensfeld - Lipsko. Ačkoliv většina mostů byla již naprojektována dle starého rámcového projektu, podařilo se u některých z nich projekt změnit a prosadit alternativní řešení. Jedním z těchto mostů je Gänsebachtalbrücke.

a) b)

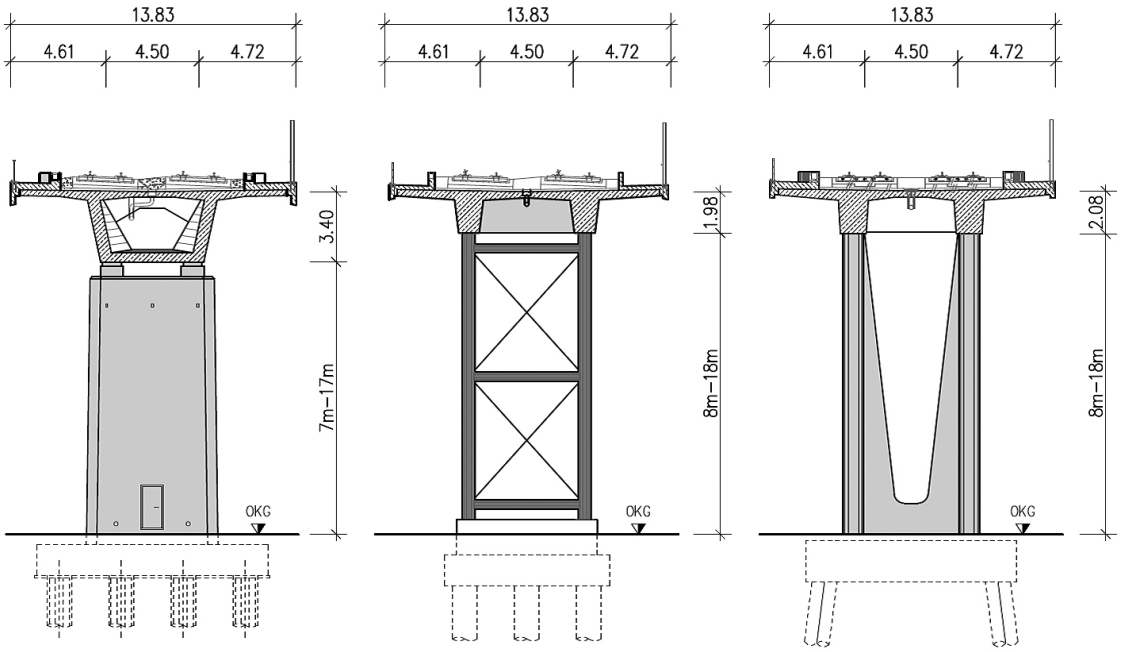


Obr. 2 Gänsebachtalbrücke: a) původní rámcový projekt, b) alternativní návrh č. 1

Most Gänsebachtalbrücke

Původní řešení

Údolí říčky Gänsebach je velmi široké a mělké. Délka mostu měla činit 1012 m a jeho výška cca 10 - 20 m. Původní rámcový projekt předpokládal tři za sebou následující komůrkové předpjaté mosty o konstrukční výšce h=3,4 m (obr. 2a, 3a), s rozpětími 8x 44 m = 352 m, 8x 44 m = 352 m, 7x 44 m = 306 m. Pevné ložisko obou krajních mostů mělo být umístěno na opěře, u prostředního mostu na třech pilířích uprostřed mostu. Dilatace kolejnic byly plánovány mezi oběma krajními mosty a prostředním mostem. Pilíře měly mít rozměry 2,7 x 6,0 m. To by však při šikmém pohledu vedlo k optickému zahrazení celého údolí (obr. 2a).

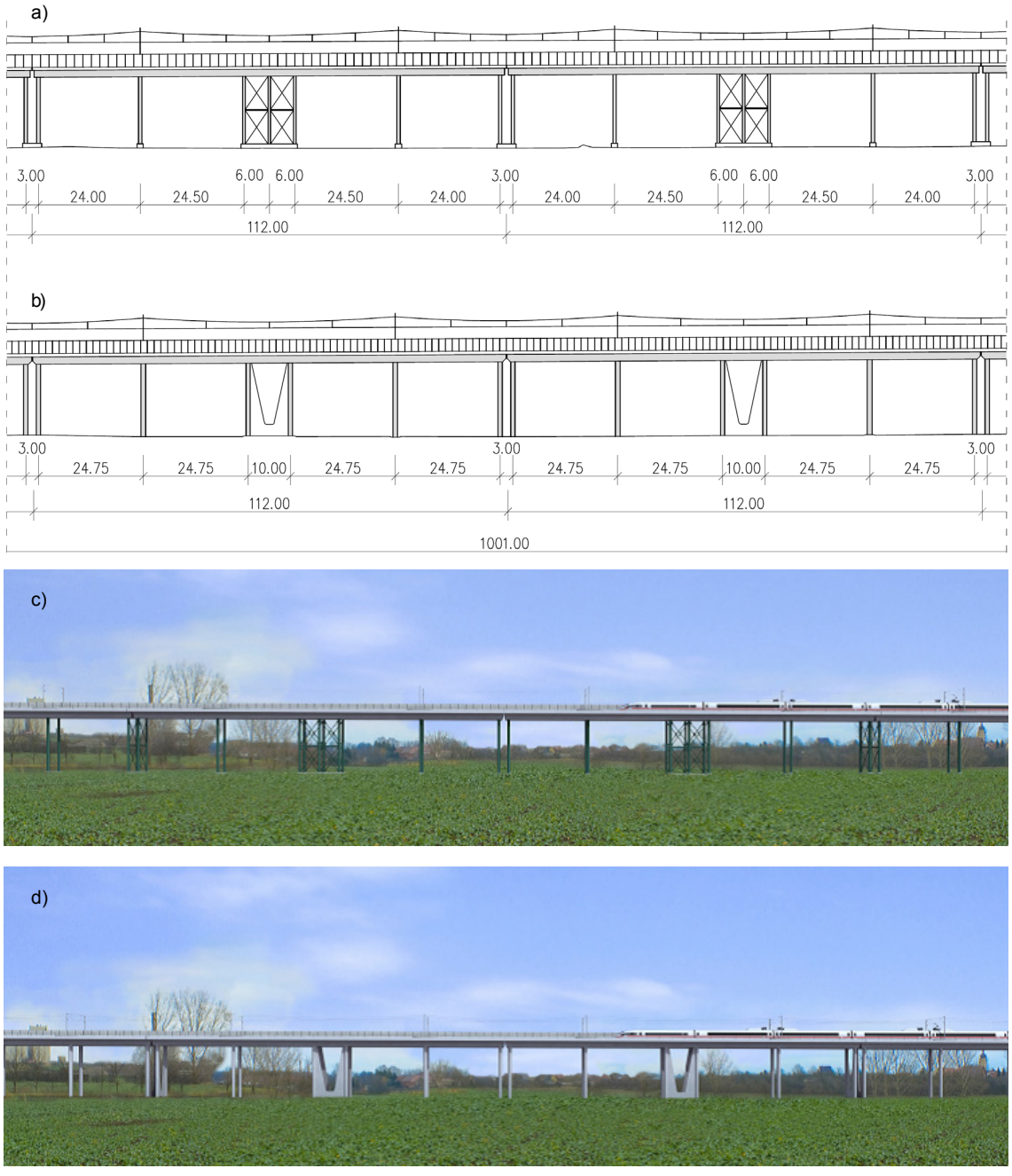


Obr. 3 Příčný řez a) původní rámcový projekt, b) alternativní návrh č. 1, c) alternativní návrh č. 2

Alternativní návrh 1:

Pro přemostění mělkého údolí je z architektonického hlediska lepší volit nižší mostovku, menší rozpětí polí a štíhlé podpory. V tomto duchu vznikl alternativní návrh č. 1 (obr. 2b, 3b, 4a+c).

Jedná se o řadu sdružených rámů délky 112 m s rozpětími 1,5+24,0+24,5+6+6+24,5+ +24,0+1,5 m. Mostovka je tvořena dvojtrámem z předpjatého betonu o konstrukční výšce h=1,98 m. Spodní stavba je tvořena ocelobetonovými spřaženými kruhovými sloupy průměru D≈0,8 m monoliticky spojenými s mostovkou. Přenos brzdných a rozjezdových sil je realizován zavětrovacím blokem uprostřed rámu sestávajícím ze tří sloupů a ocelových diagonál. Tuhost v příčném směru je zajištěna zavětrováním krajních sloupů. Na celém mostu nejsou žádná ložiska ani dilatace kolejnic.



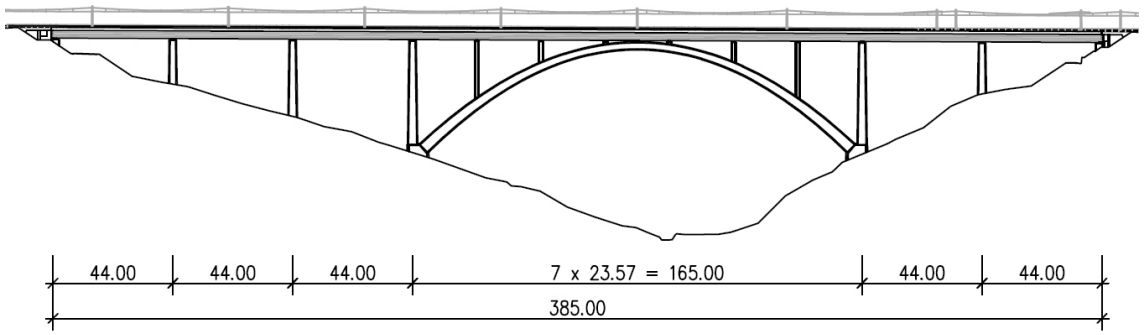
Obr. 4 Gänsebachtalbrücke, pohled a vizualizace prostřední části, a+c) alternativní návrh č. 1, b+d) alternativní návrh č. 2

Alternativní návrh 2:

Nevýhodou alternativního návrhu č. 1 byla poměrně vysoká cena ocelobetonových podpěr. Jelikož byl v rámci územního řízení schválen betonový most, panovaly obavy, že by změna na most ocelobetonový mohla být právně napadnutelná. Proto byl vytvořen alternativní návrh č. 2, který nahradil ocelobetonové sloupy betonovou spodní stavbou (obr. 3c, 4b+d). Ztužení v podélném směru bylo vytvořeno dvěma sloupy s náběhy, které se v dolní části spojují. Obdobné je i ztužení v příčném směru (obr. 4). Tato varianta byla nakonec vybrána k realizaci. Most má délku L=1001 m a sestává z 8 vnitřních rámů délky 112 m a dvou krajních rámů délky 52,5 m. Konstrukční výška činí h=2,08 m a průměr sloupů D=1,0 m.

Most Massetalbrücke

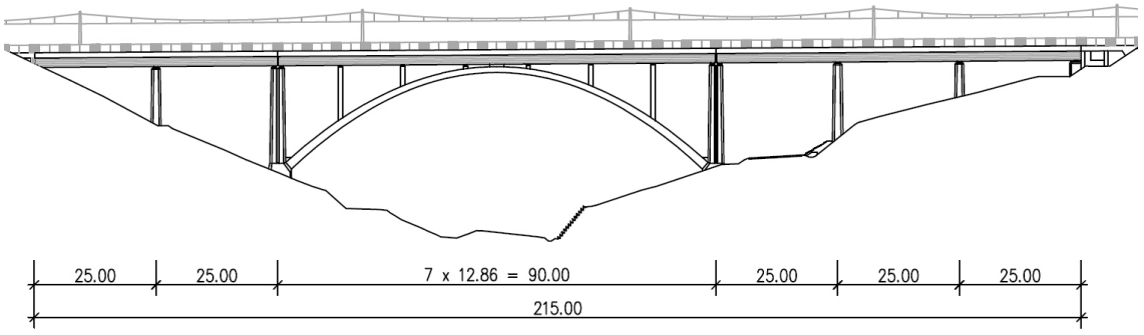
Massetalbücke je betonový obloukový most délky 385 m, rozpětí oblouku činí 165 m a jeho vzepětí 44 m (obr. 5). Mostovka je spojitý komůrkový nosník z předpjatého betonu výšky 3,6 m s pevným bodem na jedné opěře a dilatací kolejnic u druhé opěry. Oblouk se betonuje na pevné skruži, mostovka se bude provádět vysouváním.



Obr. 5 Massetalbücke – pohled

Most Grubentalbrücke

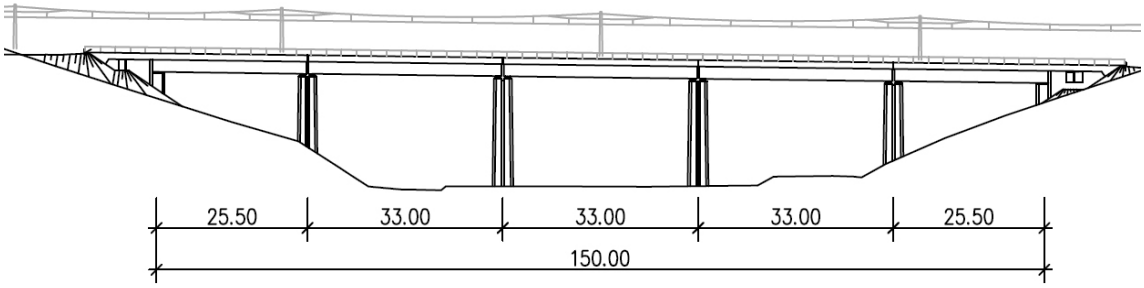
Grubentalbrücke je obloukový most o celkové délce 215 m (obr. 6). Původní návrh předpokládal rozdělení mostovky dvěma vnitřními spárami na tři spojité nosníky 50 + 90 + 75 m bez použití dilatace kolejnic. Mostovkou měl být komůrkový nosník výšky 2,7 m. V současné době se ale návrh přepracovává na integrovaný most beze spár s monolitickým spojením vrchní a spodní stavby. Dojde tak ke zmenšení výšky mostovky a rozměrů pilířů jakož i ke zrušení ložisek a přechodových konstrukcí.



Obr. 6 Grubentalbrücke – pohled (původní návrh)

Most Wohlrosetalbrücke

Jedná se o standardní řešení dle rámcového projektu DB (obr. 7). Most sestává z 5 prostých komůrkových nosníků výšky 2,7 m o rozpětích 25,5 + 3x 33,0 + 25,0 m. Most je zajímavý snad jen svým špatným dynamickým chováním a sklonem k rezonanci, které je ilustrováno dále (obr. 9).

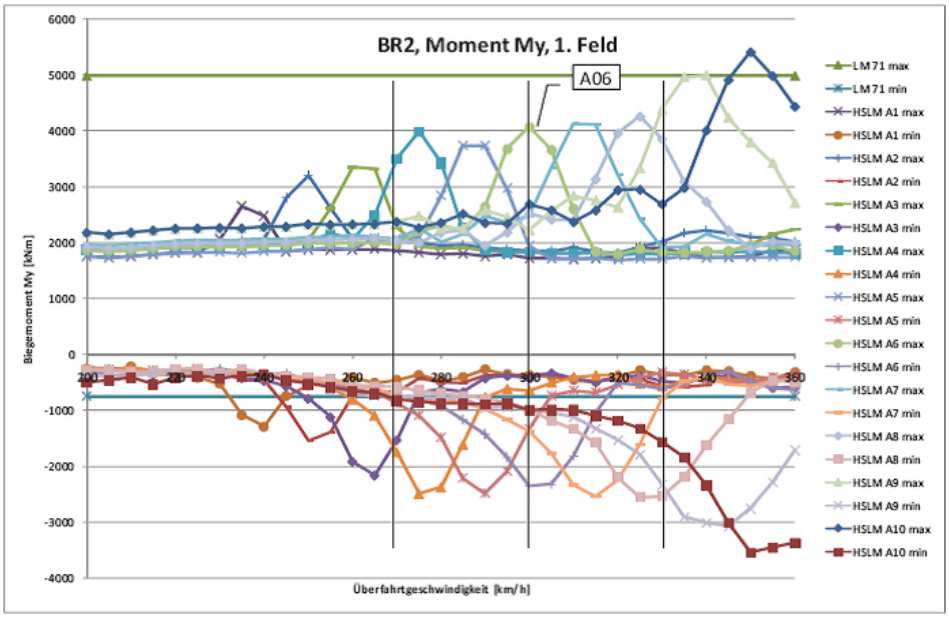


Obr. 7 Wohlrosetalbrücke – pohled

Dynamická analýza vysokorychlostních mostů

U vysokorychlostních mostů hraje velkou roli jejich dynamické chování. U mostů pro rychlost ≥ 200 km/h je vždy nutné provést dynamický výpočet. Je nutné prokázat, že nedojde ke ztrátě kontaktu mezi kolem a kolejnicí, a zjistit skutečný dynamický součinitel. Kriteriem pro dostatečný kontakt kolo - kolejnice je omezení svislého zrychlení mostovky na ±5 m/s² u pevné jízdní dráhy, resp. ±3,5 m/s² u štěrkového lože.

