

16. ročník konference

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Sborník příspěvků

20. ledna 2011

Pořadatelé

Mediační partneři

16. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
20. ledna 2011

pořádají

SUDOP PRAHA a.s.

Správa železniční dopravní cesty, s.o.

mediální partner konference – časopis **SILNICE ŽELEZNICE**

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

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

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

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



OBSAH:

Ocelové konstrukce a jejich uplatnění na železniční dopravní cestě z pohledu SŽDC, s.o. Ing. Radovan Kovařík, SŽDC, s.o., ředitel odboru traťového hospodářství (OTH) Ing. Milan Kučera, SŽDC, s.o., OTH, systémový specialista oddělení žel. mostů a tunelů Ing. Václav Podlipný, SŽDC, s.o., OTH, systémový specialista oddělení žel. mostů a tunelů	1
Dosavadní zkušenosti SUDOPU PRAHA s projektováním mostů v Bulharské republice, Projekt Svilengrad – turecká hranice, most přes řeku Maricu Ing. Jiří Jirásko, Ing. Jan Dubánek, SUDOP PRAHA a.s.	9
Železniční mosty z předpjatého betonu v ČR po půl století Ing. Karel Dahinter, CSc. Ing. Pavel Matyáš, SŽDC, s.o., TÚDC	15
Integrované železniční mosty Ing. Jaromír Křížek, Ph.D., Ing. Software Dlubal, s.r.o.	23
Rekonstrukce mostu v km 3,553 trati Liberec – Harrachov Ing. Štěpán Jakeš, Ing. Libor Marek, TOP CON SERVIS s.r.o.	29
Oprava mostu v km 20,862 trati Rakovník – Mladotice Ing. Jan Fiala, Ing. Ivan Šír; Ing. Ivan Šír, projektování dopravních staveb a.s. Ing. Pavel Hrdina, Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.	35
Městské železniční tunely – nová dimenze mobility v aglomeracích Ing. Petr Šlegr, Ing. Pavel Adámek, CEDOP, o.s. Ing. arch. Ivan Lejčar, ALEJ - architektonický ateliér Ing. Tomáš Záruba, dopravní konzultant	41
Technické inovace u razicích strojů na stavbách železničních tunelů ve světě Dr. Karin Báppler, Herrenknecht AG	47
Přípravná dokumentace Nemanice I – Ševětín, tunely Hosín a Chotýčany Ing. Lenka Pikhartová, SUDOP PRAHA a.s. Ing. Petr Lapiš, IKP Consulting Engineers, s.r.o.	57
Votický tunel – první zkušenosti z výstavby Ing. Eva Tatíčková, HOCHTIEF CZ a.s. Ing. Libor Mařík, IKP Consulting Engineers, s.r.o.	63
Ražené tunely Olbramovický a Tomický I na trati Votice – Benešov u Prahy Ing. Jakub Němeček, Subterra a.s. Ing. Libor Mařík, IKP Consulting Engineers, s.r.o.	69
Návrh rekonstrukce železničního mostu v km 5,872 na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice ("GAGARIN") Ing. Jan Šedivý, SUDOP BRNO, spol. s r.o. Ing. Miroslav Teršel, SŽDC, s.o., OMT Ing. Lumír Dobiáš, SŽDC, s.o., SDC SMT Ostrava doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc., Ing. Radim Nečas, Ph.D., VUT Brno	77
Realizace rekonstrukce železničního mostu v km 5,872 na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice ("GAGARIN") Ing. Jan Stupka, FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.	83

Průběžné tenzometrické a geodetické sledování rekonstrukce železničního mostu "GAGARIN" v km 5,872 na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc., Vysoké učení technické v Brně, FAST, Ústav BZK Ing. Jiří Bureš, Ph.D., Vysoké učení technické v Brně, FAST, Ústav GED Ing. Radim Nečas, Ph.D., Vysoké učení technické v Brně, FAST, Ústav BZK	89
MCE Slaný vyrobila a smontovala ocelovou konstrukci železničního mostu přes Labe v Kolíně Ing. Karel Kovář, Vladan Michalík, MCE Slaný, s.r.o.	95
Uplatnění řídicích tyčí u ocelových železničních mostů Dr.-Ing. Richard Buba, SSF München	99
Podmínky provozuschopnosti mostních provizorií určených ke vložení na železniční dopravní cestě ve správě SŽDC Ing. Zdeněk Nečekal, SŽDC, s.o., oddělení železničních mostů a tunelů	105
Modernizácia železničnej trate Žilina – Košice, úsek trate Liptovský Mikuláš – Poprad-Tatry, 5. etapa – inžinierske konštrukcie Ing. Karol Dobosz, Ing. Vladimír Piták, Ing. Peter Vyšlan, REMING CONSULT a.s.	111
Optimalizace trati Planá u Mariánských Lázní – Cheb, mosty Ing. Jakub Štěrba, SUDOP PRAHA a.s.	117
Návrh obloukového železničního mostu v km 315,894 trati Bystřice nad Olší – Český Těšín Ing. Antonín Pechal, CSc., Ing. Vojtěch Konečný, Ing. Petr Nečas, Ing. Lukáš Křížan, PIS – Ing. Antonín Pechal, CSc.	121
Optimalizace trati Bystřice nad Olší – Český Těšín, SO 23-19-10 Železniční most v km 315,894 Ing. Libor Hökl, FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.	127
Nové spřažené ocelobetonové mosty na trati Beroun – Zbiroh Ing. Petr Dobrovský, Ing. Alexandr Kurz, Ing. Petr Milek, Ing. Štěpán Jakeš, TOP CON SERVIS s.r.o.	133
Nové trendy v odvodnění železničních mostů Ing. Vlček Petr, DWD System s r.o., Bánská Bystrica	139
Tunel Tomický II, úsek Votice – Benešov u Prahy, IV. Železniční koridor Ing. Jiří Velebil, Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.	145
Bohuslavický tunel – zajištění ostění Ing. Jaroslav Lacina, Ing. Jiří Matějčík, Amberg Engineering Brno, a.s.	147

Ocelové konstrukce a jejich uplatnění na železniční dopravní cestě z pohledu SŽDC, s.o.

Ing. Radovan Kovařík, SŽDC, s.o., ředitel odboru traťového hospodářství (OTH)

Ing. Milan Kučera, SŽDC, s.o., OTH, systémový specialista oddělení žel. mostů a tunelů

Ing. Václav Podlipný, SŽDC, s.o., OTH, systémový specialista oddělení žel. mostů a tunelů

Příspěvek se zabývá využitím oceli na železnici, především pak u mostních konstrukcí na železniční dopravní cestě. Zabývá se vývojem těchto konstrukcí ve vazbě na vývoj kvality materiálů, technologií spojování konstrukčních prvků, rozvoj výpočetní techniky, nové způsoby montáže a změny v technické legislativě.

Úvod

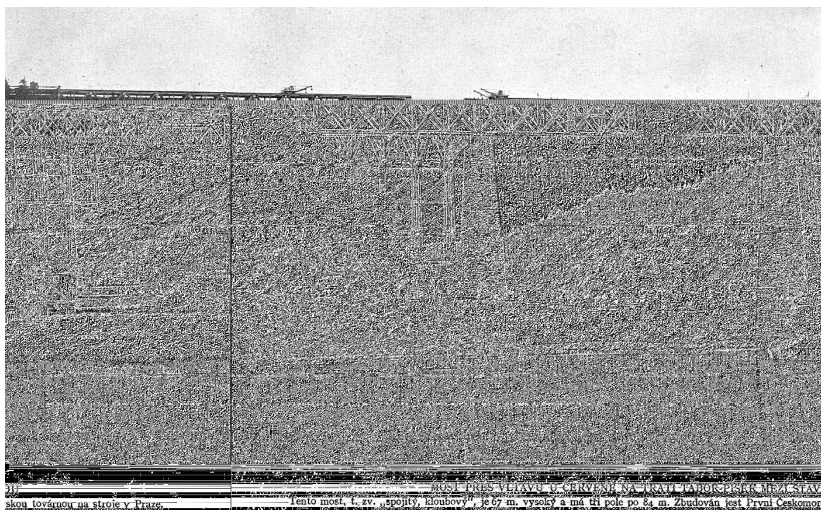
Správa železniční dopravní cesty, státní organizace (dále jen SŽDC) plní od 1. 1. 2003 na základě zákona č. 77/2002 Sb. (Zákon o akciové společnosti České dráhy, státní organizaci Správa železniční dopravní cesty...) funkci vlastníka dráhy a od 1. 7. 2008 na základě zákona č. 179/2008 Sb. také funkci provozovatele dráhy. S těmito povinnostmi úzce souvisí také správa svěřeného majetku, tj. železniční dopravní cesty, jejíž nedílnou součástí jsou mostní objekty (mosty, propustky, lávky pro pěší), tunely a objekty s konstrukcí mostům podobnou.

SŽDC v rámci těchto povinností zajišťuje jak zachovnou péči jako jsou správa, údržba a opravy, tak i rozvoj, kam patří rekonstrukce a modernizace železniční dopravní cesty včetně mostních a tunelových objektů, tj. vykonává i funkci stavebníka.

Základní provozuschopnost je zajišťována prostřednictvím 13-ti SDC – správ železniční dopravní cesty. Ty jsou rozmístěny ve všech krajích. Řídícím a metodickým orgánem pro správu je ředitelství SŽDC s.o.

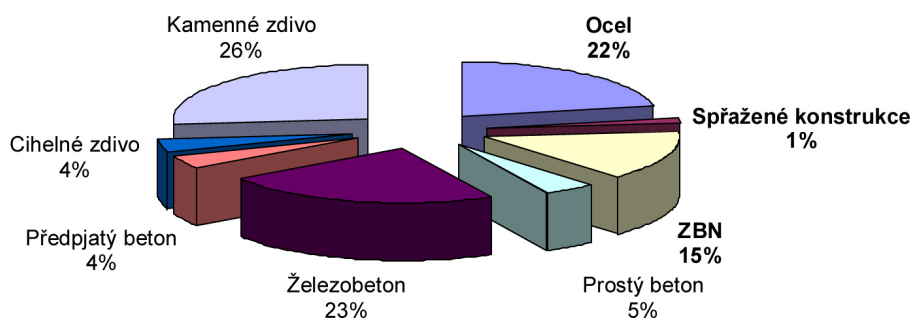
Uplatnění ocelových konstrukcí na železnici

Ocel je u železnice tradiční stavební materiál. Pro své výhody jako je hospodárnost, flexibilita, rychlost výstavby, možnost recyklace, odolnost a trvanlivost zaujímá nenahraditelnou roli v železničním stavitelství. Ocel není u železnice využívána jen pro vlastní kolejnice a jejich upevnění. Pokud pomineme lokomotivy a vozy, byla a je dosud užívána také pro konstrukce nádražních budov, zastřešení nástupišť, trakční a osvětlovací stožáry, návěstní lávky a krakorce a řadu dalších aplikací. Z těch novějších například i jako konstrukce protihlukových stěn a třeba i jako tzv. ocelové ypsilonové pražce. V neposlední řadě je ocel u železnice využívána v mostním stavitelství.



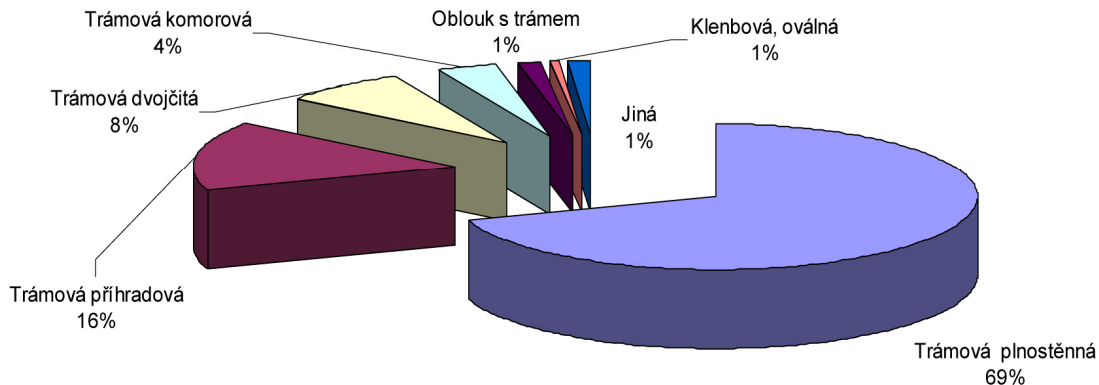
Na tratích Správy železniční dopravní cesty se nachází celkem 6 734 mostů a 18 670 propustků. Ocelových mostů je 1 625, v nich je zabudováno 2 495 ocelových, 214 spřažených ocelobetonových konstrukcí. Rozdělení mostních konstrukcí podle materiálu nosné konstrukce je patrné z následujícího grafu. Z celkového počtu mostních konstrukcí je to 22 až 23 %. Dalších 984 mostů s 1 564 konstrukcemi je se zabetonovanými nosníky (ZBN). Střední rozpětí ocelových konstrukcí je kolem 18 m. Průměrné stáří ocelových konstrukcí je 75 let. Všechny údaje jsou k 31. 12. 2010.

Materiál nosné konstrukce



Na dalším grafu je patrné rozdělení ocelových nosných konstrukcí podle konstrukčního uspořádání nosné konstrukce. S převahou na železnici dominují plnostěnné trémové konstrukce.

Typ ocelové nosné konstrukce



Pokud bychom chtěli rozdělit konstrukce podle druhu spojů, zatím stále převládají nýtované a šroubované konstrukce, kterých je více jak trojnásobek než konstrukcí svařovaných.

Aby ocelové konstrukce dobře sloužily požadovanému účelu je jim třeba věnovat pozornost v celém životním cyklu, tedy nejen při projektování, výrobě a montáži, ale i při jejich správě a údržbě.

V současné době technická legislativa nabývá důležitosti vzhledem k okolnosti, kdy se SŽDC postupně stává pouze správcovskou složkou a většina prací i v oblasti údržby se buď již zadává třetím stranám, nebo se jejich zadávání připravuje v nejbližší době.

Dohled nad problematikou ocelových konstrukcí u SŽDC, s.o.

Provádění ocelových konstrukcí bylo regulováno od samého počátku železnice. Např. v roce 1930 vydala Ústřední stavební správa „Zvláštní podmínky pro stavbu ocelových mostů“. Dnes tuto problematiku v oblasti ocelových konstrukcí řeší Technické kvalitativní podmínky staveb státních drah, Kapitola 19 - Ocelové mosty a konstrukce. V současnosti platná kapitola 19 TKP vznikla před několika lety jako reakce na neaktuální stav českých národních norem pro provádění a absenci evropského předpisu. Tato kapitola TKP si v současné době vyžádá jistou úpravu, protože již byla schválena jednotná evropská legislativa, která se zavádí do národního systému. Bude také potřeba zavést nový postup v ověřování odborné způsobilosti firem pro výrobu konstrukcí a dořešit způsobilost firem pro finální montáž a osazení konstrukcí na stavbě. Dosud se techničtí experti SŽDC podílí spolu s certifikačními orgány na ověřování způsobilosti těchto firem.

Vývoj návrhu ocelových železničních mostů

Vývoj ocelových železničních mostních konstrukcí byl výrazně ovlivněn celou řadou faktorů.

Jedním z nich je kvalita materiálu. Při navrhování nejstarších ocelových mostů se upřednostňovaly obloukové nosné systémy. Důvodem pro volbu uvedeného konstrukčního statického systému byly materiálové vlastnosti litiny, z nichž se první mosty vyráběly. Postupně, s přechodem od litiny k svářkovému železu a následně plávkové oceli, a současně s nárůstem kvality oceli v důsledku zdokonalování technologie její výroby, se začaly objevovat postupně progresivnější typy mostních konstrukcí.

Klasické obloukové mosty ustoupily trámovým mostním konstrukcím, přičemž na začátku 20. století dominují zejména příhradové trámové mosty. Plnostěnné nýtované trámy začaly však velmi rychle konkurovat příhradovým mostům zejména při menších rozpětích a vytlačily je do oblasti použití pro střední rozpětí. Z hlediska spojů se z počátku uplatňovaly prakticky výhradně nýtové spoje.

Podle konstrukčních typů plnostěnných mostních konstrukcí se nejčastěji setkáváme s mosty bez mostovky, které představují nejjednodušší a nejehospodárnější ocelovou nosnou konstrukci pro malá rozpětí do 25,0 m. Mosty se zapuštěnou mostovkou a mosty s mostovkou dolní se však vyskytují s téměř stejnou četností.

K mohutnému rozvoji plnostěnných trámových mostů dochází zejména po druhé světové válce pod vlivem obnovování válkou zničených mostů a s nástupem svařování jako moderního způsobu spojování prvků. Opět se aplikují tradiční typy plnostěnných mostů s prvkovými mostovkami, které se používaly v nýtovaném provedení, avšak více se uplatňují mosty s dolními mostovkami. Tyto typy mostů jsou i v současnosti perspektivní ocelovou mostní konstrukcí pro rozpětí do 35,0 m vzhledem k malé stavební výšce.

K plnostěnným mostním konstrukcím řadíme i nosné konstrukce s dvojčítými hlavními nosníky. Vzhledem ke svojí velmi nízké stavební výšce se především na regionálních tratích a u mostních provizorií uplatňují dodnes.

Pro střední a větší rozpětí až do 80,0 m se používají velmi efektivní příhradové mosty různých soustav. Z počátku byla velmi oblíbená soustava násobná či základní se svislicemi, později i bez nich. Důvodem byly, mimo jiné, i tehdejší možnosti výpočtu, který byl prováděn „ručně“.



Kláštorec nad Ohří (starý stav) – příhradová konstrukce s násobnou soustavou a prvkovou mostovkou

Pro přemostění ještě větších překážek se v podmínkách našich železnic často aplikují obloukové mosty v provedení jako tuhé trámy ztužené volnými oblouky, známější pod názvem Langerovy trámy.

V zásadě se však až do 70. let 20. století všeobecně aplikují plnostěnné, příhradové i obloukové mosty s otevřenými prvkovými mostovkami (případně bez mostovky), přičemž se postupně zdokonalují konstrukční detaily otevřené prvkové mostovky (spojení podélníků s příčníky, připojení příčníků na hlavní nosníky apod.) i v souvislosti se zavedením třecích spojů do mostního stavitelství a s již zmíněným rozvojem svařování.

Do vývoje mostního stavitelství v oblasti ocelových mostů významně zasáhl i rozvoj výpočetní techniky, a s tím spojený vývoj výpočetních programů. To umožnilo přechod od „ručního“ výpočtu, charakterizovaného postupným počítáním jednotlivých prvků mostní konstrukce za využití řady zjednodušujících předpokladů (podélníky, příčníky, hlavní nosníky), k výpočtům prostorovým. Při nich je celá konstrukce počítána najednou s respektováním jejího prostorového působení.

Nemalý vliv mělo i zvyšování rychlosti na železnici, zvyšující se požadavky na komfort jízdy a snaha co nejméně obtěžovat okolí železnice hlukem. Prvkové mostovky jsou proto dnes ve většině případů nahrazeny mostovkami umožňujícími zřízení železničního svršku s kolejovým ložem na mostě.

Velkého rozvoje především v posledních dvaceti letech přitom dosáhly konstrukce ocelobetonové kombinující výhody obou použitých materiálů. Jde především o deskové konstrukce se zabetonovanými nosníky a o spřažené konstrukce ocel x beton, kde je zpravidla železobetonová deska mostovky spřažena s ocelovými hlavními nosníky ať již plnostěnnými či příhradovými.

Železobetonové desky se zabetonovanými nosníky (tuhými vložkami) patří mezi již dlouhá léta používané konstrukce. Zpočátku se jako tuhé vložky používaly kolejnice, které byly později nahrazeny plnostěnnými nosníky. Až do roku 1971 se přitom beton desek nezapočítával do posouzení konstrukce v podélném směru. S rozvojem norem a výpočetních metod se jeho vliv ve výpočtu začal zohledňovat, což vedlo k dalšímu z hospodárnění těchto spolehlivých, na údržbu nenáročných konstrukcí.

Nové normy a výpočetní metody, které byly zavedeny v souvislosti s rozvojem výpočetní techniky, vedly i k rozšíření používání spřažených mostů. Byly vyřešeny problémy souvisící s výpočtem spřažení, vlivem smršťování a dotvarování betonu, výpočet trhlin, atd. To, mimo jiné, umožnilo navrhovat spřažené konstrukce nejen jako prosté nosníky, ale i jako nosníky spojitě o poměrně velkých délkách nosné konstrukce.



Klášteřec nad Ohří (nový stav) – spřažená konstrukce s železobetonovou mostovkou s kolejovým ložem

Zvětšování délek konstrukcí ve vazbě se zvyšováním rychlostí a spolupůsobením koleje (především bezстыkové) s mostními konstrukcemi s sebou přináší nutnost řešit celou řadu problémů, kterými se dříve nebylo nutné zabývat. Ať již se jedná o nárůst vodorovných sil, které se přenášejí do ložisek a spodní stavby, či problémy související se zředňováním kolejového lože.

Svůj nezanedbatelný vliv při návrhu konstrukcí mají i nové možnosti montáže, kdy především v oblasti silničních jeřábů došlo k velkému pokroku. K dispozici je celá řada nových mobilních strojů s velkou nosností a vyložením. Přitom doby jejich vystrojení se zkrátily na minimum. To má samozřejmě přímý dopad na návrh montáže v projektech, zvláště na velikost a hmotnost montážních dílců a s tím souvisící omezení rozsahu svařování či šroubování na montáži.

Vliv mají i ekonomické aspekty, kdy na rozdíl od dřívějších dochází k evidentnímu odklonu od navrhování konstrukcí s co nejmenší spotřebou materiálu, ale výrobně pracných, ke konstrukcím ne tak materiálově úsporným avšak výrobně jednodušším. Souvisí to se stoupající cenou lidské práce nutné například na případné odstupňování průřezů pásnic nosníků tak, aby byl optimálně vykryt průběh návrhového ohybového momentu po délce nosníku a materiál byl všude pokud možno plně využit.

V poslední době se stále častěji na železnici uplatňují i tenkostěnné ocelové konstrukce z profilovaných plechů připomínající skořepiny a využívající spolupůsobení konstrukce s okolním zemním tělesem. U SŽDC se pro tyto konstrukce zažilo označení „FLOK – flexibilní ocelové konstrukce“.

Závěr

Nakonec je třeba konstatovat, že přes rozvoj a nástup nových stavebních materiálů mají ocelové konstrukce stále důležité místo v železniční infrastruktuře a dozajista tomu tak bude i v budoucnu. Nic na tom nemění ani současné přibrždění stavební činnosti vyvolané nepříznivou hospodářskou situací. V závěru roku 2010 bylo dokončeno několik významných železničních mostů, jako je most přes Labe v Kolíně či most v Ropicích u Českého Těšína. Rovněž již nyní je připravena celá řada projektů ocelových, případně spřažených železničních mostů. U některých z nich již bylo rozhodnuto, že přes omezení výdajů na dopravní stavby bude jejich výstavba v roce 2011 či 2012 zahájena. Jako příklad lze uvést estakádu v Ústí nad Orlicí nebo přemostění Bečvy v Přerově. Další mosty jsou projekčně připraveny, jejich výstavba je však závislá na zajištění finančních prostředků. To platí například pro mosty navrhované v rámci přestavby uzlu Brno, III. a IV. koridoru a další.



Správa železniční dopravní cesty



Správa železniční dopravní cesty, s. o.

Dlážděná 1003/7, Praha 1 – Nové Město, 110 00, <http://www.szdc.cz>

**garant provozuschopnosti, modernizace a rozvoje
železničních drah České republiky**



projektování mostů, tunelů
a inženýrských staveb

NOVÉ SPOJENÍ – STAVBA ROKU 2009

Olšanská 1a, 130 80 Praha 3 • tel.: 267 094 111, fax: 224 230 316 • e-mail: paha@sudop.cz • www.sudop.cz

Dosavadní zkušenosti SUDOPU PRAHA s projektováním mostů v Bulharské republice, Projekt Svilengrad – turecká hranice, most přes řeku Maricu

Ing. Jiří Jirásko, Ing. Jan Dubánek, SUDOP PRAHA a.s.

SUDOP PRAHA a.s. se podílí na projektech modernizace bulharské železniční infrastruktury již čtvrtým rokem. Posledním a zatím největším počinem je projekt 3. etapy železničního koridoru Plovdiv – státní hranice, jehož se SUDOP účastnil jako generální projektant v režimu „Design and build“ pro firmu OHL ŽS Brno – klon Sofia. Součástí tohoto projektu s oficiálním názvem „ЕЛЕКТРИФИКАЦИЯ И РЕКОНСТРУКЦИЯ НА ЖП ЛИНИЯ СВИЛЕНГРАД ТУРСКА ГРАНИЦА“ je i novostavba mostu přes řeku Maricu celkové délky 430 m sestávající z 10ti železobetonových oblouků integrovaných s rámem. Projekt je v současné době ve výstavbě.

Úvod

Předpokládaný útlum projekční a stavební činnosti na velkých dopravních projektech v České republice přinutil firmu SUDOP PRAHA a.s. během posledních 5ti let zintenzívnit svoje snahy o průnik na zahraniční trhy. Bulharská republika se zejména po svém vstupu do Evropské unie v roce 2007 stala jednou s prioritních a perspektivních oblastí. Infrastruktura země je v nevyhovujícím stavu a orgány železniční a silniční správy mají pro nadcházející desetiletí velkorysé plány obnovy a rozvoje, na něž by měly být čerpány prostředky z evropských fondů. SUDOP PRAHA a.s. operující v Bulharsku již čtvrtým rokem se z větších zakázek doposud účastnil dvou projektů modernizace železniční infrastruktury a to Modernizace trati Plovdiv – Burgas a Rehabilitace trati Mezdra – Gorna Oryahovitsa. V případě projektu Plovdiv Burgas byl SUDOP lídrem konsorcia a personálně obsadil funkci hlavního inženýra projektu a klíčové experty pro jednotlivé profese. Na projektu Mezdra – Gorna Oryahovitsa SUDOP zajišťoval projekty rekonstrukce železničních mostů jako člen konsorcia pod vedením francouzské firmy Systra. Oba tyto železniční projekty sloužili jako podklad pro vypsání tendru na realizaci stavby. Zkušenosti získané na uvedených kontraktech byly následně využity v dosud nejdůležitější zakázce SUDOPU v Bulharsku projektu Elektrifikace a rekonstrukce trati Svilengrad – Turecká hranice.

Projekt Svilengrad – Turecká hranice

Rozsah projektu

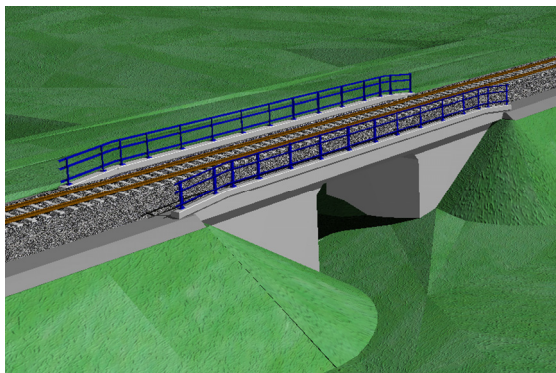
Tendr v režimu „Design and Build“ na rekonstrukci trati Svilengrad – Turecká hranice získala firma OHL ŽS Brno – klon Sofia pod vedením pana Lubomíra Poláka se SUDOP PRAHA a.s. jako generálním projektantem v první polovině roku 2009. Cílem projektu je rekonstrukce (modernizace) a elektrifikace úseku stávající jednokolejné železniční trati mezi železniční stanicí Svilengrad a státní hranicí s Tureckem na rychlost 160 km/hod. resp. 200 km/hod. pro vozidla s naklápačci skříní. Celková délka úseku je 16,8 km, přičemž pro dosažení návrhových parametrů jsou cca 2/3 trati vedeny ve zcela nové stopě. Hlavní projekční práce zahrnující „stupně“ dokumentace „Revize ideového (tendrového) projektu“, „Technický projekt“ a „Pracovní projekt“ proběhly na přelomu roku 2009/2010, v první třetině roku 2010 bylo na stavbu získáno stavební povolení a následně se naplno rozběhly stavební práce.

Koncepce mostních objektů

Během prací na „Revizi ideového projektu“ byly odhaleny zásadní nesrovnalosti mezi realitou a předpoklady tendrové dokumentace, která byla zjevně zpracována na základě nedostatečných či zcela chybných geodetických podkladů a bez respektování územních poměrů. Během přípravných projekčních prací byla proto zpracována zcela nová celková koncepce měnící počet, umístění i velikosti mostních objektů s cílem předložit ke schválení projekt stavby, jenž minimalizuje rizika střetu s místní samosprávou a dotčenými vlastníky jak během procesu získávání stavebního povolení tak i během vlastní realizace. Po zdoluhavých a komplikovaných jednáních se zástupci zadavatele a zejména pak se supervizí projektu představovanou sdružením zahraničních firem se ve výsledku podařilo větší část navrhovaných změn obhájit. Finální podoba projektu tak z hlediska mostních a inženýrských objektů obsahuje 11 nových železničních mostů, jeden nový silniční nadjezd, jeden nový podchod pro pěší a dvě sanace stávajících železničních mostů. Mezi nově navrhovanými železničními mosty je 8 malých jednopoleových konstrukcí rozpětí 6 až 8 m, dva mosty o čtyřech polích celkové délky 70 m a most přes řeku Maricu celkové délky 430 m (viz dále). Pro návrh malých mostních objektů o rozpětí 3-8 m byla nejprve stanovena kritéria, která by tyto objekty měly splňovat. Jednalo se zejména o:

- dostupnost technologie pro vybraného zhotovitele
- snadnost a rychlost výstavby
- jednoduchost detailů a maximální míra unifikace a v neposlední řadě
- odolnost a nízké nároky na budoucí údržbu

Na základě toho se v „Revizi ideového projektu“ podařilo pro tyto malé konstrukce prosadit rámové a polorámové železobetonové konstrukce unifikovaných rozměrů. Takto navržené mosty se vyznačují velice jednoduchou technologií výstavby a prakticky nulovými nároky na budoucí údržbu. Oba mostní objekty délky 70 m byly sjednoceny na rozpětí polí 14,50+2x18+14,5 m a navrženy jako spojitě náběhované železobetonové trámy integrované s kruhovými mezilehlými pilíři.



Obr. 1 Vizualizace navrhovaného mostu rozpětí 8 m



Obr. 2 Realizovaný objekt

Most přes řeku Maricu

Revize tendrového projektu – stanovení nové koncepce přemostění

V revizi ideového projektu bylo zpracováno 5 variant přemostění s rozpětím pole 40 m, s nosnými konstrukcemi ocelobetonovými a konstrukcemi z předpjatého betonu. Jelikož tendrová dokumentace předpokládala most o rozpětí 10x40 m realizovaný masivní železobetonovou konstrukcí (bez bližší specifikace), byl navržen i most železobetonový sestávající z 10 železobetonových oblouků rozpětí 40 m.

Technical drawing of a bridge structure, showing a side elevation. The bridge has a central span supported by a pier, with smaller spans on either side. Dimensions are provided in meters (m) and feet (ft). The total length of the bridge is 428.1 m (1404 ft). The central span is 15.0 m (49 ft) wide. The bridge deck is 15.0 m (49 ft) wide. The bridge has a total of 10 spans, with a total length of 428.1 m (1404 ft). The bridge is shown with a central pier and two side piers. The bridge is shown with a central span and two side spans. The bridge is shown with a central span and two side spans. The bridge is shown with a central span and two side spans.

[illegible][illegible][illegible]

11

Železobeton byl v prezentovaných variantách dále zastoupen i konstrukcí o rozpětí pole 20 m prosazovanou smluvním podzhotovitelem stavby zodpovědným za mostní konstrukce – firmou Putyshta i Mostove Varna. Všechny varianty byly rozkresleny do přehledných výkresů, předběžně oceněny na základě vypracovaných výkazů hlavních hmot, vizualizovány zákresem do fotografií a předloženy objednateli (OHL ŽS). Již po prvním jednání bylo víceméně zřejmé, že k realizaci připadají v úvahu jen a pouze poslední dvě jmenované varianty, tj. náběhovaný železobetonový dvoutrám s rozpětím polí 20 m a obloukový most. V Bulharsku se totiž momentálně nenachází mostárna schopná vyrábět ocelové mostní konstrukce a danému zhotoviteli mostních objektů (P&M Varna) chybějí zkušenosti s přepínacími systémy. Nutné zahraniční subdodávky by pak jednotlivé dané varianty prodražily. Železobetonové varianty byly tedy dále rozpracovány do pohledové studie, podrobnější cenové kalkulace a bylo provedeno jejich hydrotechnické posouzení. Výsledná porovnání, zejména pak hydrotechnický výpočet, hovořili ve prospěch obloukového mostu a bylo proto nakonec v říjnu 2009 definitivně rozhodnuto o rozpracování této varianty. Značný rozsah projektu vyžadoval zavést systém kontroly již od počátku projekčních prací. Byl osloven Ing. Petr Novák z firmy Dipont, s.r.o., pro zpracování kontrolního statického výpočtu nosné konstrukce a dále pak Katedra stavební mechaniky ČVUT, pro konzultace a následnou kontrolu návrhu konstrukce na účinky seismického zatížení. Návrh založení mostu na velko-průměrových vrtaných pilotách navrhl Ing. Radek Brokl.

Výsledné řešení

Výsledná oblouková varianta mostu překonává tok řeky Marici a nábrežní komunikace celkem 12ti otvory. Vlastní tok řeky a její inundační území je překlenuto deseti identickými obloukovými konstrukcemi, nábrežní komunikace procházejí rámovými otvory integrovanými do tělesa obou opěr. Spodní stavba mostu je tak tvořena rámovými opěrami délky 16 m a devíti pilíři výšky 4,65 – 8,42 m. Založení opěr a pilířů je realizováno velkopřůměrovými vrtanými pilotami průměru 1,2 m. Pro přenesení velké vodorovné reakce z krajních oblouků je každá z opěr založena na osmnácti pilotách délky 18,0 m. Pilíře jsou založeny na 8 pilotách délky 23 m, rozhodujícím stavem pro jejich návrh se ukázalo seismické zatížení. Opěry, pilíře i piloty jsou z betonu C30/37, betonářská výztuž je BSt 500.

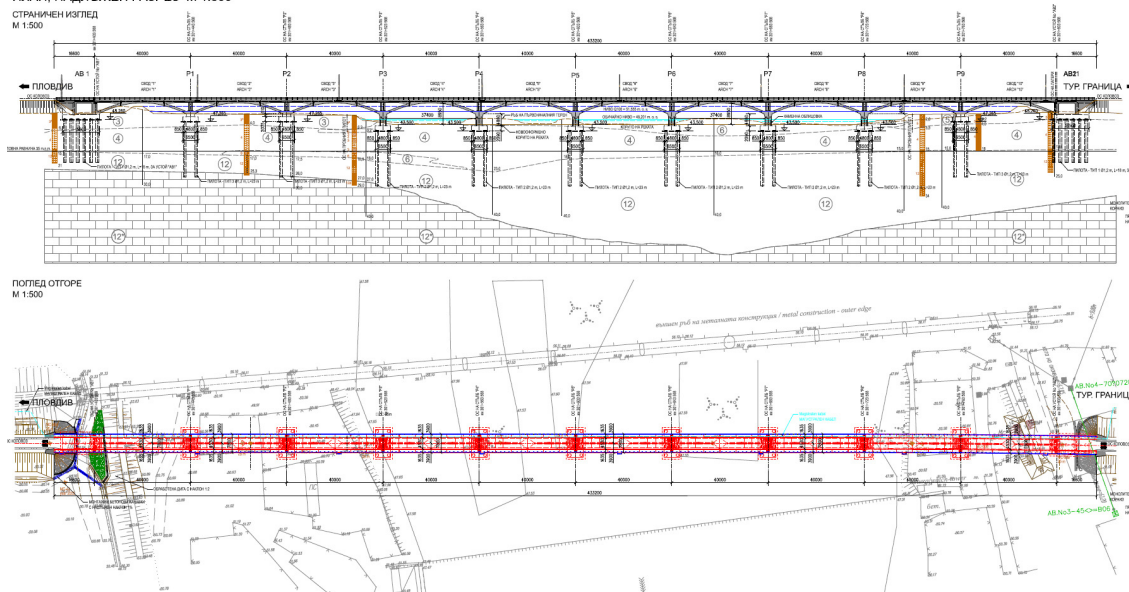


Obr. 4 Vizualizace vybrané varianty

Pro výstavbu mostu v korytě řeky bylo provedeno částečnému zasypání toku. Zajištění výkopů pro založení říčních pilířů je provedeno pomocí štětovnicových stěn délky 13 m, které jsou v horní části rozepřeny. Dno výkopu muselo být vzhledem ke své hloubce cca 4 m pod hladinou řeky ještě před zahájením výkopových prací zajištěno těsnicí tryskovou injektáží zabraňující jeho prolomení.

RB-02: ЖП МОСТ НА КМ 301+600 (НА РЕКА МАРИЦА)
ПЛАН, НАДПЪЛЪЖЕН РАЗРЕЗ М 1:500

СТРАНИЧЕН ИЗГЛЕД
М 1:500



Obr. 5 Podélný řez a dispozice výsledné varianty mostu přes Maricu

Oblouková nosná konstrukce každého mostu se skládá z vlastní oblouku a dvou k němu rámově připojených krajních desek. Oblouk ve střední části přechází přímo do mostovky. Světlá délka oblouku mezi pilíři je 36,7 m, teoretická délka oblouku je 40 m, vzepětí je 4,63 m. Šířka hlavního oblouku je 4,0 m. Tloušťka oblouku je po délce pole proměnná, 950 mm ve vetknutí do pilíře, 750 mm ve středu pole.

Krajní desky délky 9,8 m jsou nad pilíři podepřeny dvojicí kyvných stojek, na opěrách jsou potom uložena na dvojici elastomerových ložisek. Krajní desky jsou obdobně jako střední část oblouku tvořeny trámem šířky 4 m a dvojicí konzol délky 1,65 m. Nosná konstrukce je z betonu C35/45 XF2, betonářská výztuž BSt 500.



Obr. 6 a 7 Stavební jáma pro základ příbřežního pilíře P3

Dilatační spáry mezi jednotlivými obloukovými konstrukcemi jsou řešeny pomocí lamelových dilatačních závěrů, které jsou překryty kordovaným gumovým pásem. Odvodnění každé konstrukce je řešeno pomocí dvou odvodňovačů průměru 250 mm umístěných ve třetinách rozpětí pole.

Most byl navrhován dle norem EN s uvažováním bulharských národních příloh (klasifikační součinitel $\alpha=1,33$). Seismický posudek konstrukce byl vypracován rovněž dle norem EN, součinitel α_{gR} pro danou oblast je roven 0,1).



Obr. 8 Pohled na výstavbu pilířů P2, P1 a opěry AB1



Obr. 9 a 10 Betonáž a odbedněný kubus opěry AB1 se zárodkem oblouku

Přemostění řeky Marici je po počátečních komplikacích nyní ve stádiu intenzivní výstavby, jeho dokončení je plánováno na konec roku 2011. Oblukový most bude po svém uvedení do provozu jedním z nejdelších železničních mostů na území Bulharské republiky.

Železniční mosty z předpjatého betonu v ČR po půl století

Ing. Karel Dahinter, CSc.

Ing. Pavel Matyáš, SŽDC, s.o., TÚDC

V článku jsou uvedeny charakteristické konstrukční druhy první generace železničních mostů z předpjatého betonu v ČR a jejich vývojové trendy před typizací. Jsou doplněny stručnými závěry ze současných diagnostických prohlídek a přehlednými foty pro názornost.

Úvod

Předpjatý beton se stal bezprostředně po druhé světové válce, díky intenzivnímu rozvoji této nové technologie především ve Francii, Německu, Belgii a Velké Británii, dominantním stavebním materiálem pro nosné konstrukce mostů, převážně středních rozpětí. I u nás po mostech silničních byla z rozhodnutí Ministerstva dopravy v roce 1952 zahájena příprava výstavby mostů železničních. Podklady pro projektování i provádění byly vypracovány v ÚZS (Ústav pro zprůmyslnění stavebnictví), první mosty byly vyprojektovány v SUDOP a nosníky vyrobeny ve výrobě v Liticích nad Orlicí, tehdy Baraba. Po úspěšném ověření těchto mostů byla zahájena výstavba dalších mostů, zejména u podniků Stavby silnic a železnic a Dopravní stavby Olomouc. Podrobnou zprávu k tomuto tématu vypracoval profesor Fakulty stavební ČVUT v Praze Jiří Klimeš, k 5. Kongresu FIP v Paříži v roce 1966. [1]

Příklady prvních železničních mostů z předpjatého betonu v ČR

V dalším bude uveden přehled jednotlivých charakteristických druhů železničních mostů, podle typů nosných konstrukcí, postavených zhruba od poloviny padesátých do poloviny šedesátých let minulého století. Postup byl zvolen od nejmenších rozpětí deskových mostů, monolitů a prefabrikátů, dále k trámovým roštům z nosníků „T“ a „I“, až ke komorovým nosníkům, s poznámkami k trendům vývoje. Výběr uzavírají parapetní nosníky a dva individuální monolitické mosty, přímo pojížděný spojitý nosník a první rámový most, postavené v závěru tohoto období. [2],[3].