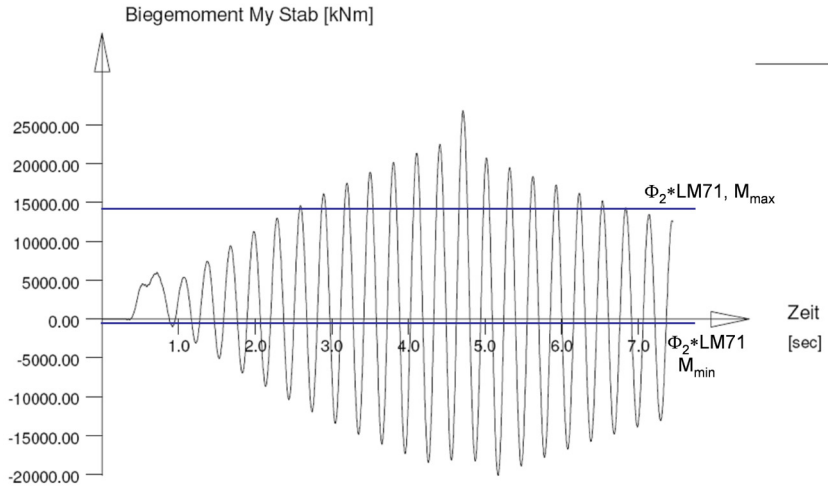
Pro simulaci vysokorychlostních vlaků je definovámo 10 zatěžovacích modelů HSLM A-01 až A-10, které zohledňují současné i budoucí vysokorychlostní vlaky v Evropě. V rámci dynamického výpočtu se simuluje průjezd těchto vlaků do rychlosti 360 km/h v krocích po 10 km/h. Pro mezní stav únavy se přitom zohledňují jen rychlosti v rozmezí 10% od plánované provozní rychlosti, v daném případě 270 - 330 km/h. Výpočet se provádí zpravidla přímou časovou integrací. Maximální vnitřní síly z dynamického výpočtu se srovnávají s vnitřními silami od statického modelu LM 71 včetně dynamického součinitele a vetší z obou hodnot se použije pro dimenzování.



Obr. 8 Gänsebachtalbrücke. Maximální a minimální ohybové momenty ve středu pole z dynamického výpočtu (modely HSLM A1-10) a od statického modelu LM 71

Pro Gänsebachtalbrücke to je ilustrováno na obr. 8. V diagramu jsou znázorněny maximální a minimální ohybové momenty ve středu pole od jednotlivých modelů HSLM pro rychlosti od 200 do 360 km/h a taktéž od statického modelu LM 71. Je patrné, že pozitivní moment od modelu LM71 je překročen pouze vlakem HSLM A10 při rychlosti 340 km/h. Tento moment se použije při dimenzování v mezním stavu únosnosti. Pro posouzení na únavu je určující model LM 71. Pokud jde o negativní moment, přesahuje moment z dynamického výpočtu značně statický moment od LM 71. Dynamická analýza prokázala příznivé dynamické chování mostu. Došlo pouze k nepatrnému zvýšení vnitřních sil oproti statickému výpočtu a mezní hodnoty zrychlení mostovky nebyly zdaleka překročeny.

Zkušenosti s jinými mosty na této trati ukázaly, že ne vždy je dynamické chování tak příznivé. Příkladem je most Wohlrosetalbrücke (obr. 7). Na obr. 9 je znázorněn časový průběh ohybového momentu ve středu pole od modelu HSLM-A10 při rychlosti 320 km/h. Je zde patrná výrazná rezonance. Během průjezku vlaku (cca 4,5 s) se moment neustále zvyšuje a poté jen zvolna klesá. Pozitivní dynamický moment dosahuje téměř dvojnásobku statického momentu od LM71. Negativní moment (tah horních vláken), který je u statického výpočtu na prostém nosníku nulový, dosahuje při rezonanci téměř hodnot pozitivního momentu. Tento průběh vnitřních sil má značný vliv na dimenzování předpětí. Jelikož se dynamický výpočet prováděl až v rámci prováděcího projektu, nebylo už možné konstrukční řešení mostu změnit, ačkoliv by řešení mostovky jako spojitý nosník nebo rám bylo z hlediska dynamiky, estetiky i celkových nákladů výhodnější.



Obr. 9 Wohlrosebrücke. Dynamická analýza, průběh ohybového momentu ve středu pole od modelu HSLM-A10 při rychlosti 320 km/h.

Na základě zpracovaných projektů vysokorychlostních mostů je patrná tendence, že dynamické chování integrovaných mostů je většinou výhodnější než dynamika prostých nosníků. Dynamická odezva je však u každého mostu jiná, a tak se tato zkušenost nedá generalizovat. Dynamická analýza by se proto měla provádět již ve stadiu návrhu mostu, kdy je ještě možné jeho konstrukci vhodně upravit.

Literatura:

[1] Schlaich, J.; Schmitt, V.; Marx, S. a kol.: Leitfaden Gestalten von Eisenbahnbrücken, DB Netze, 2008,

[2] Buba, R.; Scholz, M.: Mosty na vysokorychlostní trati Nürnberg - Ingolstadt, 13. konference Železniční mosty a tunely, 2008,

Nové mostné objekty na modernizovanej železničnej trati ŽSR na ostrove Nosice

Ing. Karol Dobosz, Ing. Vladimír Piták, Ing. Ján Sandanus a Ing. Peter Vyšlan,
Reming Consult a.s.

Predmetom príspevku je riešenie problémov pri návrhu železničných mostov pre modernizovanú dvojkoľajnú trať na ostrove Nosice, ktorý oddeľuje pôvodné koryto rieky Váh od Vážskeho kanálu. Mostné objekty sú súčasťou preložky, ktorú si vyžiadala modernizácia železničnej trate v úseku medzi Púchovom a Považskou Bystricou.

Úvod

Rozvojovým dokumentom „Dlhodobý program rozvoja železničných ciest“, schváleným uznesením vlády SR č. 166/93 a aktualizovaným uznesením vlády č. 686/97 boli definované hlavné smery rozvoja železničnej dopravy na Slovensku. Medzi prioritné bola zaradená trať Bratislava - Žilina - Košice ako súčasť európskeho dopravného koridoru č. V definovaného na II. Paneurópskej konferencii ministrov dopravy konanej na Kréte v roku 1994. Hlavným cieľom ŽSR je modernizovanie technickej infraštruktúry trate pre dosiahnutie parametrov dohôd AGC a AGTC.

Súčasťou uvedenej trate je aj úsek Púchov – Žilina, pre ktorý bol z viacerých variantov pre rýchlosť 160 km/h vybraný variant vedenia trate odbočujúci za Púchovom doľava z pôvodného telesa, kde prechádza cez inundačné územie Váhu lemované z jednej strany Važským kanálom a z druhej pôvodným korytom, čím vzniká ostrov Nosice. Následne prechádza tunelom popod Nimnické kúpele a mostným objektom ponad vodnú nádrž Nosice. Za priehradou sa tunelom trať dostáva do Považskej Bystrice.

Celková dĺžka modernizovaného úseku trate Púchov – Považská Teplá je 15,773 km, z čoho cca 3,030 km je v dvoch tuneloch a cca 2,360 km na železničných mostoch. Okrem toho je v uvedenom úseku ešte 9 cestných mostov a nadjazdov, 5 podchodov pre cestujúcich a verejnosť a 7 iných typov konštrukcií spadajúcich do mostov a umelých stavieb.

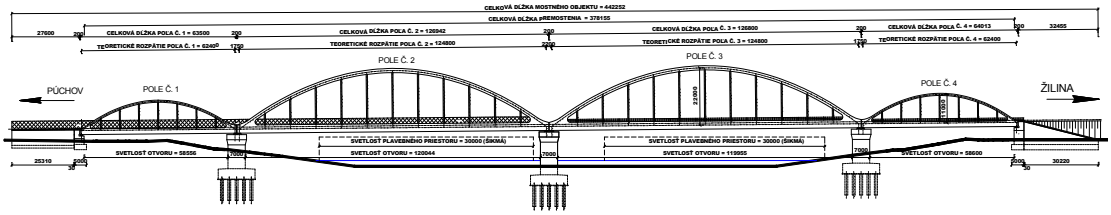
Za účelom vizuálneho zjednotenia riešenia mostných objektov bola dohodnutá v údolí Váhu pred tunelom oblúková koncepcia návrhu rozhodujúcich železničných mostov. Táto zjednocujúca myšlienka sa týka šiestich mostov, ktoré sú predmetom príspevku.

Nový železničný most nad Nosickým kanálom

Most prevádza preložku železničnej trate cez koryto Nosického kanálu Váhu a priľahlé inundačné územie. Prekážku tvorí vodný tok, ktorý je zároveň súčasťou vážskej vodnej cesty, čiže plavebná dráha tvorená plavebným priestorom V_a a V_b. Trať sa v danom úseku nachádza v dvoch protismerných oblúkoch s prechodnicami a výškovým stúpaním smerom k Považskej Bystrici, s osovou vzdialenosťou 4,2 až 4,262 m.

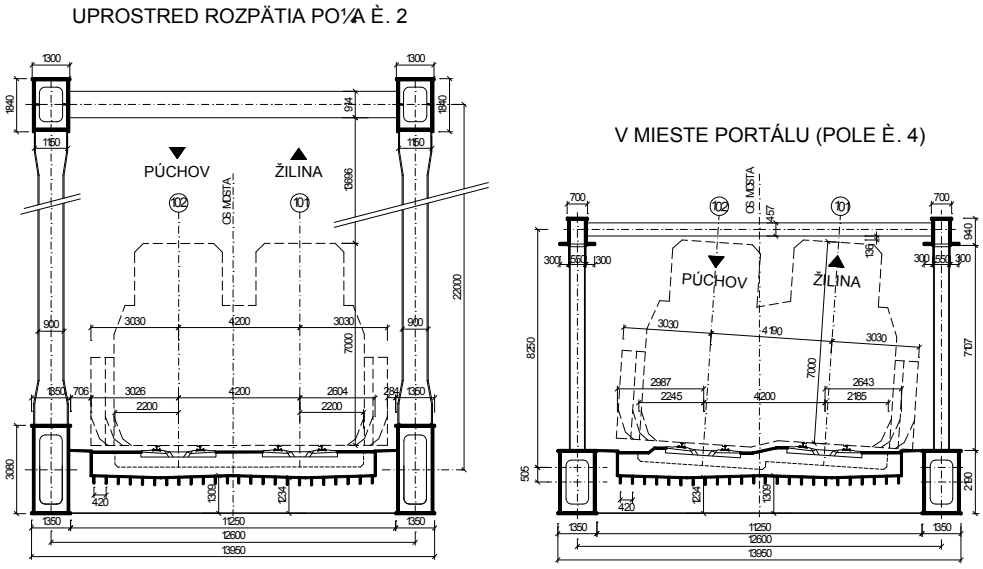
Celková dĺžka premostenia je 378,155 m, čo viedlo k návrhu štvorpoľovej oblúkovej nosnej konštrukcie (Langerových trámov) s rozpätiami jednotlivých polí 62,4+124,8+124,8+62,4 m (obr. 1). Vnútorné polia premosťujú šikmo Nosický kanál tak, aby bol zachovaný plavebný priestor 2x30 m.

Krajné polia tvoria dva plnostenné trámy komorového prierezu s vnútornými svetlými rozmermi 1,188x2,118 m zabezpečujúce ich priechodnosť. Na trámy sú s excentricitou 0,505 m napojené parabolicky zakrivené oblúky teoretického vzopätia 11,0 m navrhnuté z plnostenných otvorených prierezov klobúkového tvaru. Prepojenie oblúka a trámu zabezpečujú zvislice tvaru I.



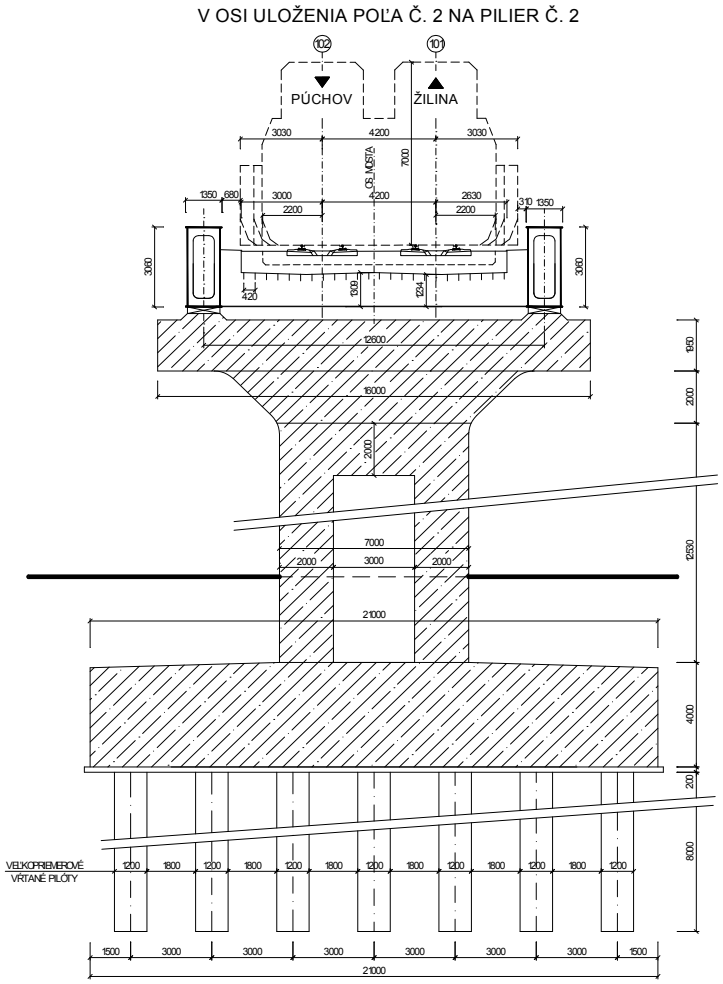
Obr. 1 Pozdĺžny pohľad na most

Zvislice sú pripojené na trám a oblúk trecími spojmi pomocou čelných dosiek. Celý mostný prierez je hore uzavretý nadmostovkovým stužením tvorený priečkami z rúrok.
Vnútorné polia tvoria opäť dva plnostenné trámy priechodného komorového prierezu s vnútornými svetlými rozmermi 1,184x 3,0 m. Na trámy sú centricky napojené parabolicky zakrivené plnostenné oblúky s teoretickým vzopätím 22,0 m s komorovými prierezmi 1,15x 1,71 m. Prepojenie oblúka a trámu tvoria zvislice tvaru I premenného prierezu, pripojené na trám a oblúk trecími spojmi pomocou čelných dosiek. Mostný prierez je v hornej časti uzavretý nadmostovkovým stužením tvorený priečkami z rúrok (obr. 2).
Mostovka je navrhnutá ortotropná s priebežným koľajovým lôžkom z plechu hrúbky 16 mm a je tvarovaná do profilu žľabu koľajového lôžka. Pozdĺžne výstuhy sú v osovej vzdialenosti 0,42 m, priečne výstuhy vo vzdialenosti 2,6 m a majú premenný prierez tvaru ⊥ (obr. 2).



Obr. 2 Vzorové priečne rezy mostom

Všetky nosné konštrukcie sú navrhnuté z ocele S355J2 a sú rozdelené v priečnom smere na 5 montážnych dielcov spájaných montážnymi zvarmi. V pozdĺžnom smere sú pole 1 a 4 rozdelené na 5 montážnych dielcov a polia 2 a 3 na 10 montážnych dielcov.



Obr. 3 Priečny rez pilierom č. 2

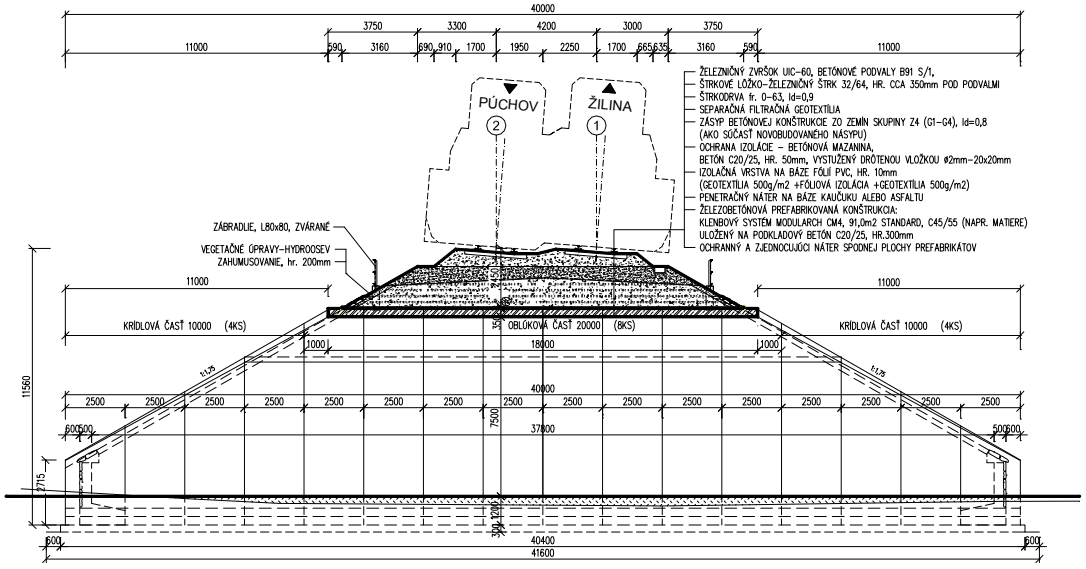
Spodná stavba je tvorená železobetónovými gravitačnými oporami s hrúbkou drieku 4,0 m a dĺžkou 14,5 m. Na oporu O1 naväzujú rovnobežné krídla, ktoré súčasne tvoria oporné múry a napájajú sa na predchádzajúci objekt. Opora O2 je doplnená svahovými krídlami. Opory sú založené na mikropilótach do hĺbky 6,0 m. Medziľahlé piliere sú kruhového tvaru priemeru 7,0 m z betónu C20/25, ukončené úložnými prahmi 8x16,0 m premennej hrúbky 1,95 až 3,95 m z betónu C30/37. Drieky sú votknuté do základových dosiek s rozmermi 15,0 x 21,0 m z betónu C20/25. Piliere sú založené na veľkopriemerových pilótach priemeru 1,2m a dĺžky 8,0m z betónu C30/37.

Nosná konštrukcia bude uložená na nenormalizované hrncové ložiská. Pevné uloženie nosnej konštrukcie v poli 1 je na opore O1, v poli 2 je pevné uloženie na pilieri P1, v poli 3 je pevné uloženie na pilieri P2 a v poli 4 je pevné uloženie na opore O2.
V každom mostnom poli sa navrhuje revízny vozík pod nosnou konštrukciou, ktorý sa bude pohybovať po vodiacich drážkach z I220 pripevnených na spodnú plochu dolných pásnic priečnikov.
Kontinuálny prechod železničnej komunikácie a koľajového lôžka z nosnej konštrukcie na opory je zabezpečený pomocou mostných záverov riešených ako prekrytie dilatačnej škáry plechom hr. 16 mm tvarovaným v tvare vane koľajového lôžka.

Nový železničný viadukt na ostrove Nosice, č. 1, č. 2, č. 3 a č. 4

Sústava železničných viaduktov sa nachádza v inundačnou území Váhu, kde je v budúcnosti uvažované na ostrove Nosice s vybudovaním rekreačnej oblasti.

Z potreby zabezpečenia voľného prietoku vody inundačným územím vyplýva, že železničnú trať nie je možné viesť na násype, ale je potrebné vybudovanie mostných objektov. Trať je v danom úseku v smerovom oblúku a v stúpaní smerom k Považskej Bystrici. Osová vzdialenosť koľají na mostoch je 4,2 m.
V dokumentácii pre územné rozhodnutie boli viadukty riešené ako spriahnuté oceľobetónové konštrukcie uložené na pilieroch s hĺbkovým založením. Tento spôsob založenia bol nevyhovujúci nakoľko sa objekty nachádzajú v ochrannom pásme I. stupňa minerálnych vôd.
V dokumentácii pre stavebné povolenie bola navrhnutá železobetónová prefabrikovaná konštrukcia systému MATIERE typu MODULARCH CM4 z betónu C 45/55, s plošným založením. Voľba tejto konštrukcie minimalizuje zásah do vodného zdroja minerálnych vôd.
Nosná konštrukcia tubusu je tvorená v priečnom smere z ôsmych prstencov skladobnej šírky 2,5 m, na ktorú nadväzujú krídlové steny rovnakého tvaru ako stenové dielce tubusu, ktoré sa zvažujú v sklone 1:1,75, ktorý kopíruje sklon železničného násypu. Voľná šírka na moste dosahuje hodnotu medzi rímsami 18,0 m a celková šírka konštrukcie v päte násypu je 40,0 m (obr. 4). Stenové dielce a krídlové steny sú zmonolitnené pätkami.

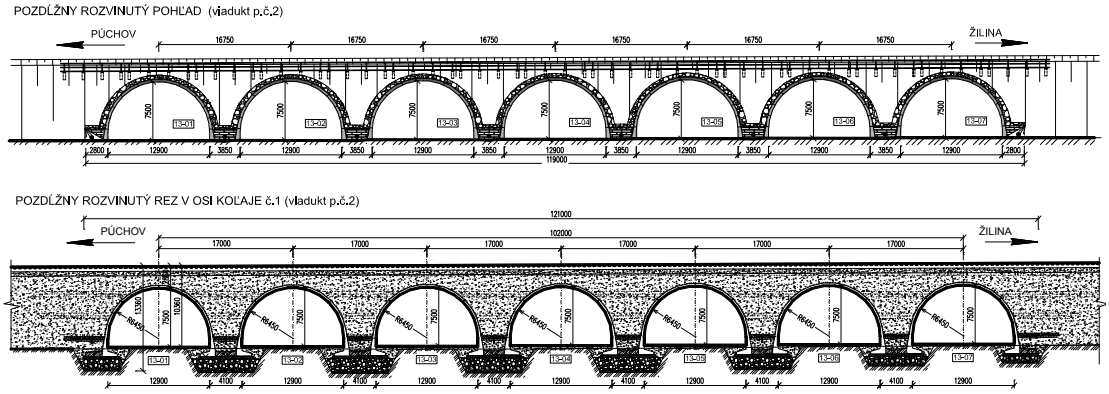


Obr. 4 Vzorový priečny rez mostom

Celková dĺžka viaduktu:

- viadukt p. č. 1 je 221,0 m,
- viadukt p. č. 2 je 121,0 m,
- viadukt p. č. 3 je 222,45 m,
- viadukt p. č. 4 je 121,0 m.

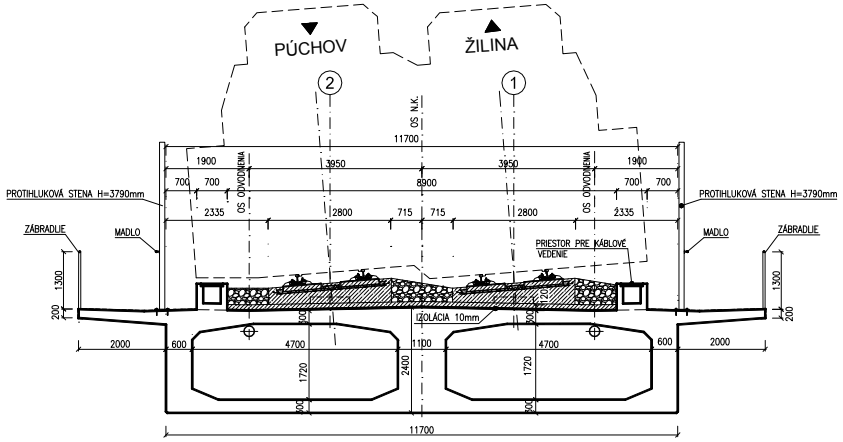
Nosná konštrukcia je po stranách ukončená železobetónovým múrikom, ktorý je pevne spojený so zmonolitnením pätiek. Cez múrik je vyvedené rubové odvodnenie a je obložený lomovým kameňom. Aby nedochádzalo k odsýpaniu násypového materiálu je okolo klenby vytvorený veniec z lomového kameňa šírky 0,5 m od líca klenby (obr. 5).
Základ pod klenbou je tvorený betónovými pásmi z betónu C 25/30 hrúbky 0,3 m a 0,366 m. Základové pásy sú uložené na hutnených štrkových vankúšoch s dvomi vrstvami geomreží, čím sa zvýši celková únosnosť základovej pôdy. Štrkové vankúše majú premenlivú hrúbku a zhotovia sa po odstránení ílovitých naplavenín, ktorých hrúbka na štrkovom podloží sa pohybuje od 0,8 m do 3,0 m.
Mosty sú po celej dĺžke vybavené bezpečnostným zábradlím, vytvoreným z uholníkov.



Obr. 5 Pozdĺžny pohľad a rez mostom

Nový železničný most nad Váhom

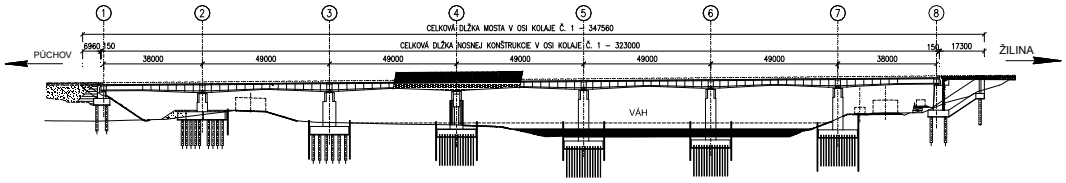
Predmetný most prevádza železničnú trať cez koryto rieky Váh a priľahlé inundačné územie k novobudovanému tunelu Diel. Trať je v mieste mosta v smerovom oblúku a stúpa smerom k Považskej Bystrici. Osová vzdialenosť koľají na moste je 4,2 m.
Nosná konštrukcia mosta je navrhnutá z predpätého betónu C 40/50. Celková šírka mosta je navrhnutá 11,7 m s obojstrannými konzolami pre chodcov a cyklistov. Most predstavuje 7 poľový spojitý nosník, budovaný metódou letmej betonáže, s výnimkou časti krajných polí, ktoré budú budované na podpernej skruži. Rozpätia polí sú 38,0+5x49,0+38,0 m.
V priečnom reze je nosná konštrukcia navrhnutá ako dvojkomorová so šírkou trámov 0,6–1,1–0,6 m (obr. 6), s premennou výškou 2,4 m uprostred rozpätia jednotlivých polí až po 3,3 m nad medziľahlými podperami. Minimálna hrúbka mostovky je 0,3 m. Mostovka spolu s trámami vytvára priestor pre uloženie pevnej jazdnej dráhy. Vstup do mosta bude cez otvory v krajných priečnikoch. Vstup na piliere bude zabezpečený dvomi otvormi v spodnej doske, ktoré sú situované v mieste priečnikov.



Obr. 6 Vzorový priečny rez mostom v strede rozpätia

Spodnú stavbu tvoria masívne železobetónové opory a medziľahlé piliere kruhového prierezu. Piliere č. 2, 5, 6, 7 majú priemer 4,0 m s kĺznými ložiskami a piliere 3 a 4 majú priemer 5,0 m s pevnými ložiskami. Nakoľko sa nosná konštrukcia nachádza mimo ochranného pásma minerálnych vôd je možné použiť hĺbkové založenie na veľkopriemerových pilótach priemeru 0,9 m. Piliere č. 5 a 6 sú zakladané v koryte Váhu, z toho dôvodu budú založené na mikropilótach. Všetky pohľadové plochy

spodnej stavby budú obložené tvárnicami z prírodného kameňa, čím sa zabráni vymývaniu betónu vplyvom tečúcej vody.
Na moste je pevná jazdná dráha, ktorá začína pred mostom od Púchova a z násypu na most prechádza cez prechodovú dosku (obr. 7). Na žilinskom konci mosta pevná jazdná dráha plynulo prechádza do tunela Diel.



Obr. 7 Pozdĺžny rez mostom

Uloženie nosnej konštrukcie je na hrncových ložiskách umiestnených pod každým trámom na všetkých medziľahlých a krajných oporách, vždy v počte tri kusy. Na pilieroch č. 3 a 4 sú pevné ložiská. Mostné závery budú budované v rámci pevnej jazdnej dráhy. Priestor medzi závernými stienkami a nosnou konštrukciou bude chránený vodonepriepustnou membránou aby sa zabránilo prenikaniu vody na úložný prah opory.

Literatúra:

[1] ŽSR, Modernizácia trate Púchov – Žilina, pre rýchlosť do 160km/h, I. etapa. Dokumentácia pre stavebné povolenie (12/2009),

[2] Ž11/2000: Všeobecné zásady a technické požiadavky na modernizované trate ŽSR rozchodu 1435mm, 2001,

[3] STN 73 6201: Projektovanie mostných objektov, 1999,

[4] Matiere, Modularch CM4, prehľadná tabuľka. ABM Group Ltd., 2007.

Zpět do obsahu

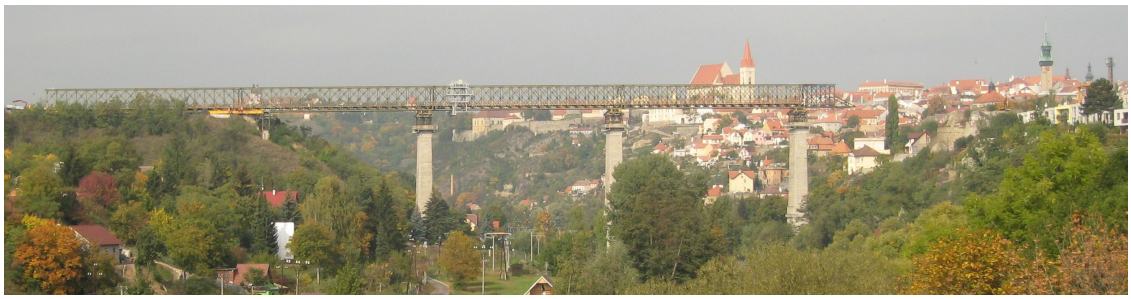
Výměna nosné konstrukce Znojemského viaduktu

Ing. Dalibor Václavík a Ing. Radim Pokorný, FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

V rámci stavby „Elektrizace traťového úseku vč. PEÚ Šatov–Znojmo“ byla v červenci 2008 zahájena rekonstrukce významného mostního objektu „SO 04-19-01 Železniční most v km 99,297“, označovaného zažitým názvem „Znojemský viadukt“. Most se nachází v žst. Znojmo, přemosťuje hluboké údolí řeky Dyje a pobřežní komunikace. V roce 1992 bylo provedeno vyjmutí původní nosné konstrukce a vložení zatímní mostní konstrukce ŽM 16 M o čtyřech prostých polích, která byla nyní v rámci elektrizace trati snesena a nahrazena novou spojitou nosnou konstrukcí.

Demontáž provizorního mostu ŽM 16 M

Mosty ŽM 16 jsou ocelové, příhradové rozebíratelné konstrukce, stavěné jako prosté nosníky. Podle rozpětí a zatížení se staví mosty jednopatrové jednostěnné až třípatrové dvoustěnné s pasy nezesílenými nebo zesílenými, s mostovkou dolní nebo horní. Na znojemském viaduktu byl použit most dvoupatrový jednostěnný s dolní mostovkou.



Obr. 1 Provizorní most ŽM 16 M po dokončení 1. etapy výsunu

Nosná konstrukce zatímního mostu byla tvořena čtyřmi prostými nosníky délek 58,5 m o celkové hmotnosti 710 tun. Z důvodu použití jiného typu nosné konstrukce (oproti původní), byly na stávajících pilířích pro dosažení potřebné výšky podepření, osazeny hlavice z dílců mostního pilíře Pižmo.

Demontáž provizorní konstrukce byla provedena po potřebném vystrojení a spojení polí ve spojitý nosník, podélným výsunem v ose mostu směrem na šatovské předpolí, kde byla postupně rozebrána na jednotlivé prvky.

V srpnu 2008 byly zahájeny přípravné práce před výsunem mostního provizoria. Nejprve byla provedena revize stávajícího stavu konstrukce, která zahrnovala vizuální prohlídku zabudovaných prvků, kontrolu kompletnosti styků a utažení všech šroubových svorníků, kterých bylo v konstrukci zabudováno celkem přes 18000 ks. Souběžně s touto činností byla (pro umožnění pojezdu konstrukce po vysouvacích stolicích) prováděna demontáž spodních stykových plechů z dolních pasů hlavních příhradových nosníků. Velkou část těchto i následných prací bylo nutné provádět horolezeckou technikou. Pro potřebné odlehčení polí u převislého konce konstrukce (při výsunu), byly sneseny mostovkové panely v rozsahu pole 4 a 3.

Před šatovskou opěrou OP1 byla vybetonována prozatímní železobetonová deska s kotevními prvky pro sestavení a ukotvení montážní podpory Pižmo. Další dvě ŽB desky s kotevními prvky byly vytvořeny na stávající křídla opěry OP1 pro uložení výsuvných stolic a ukotvení roštových nosníků tažného zařízení. Hlavice na pilířích byly doplněny o potřebné dílce k umožnění manipulace s nosnou konstrukcí.