Fotodokumentaci a prohlídky uvedených mostních objektů provedli pracovníci SŽDC TÚDC pro mostní a pozemní stavby v Hradci Králové. [4]



Obr. 1



Obr. 2

1. Železniční nadjezd u Staré Boleslavi. (Obr. 1). V provozu, běžná degradace materiálů. Pro přemostění silnice I/10, původně dvouprouté, ale pro budoucí čtyřproutou, byly navrženy vylehčené prefabrikované desky střešovitého tvaru, z předpjatého betonu B 500, působící jako rozpěrák. Dílce délky 13,8 m a hmotnosti 46 t byly dopraveny po železnici, kompletovány mimo železniční trať a osazovány drážními jeřáby.

2. Přemostění Botiče na odstavném nádraží Praha – Jih. (Obr. 2). V provozu jedna kolej. Bez výrazných poruch. V tomto případě jednokolejného mostu o dvou prostých polích byly použity vylehčené desky jako monolity, v celé šíři mostu, včetně římsových konzol. Rozpětí polí je 15,0 m, šikmost křížení je 62°, beton desky B 400.



Obr. 3



Obr. 4

3. Železniční nadjezd v Kaznějově. (Obr. 3). Neprovozovaná vlečka do Lachemy. Pro přemostění tratě Plzeň – Žatec na tovární vlečce, byla navržena monolitická plná deska konstantní výšky z betonu B 400 s předpínacími kabely o 24 drátech P 7 mm. Zvýšené množství předpínací výztuže kompenzovalo zjednodušení technologie.

4. Podjezd odjezdové koleje na odstavném nádraží Praha – Jih. (Obr. 4). Běžné degradační poruchy. V provozu 1 kolej. Úhel křížení dvou dvoukolejných tratí 23° si vyžádal vybudování objektu značného půdorysného rozsahu. Původní železobetonová nosná konstrukce byla vzhledem k výpadku betonářské oceli velkých profilů změněna na předpjatou. Okrajové trojúhelníkové desky, s jednostranným podélným spádem, byly předepnuty vcelku. Střední střešovitá část byla upravena na sprážený průřez a betonována ve dvou etapách. První etapu tvořila spodní část desky s náběhy a koncovým příčnickem nad uložením, která byla po zatvrdnutí předepjata v ní uloženou kabelovou předpínací výztuží. Ve druhé etapě byla dobetonována horní železobetonová část desky.



Obr. 5



Obr. 6

5. Přemostění Křížikovy ulice v Praze. (Obr. 5 a 6). V provozu včetně dvou mostů na 1 Koridoru bez výrazných poruch. První železniční most s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu v celé bývalé ČSR uvedený do provozu v květnu 1954. Rozpětí polí jsou 22,5 a 25 m. Nosnou konstrukci tvoří střešovité nosníky „T“ z betonu B 600, spojené v trámový rošt příčným předpětím v horní přírubě a příčných ztužidlech. Předpínací výztuž tvoří kabely z patentovaných drátů 4,5 mm v počtu 8-12 ks.

Konstrukce z těchto nosníků byla použita ještě na několika dalších objektech a uvažovalo se i o její typizaci, s doplněním o rozpětí 20 m. Výsledky praktických zkušeností z výstavby, velká pracnost příčného předpětí, problémy s ochranou a bezpečností práce při manipulacích i dopravě, vedly k opuštění nosníků „T“ a následně k přechodu na nosníky tvaru „I“. [5]



Obr. 7



Obr. 8

6. Přemostění Odry u Všeboře. (Obr. 7 a 8). Nosná konstrukce snesena, poruchy nezjištěny. Most přes řeku Odru na trati Plzeň – Cheb. Nosná konstrukce z pěti „I“ nosníků střešovitého tvaru z betonu B 600 o rozpětí 36 m, s příčným předpětím v horní a dolní přírubě, tvořila vícekomorový průřez. Nosníky vyráběné ve třech dílech o hmotnosti 2x26,9 t a 34,5 t, dopravované po železnici byly na staveništi z dílů sestaveny v jednotlivé nosníky, předepjaty a osazeny na opěry.



Obr. 9 Původní stav



Obr. 10 Nový stav

7. Most na Polanecké spoje. (Obr. 9 a 10). Jednokolejný most o pěti polích s rozpětím 30 m na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Vícekomorová nosná konstrukce mostu sestává ze čtyř „I“ nosníků konstantní výšky z betonu B 600 vyráběných v dílech o maximální hmotnosti 37 t, příčně sepnutých v horní a dolní přírubě. Další technologický postup jako u předchozího mostu. Po provedené diagnostice most vyhovuje běžnému provozu, avšak při požadavku dopravce převádět přes objekt dlouhodobě mimořádně těžké základy, byla nosná konstrukce dodatečně zesílena pomocí volných předpínacích kabelů. [6]



Obr. 11



Obr. 12

8. Most u Bděněvsi. (Obr. 11). Nosná konstrukce snesena, dle diagnostiky závažné poruchy nezjištěny. Jednokolejný most na trati Plzeň – Cheb o rozpětí 22 m, sestával ze dvou samostatných komorových nosníků. Další vývojový typ, který měl odstranit pracné příčné předpětí. Nosníky měly opět střešovitý tvar a byly vyráběny v dílech, dále se pokračovalo běžnou technologií na staveništi. Ve výlucce byly kompletní poloviny nosné konstrukce příčně zasunuty a osazeny na ložiska na opěrách. [7]

9. Přemostění Chodovské ulice v Praze. (Obr. 12). Stavebně dvoukolejný most, v provozu 1. kolej. Na vnějším z dvojice nosníků pod snesenou kolejí, bylo diagnostikováno naražení spodní hrany betonu s odhalením kabelového kanálku. Jinak vše bez závažných poruch.

Železniční dvoukolejný nadjezd s nosnou konstrukcí z dvojic komorových nosníků střešovitého tvaru pod každou kolejí. Vývojový typ, který měl odstranit pracné bednění komorových nosníků, vyráběných jednotlivě na staveništi ze dvou podélných prefabrikátů „I“ se širokými přírubami, a to v celé délce. Na výrobní podlaze byla vnesena první etapa předpětí, poté byly podélně a příčně zasunuty na místo, jednotlivě osazeny na ložiska a zmonolitněny a vnesena druhá etapa předpětí.



Obr. 13



Obr. 14

10. Přemostění Kozlíky, Hostomice. (Obr. 13 a 14). V provozu bez výrazných poruch. Při zdvojkolejnění trati Trmice - Bílina byla při rekonstrukcích stávajících mostů a novostavbách dosažena unifikace hlavních nosných konstrukcí železničních mostů. Byl zvolen komorový nosník délky 18 m a konstantní výšky 1,2 m, který byl vytvořen na místě zmonolitněním ze dvou širokopřířubových prefabrikovaných „I“ nosníků, dovážených z centrální výroby.



Obr. 15



Obr. 16

11. Mosty na trati Beroun – Rakovník – Lužná. (Obr. 15). V provozu bez výrazných poruch. V tomto případě se jednalo o ověření vhodnosti použití komorových nosníků, z jejichž konstrukčního řešení později vycházel hojně používaný typizovaný nosník KT. Celková délka nosných konstrukcí mostů dosahovala 500 m a objem prefabrikovaného předpjatého betonu z centrální výroby byl cca 1300 m³. Nosníky byly délek 15, 18, 20 a 21,5 m. Byly sestavovány ze tří nebo čtyř dílů, ve výjimečných případech montážních omezení i z více dílů, pouze však jako nerealizovaná projekční varianta. Použitý beton byl B 400 resp. B 500, předpínací kabelová výztuž z 24 drátů PZ 7 mm.

12. Most přes Vltavu v Kralupech. (Obr. 16). V provozu bez výrazných poruch. První most s tříkomorovými monolitickými nosníky z betonu B 400, s předpínacími kabely z 20 drátů P 4,5 mm, o rozpětích 3x27 m a 1x18 m, byl součástí velkého přemostění Vltavy. Obě nosné konstrukce byly ještě zopakovány na dalších mostech.



Obr. 17



Obr. 18

13. Most přes Nežárku ve Veselí nad Lužnicí. (Obr. 17). V provozu bez výrazných poruch. Při rekonstrukci třípolového jednokolejného mostu na trati byly navrženy tři jednokomorové nosníky z betonu B 400, stejného rozpětí 20 m a se zvětšenými konzolami. Tím došlo k výraznému zjednodušení technologie proti dřívějším tříkomorovým nosníkům a ke zkrácení doby výstavby. Předpínací kabelová výztuž z 24 drátů PZ 7 mm byla uložena ve spodní desce a stěnách.

14. Nadjezd u Středokluk. (Obr. 18). V provozu bez výrazných poruch. Jednokolejná trať Smíchov - Podlešín překračuje čtyřproudou silnici I/7 mostním objektem, který při relativně velkém výšce stěn 2,3 m. Most je z betonu B 400, předpínací kabelová výztuž z 24 drátů PZ 7 mm.



Obr. 19



Obr. 20

15. Nadjezd u Mariánských Lázní. (Obr. 19). V provozu bez výrazných poruch. Podobného řešení jako objekt u Středokluk a v Českých Zlatnících (Obr. 20). Nadjezd nad silnicí II/230 na okraji města vzhledem k šikmosti křížení vyžadoval most o rozpětí 36 m. Výška stěny parapetního nosníku byla 3 m, což lze považovat za krajní hodnotu, z hlediska celkového působení mostního objektu v extravilánu. V tomto případě byla pro zvýšení stability horního pasu navržena v poli ve stěnách dvě ztužidla, která přispěla i ke zlepšení vzhledu mostní konstrukce.



Obr. 21



Obr. 22

16. Most přes Ohři v Citicích. (Obr. 21 a 22). V provozu bez výrazných poruch. První a současně největší parapetní most u nás je přemostění Ohře na vlečce do areálu Tisová. Dvě pole parapetních nosníků o rozpětí 39,25 m a výšce 3,2 m relativně subtilní konstrukce s tloušťkou stěny pouze 0,3 m představovaly ve své době celosvětově mimořádnou konstrukci. Stabilitu horních tlačných pasů zajišťují zesilující žebra ve stěnách a výztužný polorám na koncích nad uložením. Beton B 500 byl zhutňován kombinací ponorné a příložné vibrace. Předpínací kabelovou výztuž, uloženou v dolní desce a ve stěnách, s kotvením i v horním povrchu tlačného pasu, vytvářely svazky 20 drátů P4,5 mm.

Zkušenosti nabyté při výstavbě tohoto objektu, přes provedení řady technologických opatření, ukázaly problematiku chování betonových konstrukcí s výrazně rozměrově odlišnými částmi. Ty jsou pravidelně zdrojem vzniku trhlin, podobně jako kotvení předpínací výztuže při horním povrchu stěn a i v tomto případě si vyžádaly následnou sanaci.



Obr. 23



Obr. 24

17. Rámový nadjezd v Železném Brodě. (Obr. 23 a 24). V provozu bez významných poruch. Možné řešení parapetního mostu pro intravilán a světlost průjezdného otvoru 40 m představuje objekt na trati Turnov – Pardubice v Železném Brodě, v těsné blízkosti městské zástavby. Jedná se o pružně vetknutý rám s příčlí ve tvaru parapetního nosníku proměnné výšky, pokračující spojitě do rovnoběžných křídel mostních opěr. Výška parapetní příčle uprostřed rozpětí je 2 m, konstrukční výška mostu 0,9 m a přečnívající výška parapetů 1,1 m odpovídá výšce mostního zábradlí. Toto uspořádání parapetní konstrukce kromě zásadní změny ve vzhledovém působení současně zachovává výrazný vliv na tlumení hluku vyvozovaného nápravami projíždějících vlaků. Stavební postup spočíval ve vybetonování třech staticky určitých dílů mostní konstrukce s technologickými mezerami, krajních konzolových a střední prostě uložené. Byl použit beton B 250 pro opěry a B 400 pro nosnou konstrukci, zahmující i konzolová křídla, v nichž byla kotvena kabelová předpínací výztuž stěn. Ta byla z 24 drátů PZ 7 mm jak pro kabely neprůběžné v jednotlivých dílech, u střední části navíc i v desce, tak pro průběžné kabely pouze ve stěnách. Po předepnutí dílů neprůběžnými kabely, byly zabetonovány mezery a vzniklá rámová konstrukce byla předepnuta průběžnými kabely. Tímto postupem se významně omezily účinky smrštění, pružných deformací a dotvarování od předpětí, na změny napjatosti a deformace a tím i na průhyby mostu v průběhu času. [8]



Obr. 25



Obr. 26

18. Přemostění Poděbradské třídy v Praze. (Obr. 25 a 26). Změna na cyklistickou stezku (Obr. 27). Most o pěti polích s rozpětími 14 + 33 + 24 + 33 + 14 m a celkové délce 134,6 m má spojitou nosnou konstrukci ve tvaru širokého trámu s krátkými konzolami o celkové délce 120 m. Byl to jediný případ přímo pojížděné (Obr. 28) nosné konstrukce ze všech uváděných mostů. Beton nosné konstrukce byl B 400 a předpínací kabelová výztuž z 24 drátů PZ 7 mm.



Obr. 27



Obr. 28

Závěr

Z přehledu uvedených mostů jasně vyplývá inženýrský přístup jak k návrhu, tak k realizaci, s uvážením všech problémů tehdejší technologie předpjatého betonu. Betony pro prefabrikáty byly z počátku B 600, později i B 500 s v/c pod 0,4, u monolitů pak převážně B 400, výjimečně B 500, s v/c do 0,42. Zhutňování se provádělo příloženými vibrátory na formách, ponornými vibrátory, ale i v jejich kombinaci. Předpínací výztuží byly patentované dráty původně 4,5 mm - 1200/1650 MPa, v počtu do 20 ks v kabelu, později 7 mm - 1000/1400 MPa, v počtu nejdříve do 12 ks, později až 24 ks v kabelu, představující nominální předpínací sílu 1MN. Přihlédneme-li ke spotřebě základních materiálů na m^2 plochy mostu (kromě parapetních), betonu 0,5 – 1,1 m^3 , betonářské výztuže 35 – 65 kg a předpínací výztuže 25 – 85 kg i k výsledkům jejich současných diagnostických prohlídek je zřejmé, že ČSR v tehdejší době v tomto oboru patřila mezi přední evropské státy. Konstrukční uspořádání mostů viz Příloha na CD.

Literatura:

- [1] Klimeš, J.: Les ponts-rail en béton precontraint.
Rapport special de la FIP Numéro 3 juin 1966.
- [2] Dahinter, K.: První generace železničních mostů z předpjatého betonu v ČSR.
T-E Studie "Vliv poruch na přechodnost předpjatých mostních objektů a bezpečnost drážní dopravy", ČVUT Praha Fakulta stavební – 2008.
- [3] Dahinter, K.: První generace železničních mostů z předpjatého betonu v ČSR.
14. Mezinárodní sympozium MOSTY, Brno 23. – 24. 4. 2009.
- [4] Matyáš, P.: Přehled železničních mostů z předpjatého betonu.
T-E studie "Vliv poruch na přechodnost předpjatých mostních objektů a bezpečnost drážní dopravy", ČVUT Praha Fakulta stavební – 2008
„Protokoly o podrobných prohlídkách“ mostních objektů
- [5] Voves, B.: První železniční mosty z předpjatého betonu. BETON TKS č. 2/2010.
- [6] Klusáček, L.: Diagnostika železničního mostu „Gagarin“ v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Brno, říjen 2008.
- [7] Pavlica, J. a kol.: Diagnostika prefabrikovaného železničního mostu na trati Plzeň – Cheb po 50 letech provozu. 15. Beton. dny. ČBS 27. – 28. 11. 2008 Hradec Králové.
- [8] Patentový spis 119805 ČSR na vynález. Přihlášeno 10. 10. 1963. Vydáno 15. 10. 1966
Železniční pružně vetknutý rámový most z předpjatého betonu.
Původce vynálezu: Ing. Karel Dahinter, Praha.

Integrované železniční mosty

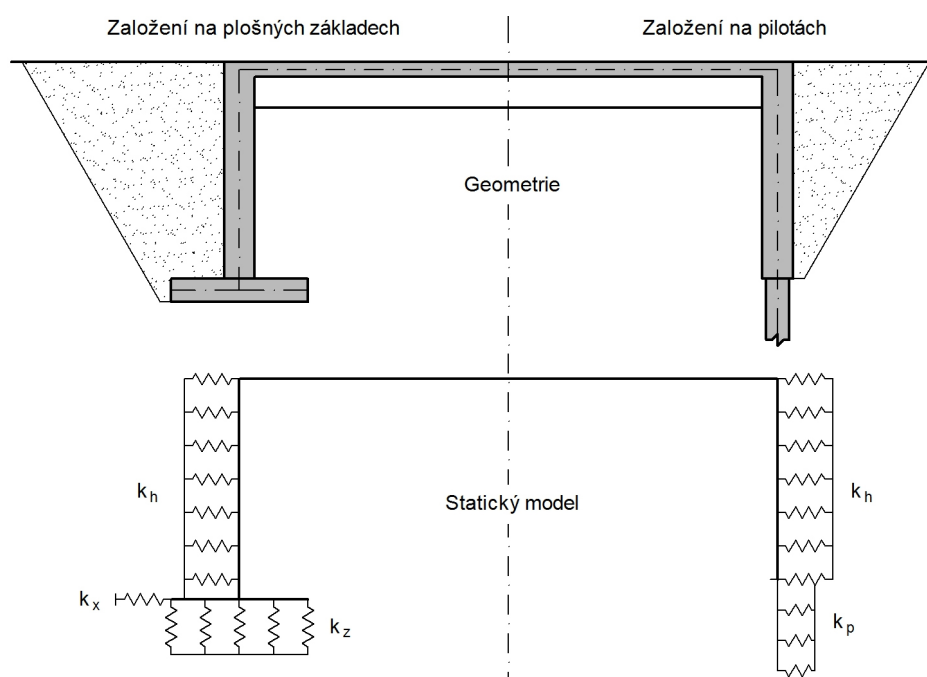
Ing. Jaromír Křížek, Ph.D., Ing. Software Dlubal, s.r.o.

Příspěvek se zabývá problematikou integrovaných mostů, které v řadě zemí nacházejí široké uplatnění jako železniční mosty krátkých a středních rozpětí. Integrované mosty jsou konstrukce bez ložisek, přičemž napojení nosné konstrukce na opěry je obvykle rámové. Toto konstrukční uspořádání vede k výraznému spolupůsobení mezi nosnou konstrukcí, spodní stavbou a přilehlou zemínou. Hlavním problémem při praktickém navrhování integrovaných mostů je správné zohlednění vlivu zeminy. V příspěvku je popsána metoda, která se touto problematikou podrobně zabývá. Metoda je zpracována ve formě příručky [1], která je vhodná pro použití v inženýrské praxi.

Úvod

Integrované železniční mosty se v řadě zemí stávají stále obvyklejším typem mostní konstrukce. Uplatňují se jako krátké železniční nadjezdy o jednom poli, ale i jako dlouhé údolní estakády s větším množstvím polí [2]. Hlavním specifikem integrovaných mostů je vyloučení ložisek a použití rámového napojení nosné konstrukce na spodní stavbu. Toto konstrukční uspořádání přináší oproti tradičním mostům následující výhody: zjednodušení a zrychlení výstavby (díky rámovému působení může být spodní stavba výrazně subtilnější, navíc, jsou-li opěry založeny na pilotách, stačí obvykle jedna řada pilot místo dvou), vyšší životnost mostní konstrukce bez nutnosti pravidelné údržby a výměny ložisek, větší robustnost díky vícenásobné statické neurčitosti.

Použití integrovaných mostů přináší zvláštnosti z hlediska návrhu. Dochází k výraznému spolupůsobení mezi nosnou konstrukcí, spodní stavbou a přilehlou zemínou. Vliv zeminy je patrný zvláště při teplotní expanzi mostu, kdy jsou opěry zatlačovány do tělesa zásypu. Díky vzájemné interakci je nutné nosnou konstrukci, spodní stavbu a zeminu zahrnout do společného statického modelu, přičemž vliv zeminy se modeluje pružným podepřením spodní stavby, viz obr. 1. Hlavním problémem při praktickém navrhování integrovaných mostů je stanovení odpovídajících tuhostí pružného podepření. Metoda popsaná v článku slouží k výpočtu těchto tuhostí.



Obr. 1 Geometrie a statický model integrovaného mostu

Metoda výpočtu modulů reakce podloží

Metoda se zabývá výpočtem tuhostí pružného podepření jednotlivých částí spodní stavby integrovaných mostů, které se nacházejí v kontaktu se zeminou. Tuhosti pružného podepření jsou vyjádřeny pomocí modulů reakce podloží k_h , k_z , k_x a k_p , kde:

- k_h je modul reakce na opěrách ve vodorovném směru, vyjadřující odpor zeminy zásypového klínu při zatlačování opěr do zeminy,
- k_z je modul reakce pod plošným základem ve svislém směru, vycházející ze stlačitelnosti zeminy v podloží,
- k_x je modul reakce pod plošným základem ve vodorovném směru, vyjadřující odpor základové spáry proti vodorovným posunům,
- k_p je modul reakce na pilotách ve vodorovném směru, vyjadřující příčné podepření piloty přilehlou zeminou.

Metoda obsahuje obecné vzorce, tabulky a grafy, pomocí kterých lze jednotlivé moduly reakce vypočítat. Výpočet modulů reakce k_h je možné použít pro železobetonové opěry, u kterých nenastávají výrazné ohybové deformace vlivem vodorovných zemních tlaků. Vypočtené hodnoty modulů reakce k_h lze aplikovat na opěry založené na plošných základech nebo pilotách. Moduly reakce k_h se vypočítají v závislosti na těchto parametrech:

- výška opěry,
- vodorovný posun horního a dolního konce opěry směrem do zásypu,
- typ zeminy v zásypu.

Moduly reakce k_z a k_x se vypočítají v závislosti na těchto parametrech:

- rozměry plošných základů,
- svislé a vodorovné zatížení plošného základu,
- typ a třída zeminy v podloží pod plošným základem.

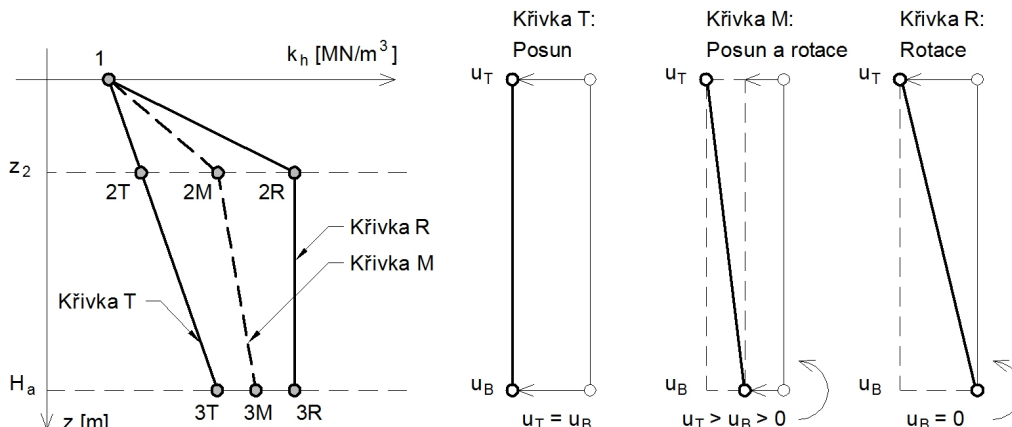
Výpočtem modulů reakce k_p se metoda nezabývá. K jejich stanovení je třeba použít jinou odbornou literaturu [3]. Metoda je použitelná zcela obecně pro široké spektrum integrovaných mostů. Lze jí aplikovat na integrované mosty o jednom či více polích s libovolným typem nosné konstrukce, tj. na mosty ocelobetonové, železobetonové, případně prefabrikované skládající se z předpjatých či jiných prefabrikátů.

Výpočet modulů reakce k_h

Metoda uvádí obecný postup, pomocí kterého lze stanovit průběh modulů reakce k_h po výšce opěry. Průběh modulů k_h závisí na způsobu přemístění opěry do zásypu vlivem teplotních a jiných účinků. Přemístění opěry do zásypu je definováno vodorovným posunem horního konce opěry u_T a vodorovným posunem dolního konce opěry u_B . Závislost průběhu modulů reakce k_h na způsobu přemístění opěry ukazuje obr. 2. Na vodorovné ose jsou vyneseny hodnoty modulů reakce k_h , na svislé hloubka pod terénem. Metoda rozlišuje tři způsoby přemístění opěry:

- přemístění opěry posunem ($u_T = u_B$): Průběh modulů reakce k_h se v tomto případě uvažuje pomocí lineární křivky T, která je definovaná bodem 1 na horním konci opěry a bodem 3T na dolním konci opěry. Mezi body 1 a 3T se v hloubce z_2 nachází mezilehlý bod 2T.
- přemístění opěry rotací ($u_B = 0$): Průběh modulů reakce k_h se v tomto případě uvažuje pomocí bilineární křivky R, která je definovaná body 1, 2R a 3R. Bod 1 je společný s křivkou T, bod 2R se nachází ve stejné hloubce pod terénem z_2 jako 2T. Bod 3R se nachází na spodním konci opěry a leží na svislici s bodem 2R.

- přemístění opěr kombinací posunu a rotace ($u_T > u_B > 0$): Průběhy modulů reakce jsou uvažovány bilineární křivkou M, která leží mezi křivkami T a R. Křivka M je definována body 1, 2M a 3M. Hloubka bodu 2M pod terénem z_2 je shodná s body 2T a 2R. Polohu bodů 2M mezi body 2T a 2R lze získat lineární interpolací dle hodnoty posunu u_B , nacházejícího se v rozmezí od nuly do u_T . Bod 3M leží na dolním konci opěry. Jeho polohu lze získat interpolací mezi body 3T a 3R.



Obr. 2 Průběhy modulů k_h po výšce opěry

Aby bylo možné křivky T, R a M pro konkrétní případ stanovit, je nutné definovat body 1, 2R a 3T. U každého z výše uvedených bodů je nutné definovat modul reakce k_h , u bodu 2R ještě jeho hloubku z_2 . K tomu slouží rovnice (1) a (2):

$$k_h = \frac{A E_{def} u_T}{10^4} + \frac{B E_{def}}{10^2} + \frac{C u_T}{10^2} + D \quad (1)$$

$$z_2 = \frac{A_z E_{def} u_T}{10^4} + \frac{B_z E_{def}}{10^2} + \frac{C_z u_T}{10^2} + D_z \quad (2)$$

kde: A až D jsou součinitele závislé na výšce opěry a typu zeminy,
 E_{def} deformační modul zeminy zásypu v MPa v suchém stavu,
 u_T vodorovný posun horního konce opěry v mm.

Řešený příklad

Stanovte průběh modulů reakce k_h po výšce opěry. Opěra je znázorněná na obr. 3. Výška opěry $H_a = 6,0$ m. Zásyp za opěrou je proveden z písčitého materiálu s deformačním modulem $E_{def} = 40$ MPa, přičemž se předpokládá jeho důkladné zhutnění. Vodorovný posun horního konce opěry $u_T = 4,0$ mm, vodorovný posun dolního konce opěry $u_B = 1,0$ mm.

Řešení: Přemístění opěry je kombinací posunu a rotace. Průběh k_h je proto definován křivkou M, která bude stanovena ve třech krocích. V prvním kroku stanovíme lineární křivku T za předpokladu $u_T = u_B = 4,0$ mm. Moduly k_h v bodech 1 a 3T se vypočítají z rovnice (1), hloubka z_2 z rovnice (2). Součinitele A , B , C , D jsou pro výšku opěry 6,0 m a písčitou zeminu v zásypu shrnuty v tab. 1. Modul k_h v bodě 2T se určí interpolací mezi body 1 a 3T.

$$k_{h,1} = \frac{-8,5 \cdot 40 \cdot 4,0}{10^4} + \frac{5,5 \cdot 40}{10^2} + \frac{0,0 \cdot 4,0}{10^2} + 0,0 = 2,1 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{h,3T} = \frac{-21,6 \cdot 40 \cdot 4,0}{10^4} + \frac{18,7 \cdot 40}{10^2} + \frac{1,2 \cdot 4,0}{10^2} + 0,7 = 7,9 \text{ MN/m}^3$$

$$z_2 = \frac{0,8 \cdot 40 \cdot 4,0}{10^4} + \frac{0,3 \cdot 40}{10^2} + \frac{1,8 \cdot 4,0}{10^2} + 0,5 = 0,7 \text{ m}$$

$$k_{h,2T} = k_{h,1} + \frac{(k_{h,3T} - k_{h,1}) z_2}{H_a} = 2,1 + \frac{(7,9 - 2,1) \cdot 0,7}{6,0} = 2,8 \text{ MN/m}^3$$

Ve druhém kroku stanovíme křivku R. Předpokládáme $u_T = 4,0$ mm a $u_B = 0,0$ mm. K výpočtu bodů modulů k_h v bodech 2R a 3R použijme rovnici (1) a tabulku 1:

$$k_{h,2R} = k_{h,3R} = \frac{-14,6 \cdot 40 \cdot 4,0}{10^4} + \frac{19,0 \cdot 40}{10^2} + \frac{0,0 \cdot 4,0}{10^2} + 0,9 = 8,3 \text{ MN/m}^3$$

Ve třetím kroku stanovíme výslednou křivku M. Moduly reakce k_h v bodech 2M a 3M získáme interpolací mezi křivkami T a R:

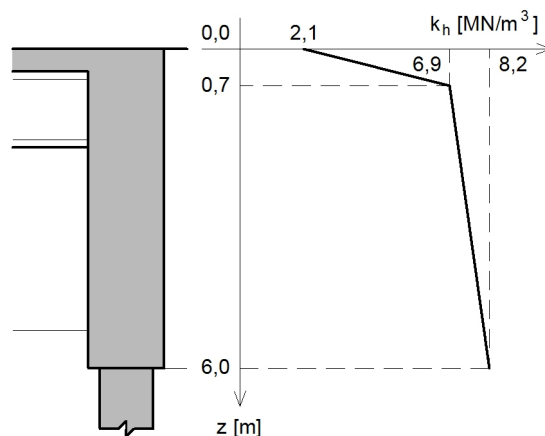
$$k_{h,2M} = k_{h,2R} - \frac{(k_{h,2R} - k_{h,2T}) u_B}{u_T} = 8,3 - \frac{(8,3 - 2,8) \cdot 1,0}{4,0} = 6,9 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{h,3M} = k_{h,3R} - \frac{(k_{h,3R} - k_{h,3T}) u_B}{u_T} = 8,3 - \frac{(8,3 - 7,9) \cdot 1,0}{4,0} = 8,2 \text{ MN/m}^3$$

Výsledný průběh modulů k_h po výšce opěry je vykreslen na obr. 3.

Bod	Součinitel			
	A	B	C	D
1	-8,5	5,5	0,0	0,0
2R	-14,6	19,0	0,0	0,9
3T	-21,6	18,7	1,2	0,7
z_2	0,8	0,3	1,8	0,5

Tab. 1 Součinitele A, B, C, D pro $H_a = 6,0$ m



Obr. 3 Geometrie opěry a průběh modulů k_h

Výpočet modulů reakce k_z a k_x

Při výpočtu modulů reakce k_z a k_x se vychází z předpokladu, že jejich rozložení je po celé ploše základu konstantní. Je-li podloží pod plošným základem tvořeno zeminou pouze jedné třídy, vypočítají se moduly reakce k_z a k_x dle rovnic (3) a (4):

$$k_z = \left(\frac{K}{L + f_z} + M \right) \frac{E_{def}}{N} W_z \quad (3)$$

$$k_x = \left(\frac{P f_x f_z - Q f_x}{R} - S f_z + T \right) \frac{G_{def}}{U} W_x \quad (4)$$

kde: K až U jsou součinitele závislé na rozměrech základu a třídě zeminy,
 W_z, W_x součinitele závislé na úrovni podzemní vody,
 E_{def}, G_{def} deformační a smykový modul zeminy v MPa v suchém stavu,
 f_z, f_x svislé a vodorovné napětí v základové spáře v kN/m^2 .

V případě jemnozrnných zemin je vliv f_x na modul reakce k_x zanedbatelný. Rovnice (4) se tedy redukuje na tvar:

$$k_x = (-S f_z + T) \frac{G_{def}}{U} W_x \quad (5)$$

V praxi nastávají případy, kdy je podloží pod základem vrstevnaté, to znamená, že je tvořeno zeminami různých tříd. Při výpočtu modulů reakce k_{zs} a k_{xs} vrstevnatého podloží se vychází z obecného principu, že převrácená hodnota celkového modulu reakce vrstevnatého podloží se rovná součtu převrácených hodnot modulů jednotlivých vrstev. Skládá-li se vrstevnaté podloží z n vrstev, výsledné moduly reakce k_{zs} a k_{xs} se vypočtou dle rovnic (6) a (7):

$$k_{zs} = \left(\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_{zi}} \right)^{-1}, \quad k_{xs} = \left(\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_{xi}} \right)^{-1} \quad (6), (7)$$

kde: k_{zi} , k_{xi} jsou moduly reakce i-té vrstvy podloží.

Moduly reakce k_{zi} a k_{xi} se vypočtou pomocí rovnic (8) a (9):

$$k_{zi} = \frac{k_z}{u_{rTz} - u_{rBz}}, \quad k_{xi} = \frac{k_x}{u_{rTx} - u_{rBx}} \quad (8), (9)$$

kde: k_z , k_x jsou svislé a vodorovné moduly reakce určené dle vztahů (3) až (5) pro případ, kdy je celé podloží pod základem tvořeno pouze zeminou i-té vrstvy,

u_{rTz} , u_{rTx} relativní svislý a vodorovný posun na horním okraji i-té vrstvy (bod T, viz obr 4),

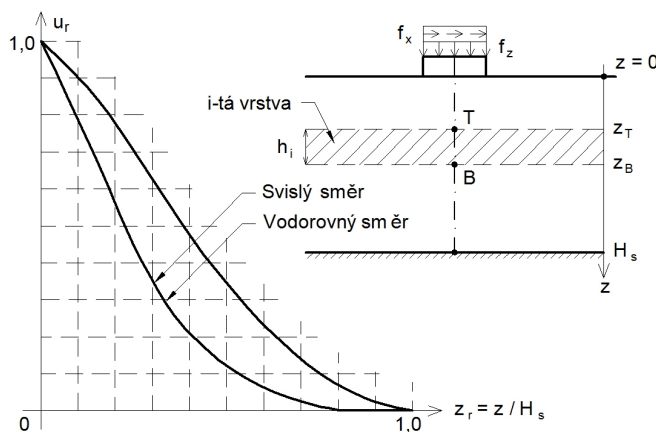
u_{rBz} , u_{rBx} relativní svislý a vodorovný posun na dolním okraji i-té vrstvy (bod B, viz obr 4).

Relativní posuny u_{rTz} , u_{rTx} , u_{rBz} a u_{rBx} se stanoví z jednotkového grafu na obr. 4. Jednotkový graf zobrazuje závislost relativních posunů u_r na relativních hloubkách z_r . Je-li i-tá vrstva omezena body T a B ležících v hloubkách z_T a z_B pod terénem, lze relativní hloubky z_{rT} a z_{rB} stanovit z rovnic (10) a (11):

$$z_{rT} = \frac{z_T}{H_s}, \quad z_{rB} = \frac{z_B}{H_s} \quad (10), (11)$$

kde: z_T , z_B jsou hloubky bodů T a B vymezení i-tou vrstvou,
 H_s mocnost zemního tělesa.

Mocnosti zemních těles H_s jsou pro jednotlivé třídy zemin a hodnoty svislého zatížení základu tabulovány v [1]. Na základě relativních hloubek z_{rT} a z_{rB} i-té vrstvy lze z jednotkového grafu odečíst relativní posuny u_{rTz} , u_{rTx} , u_{rBz} a u_{rBx} . Relativní posuny ve svislém směru u_{rTz} a u_{rBz} se odečítají z větve grafu pro svislý směr, relativní posuny ve vodorovném směru u_{rTx} a u_{rBx} se odečítají z větve pro vodorovný směr.



Obr. 4 Jednotkový graf vrstevnatého podloží

Použití a rozsah platnosti metody

Metodu výpočtu modulů reakce k_h lze použít za těchto předpokladů:

- most má železobetonové opěry, které při zatlačování do zásypu vykazují malé ohybové deformace. Výška opěr se pohybuje v rozsahu 2-15 m,
- vodorovné posuny horního a dolního konce opěry u_T a u_B se pohybují v rozmezí 0-36 mm. Tímto kritériem je dána maximální celková délka nosné konstrukce v závislosti na jejím typu (betonová, spřažená, ocelová) a uvažovaném rovnoměrném ohřátí,
- pro zásyp se předpokládají nesoudržné, nenamrzavé písčité nebo štěrkovité materiály. Dále se předpokládá, že zásyp je odvodněný a zhuťněný na hodnotu relativní hutnosti $I_D = 0,75$ a vyšší.

Metodu výpočtu modulů reakce k_z a k_x lze použít za těchto předpokladů:

- půdorysné rozměry základů jsou v rozsahu 3x6 – 8x32 m,
- pod základem jsou písčité zeminy S1-S5, štěrkovité zeminy G1-G5 a jemnozrnné zeminy F1-F6 s parametry dle klasifikace uvedené v [4],
- svislé a vodorovné napětí f_z a f_x v základové spáře se pro jednotlivé třídy zemin v podloží pohybuje v rozsahu definovaném v [1].

Veškeré součinitele použité v rovnicích (1) až (11) lze nalézt v [1]. Metoda výpočtu modulů k_h , k_z , a k_x byla odvozena na základě numerického modelování. Přitom byl použit pružnoplastický mohr-coulombův materiálový model zeminy. Z rovnic (1) až (5) je patrné, že vypočtené moduly reakce závisí na velikosti zatížení. U modulů k_h se zatížením rozumí posuny opěry u_T a u_B , u modulů k_z a k_x pak svislé a vodorovné napětí v základové spáře f_z a f_x . Tímto způsobem je ve výpočtu modulů reakce zahrnuto nelineární pružnoplastické chování zeminy. Vypočítáme-li moduly reakce pro dvě různá zatížení, lze stanovit míru zplastizování zeminy. Budou-li výsledky v obou případech přibližně stejné, převládá pružné chování zeminy. V opačném případě dochází k jejímu výraznějšímu zplastizování. To v případě zásypu za opěrami obecně není žádoucí, zvláště jedná-li se o posuny opěr v důsledku cyklických teplotních změn. Jakým způsobem se vypočítané moduly reakce použijí ve statickém modelu integrovaného mostu závisí na úvaze projektanta. Je možné vypočítat moduly reakce pro jedno či více reprezentativních zatížení a ty aplikovat jako lineárně pružná podepření spodní stavby. Alternativně lze pomocí metody definovat pružné podepření spodní stavby, jehož tuhost je proměnná.

Závěr

Článek se zabývá spolupůsobením integrovaných mostů se zeminou. Zemina je modelována jako pružné podepření spodní stavby, přičemž jeho tuhost je vyjádřena pomocí modulů reakce pružného podloží. V článku je popsána metoda, s jejíž pomocí lze moduly reakce vypočítat. Metoda je zpracována ve formě příručky [1] vhodné pro použití v inženýrské praxi. Příručka popisuje metodu v jejím plném rozsahu a obsahuje několik řešených příkladů demonstrujících její praktické použití.

Literatura:

- [1] Křížek, J.: Integrované mosty – spolupůsobení se zeminou, www.jaromirkrizek.eu
- [2] Buba, R., Stumpf, D.: Integrované železniční mosty v SRN a jejich výhody pro minimalizaci doby výluk, Železniční mosty a tunely – sborník příspěvků, 2007
- [3] Masopust, J.: Vrtané piloty, Čeněk a Ježek, 1994
- [4] ČSN 73 1001: Zakládání staveb, Vydavatelství ÚNM, 1987

Rekonstrukce mostu v km 3,553 trati Liberec – Harrachov

Ing. Štěpán Jakeš, Ing. Libor Marek, TOP CON SERVIS s.r.o.

V průběhu roku 2009 proběhla rekonstrukce železničního mostu v km 3,553 na trati Liberec – Harrachov. Most se nachází poblíž vlakové stanice Vesec u Liberce, převádí jednokolejnou trať přes říčku Lužickou Nisu. Tři původní prostá pole mostu byla nahrazena polem jediným. Nová ocelová konstrukce je tvořena trémovou plnostěnnou konstrukcí s dolní plechovou ortotropní mostovkou, tvořící žlab průběžného kolejového lože. Je uložena na nově vybudovaných plošně založených opěrách.