Stávající konstrukce ŽM 16 M byla na znojemské opěře přizvednuta hydraulickými válci, byla odstraněna pohyblivá ložiska, odbourána závěrná zeď a namontováno prodloužení konstrukce spolu s vysouvacím nástavcem. Pro fázi největšího vyložení konstrukce (při opouštění podpor), byl příhradový nosný systém konstrukce doplněn o podružné svislice hlavních nosníků v oblastech s největší koncentrací zatížení.

Obr. 2 Prodloužení NK a výsuvný nástavec

Obr. 3 Montážní pilíř PIŽMO a část tažného zařízení u opěry OP1

Po demontáži dilatačních styků mezi pasy hlavních nosníků sousedních polí, bylo pomocí hydraulických válců zvednuto o 400mm nejprve pole 4 (včetně osazeného prodloužení a vysouvacího nástavce) a následně pole 3 o stejnou hodnotu. Tímto krokem bylo umožněno osazení konstrukce na vysouvací stolice, posun pole 4 o 440 mm směrem k poli 3 a spojení těchto dvou polí předepsaným typovým stykem. Připojením pole 2 a 1 popsaným postupem, byl z konstrukce vytvořen spojitý nosník o čtyřech polích s převislým koncem za znojemskou opěrou.

Po odbourání závěrné zdi a křídel opěry OP1 zatímního mostu byla namontována vysouvací dráha, která přecházela z úložného prahu opěry (kde byla kotvena) na zemní pláň šatovského předpolí. Vysouvací dráha obsahovala 6 párů dvouosých vysouvacích stolic, na které vysouvaná konstrukce ŽM 16 M během výsunu postupně najížděla.

Obr. 4 Zahájení výsunu mostu ŽM 16 M

Obr. 5 Uvolnění konce NK do přípustného průhybu na znojemské opěře

Výsun provizorní konstrukce byl proveden hydraulickým tyčovým posuvným systémem Enerpac, s použitím hydraulických válců o výkonu 100 tun a zdvihu 600 mm. Osazeny byly dva tažné válce a dva brzdné. Přenos vodorovné síly do konstrukce byl proveden pomocí celozávitových vysokopevnostních táhel, kotvených k hlavním nosníkům

atypickým ocelovým svařencem. Celková délka napojených táhel umožnila vysunout najednou celé jedno pole konstrukce.

Po uvolnění pevných aretačních podkladků byl zahájen samotný výsun konstrukce směrem do šatovského předpolí. Opouštění podpor bylo prováděno zvednutím vysouvacího nástavce z vysouvacích stolic a pozvolným spuštěním převislého konce konstrukce do průhybu. Naměřená hodnota průhybu činila 380 mm a nepřekročila předpokládanou výpočtovou hodnotu.

Po výsunu pole 1 do předpolí následovala jeho demontáž na jednotlivé dílce a odvoz na úložiště v Pohořelicích. Stejný způsobem bylo demontováno pole 2. Před výsunem pole 3 byla po jednotlivých dílech provedena demontáž revizní lávky, aby byla zachována pro případné další využití. Třetí pole konstrukce ŽM 16 M bylo vysunuto 78 m za osu šatovské opěry OP1, aby byla dodržena 25% rezerva stabilizačního momentu vůči klopnému i ve fázi po částečné demontáži konstrukce. Demontáž pole 3 se prolínala s fází výsunu pole 4 v úsecích délky od 12 m.

V průběhu výsunu mostu ŽM 16 M bylo z uvolněných podpor zahájeno snesení stávajících podpěrných hlavic Pižmo, zhotovení nových úložných bloků ložisek a následně bylo prováděno osazení dočasných sestav Pižma pro výsun nové konstrukce.

Výsun nové nosné konstrukce mostu

Nosnou konstrukci tvoří příhradové hlavní nosníky s horní ortotropní ocelovou mostovkou se žlabem pro kolejové lože jedné koleje. Konstrukce je spojitá o čtyřech polích o rozpětích 49,95+59,94+59,94+49,95 m. Rozpětí jednotlivých polí bylo navrženo s cílem zatížit dosavadní pilíře s co možná nejmenší excentricitou. Celková délka ocelové konstrukce je 220,97 m a hmotnost konstrukční oceli přes 920 tun. Veškeré nosné prvky OK mostu jsou navrženy z oceli S355. Směrově je nosná konstrukce v přímé a stoupá v jednotném sklonu 4,49‰ ve směru staničení, tedy od Šatova k žst. Znojmo.

Obr. 6 Souběh demontáže provizorní konstrukce ŽM 16 M a výsunu nové ocelové konstrukce

Z důvodu umožnění souběhu činností na stávající a nové nosné konstrukci, byl výsun provizorního mostu ŽM 16 M proveden směrem na šatovské předpolí a nová nosná konstrukce mostu byla postupně sestavována na montážní plošině zřízené na znojemském předpolí, odkud byla vysouvána do otvoru. Podélně byla nosná konstrukce rozdělena na 12 montážních celků. Montážní plošina byla vybavena pasy pro výsun a sestavování montážních celků konstrukce, portálovým jeřábem a pojízdnými přístřešky k ochraně před klimatickými vlivy při svařování konstrukce a provádění části PKO.

S ohledem na počet polí v otvoru a realizovanou délku montážní plošiny, byl výsun nové nosné konstrukce mostu proveden celkem ve čtyřech etapách. V první etapě se jednalo převážně o posun konstrukce po montážní plošině a vysunutí části konstrukce

přes znojemskou opěru, ve druhé etapě byla konstrukce vysunuta na pilíř P3, ve třetí na P2 a ve čtvrté přes dvě pole až na šatovskou opěru OP1.

Obr. 7 Nová nosná konstrukce mostu při třetí etapě výsunu na středový pilíř P2

Obr. 8 Výsun nosné konstrukce ve 4. etapě

Na podpory s dokončenými novými úložnými bloky ložisek byly osazeny sestavy Pižma a vyrobených atypických prvků, umožňující výsun konstrukce v dané výšce, následné spuštění na ložiska a zachycení všech vodorovných sil vznikajících v průběhu manipulace s novou nosnou konstrukcí mostu.

Obr. 9 Výsun nosné konstrukce ve 4. etapě

Obr. 10 Výsuvný nástavec na šatovské opěře

Na převislý konec mostu byl osazen výsuvný nástavec (krakorec), umožňující vyrovnání průhybu převislého konce konstrukce ve fázích výsunu přes podpory. Použitý krakorec umožňuje vyrovnání průhybu konstrukce o 0,45 m, má výkyvný spodní pas a jeho pohyb je ovládán hydraulickými válci. V okolí rozhraní pole 1 a 2 (v oblasti s největší koncentrací zatížení) bylo nutné mezi horní a dolní pas hlavních nosníků osadit montážní vzpěry (svislice).

Výsun nového mostu byl prováděn po specielních podložkách, opatřených na povrchu vrstvou teflonu, které byly v průběhu výsunu ošetřovány mazivem. Pro vyvození potřebné vodorovné síly k vysouvání konstrukce z montážní plošiny byly použity dva hydraulické válce o celkovém výkonu 180 tun, se zdvihem 460 mm a hydraulický agregát Enerpac o výkonu 8 l/min., určený k vysouvání mostů.

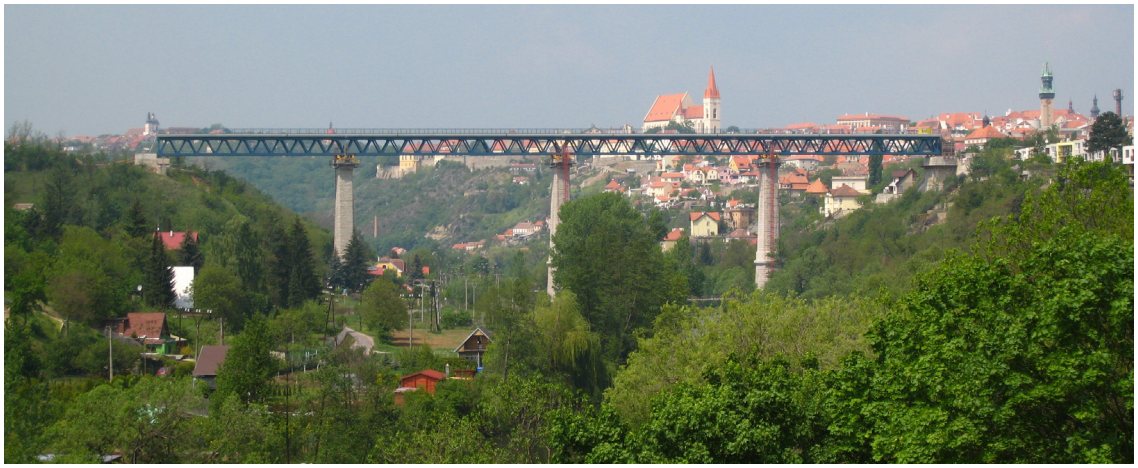
Synchronní spuštění nosné konstrukce

Spuštění nosné konstrukce o 1,70 m s využitím počítačem řízeného synchronního hydraulického systému Enerpac bylo provedeno systémem zespod z dočasných podpěrných prvků. Spouštění bylo prováděno souběžně na všech pilířích a zvlášť na opěrách ve střídavých krocích tak, aby nebyl překročen maximální dovolený rozdíl zdvihu mezi pilíři a opěrami. Na každém pilíři bylo pro spouštění osazeno 8 ks

hydraulických válců o výkonu 93 tun a na opěře 2 ks o výkonu 186 tun. Nosná konstrukce nového mostu byla kompletně vysunuta, spuštěna a osazena na ložiska v červnu 2009.

Obr. 11 Demontáž části prvků pro výsun z pilířů a příprava na spuštění konstrukce

Obr. 12 Spouštění nosné konstrukce o 1,7 m



Obr. 13 Spouštění nosné konstrukce mostu na ložiska

Zprovoznění trati v úseku stavby proběhlo v listopadu 2009. První elektrický vlak z Vídně přijel do železniční stanice Znojmo dne 12.11.2009.

Literatura:

[5] Ministerstvo dopravy, Velitelství ženijního vojska, Železniční most ŽM 16 Díl I,II,III, Praha, 1959

[6] Federální ministerstvo dopravy, Velitelství ženijního vojska, Ing. J. Homolka : Modernizovaný železniční most ŽM 16 M, Praha, 1983

Zpět do obsahu

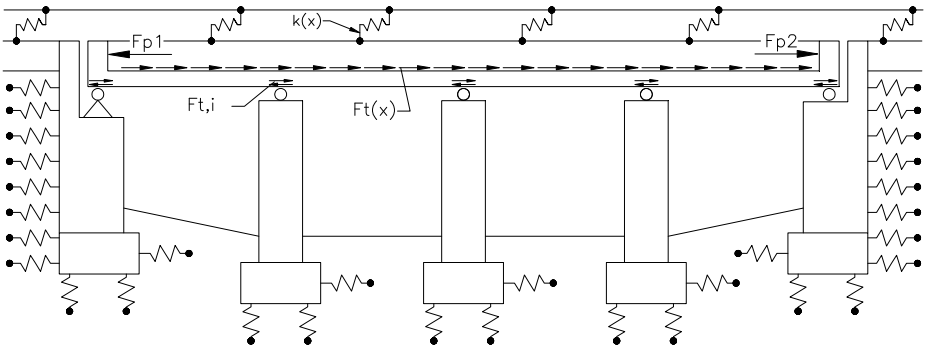
Bezstyková kolej na Znojemském viaduktu

Ing. David Kmošek, SUDOP BRNO, spol. s r.o.

Znojemský viadukt je dominantou údolí Řeky Dyje, kde převádí jednokolejnou trať Šatov – Znojmo. V loňském sborníku jsme se věnovali rekonstrukci Znojemského viaduktu z celkového pohledu. Tentokrát je náš příspěvek zaměřen na problémy, které jsme řešili v souvislosti s potřebou převést bezstykovou kolej přes nosnou konstrukci viaduktu při její dilatační délce 220,57 m. Rozpětí polí mostu jsou 49,95 m; 59,94 m; 59,94 m; 49,95 m.

Anotace problému

Při rozdílném teplotním režimu nosné konstrukce a bezstykové koleje (kdy se například v ranních hodinách pomalu zahřívá mostovkou zastíněná nosná konstrukce, zatímco osluněné kolejnice již dilatují díky své vyšší teplotě) dochází k „rozhrabávání“ lože kolejovým roštem. Je to důsledek změn vzájemné polohy příčných řezů nosné konstrukce a kolejového roštu. Hovoříme pak o zřeďování kolejového lože. Čím větší jsou dilatace nosné konstrukce mostu, tím jsou problémy na volném konci markantnější a dochází ke ztrátě GPK – zejména k prosedání svršku. Základní vlivy na intenzitu zřeďování kolejového lože mají velikosti dilatace nosné konstrukce, typ a uspořádání železničního svršku, typ nosné konstrukce z hlediska použitých materiálů (železobetonové, ocelobetonové, ocelové konstrukce), statické působení nosné konstrukce a spodní stavby a v neposlední řadě kvalita provedení případných opatření pro omezení zřeďování kolejového lože.



Obr. 1 Schéma vzájemného ovlivňování celého systému bezstyková kolej - most

Obr. 2 Dilatační délka nosné konstrukce je 220,57 m (v pozadí Loucký klášter, doprava směr Šatov)

Proč jsme se problémem bezstykové koleje zabývali z hlediska návrhu mostu

Návrh nosné konstrukce mostu jako spojitého nosníku znamenal velkou řadu pozitiv, která převážila nad negativy. Bylo však nutno navrhnout opatření na koncích mostu, která by omezila zřeďování kolejového lože. Dále bylo potřeba vyčíslit účinky, které bude mít vzájemné ovlivňování bezstykové koleje a mostu na nosnou konstrukci, mostní ložiska a spodní stavbu. Zejména se jednalo o distribuci brzdných sil z bezstykové koleje do spodní stavby a vliv teplotních změn svršku vůči nosné konstrukci. Přestože se jedná o nepříliš probádanou půdu a nejsou dostupné dostačující podklady, vydali jsme se při návrhu touto cestou. Spojitá konstrukce měla následující zásadní výhody:

- spojitá konstrukce je v daném případě ekonomičtější,
- umožňuje rychlejší a jednodušší výstavbu (výsun ocelové konstrukce nad údolí),
- má menší nároky na údržbu (beze spár nad pilíři oproti prostým polím, redukce počtu ložisek na pilířích,
- z hlediska zatížení je spojitá konstrukce šetrnější ke stávajícím kamenným pilířům (nevzniká excentricita svislého zatížení k ose pilířů, vodorovné účinky přenáší šatovská opěra),
- spojitá konstrukce působí esteticky lépe, než soustava prostých polí a zároveň navazuje na historický odkaz původní nosné konstrukce, která byla navržena také jako spojitý nosník.

Proč jsme se problémem zabývali také z hlediska železničního svršku a spodku

Železniční svršek, nosná konstrukce mostu a spodní stavba tvoří dohromady jeden funkční celek a nelze jej jednoduše dělit na samostatné části. Pouze v některých případech je možné přijmout zjednodušující předpoklady, které budou na bezpečnou stranu a pro jednotlivé části systému tak bude možno samostatně dopočítat účinky vyplývající ze vzájemného ovlivňování. Takto jsou řešeny standardní případy v rámci platných norem. Mosty, které nesplňují zjednodušené předpoklady, je pak třeba řešit jako jeden funkční celek spolu se svrškem a dostatečnou délkou železničního tělesa před i za mostem. Z uvedených důvodů bylo nutné při návrhu železničního svršku a spodku na mostě a v jeho blízkosti spolupracovat s projektanty kolejí.

Zvažované varianty návrhu pro omezení zřeďování kolejového lože

Při návrhu jsme se zabývali následujícími variantami, jejichž přednosti a nevýhody jsou rozepsány níže:

- rozdělení nosné konstrukce na prostá pole

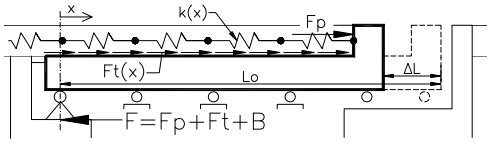
  Tento návrh by zřeďování kolejového lože značně eliminoval, ale návrh prostých polí nebyl vhodný ze dříve zmíněných důvodů

- zásadní opatření nenavrhovat, pouze zlepšit svršek a navrhnout častější údržbu

  Varianta bez zvláštních opatření by znamenala odstranění složitých detailů na konstrukci mostu a přechodu z mostu na opěru, ale také eliminaci mnoha složitých detailů na železničním svršku. Zřeďování kolejového lože by se pak ale projevilo v maximální míře a bylo by nutné často podbíjet kolej a provádět údržbu na svršku. V této variantě jsme měli záměr použít epoxidový postřik kolejového lože pro zlepšení jeho stability. V případě, že by se za provozu ukázala tato varianta jako neschůdná, bylo by velmi komplikované dodatečně provést vhodná opatření i kdyby na ně byla konstrukce mostu připravena.