Stav mostu před rekonstrukcí

Most byl tvořen třemi prostými poli, každá konstrukce vždy dvěma nýtovanými hlavními nosníky bez mostovky, mostnice byly umístěny přímo na horních pásnicích nosníků OK. Rozpětí krajních polí činilo 4,5 m, středního 10,8 m. Konstrukce byly vyrobeny z plávkové oceli, všechny jejich části byly napadeny korozí a především úložné plochy pásnic hlavních nosníků byly pod mostnicemi výrazně oslabené. Některé styčnickové plechy byly přerušené, na konstrukcích byly trhliny. Nosné ocelové konstrukce nevyhovovaly svou zatížitelností železničnímu provozu na mostě. Vzhledem k popsaným závadám a oslabením nesplňovala mostní konstrukce podmínku přechodnosti pro traťovou třídu D4/50. Šířkové uspořádání neodpovídalo obrysu VMP 2,5. Spodní stavba byla v průtočném profilu stoleté vody a částečně i v korytě řeky. Docházelo k zaplavování samotné hlavní NK mostu při zvýšených průtocích.



Obr. 1 Původní most

Návrh rekonstrukce

Celková přestavba mostu zahrnuje výměnu dosavadních konstrukcí za novou ocelovou konstrukci o jednom poli s průběžným kolejovým ložem, která překlenula celé koryto řeky i s inundacemi. Oba dosavadní pilíře byly odstraněny, opěry byly vybudovány nové na místech opěr původních. Dolní hrana hlavního nosníku byla vůči dosavadní střední konstrukci zvýšena o cca 375 mm. Odstraněním pilířů a zvýšením spodní hrany konstrukce se otevřel průtočný profil a zlepšily se podmínky vodoteče.

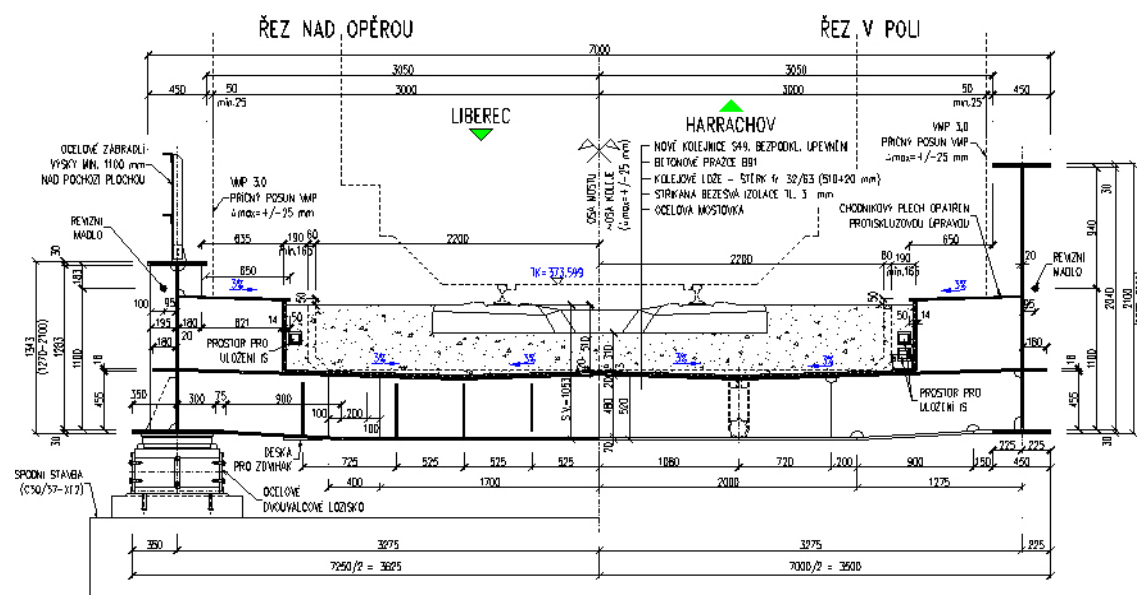
Základní údaje nového mostu

Nová OK je tvořena trémovou plnostěnnou konstrukcí s dolní plechovou ortotropní mostovkou. Uložena je na nově vybudovaných, plošně založených opěrách.

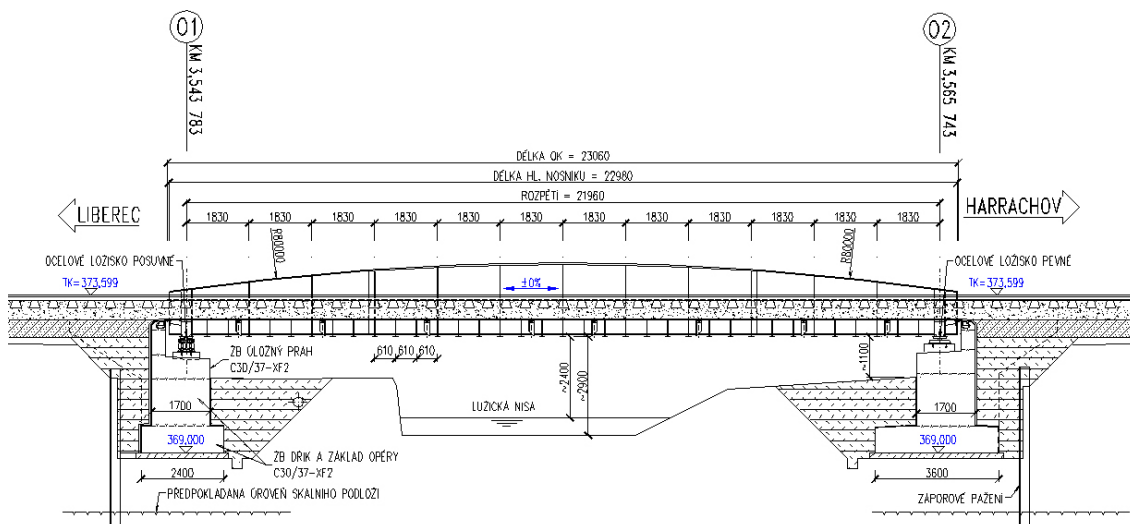
- statická soustava: prostý nosník
- rozpětí: 21,96 m
- délka přemostění: 20,60 m
- stavební výška: 1,053 m
- šikmost mostu: 90°
- šířka mostu: 7,00 m
- volná výška nad normální hladinou: cca 2,4 m
- hladina Q100: nebyla Povodím Labe stanovena
- návrhové zatížení: zat. schéma LM71, klas. souč. $\alpha=1,1$
dle ČSN EN 1991-2, (~ vlak ČD Z)
- železniční svršek na mostě: kolejnice tv. S49 na bet. pražcích
- VMP: 3,0

Prostorové uspořádání

Most se nachází ve staničním obvodu a částečně v přímé a částečně v oblouku. Na mostě se uplatňuje VMP 3,0. Pod mostem teče řeka Lužická Nisa. Před a za mostem navazuje železniční svršek s uzavřeným kolejovým ložem.



Obr. 2 Příčný řez



Nosná konstrukce

Jedná se o trémový plnostěnný ocelový svařovaný most s dolní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Mostovku představuje ocelový žlab kolejového lože navržený jako ortotropní konstrukce a je vyztužen pouze příčnicí tvaru obráceného písmene T, koncové příčnice jsou uzavřeného profilu π . Vzdálenost příčnic je 0,61 m. Ukončení mostovky je kolmé. Hlavní nosníky a prvky mostovky působí jako tuhé příčné polorámy, které zajišťují stabilitu horního pasu. Hlavní nosníky jsou tvaru I proměnné výšky (1,27 – 2,10 m), horní pás je ve tvaru oblouku o $R = 80,0$ m. Horní pás je tvořen plechem P30, stěna hlavního nosníku je tl. 20 mm. Dolní pás je navržen též z plechu P30 a na vnitřní straně z něj vystupují náběhy pro připojení dolních pásů příčnic. Na koncích jsou hlavní nosníky v celé výšce a na šířku horního pasu uzavřeny plechem. Na horní pásy byly navařeny konzolky pro upevnění sloupků zábradlí. Hl. nosníky jsou po 1,83 m (každý třetí příčník) opatřeny svislými výztuhami stěny. Tyto výztuhy jsou na vnitřní i na vnější straně stěny. Ve výškové úrovni mostkového plechu je stěna hlavního nosníku na vnější straně opatřena průběžnou podélnou výztuhou.



Prostor mezi bokem žlabu a pochozím plechem je vodotěsně zavařen. Bok žlabu je opatřen svislými výztuhami v rastru jako hlavní nosníky. Osová vzdálenost hlavních nosníků činí 6,55 m, délka 22,980 m. Celková délka OK (vč. přecházející pevné části pochozího plechu) je 23,060 m. Materiál: ocel S355J2+N dle ČSN EN 10025-2. Systém protikoroze ochrany nosné konstrukce: metalizace nástřikem + trojnásobný nátěr.

OK byla v projektu navržena tak, aby umožnila přepravu na staveniště ve třech dílech. Vzhledem ke stísněným poměrům na staveništi a dodatečnému prověření možnosti dopravit konstrukci vcelku byl nakonec most transportován již kompletně hotový včetně izolace, na stavbě byla před osazením domontována pouze ložiska.

Spodní stavba, založení

Staré opěry byly vybourány a na jejich místě se postavily nové, dimenzované na konstrukci s kolejovým ložem. Jsou z betonu C30/37-XF3.

Na základě výsledků IG průzkumu bylo navrženo plošné založení se základovou spárou obou opěr ve stejné výškové úrovni. Prostor pod základy byl až po úroveň vrstvy R6 vyplněn prostým betonem. Výkopy byly navrženy jako otevřené svahové jámy a částečně pažené jámy. Záporové pažící stěny byly v oblasti pod železničními MP a v úseku podél místní komunikace kotvené pomocí zemních kotev.



Obr. 6 Mostní provizoria v krajních polích



Obr. 7 Výstavba opěry pod MP



Obr. 8 Nová opěra vs. původní pilíř

Ostatní části

Konstrukce je uložena na ocelových svařovaných ložiscích (pevná a dvouválcová). Mostní závěry jsou lamelové na obou stranách mostu.

Odvodnění NK je řešeno příčným sklonem plechu mostovky do dvou úžlabí, kde je osazeno 8 dvojic odvodňovačů. Podélný sklon je u mostu nulový. Na ocelové NK je celoplošná bezešvá izolace v tl. do 5 mm s vysokou mechanickou odolností. Provedena byla na montážní plošině v mostárně po svaření konstrukce do jednoho celku.

Technologie výstavby mostu

Při rekonstrukci tohoto mostu byla využita dvě mostní provizoria DN délky 11,1 m. Krajní pole starého mostu byla snesena. Horní části původních pilířů byly upraveny jako podklad pro ložiska MP a za opěry byly uloženy panelové rovnaniny. Poté byla do trati vložena provizoria, která překlenula prostor výstavby nových opěr. Větší rozpětí těchto polí MP umožnilo odbourání obou původních opěr a výstavbu nových bez dlouhodobého přerušení provozu na trati.

Práce prováděné za železničního provozu před výlukou: výroba OK v mostárně, přístupová cesta k mostu, zařízení staveniště, zavrtání a zabetonování části zápor, zakotvení zápor.

Práce ve výluce (4 dny): převěšení kabelů, snesení železničního svršku na krajních polích mostu a předpolích, snesení původních OK krajních polí kolovým, příprava panelové rovnaniny pro uložení mostních provizorií, úprava horní části původních pilířů jako podklad pro ložiska MP, zavrtání a zabetonování části zápor, zakotvení zápor, odbourání vrchních částí opěr, uložení mostních provizorií kolovým jeřábem, montáž kolejového roštu na MP, umístění kabelů zpět na most, zprovoznění tratě.

Práce prováděné pod MP (3 měsíce): demolice zbylých částí opěr, výkopy, bednění, armování a betonáž nových opěr a křídel pod MP, částečné zásypy za opěrami.

Práce ve výluce (10 dní): snesení původní OK středního pole, snesení MP, odbourání vrchních částí pilířů, zřízení přechodové oblasti mostu, odbourání pilířů pod úroveň okolního terénu a částí zasahujících do koryta, doprava OK vcelku na stavbu (doprava po silnici po trase Záboří nad Labem – Kutná Hora – Kolín – Praha – Ml. Boleslav – Liberec, cca 170 km), osazení nové OK na opěry kolovým jeřábem (cca 80 t / 20 m), osazení mostních závěrů, montáž žel. svršku, osazení zábradlí, uložení sítí na most, zatěžovací zkouška, hlavní prohlídka.

Práce prováděné za železničního provozu po výluce: likvidace zařízení staveniště, definitivní terénní úpravy v okolí mostu apod.



Obr. 9 Vypravení NK mostu z mostárny



Obr. 10 Převážka NK mostu



Obr. 11 Přeprava NK mostu (dálnice D11)



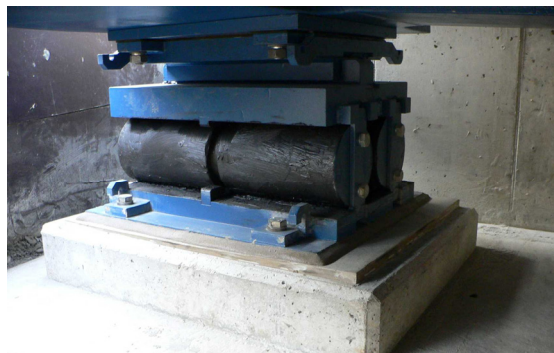
Obr. 12 Ukládání NK mostu na opěry

Závěr

Rekonstrukce mostu s využitím mostních provizorií proběhla s minimálním omezením provozu na trati. Odstraněním původních pilířů a zvýšením spodní hrany konstrukce se zvětšil průtočný profil a zlepšily se podmínky vodoteče. Tím, že si zhotovitel zajistil možnost přepravy nosné konstrukce mostu vcelku, odpadla nutnost zřízení montážní plošiny ve stísněných podmínkách staveniště a kompletování a svařování konstrukce ze tří montážních celků. Výstavbou mostu s kolejovým ložem se též snížila hluková zátěž okolí. Realizaci stavby mostu provedla firma Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.



Obr. 13 Železniční svršek na mostě



Obr. 14 Ocelové dvouválcové ložisko 2VS-3



Obr. 15 Téměř dokončený most

Oprava mostu v km 20,862 trati Rakovník – Mladotice

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

Ing. Pavel Hrdina, Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.

V km 20,862 trati Rakovník – Mladotice byla provedena rozsáhlá oprava stávajícího mostu nad údolím potoku Javornice. Jde o 110 let starý most o třech polích, tvořený klenbami a ocelovou nosnou konstrukcí. Nevyhovující a výrazně oslabené prvky ocelové nosné konstrukce ve druhém poli byly vyměněny nebo zesíleny. Spodní stavba a klenby byly sanovány.

Základní údaje a záměr stavby

Most leží na jednokolejné neelektrifikované trati Rakovník – Mladotice. V km 20,862 překonává údolí Javornického potoka. Trať v místě přechází pravým obloukem na most a po krátké přímé následuje levý oblouk. Vzhledem ke stavu mostovky a železničního svršku byla rychlost omezena na 20 km/hod. Nosná konstrukce mostu ve 2. poli byla v nevyhovujícím stavu. Cílem akce byla oprava nosné konstrukce ve 2. poli včetně nového železničního svršku a sanace kleneb v 1. a 3. poli a spodní stavby mostu.



Obr. 1 Most v km 20,862 trati Rakovník – Mladotice

Původní stav

Most byl postaven v roce 1897. Jedná se o objekt o třech polích o rozpětích 12,5 + 57,0 + 12,5 metru. V 1. a 3. poli je realizována kamenná půlkruhová klenba, ve 2. poli je ocelová příhradová konstrukce s horní prvkovou mostovkou, parabolickým dolním pásem a plošně uloženými mostnicemi. V průběhu předchozích 110 let nedošlo k žádným výrazným zásahům do nosné konstrukce mostu. V sedmdesátých letech bylo provedeno statické zajištění opěr a pilířů, vyměněna původní ložiska za typizovaná dle ON 73 6277 a upraveny chodníky a zábradlí na mostě na větší průjezdný profil.

Stávající stav mostu odpovídal jeho stáří a vyskytovaly se zde typické poruchy pro tento typ konstrukcí. Ty závažnějšího charakteru byly soustředěny na ocelové nosné konstrukci. Lokálně došlo hlavně na podélnících, podmostovkovém ztužení a příčném ztužení dolního pásu k výrazným korozivním úbytkům a v některých detailech dokonce k přerušení profilů. Dost negativně se na stavu dolní příčné ztužení podepsala původní dřevěná revizní lávka. V prostoru pod shnilými fošnami se koncentrovala vlhkost a nečistoty a při opravě musela být většina figur v těchto místech přímo vyměněna. Mezi snýtovanými profily podmostvových ztužidel narůstala rez a roztahovala je od sebe.



Obr. 2 Podélníky

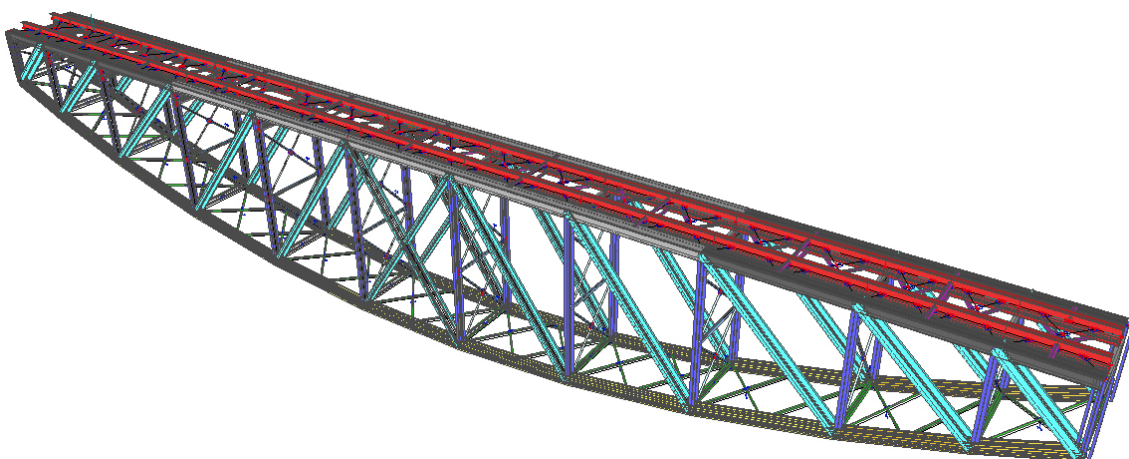


Obr. 3 Dolní příčné ztužení

Spodní stavba mostu a nosné konstrukce v 1. a 3. poli byly vzhledem ke statickému zajištění táhly a injektáží provedenému před cca 40 lety v relativně dobrém stavu. Byly zde zastiženy poruchy typu popraskaného a místy vypadaného spárování a zřetelné průsaky a vápenné výluhy na povrchu klenb svědčící o absenci funkční hydroizolace.

Statický výpočet a stanovení zatížitelnosti

Na základě archivní dokumentace a stavu zjištěného na místě byl proveden statický výpočet a stanovena zatížitelnost. Protože spodní stavba a klenby nevykazovaly zásadní statické poruchy, známky přetížení nebo nevhodného založení byl výpočet zaměřen na ocelovou nosnou konstrukci ve 2. poli. Výpočet byl proveden na prostorovém modelu konstrukce.



Obr. 4 Výpočetní model konstrukce

vodorovného ztužení hlavních nosníků. Z důvodů uvedených výše se v této oblasti poruchy koncentrovaly a vzhledem k rozsahu poškození bylo v některých případech nutno přistoupit k výměně. Proti tomu na hlavních nosnících a příčnících bylo korozivní napadení poměrně malé a kromě několika detailů v místě napojení ztužidel nebylo nutné přikročit k větším zásahům do těchto dílců. Původní záměr provést přípoje u těchto prvků nýtováním musel být vzhledem k rozsahu výměn, přístupnosti a pracnosti některých detailů revidován a spoje byly provedeny jako šroubované.



Obr. 6 Přípoj po opravě



Obr. 7 Dolní příčné ztužení po opravě

Železniční svršek na mostě

V rámci projektu stavby byla provedena optimalizace GPK na mostě a jeho předpolích a došlo tak k drobným korekcím polohy osy. Na klenbách byla směrově posunuta tak, aby byl zajištěn maximálně možný průjezdný profil. Na ocelové konstrukci byla osa koleje zarovnána do osy konstrukce, výškový průběh byl optimalizován z hlediska nových (vyšších) podélníků a zařízení mostnic při daném nadvýšení. Na konstrukci částečně zasahuje přechodnice oblouku před mostem, První vnější podélník (levý) je proto navržen proměnné výšky. Průběh jeho horní pásnice přibližně respektuje navržené převýšení. Tímto řešením byly eliminovány problematické dřevěné klíny a podložky mostnic.



Obr. 8 Mostnice



Obr. 9 Po montáži koleje, PÚ a podlah

Železniční svršek typu S49 s podkladnicemi S4M a pružnými svérkami Skl24 byl osazen na 100 ks nových dubových mostnic. Uložení mostnic je řešeno jako plošné, s vodorovným mostnicovým šroubem připojeným do kotevních plechů na podélnících. Podlahy na mostnicích jsou nové, pojistné úhelníky byly upraveny z původních. Podlahy chodníků a jejich konstrukce zůstaly původní.

Protikorozi ochrana ocelových konstrukcí

Součástí akce byla kompletní protikorozi ochrana všech ocelových konstrukcí. Pro její realizaci bylo zřízeno závěsné lešení včetně zaplachtování v prostoru celé konstrukce a kolem ní. Původní i nové části byly na stavbě opatřeny nátěrovým systémem ONS 15 v celkové nominální tloušťce 320 μm . Skladba vrstev byla proti obvyklé třívrstvé upravena na čtyřvrstvou skladbu s menší tloušťkou jednotlivých vrstev. Provedení robustnějších vrstev nad 100 μm je u takto členitých konstrukcí obtížně proveditelné. Plochy konstrukce byly po otryskání stříkány, v místech hran, svarů, nýtů a šroubů byly provedeny pásové nátěry štětcem. Finální odstín konstrukce je DB 602 zelená.

Spodní stavba a klenby

Celá spodní stavba mostu a klenby v 1. a 3. poli byly povrchově sanovány. Bylo provedeno očištění povrchů tlakovou vodou a hloubkové přespárování zdiva. V několika místech byly po montáži lešení zjištěny drobné lokální poruchy, které byly staticky zajištěny pevnostní injektáží a stažením pomocí nerezových kleští vlepených do drážky. Byla provedena nová hydroizolace rubu kleneb z natavovaných asfaltových pásů a její odvodnění.

Technologie výstavby

Výstavba mostu byla poměrně složitá na koordinaci a budiž ke cti všem zainteresovaným, že se zásadní práce v čase daném výlukou podařilo stihnout. Postup prací bylo nutno naplánovat tak, aby bylo možné pracovat zároveň na klenbách a jejich izolaci a současně provádět poměrně složitou výměnu mostovky nosné konstrukce. Vše bylo komplikováno tím, že místo nebylo přístupné pro těžší techniku a nákladní dopravu a ocelové dílce a další materiál tak bylo nutné dopravovat po kolejích ze stanice Kožlany vzdálené přibližně 3,5 km.

Výměna mostovky a lokální opravy NK tak probíhaly proudově, kdy byla postupně opravována jednotlivá pole. Nejdříve bylo nutné demontovat podmostovkové ztužení a rozpojit všechny přípoje podélníků ke konstrukci. Podélníky byly rozřezány na manipulovatelné kusy a pomocí MHS odsouvány mimo most. Ve vzniklém otvoru byla provedena revize ponechávaných částí a přípojů a provedeny úpravy a příprava pro osazení nových podélníků. Ty byly zaváženy v dílcích o váze přibližně 1000 kg. Po výškové a směrové rektifikaci došlo k jejich propojení s hlavními nosníky, příčníky a ztužidly.



Obr. 10 Pole před osazením podélníků



Obr. 11 Osazování podélníků

Vzhledem k tomu, že se jednalo o kontakt původních a nových částí bylo nutné svrtávání otvorů některých pozic realizovat až na montáži po spasování. Mezitím byly v pracovním záběru prováděny případné lokální opravy a výměny. Následovalo zaměření hotových částí pro výrobu mostnic a postup do dalšího záběru. Na zkompletovanou část nastupoval zhotovitel PKO. Během prací na NK byly provedeny všechny práce související s izolací klenby v 1. poli. Po dokončení ocelářských prací, kdy již nebyla nutná manipulace s materiálem přes 3. pole, došlo na provedení hydroizolace i zde. Po zřízení štěrkového lože na klenbách, osazení mostnic a vytyčení osy koleje následovala montáž železničního svršku na mostě a KMDZ.

Závěr

Realizace akce prokázala, že i přes složitost projektové přípravy a provádění jsme stále schopni tyto elegantní a krásné konstrukce opravovat a zachovat je tak pro další generace.

Městské železniční tunely – nová dimenze mobility v aglomeracích

Ing. Petr Šlegr, Ing. Pavel Adámek, CEDOP, o.s.

Ing. arch. Ivan Lejčar, ALEJ - architektonický ateliér

Ing. Tomáš Záruba, dopravní konzultant

Městské železniční tunely pro příměstskou a regionální dopravu se stávají nezbytnou výbavou mnoha evropských větších měst. Zejména od sedmdesátých let min. století nastal velký rozvoj příměstské železniční dopravy, která je trasována skrze centra měst „městskými železničními tunely“. Železnice tak dopraví klienta z bydliště v příměstí či aglomeraci až do centra města. Klasická urbanistická struktura evropského města totiž není schopna prostorově ani ekologicky uspokojit potřeby mobility pouze individuální automobilovou dopravou.

Veřejná kolejová doprava – urbanizační fenomén

V současné době, kdy enormně roste provoz individuální automobilové dopravy, nabývá na významu doprava veřejná. Automobilová doprava kromě znečišťování ovzduší zabírá zejména v centrech měst neúměrně mnoho prostoru. Veřejná doprava si takové nároky na prostor neklade. Veřejná doprava, zejména kolejová, se tak stává účinným nástrojem k zachování klasické urbanistické struktury měst, zejména pak jejich center. Veřejná doprava je tedy nástrojem „udržitelného rozvoje“ města.

V centrální části města (zjednodušeně v centru) je nejvíce cílů každodenních cest. Je zde největší množství pracovních příležitostí, nejvíce úřadů, školských, kulturních a společenských zařízení a je zde poskytováno nejvíce služeb často s vazbou na turistický ruch. Centrum se tak stává vícenásobným cílem dojížděky.

Dnes již nestačí dovézt cestující bydlící v regionu (příměstí, aglomeraci) železnici na nádraží v centru města a nutit je přestupovat na metro nebo na tramvaj. Je nezbytné cestující klientelu po centru rozvézt. K dosažení takového standardu služeb je třeba modernizovat železniční infrastrukturu starou 100 až 150 let a obohatit ji o úseky vedené skrze centrum s přiměřeným množstvím zastávek. Tyto úseky jsou zpravidla podzemní a často určené pouze pro příměstskou dopravu. Příměstská železnice se tak stává ve městě „expresním metrem“.

Do takové infrastruktury veřejné dopravy konkurenceschopné kvalitou služeb individuální automobilové dopravě cílevědomě investují mnohá evropská města. V 70. letech minulého století to byla především německá města Mnichov, Stuttgart, Frankfurt nad Mohanem, která propojila tratě příměstské železnice (S-Bahn) z hlavových (koncových) hlavních nádraží podzemními městskými tunely skrze centrum na jeho opačný konec.

Paříž v té době začala budovat systém příměstské železnice Réseau Express Régional (RER) propojováním protilehlých hlavových nádraží. V 90. letech minulého století byly zprovozněny průjezdné linie příměstské železnice v Zürichu a tunel Passante v Miláně. V současné době se realizuje City-Tunnel Leipzig a po desítkách let dohání skluz za Paříží Londýn s projektem CrossRail.

Mnoho dalších měst v Evropě i ve světě průjezdné linie příměstské železnice provozuje. Některá města mají to štěstí, že mají *průjezdná nádraží v centru* a náročné stavby, jako jsou městské železniční tunely, v tuto chvíli nepotřebují (Köln, Brno), jiná města mají složitou „železniční historii“ a dnes musí dohonit (a již dohánějí) modernější trendy (Wien).

V dalším textu se zaměříme podrobněji na příklady měst Mnichova a Frankfurtu nad Mohanem.

Principy systému příměstské železnice

Kvalitní systém příměstské železnice by měl vycházet z následujících zásad:

- Průjezdné linie městským centrem - propojení protilehlých částí regionu mezi sebou skrz celoměstské centrum a propojení regionu s protilehlým koncem celoměstského centra
- Vhodné množství zastávek - v městském centru hustě osazené
- Dobré přestupní vazby - přestup na dálkovou železniční dopravu, nejlépe na hlavním nádraží a vzájemný přestup mezi hlavními linkami příměstské železnice, nejlépe v centru nebo na hlavním nádraží, přestup hrana-hrana
- Prostorová koordinace s ostatní dopravou: se systémem metra – oba systémy spolupracují a nekonkurují si; přestupní vazby také na ostatní kolejovou i nekolejovou veřejnou dopravu; s IAD – záchytná parkoviště P+R, zejména na periferii a v aglomeraci; s cyklodopravou – krytý prostor pro jízdní kola (B+R) by měl být samozřejmostí na všech zastávkách; napojení letiště na městské centrum i na hlavní nádraží pro přestup na dálkové vlaky
- Vhodný provozní koncept – krátké intervaly (< 10 min) jednotlivých linek a jejich proklad ve společném úseku pro maximální atraktivitu obsluhy (interval okolo 2 min.) včetně krátkého čekání na přestup na jinou linku systému

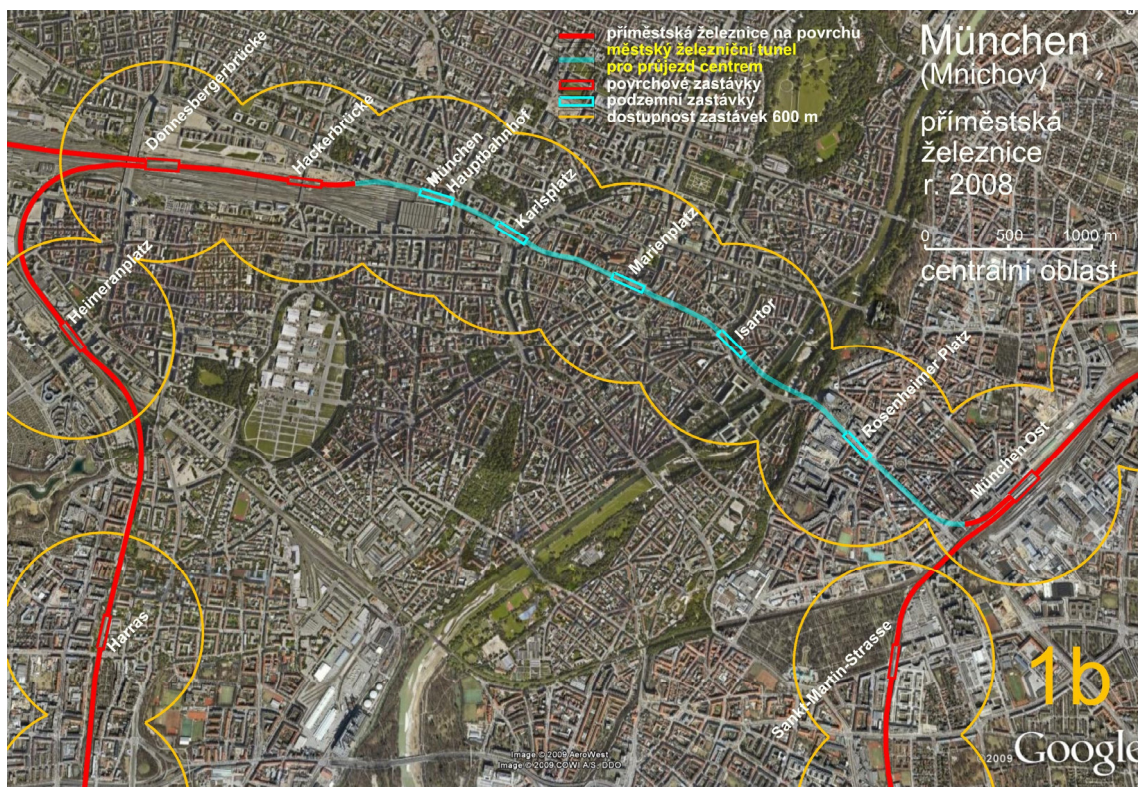
Samozřejmostí je integrace v rámci dopravního svazu, zahrnující tarifní integraci, jakož i provázání informačních prvků pro cestující včetně telematických systémů.

Mnichovský železniční tunel

O průjezdném systému příměstské železnice v Mnichově se uvažovalo již před druhou světovou válkou. Naplno se začalo konat až po roce 1966, kdy Mnichov vyhrál kandidaturu na pořádání letních olympijských her v roce 1972. Kromě vybudování páteřní linie (Stammstrecke) s tunelem pod historickým centrem o délce cca 3,5 km s osmi stanicemi (z toho 5 podzemních) byla kompletně zrekonstruována také železniční infrastruktura v regionu.

V současné době se uvažuje o druhém městském tunelu, který by doplnil kapacitně nasycený současný tunel a odstranil úvrať dvou linek ve stanici Ostbahnhof. Dalším projektem je tunel pro dálkovou vysokorychlostní dopravu na ose Paříž-Bratislava, které hlavové nádraží nevyhovuje (München 21).

Zajímavé je, že rychlodrážní kolejová infrastruktura (S-Bahn a U-Bahn) předběhla co do kompletnosti silniční městskou infrastrukturu, neboť jižní segmenty vnějšího ani vnitřního silničního okruhu dosud nejsou dobudovány. Dopravní politika v Německu všeobecně podporuje vyvážené dopravní systémy. Ve městech a aglomeracích pak dokonce mírně preferuje dopravu veřejnou, což se pozitivně odráží na kvalitě života obyvatel.



Obr. 1 Mnichov – městský železniční tunel mezi hlavním nádražím a nádražím Ostbahnhof obsluhující centrální část města



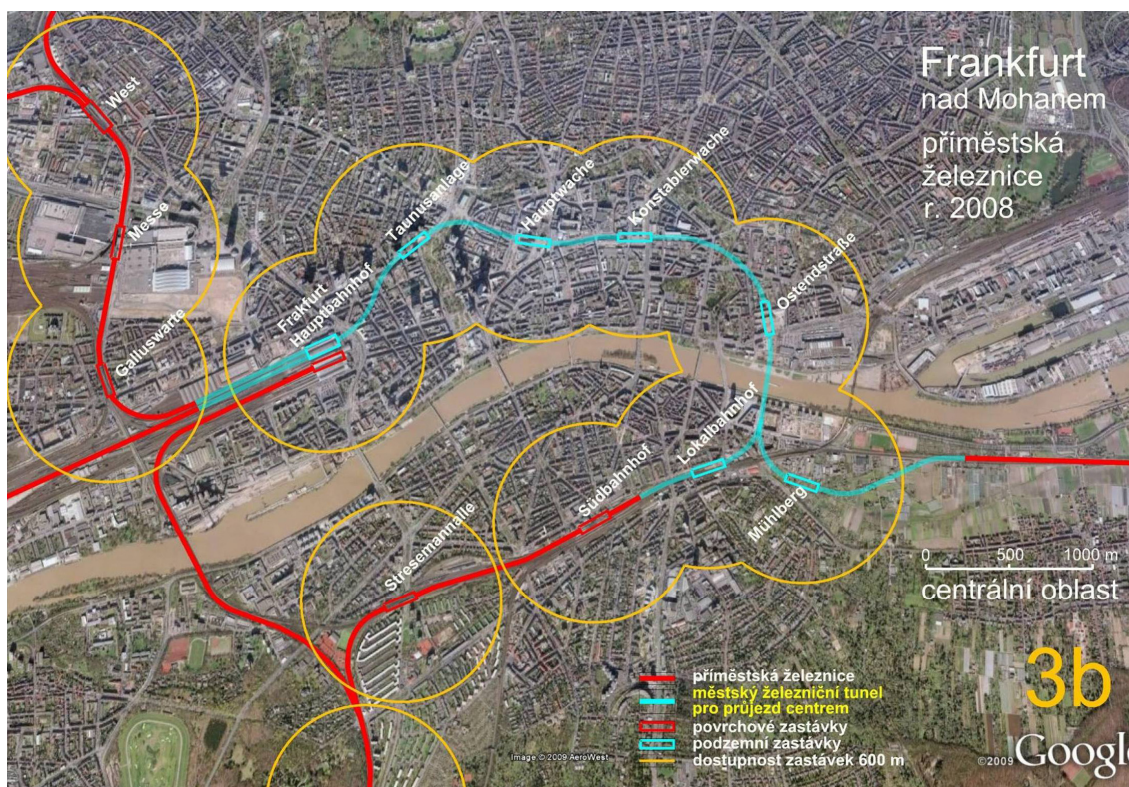
Obr. 2 Mnichov – linkové vedení příměstských vlaků s tunelovou Stammstrecke uprostřed

Městský železniční tunel ve Frankfurtu nad Mohanem

Plány na průjezdný systém příměstské železnice pochází z 60. let 20. století. Stavební práce začaly v roce 1969 a jednotlivé úseky městského železničního tunelu se uváděly do provozu postupně. V roce 1978 to byl úsek z hlavního nádraží po Hauptwache, který byl v roce 1983 prodloužen pod ulicí Zeil do stanice Konstablerwache (Zeiltunnel).

Tento úsek je zajímavý velkorysým řešením, jehož základním principem je fyzická integrace rychlodrážních kolejových systémů příměstské železnice (S-Bahn) a lehkého metra (U-Stadtbahn) přímo v centru města. Zeiltunnel je čtyřkolejný, přičemž obě stanice (Hauptwache a Konstablerwache) jsou průpletové s přestupem hrana-hrana mezi železnicí a metrem. Navíc v meziúrovni pod pěší zónou každou z obou stanic kříží v příčném směru další trasy metra, což představuje další atraktivní přestupní možnosti.

V roce 1990 byl městský tunel prodloužen pod Mohanem do stanice Südbahnhof a v roce 1992 spojen se stanicí Mühlberg na trať do Offenbachu. V roce 1995 byl uveden do provozu městský železniční tunel v sousedním Offenbachu se třemi podzemními stanicemi v centru. Takto vypadá jeden z dobrých příkladů dopravní politiky, která preferuje ve městě veřejnou hromadnou dopravu před individuální automobilovou dopravou.



Obr. 3 Frankfurt nad Mohanem – městský železniční tunel

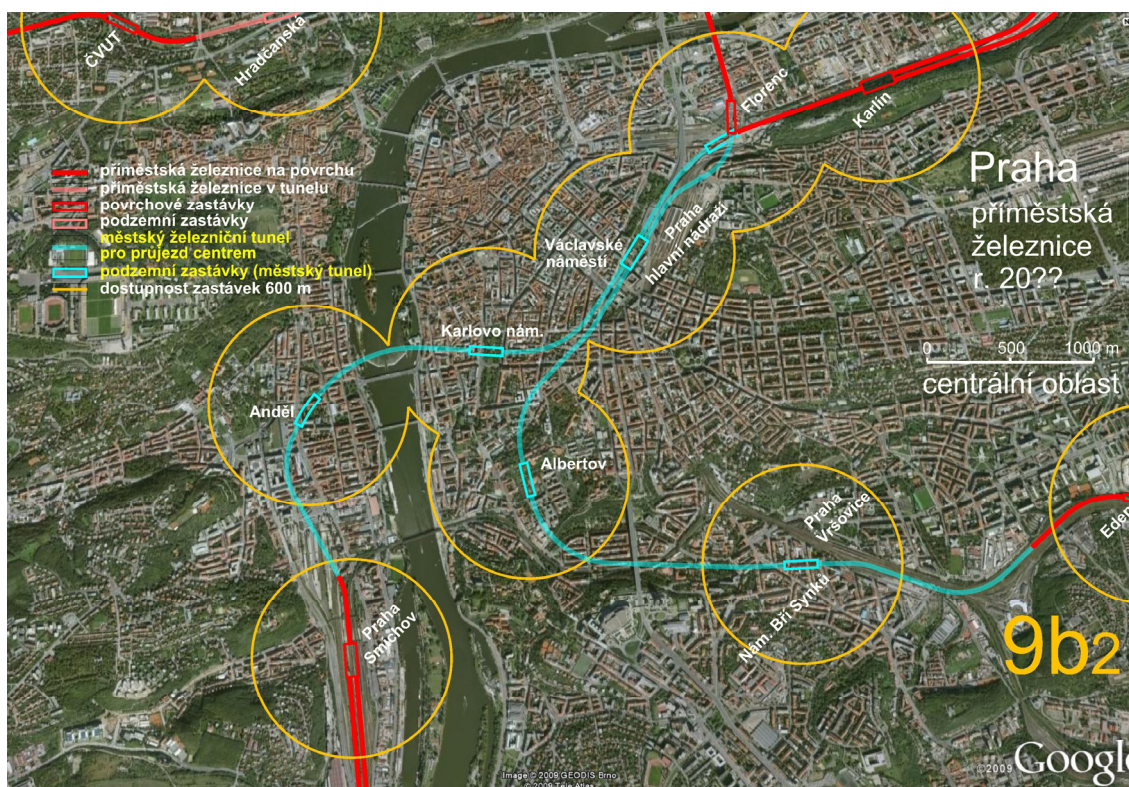
Městský železniční tunel v Praze – Nové spojení 2

Zastaralá koncepce příměstské železnice v Praze stojí na principu dojezdových linek zaústěných do dvou nádraží vzdálených od sebe 800 m. Principem je tedy neprůjezdný (resp. částečně průjezdný) model příměstské železnice centrem města, což je koncept, který řada evropských měst překonala již před desetiletími. Koncept železničního uzlu je proto třeba urychleně přehodnotit ve prospěch moderního průjezdného modelu.

Kromě toho (a špatného stavu řady tratí) trpí pražský uzel kapacitními nedostatky. Jedním z úzkých míst je úsek Smíchov – hlavní nádraží a vzhledem k nárůstu provozu již někdy nedostačuje kapacita hlavního nádraží (i po jeho rekonstrukci). Řešením odstraňujícím tato, ale i další omezení příměstské a městské dopravy v pražské aglomeraci je Nové spojení 2.

Připomeňme, že Nové spojení 2 spojí pod povrchem železniční trať pro městskou a příměstskou dopravu od severovýchodu s tratěmi ústícími do uzlu od jihozápadu. To znamená přivedení tratě z Negrelliho viaduktu a Karlína do čtyřkolejné podzemní stanice Václavské náměstí (dříve pracovně Opera). Tato stanice bude umožňovat přestup mezi všemi hlavními linkami příměstských vlaků. Výstup na povrch bude možný jednak do vestibulu Hlavního nádraží a zároveň do prostoru horní části Václavského náměstí. Z této stanice bude jedna větev pokračovat přes podzemní zastávky Karlovo náměstí a Anděl do rekonstruovaného smíchovského nádraží. Druhá větev s podzemními zastávkami Albertov a Náměstí Bratří Syků se zapojí do nové zastávky Eden na modernizované trati do Benešova. Celkem se jedná o 12,7 km nových železničních tratí, z toho v tunelu necelých 10 km, a vybudování 6 podzemních a jedné povrchové zastávky.

Celé řešení bylo v roce 2007 technicky prověřeno jak z hlediska tunelových tras, tak návaznosti na železniční infrastrukturu na povrchu. [1]



Obr. 8 Praha – centrální oblast – návrh segregovaných tras pro příměstskou dopravu

Přínosy Nového spojení 2 jsou nemalé. Nespočívají jen ve zrychlení příměstské a městské veřejné dopravy, ale jak ukazují tabulky níže, také ve zvýšení jejího komfortu díky redukci přestupů (za předpokladu uspořádání do „kříže“ a vhodného provozního konceptu). Ve stanici Václavské náměstí bude možný přestup mezi všemi radiálními linkami systému. Část přestupů se přitom uskuteční dokonce u stejného nástupiště - postačí jen několik málo minut počkat na vhodný spoj. Díky segregaci od příměstské dopravy se zlepší i podmínky pro dálkovou dopravu. Zde je nutnou podmínkou

vybudování nových „výjezdů“ z uzlu směrem na jih (Benešov), východ (Hradec Králové), sever (Litoměřice) a západ (Beroun) v parametrech vysokorychlostní trati. [2]

Odkud	Kam	<i>Příklady přínosů pro dojíždění z aglomerace</i>			
		<i>Současný stav</i>		<i>Cílový stav</i>	
		<i>Čas [min.]</i>	<i>Přestupy</i>	<i>Čas [min.]</i>	<i>Přestupy</i>
Roztoky u Prahy	Černošice	60	1 přesun pěšky	30	1 (S-S)
Hostivice	Václavské náměstí	40	1 (S-T)	25	přímo
Český Brod	Vinohradská tržnice	65	2 (S-B-T)	40	1 (S-T)
Černošice	Čelákovice	70	1 přesun pěšky	40	přímo
Kladno	Albertov	60	2 (S-M-T)	40	přímo
Říčany	letišťe	78	3 (S-B-M-B)	45	přímo

Odkud	Kam	<i>Přínosy pro dojíždění z aglomerace</i>			
		<i>Současný stav</i>		<i>Cílový stav</i>	
		<i>Čas [min.]</i>	<i>Přestupy</i>	<i>Čas [min.]</i>	<i>Přestupy</i>
Uhřetěves	Hradčanská	40	2 (S-M-M)	30	přímo
Kbely	Národní divadlo	45	2 (B-M-T)	30	1 (S-T)
Letiště	Vysočany	50	2 (B-M-M)	30-35	1 (S-S)
Letiště	Uhřetěves	70	3 (B-M-M-B)	40	přímo
Podbaba	Albertov	28	2 (T-M-T)	15	přímo
Čakovice	Sídlíště Modřany	70	2 (B-M-B)	35	1 (S-T)

Závěrem

Nové spojení 2 je historická a dnes snad i jediná možná příležitost k posunutí veřejné dopravy v hlavním městě na vyšší úroveň. Jakkoli se může zdát záměr Nového spojení 2 velkolepý, svoji náročností se nevymyká jiným investicím do infrastruktury, ať již realizovaných státem nebo i samotným městem Prahou. Z příkladů z jiných zemí bychom měli převzít i to, že na takovýchto investicích participují různou měrou všechny úrovně veřejné správy – stát, region i město. Pomineme-li města s velmi dlouhou (i když někdy složitou) železniční historií jako třeba Berlín, tak za městy jako Mnichov či Frankfurt má Praha zpoždění více jak 30 let!

Literatura:

- [1] Vachtl M.: Nové spojení II – městský železniční tunel. SUDOP Revue 2/2009, SUDOP PRAHA a.s., 2009
- [2] Lejčar, I.; Adámek, P.; Záruba, T.; Šlegel, P.: Příměstská železnice – páteř veřejné dopravy v aglomeracích, Centrum pro efektivní dopravu, o.s., 2010

Technické inovace u razicích strojů na stavbách železničních tunelů ve světě

Dr. Karin Bäßler, Herrenknecht AG

Přednáška se zaměřuje na technické inovace v souvislosti s technologiemi ražení tunelů mechanizovanými štíty pro proměnlivé horninové poměry typu Mix-štít, zeminovými štíty (EPB štíty) a tunelovacími technologiemi do tvrdých skalních hornin. Inovace jsou představovány na základě referenčních staveb po celém světě a zaměřují se na požadavky jednotlivých staveb a zkušeností získaných při ražení tunelů, a to na úrovni, kterou lze klasifikovat jako nejnovější stav technického rozvoje.

Úvod

V posledních letech jsou ve vývoji mechanizovaných technologií pro ražení tunelů patrné dva trendy: za prvé, a to především, požadavky na mechanizované technologie výrazně stoupají. A za druhé, vyskytují se stále složitější problémy, které je nutné u staveb zvládat, a to jak z hledisek technických, tak i logistických.

V podstatě vhodnost nasazení mechanizovaného ražení tunelů se řídí podmínkami podloží, dlouhými trasami ražby, většími profily tunelů a stále častěji i vysokými tlaky podzemních vod. Podmínky, které se vyskytují na povrchu (hustě obydlené oblasti městských center, omezený prostor pro přístup a umístění šachet) jsou rozhodující pro projektová řešení instalací pro ražbu tunelu u stále většího počtu staveb a představují problémy pro logistický systém staveniště. Projekty infrastruktury, které se nyní plánují, budou proto vyžadovat zdokonalené strojní technologie, která se přizpůsobí vzrůstajícím nárokům.

A tak Mix-štíty pro proměnlivé horninové poměry nasazované v jejich klasickém režimu, tedy jako štíty s rovnováhou na čelbě zajišťované tlakem kapaliny, či jako štíty se střídavými režimy ražby, jsou využívány ve stále rostoucím rozsahu aplikací. Tento typ stroje se ukázal být víceúčelovým řešením u projektů, které mají ve své technické koncepci vysoké požadavky. Souběžně s tím, EPB štíty mohly rozšířit svůj aplikační okruh díky zavedením úpravy pěnou, čímž získaly na oblibě, zejména po úspěšném nasazení v projektech na Dálném východě i v Evropě. V současné době se EPB štíty rovněž využívají v podmínkách heterogenních podloží. V prostředí skalních hornin se vývoj mechanizovaného tunelování zaměřil na zvládání stále náročnějších horninových masívů o vysoké pevnosti a abrazivitě, ale také za působení silných tlaků v horninách.

Malmö Citytunnel (Městský tunel v Malmö)

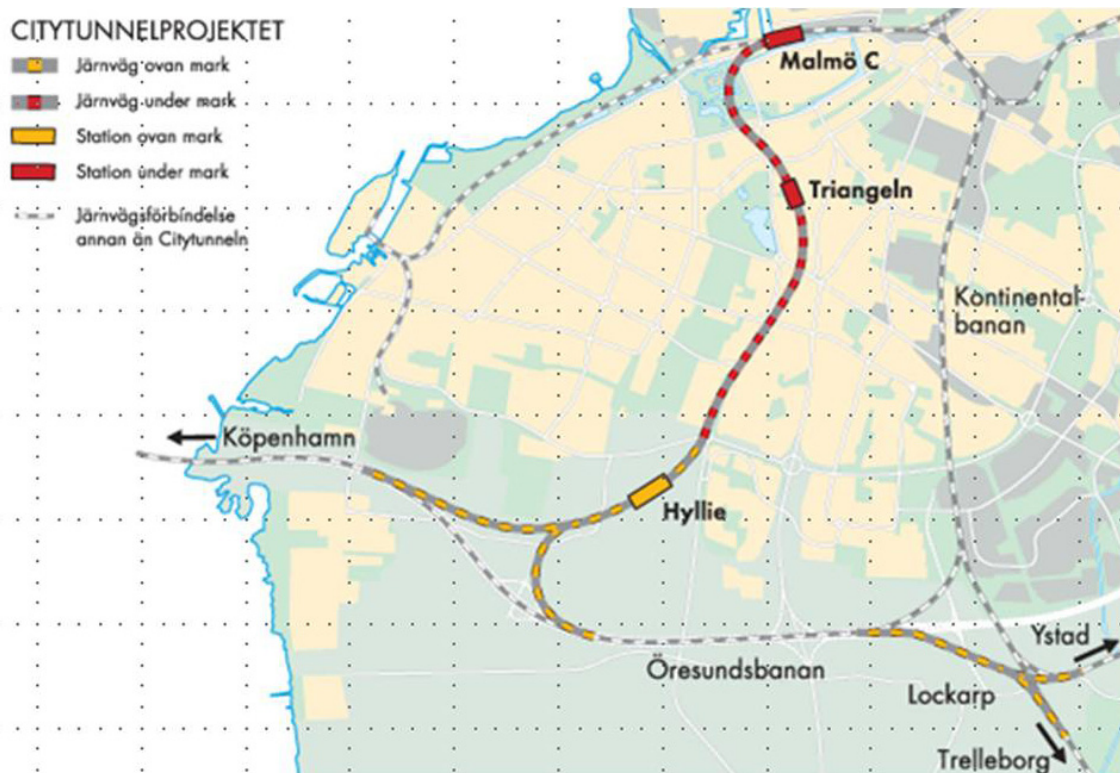
Malmö Citytunnel je stavbou železniční infrastruktury, která zajišťuje pro město Malmö výhodnější napojení na most přes Öresund a tím současně i na metropolitní region Kodaně. Tunel navíc vhodněji napojuje švédskou železniční síť na celoevropský vysokorychlostní systém. Malmö Citytunnel je tvořen dvěma tunelovými tubusy, má celkovou délku cca 6 km a navazuje na trať vedoucí z Dánska přes most přes Öresund na hlavní nádraží v Malmö a následně na celou skandinávskou železniční síť. Celkový projekt se sestává ze čtyř jednotlivých zakázek - úseků: E 101, E 201, E 301 a E 302. V rámci největší zakázky - úseku stavby Malmö Citytunnel - E 201 – vedou paralelně dva 4,6 km dlouhé tunelové tubusy, každý s jednokolejnou tratí, které byly raženy dvěma razicími stroji.

V roce 2004 byla podepsána smlouva na projekt a realizaci tohoto úseku s konsorciem "Malmö Citytunnel Group" (MCG) JV, které bylo vedeno německou společností Bilfinger Berger AG a dvěma dánskými společnostmi - Per Aarsleff a E. Phil & Son A.S. Dva ražené tunelové tubusy, každý o délce 4,6 km, jsou vyztuženy železobetonovými

dílci ostění. Ostění tunelu má vnitřní průměr 7,9 m. Vzdálenost mezi tubusy železničního tunelu se pohybuje od 10 m do 30 m. Smlouva na dílčí úsek E 201 rovněž zahrnuje 390 m dlouhou rampu, 360 m dlouhý povrchově hloubený tunel, stanici „Triangeln“ (280 m), čtyři tlakové vyrovnávací šachty, dvě šachty s nouzovými východy a 13 příčných spojovacích chodeb. Přednáška se konkrétně zaměřuje na výstavbu dvou paralelních tunelů. Tunely byly raženy v hloubce, která se pohybovala zhruba od 20 do 25 m. Převážně panující geologické podmínky se sestávaly z 6 až 12 m silné čtvrtohorní krycí vrstvy a cca 60 m silné zóny třetihorních vápenců o proměnlivé síle. Rozhraní mezi krycí vrstvou a horninou bylo charakterizováno jako zvětřalé a proto i silně zvodnělé.

K ražbě byly použity dva identické, 120 m dlouhé razicí EPB štíty o průměru 8,89 m. Stroje byly konstruovány pro přetrvávající tlakové podmínky podzemních vod v lokalitě Malmö, tedy do cca 2,0 bar. První razicí štít zahájil ražbu koncem listopadu 2006 ze stanice „Holma“ ve staničení 5+320 ve směru na cílové stanoviště „Malmö C“ ve staničení 0+448; druhý EPB razicí štít zahájil ražbu v lednu 2007.

Řezná kola byla přizpůsobena očekávaným geologickým podmínkám a opatřena elektrickým pohonem. Každé kolo bylo vybaveno 124 řeznými nástroji, 46 ks 17“ jednoduchými disky, 4 ks 17“ dvojítymi disky a 16 korečky. Veškerá výstroj byla bezpečně a bezproblémově vyměnitelná ze zadní strany řezného kola.



Obr. 1 Přehledná situace - projekt Malmö Citytunnel

První etapa v délce 2,7 km, až do stanice Triangeln, byla dokončena za devět měsíců. Ve stanici Triangeln byl stroj protažen 280 m dlouhou stavební konstrukcí stanice. Stroj následně prošel generální opravou pro práci na dalším 1,9 km dlouhém úseku vedoucím do cílové šachty „Malmö C“ (Centrální Malmö). V březnu a dubnu 2008 oba EPB štíty dorazily do „Malmö C“ s rychlostí ražby až 239 metrů týdně.

Tunel o vnitřním průměru 7,9 m byl obložen vodotěsnými železobetonovými segmenty ostění. Prstenec ostění dlouhý 1,8 m se skládal ze 7+1 segmentů. Hmotnost segmentů byla 5 až 6 tun se závěrným klenákem o hmotnosti 1 t. Výrobna segmentů byla zřízena

v Holmě naproti portálu tunelu. Celkem bylo vybudováno, při postupu razicího stroje, 13 příčných spojovacích chodeb v 4,6 km dlouhém tunelu o dvou tubusech. Segmenty dna tunelu byly usazovány ukladačem segmentů za strojem, což umožňovalo obousměrný provoz v tunelu v průběhu výstavby. Tím také bylo umožněno budování příčných spojovacích chodeb v průběhu razicích prací na tunelu. Rozměry prvků umožňovaly zřízení bočního kolejiště pro místní potřebu, kromě hlavní trati. Kolejiště bylo upevněno ve stejné výšce. Trať zajišťovala dopravu segmentů a ostatního materiálu potřebného pro ražení tunelu ke stroji a též dopravu pracovníků.



Obr. 2 Paralelně vedené tubusy tunelu u projektu Malmö Citytunnel, včetně 13 příčných spojovacích chodeb

Dva mechanizované Mix-štíty pro železniční přístupový tunel k Brennerskému základnovému tunelu

V Rakousku byly použity dva stroje typu Mix-štít o průměru 13 m pro výstavbu severního přístupového tunelu k budoucímu Brennerskému základnovému tunelu (Brenner base tunnel), který vytvoří klíčové propojení mezi Německem, Rakouskem a Itálií.

Příslušné úseky jsou v lokalitě údolí dolního toku řeky Inn, kde stávající dvoukolejná železniční trať v délce 40 km nejenže musí zajišťovat dopravu v ose sever-jih, ale i v ose východ-západ, mezi Vídní a západním Rakouskem. Jedná se tak o velmi důležitý železniční uzel, zvláště pak z hlediska navýšení v nákladní i osobní přepravě, které již nebude možné zvládnout v rámci dnes existující infrastruktury.

Jeden mechanizovaný Mix-štít vyrazil úsek o délce 5 835 m pro dvoukolejný železniční tunel na úseku 3-4 (Münster-Wiesing). Druhý mechanizovaný Mix-štít byl nasazen na 3 740 m dlouhém úseku 8 (Jenbach). V rámci tohoto úseku mechanizovaný štít o průměru 13 m procházel pod železniční stanicí Jenbach, kanálem elektrárny a dálnicí. Štít byl vybaven hydraulicky poháněným systémem řezné hlavy o výkonu 4 400 kW.

Mechanizovaný Mix-štít byl použit na úseku H3-4 hlavního tunelu dlouhého 5,8 km, což byl nejdelší úsek nové trati v lokalitě údolí dolního toku řeky Inn. Tento štít byl naopak vybaven 20 elektromotory o celkovém výkonu 3 200 kW. Štít zahájil ražbu z 30 m hluboké šachty. Po cca 250 metrech podešel řeku Inn s minimální hloubkou mezi vrcholem tunelu a říčním dnem. Rovněž tak byla podtunelována dálnice A12 a stávající železniční trať. Pohon mechanizovaného štítu končil v kaverně, zatímco plášť štítu zůstal v tunelu. Ostatní části razicího stroje byly rozebrány a odvezeny již vybudovaným tunelem.

Extrémně heterogenní geologické formace dna dolního toku řeky Inn představovaly obzvláště komplikované stavební podmínky. Po geologické stránce lokalita zahrnovala naplavené písky, jíly, štěrky a balvany, kde hladina spodní vody začínala hned pod povrchem.

S ohledem na projektovaný profil tunelu bylo potřebné nasadit systém dvou nezávisle utěsněných vrstev, a to z provozně-technických důvodů, kde pomocí jedné utěsněné

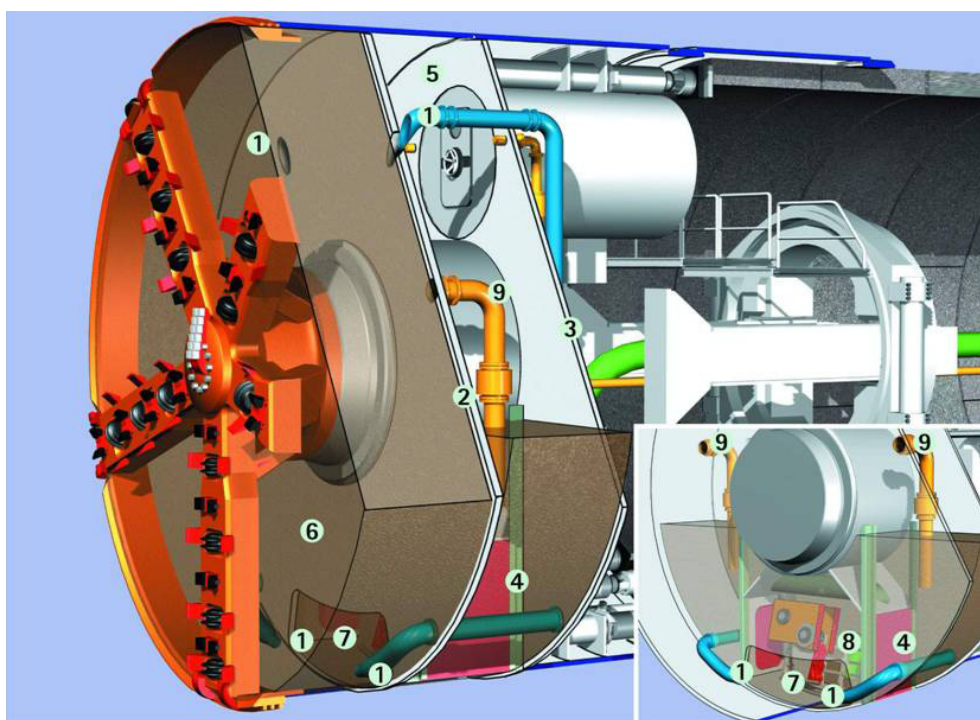
vrstvy se musel udržovat tlak. Jako standardní profil bylo proto zvolené zdvojené ostění ze segmentů o kruhovém příčném průřezu s dodatečnou protipožární ochranou betonem ukládaným na místě.

Razicí stroj byl projektován a vyroben podle předpokládaných geologických podmínek. Technologie Mix-štítu představuje nejvhodnější řešení pro zvládnutí převážně proměnlivých geologických podmínek při propustnosti 10-5 m/s ve štěrkových formacích.

Čelba tunelu byla stabilizována bentonitovou suspenzí, která sloužila nejen jako podpěrné médium, ale také transportní médium. V konvenční technologii Mix-štítu, která byla použita na úseku 3-4 (Münster-Wiesing) odděluje ponořená stěna pracovní komoru od uzávěru a umožňuje regulovat množství a tlak zajišťovací kapaliny v každé části zvlášť. Podstatnou výhodou pracovní komory rozdělené vzduchovým polštářem v zadní části komory pro regulaci zajišťovacího tlaku na čele tunelu je oddělení regulace zajišťovacího tlaku od celkového množství cirkulující suspenze v okruhu.

Technologie Mix-štítu pro úsek 8 (Jenbach) byla zvolena odlišně, a to s izolovanými segmenty dna. Tato patentem chráněná verze technologie Mix-štítu je určena zejména pro soudržné zeminy. Poprvé byla tato technologie použita v Německu na Mix-štítu o průměru 11,67 m na stavbě silničního tunelu Weser nedaleko Brém.

S izolovaným segmentem dna se funkce řízení zajišťovacího tlaku odděluje od dopravy zeminy. S ohledem na izolaci oblasti dna, se připravená bentonitová suspenze vstřikuje přímo do pracovní komory stroje. Bentonitová injekční směs cirkuluje k sací trysce přes izolované dno a přes pracovní komoru. Řízení tlaku na čele výrubu se již nadále neprovádí pomocí otvoru v ponořené stěně, jak je obvyklé, avšak pomocí dvou potrubí pro vyrovnávání tlaku (viz položku „9“ na obr. 3), která jsou umístěna mezi pracovní komorou a razicí komorou. Propojující potrubí zajišťuje, že řízení tlaku je stále zajišťováno vzduchovým polštářem a dodatečným zařízením pro tlakový vzduch.



Obr. 3 Řez mechanizovaným Mix-štítem

- | | | |
|--------------------|----------------------|-----------------------------------|
| 1 – trysky | 4 – uzavírací klapky | 7 – otvor v ponořené stěně |
| 2 – ponořená stěna | 5 – pracovní komora | 8 – potrubí s bentonitem |
| 3 – tlaková stěna | 6 – razicí komora | 9 – potrubí pro vyrovnávání tlaku |

Izolace prostoru dna u razicího stroje zajišťuje bezpečný a řízený odsun vytěženého materiálu dokonce i v soudržných a lepkavých zeminách. To zajišťuje co nejvyšší průměrnou rychlost ražby, bez ohledu na kvalitu zeminy.

Vytěžená zemina, která je smíchána se suspenzí, je čerpána pomocí potrubí pro bentonit do separační jednotky mimo tunel. Tam je pak vytěžená zemina oddělena od transportního média (bentonitové suspenze). Recyklace materiálu byla plánována v co nejvyšší míře a uložení nepoužitelného materiálu na skládku.

Kromě plánovaných odstávek, razicí stroj Mix-štít pracoval na ražbě dvojkolejného tunelu na trase Münster-Wiesing ve 24 hodinovém provozu, včetně víkendů a svátků.

Železniční tunel Hallandsas

V současné době se rozvíjí železniční propojení mezi Malmö a Göteborgem jako vysokorychlostní koridor na západním pobřeží Švédska. Až bude zprovozněna nová dvojkolejná trať pro vlaky o vysoké rychlosti, zkrátí se jízdní čas mezi těmito dvěma městy o dvě hodiny. Jedním z problémů, které v této trase vyvstávají, je překonání horského pásma Hallandsas jižně od Bastadu, na jehož realizaci byl nasazen přestavitelný razicí Mix-štít o průměru 10,6 m.

Investorem stavby byl Švédský ústřední úřad pro železnice (Banverket). Zakázku na realizaci stavby vyhrálo švédsko-francouzské konsorcium Skanska-Vinci. Převažující geologické podmínky v ose plánované trasy tunelu jsou z větší části představovány rulovými formacemi s amfibolitickými intruzemi. Zkouška v prostém tlaku ukázala, že hodnoty pevnosti u čerstvě odkryté horniny mohou dosahovat až 250 MPa; zkušební metodikou Cerchar byl stanoven koeficient abrazivity CAI ve většině případů nad hodnotu 4,5, přičemž některé hodnoty dosahovaly úrovně až do 5,9. Následkem toho byla hornina klasifikována jako mimořádně abrazivní. Tlak spodní vody v úrovni tunelu dosahoval úrovně 13 bar.

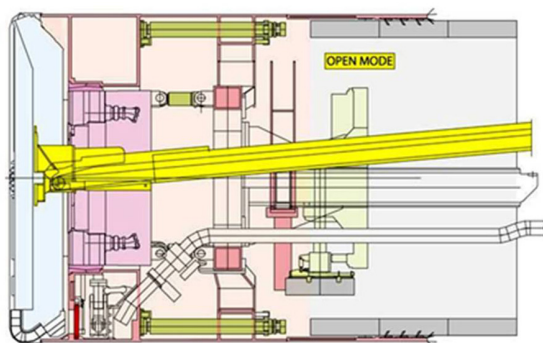
Největším problémem pro razicí štíty představují vysoké přítoky vody při současných přísných předpisech, které limitují přípustné objemy odváděné vody. Technologie byla proto přizpůsobena následujícím požadavkům:

- odstranění tvrdé a abrazivní horniny,
- odstranění zeminy či smíšené podmínky na čelbě,
- nebezpečí průniku velkých objemů vody po celé trase tunelu,
- více než 10 bar statického tlaku vody po větší části trasy tunelu,
- přísné (zákonem stanovené) podmínky pro ochranu přírody, které upravují množství přitékající vody,
- přísné podmínky pro ochranu přírody a schvalovací řízení pro použité materiály a technologické postupy.

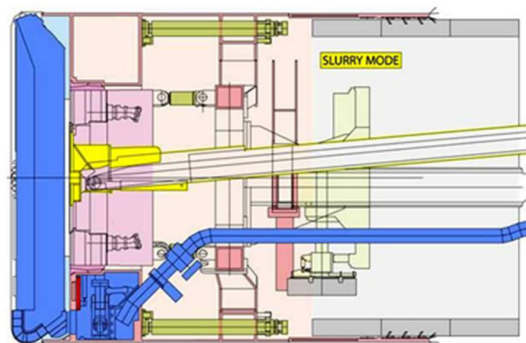
Tunelovací stroj byl zkonstruován tak, aby umožňoval práci jak v otevřeném, tak i uzavřeném razicím módu tak, aby bylo možné zvládnout práce při maximálních tlacích vody a ve složitém horninovém prostředí. Režim s kapalinovým zajištěním byl zvolen jako jediná možná varianta uzavřeného módu.

V lednu 2004 byla společnost Herrenknecht AG pověřena dodat tunelovací stroj podle shora uvedených požadavků. Při zohlednění skutečnosti, že ražba v uzavřeném razicím módu za vysokých tlaků v tvrdé hornině a v složitém horninovém prostředí na čelbě představuje prakticky nejobtížnější provozní režim vůbec, byla pro stabilizaci podloží zevnitř stroje přijata rozsáhlá opatření tak, aby bylo možné využít provozu v otevřeném razicím módu. Následující razicí módy jsou dostupné pro koncepci tohoto razicího stroje, včetně dvoj-módové technologie Mix-štítu pro skalní horniny (obr. 4 a 5):

- otevřený mód s odběrem suchého primárního materiálu (pásový dopravník tunelovacího stroje),
- otevřený mód (cyklický) s opatřeními určenými pro stabilizaci podloží (pokročilá injektáž),
- otevřený mód (cyklický) s opatřeními určenými pro stabilizaci podloží za uzavřených statických podmínek,
- uzavřený mód s hydraulickým (bentonitovým) dopravním systémem za sníženého tlaku na čelbě,
- uzavřený mód s plným tlakem na čelbě umožňují aktivní zajištění čelby.



Obr. 4 Otevřený mód s odběrem suchého primárního materiálu (pásový dopravník)



Obr. 5 Uzavřený mód s hydraulickým dopravním systémem

U tunelovacího stroje použitého pro stavbu Hallandsas existovala zásadní skutečnost, že stroj mohl být provozován s tlakem 13 bar a že jeho komory byly přístupné na principu saturačního potápění za podmínek vysokého tlaku. Tímto způsobem byl stroj kompletně konstruován pro ražbu v otevřeném módu ve skalní hornině, a to tunelovacím strojem s jednoduchým štítem, stejně tak jako pro ražbu v uzavřeném módu s bentonitovou suspenzí a aktivním zajištění čelby na maximální tlak v úrovni 13 bar (obr. 4, 5).

Historie projektu tunelu Hallandsas sahá nyní zpět nejméně o 16 let a představuje jeden z nejvyspělejších tunelových projektů, který je v současné době ve výstavbě. První tubus tunelu o délce 5,5 km byl vyražen a opatřen ostěním koncem dubna 2010. Základem pro úspěšnou realizaci této stavby bylo úzké a dobře definované partnerství a spolupráce mezi všemi zúčastněnými stranami - investorem, dodavatelem a výrobcem stroje.

Zkušenosti s tunelovacími stroji typu Mix-štíť při stavbě železničního tunelu Finnetunnel v Německu

Sedmikilometrový Finnetunnel v Německu je součástí severojižní železniční trati Berlín – Mnichov – Verona, na které bude nově postaven úsek o délce 123 km mezi Erfurtem a Halle/Lipskem a kde investorem stavby je Deutsche Bahn. Finnetunnel se sestává ze dvou paralelních jednokolejných tratí v tubusech tunelu ražených tunelovacím strojem. Tunelové tubusy jsou o vnitřním průměru 9,6 m a každý je o délce 6 822 m. Společný podnik Finne Tunnel Joint Venture zahrnuje společnosti Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co. KG a Porr Technobau und Umwelt GmbH. Zakázka byla udělena v prosinci 2006.

Společnému podniku byly dodány dva tunelovací stroje typu Mix-štíť o průměru 10,82 m, které byly provozovány částečně jako bentonitová štíty a částečně jako stroje pro ražbu ve skalní hornině. Tunelové ostění tvořilo jednoplášťové obložení ze segmentů.

Geologické podmínky v trase tunelu byly v prvních 1 500 metrech charakterizovány střídajícími se formacemi jílu, siltovců a pískovců. Ve zlomových pásmech byly tyto

formace zcela narušeny. Prvních 250 m geologického prostředí obsahovalo střední a spodní oddíl triasu. Zbývajících úsek tunelu bylo možné zvládnout v otevřeném módu vzhledem k relativně stabilním občasným vrstvám pískovce a jílu.

V prvních 1 500 metrech se předpokládaly rozsáhlé průniky spodní vody v kombinaci s narušenými geologickými podmínkami, takže pro první část tunelu byl navržen bentonitový režim, protože použití vrtaných studní pro odvod vody nebylo postačující. Ve staničení tunelu mezi 1 500 a 6 000 metry byla hladina spodní vody 60 m nad vrcholem tunelu, avšak systémem odvodnění pomocí vrtaných studní byla v této délce tunelu snížena. Ve zbývajících 900 m byla hladina spodní vody pod úroveň osy tunelu.



Obr. 6 Podélný geologický profil Finnetunelu

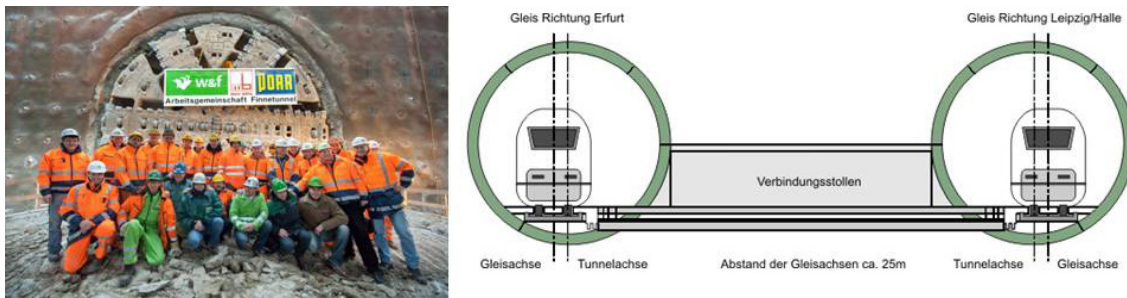
Na rozhraní tunelu v 1 500 metrech byly stroje převedeny z bentonitového módu do otevřeného módu.

Výhodou u tohoto projektu bylo, že zóny pro oba úseky tunelu byly raženy v bentonitovém módu následně po sobě, takže bylo možné zbudovat separační jednotku pouze pro jeden ze strojů, protože konstrukce strojů byla identická; současně bylo rovněž možné využít zkušenosti z první ražby při provozu druhého stroje. Další výhodou spočívala v identické konstrukci obou strojů a skutečnosti, že ražba v bentonitovém módu u obou strojů na sebe navazovala, takže díly speciálně určené pro bentonitový mód bylo možné použít u obou strojů – šlo např. o tlakové vzduchové uzávěry, čerpadla, drtiče na kámen a potrubí.

Stroj typu Mix-štít je projektován jako stroje s proměnnou konstrukcí, umožňující provoz jak v bentonitovém módu s hydraulickou dopravou rubaniny, tak i v otevřeném módu pro skalní horninu s dopravou rubaniny pomocí dopravníkového pásu. Řezné kolo bylo uzpůsobeno tak, aby zvládalo dopravu materiálu z čelby tunelu k sacímu potrubí v podmínkách zemin v bentonitovém módu a přitom jej bylo možné přizpůsobit i podmínkám provozu v otevřeném módu pro průběžnou dopravu materiálu pomocí otvoru pro odtěžení rubaniny a dopravníkového pásu.

Pro úsek ražby ve skalní hornině v otevřeném módu bylo řezné kolo přizpůsobeno podmínkám tak, aby mělo poněkud menší otevírací průměr. Jednotlivá velikost otvorů musí omezovat přípustnou zrnitost rubaniny či velikost balvanů, navíc byly namontovány tyčové rošty, které omezovaly příčný profil otvoru. Úpravy na štítu se sestávaly z demontáže dílů používaných v režimu provozu s bentonitem, jako je např. regulace stlačeného vzduchu, čerpadla a vzduchové uzávěry. V místě vzduchových uzávěrů byly namontovány vrtné soupravy a platformy pro postupy při výměně nástrojů. Pro zvládnutí procesu odtěžení rubaniny byl namontován kruhový otvor

a dopravníkový pás. S ohledem na zajištění, přestavba stroje do otevřeného módu se sestávala z demontáže bentonitového čerpadla, hydraulického agregátu drtiče kamenů a přemístění potrubí a armatur odsávače prachu a připojení na ventilační potrubí. Čas naplánovaný a využitý pro přestavbu stroje a zabudování všech jeho dílů do druhého tunelovacího stroje, aby mohl začít pracovat v bentonitovém režimu, představoval 18 dní. První stroj potom začal pracovat v otevřeném módu již po 10 dnech. První stroj ukončil svůj provoz dne 30. září 2009 po postupu, který trval pouze 17 měsíců. Při výkonu až 202 metrů za týden tak bylo možné dokončit tunel o šest měsíců před plánem. Proražení tunelu druhým strojem pak bylo slavnostně zakončeno 12. února 2010.

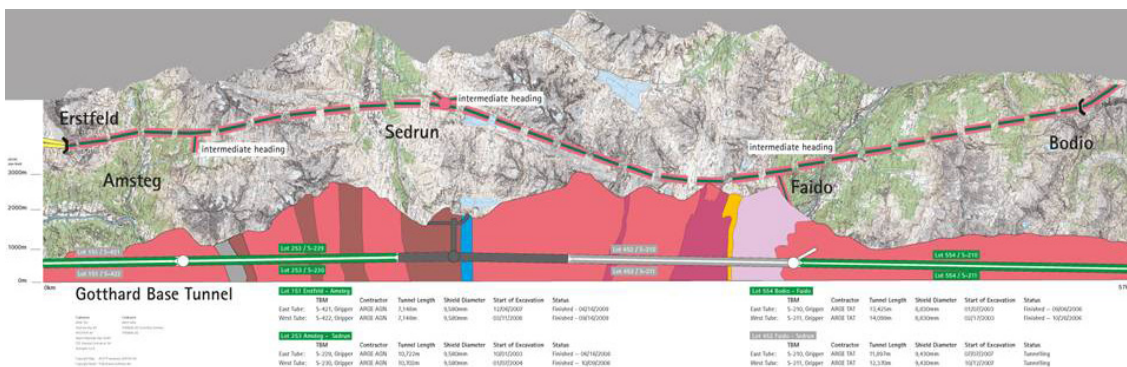


Obr. 7 Stroj typu Mix-štit o průměru 10,82 m pro Finnetunnel a příčný profil tunelu

Gotthardský základnový tunel – Nejdelší železniční tunel vedený náročným skalním masivem

V současné době je ve stavbě Gotthardský základnový tunel ve Švýcarsku, který se stane nejdelším tunelem se dvěma paralelními tunelovými tubusy, kde každý tubus má délku 57 km a vede jím jednokolejná trať. Všechny vyražené tunely, šachty a chodby měří dohromady 153,5 km.

Významnou výzvou nebyla jen délka ražby tohoto nového železničního tunelu o razicím průměru mezi 8,83 m až 9,58 m masivem švýcarských Alp, ale bylo rovněž nutnost čelit obzvláště náročným geologickým podmínkám v průběhu ražby jednotlivých úseků mechanizovanými tunelovacími stroji. Pro ražbu byly dodány celkem čtyři tunelovací razicí stroje typu Gripper TBM pro skalní horniny, které vyrazily celkem cca 87 km.



Obr. 8 Základnový Gotthardský tunel – celkový pohled na úsek aplikace tunelovacích strojů Gripper

Stavba základnového Gotthardského tunelu byla rozdělena do pěti samostatných zakázek - úseků, což umožnilo současný postup v pěti částech o odlišných délkách.

Nejsevernější část základnového Gotthardského tunelu, která se razila mechanizovaným způsobem, byl cca 8 km dlouhý úsek Erstfeld. Každý ze dvou tunelovacích strojů Gripper TBM, které byly předtím nasazeny v Amstegu, vyrazil a opatřil ostěním okolo 11 km ve dvou paralelních úsecích u Erstfeldu. Nejsevernějšími úseky byly Bodio a Faido. Koncem roku 2006 byly tyto dva nasazené TBM stroje použity na proražení úseku Bodio do víceúčelového staveniště u Faido a poté znovu obnovily v polovině

roku 2007 ražbu na úseku mezi Faido a Sedrunem, když byly předtím přestaveny na větší průměr (9,5 m) pro druhou ražbu. Fáze přestavby zahrnovala i vylepšení výstroje strojů, což bylo zejména výsledkem zkušeností získaných na předchozí 14 km dlouhé ražbě v úseku Bodio a při zohlednění nejnovějších poznatků týkajících se následujícího 12 km dlouhého úseku Faido. Úsek Faido byl rozvinut pomocí 2,7 km dlouhé přístupové chodby se sklonem až do 13 %. Po konstrukční a logistické stránce je chodba zdvojená s úsekem Bodio.