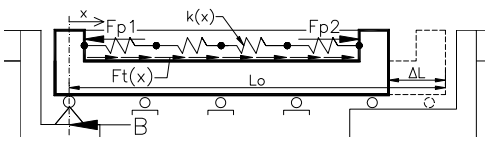
- navrhnout přepážku kolejového lože a úpravy svršku na dilatujícím konci mostu

Použití přepážky v kolejovém loži na dilatujícím konci mostu by redukovalo zřeďování lože na mostě a přesunulo problém za závěrnou zeď, kde ale byla navržena opatření pro umožnění dilatace kolejnic na atypickém zpevněném železničním svršku a spodku. Tato varianta znamenala provést atypické detaily pouze na jednom konci mostu, což bylo její předností. Negativem však bylo, že by dýchající konec bezstykové koleje zasahoval na mostní konstrukci (nebo do přechodové oblasti za opěrou). Nevýhodou této varianty také bylo, že nebylo možné rozumným způsobem dimenzovat sanaci šatovské opěry na vodorovné silové účinky vznikající od dilatací NK a kolejového roštu (koncová přepážka a tření mezi ložem a mostovkou společně působí při dilatacích proti podélně pevnému ložisku – při uvažování odporu svršku pro zamrzlé kolejové lože se tyto účinky rapidně navyšují).



- navrhnout přepážky kolejového lože a úpravy svršku na obou koncích mostu

Oproti předchozí variantě toto řešení redukuje zřeďování kolejového lože a zároveň eliminuje přenášení sil do podélně pevných ložisek.

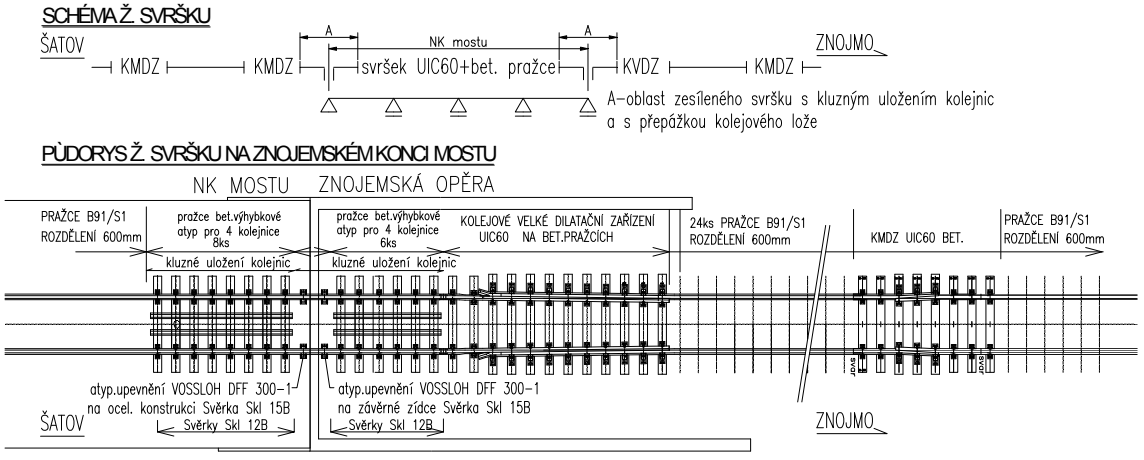


- navrhnout pevnou jízdní dráhu

Při použití pevné jízdní dráhy by bylo možné efektivněji vyřešit problém dilatace kolejnic na koncích mostu – kolejnice by dilatovaly na kompaktní konstrukci kolejového svršku. Na nosné konstrukci by nemusely být koncové přepážky, dilatace nosné konstrukce by mohla být řešena pomocí např. dilatačního závěru pod pevnou jízdní dráhou. U tohoto řešení se však schází řada atypických záležitostí, které nejsou v našich podmínkách vyzkoušeny a nepodařilo se nám tedy tento návrh prosadit.

Výsledný návrh opatření proti zřeďování kolejového lože

Po konzultacích s odborníky ze SŽDC a VUT Brno jsme se nakonec rozhodli pro návrh přepážek na obou koncích mostu. Tyto přepážky uzavírají vanu kolejového lože na nosné konstrukci. Na koncích mostu a za rubem opěr jsou kolejnice uloženy kluzně a pražce jsou propojeny sekundárními nepojížděnými kolejnicemi. Propojením pražců vzniká tužší celek, který brání „rozviklávání“ pražců při dilataci kolejnic. Zesíleny jsou také vrstvy přechodové oblasti mostu. Kolejová dilatační zařízení jsou navržena podle schématu na obrázku č. 3.



Obr. 3 Schéma uspořádání železničního svršku a půdorys svršku na dilatujícím konci mostu

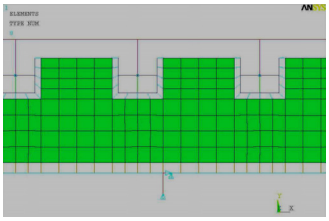
Obr. 4 Fotografie opatření proti zřeďování kolejového lože na znojemském konci mostu

Koncová přepážka je na obou koncích mostu navržena jako tuhá a jsou na ní uloženy podkladnice pro pevnou jízdní dráhu. Uložení na přepážku bylo nutné pro zachování požadované rozteče kolejnicových podpor. Navrženy byly podkladnice Vossloh DFF 300-1. Tyto podkladnice mají pružnou podložku, která při uložení na pevný podklad nahrazuje tuhost kolejového lože a tlumí tak dynamické účinky. Výhodou je, že tyto podkladnice umožňují výškovou a směrovou rektifikaci polohy koleje a nejedná se tedy o geometricky zcela pevně definovaný bod. V těchto podkladnicích jsou kolejnice uloženy kluzně.

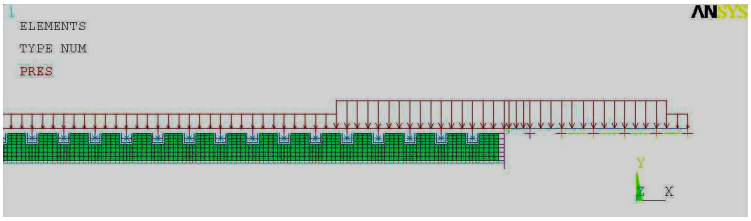
Obr. 5 Uložení kolejnic na přepážkách kolejového lože – podkladnice VOSSLOH DFF 300-1

Výpočty vzájemného ovlivňování nosné konstrukce mostu s bezstykovou kolejí

Při návrhu nosné konstrukce nám chyběl zásadní vstupní parametr pro dimenzování koncových přepážek – vodorovné zatížení. Konkrétně se jedná o složky vodorovného zatížení od brzdění vlaků a dále od vlivu bezstykové koleje. Tato úloha závisí na mnoha parametrech, jejichž hodnoty nejsou v literatuře k dispozici a jsou do značné míry ovlivňovány při samotné realizaci na stavbě (rovnoměrnost podbití, upínací teploty atd.). Abychom získali bezpečný návrh, rozhodli jsme se provést parametrickou studii. Jejím cílem bylo zjistit citlivost výsledků na volbě základního parametru výpočtu a zároveň najít poměr rozdělení vodorovných účinků, které působí na přepážku a na mostovku. Za základní parametr výpočtu považujeme nelineární funkci tuhosti propojení kolejového roštu a nosné konstrukce. Toto propojení je realizováno kontaktem pražců s kolejovým ložem, samotným kolejovým ložem a následně třením mezi kolejovým ložem a povrchem nosné konstrukce.



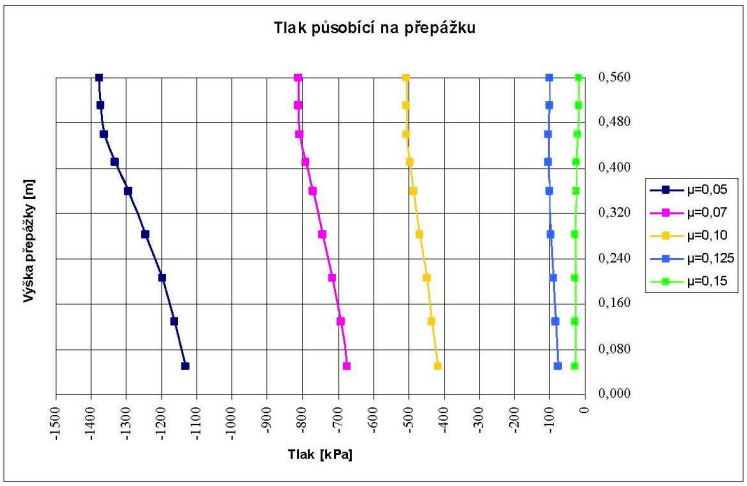
Obr. 6 Modelování kontaktní úlohy v systému ANSYS (pražce a kontaktní prvky)



Obr. 7 Model pro zjištění závislosti účinků na přepážku na součiniteli tření mezi ložem a mostovkou – pojezd vlaku za znojemskou opěru.

Velmi záleží na tom, je-li kolej nezatížená, zatížená staticky, nebo dynamicky – v těchto případech se kontaktní parametry a součinitel tření výrazně mění. Podle dostupné literatury a doporučení odborníků jsme namodelovali kolejový rošt a kolejové lože. Jako proměnný parametr jsme zvolili (dynamický) součinitel tření mezi kolejovým ložem a povrchem mostovkového žlabu. Cílem výpočtu nebylo zjištění rozdělení účinků na přepážku v příčném řezu, model byl proto sestaven zjednodušeně ve 2D. 2D model byl v tomto případě postačující, protože most je v přímé a převádí pouze jednu kolej.

Problémem zůstalo kombinování jednotlivých účinků – zejména změn teplot a brzdných sil. Kombinace pro nelineární výpočet bylo nutno sestavovat na stranu bezpečnou, protože součinitele tření jsou rozdílné pro zatíženou kolej a kolej bez svislého zatížení (navíc napětí od teplotních změn se může při pojezdu vlaku uvolnit). Problémem zůstává, že v literatuře nejsou jednoznačně definovány kombinace těchto účinků tak, aby byly využitelné při nelineárních výpočtech a přitom odpovídaly realitě. Výsledný návrh pak může být silně na stranu bezpečnou.



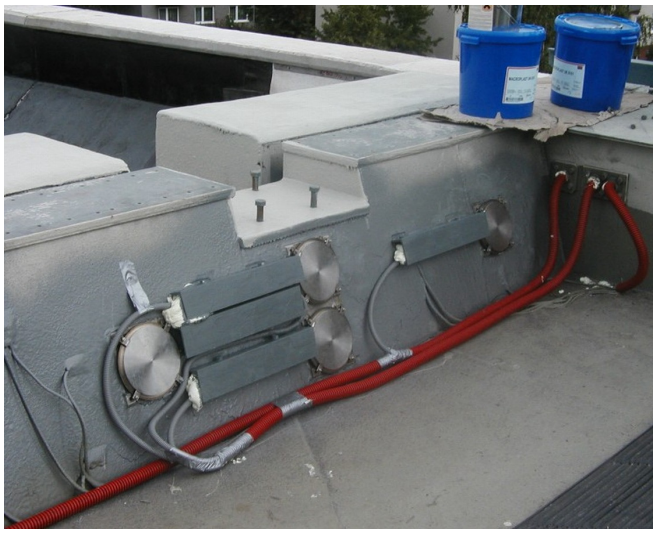
Obr. 8 Graf závislosti účinků na přepážku na součiniteli tření mezi ložem a mostovkou

Parametrický výpočet ukázal, že je velmi citlivý na volbě součinitele tření mezi žlabem mostovky a kolejovým ložem. Při hodnotě součinitele tření 15% pojme téměř veškerou brzdnou sílu mostovka a do přepážky se nedostane téměř nic. Naopak při hodnotě součinitele tření 5% kolejové lože „prokluzuje“ a brzdnou sílu zachytí z převážné části koncová přepážka. Závislost viz. obrázek č. 8.

Dlouhodobé měření dilatací nosné konstrukce a účinků na koncovou přepážku

Z předchozího textu je patrné, že hledané účinky na nosnou konstrukci jsou ovlivňovány různými parametry, které nelze do výpočtů zadat přesnou hodnotou, ale je třeba zvážit dopad rozptylu hodnot těchto parametrů na výsledky výpočtu. V našem případě jsou výsledky značně citlivé na hodnotu součinitele tření mezi mostovkou a kolejovým ložem. Z tohoto důvodu jsme navrhli dlouhodobé měření účinků na koncovou přepážku a dalších parametrů, abychom měli jistotu, že je návrh bezpečný a předpoklady výpočtu postihují reálné působení konstrukce. Monitoring zahrne měření tlaku kolejového lože na mostní přepážku, poměrných deformací na konstrukci mostní

přepážky, posunutí mostní konstrukce vůči závěrné zídce opěry na straně pohyblivého ložiska, posunutí kolejnic vůči mostní konstrukci, poměrných podélných deformací kolejnic po délce mostní konstrukce, měření teploty mostní konstrukce. Monitoring dále obsáhne měření prostorové polohy koleje geodetickými terestrickými a satelitními metodami.



Obr. 9 Osazení tlakových snímačů na koncovou přepážku

Snímače tlaku jsou duté disky a uvnitř jsou naplněny kapalinou, ve které je snímán tlak. Tato technologie zatím nebyla pro podobný účel vyzkoušena, proto jsme tlakové snímače doplnili o 10 ks tenzometrů rozmístěných na koncové přepážce. Pomocí 3D modelu přepážky jsme určili polohu tenzometrů. Tím se nejen doplní výsledky z tlakových snímačů, ale bude také prokázána skutečná napjatost v nejvíce namáhaných místech přepážky.

K dlouhodobému záznamu veličin je použita měřící aparatura se záznamem měření do „flash“ paměti s ovládáním aparatury přes GSM a přenosem naměřených dat přes GSM.

Závěrem

V současné době je již rekonstrukce Znojemského viaduktu dokončena a měření účinků probíhá. Konec měření a výsledné zpracování dat je závislé na teplotních výkyvech za provozu mostu, ale předpokládáme, že nebude nutné měření provádět déle než dva roky. Výsledky mohou sloužit jako podklad k řešení obdobných problémů, ale také k odstranění nesouladu mezi předpisy státních drah a platnými normami.

Hlavními účastníky projektu a stavby jsou:

Investor:	SŽDC s.o., Stavební správa Olomouc
Správce mostu:	SŽDC s.o., Správa dopravní cesty Brno, SMT
Projektant stavby:	SUDOP BRNO, spol. s r.o.
Projektant spodní stavby:	Ing. Pavel Lhotský, SUDOP BRNO, spol. s r.o.
Projektant nosné konstrukce:	Ing. David Kmošek, SUDOP BRNO, spol. s r.o.
Projektant demontáže ŽM16:	Ing. Karel Pukl, Ing. Jiří Fuka, SUDOP BRNO
Výpočty v systému ANSYS:	doc. Ing. Vlastislav Salajka, CSc, VUT FAST Brno
Další projekční práce:	Ing. Lukáš Mazel, Ing. Petr Libosvár, Ing. Peter Novák, Kateřina Brtníčková, SUDOP BRNO
Oponent projektu:	TOP CON servis s.r.o.
Zhotovitel mostu:	FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Literatura:

[1] Ladislav Frýba – Dynamika železničních mostů

[2] ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou

[3] ČSN 73 6203 Zatížení mostů / 1997 - vč. změn a, b a opravy N1

[4] SŽDC S3 Železniční svršek

Zpět do obsahu

Rekonstrukce železničního uzlu Břeclav, SO 01-19-21 most v km 82,467

Bc. Pavel Bartoň, METROPROJEKT Praha a.s.
Ing. Radim Brůžek, TOP CON SERVIS s.r.o.

Příspěvek se zabývá návrhem přestavby mostu v km 82,467 (km 0,664, km 83,547) v rámci rekonstrukce železničního uzlu Břeclav, 1. stavba. Most se nachází na jižním zhlaví železniční stanice Břeclav, v místě křížení tří železničních tratí s řekou Dyjí. Most má pět otvorů, kterými překlenuje řeku Dyji, její inundační území a cyklostezku. Rozpětí nosných konstrukcí je 15,0 m + 15,0 m + 17,9 m + 17,9 m +13,8 m. Šířka mostu v ose je 25,61 m a stavební výška konstrukce je 1,57 m. Osová vzdálenost všech pěti kolejí na mostě je 4,75 m, VMP 3,0. Jedná se v podstatě o tři mostní objekty na třech tratích. Most je založen v obtížném prostředí navážek, náplavových hlín, písků, štěrků a plastických jílů.

Popis stávajícího stavu

Koleje jsou v přímé s vodorovnou niveletou. Osová vzdálenost stávajících pěti kolejí na mostě je cca 4,75 m. Nosné konstrukce jsou s mezilehlou mostovkou, ocelové plnostěnné, nýtované; nosníky konstrukcí jsou kolmo ukončené. Statickým schématem jsou prostá pole.

Obr. 1 Původní stav mostu

Staničení mostu stoupá od státní hranice směrem k Břeclavi. První opěra je označena O1, pilíře zleva doprava P2 - P5 a opěra na břeclavské straně je O2. Opěry a křídla jsou betonová s kamenným obkladem, pouze břeclavská opěra s křídly je betonová bez obkladu. Křídla jsou rovnoběžná. Pilíře jsou založeny na ocelových a železobetonových kesonech vyplněných betonem. Za běžného stavu protéká voda v druhém, třetím a čtvrtém otvoru. V pátém otvoru byla neudržovaná cyklostezka. Proti proudu řeky je ve vzdálenosti 5,0 m od mostu ocelová lávka pro pěší a inženýrské sítě.

Celkové hodnocení stavebního stavu mostu je pro nosnou konstrukci K3, pro spodní stavbu S1.

Geotechnické podmínky jsou v dané lokalitě složité. Předkvartérní podloží je tvořeno pliocenními sedimenty vídeňské pánve. Je zastoupeno vápnitými a nevápnitými jíly (vysoce plastické, pevné), s vložkami jemných písků. Kvartérní sedimenty jsou tvořeny navážkami o mocnosti 3,8 m nebo holocenními náplavovými hlínami o mocnosti cca 2,0 m. Do úrovně cca 153,3-154,8 m n.m. se nacházejí náplavové písky a pod nimi fluviální písčité štěrky zvodnělé ulehlé. Hladina podzemní vody byla naražena na horní úrovni fluviálních štěrků, tj. 154,0-154,5 m n.m. Fluviální štěrky a písky se štěrkem jsou mírně až silně propustné.

Vývoj koncepce mostu

S ohledem na celkový stav mostu, nevyhovující přechodnost pro UIC-D4/120, nemožnost rozvinutí zhlaví žst. Břeclav a zvýšení rychlosti až na 120 km/hod bylo rozhodnuto o celkové přestavbě mostu.

V přípravné dokumentaci předchozího zpracovatele projektu byl most navržen jako přestavba na prostá pole s konstrukcí ze zabetonovaných nosníků.

V první fázi projednávání prováděcího projektu byly představeny možné varianty nových nosných konstrukcí a statické vyhodnocení jejich vlivu na spodní stavbu:

a) prosté nosníky ze zabetonovaných nosníků (řešení z přípravné dokumentace),

b) spojitá nosná konstrukce ze zabetonovaných nosníků,

c) předpjatá spojitá železobetonová deska,

d) spojitá ocelová konstrukce.

Vzhledem k neúnosnému jílovitému podloží bylo hlavním kritériem pro výběr konstrukce porovnání napětí v základové spáře. Podle tohoto hlediska byla vybrána spojitá ocelová konstrukce s průběžným štěrkovým ložem.

Další kritéria, která ovlivnila výběr varianty, byla tato:

- zachování spodní hrany nosné konstrukce na úrovni 158,710 m n.m. (kvůli Q_{100}),

- krátké výluky na jednotlivých tratích a na ně navázané stavební postupy - tři fáze,

- malý prostor pro montáž a případný zásun nových konstrukcí,

- trakční vedení a jeho jednotlivé fáze jak provizorní, tak definitivní,

- kolejové řešení jižního zhlaví železniční stanice Břeclav.

U ocelového mostu s tvarem kolejnic UIC 60 je max. přípustná dilatační délka při bezstykové koleji 80 m. Za tohoto předpokladu by bylo nutné provést pevné ložisko na některém z pilířů anebo upravit opěry s úložnými prahy tak, aby bylo možné provést ocelovou konstrukci na délku max. 80 m. Po statickém posouzení stávajících pilířů bylo rozhodnuto o úpravě opěry a tím i zkrácení délky přemostění.

Při projednávání bylo předloženo ekonomické zhodnocení variant při zvýšení únosnosti základové půdy tak, aby vyhověla pro zatížení od vlaku UIC-71 nebo od vlaku ČSD-T. S ohledem na malý cenový rozdíl bylo rozhodnuto o zlepšení základové půdy na únosnost pro zatížení od vlaku ČSD-T.

Po zvážení veškerých aspektů byla vybrána varianta spojité ocelové konstrukce.

Popis nového stavu

Novou nosnou konstrukci železničního mostu tvoří 3 spojité konstrukce (2x dvoukolejná + 1x jednokolejná) o pěti polích s průběžným kolejovým ložem - svařované ortotropní konstrukce s horní mostovkou, podporované podélnými nosníky. V předstihu, bez nutnosti výluk v kolejích, bylo navrženo očištění zdiva spodní stavby tlakovou vodou a jeho hloubkové přespárování. Na to navazovala pevnostní a výplňová injektáž zdiva.

Po provedení těchto úprav byla navržena trysková injektáž podzákladí kvůli zvýšení únosnosti základů pilířů. V podloží stávajících základů se vytvořil systém sloupů zpevněné zeminy, jejichž prostřednictvím se přenese zatížení z pilířů hlouběji do podloží. Bylo navrženo provedení injektáže ve sklonu 9 - 19°, čímž došlo zároveň k rozšíření základu. Sloupy tryskové injektáže byly "zataženy" na délku cca 50 cm do konstrukce stávajícího základu, což zaručí dokonalý kontakt mezi stávajícím základem a sloupem tryskové injektáže. Dále bylo navrženo přetryskat sníženým tlakem i vrt v místě průchodu pilířem. Tím se v okolí vrtu zasanovala pásma silně porušeného betonu s vyplaveným pojivem. Přechod mezi sloupem TI a konstrukcí pilíře byl vyztužen vloženými pruty betonářské výztuže. Ve svislém směru se jedná o zpevnění do úrovně základové spáry stávajícího základu. Půdorysný rozsah byl dán únosností zeminy v základové spáře. Posunutá opěra O6 byla založena částečně na zbytku základu zbylého po odbourání svrchní části původní opěry a částečně na bloku zeminy zpevněné opět systémem sloupů tryskové injektáže. U opěry O1 původní založení vyhovělo i pro nová zatížení, základy tedy nebylo potřeba zesilovat.

Přestavba mostu byla navržena ve třech etapách. Nejprve byly sneseny původní nosné konstrukce, odbourány části pilířů a opěr, vybudovány nové úložné prahy a osazeny nové ocelové konstrukce. Původní úroveň spodní hrany nosné konstrukce 158,710 m n.m. zůstala pro nový stav nezměněna. Zjištěná úroveň hladiny Q_{100} je 158,160 m n.m. Nad hladinou Q_{100} k nosné konstrukci je tedy volná výška 55 cm. Při projednání se složkami SŽDC bylo připuštěno zaplavení ložisek stoletou vodou.

Obr. 2 Nový stav mostu (pohled směr Břeclav)

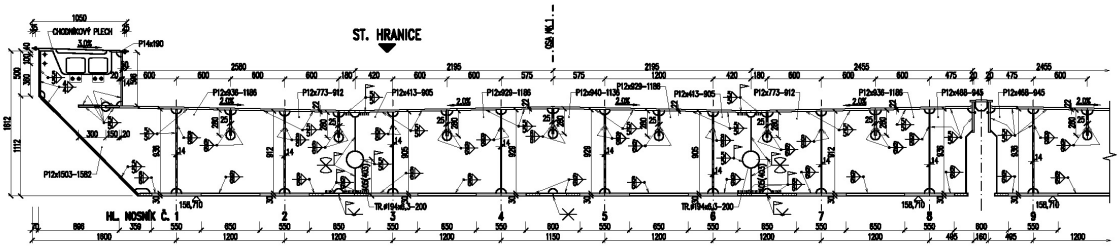
Hlavní nosná konstrukce

Hlavní nosná konstrukce je, jak již bylo řečeno, příčně rozdělena na 3 samostatné části. První dvě převádějí vždy 2 traťové koleje, třetí pak pouze jednu. Každá konstrukce byla navržena jako ocelová plnostěnná svařovaná konstrukce s horní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Pod každou kolejí se nacházejí 4 hlavní nosníky konstantní výšky se spolupůsobící ortotropní mostovkou. Dvoukolejné mosty mají tedy 8 hlavních nosníků, jednokolejný 4 nosníky. Rozpětí polí spojitého nosníku je 2x 15,0 m + 2x 17,9 m + 13,8 m, NK má nulový podélný sklon. Hlavní nosníky jsou v osové vzdálenosti 1200 mm, tvaru obráceného T se zesílenou stojinou nad pilířem. Hlavní nosníky mají různou výšku, což je dáno příčným sklonem dna kolejového žlabu, dolní hrany nosníků jsou v konstantní výšce. Tloušťka dolních pásnic je odstupňována od 30 mm do 50 mm nad pilířem, šířka pásnic je konstantní 550 mm. Odstupňování je provedeno směrem do stěny hlavních nosníků a kvůli technologii montáže, jímž byl podélný výsun. Mostovku představuje ocelový žlab kolejového lože, vyztužený systémem příčných a podélných výztuh. Příčné výztuhy jsou ve tvaru obráceného T. Pásnice mají šířku 300 mm v poli, nad podporou jsou rozšířeny až na 760 mm. Tloušťka dolních pásnic je odstupňována od 30 do 50 mm, a to opět ve směru do stěny výztuhy. Příčné výztuhy sledují pravidelný modul vždy ve svém poli (2,10 m a 2,15 m v 1. a 2. poli, 2,20 m a 2,25 m ve 3. a 4. poli, 2,30 m v 5. poli) a jejich výška je volena na celou výšku NK, shodně s hlavními nosníky, tím tvoří mohutný ortotropní rošt. Podélné výztuhy tvaru svislého pásku podporují mostovkový plech uprostřed vždy mezi dvěma hlavními nosníky, nad pilíři a u opěry O1 jsou pásky zesíleny.

Konstrukce je uložena na hrncových ložiskách, na O1 a pilířích jsou posuvná ložiska na dolní pásnici příčníku, vždy ob jeden hlavní nosník (tj. dvoukolejné mosty na čtyřech ložiskách v příčném řezu, jednokolejný most na dvou ložiskách v příčném řezu). Na O6, kde se nachází pevná ložiska, je konstrukce uložena pod každým hlavním nosníkem.Všechny ocelové nosné konstrukce jsou navrženy z oceli S355 J2+N a S355 K2+N. Hmotnost oceli činí zaokrouhleně NK1 - 585 t, NK2 - 568 t, NK3 - 303 t.

Rozhodujícím kriteriem pro dimenzování NK bylo posouzení na únavu materiálu a dodržení normou povolených svislých deformací při extrémně stlačené stavební výšce.

Systém ochrany nosné konstrukce byl s ohledem korozní agresivitu prostředí stupně C5-I - velmi vysoká, navržen jako ONS 32 v celkové tloušťce 320 μm.



Obr. 3 Ocelová konstrukce NK1

Montáž nosné ocelové konstrukce

Montáž probíhala na předmontážních plošinách za opěrou O1 pro krajní dvoukolejnou konstrukci, zbylé dvě byly montovány za opěrou O2. Z mostárny byly na stavbu dopraveny montážní dílce délky cca 18 m a šířky 4,8 m o váze v rozmezí 36 - 64 t (u dvoukolejných konstrukcí měla mostovka jeden podélný montážní styk přibližně v ose mostu). Boky žlabu a chodníkové konzoly byly u obou typů konstrukcí přivařeny při montáži. Po svaření byly jednotlivé nosné konstrukce umístěny do mostního otvoru

podélným výsunem. Nosné konstrukce byly vysouvány bez výsuvného krakorce, neboť vyhověly na maximální vyložení převislého konce 17,9 m. Vzhledem k tomu, že nosné konstrukce mostu nebyly vysouvány v úrovni uložení na ložiska, ale cca o 2,3 m výše, bylo nutno v místech opěr a pilířů osadit montážní podpory, provedené z typických i atypických roštových nosníků v kombinaci se sloupky PIŽMO. Montážní podpory na pilířích byly prostřednictvím kotevních patek stabilizovány k úložným prahům. Výsun probíhal po dolních pásnicích nosné konstrukce pomocí dvojice kluzných bloků na každé montážní podpěře. Součástí kluzných bloků bylo boční vedení. Nosným prvkem bočního vedení byl plochý ocelový nosník (v řezu svařený truhlík) připojený ve svislé poloze k čelům roštových nosníků, na kterých byly uloženy kluzné bloky. Nosné konstrukce byly vedeny v úrovni svislého lemu mostovky. Mezi tento lem a nosný prvek bočního vedení byla vložena kluzná vložka. Konstrukce byly tlačeny dvojicí hydraulických válců do dvou dolních pasů hlavních nosníků symetricky podle osy mostů. Po výsunu byly konstrukce spuštěny na ložiska synchronním spouštěním s použitím hydraulického zařízení firmy ENERPAC doplněného hydraulickými válci firmy KGF, a to na čtyřech pozicích, tj. na pilířích, s převislými konci krajních polí. Výrobu i montáž OK zajišťovala FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Mostní závěry a úprava podélných spár

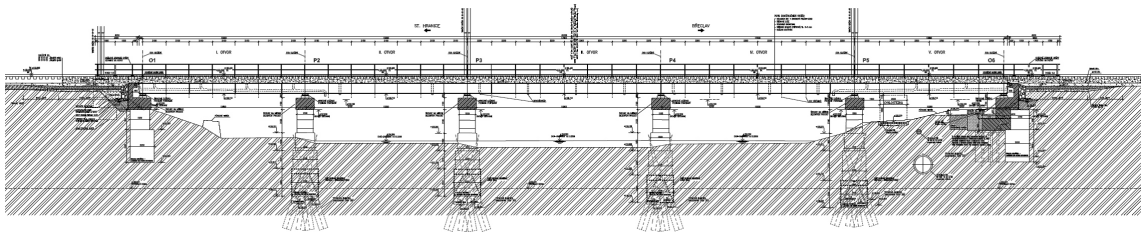
V příčných dilatačních spárách mostu byly navrženy jednoduché povrchové těsněné mostní dilatační závěry, na opěře O1 pro celkový pohyb 120 mm, na opěře O6 pro celkový pohyb 80 mm. Závěry jsou dělené s odvodněním těsnícího profilu v nejnižším místě do nerezových kotlíků. Střední podélné spáry mezi konstrukcemi jsou překryty plechem ve střechovitém tvaru. Vzájemný kontakt krycího plechu a nosné konstrukce je přes zesílenou nástřikovou izolaci v místě uložení v min. tl. 5 mm.

Odvodnění nosné konstrukce

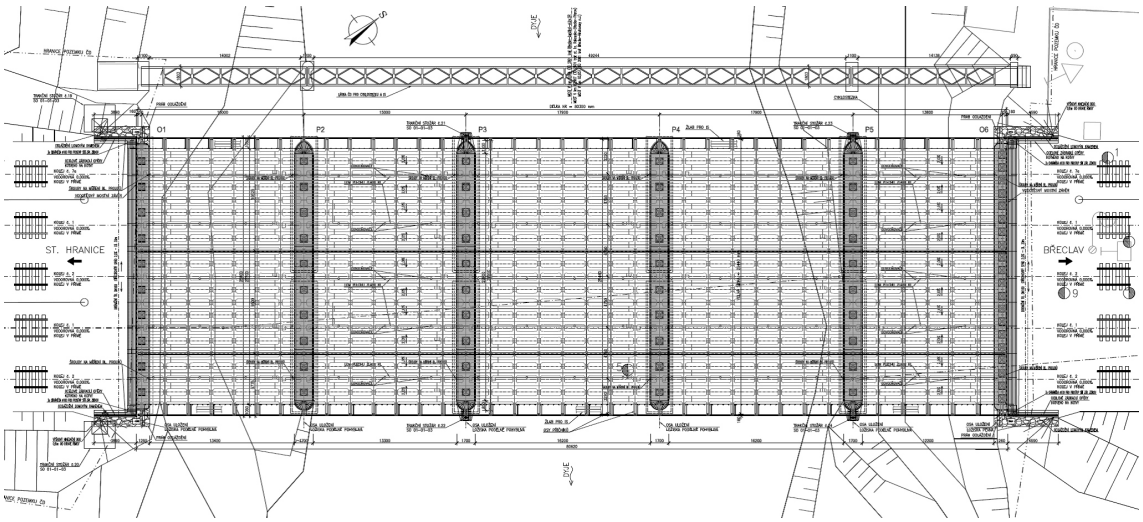
Na mostě je použita stříkaná izolace CONIPUR. Odvodnění žlabu kolejového lože mostu je primárně zajištěno střechovitým příčným sklonem povrchu 2 % směrem do podélné osy pod každou kolejí. Srážková voda je odváděna lokálními odvodňovači umístěnými v těchto úžlabích buď přímo do řeky, nebo do podélných odvodňovacích svodů z trubek HDPE (v prostoru mimo vodní tok - krajní inundační pole). Odvodnění příčných MDZ je vyřešeno odvedením vody do odvodňovacího kotlíku, který je rovněž napojen na ležatý svod odvodnění.