Druhá ražba tunelu vedla z Faido do Sedrunu, kde výška nadloží přesahovala výšku 1 500 m, a to ve zvláště narušených geologických podmínkách, které byly místně charakterizovány silně tlačivými horninami s velkou konvergencí v okolí ražby tunelovacího stroje a jeho návěsu, ke které docházelo vlivem vzájemné působení obou ražeb. Výsledkem byly vysoké výdaje na zajištění, snížené razicí výkony spolu s mimořádně velkým množstvím víceprací spojené s nutností dodržet termíny a celkové zvýšení nákladů.

Při stavbě základnového Gotthardského tunelu se uplatnily nové technologické postupy pro podmínky, které představovaly např. ražení průměrů větších než 8,8 m v tvrdé krystalické hornině, při nadloží o výšce cca 2 500 m, tlak horniny na čelo tunelovacího stroje vyšší než 60 tun/m², s konvergencí téměř 1 m v průměru v oblastech L1 a L2, masivní zajištění horniny v místě L1* s podpůrnými oblouky, systematické obvodové kotvení a až 5 m³ výztuže stříkaným betonem na 1 běžný metr délky v kombinaci s napínacími prvky. Navíc byly poprvé provedeny průzkumné vrty s protivýronovým zařízením. Kdykoli se poprvé otevírá ložisko (ropy či zemního plynu), je nutné zabránit částečnému úniku ropy či plynu za velmi vysokých tlaků použitím speciálního ochranného zařízení (tzv. „protivýronové zařízení“ – blowout preventer).



Obr. 9 Protivýronové zařízení (blowout preventer) na tunelovacím stroji – tlaková zkouška do 200 bar
Na Gotthardském tunelu byla tato zařízení nasazena s cílem odolat tlaku vody do 200 bar.
Tento tunel, který je se svými 57 km nejdelším tunelem na světě, bude uveden do provozu koncem roku 2017.

Závěry

Výše uvedené projekty poskytují přehled o nasazení tunelovacích strojů v rozmanitých geologických podmínkách. Příklady nasazení přestavitelného stroje typu Mix-štít při stavbě Finnetunnelu v Německu a u projektu Hallandsas ve Švédsku ukazují, že jde o poměrně univerzální typ tunelovacího stroje. Popisovaný typ stroje nabízí velké možnosti pro další inovace s ohledem na rozsah jeho možného nasazení v celé škále geologických a hydrogeologických podmínek. Zvládnutí mimořádně složitých podmínek při ražbě v zeminách i ve skalních horninách s proměnnými podmínkami na čelbě, vysokou pevností v tlaku a intenzivní abrazi, stejně jako průniky vody o vysokém tlaku si přímo vyžaduje úpravu konstrukce stroje na podmínky podpovrchových vrstev. Tunelovací stroje nasazené na shora zmiňovaných stavbách splňují požadavky kladené na technologii mechanizovaného tunelování a názorně dokumentují vysokou úroveň inovací dosažených do současné doby. Díky poznatkům získaným v průběhu tunelovacích prací, vyplynuly neocenitelné podněty pro budoucí projekty v oblasti stavby tunelů, včetně početných detailních vylepšení, představující průkopnická řešení z hlediska konstrukce, dalšího vývoje, výstavby i dosud připravovaných projektů ražby.

Literatura:

- [1] Herrenknecht, M.; Bächler, K.; Knabe, M.: Der Weg zum Gotthard, Entwicklung der Tunnelvortriebsmaschinen für die NEAT, Swiss Tunnel Congress, Luzern, 2010, Tagungsband SIA D0232, Band 9/2010, str. 94-104
- [2] Herrenknecht, M.; Bächler, K.: General Demand for Tunnelling Technology for the Construction of Infrastructure Systems Worldwide, WUTC Conference, 2010
- [3] Herrenknecht, M.; Bächler, K.; Burger, W.: Maschinentechnische Neuerungen bei Mixschild- und EPB Technik für zwei Großprojekte in Skandinavien, STUVA-Tagung Hamburg, 2009

Přípravná dokumentace Nemanice I – Ševětín, tunely Hosín a Chotýčany

Ing. Lenka Pikhartová, SUDOP PRAHA a.s.

Ing. Petr Lapiš, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Stavba Modernizace trati Nemanice I – Ševětín leží na transevropské trase E55, která na našem území tvoří součást IV. železničního koridoru Děčín st. hr. – Praha – České Budějovice - Horní Dvořiště st. hranice. Předmětný úsek leží severně od Českých Budějovic. Součástí traťového úseku jsou i tunely Hosín délky 3 120 m a Chotýčany délky 4 810 m. Zpracování přípravné dokumentace provázely doprovodné studie, jejichž předmětem bylo komplexně pojaté variantní technické řešení obou tunelových úseků, přičemž v celkovém posouzení bylo zohledněno i provádění 2 500 m dlouhého náspu tratě mezi oběma tunely. Vzhledem k délce tunelů hrály významnou roli i únikové cesty a požárně bezpečnostní řešení stavby. Příspěvek seznamuje s průběhem projekčních prací a s výsledky technicko-ekonomického porovnání variant.



Obr. 1 Transzitní koridory v ČR s umístěním Hosínského a Chotýčanského tunelu [1], [2]

Postup projekčních prací – průběh variantního řešení po etapách

Přípravná dokumentace navazuje na studii Modernizace trati Nemanice I – Ševětín, ve variantě C2, zpracovanou fy. IKP CE v 11/2007.

Součástí zadání bylo, pro počáteční fáze projekčních prací, zpracovat několik variantních řešení. Z nich byla posléze v rámci technicko-ekonomického posouzení vybrána jediná varianta pro závěrečné dopracování.

Jako základní byly navrženy dvě varianty:

- dvojice souběžných jednokolejných tunelů,
- dvoukolejné tunely.

Dále se pro porovnávaly varianta klasického šterkového lože nebo pevné jízdní dráhy, vliv zvýšení rychlosti ze 160 km/hod. na 200 km/hod. a u jednokolejných tunelů i varianta ražby pomocí TBM či NRTM.

Projekční práce na tunelových objektech probíhaly v následujících fázích:

1. etapa (30. 11. 2009)

- Probíhala spolupráce se zpracovateli kolejového řešení při návrhu trasování variant v tunelech, zejména směrové a výškové vedení tratí v příportálových úsecích.

2. etapa (31. 3. 2010)

- Byla navržena koncepce základního technického řešení celé stavby ve variantách, včetně bezpečnostního řešení tunelů.
- Byl předán koncept geologických průzkumů k projednání geotechnickému konzultantovi.
- V této fázi byla odevzdána dokumentace s porovnáním 1-kolejných a 2-kolejných tunelů včetně jejich variant únikových cest pomocí kubatur výrubů.

3. etapa (30. 6. 2010)

- Byl navržen koncept tunelových staveb (a přístupů k nim) včetně návrhu technicko-bezpečnostní dokumentace, koncepce umístění stavenišť a organizace výstavby.
- Byly odevzdány předběžné zprávy geotechnických průzkumů.
- V této fázi byla odevzdána dokumentace s porovnáním 1-kolejných a 2-kolejných tunelů včetně jejich vybraných variant únikových cest, která byla oceněna pomocí kumulovaných položek.

Tato část dokumentace byla následně podrobena oponentnímu posudku zpracovaného fy. ILF CE s.r.o. Dne 7. 9. 2010 bylo Odbornou komisí zadavatele SŽDC, s.o. Stavební správy Praha na základě technicko-ekonomického posouzení variant stanoveno, že bude následně sledována varianta s nejnižšími stavebními náklady.

4. etapa (30. 11. 2010)

- V obou případech tunelových staveb byla dále rozpracována varianta dvoukolejného tunelu raženého pomocí NRTM. Železniční spodek v celé trati je navržen pro rychlost 160 km/hod., stavební připravenost v tunelech umožňuje i výhledovou rychlost 200 km/hod. V tunelech je navrženo šterkové lože, přičemž v budoucnu není vyloučeno použití konstrukce pevné jízdní dráhy.
- Byly zpracovány návrhy dokumentace monitoringu tunelů. Jednotlivé stavební objekty byly oceněny.

V současné době probíhá připomínkový řízení ze strany objednatele k odevzdané dokumentaci.

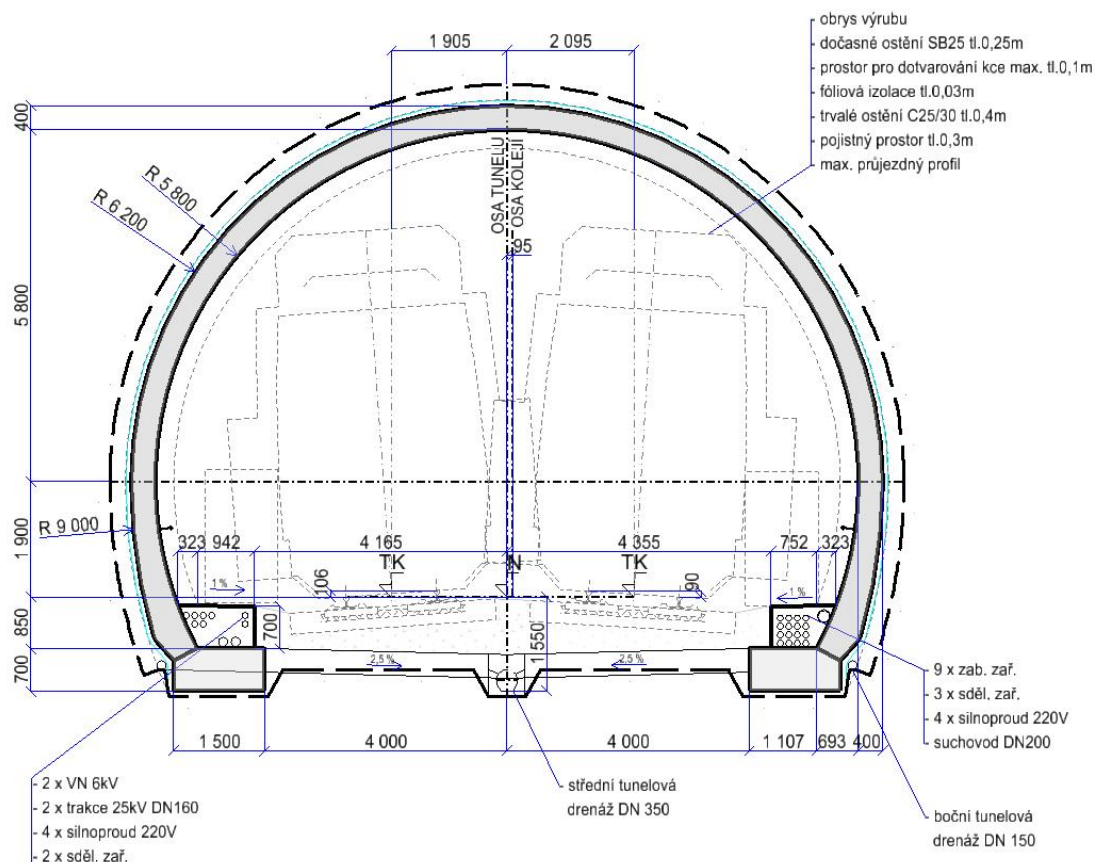
Koncovým smluvním termínem této zakázky je 30. 9. 2011.

Navrhované příčné profily

Návrh světlého profilu dvoukolejného tunelu je pro oba tunely stejný. Vyšel z nově platného vzorového listu SŽDC Světlý tunelový průřez jednokolejného tunelu (2010) a byl aplikován na 2-kolejný tunel.

Světlý tunelový průřez dvoukolejného tunelu z roku 2004 je upraven v souladu s rozhodnutím komise ze dne 20. prosince 2007 o technické specifikaci pro interoperabilitu subsystému „Bezpečnost v železničních tunelech“ v transevropském konvenčním a vysokorychlostním železničním systému (TSI SRT, 2008/163/ES). Jedná se o úpravu chodníků, zvětšení jejich minimální šířky z původních 500 mm na 750 mm, zmírnění sklonu povrchu z 3 % na 1 % a k snížení výškové polohy vůči TK. Tunelový profil byl

zvětšen z dříve standardního poloměru 5,7 m na 5,8 m. Tím došlo, po předběžném posouzení programem SEALTUN, ke splnění tlakového komfortu pro cestující i při rychlostech míjejících se vlaků 200 km/hod.



Obr. 2 Vzorový příčný řez tunelu s patkami

Tunelový průjezdný průřez vychází z ustanovení ČSN 73 7508 (kap. 6.3.4.1) při respektování osové vzdáleností kolejí 4 000 mm, plocha STP je 76,10 m². Definitivní obezdívka dvoukolejného tunelu je kruhového tvaru, s mírným náběhem v dolní části patky klenby, za kterou je umístěna PE trubka odvodňovacích drenáží. Vnitřní poloměr světlého tunelového profilu je 5,8 m, se středem umístěným 1,9 m nad TK. V dokumentaci je předloženo technické řešení 2 typů konstrukce: pro dobré geologické podmínky kruhová klenba založená na patkách a pro špatné podmínky uzavřený profil s protiklenbou. Tloušťky ostění se mění dle geologických podmínek po trase obou tunelů. Plocha výrubů se podle technologických tříd pohybuje od 105 do 120 m².

Odvodnění tunelů za provozu je uvažováno pomocí mezilehlé fóliové izolace a podélných tunelových drenáží (systém deštník). Uprostřed tunelu je umístěna centrální tunelová stoka s profilem DN 350 mm. Voda je odváděna gravitačně ve sklonu trasy tunelu. Pro čištění drenáží jsou navrženy po 60 m šachty. Předpokládáme standardní vybavení tunelů. Kabelovody jsou situovány pod chodníkem po obou stranách tunelu, tunel je vybaven osvětlením a madly. Na portálech jsou osazeny protidotykové zábrany. Nedílnou součástí vybavení je i suchovod, zajišťující v případě požáru dodávku vody pro vedení požárního zásahu. U obou portálů i u všech nadzemních objektů nad záchrannými šachtami budou vytvořeny nástupní plochy IZS o výměře min. 500 m² tak, aby na nich bylo možné otáčení vozidel IZS. K nástupním plochám bude zajištěn příjezd vozidel po nově zřízených komunikacích, které budou napojeny na stávající silniční síť.

Hosínský tunel

Z geologického hlediska prochází trasa převážně krystalickými proterozoickými horninami moldanubika (pararuly až migmatity a ortoruly). Na vjezdu zastihuje druhohorní horniny křídového stáří (písčité hlíny) a na výjezdu terciární uloženiny neogénního stáří (jílovité zeminy, diatomitové sedimenty i polohy mladého uhlí – lignitu). Zvodnělé polohy se očekávají zejména na vjezdu, dále na výjezdu a podél tektonických poruch.

Trasa tunelu Hosín se nachází pod plochou elevací východně až severovýchodně od obcí Hrdějovice a Hosín, v blízkém jihozápadním předpolí letiště Hosín. Nadmořská výška terénu pozvolna stoupá od místa jižního vjezdového portálu z hodnoty cca 400 m n. m. na nejvyšší kótu cca 499 m n. m. a poté se svažuje relativně prudším svahem k místu severního portálu s povrchem terénu na úrovni cca 420 m n. m. (výška nadloží nad TK 14 – 85 – 20 m). Povrch území je porostlý lesy či zemědělsky obhospodařován (pole, louky).

Celková délka dvoukolejného tunelu je 3 120 m. Ražený dvoukolejný tunel je 2 820 m dlouhý, dvojice únikových chodeb včetně 6 propojek má 2 825 m. Hloubený úsek je na jižním portálu 144 m a na severním 156 m dlouhý. Jižní hloubená část bude realizována v otevřené stavební jámě vysavováním dočasných stěn. Na severním portálu, jsou pro zabezpečení konstrukcí navrženy svislé kotvené podzemní stěny se zpevněním podloží pomocí tryskové injektáže.

Trasa železniční tratě v tomto úseku je vedena ve dvou protisměrných obloucích, levého s poloměrem 2 000 m a dále pravého s poloměrem 2 504 m v koleji č. 1 (převýšení 90 a 106 mm). Trasa ve směru staničení stoupá 1 110 m 4,6 ‰, dále

1 977 m 6,5 ‰ a v poslední části hloubeného tunelu v délce 33 m 10 ‰. Odsazení osy tunelu od osy kolejí je konstantní 95 mm vlevo. Tím je v celé délce tunelu zachován konstantní příčný profil tunelu se šířkami chodníků 940 mm vlevo a 750 mm vpravo. Toto uspořádání umožňuje převedení požadovaného počtu kabelů a potrubí.

Prověřovanými podvariantami úniku osob z tunelu zasaženého požárem nebo nehodou byly:

- souběžná záchranná štola spojená s tunelem krátkými spojovacími chodbami (vyústění u portálů),
- dvojice kratších souběžných záchranných štol s různými možnostmi přístupů (vstup od portálu, přístup boční štolou, přístup svislou šachtou a jejich vzájemné kombinace),

Spojovací chodby těchto štol byly uvažovány ve vzdálenostech do 500 m dle TSI, tj. v těchto případech celkem 6 chodeb po cca 450 m.

- záchranné cesty vedoucí na povrch území pomocí 3 vertikálních šachet (hloubek 29 a 2x80 m), tj. samostatných nouzových východů vedených ze shromažďovacích prostor napojených přímo na tunel.

Tato varianta byla vyhodnocená jako nevýhodná kvůli provoznímu hledisku, i když z hlediska ekonomického vyšla její realizace o něco levněji než předchozí možnosti. Toto řešení výrazně prodražuje údržba všech technologií (kontroly a revize evakuačních výtahů a technologie svislých šachet a jejich případné opravy, zajištění příjezdu v zimních měsících). Dochází k záborům dalších ploch u výstupu z každé šachty (přístupová komunikace, nástupní a záchranná plocha, pozemní objekt). Zabezpečení svislé evakuace při sebezáchraně cestujících a po schodišti je výrazně náročnější než v cca. vodorovných štolách.

Byla vybrána varianta záchranné cesty realizované pomocí dvojice paralelních únikových štol (severovýchodní a jihovýchodní).

Osa souběžné záchranné chodby je vzdálena od osy tunelu min. 25 m, aby došlo k vytvoření přirozeného horninového pilíře mezi oběma podzemními díly i v případě poruchových pásem. Záchranná chodba je rozdělena na 2 části, s délkami 1 344 m na jihu a 1 352 m na severu, které jsou spojeny s tunelem vždy 3 propojkami. Vzdálenost mezi 3. a 4. propojkou, které nejsou propojeny únikovou chodbou, je 453,5 m.

Podélné sklony chodby korespondují s podélným sklonem tunelu. Příčný průřez souběžné záchranné chodby umožňuje průjezd záchranného vozidla – sanitky (světlá šířka/výška je 2,25/2,25 m). Světlý tunelový průřez chodby je 7,5 m². Teoretický výrub záchranné chodby je cca 13,5 m². V polovině délky propojek jsou křížové rozrážky pro technologické místnosti. U 2. a 5. propojky jsou umístěny místnosti trafostanic. Veškeré profily, mimo trafostanice, s rozšířeným profilem 25 m², jsou identických rozměrů.

Při předpokladu ražeb štol v předstihu před ražbou velkého profilu tunelu budou moci být využity jako geologické průzkumné štolky a jižní část i jako odvodňovací štola.

Chotýčanský tunel

Trasa tunelu prochází metamorfovanými horninami moldanubika (jemnozrnnými až středně zrnitými pararulami místy lokálně zbřidličnatělé), hlubinnými vyvřelými horninami ševětínského granodioritu a při výjezdovém portálu mohou být v hloubené části tunelu zastíženy i svrchnokřídové (silně zvodnělé jílovitopísčité a písčitojílovité) sedimenty a horniny klikovského souvrství. V oblasti vjezdového portálu je možno očekávat sedimenty/poloskalní horniny mydlovarského souvrství (max. 3,0 m mocné písčité jíly až slabě stmelené písčité jílovce až jílovité pískovce).

Tunel Chotýčany se nachází pod plochým pánevním reliéfem s nevýraznými elevacemi východně od obce Dobřejovice. Prochází severně nad obcí Chotýčany a končí jihovýchodně od obce Vitín. Výška nadloží nad TK se pohybuje od 15 do 77 m. Povrch území je v současnosti zemědělsky využíván a na části území jsou lesní porosty a louky.

Dvoukolejný Chotýčanský tunel má celkovou délku 4 810 m. Na jižním portále je 60 m tunelu prováděno v otevřené svahované stavební jámě, na severním portále dosahuje podobným způsobem hloubený úsek délky 144 m. Dalších cca 130 m zabírá oblast tunelu v místě mimoúrovňového křížení se silnicí I/3 (budoucí dálnicí D3) a dále 12 m s trasou rovnoběžná železobetonová portálová křídla. Tyto úseky jsou rovněž zahrnuty do délky tunelu a byly posuzovány z hlediska délky záchranných cest. Celková délka hloubených tunelů činí 346 m. Ražená část tunelové trouby je dlouhá 4 464 m.

Trasa tunelu je v koleji č. 1 navržena ze dvou po sobě jdoucích pravosměrných oblouků o poloměrech 4 004 m (délka 1 450 m) a 16 004 m (délka 1 283 m), které spojuje přechodnice. Na ně navazuje přes přechodnici levosměrný oblouk o poloměru 4 000 m délky 812 m. V oblasti severního portálu tunelu přechází trasa přes přechodnici do dalšího levosměrného oblouku o poloměru 16 000 m délky 669 m. Výškově je trasa tunelu navržena v jednotném sklonu 7,611 ‰. Niveleta trasy stoupá od jižního portálu k severnímu. Převýšení kolejí je max. 40 mm. Odsazení osy koleje od osy tunelu není vzhledem k maximální hodnotě převýšení kolejí potřeba.

Variantně byly i u tohoto tunelu posuzovány únikové východy, neboť při délce tunelu téměř 5 km se nelze vyhnout výstavbě únikových šachet a štol, a ty mají nemalý vliv na celkovou cenu díla. Posuzovány byly následující varianty únikových cest:

- dvě paralelně ražené záchranné štolky se zaústěním propojek z dvoukolejného tunelu (UA),
- záchranné šachty s vyústěním na povrch území s napojením na krátké záchranné štolky (UB),

- paralelně ražená záchranná štola s vyústěním u portálu v místě vysokého nadloží a záchranné šachty v místě nižšího nadloží (UC).

Jako nejméně náročné z hlediska objemu výrubu se jeví varianty úniku UB a UC. Dále byl pro tyto dvě varianty proveden předběžný finanční propočet štol a šachet, ze kterého vzešel jako nejúspornější únik UB - samostatné záchranné šachty ústící na povrch území a to i přesto, že v případě hloubky šachet větší než 30 m budou muset být vybaveny dle PBR požárními výtahy.

Situování nouzových východů je navrženo v souladu s TSI SRT čl. 4.2.2.6.3 a jejich vzájemná vzdálenost nepřekračuje 1000 m, aby byla úniková vzdálenost menší než 500 m. Nouzové východy slouží k bezproblémové evakuaci před možným nebezpečím vzniklým v tunelu. V celé trase tunelu jsou navrženy celkem 4 nouzové východy, osa nouzového východu č. 1 je vzdálena 966 m od jižního portálu dvoukolejného tunelu, osy zbývajících nouzových východů (východy č. 2 až 4, čísluвано od jižního portálu) jsou umístěny vždy po 960 m. Všechny záchranné šachty vedoucí na povrch jsou vybaveny nadzemním objektem, ve kterém jsou umístěny technologické místnosti vzduchotechniky, příp. strojovny výtahů.

Doba výstavby

Pro délku výstavby je rozhodující doba realizace delšího Chotýčanského tunelu (3 roky). Ražba se předpokládá od obou portálů. Dalším z rozhodujících objektů stavby je až 10 m vysoký a cca 2,5 km dlouhý násyp mezi severním portálem tunelu Hosín a jižním portálem tunelu Chotýčany. Má celkový objem je cca 640 tis. m³ a na jeho výstavbu se použije více než polovina výrubů z obou tunelů. Toto řešení výrazně sníží četnost průjezdu nákladních vozidel obcemi.

Závěr

Návrh technického řešení dvoukolejných tunelů a jejich únikových cest vychází z konfigurace terénu, respektuje především geologické podmínky a dobu předpokládané výstavby. Bere v úvahu možnosti zásahu záchranných jednotek a činností provozovatele železniční přepravy v případě ohrožení cestujících nehodou nebo požárem včetně možností záchrany samotnými cestujícími. Vybrané varianty jsou nejen ekonomicky nejvýhodnější, ale i ekologicky nejpríjemnější.

Zdroje:

[1] www.szdc.cz

[2] www.4-koridor.cz

Votický tunel – první zkušenosti z výstavby

Ing. Eva Tatíčková, HOCHTIEF CZ a.s.

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

Hloubený dvoukolejný tunel Votický má v rámci České republiky hned několik primátů. S délkou 590 m je nejdelším hloubeným železničním tunelem, jehož ostění tvoří beton odolný proti průsakům. Originální je i konstrukce ostění tunelu rozpíraná ve spodní části o boky stavební jámy nebo způsob vyztužování ostění. Stavbu tunelu provázely od samého počátku geotechnické problémy, které si vyžádaly změnu způsobu zajištění stavební jámy. K odtěžování stavební jámy byla kromě trhacích prací použita i skalní fréza. Příspěvek popisuje úskalí, se kterými se musí projektant, zhotovitel i investor potýkat při změně geotechnických poměrů a s tím souvisejícího postupu výstavby.

Geotechnické podmínky – předpoklady a skutečnost

Klíčovým faktorem, který zásadně ovlivňuje výstavbu tunelu i volbu konstrukčního řešení, jsou geotechnické poměry v dané lokalitě. Nejinak tomu bylo při zpracování projektové dokumentace a následné realizaci stavby. Tunely na traťovém úseku Votice – Benešov u Prahy procházejí geomorfologickou soustavou označovanou jako Jihočeská vysočina. Území se nachází při jihovýchodním okraji středočeského plutonu v blízkosti výběžku moldanubika a je tvořeno zejména paleozoickými, hlubinnými a žilnými vyvělinami. Horniny jsou velmi variabilní a jsou charakteristické svou značnou petrografickou pestrostí. Převažujícími horninovými typy jsou drobnozrnné žilné granity a aplity a v části území porfyrické, středně zrnité, amfibol-biotitické žuly typu Čertova břemene a porfyrické, středně zrnité biotitické žuly s amfibolitem sedláčského typu. Lokálně se v trase tunelu vyskytují kontaktní metamorfity zastoupené cordieritickými rulami a migmatity různého stupně zvětrání. Avizované geotechnické podmínky v místě Votického tunelu byly v porovnání s tunely Olbramovický, nebo Tomický I. a II. velmi příznivé. Kromě zóny hlubšího dosahu zvětrání uprostřed tunelu a v oblasti výjezdového portálu měl tunel procházet navětralými granity s ortogonálním systémem subvertikálních, resp. subhorizontálních puklin. Ražený tunel nebyl v tomto úseku navržen pouze z důvodu nízkého nadloží, které se pohybuje do max. 9 m. V oblasti výjezdového portálu je tunel oproti původní úrovni terénu dokonce mírně přesypán. Geotechnický průzkum byl prováděn pomocí vrtů doplněných geofyzikálním průzkumem. Protože se metodami průzkumu jen obtížně stanovuje sklon a orientace puklin, bylo předpokládáno typické rozpukání charakteristické pro daný typ horniny.

Po zahájení prací na hloubení stavební jámy se však ukázalo, že se v některých údajích skutečně zastižené geotechnické podmínky odchylují od prognózy uvedené v projektu stavby a zadávací dokumentaci. Horniny jsou nepravidelně a všesměrně rozpukané. Směr a sklon jednotlivých diskontinuit se v masívu poměrně výrazně mění, což je zřejmě způsobeno horninotvornými procesy souvisejícími s intruzí plutonu podél komplexu moldanubika. Hornina je v prostoru hloubené jámy postižena různým stupněm zvětrání od zcela zvětralé horniny charakteru stmeleného písku až po vysoce pevnou téměř zdravou horninu. Kvalitní pevná hornina vystupuje v trase tunelu ve dvou elevacích v tunelovém metru (TM) 0-150 a TM 300-450. V ostatních částech trasy zasahuje zvětrání do značné hloubky, což má za následek výskyt horniny o nízké až velmi nízké pevnosti. Výjezd z tunelu v TM 460-590 je celý tvořen eluviálními granitickými zvětralinami. S postupujícím odtěžováním horniny směrem do hloubky dochází i v porušených úsecích k postupnému obnažování pevné navětralé až zdravé horniny. Na několika místech se ve stěnách stavební jámy objevují tělesa žilných (aplitických) žul, která jsou mnohdy provázena poměrně silnými přítoky vody.

Hlavní faktor ovlivňující stabilitu stěn stavební jámy je orientace zastoupených ploch nespojitosti. Díky blízkosti kontaktu s moldanubickými horninami je granit až nezvykle usměrněný a jeho vnitřní uspořádání limitují 3–4 systémy ploch nespojitosti. Spádnice nejčtenějších ploch svírají se spádníci svahu stavební jámy úhel $< 45^\circ$ a sklon se pohybuje v rozmezí $65\text{--}80^\circ$. Někdy lze dokonce označit dominantní systémy jako subparalelní se směrem stavební jámy. Tato nepříznivá a nepředpokládaná orientace dominantních ploch nespojitosti způsobovala v průběhu hloubení stavební jámy vznik nestabilních širokých a plochých klínů, které měly výraznou predispozici pro vyjetí do prostoru stavební jámy. Vzniklá situace vedla až ke změně způsobu zajištění stavební jámy.

Od zářezu k hloubenému tunelu

V průběhu projektování přípravné dokumentace došlo v úseku nynějšího tunelu k výškové úpravě trasy. Ve vazbě na navazující úseky bylo nutné niveletu zahлубit až o 1 m a tím vzrostla hloubka navrhovaného zářezu až na bezmála 20 m. Při této hloubce stavební jámy již vstupují do hry kromě investičních nákladů i otázky spojené s dlouhodobou stabilitou jejích svahů a nároky na údržbu tratě. Proto bylo provedené technicko ekonomické posouzení varianty vedené v otevřeném zářezu a varianty přesýpaného tunelu. Díky originálnímu technickému řešení, využívajícímu boky stavební jámy jako tuhou podpěru klenbové konstrukce ostění tunelu se podařilo nejen minimalizovat objem zemních prací, ale dosáhnout výrazného zeštíhlení tunelového ostění i snížení stupně vyztužení v porovnání s klasickou konstrukcí prováděnou ve svahované stavební jámě. Při návrhu technického řešení se vycházelo z prognózy geotechnických poměrů v trase tunelu. Vzhledem k očekávaným geotechnickým parametrům horninového masivu byly dočasné svahy stavební jámy navrženy ve sklonu 5:1 a 3:1. Poslední etáž stavební jámy výšky 4,5 m je navržena dokonce se svislými boky, aby o ni bylo možné rozepřít tunelové ostění. Pouze první táž stavební jámy situovaná do vrstev pokryvu je navržena ve sklonu 1:1. Její hloubka však zpravidla nepřesahuje 3 m. Vzhledem k reliéfu terénu a vedení trasy na úseku Votice – Benešov u Prahy nebylo možné dosáhnout vyrovnané hmotnice. Vedením trasy v 5 tunelech a četných zářezích vznikl značný přebytek výkopového materiálu, který bylo možné trvale deponovat až cca 100 km od dané lokality. Navržením hloubeného tunelu délky 590 m došlo k výraznému snížení objemu zemních prací. Hlavními důvody byly jednak strmější sklony dočasných svahů stavební jámy, jednak možnost uložení části výkopu do zpětných zásypů. Na základě technicko ekonomického porovnání bylo proto rozhodnuto sledovat v dalším stupni projektové dokumentace variantu hloubeného tunelu.

Vodonepropustné ostění bez izolační fólie

Zajištění vodonepropustnosti tunelového ostění je provázáno vždy určitými obavami. I když pomalu odeznívají ještě nedávno používané skeptické argumenty, že neexistuje tunel, který by netekl, je provádění hydroizolačních fólií velmi náročné na technologickou kázeň a preciznost provádění. V případě ražených tunelů hrozí nebezpečí poškození hydroizolační fólie při montáži výztuže definitivního ostění, u hloubených úseků tunelů je hlavním nepřítelem provádění zpětných zásypů. Proto se projektant rozhodl tento problém vyřešit jednoduchým způsobem a hydroizolační fólii v případě Votického tunelu vůbec nenavrhl. Vodonepropustnost ostění je zajištěna pomocí betonu ostění odolného proti průsakům. I tato technologie má svá úskalí, výhody však převládají. K nevýhodám patří vyšší nároky na návrh betonové směsi s nízkým vývinem hydratačního tepla, vyšší procento vyztužení, posuzování konstrukce na vznik trhlin, vlastní provádění i ošetřování betonu po odbednění i skutečnost, že spáry mezi bloky betonáže/tunelovými pásy jsou těsněny vnitřními těsnícími pásy. Za to získáme výhodu, která je z hlediska provozování a údržby tunelu zásadní. Tou nulové riziko

poškození hydroizolačního systému při provádění zpětných zásypů a efektivní možnost sanace případných průsaků. V případě použití hydroizolační fólie nemusí k průsaku ostěním dojít v místě porušení fólie. Následná těsnící injektáž je proto málo účinná a zpravidla vyžaduje utěsnění velkého úseku tunelu. V případě použití betonu odolného proti průsakům se sanuje místo skutečného oslabení konstrukce, kde k průsaku dochází. Tato technologie je ve větším měřítku používána spíše u zahraničních tunelů (např. podchod Dunaje ve Vídni trasou metra U2). U tunelů v ČR se tato technologie dosud používala jen u krátkých hloubených úseků tunelů (např. tunel Vepřek, Malá Huba, Hněvkovský I.). S délkou 590 m je Votický tunel nejdelším tunelem v ČR, kde bude vodonepropustné ostění použito.

Rozpírání tunelu o boky stavební jámy

Další raritou Votického tunelu je ojedinělý návrh konstrukčního řešení spolupůsobení ostění a horninového masivu, kdy je poslední etáž stavební jámy využita jako rubové bednění a zároveň rozpěra spodní části klenbové konstrukce ostění. Vzhledem k tomu, že je ostění navrženo z betonu odolného proti průsakům, je nutné dodržovat povolené odchylky od projektované tloušťky podle TKP 20 Železniční tunely. Jedná se o podmínku, kdy se tloušťka ostění může lišit od projektované hodnoty podle vztahu:

$$d_{\max} \leq d_{\text{proj}} + 0,30 \text{ m, resp. } 1,5 \times d_{\text{proj}} \text{ (m),}$$

přičemž rozhodující je menší z obou vypočtených hodnot (d_{proj} je projektovaná tloušťka ostění). Navržené opatření eliminuje náhlé změny tloušťky ostění, které by mohly vzhledem k nerovnoměrnému vývinu hydratačního tepla vést ke vzniku nežádoucích trhlin v ostění. Aby se zamezilo přenosu tangenciálního napětí mezi horninovým masivem a betonem ostění, je poslední etáž stavební jámy potažena separační fólií. Ta má pouze separační funkci a neplatí pro ni pravidla používaná pro hydroizolační fólii. Z hlediska provádění klade tento požadavek vysoké nároky na dodržení tvaru stavební jámy. V zadávací dokumentaci byla v této části stavební jámy navržena vyrovnávací vrstva ze stříkaného betonu. Při dosažení dna stavební jámy se ukázalo, že z důvodu popsaného rozpukání a systému porušení horninového masivu při odtěžování pomocí trhacích prací nelze ani při nástřiku vyrovnávací vrstvy stříkaného betonu požadovaný tvar dosáhnout. Proto se rozhodl zhotovitel použít speciální posuvné bednění délky shodné s délkou bednění bloků betonáže ostění. Vybetonované klíny z prostého betonu umožňují optimálně dodržet projektovaný tvar ostění a snižují spotřebu konstrukčního betonu ostění. Zároveň stabilizují poslední lavici stavební jámy, která je určena pro pojezd rubového pojízdného bednění ostění tunelu.

Změna způsobu zajištění svahů stavební jámy

Při prohlubování stavební jámy v úsecích, kde se eluviální vrstvy prakticky nevyskytovaly a horninový masiv zasahoval až k povrchu území, docházelo díky orientaci ploch nespojitosti vzhledem ke sklonu svahů stavební jámy k vypadávání bloků horniny ve tvaru klínů. Fragmentace horniny se pohybovala v závislosti na směru diskontinuit od malých bloků, až po bloky v řádu metrů. Vzniklá situace vedla kromě vytváření „nadvýrubů“ k nežádoucímu zvětšování objemu zemních prací a zejména k ohrožení bezpečnosti práce. Geolog projektanta realizační dokumentace provedl na obnažených plochách stavební jámy orientační měření sklonu a orientace ploch nespojitosti horninového masivu. Výsledky měření ukázaly, že masiv je rozpukán v mnoha rovinách a směrech, přičemž lze říci, že na západních svazích jámy dochází po těchto plochách k vyjíždění masivu směrem do stavební jámy, zatímco na východním svahu jámy pukliny zapadají do svahu. Obě situace byly z hlediska stability svahu nebezpečné. Na západním svahu docházelo vyjížděním klínových bloků k šíření lokálních povrchových nestabilit hlouběji do masivu. Navíc bylo možné očekávat s ohledem na orientaci ploch nespojitosti při prohlubování stavební jámy přerušování průběžných odlučných ploch

a další zvýšení nestability boku jámy. Na východním svahu při zapadávání vrstev docházelo k porušení masivu podél ploch přibližně kolmých na zapadající plochy a vytváření převisů, které bylo nutno v rámci zajištění bezpečnosti strhnout. Tím opět docházelo ke zvětšování objemu vytěženého materiálu a odchýlení se od projektovaného tvaru jámy. Proto byly práce v dubnu 2010 zastaveny a projektant vypracoval dvě varianty řešení vzniklé situace, které byly posouzeny z hlediska provádění a z hlediska výše investičních nákladů i možných komplikací při údržbě za provozu. Cílem obou variant bylo zajištění požadované stability svahu, a to jak s ohledem na rozpad povrchových vrstev masivu, tak s ohledem na vznik možných hlubokých „smykových ploch“.

První varianta vycházela z přesvahování stavební jámy na mírnější sklon. Po vyhodnocení strukturní analýzy horninového masivu byl sklon svahů navržen 50°. I v tomto případě však zůstaly svahy poslední etáže stavební jámy svislé, neboť provedení tunelu klasickým způsobem bez rozepření by znamenalo rozšíření stavební jámy o další cca 3 m a zesílení ostění tunelu, což by variantu ekonomicky zcela vyřadilo ze hry. Proti rozpadu přípovrchové vrstvy horninového masivu byly svahy stabilizovány krátkými tyčovými kotvami délky 3 m. Zásadní nevýhodou této varianty bylo enormní navýšení objemu zemních prací (výkopů i zpětných zásypů).

Druhá varianta ponechávala původní tvar stavení jámy podle zadávací dokumentace a zvýšení stupně stability dosahovala prodloužením kotev na 6 m až 10 m. Plošné zajištění povrchové vrstvy horninového masivu zajišťovaly vysokopevnostní sítě schopné zachytit po přikotvení i větší bloky horniny. Největším úskalím této varianty bylo stanovení prognózy porušení horninového masivu podél diskontinuit. Proto byl návrh postaven na základě četných měření sklonu a orientace puklin a vypracování strukturní analýzy horninového masivu. Jako kritický z hlediska zajištění stability skalního svahu byl vypočten sklon diskontinuity 50°. Pod touto hodnotou již nelze zajistit stabilitu pomocí tyčových kotev délky 6 m a je nutno použít předpínané kotvy délky min. 10 m s kořenem délky 4 m.

Na základě technicko ekonomického posouzení variant byla pro další sledování vybrána druhá varianta s tím, že navrhovaný způsob zajištění stavební jámy bude nejprve in situ vyzkoušen na pokusném úseku jámy délky 30 m. Pokusný úsek byl vybrán kompetentními zástupci stran zúčastněných při výstavbě jako charakteristický pro geotechnické podmínky očekávané v dalších úsecích stavební jámy.

Pro kotvení skalních svahů byly navrženy celozávitové kotevní tyče o průměru 32 mm a délky 6 m s továrně vyrobeným závitem v celé délce kotvy. To umožnilo dotažení hlavy kotvy momentovým klíčem i po případném vypadnutí části horniny pod hlavou kotvy. Rychlá aktivace kotvy se ukázala jako zásadní prvek povrchové stabilizace horninových bloků. V případě použití standardních kotev se závitem pouze na konci kotevní tyče nebylo možné hlavu kotvy aktivovat a v řádu dnů došlo k postupnému rozevírání diskontinuit a uvolnění bloku horniny. Na základě negativních zkušeností navrhl projektant v pokusném úseku jiný způsob kotvení. Celozávitové tyče délky 6 m byly osazovány do zálivky EKOMENT RT v délce 5 m. Poslední metr kotvy byl ponechán volný, aby bylo možné kotvu aktivovat momentovým klíčem na hodnotu předpětí 50 kN. Vnesená normálová síla zvýšila tření na puklině a zamezila vypadnutí klínu horniny. Tento systém kotvení se v praxi osvědčil a minimalizoval výrazným způsobem vypadávání klínů horniny. Další změnou oproti původnímu návrhu byla receptura zálivky kotev. Původní cementová zálivka umožňovala předepnutí až po čase v řádu dnů. Do té doby však již došlo k zásadnímu rozvolnění horniny po predisponovaných plochách a rozpadu povrchové vrstvy horniny až na hloubku přes 1 m. Abychom tomuto způsobu porušení zabránili, byla pro zálivku použita směs EKOMENT RT umožňující aktivaci kotvy po 24 až 30 hodinách. Systémové kotvení byl v projektové dokumentaci navržen v ortogonálním rastru 2,5 m x 2,5 m se šachovnicovým

uspořádáním, takže vzájemná vzdálenost kotev nepřesahovala 1,25 m. V porovnání s původním způsobem kotvení došlo k vypadnutí bloku jen v několika případech a uvolněnou část horniny okamžitě zachytila vysokopevnostní síť, přičemž byly použity jednak HEA panely, jednak panely PANROPE CLIP-S.

Velmi diskutovaným tématem bylo rozpojování horniny a vliv trhacích prací na porušení horninového masivu a přesnost dodržení projektovaného tvaru stavební jámy. Zpočátku prováděné trhací práce vedly k silnému rozpukání svahů stavební jámy a podpořily rozpad po přirozených, tektonicky podmíněných diskontinuitách. Seismické účinky trhacích prací jsou pravděpodobně jedním z negativních faktorů, který urychlil rozpad povrchových vrstev horniny. V průběhu času zhotovitel upravoval vrtná schémata a časování roznětu tak, aby se tyto účinky minimalizovaly. V souvislosti s minimalizací seismických účinků a zejména minimalizace nadvýrubů byla nasazena skalní fréza Vermeer T1255 s motorem Caterpillar o výkonu 447 kW. Vzhledem k pevnosti a abrazivitě granodioritů ji bylo možné použít pouze ve vyšších partiích stavební jámy. I tam však vykonala neocenitelné služby v oblasti vjezdového portálu v místě, kde trasu tunelu křížuje vedení vysokého napětí. Vzhledem ke složitým majetko-právním vztahům se nepodařilo v požadovaném čase zařídit přeložku vedení a bez nasazení frézy by se práce v této oblasti musely přerušit. Důvodem je situování sloupu vysokého napětí přímo na hraně stavební jámy. Pomocí frézy došlo k odtěžení cca 5 m horniny a po zahloubení na tuto úroveň je již možno pod vedením použít pro rozpojování trhací práce.

Tunelové drenáže, výztuž a betonáž definitivního ostění

Po překonání problémů se zajištěním stability stavební jámy se mohly konečně rozjet stavební práce na provádění drenážního systému, výztužování a betonáži definitivního ostění. I když se jedná o hloubený tunel, jsou při provádění použity některé prvky známé spíše z provádění definitivního ostění ražených úseků tunelů. Jedním z nich je provádění systému bočních tunelových drenáží. Vzhledem k rozepření boků tunelu o stěnu stavební jámy bylo nutné před betonáží patek a klenby ostění provést osazení bočních tunelových drenáží. Protože jejich obsyp zároveň tvořil rubové bednění tunelové patky, bylo nutné místo šterku použít mezerovitý beton. Protože na rozdíl od ražených úseků tunelů je v hloubeném tunelu propojena výztuž patky s výztuží klenby, bylo nutné drenáže osazovat před betonáží patek. Vybetonováním patek vznikla pojezdová plocha pro masivní bednicí vůz umožňující betonáž bloků délky 10 m. Vzhledem k absenci hydroizolační fólie jsou spáry mezi bloky betonáže těsněny pomocí vnitřních těsnících pásů šířky 320 mm. Na kvalitě jejich provedení a na kvalitě betonu závisí vodonepropustnost ostění a s ní spojená životnost tunelu. Při délce 590 m lze totiž očekávat promrzání v celé délce konstrukce a případné průsaky by mohly způsobit poškození konstrukce.

Z hlediska harmonogramu výstavby hraje u hloubeného tunelu zásadní roli i betonáž ostění. Na rozdíl od raženého tunelu, kdy k odbednění klenby dochází po 14 až 18 hodinách, je v případě hloubeného tunelu tato doba prodloužena na 48 až 60 hodin. Montáž výztuže probíhá zpravidla na plášti bednicího vozu, což pracovní cyklus dále prodlužuje. U krátkých úseků hloubených tunelů nehraje tato skutečnost tak významnou roli, u 59 bloků betonáže Votického tunelu se již jedná o prodloužení doby výstavby až v řádu měsíců. Na návrh projektanta je proto výztuž tunelu navržena jako samonosná, což zcela eliminuje blokování bednění pro montáž výztuže. Formu je možno přesunout a betonáž zahájit ihned po správném geometrickém ustavení. Vodonepropustné ostění vyžaduje použití betonové směsi s nízkým vývinem hydratačního tepla a kvalitního tuhého bednění s možností vibrování. Vnitřní bednění tvoří pojízdný ocelový most na jehož plášti jsou osazeny příložené vibrátory. Vnitřní vibrátory lze do směsi nasadit okny pro betonáž v plášti bednicího vozu. Vnější bednění tvoří rovněž pojízdná ocelová

konstrukce s pojezdem na první lavici nade dnem stavební jámy. Navržené technické řešení umožňuje proudová postup výstavby kde za těžením a zajišťováním svahů stavební jámy, následuje betonáž podkladních betonů, osazování drenáží, betonáž patek, montáž výztuže a betonáž klenby tunelu. Následovat bude betonáž kabelovodů, chodníků a vnitřního vybavení tunelu.

Závěr

Výstavba Votického tunelu byla zahájena koncem roku 2009. Provádění hloubených tunelů bylo dlouhou dobu považováno v porovnání s raženými úseky tunelů za něco méněcenného a rutinního. Příklad Votického tunelu ukazuje, jak v případě dlouhého hloubeného tunelu může změna geotechnických podmínek výstavbu zkomplikovat jak technicky, tak časově a ekonomicky. Hledání nového technického řešení pak probíhá při výstavbě za obrovského tlaku na obnovení dočasně zastavené, nebo omezené stavby. Zcela ojedinělá byla možnost ověření nového způsobu zajištění stability skálních svahů na pokusném úseku délky 30 m, která se podařila pouze díky osvětlenému přístupu a na návrh zástupce SŽDC. Díky tomuto přístupu bylo možné vyzkoušet všechny případné prvky zajištění stability jámy v reálných podmínkách stavby a zkušenosti aplikovat při zpracování prováděcího projektu. Použitím atypických projekčních návrhů a stavebních postupů lze docílit optimalizace dimenzí konstrukce i získat čas ztracený komplikací s geotechnickými podmínkami. Při dimenzování ostění byly použity výpočty s využitím nelineárního modelu betonu, které umožnily dosáhnout i u hloubeného tunelu úspor výztuže.

Do konce roku 2010 bylo z celkové délky 590 m vytěženo a zajištěno do úrovně základové spáry 355 m stavební jámy, podkladní betony pod patky jsou připraveny v délce 220 m, opěrné klíny v poslední etáži stavební jámy jsou vybetonovány v délce 190 m. Drenáže jsou položeny a základové patky vybetonovány v délce 180 m. Na základových patkách je smontována výztuž v délce cca 3 bloků a betonáž celého ostění tunelu je provedena v délce 100 m. Investorem stavby je SŽDC Stavební správa Praha. Tunel staví firma HOCHTIEF CZ na základě realizační dokumentace zpracované firmou IKP Consulting Engineers.



Obr. 1 Výztuž ostění Votického tunelu – vzadu portál Olbramovického tunelu

Ražené tunely Olbramovický a Tomický I na trati Votice – Benešov u Prahy

Ing. Jakub Němeček, Subterra a.s.

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

Součástí Modernizace trati Votice – Benešov u Prahy je celkem 5 tunelů. Kromě hloubeného tunelu Votický projektuje firma IKP Consulting Engineers i realizační dokumentaci tunelů Olbramovický a Tomický I. Oba tunely se z hlediska technologie provádění dělají na úseky hloubené a úseky ražené pomocí NRTM. Příspěvek informuje o zkušenostech z výstavby, porovnává prognózu a skutečnost z hlediska geotechnických podmínek a nasazení technologických tříd výrubu, dimenzování definitivního ostění a obecně významu geomonitoringu na optimalizaci technického řešení při výstavbě. Oba tunely jsou raženy s nízkým nadložím v tektonicky silně porušeném masivu. Přesto umožnily výsledky geomonitoringu u Olbramovického tunelu použít na části raženého úseku nevyztužené definitivní ostění.

Olbramovický tunel – základní informace

Olbramovický tunel leží na trati mezi tunely Zahradnickým a Votickým, přičemž od Votického tunelu jej dělí pouze zářez tratě délky cca 100 m. Celková délka hloubených tunelů dosahuje 120 m, ražený úsek tunelu má délku 360 m. Ražba probíhá Novou rakouskou tunelovací metodou NRTM a pro ražený úsek délky pouhých 360 m je navrženo celkem 5 technologických tříd výrubu označovaných římskými číslicemi II. až VI. Do nejlepších geotechnických podmínek je určena třída výrubu II., do nejhorších pak třída výrubu VI. se spodní klenbou. Pro tak krátký úsek nadstandardní počet technologických tříd výrubu má za účel možnost optimálního nasazení prvků zajištění stability výrubu (tloušťka stříkaného betonu primárního ostění, počet výztužných sítí, délka, typ a počet kotev, počet jehel, délka záběru apod.) podle skutečně zastižených geotechnických podmínek. Zvláštní technické kvalitativní podmínky a způsob ocenění jednotlivých prvků navíc umožňují upravovat tyto prvky i v rámci technologické třídy výrubu, takže investor i zhotovitel mají možnost nasadit jen takový způsob zajištění, který odpovídá potřebám pro dosažení bezpečného postupu ražby a zároveň ekonomicky nutnému minimu investičních nákladů s ohledem na chování horninového masivu při ražbě. Tunel o podélném sklonu 10,5 ‰ leží ve směrovém oblouku o poloměru 1 200 m a je navržen pro rychlost 160 km/hod. Tvar příčného řezu tunelu odpovídá vzorovému listu dvoukolejného tunelu s tím, že pro převýšení 122 mm bylo nutné odsunout osu tunelu od osy kolejí o 200 mm.

Geotechnické poměry Olbramovického tunelu – prognóza a skutečnost

Geotechnické poměry se podél trasy tunelu mění, a to jednak s ohledem na výšku nadloží, jednak s ohledem na kvalitu horninového masivu. Výška nadloží nepřesahuje 27 m. Z hlediska kvality horninového masivu byla v oblasti vjezdového portálu očekávána hluboká zvětralá zóna rul, která byla průzkumem avizována až do oblasti počvy tunelu. Z toho důvodu byl celý hloubený úsek navržen se spodní klenbou a i první 4 bloky betonáže raženého tunelu byly navrženy v technologické třídě výrubu VI. se spodní klenbou. V oblasti výjezdového portálu měla zvětralá zóna zasahovat do kaloty tunelu a kromě rul byla přímo na rozhraní hloubené a ražené části tunelu očekávána poloha granitu. Střídání poloh granitu, biotitických rul a grafitických břidlic o různém stupni zvětrání i tektonického porušení bylo charakteristické pro celou ražbu tunelu. Stavbu zahájilo 1. 11. 2009 hloubení stavební jámy výjezdového portálu. Svahy stavební jámy zajišťují pouze tyčové kotvy délky 4 m a 6 m prováděné do cementové zálivky.



Obr. 1 Svahovaná stavení jáma Olbramovického tunelu – výjezdový portál

Zemní práce probíhaly bez problémů a po zajištění navrženém v projektové dokumentaci byly svahy jámy stabilní, i když v zóně zvětrání zasahovala do větší hloubky a poloha granitu nebyla při hloubení, ani po zahájení ražby zastížena. V dolních partiích stavební jámy a na portálovém svahu je proveden kromě kotvení i stabilizační nástřik stříkaného betonu se sítí KARI. Součástí stavební jámy je i zárodek kaloty. Jedná se o konstrukci provedenou z výztužných rámu, sítí a stříkaného betonu, která je pevně založena na železobetonových patkách. Tvarově odpovídá primárnímu ostění v navazujícím raženém úseku. Její úlohou je stabilizovat portálový svah a chránit osádku před případným pádem předmětů z portálového svahu do jámy. Dále tvoří rubové bednění bloku betonáže, který z ražené části tunelu částečně zasahuje do stavební jámy. V neposlední řadě tvoří podporu deštníku z jehel z betonářské oceli Ø32 mm délky 6 m, které zajišťují přístropí tunelu při zahájení ražby.



Obr. 2 Výjezdový portál Olbramovického tunelu – hornina se úlomkovitě rozpadá, čelba je stabilní



Obr. 3 Vjezdový portál Olbramovického tunelu se zcela zvětralým eluviem a minimálním nadložím

Firma IKP Consulting Engineers není příznivcem zahájení ražby pod mikropilotovým deštníkem, neboť tuto technologii považuje za příliš finančně i časově náročnou. Výsledný efekt zpravidla neodpovídá z hlediska provádění očekávanému přínosu. Nepřesné vrtání mikropilot na delší vzdálenosti vede buď k nadvýrubům, nebo ke komplikacím

při odřezávání mikropilot, pokud zasahují do profilu tunelu. Při délce záběru při zahájení ražby do 1 m zpravidla dostatečně stabilizují obvod výrubu ocelové jehly. Stabilitu čelby je pak možné zajistit čelbovým klínem a případně lokálním kotvením pomocí celozávitových tyčí osazovaných do cementové zálivky.

Ražba tunelu byla zahájena 10. 12. 2009 od výjezdového portálu ve třídě výrubu V., která odpovídala projektem definovaným předpokladům. Výrub stabilizovalo systémové kotvení z kotev SN v počtu 7/8 ks (šachovnicově) délky 4 m. Primární ostění tloušťky 250 mm vyztužovaly příhradové rámy a ocelové sítě KARI Q188 při obou povrchích ostění. Stabilitu přístropí zajišťovaly ocelové jehly. Ražbu provázela měření geotechnického monitoringu, který na stavbě zajišťuje firma ARCADIS. Ta provádí i geotechnický dozor investora a zatřídování horninového masivu do technologických tříd výrubu. I když ražba probíhala pouze strojním rozpojováním bez použití trhacích prací a horninový masiv byl tektonicky porušen, celková stability výrubu byla dobrá. Při ploše výrubu kaloty 60 m² se deformace výrubu pohybovaly do 10 mm, výjimečně dosáhly 15 mm. Projektem stanovená hodnota varovného stavu 50 mm pro třídu výrubu V. nebyla při ražbě nikdy dosažena, stejně jako varovné stavy definované pro ostatní třídy výrubu. Po cca 15 m od výjezdového portálu měla podle projektu přejít technologická třída výrubu V. ve třídu výrubu IV. Tím mělo dojít ke snížení tloušťky primárního ostění na 200 mm, zmenšení počtu kotev a prodloužení délky záběru na 1,5 m. Zástupci geotechnického dozoru však vyhodnotili podmínky pro změnu třídy výrubu jako nepříznivé a ražba pokračovala v třídě výrubu V. celkem 85 m od výjezdového portálu. To už se čelba nacházela v místech, kde měla ražba podle projektu probíhat ve třídě výrubu II. s tloušťkou ostění pouze 150 mm, lehkými vyztužnými rámy, pouze jednou sítí Q188 a jen 3 ks hydraulicky upínatelných kotev délky 3 m na 1 běžný metr tunelu. Tím došlo oproti předpokladům projektu ke značným disproporcím. Zhotovitel prováděl v tomto úseku cca 2 až 3 záběry za 24 hodin, čemuž odpovídala rychlost ražby kaloty max. 3 m/den. I když byla následně ražba překlasifikována do třídy výrubu IV. a III., prognózovaná třídy výrubu II. nebyla po celou dobu ražby použita. Za ražbou kaloty následovala ražba jádra a dobírání dna, přičemž maximální vzdálenost čelb dílčích výrubů určovala projektová dokumentace a potvrzoval geotechnik stavby podle skutečně zastižených podmínek.



Obr. 4 Primární ostění Olbramovického tunelu, členění výrubu, vlevo rampa do kaloty

Jak se ražba blížila k vjezdovému portálu, začaly se zhoršovat geotechnické poměry, což bylo v souladu s očekávaným vývojem. Za takových podmínek nebylo vhodné provádět prorážku do stavební jámy vjezdového portálu. V takovém případě je mnohem bezpečnější provádět prorážku v hoře v dostatečné vzdálenosti od portálu. V případě Olbramovického tunelu byla po dohodě projektanta a zhotovitele dne 23. 4. 2010 ukončena ražba 47 m od vjezdového portálu, čelba byla zajištěna kotvami a stříkaným

betonem a mechanismy byly přesunuty k vjezdovému portálu. O den později 23. 4. 2010 zahájila noční směna protiražbu od vjezdového portálu. Již při hloubení stavební jámy se potvrdily obavy z hloubky zvětrání horninového masivu v oblasti vjezdového portálu. Eluvium v úrovni dna kaloty bylo téměř možné rozpojovat rukou a zhotovitel si vymohl do realizační dokumentace doplnit alternativní zajištění portálu a zahájení ražby mikropilotovým deštníkem. Nakonec však nebyl opět použit a obrys přístropí zajišťoval opět jen deštník z betonářské oceli Ø32 mm délky 6 m, tentokrát navrtaný ve dvou řadách nad sebou. Raziči firmy Subterra přistupovali k zahájení ražby velmi zodpovědně a s odpovídajícím respektem. Výrub kaloty o ploše 60 m² s nadložím 5 m až 8 m však probíhal bez problémů a nadvýrubů a záhy zhotovitel zjistil, že se nejedná o nic nebezpečného a že jehly poskytují dostatečnou bezpečnost pro ražbu i staveništní komunikaci v nadloží. Po dobu ražby pod komunikací byl však na ni přerušen provoz. Vzhledem k hloubce zvětrání byla na rozdíl od výjezdového portálu nasazena technologická třída výrubu VI. se spodní klenbou. Rozsah úseku se spodní klenbou určoval na základě skutečně zastížených podmínek geotechnik stavby s tím, že s ohledem na betonáž definitivního ostění musela délka úseku odpovídat násobkům délky bloku betonáže tj. 12 m. V tomto případě se skutečná délka úseku ve třídě výrubu VI. shodovala s prognózou určenou v zadávací dokumentaci.

Hydroizolace, drenáže a definitivní ostění tunelu

Již při dotěžování jádra probíhalo od výjezdového portálu dočišťování počvy tunelu a betonáž podkladních betonů pod patky definitivního ostění. Betonáž definitivního ostění byla zahájena na hloubeném úseku tunelu. Na rozdíl od raženého úseku je výztuž ostění patek a klenby tunelu v tomto případě propojena. Minimální tloušťka ostění v klenbě je 600 mm a směrem k opěří tunelu se zvětšuje až na více než 1 m. Vnitřní líc tunelu je v hloubeném i raženém úseku stejný, a proto se používá jeden bednicí vůz, umožňující betonáž bloku ostění v délce 12 m. Již tradičně jsou hloubené úseky tunelu prováděny z betonu C30/37 odolného proti průsaku vody. Protože na ostění není položena hydroizolační fólie, musí být spáry mezi bloky betonáže těsněny vnitřním těsnícím pásem šířky 320 mm.



Obr. 5 Bednicí vůz hloubených tunel se speciálním čílkem pro vložení těsnícího pásu



Obr. 6 Detail čela s vloženým těsnícím pásem pro utěsnění spáry mezi bloky betonáže

Jako pojistka je před tento pás do spáry vložen i bentonitový pásek, který v případě průsaku vody nabobtná a spáru utěsní. Z betonu odolného proti průsakům je navržen i první a poslední blok definitivního ostění v raženém úseku tunelu. Tyto bloky jsou zároveň izolovány hydroizolační fólií, jako všechny bloky ražené části tunelu. Hydroizolační fólie je ukončena vnějším těsnícím pásem na bloku betonáže z betonu odolného proti průsakům. Výhoda tohoto řešení je v tom, že je jednak zajištěn přesah úseku těsněného pomocí hydroizolační fólie a betonu odolného proti průsakům, jednak odpadá citlivý detail napojení hydroizolační fólie mezi hloubenou a raženou částí tunelu, který se zpravidla řeší zpětným spojením.

Ražená část tunelu je izolována hydroizolační fólií, která je podélně svařena dvoustopým svarem s možností zkoušení natlakováním. Pro napojení klenby a patky je použit již standardní detail bez propojení výztuže a se zatažením hydroizolační fólie až do úrovně bočních drenáží. Ty jsou uloženy pod úrovní spáry mezi klenbou a patkou, takže hydroizolační fólie izoluje i tento citlivý detail s vodorovnou spárou. Kromě poškození hydroizolační fólie při montáži výztuže je nutno pečlivě sledovat i provádění zdvojení fólie v místě spáry mezi bloky betonáže a ukončení fólie v místě patky. Nedostatečné utěsnění fólie k patce ostění způsobilo v minulosti celou řadu problémů, kdy při doinjektování vrchlíku definitivního ostění došlo k zatečení injektážní směsi do drenážního systému a zabetonování potrubí. Sanace je časově i finančně velmi nákladná a zpravidla se neobejde bez trvalého poškození drenážního systému. Stejným způsobem může být drenážní systém poškozen, pokud není během provozování tunelu prováděno jeho pravidelné čištění. Proto jsou po 48 m v záchranných výklencích umístěny šachty na čištění boční tunelové drenáže. Ta je ohrožena nejen jemnými částicemi vyplavovanými z horninového masivu, ale zejména usazeninami výluhů ze stříkaného betonu. V šachtě je osazen čistící kus, kterým je potrubí standardně uzavřeno. Tím je omezen přístup vzduchu do drenážního systému. Výsledky výzkumů ukazují, že při omezeném přístupu vzduchu se zpomaluje vyluhování a snižuje se proces zanášení drenáží. Čistící kus umožňuje po otevření čistit drenáže vysokotlakou vodou. Tomu je přizpůsoben i materiál drenážního potrubí – v tomto případě od firmy REHAU.

V ražené části tunelu je definitivní ostění navrženo z betonu C20/25. Dimenzování probíhá na základě výsledků deformačních měření prováděných v rámci geomonitoringu. Díky použití primárního ostění tloušťky 200 mm až 250 mm a díky parametrům stabilního horninového prostředí došlo během ražby jen k minimálním deformacím. Zpětnou analýzou byly na základě deformací odvozeny geotechnické parametry horninového masivu a následně zatížení ostění, které se blíží reálným podmínkám. Při nelineárním výpočtu betonového ostění, kdy je zohledněno jeho popraskání a tím i maximální využití průřezu, lze větší část raženého tunelu provádět bez výztuže. Proto jsou vyztuženy pouze bloky betonáže v příportálových úsecích a v nevyztužených blocích betonáže jsou vyztuženy jen nouzové výklenky v každém druhém bloku. Do konce roku 2010 byly vybetonovány oba hloubené úseky tunelu a část raženého úseku tunelu. Díky možnosti uzavření portálů a bednicího vozu geotextilií mohou probíhat betonáže i v zimním období.

Tunel Tomický I.

Tunel Tomický I. je s délkou 324 m druhým nejkratším tunelem na úseku Votice – Benešov u Prahy. Geotechnické podmínky pro ražbu jsou obdobné, jako v případě Olbramovického tunelu, i když výška nadloží dosahuje jen max. 15 m. Z celkové délky tunelu je 108 m tunelu prováděno v otevřené stavební jámě a 216 m raženo pomocí NRTM. Tunel leží ve směrovém oblouku o poloměru 1 282 m v podélném sklonu 10 ‰. Převýšení koleje 170 mm je menší, než v Olbramovickém tunelu a nutné odsazení osy kolejí od osy tunelu je 170 mm. Tvar tunelu je stejný pro všechny tunely na trase a řídí se rovněž vzorovým listem dvoukolejného tunelu. Chování horninového masivu při ražbě bylo obdobné, jako v případě Olbramovického tunelu a zhotovitel mohl uplatnit zkušenosti získané při jeho ražbě. Deformace výrubu se pohybují standardně do 15 mm, v ojedinělých případech překračují 20 mm a v žádném z měřených profilů deformace nepřesáhla hodnotu 35 mm. Z toho lze usuzovat, že i v případě tunelu Tomického I. je horninový masiv stabilní a způsob zajištění podle technologických tříd výrubu nepřipouští větší nárůst deformací. Zatřídování do technologických tříd výrubu probíhalo podle stejného principu, jako v případě Olbramovického tunelu a liší se od prognózy stanovené v zadávací dokumentaci, resp. realizační dokumentaci stavby. Ražba tunelu byla zahájena v září 2010 a do konce roku došlo k proražení kaloty a následně probíhá

ražba jádra tunelu. Betonáže hloubených úseků tunelu budou záviset na klimatických podmínkách.

Závěr

Ražba obou tunelů proběhla v prostředí garnitoidů různého stupně zvětrání a tektonického porušení. Z geotechnického hlediska byla pro stabilitu výrubu zásadním parametrem orientace diskontinuit vzhledem k rovině čelby a dále jejich vzdálenost určující fragmentaci horniny. Během ražby nedošlo k tvorbě větších nadvýlomů nad obrys tunelu. Začátkem roku 2010 došlo na Olbramovickém tunelu k nestabilitě čelby, která měla za následek vypadnutí horniny nad plánovaný rozsah záběru při strojním rozpojování. Tuto nestabilitu se však podařilo zhotoviteli včas zajistit tak, aby nedošlo k jejímu nekontrolovanému šíření. Při další ražbě se horninový masiv choval stabilně a deformační měření prováděná v rámci geotechnického monitoringu potvrzují celkovou stabilitu horninového masivu. Ani na jednom měřickém profilu nebylo dosaženo varovného stavu. Zatřídování do technologických tříd výrubu probíhalo podle zásad NRTM přímo na stavbě po vzájemné dohodě zástupců technického dozoru investora (resp. geotechnika stavby) a zástupce zhotovitele odpovědného za bezpečnost ražby (závodního). Vzniklá situace ukazuje, že správné zatřídění do technologické třídy výrubu má zásadní vliv na efektivnost vynaložených investičních nákladů. Nastavená pravidla NRTM umožňují zhotoviteli i investorovi použít jen takové prostředky k zajištění stability výrubu, které jsou nezbytně nutné pro zajištění bezpečnosti ražby a přípustných deformací výrubu.

Použití betonů odolných proti průsakům pro ostění hloubených tunelů klade zvýšené nároky na provádění betonáže i detailů těsnění pracovních spár. Přináší však výhody v odstranění rizika poškození hydroizolační fólie jako jediného prvku k zajištění vodonepropustnosti ostění. V případě průsaků přes ostění lze sanovat místo, kde k průsaku skutečně dochází a na rozdíl od poškozené hydroizolační fólie přesně lokalizovat místo poruchy.

Dimenzování definitivního ostění na základě výsledků geotechnických měření v průběhu ražeb je jasným důkazem, že observační metoda je u NRTM použitelná nejen při ražbě a návrhu zajištění stability výrubu, ale i při provádění definitivního ostění. Oproti zadávací dokumentaci došlo v případě definitivního ostění k úspoře oceli, neboť větší část raženého úseku tunelu je provedena z nevyztuženého betonu. Přes počáteční nedůvěru se použití nevyztuženého ostění začíná u českých silničních i železničních tunelů pomalu používat.

Investorem stavby je SŽDC Stavební správa Praha, zhotovitelem geotechnického monitoringu a geotechnikem stavby je firma ARCADIS. Tunely provádí firma SUBTERRA na základě realizační dokumentace zpracované firmou IKP Consulting Engineers.

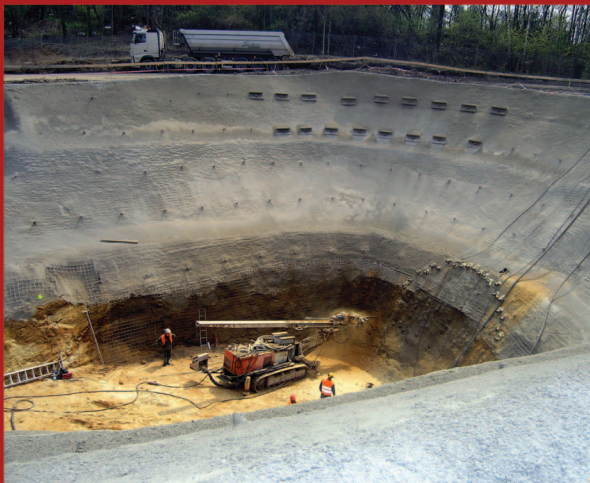
PROJEKTUJEME PODZEMNÍ DOPRAVNÍ STAVBY



Pražské metro - přístupová štola, místo pro otáčení mechanismů



Pražský okruh - nové vstupy do stanice metra Hradčanská



Pražské metro - stavební jáma pro ražbu štoly Kateřina



Tunel Borik Slovenská republika



Železniční tunel Zahradnický - ražba



Pražský okruh - hloubené silniční tunely u stanice Hradčanská



Železniční tunel Zahradnický, portál - vrtání mikropilot



METROPROJEKT Praha a.s.
I. P. Pavlova 2/1786, 120 00 Praha 2
E-mail: metroprojekt@metroprojekt.cz
www.metroprojekt.cz
Tel.: +420 296 325 152 Fax: +420 296 325 153



...více než třemi směry

Návrh rekonstrukce železničního mostu v km 5,872 na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice ("GAGARIN")

Ing. Jan Šedivý, SUDOP BRNO, spol. s r.o.

Ing. Miroslav Teršel, SŽDC, s.o., OMT

Ing. Lumír Dobiáš, SŽDC, s.o., SDC SMT Ostrava

doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc., Ing. Radim Nečas, Ph.D., VUT Brno

Je popsána náročná rekonstrukce železničního mostu, který tvoří předpjatá železniční mostní konstrukce o pěti polích rozpětí 5x30,0 m z roku 1960-1961. Původní předpjatá konstrukce z prefabrikovaných dodatečně předpínaných nosníků byla zesílena spřaženou deskou ve tvaru koryta průběžného šterkového lože a dodatečným předpětím volnými kabely. Jde o rekonstrukci původní předpjaté konstrukce a její zesílení pro zvětšenou tíhu nového průběžného šterkového lože a zatížení soupravami SW2 podle EN 1991 -2.

Úvodem

Železniční most o pěti otvorech, převádějící jednokolejnou železniční trať Český Těšín – Ostrava Kunčice přes silnici I/57 a dvoukolejnou železniční trať Státní hranice SR – Dětmárovice byl uveden do provozu v roce 1961 v době, kdy první člověk vzlétl do vesmíru. V rámci všeobecné euforie té doby získal v reakci na tuto událost neoficiální přezdívku „Gagarin“, která mu již zůstala. Po téměř půl století provozu se díky nešťastné kombinaci nevhodného technického řešení mostovky a nedostatečné údržby rozvinuly u nosných konstrukcí mostu závažné statické poruchy, způsobené z převážné části vlivem srážkových vod, protékajících nefunkčními izolacemi do nosných konstrukcí. Pro odstranění tohoto stavu zadal v roce 2006 správce objektu, SDC SMT Ostrava, vypracování přípravné projektové dokumentace s úkolem technického návrhu obnovy hydroizolačního systému mostovky. Jelikož původní konstrukce mostovky neumožňovala provedení spolehlivého hydroizolačního systému, byla do této dokumentace zapracována i nová konstrukce mostovky, tvořená železobetonovou vanou, spřaženou s původní nosnou konstrukcí z dodatečně předepnutých betonových nosníků. Při projednávání tohoto technického řešení byl z titulu potřeby přepravy mimořádně těžkých vlakových souprav pro hutnický průmysl v regionu vznesen dodatečný požadavek na zesílení objektu pro statický účinek zatížení železniční dopravou modelu zatížení SW/2 podle EN, který vedl k doplnění původního návrhu o statické zesílení nosných konstrukcí volně vedenými předpínacími kabely. Na základě takto schváleného řešení byla následně vypracována prováděcí projektová dokumentace a provedena vlastní rekonstrukce mostu, při které bylo dosaženo statických a prostorových parametrů v kvalitě nového mostu při vynaložení cca 30 % investičních nákladů, které by bylo nutné vynaložit pro realizaci nových nosných konstrukcí.

Původní stav mostu

Jednokolejný železniční most o pěti otvorech. Nosná konstrukce mostu je tvořena pěti deskovými konstrukcemi, prostě uloženými, každá konstrukce ze čtyř příčně sepnutých dodatečně předpjatých nosníků. Rozpětí jednotlivých polí je 30,0 m. Osazení konstrukcí je na typizovaných ocelových ložiskách. Pevná ložiska jsou ocelová tangenciální (II.P.3), pohyblivá jsou ocelová dvouválcová ložiska (II.V.3). Spodní stavba masivní, tížné opěry s rovnoběžnými zavěšenými křídly, mezilehlé pilíře s kruhovými dříky a stativy půdorysu nepravidelného šestiúhelníku. Na stativích pilířů jsou vpravo koleje osazeny trakční stožáry. Založení konstrukcí spodní stavby je plošné. Konstrukce mostovky byla tvořena nosníkovými konzolami, kotvenými do spádového betonu nosných konstrukcí a do horních pásů krajních nosníků. Konzoly nesly konstrukci chodníků, tvořenou prefabrikovaným železobetonovým kabelovým žlabem.



Obr. 1 Nový stav mostu

Provedené diagnostické práce a vyhodnocení stavebně technického stavu

Při provedených průzkumech a prohlídkách objektu byly zjištěny tyto závady:

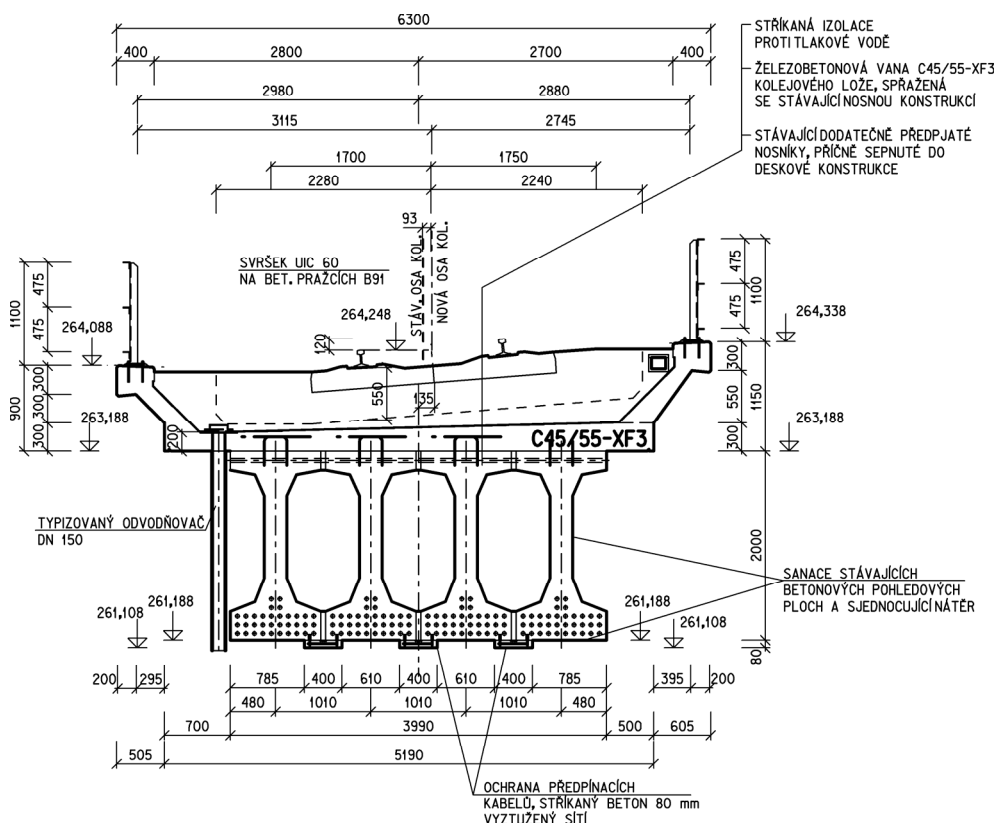
Na spodní stavbě nebyly u obou opěr zjištěny závažnější závady s výjimkou znečištěných úložných lavic a nevyhovujících říms. Mezilehlé pilíře byly narušeny zejména v oblasti stativ, kde je místně ve velkých plochách odvětraná povrchová vrstva betonu až na výztuž. Na prazích bylo patrné protékání vody na úložnou lavici a její prosakování až k dříkům pilířů. Válcové dříky pilířů byly lokálně narušeny až na výztuž.

Poruchy nosných konstrukcí byly vyvolané hlavně erozním působícím vody prosakující nefunkčními izolacemi a příčnými dilatačními spárami. U konstrukcí bylo zřejmé zejména zatékání vody do středních podélných spár, kam byla voda soustředěna spádováním ke středovým odvodňovačům. Bylo zde patrné zatékání mimo odvodňovače, kdy voda prosakovala podélnou střední spárou s výluhy a krápníky. Vážnější koncentrace poruchových povrch betonu byly soustředěny kolem prostupů trubek odvodňovačů. Voda rovněž protékala netěsnými kabelovými žlaby, tvořícími konstrukci chodníků. Další výrazné poruchy byly zapříčiněny protékáním vody příčnými spárami mezi nosnými konstrukcemi, kdy došlo k vážnému eroznímu narušení nosných konstrukcí v prostorech nad ložisky. Zjištěné poruchy nosných konstrukcí lze v plném rozsahu přisoudit škodlivému působení vody. Poruchy vlivem statického působení zatížením nebyly zjištěny. Únosnost konstrukcí byla v roce 1990 ověřena zatěžovací zkouškou, která potvrdila, že konstrukce vyhovují pro návrhové zatížení zatěžovacím vlakem třídy „A“ dle ČSN 73 6202 z roku 1953. Při diagnostickém průzkumu, provedeném v 04/2008 skupinou Ing. Klusáčka, FAST VUT Brno, byla prověřena kvalita betonů a stav předpínacích kabelů a jejich zainjektování.

Popis rozhodujících konstrukcí

Železobetonová vana kolejového lože

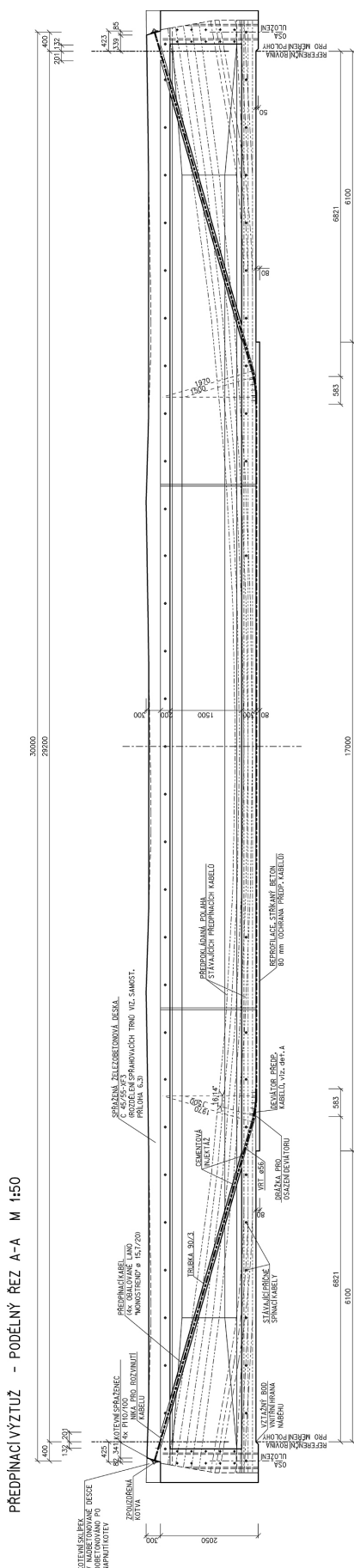
Pro vytvoření dostatečného profilu kolejového lože byla na stávajících nosných konstrukcích zřízena nová železobetonová vana, tvořená deskou spřaženou se stávající nosnou konstrukcí z předpjatých nosníků. Vana je provedena z betonu pevnosti C45/55-XF3, výztuž 10 505(R), spřažení ke stávající konstrukci je trny z betonářské oceli, lepenými do předvrtaných děr kotevní zálivkou. Odvodnění této vany je provedeno excentricky mimo původní předpjatou mostní konstrukci.