Zatěžovací zkouška

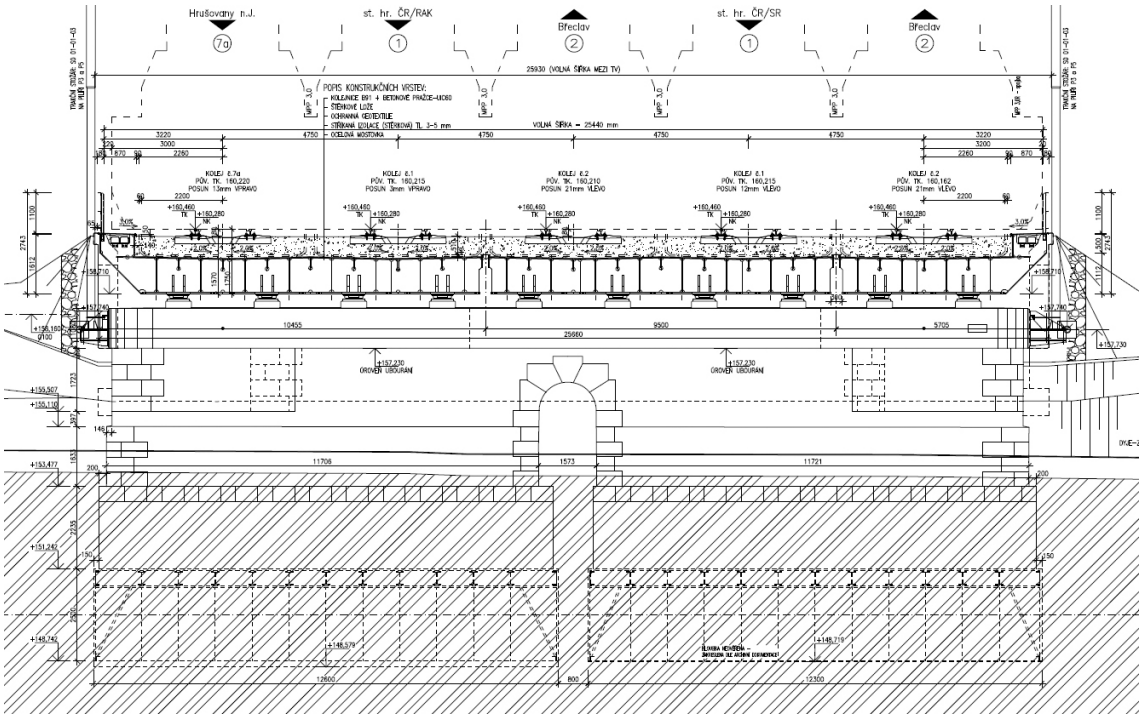
Na mostě byly předepsány zatěžovací zkoušky. Na dvoukolejných mostech byly navrženy celkem 4 zatěžovací stavy (2 symetrické a 2 nesymetrické při zatížení obou, respektive jedné koleje) s použitím kolejového jeřábu EDK750 s protizávažím a tárovacího vozu s přídavným závažím o celkové váze 120 t. Na jednokolejném mostě byly navrženy 2 zatěžovací stavy s použitím tárovacího vozu s přídavným závažím o celkové váze 120 t. Naměřené průhyby se shodovaly s teoreticky vypočtenými hodnotami.



Obr. 4 Podélný řez mostem



Obr. 5 Půdorys mostu



Obr. 6 Příčný řez mostem

Závěr

Zvolená konstrukce umožnila rychlou výstavbu s minimálními výlukami, protože celá nosná konstrukce byla vyrobena v mostárně a na stavbu se vozily již velké dílce o max. hmotnosti 64 t, ty pak byly svařeny do jednoho celku a vysunuty do mostního otvoru. Přestože nakonec návrh vedl k velkému množství oceli (cca 1450 t), vzhledem ke geologii, extrémně stlačené stavební výšce, požadavku na minimalizaci výluk a dobu výstavby nebylo možné navrhnout jiné řešení. Domníváme se, že se jedná o zdařilou konstrukci, která bude splňovat požadavky moderní železniční dopravy 21. století.

Zpět do obsahu

Spřažené příhradové mosty na trati Stříbro – Planá u Mariánských Lázní

Ing. Jan Laifr, SUDOP PRAHA a.s.

Stavba „Optimalizace trati Stříbro – Planá u Mariánských Lázní“ je jednou ze souboru staveb III. tranzitního železničního koridoru. V celém úseku bylo nutné zrekonstruovat 10 železničních mostů větších rozpětí, u sedmi největších z nich byla zvolena jednotná esteticky působivá koncepce mostu spřaženého příhradového.

Územní podmínky

Stávající jednokolejná železniční trať je zejména ve střední části předmětného úseku vedena hlubokým zalesněným a poměrně členitým údolím řeky Mže. Železniční trať překonává záhyby řeky a její četné přítoky nesčetnými kamennými klenbami, třemi tunely a několika ocelovými mosty.

Obr. 1 Atmosféra železniční trati před stavbou

Přístupy do zeleného a jen málo osídleného údolí jsou po zpevněné komunikaci jen na několika jednotlivých místech. Jejich podélné propojení podél řeky zajišťuje pouze lesní cesta, což do značné míry determinovalo způsob provádění.

Celková koncepce mostů větších rozpětí

Údolí je překonáváno vždy jedním hlavním polem. Stávající nosné konstrukce byly dvou typů, jednak přímo pojížděné komorové ocelové konstrukce z 80.let minulého století, jednak příhradové konstrukce s prvkovou mostovkou z 80.let předminulého století, vždy osazené na masívní kamenné spodní stavbě.

Požadavkem investora bylo stávající mosty s nevyhovujícími parametry interoperability nahradit mosty novými s kolejovým ložem. Vzhledem k rozpětí kolem 40 m a ostatním okrajovým podmínkám (obtížná dostupnost, délka výluky, cena díla apod.), se nabízelo dvojí řešení, buď spřažené mosty plnostěnné nebo příhradové. Přednost dostalo jednotné řešení se spřaženými mosty příhradovými, které zachovává atmosféru místa.

Řešení s proměnnou stavební výškou bylo upřednostněno nejen z důvodu tvarové návaznosti na původní příhradové mosty, ale také kvůli snížení pracnosti. Při bourání stávajících úložných prahů se běžně vyskytovaly kameny o hmotnosti přes 2 t.

Postup prací

V roce 2007 byl dokončen projekt celého úseku stavby. Generální projektant SUDOP PRAHA a.s. úzce spolupracoval s dalšími kooperanty:

OBJEDNATEL:
SŽDC s.o., stavební správa PLZEŇ

OBJEKT	STANIČENÍ	ROZPĚTÍ [m]	PROJEKTANT	
SO 58-38-01	km 398,194	42.5	SUDOP PRAHA a.s.	ING. JIRÁSKO
SO 58-38-02	km 398,714	42.5	SUDOP PRAHA a.s.	ING. JIRÁSKO
SO 60-38-01	km 404,280	35.2	VPÚ DECO PRAHA a.s.	ING. KROUPAR
SO 60-38-02	km 404,613	40.0	SUDOP PRAHA a.s.	ING. LAIFR
SO 60-38-03	km 404,985	35.2	VPÚ DECO PRAHA a.s.	ING. KROUPAR
SO 60-38-04	km 405,932	40.0	SUDOP PRAHA a.s.	ING. LAIFR
SO 63-38-02	km 412,125	35.8	TOP CON servis s.r.o.	ING. LOJÍK Ph.D.

Tab.1 Přehled stavebních objektů spřažených příhradových mostů

Soutěž na zhotovení díla vyhrálo Sdružení Stříbro s vedoucím sdružení Skanska DS a.s. a dalšími partnery: OHL ŽS a.s. a Eurovia CS a.s. V roce 2008 započaly stavební práce, jejich ukončení se předpokládá v roce letošním:

OBJEDNATEL:
SŽDC s.o., stavební správa PLZEŇ

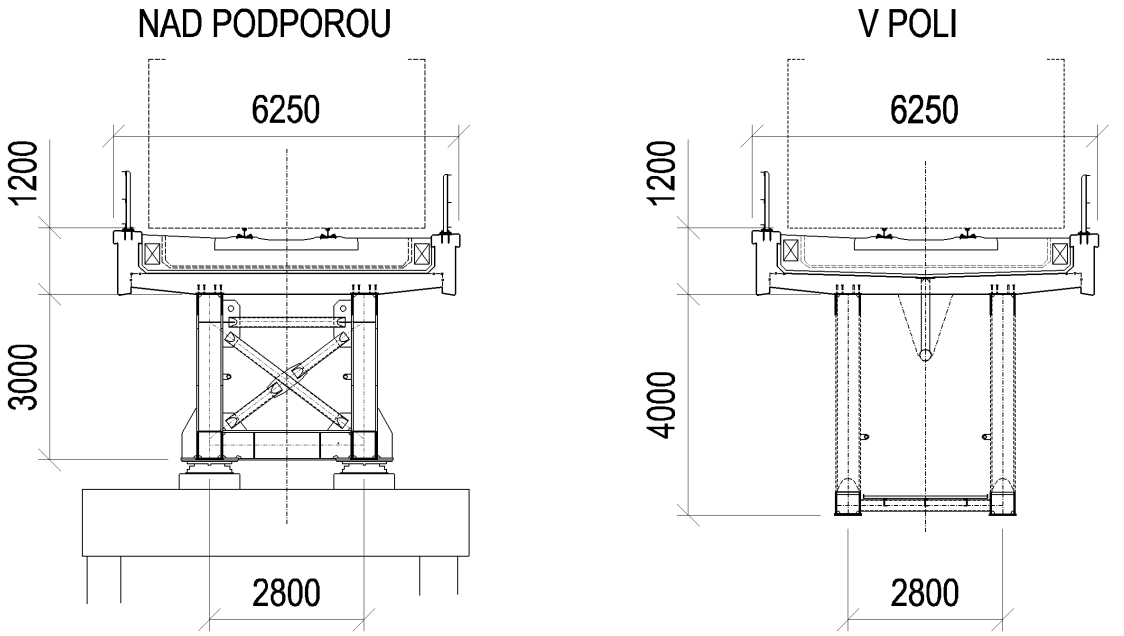
OBJEKT	ROK	ZHOTOVITEL SO	VÝROBCE OK	MONTÁŽ OK
SO 58-38-01	2010	FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.	FIRESTA	FIRESTA
SO 58-38-02	2010	FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.	FIRESTA	FIRESTA
SO 60-38-01	2009	BÖGL A KRÝSL k.s.	METROSTAV a.s.	BÖGL A KRÝSL
SO 60-38-02	2009	BÖGL A KRÝSL k.s.	VÍTKOVICE	BÖGL A KRÝSL
SO 60-38-03	2009	BÖGL A KRÝSL k.s.	METROSTAV a.s.	BÖGL A KRÝSL
SO 60-38-04	2009	FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.	DT Mostárna a.s.	FIRESTA
SO 63-38-02	2009	OHL - ŽS, a.s.	DT Mostárna a.s.	OK-BE

Tab.2 Přehled zhotovitelů jednotlivých spřažených příhradových mostů

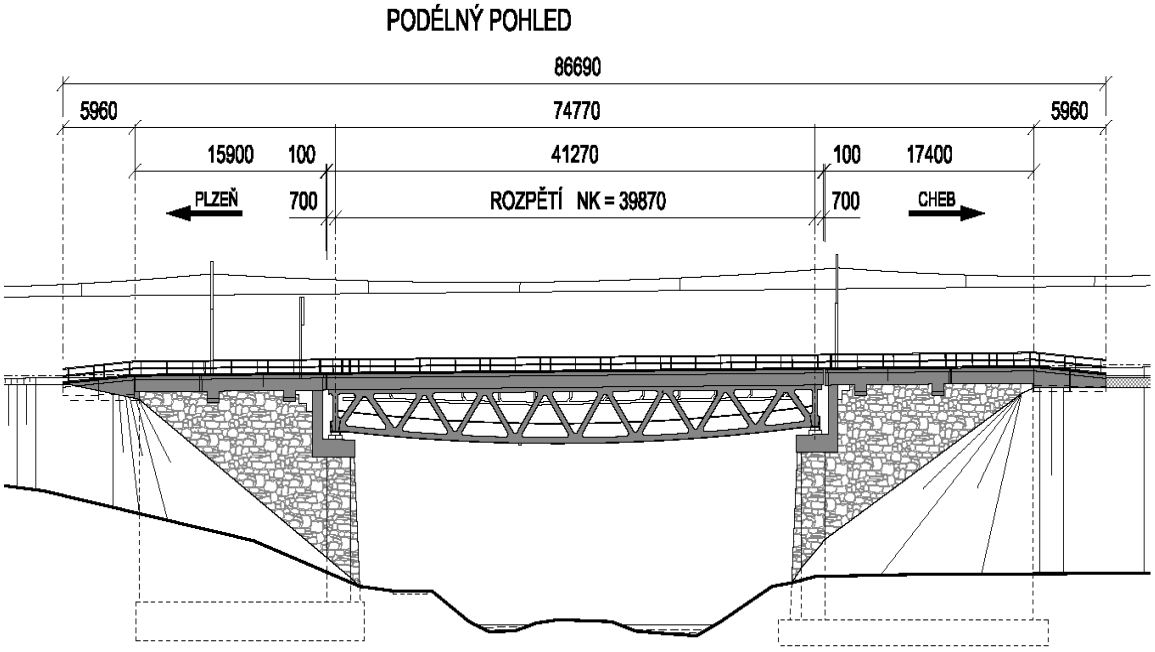
V dalším textu je představen projekt, výroba, montáž a zhotovení **typického mostního objektu**, který zahrnuje nejzajímavější části výše uvedených mostů prováděných v roce 2009.

Projekt

Stanovením koncepce přemostění byl determinován příčný řez. Vzdálenost hlavních nosníků byla zvolena obvyklých 2,8 m, u mostů v oblouku, nebo ve stanici potom mírně větší.



Zbývalo najít „nejkrásnější“ tvar břicha a rozdělení jednotlivých příhrad. Po zvážení různých variant zvítězila bezsvislicová soustava s dolním pasem čistě kruhovým. Počty příhrad se pro jednotlivá rozpětí mírně liší. Mosty do 40 m včetně jsou rozděleny na 8 polí, mosty o rozpětí 42,5 m už mají polí 10.



Nejobtížnější statický oříšek jsme museli rozlousknout při dimenzování horního pasu (tvar TT), kde se kombinují účinky lokálního namáhání spojitého nosníku na pružných podporách s účinky globálního tlakového namáhání. Museli jsme vzít v úvahu jiné spolupůsobící šířky, jiné dynamické součinitele, jiná těžiště, vývoj charakteristik betonu v čase, kombinace zatěžovacích stavů podle evropských norem.

Diagonály tvaru H i uzavřený obdélníkový dolní pás už potom nevybočují z běžné statické problematiky.

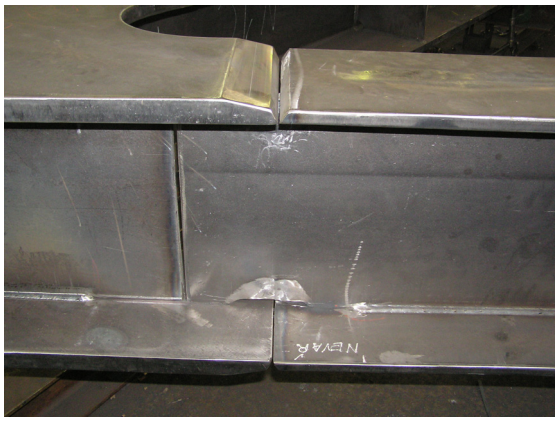
K elegantním řešením patří čistě rámové ztužení dolních pasů v poli (v definitivním stavu). Zde bylo navrženo jako trubkové. Důvodem pro trubky je zamezení vzniku vodních nádrží, které by nastalo při použití obvyklých válcovaných profilů natočených do směru dolního pásu. Toto ztužení totiž zároveň slouží jako podpora revizní lávky. Revizní lávka z pororoštů zahrnuje celý příčný řez mezi hlavními nosníky, madla jsou přivařena k diagonálám. Tímto řešením se rozšíří manipulační a revizní prostor, odpadnou všechny sloupky revizní lávky, jen je třeba věnovat zvýšenou pozornost únavovému namáhání diagonál (zejména středních).