Obr. 3 Příčný řez NK – nový stav

Zesílení předpětím

Zesílení jednotlivých polí mostu je navrženo předpětím volnými předpínacími kabely a spřaženou konstrukcí kolejového lože. K zesílení byly použity čtyřlanové kabely složené z monostrendů, které jsou vedeny v polygonální dráze, kotveny ve spřažené desce koryta a jsou napínány z obou konců. Použila se nízkorelaxační předpínací lana obalovaná typu MONOSTREND ϕ 15,7/20 mm. Ze 4 ks byl sestaven kabel; v každém mostním poli je použito tří kabelů. Kabely procházejí betonem původní konstrukce náhradními kabelovými kanálky zhotovenými diamantovou vrtací technologií v mezerách mezi nosníky. Mezery mezi nosníky byly vyplněny při stavbě původní konstrukce betonem a následně byly nosníky vzájemně zmonolitněny příčnými přepínacími kabely. Proto nedojde k oslabení konstrukce přerušením původních kabelů v nosnících. Kabely jsou kotveny v kotevních oblastech uzavřeným (zapouzdrěným) kotevním systémem. Prostory pod a nad kotvami jsou zality vysokopevnostní cementovou zálivkou. Na spodním lici konstrukce jsou kabely ochráněny přikotveným a vyztuženým betonovým krytím.



Kolej na mostě

Z titulu nové stavební výšky konstrukcí je v prostoru mostu upravena niveleta koleje s max. výškový zdvihem do 110 mm a směrovým posunem do 100 mm. Směrové řešení koleje bylo zachováno a provedlo se dle původních projektových předpokladů s výjimkou převýšení koleje v hodnotě 120 mm (stávající převýšení 114 mm). Návrhová rychlost na mostě 90 km/hod. Směrový oblouk je uvažován o stávajícím poloměru, t.j. 450 m. Na mostní konstrukci a nad navazujícími konstrukcemi ZKPP byla provedena výměna stávajícího kolejového roštu, nový svršek je proveden tvaru UIC 60 na betonových pražcích B 91 s pružným bezpodkladnicovým upevněním. Kolej na mostě je provedena jako bezстыková. S ohledem na konstrukční uspořádání mostu (5x prostý nosník o rozpětí 30 m) nebylo nutno uvažovat s dilatací nosných konstrukcí na napětí v bezстыkové koleji.

Zvedání konstrukcí, lešení, pomocné konstrukce

Pro sanaci ložisek a povrchů úložných lavic bylo provedeno zvedání stávajících konstrukcí o hmotnosti cca 400 t, předpokládaná výška zdvihu konstrukcí ve 2 a 4 poli byla cca 2,3 m tak, aby bylo možno provést sanaci čel nosných konstrukcí. Konstrukce v poli 1, 3, 5 byly vyzdviženy do výšky cca 0,3 m pro vyjmutí a sanaci ložisek a sanaci a elektroizolaci horních ploch úložných lavic. Sanace krajních čel konstrukcí v 1 a 5 poli byla provedena při odbourání stávajících zárubních zdí. Technologií provádění stavby a zdvihání konstrukcí řeší samostatný příspěvek firmy Firesta a.s.

Realizace stavby

Práce na rekonstrukci mostu byly provedeny za dlouhodobého vyloučení traťové koleje v délce trvání 12 týdnů. Provoz pod mostem byl zachován s minimálním rušením, kdy na trati st. Hranice – Dětmárovice bylo zavedeno několik krátkodobých 12-ti hodinových proudových a dopravních výluk z titulu zajištění bezpečnosti při zřizování pomocných konstrukcí a zdvínání nosné konstrukce nad touto tratí. Na silnici SI/67 byl zaveden jednopruhový provoz, řízený přenosnou světelnou signalizací.

< Obr. 4 Předpínací výztuž

Před hlavní prohlídkou mostu před uvedením do zkušebního provozu byla provedena ověřovací zkouška účinnosti provedeného statického zesílení. Zkouška se provedla na dvou polích mostu zatížením konstrukce zkušebním zatížením s účinností min. 0,5 zatěžovacího schématu LM 71. Zatížení bylo realizováno zatěžovacím etalonovým vozem s hmotností 120 t. Výsledky zkoušky plně prokázaly předpoklady projektového řešení.

Zkoušky a sledování objektu

Pro ověření statického působení spřažené železobetonové desky je prováděno dlouhodobé sledování konstrukce za účelem ověření předpokladů projektu v dlouhodobém provozu a prokázání vhodnosti použité technologie pro sanaci obdobných objektů v železniční síti. Cílem dlouhodobého sledování konstrukce je sledování během provádění rekonstrukce, dále během ověřovací zkoušky a potom během několikaletého provozu zesílené konstrukce. Sledování bylo rozčleněno na část krátkodobou a dlouhodobou. V krátkodobé části, která probíhala během rekonstrukce a bezprostředně po ní při zatěžovací zkoušce, šlo o potvrzení základních předpokladů zesílení dodatečným předpětím a spřažením. V dlouhodobé části, která je v současné stále prováděna, jde o prokázání úrovně ztrát předpětí, jeho trvanlivosti a vlivu smrštění betonu na výsledné zesílení. Podrobný popis použitých technologií, jejich realizaci a výsledky provedených sledování řeší samostatný příspěvek této konference, zpracovaný zástupci VUT Brno.

Závěr

Provedená rekonstrukce mostu prokázala, i přes počáteční nedůvěru v kvalitu provedení původních dodatečně předpínaných nosných konstrukcí, možnost nákladově přijatelné technologie sanace zesílení obdobných mostních objektů, jejichž výstavba byla v šedesátých a sedmdesátých letech minulého století poměrně preferována.

Na přípravě a realizaci stavby se podíleli SUDOP BRNO spol. s r.o., Vysoké učení technické Brno a FIRESTA – Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. Investorem stavby byla SŽDC, s.o., zastoupená Stavební správou Olomouc a správcem objektu, SDC SMT Ostrava.

Literatura:

- [1] Klusáček, L.: Železniční most „Gagarin“ v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Diagnostika mostu. KL-projekt, Brno, 2008.
- [2] Klusáček, L.; Bureš, J.; Nečas, R.: Železniční most "GAGARIN" v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Sledování mostu v průběhu rekonstrukce. Souhrnná zpráva HS12938003, VUT v Brně, Fakulta stavební, 2009.
- [3] Klusáček, L.; Bureš, J.; Nečas, R.: Železniční most "GAGARIN" v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Ověřovací zatěžovací zkouška. Závěrečná zpráva HS12938003, VUT v Brně, Fakulta stavební, 2009.
- [4] SUDOP BRNO spol. s r.o.: Rekonstrukce mostu v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Projekt stavby, 02/ 2008.
- [5] Šedivý, J.: Rekonstrukce mostu v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Přípravná dokumentace stavby, 04/ 2007.

Realizace rekonstrukce železničního mostu v km 5,872 na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice ("GAGARIN")

Ing. Jan Stupka, FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Předmětem tohoto příspěvku je rekonstrukce mostu z pohledu realizační firmy, zejména časových vazeb a technologických postupů. Most je situován v extravilánu města Karviná, místní části Louky nad Olší. Jedná se o most o pěti otvorech, který převádí jednokolejnou železniční trať Český Těšín – Ostrava Kunčice přes silnici I/67 v prvním mostním otvoru, dvoukolejnou železniční trať Státní hranice SR – Dětmárovice ve čtvrtém mostním otvoru, místní komunikaci a potok Mlýnka v pátém mostním otvoru.

Projekt organizace výstavby a koncepce opravy mostu

Stavbou byl rekonstruován železniční most jednokolejný o pěti polích. Nosná konstrukce mostu je tvořena pěti deskovými konstrukcemi, prostě uloženými, každá konstrukce ze čtyř příčně sepnutých dodatečně předpjatých nosníků. Rozpětí nosných konstrukcí je 30,0 m. Jednotlivá pole jsou osazena na typizovaných ocelových ložiscích. Pevná ložiska ocelová tangenciální (II.P.3), pohyblivá ocelová dvouválcová ložiska (II.V.3). Spodní stavba - masivní, tížné opěry s rovnoběžnými zavěšenými křídly, mezilehlé pilíře s kruhovými dříky a stativy půdorysu nepravidelného šestiúhelníka. Na stativích pilířů jsou vpravo koleje osazeny trakční stožáry.



Obr. 1 most po rekonstrukci

Rekonstrukce řešila nevyhovující stavebně technický stav mostního objektu. Šlo zejména o upravení nedostatečného profilu kolejového lože, který neumožňuje zřízení bezстыkové koleje na mostě, nevyhovující stav izolací a říms, odstranění povrchových poruch konstrukcí (opadané vrchní vrstvy betonu, obnažená výztuž, opadané hrany). V rámci stavby byla provedena výměna železničního svršku v délce 800 m (most, předpolí mostu) a úprava trakčního vedení, vyvolaná stavebními úpravami mostního objektu.

Členění stavby je dle charakteru dotčených stavebních celků a jejich příslušnosti k jednotlivým správcům rozdělena na tyto stavební objekty:

SO 01 – Sanace koleje

Kolejové úpravy, prováděné v rámci stavby, se týkají traťového úseku Český Těšín – Ostrava Kunčice v km cca 5,200 – 6,100. Toto omezení je vyvoláno stavebně-technickým stavem železničního svršku na mostě. Trať v řešeném úseku je na jeho začátku v přímé, na kterou navazuje levotočivý oblouk s oboustrannými přechodnicemi. Poloměr oblouku je 450 m, délka přechodnic 100 m, převýšení 114 mm. Na konci úseku navazuje oblouk na přímou v délce cca 252 m.

Nový stav předpokládá vyrovnání stávajícího směrového oblouku, přecházejícího přes mostní konstrukci. Upravené směrové řešení je navrženo v těchto parametrech:

- $R=450$ m, $V=90$ km/hod.; $p=120$ mm.

Železniční svršek a spodek byly rekonstruovány v rozsahu mostního objektu a nava-
zujících konstrukcí ZKPP. Konstrukce ZKPP jsou provedeny na délku cca 15 m
před a za mostem. Výměna železničního svršku byla provedena v délce cca 188 m.
Nový svršek je tvořen kolejnicemi UIC 60 na betonových pražcích B91.

SO 02 – Sanace mostu

Pro splnění požadovaných parametrů byly na mostním objektu navrženy tyto konstrukce a práce

- Odbourání stávajících říms a konstrukcí chodníků a kabelových žlabů
- Odbourání stávajících izolací a spádových betonů
- Vyzdvižení konstrukcí, vyjmutí a sanace stávajících ocelových ložisek, povrchová úprava úložných lavic, elektroizolační úprava pod ložisky plastbetonem, zpětné osazení konstrukcí na ložiska
- Nové úložné bloky kotvení trakčních stožárů na pilířích mostu
- Nová železobetonová konstrukce vany kolejového lože
- Nové stěrkové izolace a nové kryty dilatačních spar
- Nové římsy rovnoběžných křídel opěr
- Nové ocelové zábradlí
- Sanace povrchů nosných konstrukcí a spodní stavby
- Betonové opěrné zdi přechodů drážní stezek



Obr. 2 Celkový pohled na staveniště v průběhu výstavby

SO 03 – Přeložka kabelu TELEFONICA O2

Stavební objekt SO 03 zahrnuje přeložku stávajícího kabelu mimo provizorní pilíře, které vyvozují lokální přetížení terénu a mohly by způsobit jeho porušení.

SO 04 – Trakční vedení a ukolejnění

Stavební objekt SO 04 řešil snesení stávajících trakčních stožárů na pilířích mostu, které prostorově kolidují s novými železobetonovými konstrukcemi vany kolejového lože, a postavení nových stožárů na nově upravené základy, provedené v rámci SO 02 na stativích pilířů. Součástí objektu bylo i snesení a obnova trakčního vedení v délce cca 200 m v prostoru mostu a směrová a výšková rektifikace trolejového drátu nad novým kolejovým svrškem.

SO 05 – Ochrana sdělovacích drážnic

Byla provedena přeložka stávajícího kabelu mimo provizorní pilíře. Následné překrytí tras silničními panely uloženými na vrstvě štěrkopísku řeší na ploše pod mostem SO 07.

SO 06 – Ochrana závěsného optického kabelu

Závěsný kabel se nachází v bezprostřední blízkosti provizorního pilíře. Pro jeho ochranu bylo provedeno jeho uvolnění a mezi nejbližšími trakčními stožáry, na kterých byl zavěšen, byl převeden v kabelovém žlabu pod terénem.

Ochrana kabelů silnoproudu

Kabely silnoproudu i sdělovací vedené pod mostem a křížící příjezdnou cestu byly v místě křížení, kde se prováděl přesun potřebného materiálu ochráněny silničními panely uloženými na vrstvě štěrkopísku tl. 250 mm.



Obr. 3 Fáze zvednutí pole nosné konstrukce nad tratí Český Těšín – Dětmovice

Technologické postupy prací na rekonstrukci mostního objektu

Po odstranění šterkového lože, demolici říms byly odbourány závěrné zídky umožňující odhalení čel NK a vytvoření prostoru pro přístup k mostním ložiskům. Úložné plochy na opěrách i pilířích v 1., 3. a 5. otvoru byly upraveny tak, aby bylo umožněno synchronní zvedání a spouštění NK. V 2. a 4. otvoru byly pro vyzvednutí použity ocelové pilíře se-stavené z prvků mostních pilířů Pižmo (dále jen OK – Pižmo). V místech uložení pilířů OK – Pižmo byl podklad upraven panelovou rovinou dle výkresové dokumentace.

Podpěry Pižmo P01, P02, P03 a P04 se lišily od schváleného projektu, protože dle našeho názoru a realizačních zkušeností nebylo možné podle schváleného projektu z časového ani technického hlediska technologii zvedání a spouštění NK tímto způsobem provádět. Schválený projekt nekonkretizoval jednotlivé fáze zvedání a spouštění polí K2 a K4.

Manipulace s NK se lišila v lichých a sudých polích mostu. V lichých polích byla manipulace provedena zvednutím ze spodní stavby, tj. z úložných prahů. V sudých polích s ohledem na výšku zdvihu a prostorovým možnostem byla manipulace prováděna pomocí podpěrných konstrukcí z OK – Pižmo.

Zvedání bylo zahájeno až po dostatečné aktivaci podpěrné konstrukce (konsolidaci podloží), kdy se ustálily úbytky tlaku v zapojených hydraulických okruzích. Prověření dostatečné únosnosti podpěrné konstrukce jako celku, bylo provedeno ponecháním NK ve zvednuté poloze nad ložisky do 2 cm, po dobu cca 15 min., kdy byla souběžně provedena její prohlídka, zaměřená na viditelné deformace prvků a vychýlení podpěrné konstrukce ze svislé polohy. Vizuálně byl rovněž prověřen stav NK (podélné spáry mezi nosníky, podpěrné/kontaktní body a dilatační spáry).

Před zahájením spouštění byla NK geodeticky zaměřena (pro zjištění případných poklesů ve zvednuté poloze), byla provedena kontrola stavu podpěrné konstrukce, technologického zařízení po jeho osazení a ověření průchodnosti NK k uložení na repasovaná ložiska.

Zvedání bylo prováděno synchronním hydraulickým zařízením fy Enerpac, jehož chod je řízen počítačem a zdvih konstrukce je sledován elektronickými senzory zdvihu s přesností na 1 mm. Manipulaci jednotlivých polí docházelo ke změně výškové úrovně o cca 300 a 2000 mm, dle zjištěných výškových poměrů. V definitivní nové poloze byla nosná konstrukce osazena na rekonstruovaná mostní ložiska, která dosedla na sanované úložné plochy opěr a pilířů.

Zesílení jednotlivých polí mostu bylo provedeno předpětím volnými předpínacími kabely. K zesílení byly použity čtyřlankové kabely složené z monostrendů, které byly vedeny v polygonální dráze a napínány z obou konců. Betonem původní konstrukce procházejí náhradními kabelovými kanálky zhotovenými diamantovou vrtací technologií v mezerách mezi nosníky. Kabely byly kotveny v kotevních oblastech uzavřeným kotevním systémem. Náhradní kabelové kanálky mají vnitřní průměr 52 mm a jejich rozmístění po konstrukci a teoretické body pro vrtání byly provedeny dle výkresové dokumentace. Vrtání probíhalo zdola nahoru, protože pro zesílení konstrukce bylo rozhodující dodržení polohy sedel na spodním povrchu konstrukce.

Po odkrytí konstrukce se z horního povrchu se provedly niky pro rozvod jednotlivých monostrendů do kotev. Niky byly prováděny diamantovým řezáním bočních ploch a odběrem odděleného betonu sekáním. Sedla (deviatory) byly osazeny v původním betonu nosníků a vlastní výztuž sedel se přiložila na podmazávku tl. 2 - 3 mm a připevnila šrouby M8 pomocí rozpěrných kotev do betonu M8 (např. kotva HKD M8). Montáž výztuže sedla byla provedena za současné kontroly osy kabelového kanálku a osy

budoucího kabelu při spodním povrchu desky tak, aby monostrendy kabelu opouštěly výztuž sedla po tečně k jeho radiálnímu zakřivení.

Průběžně a dle možností dopravních omezení byla prováděna sanace všech částí mostů. Betonový podklad byl tryskán pomocí bezprašného tryskání vlhkým pískem (nad trakčním vedením bylo tryskáno suchým pískem z důvodů zapnutých el. trolejí). Místa s nesoudržným betonem byly odsekány. Na připravený podklad se aplikoval sanační systém firmy Sika.

Hrubá reprofilace byla nanášena na místech, kde tloušťka sanační vrstvy pohybuje do 30 mm, reprofilační malta byla provedena strojním nebo ručním nanášením a na místech, kde tloušťka vrstvy přesáhne 30 mm bylo použito stříkaného betonu. Při nevyhovující soudržnosti podkladu nebo při tloušťce vrstvy nad 50 mm bylo využito kotvení a vyztužení reprofilační vrstvy sítí.

Jemná stěrka byla rovněž aplikována strojním nebo ručním nanášením po provedení hrubé reprofilace na celé spodní stavbě mimo mostovku. Sjdnocující nátěr byl aplikován nástřikem na všech sanovaných konstrukcích.

Po vybetonování zesilující desky nosných konstrukcí byla prováděna nová hydroizolace na bázi polyuretanu aplikovaná nástřikem.

Po izolaci vč. ochrany byl zpětně osazen železniční svršek, následně byla realizována montáž trakčního vedení a po provedení ověřovací a zatěžovací zkoušky byl most připraven k první hlavní prohlídce. Po přezkoumání všech dokladů a zkoušek byl rekonstruovaný most uveden do provozu.

Časová náročnost jednotlivých postupů dle harmonogramu provedených prací

1	Ochrana kabelu a příprava staveniště	11 dnů
	Nepřetržitá výluka Č.T.-OV KUNČICE	120 dnů
2	Vyvěšení trakčního vedení	1 den
3	Demontáž koleje	2 dny
4	Odtěžení štěrkového lože	1 den
5	Výkop stavební jámy	2 dny
	Stavební práce II. fáze	100 dnů
	za částečných výluk a pomalých jízd na trati Dětmárovice – Český Těšín, dopravních omezení na silnici I/67	
6	Bourání konzol K1, K2, K3, K5	26 dnů
7	Vrtání pro napínání spodní	14 dnů
8	Bourání závěrných zdí u O2	2 dny
9	Zesílení konstrukce K1, K2, K3, K5	44 dnů
10	Vrtání pro napínání vrchní	10 dnů
11	Betonáž zav. zdi u O1	10 dnů
12	Deska konstrukce K4	10 dnů
13	Závěsné lešení na kci K4	2 dny
14	Sanace pilířů	30 dnů
15	Demontáž lešení pod K4	3 dny
16	Římsy K4	10 dnů
17	Betonáž zav. zdi u O2	5 dnů
18	Osazení krytů dilatačních spár	1 den
19	Izolace	7 dnů

	Zvedání polí nosné konstrukce, vč. Montážních podpor	73 dnů
	Svršek + Trolej	16 dnů
34	Přechodové oblasti	2 dny
35	Podkladní vrstvy koleje	3 dny
36	Štěrkové lože	2 dny
37	Montáž koleje	2 dny
38	Výškové a směrové vyrovnaní koleje	1 den
39	Montáž troleje	3 dny
40	Ověřovací zkouška K1 a K3	1 den
41	TBZ, hlavní prohlídka	1 den
42	Ukončení výluky, uvedení do provozu	1 den
	Dokončovací práce	34 dnů

Literatura:

- [1] TePř_913-11-2067-2009_Synchronní zvedání a spouštění mostu v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice
- [2] TePř_964-12-2061-2009_Rekonstrukce mostu v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice, sanace mostu
- [3] TePř_916-05-5628-2009_Žel. most Český Těšín – Ostrava Kunčice, izolace NK
- [4] TePř_948-05-5628-2009_Betonáž nových závěrných zdí říms a spřažené desky, most SO 02 Gagarin-Český Těšín – Ostrava Kunčice

Průběžné tenzometrické a geodetické sledování rekonstrukce železničního mostu "GAGARIN" v km 5,872 na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice

doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc., Vysoké učení technické v Brně, FAST, Ústav BZK

Ing. Jiří Bureš, Ph.D., Vysoké učení technické v Brně, FAST, Ústav GED

Ing. Radim Nečas, Ph.D., Vysoké učení technické v Brně, FAST, Ústav BZK

Úvod

Příspěvek se zabývá tenzometrickým a geodetickým sledováním rekonstrukce předpjaté železniční mostní konstrukce mostu „Gagarin“ o pěti prostých polích uvedeného do provozu roku 1961. Diagnostika [1] a zatížitelnost mostu „Gagarin“ nacházejícího se v km 5,872 na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice byla provedena předem za účelem prokázání dostatečné kvality materiálů jako základního předpokladu pro plánovanou rekonstrukci mostu a pro rozhodnutí, zda je smysluplné ponechat a zesílit stávající konstrukci nebo zda je nutné snesení mostu a realizace výstavby mostu zcela nového. Diagnostika byla doplněna základním statickým přepočtem zatížitelnosti stávající konstrukce a výpočtem zesílení, který by předběžně prokázal vhodnost rekonstrukce i po statické stránce. Diagnostika mostu „Gagarin“ prokázala dostatečnou kvalitu betonu hlavní nosné konstrukce, která byla nutným předpokladem pro další, odhadem 50leté využívání mostu a která také umožní realizovat zesílení konstrukce. Konstrukci bylo možné efektivně zesílit sprážením s novým korytem kolejového lože a dodatečným předepnutím pro zatížení SW/2 a přechodnost zvýšit až na 180 % UIC.

Mostní konstrukce a princip její rekonstrukce

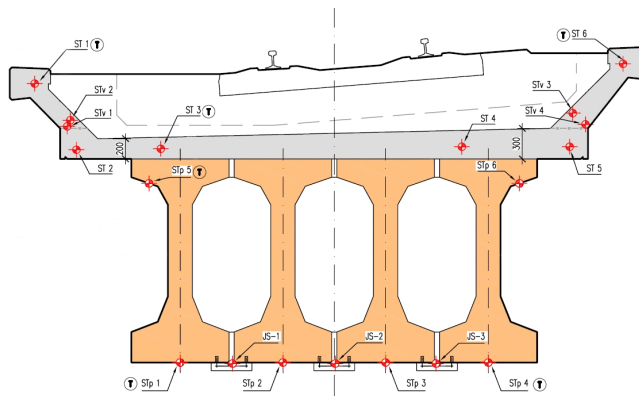
Původní konstrukce mostu „Gagarin“ (obr. 1) je z roku 1960 až 1961. Směrové řešení je v oblouku s poloměrem $R=450$ m. Pole jsou prostá s teoretickým rozpětím 30,00 m. Jednotlivá pole jsou sestavena ze čtyř předpjatých nosníků tvaru „I“ o výšce 2,0 m a šířce 0,96 m se stejnou šířkou přírub. Nosníky jsou sestaveny ze tří dílců.



Obr. 1 Most „Gagarin“ po rekonstrukci

Dílce jsou spojeny dobetonovanou příčnou spárou a podélným předepnutím. K podélnému předepnutí bylo užito 30 kabelů z usměrněných patentovaných drátů $\varnothing P 4,5$ mm. Podélné spáry mezi nosníky byly zabetonovány a všechny čtyři nosníky byly příčně tuze spojeny (zmonolitněny) příčnými předpínacími kabely procházejícími dolní a horní přírubou. Stávající mostní svršek je tvořen štěrkovým ložem, které v dnešní době již nevyhovují z hlediska šířkových a výškových parametrů a to zejména pro technologii průběžného strojního čištění. Založení je plošné.

Zesílení konstrukce mostu „Gagarin“ bylo vyvoláno plánovanou potřebou celkové rekonstrukce z důvodu jeho modernizace s cílem převedení vlaků UIC a také nového zatížení uvedeného již v evropské normě pod zkratkou SW2 – „Schwerwagen“. Původní předpjatá konstrukce byla zesílena spráženou deskou ve tvaru koryta s průběžným šterkovým ložem a dodatečným předpětím volnými kabely. Součástí sanace spodní stavby byla oprava a nové osazení ložisek. Statický výpočet předpokládal výstavbu zesilující konstrukce na původní nosné konstrukci po odstranění všech stávajících vrstev svršku až na horní povrch nosníků. Betonáž nového koryta šterkového lože probíhala bez podepření nosníků, tedy tíha čerstvého betonu byla přenášena původní, ale po snesení svršku odlehčenou, nosnou konstrukcí. Vliv zvětšené vlastní tíhy byl následně zmenšen dodatečným předepnutím volnými kabely. Dále následovalo zabetonování kotevních oblastí, ošetření kotev původních, zhotovení šterkového lože a koleje. Stav po rekonstrukci je na Obr. 1.



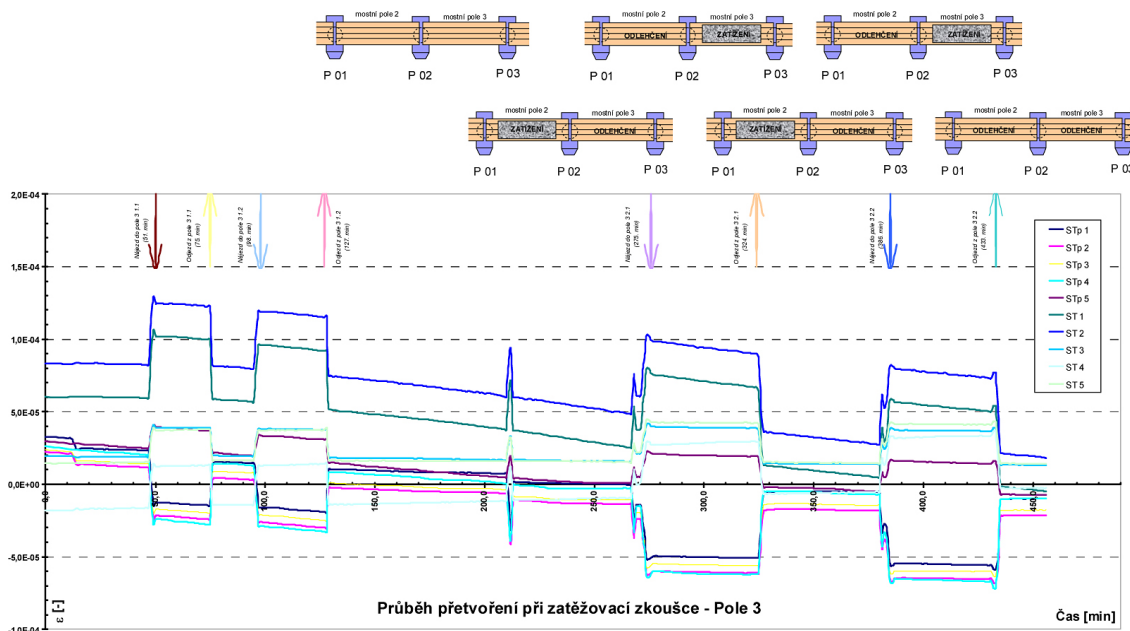
Obr. 2 Rozmístění tenzometrů v poli 2 a v poli 3

Realizovaný měřicí systém na konstrukci

Na konstrukci byly vybudovány dva měřicí systémy: tenzometrický a geodetický. Most byl sledován v celém průběhu rekonstrukce.

Tenzometrický systém

Pro trvalé měření bylo celkem uloženo 36 strunových tenzometrů. Strunové tenzometry byly instalovány do dvou polí pro zvýšení spolehlivosti získaných údajů.



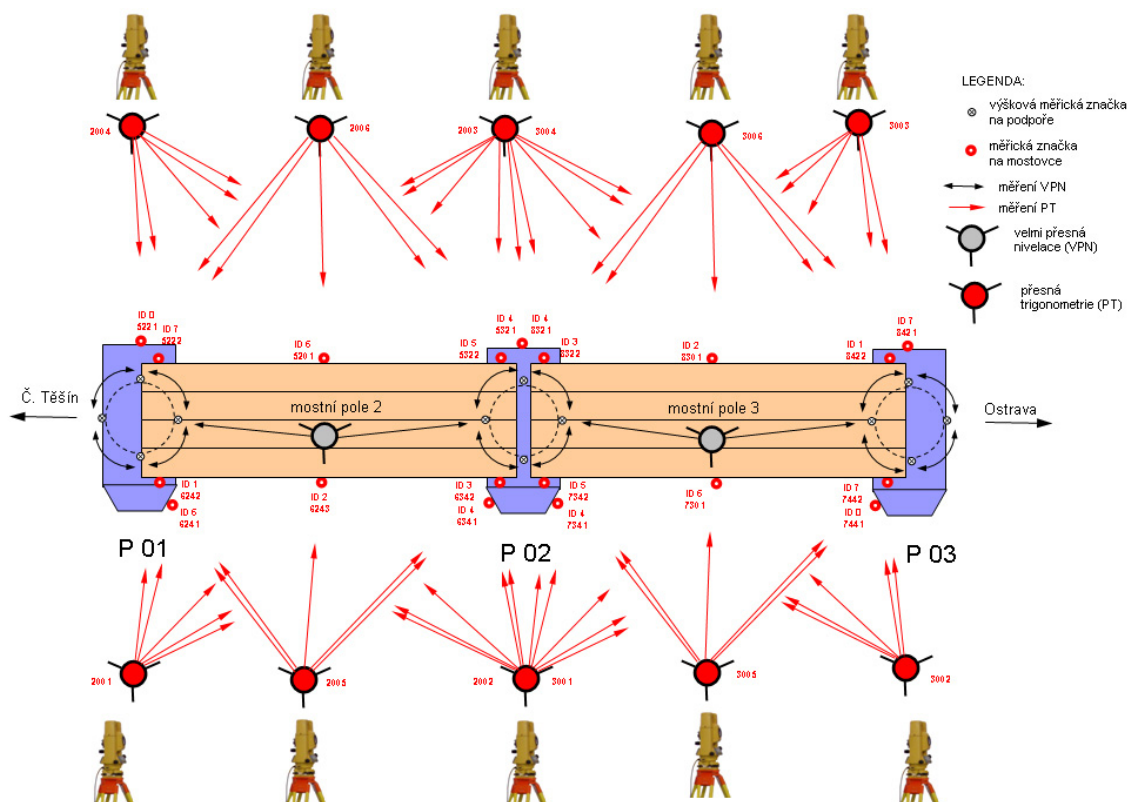
Obr. 3 Ukázka tenzometrických údajů při jednotlivých stavech zatěžovací zkoušky

Tenzometry byly uloženy na povrch původních betonových nosníků, do betonu nového spráženého betonového koryta a na vybraná přepínací lana kabelů dodatečného

předepnutí. Po-mocí zabudované měřicí ústředny s dálkovým přednosem dat sítí GSM byly získané údaje – změny přetvoření průřezů, sil v lanech a údaje teplotní průběžně zaznamenávány a přenášeny do laboratoře k vyhodnocení. Vybudovaný tenzometrický systém byl následně využit při ověřovací zatěžovací zkoušce. Dále je plánováno jeho využití při cca pětiletém sledování chování zesílené konstrukce, tedy za provozu. Na Obr. 2 je uveden příklad umístění tenzometrů v příčném řezu mostu, na Obr. 3. je uvedena ukázka získaných údajů při ověřovací zatěžovací zkoušce tárovacím vagonem.

Geodetický systém

Svislé posuny spodní stavby byly měřeny metodou velmi přesné nivelace s využitím přesného elektronického nivelačního systému Leica DNA03. Průhyby středů polí byly měřeny přesnou trigonometrickou metodou s využitím elektronické totální stanice Topcon GTS-300. Svislé posuny byly měřeny od stabilizovaných bodů vztahné soustavy. Rozlišovací schopnost použitého měřicího nivelačního přístroje 0,01 mm. Směrodatná odchylka nivelačního měření převýšení činila 0,03 až 0,05 mm. Pro měření průhybů středů mostních polí byla použita přesná trigonometrická metoda. Průhyb byl určován relativně od podpor z rozdílu převýšení měřických značek vypočtených z měřených zenitových úhlů a vzdáleností.



Obr. 4 Rozmístění geodetických měřických značek na mostovce, spodní stavbě a technologie měření

K trigonometrickému měření bylo použito kalibrované a ověřené elektronické měřicí stanice Topcon GTS-300 (úhlová přesnost 0,5 mgon – odpovídá přesnosti 0,24 mm/30 m). Úhlová měření byla realizována metodou měření v laboratorní jednotce. Směrodatná odchylka určení průhybu v rámci jedné etapy činila 0,15 mm až 0,30 mm. Technologie geodetického měření je tvořena soustavou geodetických měřických značek na použitých osazených na konstrukci sledovaného mostu, na použitých měřících metodách a přístrojích. Schéma rozmístění geodetických měřických značek a princip technologie geodetického etapového měření je Obr. 4. Detaily použitých měřických značek jsou na Obr. 5 a 6.



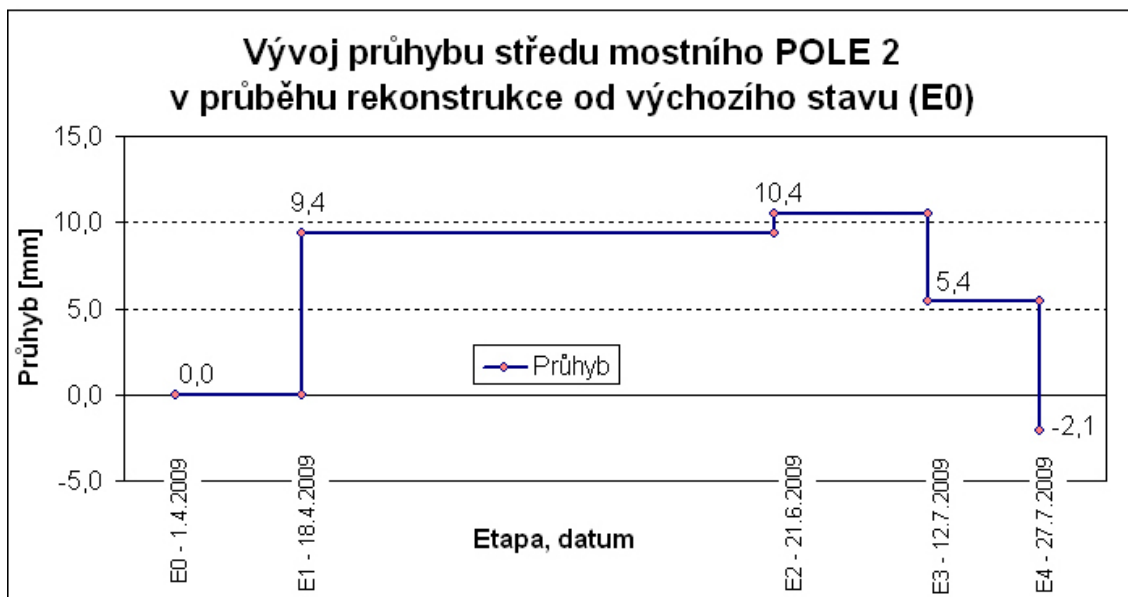
Obr. 5 Detail výškové měřické značky na podpěře



Obr. 6 Detail měřické značky na mostovce

Průběžné sledování mostní konstrukce během její rekonstrukce

Cílem sledování vybraných částí mostu (dvou mostních polí) během rekonstrukce bylo ověření vlivu původní tíhy kolejového svršku na hlavní nosnou konstrukci, ověření vlivu zvětšené tíhy nového koryta a kolejového svršku na hlavní nosnou konstrukci a potvrzení vlivu dodatečného předepnutí. Předmětem geodetického měření během rekonstrukce v dílčích etapách byly svislé posuny mostních podpor (očekávané hodnoty – desetiny milimetru až milimetry) a průhyby středů dvou sledovaných mostních polí (očekávané hodnoty – milimetry).



Obr. 7 Vývoj průhybu středu mostního pole 2 v průběhu rekonstrukce od výchozího stavu

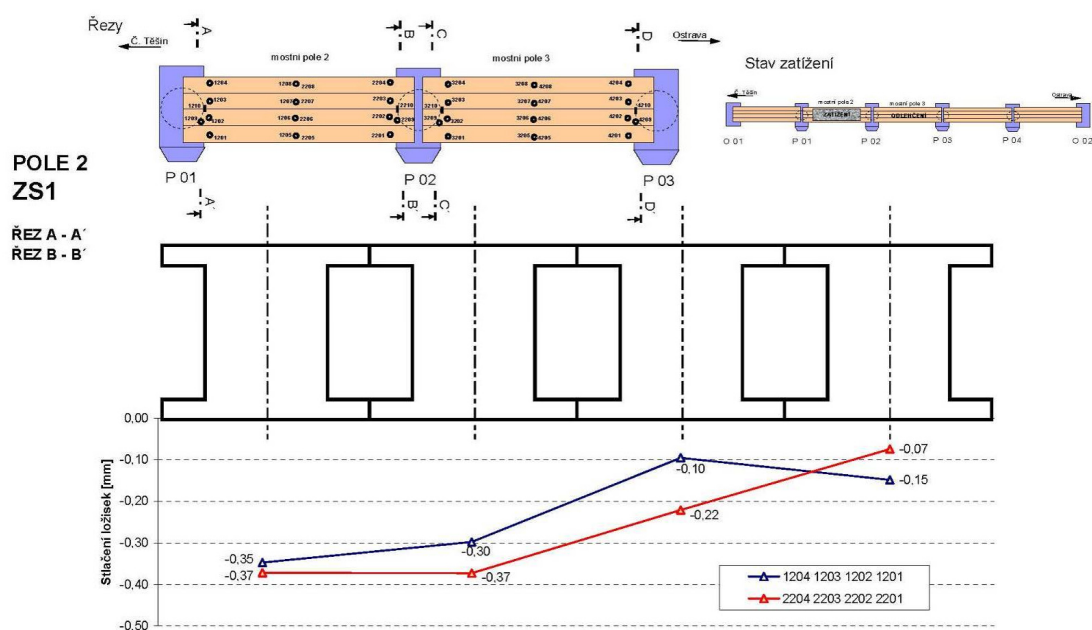
Na Obr. 7 je na časové ose ukázka vyhodnocení vývoje průhybů středu mostního pole v průběhu dílčích etap rekonstrukce. Průhyby jsou vyhodnoceny od základního stavu – před rekonstrukcí (E0). Hodnota průhybu +9,4 mm (nahoru) ve stavu E1 vyjadřuje změnu stavu nosné konstrukce po odbourání původního kolejového svršku, koryta a římsy až na úroveň nosné konstrukce, která tím byla odlehčena. Změna průhybu o +1 mm ve stavu v E2 oproti stavu E1 (celkově +10,4 mm od E0) vyjadřuje stav konstrukce těsně před betonáží. Změna průhybu je výsledkem manipulace s nosnou konstrukcí (nadzvednutí nosné konstrukce z ložisek a jejího opětovného uložení do původního stavu) a jejího částečného mírného předepnutí před betonáží. Relativní změna průhybu o -5 mm (pokles vůči E2) ve stavu E3 vyjadřuje účinek přetížení nosné konstrukce novým betonovým korytem s římsou a vliv předepnutí. Nosná konstrukce je

v této fázi ve středu mostního pole stále nadvýšená oproti původnímu výchozímu stavu (E0) o +5,4 mm. Ve stavu E4 je nosná konstrukce již v cílovém stavu po přitížení novým kolejovým ložem a svrškem, tedy ve stavu těsně před ověřovací zatěžovací zkouškou a uvedením do provozu. Průhyb středu mostního pole se změnil vůči předchozímu stavu E3 o - 7,5 mm, přičemž výsledný průhyb činil -2,1 mm (pokles) od výchozího stavu E0. Výsledný stav po rekonstrukci korespondoval s teoretickým statickým modelem.

Ověřovací zatěžovací zkouška

Cílem sledování mostu během ověřovací zatěžovací zkoušky bylo potvrzení efektu zesílení konstrukce dodatečným předepnutím a spřažením a dále ověření rezervy v hlavní nosné konstrukci. Ověřovací zatěžovací zkouška vycházela ze zásad ČSN 73 6209 [5] a ČSN 73 2030 [6].