Výroba OK

Výroba OK probíhala bez větších zádrhelů, přes napjaté termíny se konstrukce podařilo vyrobit včas. Na rozdíl od konzervativnějšího projektu se u většiny mostů podařilo najít způsob, jak dopravit konstrukce vcelku a tak odpadl montážní styk na předmontážní plošině.

Obr. 2 Dolní pas v akci

Obr. 3 Delší než se na monitoru zdálo



Obr. 4 Vkládaná diagonála

Obr. 5 Studie příčného řezu nad podporou

Montáž OK

Nepřístupné údolí v kombinaci s vysokými opěrami a omezeným časem na výluku vedlo k návrhu příčných výsunů v kombinaci s dvojicí jeřábů EDK 750. Jak to bylo celé vymyšleno:

- v první fázi se postavily přesuvné dráhy před oběma opěrami, na ně se pomocí dvojice jeřábů EDK750 spustila nová OK (hmotnost cca 90 t),

- ve druhé fázi se vysunula stará OK mimo osu mostu a mohly začít práce na úpravě úložných prahů, vlastních opěr a v mezičase na spřažené desce mostovky,
- ve třetí fázi se nová OK zasunula do osy železniční trati, zabetonovaly se římsy,
- po dokončení nového mostu se stará OK pomocí dvojice jeřábů EDK750 zvedla na železniční podvozky a odvezla k dalšímu využití.

Obr. 6 Silniční přeprava nebyla bez obtíží

Obr. 7 Překládka jeřáby EDK 750 na vagóny

Obr. 8 Odjezd (s detailem horního pasu)

Obr. 9 Průjezd skalním zářezem

Obr. 10 OK v excentrické poloze

Obr. 11 OK spuštěna na příčnou dráhu

„Dokončovací práce“

Zbytek stavby mostu už probíhal naprosto klasicky: sanace spodní stavby injektáží, úložný práh, deska mostovky, římsy, hydroizolace, kolejové lože. Zajímavostí jsou krakorce skrývající se pod vanou na opěrách. Krakorce nejsou jen uměleckým ozvláštněním konstrukce, jejich funkce je dvojí. Primárně sloužily jako statické zesílení

při zvedání stávající OK, kde úzké rozkročení jeřábů už pro zvedanou hmotnost (cca 120 t) nedostačuje. Sekundárně tvoří podporu výklenku, kam se elegantně schová třeba stožár trakčního vedení.

Obr. 12 SO 60-38-02 před dokončením

Obr. 13 SO 60-38-01

Obr. 14 SO 63-38-02 elegantně zapadl do krajiny

Závěr

Nasazením, erudicí a úzkou spoluprací mezi všemi účastníky výstavby se daří realizovat koridorový úsek mezi Stříbrem a Planou u Mariánských Lázní dle představ objednatele.

Poděkování patří firmě Bögl a Krýsl k.s. za fotografie a film z montáže, který zajímavou formou zachycuje tuto obtížnou etapu výstavby.

Zpět do obsahu

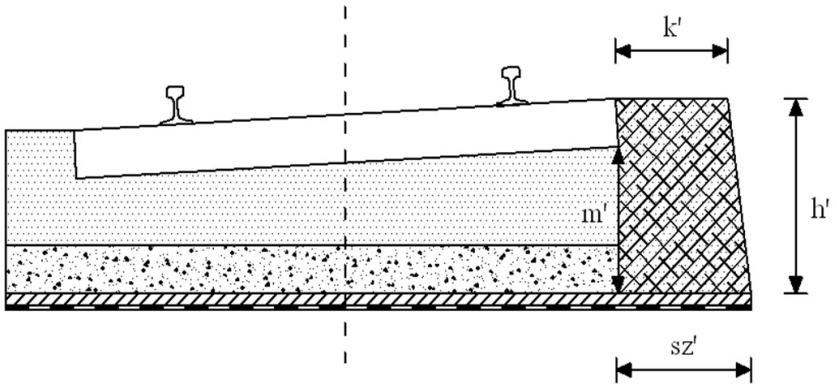
Použití chemické stabilizace kolejového lože při rekonstrukci železničního mostu SO 93-20-03 v km 144,234 přes Sázavu

Ing. Tomáš Plicka, MC-Bauchemie s.r.o.

V roce 2007 jsme touto metodou realizovali první objekt na železničních tratích v ČR. Jednalo se o chemickou stabilizaci kolejového lože jedné koleje při výstavbě nového inundačního mostu Žichlínek na Moravě. Od té doby jsme realizovali dalších cca 15 objektů a to nejen jako dočasnou stabilizaci kolejového lože u vícekolejných tratích na mostech, ale také jako dlouhodobé opatření pro zlepšení vlastností kolejového lože, např. vyrovnání přechodu mezi kolejových ložem a pevnou jízdní dráhou. Železniční most přes Sázavu byl však svými parametry pro nás další velkou výzvou.

Úvod do problematiky

Při návrhu chemické stabilizace jsme vycházeli z dosavadních zkušeností na jiných objektech u nás i v zahraničí a také ze závěrů zkoušek prováděných na univerzitě v Budapešti, kde byly laboratorně i v praxi na zkušebních úsecích zjišťovány schopnosti této metody zachytit příčné síly v bezstykové kolejnici a zabránit tak jejímu vybočení. Závěrem této studie bylo konstatováno, citace: „Ze zkušeností, informací a výsledků měření získaných během stávajících prací s lepením kolejového lože, zkoumání a pokusů lze činit následující závěry. Použitím technologie lepení štěrku lze odpor proti příčnému posunutí bezstykových tratí v dobrém stavu zvýšit až 3x, v průměrném stavu pak až 5x a u špatně udržovaných bezstykových tratí pak až na osminásobek.“ Z hlediska určení stabilizované oblasti a návrhu technologického postupu jsme vycházeli z následujícího obrázku.



s ochrannou vrstvou

m'	h'	k'	sz'	[cm]
60	80	50	60	silné lepení
70	90	50	60	velmi silné lepení
80	100	60	70	velmi silné lepení

Obr. 1 Lepení štěrku pro následné utěsňování železničního mostu v obloucích o malém poloměru

Popis železničního mostu

Součástí projektu „Optimalizace trati Benešov u Prahy – Stráncice“ je také nový železniční most SO 93-20-03 v km 144,234 přes Sázavu. Stávající ocelový most

na kamenných pilířích z roku 1929 spolehlivě fungoval do dnešních dnů. Součástí projektu je však také zvýšení traťové rychlosti, kde konstrukce mostu byla omezujícím prvkem. Proto bylo rozhodnuto, že dojde k rekonstrukci mostu. Nová konstrukce mostu o šesti polích byla navržena jako ocelobetonová, spřažená. Pod každou kolejí jsou samostatné nosné konstrukce, se dvěma hlavními nosníky. Celková délka mostu je 182 m, z toho délka přemostění 165 m. Konstrukce je opatřena průběžným kolejovým ložem. Stavbu mostu realizovala společnost FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. s termínem dokončení 19.11.2009. Část trati na mostě je vedena v oblouku, což společně s navrhovanou délkou stabilizovaného úseku 170 m bylo další výzvou pro popisovanou metodu prolepení lože systémem MC-Ballastbond.

Popis technologie provádění

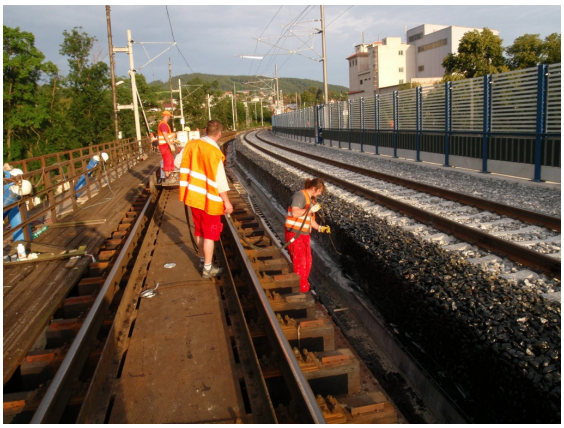
Vzhledem k mocnosti štěrkové vrstvy kolejového lože na mostě cca 80 – 90 cm a vzhledem k reálně dosažitelným hloubkám při povrchové stabilizaci lože 50 – 60 cm byla celá stabilizace rozdělena do třech samostatných etap. Nejprve bylo zřízeno dočasné mechanické pažení zapřené do stávající ocelové konstrukce mostu na koleji č. 2. Následně byla zabudována první vrstva štěrku, která byla zhutněna a v místě od budoucí polohy středové kolejnice byla 26.6. 2009 stabilizována.

Obr. 2 První etapa stabilizace

Poté bylo na mostě zřízeno kompletní kolejové lože včetně pražců a kolejnic v definitivní poloze, které bylo odpovídajícím způsobem zhutněno. Dne 13.7. 2009 následovala druhá etapa povrchového prolití štěrku.

Obr. 3 Druhá etapa stabilizace

Těsně před demontáží ocelové konstrukce mostu na koleji č. 2 bylo demontováno dočasné mechanické pažení, čímž byla chemická stabilizace kolejového lože aktivována. Ihned po odpažení lože byly jeho boky povrchově prostříknuty stabilizační pryskyřicí. Tyto práce byly prováděny již za plného provozu koleje č. 1 a toto opatření sloužilo pouze pro zajištění povrchových kamenů svislé plochy lože proti případnému úletu a ohrožení pracovníků stavebních firem pod mostem či projíždějících vodáků. Jediným omezením z hlediska koleje byla pak snížená dopravní rychlost vlakových souprav na 30 km/hod. Tato poslední třetí etapa stabilizace byla realizována 22.7. 2009.



Obr. 3 Třetí etapa stabilizace

Tím byly stabilizační práce dokončeny a sloužily spolehlivě po celou dobu další rekonstrukce mostu až do jeho předání do provozu dne 19.11. 2009.

Obr. 4 Pokračující rekonstrukce mostu

Závěr

Teoretické zkoušky možností prolepování štěrku pryskyřicí, jakož i prověření této metody na mnoha stavbách v ČR nebo v zahraničí ukázaly, že se jedná o metodu účinnou, spolehlivou a funkční. Nicméně ne vždy je samozřejmě možné tuto technologii použít a existuje celá řada omezujících podmínek. Její použití musí být vždy pečlivě naplánováno za účasti všech zainteresovaných od správců jednotlivých objektů, přes projektanta a generálního dodavatele stavby až po certifikovanou realizační firmu a dodavatele technologie. Na každou realizaci musí být vypracován a následně odsouhlasen konkrétní technologický postup, který zohlední specifické aspekty daného objektu. Jen tak je možné zajistit účinnost popisovaného systému stabilizace a zaručit jeho spolehlivost a bezpečnost.

Zpět do obsahu

Novostavba železničního mostu na přeložce silnice II/190 Železná Ruda – Špičák

Ing. Petr Letocha, SDS EXMOST spol. s r.o.

Novostavba železničního mostu převádí stávající železniční trať Železná Ruda – Plzeň přes nově budovanou přeložku silnice II/190 Železná Ruda – Špičák. Původní most vzdálený cca 35 m od nového mostu již nevyhovuje z hlediska podjezdné výšky ani šířkového uspořádání. Dle požadavku ČSN má být podjezdná výška minimálně 4,8 m. Podjezdná výška původního mostu je 3,35 m. Při stávající konfiguraci terénu a vedení komunikace pod mostem není možné další snížení nivelety komunikace podjezdu ani zvýšení nivelety tratě. Z výše uvedených důvodů byla navržena přeložka komunikace s novým mostem. Původní most zůstává zachován pro pěší, cyklisty a průjezd techniky k údržbě lyžařských tratí. Projektantem stupně DZS je společnost Pontex, s.r.o. a stupně RDS je společnost Dosting, s.r.o.

Obr.1 Pohled na most ze směru od Špičáku

Územní podmínky

Most je situován v extravilánu obce Železná Ruda a přemosťuje nově budovanou komunikaci přeložky, která má šířkové uspořádání 7,5/50. V prostoru staveniště bylo nutné přeložit inženýrské sítě, které se nacházely v místě výstavby. Základové poměry byly posuzovány od úrovně stávajícího železničního náspu, který byl při stavbě odstraněn. Vrty zastihly mocné polohy deluviálních a deluviofluviálních jílovopísčitých sedimentů se štěrkovou příměsí., odpovídající třídám F6/F4 (GT2), S4 (GT6), G5 (GT5). Dalším vrtem bylo od hl. 6,8m zastiženo eluvium, odpovídající třídě F4CS1 (GT7.1), které postupně přecházelo do silně zvětralé ruly R5 (GT7.2).

Zakládání a spodní stavba

Mostní konstrukce je založena plošně na roznášecích štěrkových polštářích tl. 1,20 m, resp. 2,00 m, v místě, kde je odloží zkonsolidováno dlouhodobým přitížením železničním náspem. Základy opěr jsou z betonu C30/37 XA2. Výška základů je 1,5 m. Výška dříků je 6,15 m na opěře 2 (železnorudské) a 7,15 m (plzeňské). Dříky jsou z betonu C25/30 XF2. Základy křídel a křídla byly budovány současně s odpovídajícími částmi opěr. Úložné prahy a římsy jsou navrženy z betonu C30/37 XF4. Šířka prahů je 1,2 m. Líce opěr jsou obloženy soklovým kamenem, který je do opěr a křídel kotven pomocí zinkovaných závitových tyčí. Na povrchu úložných prahů opěr a křídel jsou vrubové klouby s rozpěrkami M20 zabezpečujícími rozpěrákové účinky konstrukce.

Nosná konstrukce

Délka nosné konstrukce je 14,06 m. Nosnou konstrukci tvoří prosté pole s rozpěrákovým účinkem, umožňujícím redukovat rozměry opěr a jejich základů. Jedná se železobetonovou konstrukci z betonu C30/37 XF2 se zabetonovanými devíti ocelovými nosníky profilu HEB 500 z oceli S355 J2G3. Nezabetonované části spodních přírub a přiléhajících části stojin nosníků jsou chráněny kombinovaným povlakem proti korozi – odstín DB510.

Obr.2 Montáž podpěrných věží pro betonáž a následný zásun NK

Montážní práce prováděly jeřáby AD28 o nosnosti 28 t. Na stavbě byla vybudována zhutněná montážní plocha. Na zhutněnou plochu byly do určených výšek položeny panely, na kterých se smontovaly dvě věže ze systému ŽP16. Na tyto věže byly namontovány první díly zavážecí dráhy a zavážecí vozíky. Vozíky byly uloženy na teflonech a přikotvení k zavážecím drahám. Nosníky HEB500 byly za pomocí jeřábu se uloženy na zavážecí vozíky. Při montáži nosníků byly postupně osazovány rozpěrky M20.

Dále byla provedeno bednění, armatura a betonáž nosné konstrukce, kde při betonáži horní desky byla konstrukce mostu uložena na zavážecích vozících, které byly přikotveny k zavážecím dráhám.

Obr. 3 Probíhající příčný zásun mostu

Po betonáži mostovky, odtěžení náspu a dokončení opěr a křídel byla provedena příprava plochy pro výsun, včetně osazení panelů pod věže na zhutněné podloží. Na připravených panelech byly namontovány dvě věže ŽP16. Na věže ŽP16 byly dále namontovány druhé díly zavážecí dráhy. Díly zavážecí dráhy byly propojeny šroubovým spojem, který byl nadimenzován na plnou únosnost. Zavážecí vozíky byly připojeny k hydraulickým válcům příčného posuvu a byly uvolněny od zavážecích drah. Pomocí hydraulických válců se most přesunul do osy koleje. Po osazení rozpěrákových trnů byla konstrukce spuštěna do konečné polohy.

Konstrukce železničního svršku

Vzhledem k tomu, že stav dřevěných pražců a upevnění koleje neodpovídal bezpečnosti, byla provedena výměna materiálu v délce 75 m za nový. Nová kolej typu S49 E1 byla namontována na pražce, položena, svařena a podbita ve třech sekcích po 25 m.

Závěr

Výstavba nového mostu probíhala za nepřetržité výluky trvající 28 dnů. Během tohoto termínu bylo nutné odtěžit násyp, zřídit zavážecí dráhu vč. betonáže mostovky, zasunout mostovku, zaštěrkovat, zřídit kolejový svršek a namontovat příslušenství. Jedná se výstavbu v hraničním pásmu podhůří Šumavy, při ztížených klimatických podmínkách (vyšší roční úhrn srážek, doba trvání sněhové pokrývky) a omezené dostupnosti subdodávek.

Literatura:

[1] Krejčík, V.; Štěpánek, L. : Přeložka silnice II/190 Železná Ruda – Špičák, Technická zpráva, Dosting, 2008.

Obr. 4 Pohled na nová kolejová pole ze směru od Plzně

Přehrát video