Předmětem geodetického sledování během ověřovací zatěžovací zkoušky v dílčích zatěžovacích stavech bylo zatlačení mostních podpor do podloží (očekávané hodnoty – max. desetiny milimetru), stlačení ložisek (očekávané hodnoty – desetiny milimetru až max. milimetr), průhyb os dílčích nosníků nosné konstrukce ve středu mostních polí (očekávané hodnoty – milimetry). Na Obr. 8 je uvedena ukázka vyhodnocení nerovnoměrnosti stlačení ložisek v řezu nosnou konstrukcí při zatížení mostního pole břemenem tárovacího vozu 120 tun v zatěžovacím stavu ZS1.



Obr. 8 Nerovnoměrnost stlačení ložisek v 1. zatěžovacím stavu

Stlačení ložisek bylo měřeno geodeticky přesnou nivelací s rozšířenou nejistotou $\pm 0,12$ mm (pravděpodobnost $P=0,95$, riziko nesprávného závěru $\alpha=5\%$). Hodnoty stlačení ložisek korespondovaly s očekávanými, malé hodnoty stlačení prokázaly dobrou kvalitu jejich rekonstrukce.

Závěr

Tenzometrická a geodetická měření splnila cíle a umožnila zachytit, číselně zdokumentovat a interpretovat všechny důležité fáze rekonstrukce, především míru vlivu tíhy původního koryta s kolejovým svrškem na hlavní nosnou konstrukci, míru vlivu manipulací s nosnou konstrukcí před betonáží nového koryta, stav zpětného uložení nosné konstrukce na renovovaná ložiska, míru vlivu zvětšené tíhy nového koryta na hlavní

nosnou konstrukci, míru vlivu přetížení nosné konstrukce novým kolejovým svrškem, míru vlivu tíhy nového koryta s novým kolejovým svrškem na hlavní nosnou konstrukci, míru vlivu zvětšené tíhy novým kolejovým ložem a svrškem vůči původnímu stavu a míru vlivu přetížení břemenem 120 t při ověřovací zatěžovací zkoušce. Při ověřovací zatěžovací zkoušce se dále prokázalo, že přetížením břemenem 120 tun dochází k příčnému náklonu konstrukce, což se projevilo příčným trendem přetvoření v místě ložisek. Příčný náklon konstrukce se rovněž jednoznačně projevila po jejím odlehčení odbouráním původního svršku a koryta a po přetížení novým korytem a svrškem. Příčný náklon se projevuje v základech podpor a pravděpodobně souvisí s pružností základové půdy. Ve všech fázích se prokázala korespondující reakce podloží i nosné konstrukce. Sledování v průběhu rekonstrukce bylo přínosným neboť umožnilo průběžnou verifikaci statického modelu a kontrolu stavu konstrukce, která průběžně prokazovala kvalitu a úspěšnost rekonstrukce.

Získané výsledky tenzometrického měření jak při ZS, tak průběžného se zajištěným dálkovým přenosem dat a výsledky měření geodetického opřené o stabilizované geodetické body prokazují, že byl na sledované konstrukci vyvinut přesný měřicí systém schopný vzájemného ověření údajů tenzometrického a geodetického.

Vyvinutý a zprovozněný měřicí systém je vhodný pro dlouhodobé sledování mostu. Je osazený na konstrukci (část tenzometrická a měřicí body části geodetické) a vybudovaný v jejím bezprostředním okolí.

Tento příspěvek byl zpracován za podpory výzkumného záměru MSM 0021630519.

Literatura:

- [1] Klusáček, L.: Železniční most „Gagarin“ v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Diagnostika mostu. KL-projekt, Brno, 2008.
- [2] Klusáček, L.; Bureš, J.; Nečas, R.: Železniční most "GAGARIN" v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Sledování mostu v průběhu rekonstrukce. Souhrnná zpráva HS12938003, VUT v Brně, Fakulta stavební, 2009.
- [3] Klusáček, L.; Bureš, J.; Nečas, R.: Železniční most "GAGARIN" v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Ověřovací zatěžovací zkouška. Závěrečná zpráva HS12938003, VUT v Brně, Fakulta stavební, 2009.
- [4] Teršel, M.; Klusáček, L.: Závěry z tenzometrického měření Jezernického viaduktu. Konference Železniční mosty a tunely, Praha, 2004
- [5] Klusáček, L.; Pěnčík, J.; Bureš, J.; Vitula, A.: Měření přetvoření kleneb železničního viaduktu. Příspěvek na konferenci Experiment 04, ISBN 80-7204-354-4, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., Brno, 2004
- [6] ČSN 73 6209 Zatěžovací zkoušky mostů
- [7] ČSN 73 2030 Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí

MCE Slaný vyrobila a smontovala ocelovou konstrukci železničního mostu přes Labe v Kolíně

Ing. Karel Kovář, Vladan Michalík, MCE Slaný, s.r.o.

Účelem investičního záměru Ředitelství vodních cest ČR při rekonstrukci 100 let starého 3 polového železničního mostu bylo zvýšení podjezdné výšky ze 4,35 m na 5,25 m na vodní cestě do přístavu Pardubice. Zajímavostí nového, 4 polového přemostění se dvěma nezávislými jednokolejnými konstrukcemi je možnost vybavit v budoucnu pole nad plavební dráhou zdvihačím mechanismem, který umožní proplutí lodí o výšce až 7 m. Zpracovatelem projektové dokumentace nového mostu bylo sdružením firem VPÚ DECO PRAHA a.s. a SUDOP PRAHA a.s., zhotovitelem bylo sdružení Viamont DSP a.s., Eurovia CS a EDS Holding a.s. Ocelovou konstrukci vyráběla MCE Slaný v období 10/2009 – 03/2010, montáž byla realizována ve dvou 70 denních výlukách sdružením Bögl a Krýsl a MCE Slaný v období 05/2010 – 10/2010.

Jednotlivá pole jsou navržena jako prostá, o rozpětí 32,0 + 49,0 + 28,0 + 20,0 m, celková hmotnost OK činí 1 380 tun. Nosnou konstrukci „pevné části mostu“ v polích 1, 2 a 4 tvoří příhradová konstrukce se spodní mostovkou s kolejovým ložem, zdvihač pole 3 má mostovku s přímým pružným upevněním. Ortotropní mostovka se sestává z mostovkového plechu tl. 16 mm s podélnými a příčnými výztuhami. V místech štěrkového lože jsou podélné výztuhy z ploché oceli v osově vzdálenosti 460 mm, u přímo pojižděného pole jsou podélné a příčné výztuhy shodného tvaru I, vzájemná osová vzdálenost příčných výztuh je v jednotlivých polích různá a pohybuje se v rozmezí od 1,87 až 2,13 m. Výška hlavních příhradových nosníků není v jednotlivých polích stejná, mění se v rozsahu od 5 876 mm do 6 390 mm. Dolní pas hlavních nosníků je v „pevné části“ tvořen svařovaným I profilem výšky 1 280 až 1 370 mm, ve „zdvihači“ části uzavřeným truhlíkovým profilem výšky 780 mm. Horní pas tvoří truhlíkový průřez, který plynule přechází na koncích v krajní diagonály, diagonály v poli jsou navrženy jako svařované I profily. Na vnějších i vnitřních stranách obou mostů jsou na konzolách situovány revizní a obslužné chodníky včetně kabelových žlabů. Ve třetím poli je nad plavební dráhou obou mostů provedena kabelová lávka s podjezdnou výškou 7 m.

Staveništní montáži obou mostních konstrukcí předcházela demontáž příslušné části původní mostní konstrukce realizovaná MCE Slaný, montáž pomocných podpěrných konstrukcí, bourání části stávajících a budování nových opěr a pilířů. Chronologicky byly jako první, v prostoru pole č. 1, osazeny na výsuvnou dráhu z prvků PIŽMO pomocí mobilního jeřábu první čtyři mostovkové a čtyři příhradové dílce pole 2. Po jejich sestavě a svaření následoval podélný výsuv 9,3 m na vysouvacích jednotkách, který umožnil osazení zbývajících 4 dílců pole 2. Po jejich sestavě a svaření s vysunutou první částí pole 2 byl proveden další podélný výsuv 35,3 m do definitivní polohy, resp. 450 mm nad projektovanou polohu, což umožnilo vložení a ustavení ložisek. Následovala montáž pole 3 nad provozovanou plavební dráhou, kde nebylo možné umístit pomocnou podpěrnou konstrukci. Z tohoto důvodu byla 28 m dlouhá mostovka včetně dolních pasů hlavních nosníků v podélném směru vyrobena v celé délce bez příčného montážního styku, v příčném směru byla rozdělena na 2 díly. Po osazení a svaření mostovky a hlavních příhradových nosníků se obě části propojily předpínacími tyčemi Dywidag o průměru 32 mm a pomocí hydraulických válců byla provedena korekce průhybu pole 3 od vlastní hmotnosti s následným svařováním obou částí. Montáž polí 1 a 4 probíhala standardně pomocí mobilních jeřábů. V závěrečné fázi byla konstrukce spuštěna na hmcová ložiska, předem uložená v betonových ložiskových blocích. Díky příkladnému nasazení byla montáž ocelové konstrukce včetně protikoroze ochrany úspěšně dokončena ve smluvním termínu a celé dílo bylo předáno objednateli v požadované kvalitě.







Uplatnění řídicích tyčí u ocelových železničních mostů

Dr.-Ing. Richard Buba, SSF München

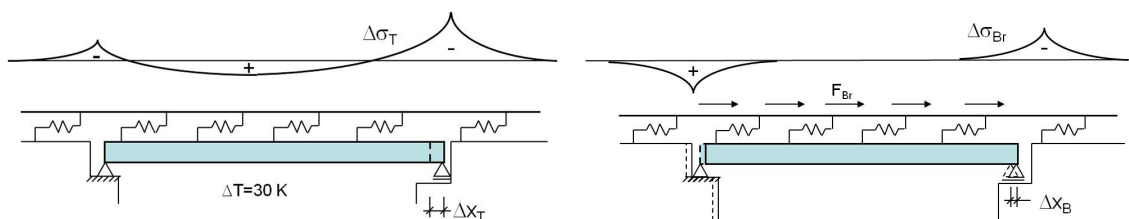
Řídicí tyče slouží k přenesení pevného bodu mostu z opěry doprostřed jeho rozpětí a tím k redukci dilatačních pohybů až na polovinu. Tím je možné vyhnout se použití dilatačního zařízení koleje u ocelových mostů o rozpětí cca. 60-120 m, u nichž by jinak dilatace koleje byla nutná. Díky dobrým zkušenostem s jejich provozem se řídicí tyče v Německu uplatňují stále častěji a staly se prakticky standardním řešením.

Napětí v koleji a dilatační délky

V bezстыkové koleji vznikají v důsledku teplotních změn normálová napětí. U mostů dochází vlivem pohybu mostovky od teplotních změn a brzdných sil k dalšímu nárůstu těchto napětí. Tato přídatná napětí se koncentrují nad mostním závěrem (obr. 1) a jejich maximální dovolené hodnoty jsou jak dle „staré“ německé drážní normy DS 804, tak dle Eurokódu 1 následující:

- tlaková napětí: 72 MPa,
- tahová napětí: 92 MPa.

Tlaková napětí se omezují proto, aby nedošlo ke ztrátě stability koleje a jejímu příčnému vybočení. Tahová napětí se omezují z důvodu možného vzniku únavového lomu kolejnice.



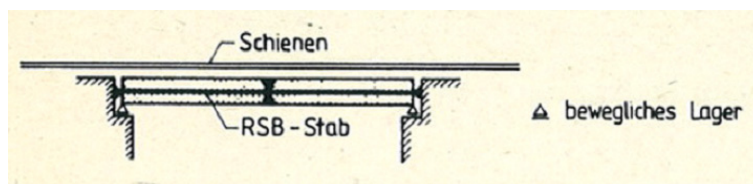
Obr. 1 Napětí v koleji od změny teploty a brždění

Výpočet napětí v koleji je poměrně pracný a proto se v rámci projektu zpravidla neprovádí. Místo toho jsou u jednotlivých železničních společností definovány maximální dilatační délky vrchní stavby, při jejichž zachování (a zároveň při dostatečné tuhosti spodní stavby), není nutná dilatace koleje. Tyto dilatační délky jsou v různých zemích rozdílné a to v závislosti na klimatických podmínkách, ale i na tradici a zkušenostech. U německé dráhy činí maximální dilatační délka u ocelových mostů $L=60\text{ m}$, u betonových mostů $L=90\text{ m}$.

Při překročení těchto dilatačních délek je nutno použít dilatační zařízení koleje. Tato dilatační zařízení jsou poměrně drahá a náročná na údržbu. Proto je snahou železničních společností vyhnout se pokud možno jejich použití tím, že se nepřekročí stanovené dilatační délky.

Řídicí tyč RSB

Při návrhu mostů není dodržení dilatačních délek vždy možné. Již od počátku aplikace bezстыkové koleje se inženýři pokoušeli při zachování rozpětí zmenšit dilatační délky. Možným řešením tohoto problému je přemístění pevného bodu z opěry (podpory) do středu pole, čímž se dilatační délka redukuje na polovinu. Takto vznikla řídicí tyč RSB (RSB-Stab). Její princip je znázorněn na obr. 2.



Obr. 2 Princip řídicí tyče RSB

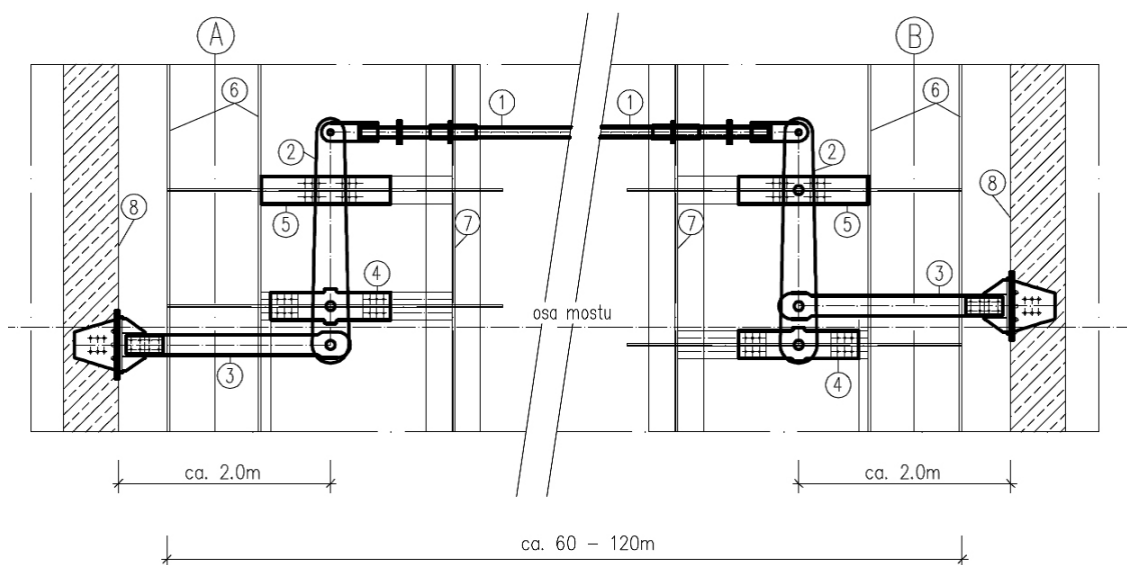
Mezi opěry se umístí tuhý prut, k němuž se ve středu rozpětí pevně připojí mostovka. Ložiska mostovky jsou v podélném směru pohyblivá. Tím se přemístí pevný bod z podpory do středu pole. Při teplotních změnách se mostovka roztahuje resp. zkracuje na obou koncích stejně a dilatační délka se redukuje na polovinu. Brzdné síly se z mostovky přenášejí skrze prut RSB do obou opěr stejnoměrně.

Toto řešení má několik nevýhod. Tuhým spojením tyče s oběma opěrami dochází vlivem teplotních změn k normálovým napětím v tyči. Při brzdění je veškerá brzdná síla, která se neprenese přes kolej, přenášena řídicí tyčí. Přitom je třeba omezit poměrné přetvoření tyče, aby její stlačení, resp. roztažení bylo malé, jinak by se brzdná síla přerozdělila do koleje a způsobila v ní přidavná napětí. Z těchto důvodů jsou pro tyče RSB nutné velké průřezy profilů.

Řídicí tyče RSB se aplikovaly málo a v současné době se již prakticky nepoužívají vůbec, neboť byly nahrazeny účinnějším řešením (Mayer/Wunstorf).

Řídicí tyč Mayer/Wunstorf

Řídicí tyče Mayer/Wunstorf využívají principu páky. Konstrukce řídicí tyče Mayer/Wunstorf je znázorněna na obr. 3. Jelikož si autor není jist správností české odborné terminologie, jsou v závorkách pro úplnost uvedeny i německé názvy.



- ① řídicí prut (*Steuerstab*), ② brzdný nosník (*Bremsträger*), ③ držící prut (*Haltestab*), ④ připevnění k mostovce, ⑤ aretace pro případ údržby, ⑥ koncový příčník, ⑦ příčník, ⑧ opěra

Obr. 3 Konstrukce řídicí tyče Mayer/Wunstorf (příklad z mostu v Drážďanech)

Samotný řídicí prut (*Steuerstab*) je k opěrám připojen excentricky skrze brzdný nosník (*Bremsträger*) a držící prut (*Haltestab*), které jsou navzájem kloubově spojeny. Připevnění k mostovce ④ a umístění držícího prutu ③ na obou opěrách musí být asymetrické. Všechna ložiska jsou v podélném směru pohyblivá. Pro případ opravy je na brzdém nosníku umístěna aretace, po jejíž aktivaci se brzdné síly přenášejí do jedné z obou opěr, zatímco řídicí prut a konstrukce u druhé opěry jsou mimo provoz. Praktický příklad konstrukce je vidět na obr. 4 a 5.



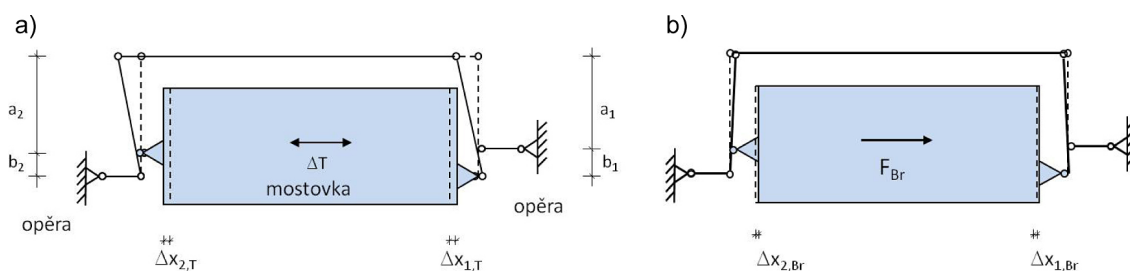
Obr. 4 Řídicí tyč na mostu v Drážďanech, detail u opěr



Obr. 5 Řídicí tyč na mostu v Drážďanech, řídicí prut vedoucí skrz příčnice

Princip působení řídicí tyče Mayer/Wunstorf je znázorněn na obr. 6. Při oteplení mostovky ΔT se její celkové protažení Δx_T díky pákovému mechanismu řídicí tyče rozdělí na obě dvě strany mostovky $\Delta x_{1,T}$ a $\Delta x_{2,T}$ (viz. obr. 6a). Poměr protažení $\Delta x_{1,T}$ a $\Delta x_{2,T}$ je závislý na geometrii pákového mechanismu a je možno zvolit prakticky jakékoliv libovolné rozdělení. V praxi se nejčastěji užívá rovnoměrné protažení na levou a pravou stranu $\Delta x_{1,T} = \Delta x_{2,T}$. Toho se docílí při následujících geometrických podmínkách:

$$\frac{a_2}{b_2} = \frac{a_1 + b_1}{b_1}$$



Obr. 6 Princip působení řídicí tyče Mayer/Wunstorf, a) při změně teploty, b) od působení brzdných sil

Při této geometrii dojde i k rovnoměrnému rozdělení brzdné síly F_{Br} na levou a pravou opěru a tím i k polovičnímu posunu oproti pevnému uložení na jedné opěře.

$$F_{1,Br} = F_{2,Br} = \frac{1}{2} F_{Br}$$

$$\Delta x_{1,Br} = \Delta x_{2,Br} = \frac{1}{2} \Delta x_{Br}$$

Konstrukce řídicí tyče je staticky určitá. Proto při jejím oteplení resp. ochlazení dojde k posuvům, nikoliv ke vzniku vnitřních sil resp. napětí jako u tyče RSB. Brzdné síly se přenášejí na obou koncích mostovky ④ do brzdného nosníku ② a z něho skrze držící prut ③ do opěry ⑧ (obr. 3). Díky pákovému působení se do samotného řídicího prutu ① vnáší jen malé síly. Například u mostu v Drážďanech (viz dále) je z celkové brzdné síly 1763 kN přenášeno řídicím prutem ① pouze 196 kN. Proto vystačí pro řídicí pruty velmi malé, zpravidla trubkové profily (např. u mostu v Drážďanech 139,7x12,5). Konstrukce řídicí tyče je díky malým silám a deformacím (stlačení resp. roztažení) velmi tuhá a nedochází k redistribuci brzdné síly do koleje.

Důležitým detailem jsou klouby umožňující pohyb řídicí tyče. Na každé straně mostu jsou tři klouby (viz. obr. 3), někdy se užívá ještě čtvrtý kloub mezi držícím prutem a opěrou. Tyto klouby musí umožňovat jednak pootočení kolem svislé osy, z důvodu průhybu mostu od provozního zatížení musí být zároveň umožněna i vertikální pootočení kolem příčné osy. Většinou se aplikují kloubová ložiska firmy SKF, která se používají ve strojírenském průmyslu u nákladních aut a těžkých strojů. Jsou odolná vůči opotřebení, mají zapouzdřené mazivo zajišťující dlouhodobě účinné mazání a jsou nenáročná na údržbu.

Řídicí tyče Mayer/Wunstorf byly v letech 1974-1992 chráněné patentem P24 46 571.2-25.

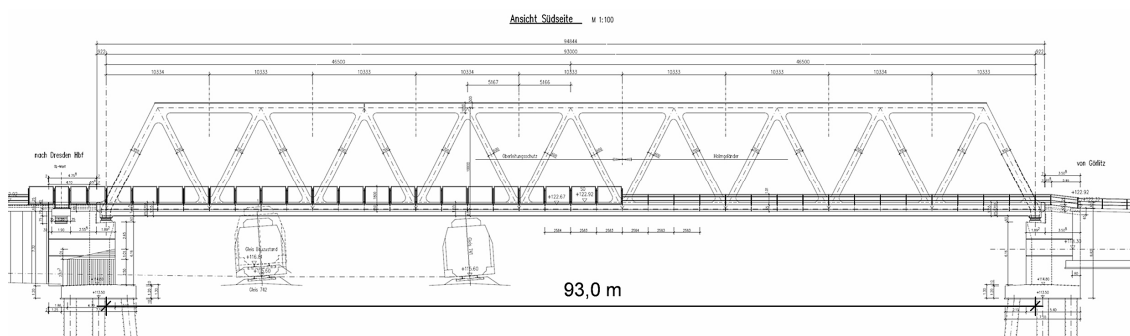
Příklady realizovaných mostů

V posledním desetiletí se v Německu řídicí tyče staly díky dobrým zkušenostem s jejich provozem standardním řešením. Většinou se aplikují u jednopolových příhradových nosníků nebo Langrových trámů rozpětí 60-120 m, ale existují i příklady aplikace u spojitých nosníků a vícepolových prostých nosníků.

Dále jsou představeny některé objekty projektované naší kanceláří.

Most v Drážďanech

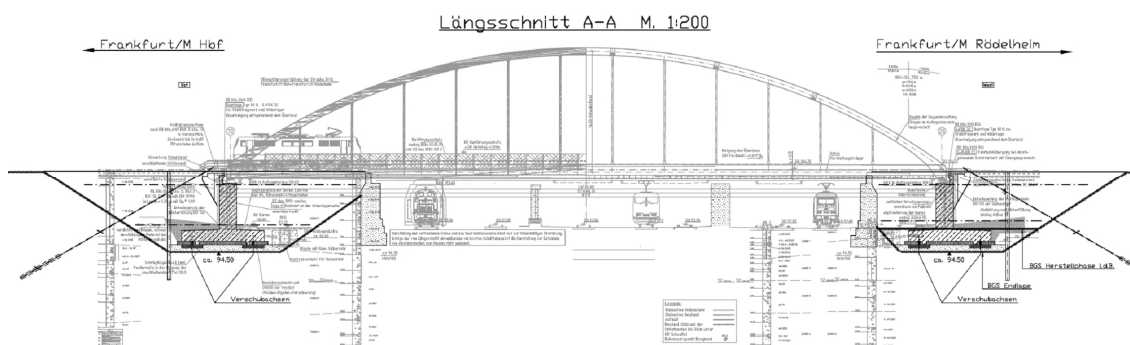
Most v Drážďanech je navržen jako dvukolejný příhradový most o rozpětí $L=93$ m (obr. 7). Detaily řídicí tyče z tohoto mostu jsou na obr. 4, 5.



Obr. 7 Most v Drážďanech, podélný řez

Most v „Galluspark“ ve Frankfurtu nad Mohanem

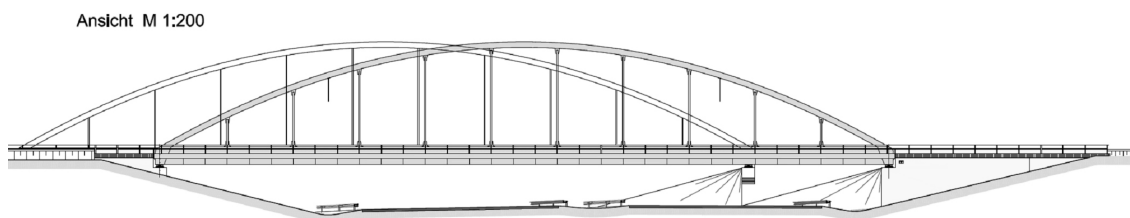
Tento Langrův trám má rozpětí $L=86,1$ m (obr. 8). Jedná se o jednokolejnou konstrukci. Trať je v místě mostu vedena ve směrovém oblouku o poloměru $R=300$ m. Zvláštností mostu byl způsob jeho výstavby, kdy se vrchní stavba nejprve 80 m vysouvala, následně otočila o 20° , osadila na opěry a nakonec včetně opěr přesouvala dalších 10 m do konečné polohy.



Obr. 8 Most „Galluspark“ ve Frankfurtu nad Mohanem, podélný řez

Most Bad Schwartau

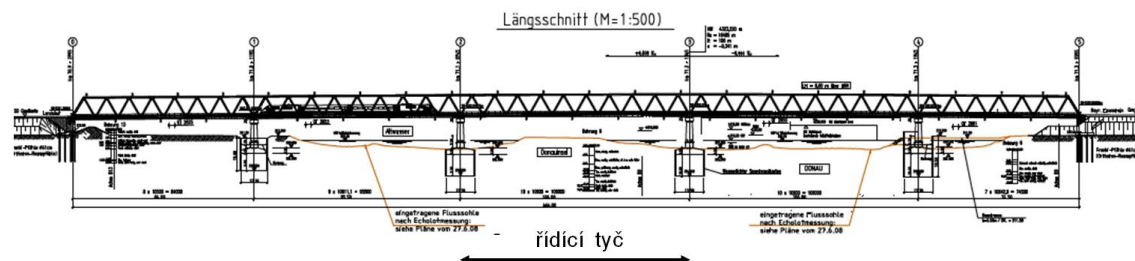
Z důvodu šikmého křížení s dálnicí byl tento most proveden jako dva jednokolejné Langrovy trámy o rozpětí $L=82,5$ m (obr. 9).



Obr. 9 Most Bad Schwartau, pohled

Most přes Dunaj v Deggendorfu

Most v Deggendorfu je netypickým příkladem aplikace řídicí tyče. Jedná se o spojitý příhradový nosník o rozpětích $L=84+95,5+106+106+74,5=466$ m (obr. 10). V zadávací dokumentaci byl pevný bod mostu umístěn na druhém pilíři a dvě dilatační zařízení koleje za opěrami. Ve spolupráci s prováděcí firmou jsme nabídli variantní řešení s řídicí tyčí v prostředním poli s cílem roznést brzdné síly rovnoměrně na dva pilíře. Tím došlo ke značným úsporám v založení mostu. Dilatační zařízení zůstala dle původního projektu.



Obr. 10 Most přes Dunaj v Deggendorfu

Most Köln

Most u Kölnu je navržen jako prostý příhradový nosník o rozpětí $L=113,5$ m (obr. 11). Díky aplikaci řídicí tyče nebylo potřeba dilatačního zařízení koleje.



Obr. 11 Most v Kölnu, $L=113,5$ m

Literatura:

- [1] Meyer, H.; Scubart, R.: Das Steuerstabsystem Meyer/Wunstorf – Wirkungsweise und Erfahrungen. Stahlbau 67 (1998), Heft 8
- [2] Freystein, W., Weber, W.: Steuerstabsysteme bei einteiligen stählernen Eisenbahnbrücken. Stahlbau 50 (1981), Heft 6, S.179-184

Podmínky provozuschopnosti mostních provizorií určených ke vložení na železniční dopravní cestě ve správě SŽDC

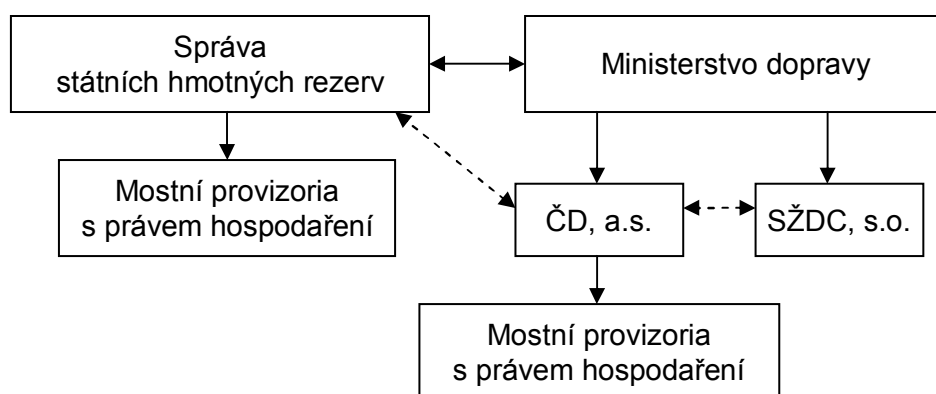
Ing. Zdeněk Nečekal, SŽDC, s.o., oddělení železničních mostů a tunelů

V současné době jsou mostní provizoria z důvodu organizačních změn, které proběhly u drážních složek, ve značném počtu ve vlastnictví cizích subjektů. Pro zajištění bezpečnosti a provozuschopnosti železniční dopravní cesty je nutné stanovit stejné podmínky pro vkládání MP platné pro všechny subjekty, které vlastní MP nebo k nim mají právo hospodaření.

Správa železniční dopravní cesty, státní organizace, převzala k 1. 1. 2003, v souladu se zákonem č. 77/2002 Sb. o transformaci státní organizace České dráhy, která byla transformována na akciovou společnost České dráhy (dále i ČD, a.s.) a státní organizaci Správa železniční dopravní cesty, mimo jiné i povinnost zajišťovat provozuschopnost a bezpečnost železniční dopravy na železniční dopravní cestě. Povinnost vytvářet podmínky bezpečného a plynulého provozování dráhy a železniční dopravy jí byla rovněž uložena zákonem č. 266/1994 Sb. Do konce roku 2002 zajišťovaly tyto povinnosti České dráhy, státní organizace.

V počátcích činnosti Správy železniční dopravní cesty, státní organizace (dále též jen „SŽDC“) byla část kapacit potřebných pro zajištění správy a provozuschopnosti železniční infrastruktury ponechána u Českých drah, a.s. SŽDC uzavřela s Českými drahami, a.s. na zajištění těchto činností tříletou smlouvu. V souladu se smlouvou byla SŽDC prováděna i péče o mostní provizoria a hospodaření s těmito mostními provizorii (dále i MP) prostřednictvím Správ dopravních cest.

System správy mostních provizorií - organizační uspořádání k 1. 1. 2003



V roce 2004 byla evidována inventární mostní provizoria v celkovém počtu 302 ks. Výkon správcovské činnosti prováděly příslušné Správy dopravní cesty, Správy mostů a tunelů v obvodech, ve kterých jim byla mostní provizoria svěřena do správy. Požadované opravy a údržbové práce na mostních provizoriích byly statutárně prováděny vlastními kapacitami správ mostů a tunelů. Jednalo se o inventární mostní provizoria o rozpětí do 30 m, která byla vkládána do železniční dopravní cesty, především jako krátkodobá mostní provizoria. V období od roku 2004 do roku 2007 došlo postupně ke snižování inventárního počtu mostních provizorií z 302 na 171 kusů.

Mostní provizoria byla v rámci snižování rozdělena následujícím způsobem:

- 1) mostní provizoria pro zajištění železničního provozu
- 2) mostní provizoria nadbytečná
- 3) mostní provizoria určená k vyřazení z evidence

Mostní provizoria byla po vyřazení z evidence prodána do kovošrotu, případně byla v rámci likvidace rozebrána na jednotlivé části a prodána cizím vlastníkům na pomocné podpěrné konstrukce, zavážecí dráhy nebo byla umístěna u správ dopravních cest pro zajištění stavební činnosti (opravné a údržbové práce). Současně se snižováním počtu mostních provizorií byla provedena i optimalizace (snižování) počtu úložišť. Byla ponechána úložiště s dobrým přístupem pro příjezd dopravních a mechanizačních prostředků, vhodnými manipulačními prostory pro použití silniční a kolejové techniky. V souvislosti s dalším snižováním finančních nákladů se provedla i redukce počtu provozních zaměstnanců.

V roce 2007 byla provedena další optimalizace činnosti spojená se správou mostních provizorií.

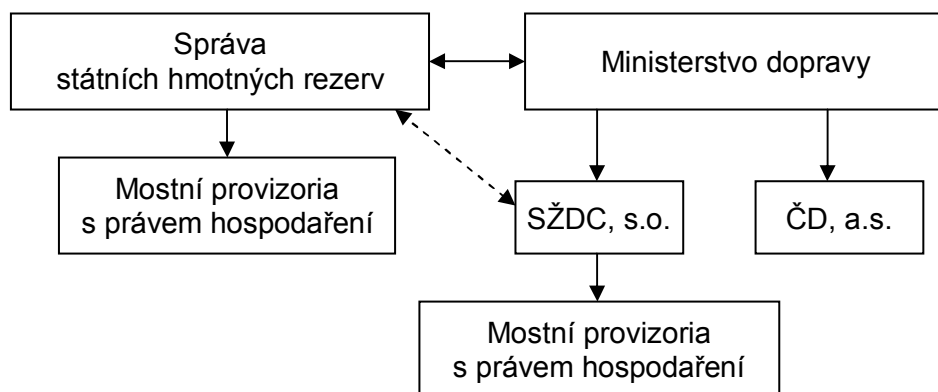
Byly zvažovány následující varianty:

- 1) ponechání stávajícího počtu mostních provizorií
- 2) snížení stávajícího počtu mostních provizorií
- 3) stanovení minimálního počtu mostních provizorií

Posouzení výše uvedených variant si již vyžádalo účast a stanovisko odboru krizového řízení a bezpečnosti ČD, a.s. Následně bylo rozhodnuto o snížení stávajícího počtu mostních provizorií. V rámci optimalizace počtu mostních provizorií byl také uskutečněn jejich částečný odprodej stavebním firmám. Celkem bylo prodáno 46 mostních provizorií.

K 1. 7. 2008 došlo, na základě usnesení vlády České republiky č. 848/2007 Sb. a zákona č. 179/2008 Sb., k převedení funkce provozovatele dráhy na SŽDC. V rámci této události došlo k organizační změně ve výkonu správy u mostních provizorií pod SŽDC. Na ředitelství SŽDC garantují a zajišťují tyto povinnosti vlastníka Odbor traťového hospodářství, oddělení železničních mostů a tunelů ve spolupráci s odborem provozuschopnosti.

Systém správy mostních provizorií - organizační uspořádání k 1. 7. 2008

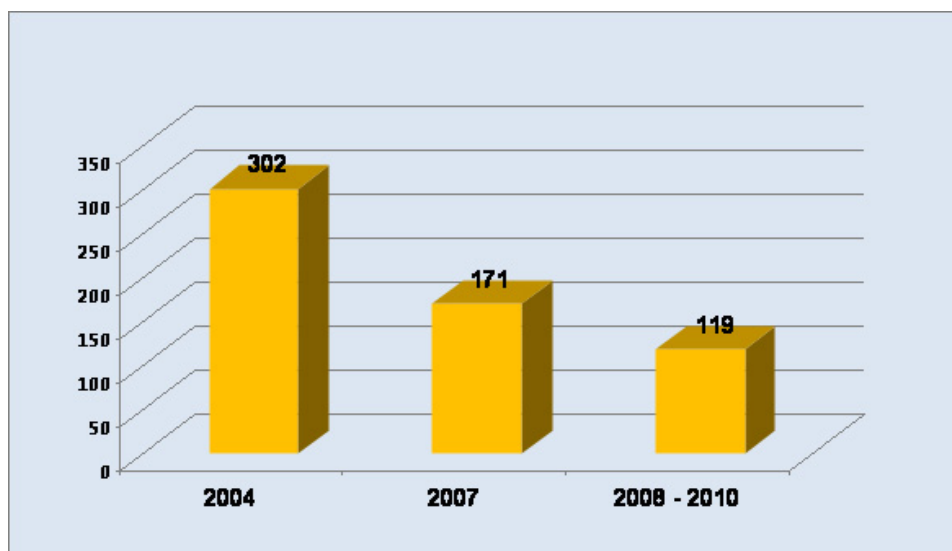


Správy státních hmotných rezerv (dále jen SSHR) vlastní železniční mostní materiál ve formě pohotovostních zásob. Jedná se o konstrukční prvky pro provizorní, mostní a podpěrné konstrukce – IP volné nosníky, železniční most ŽM 16 a podpěrná konstrukce PIŽMO, které jsou uloženy do skladovaných souprav ve skladech SSHR v Borohrádku, Chrasti, Oknech, Pačejově, Chropyni, Studenci a Vanfšdorfu. Jsou používány především pro krizové situace nebo stavební činnost.

Provizorní, mostní, nosné konstrukce z volných nosníků jsou používány jako jednootvorové konstrukce do rozpětí 25 m. V případě požadavků na provizorní přemostění jednoho otvoru o rozpětí větším než 25 m je možné použít prvkové nosné konstrukce ŽM 16.

Podmínky použití:

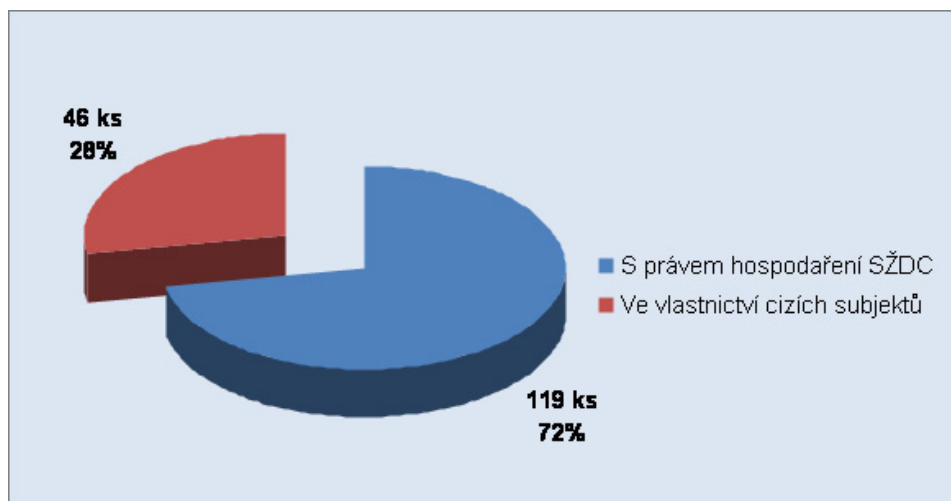
- 1) řešení krizových stavů - zapůjčení železničního mostního materiálu se provádí bezúplatným způsobem. Žádost o zápůjčku předkládá Správa železniční dopravní cesty na Ministerstvo dopravy.
- 2) stavební činnost - zapůjčení železničního mostního materiálu pro opravy a rekonstrukce mostních objektů je zajištěno formou placeného pronájmu. Stavebník předkládá požadavek na SSHR prostřednictvím Ministerstva dopravy a odboru krizového řízení SŽDC.



Optimalizace počtu MP od roku 2004 do roku 2010

Před prodejem mostních provizorií byla mostní provizoria o rozpětí do 30 m ve správě Českých drah a.s. a následně u SŽDC, kde byl uplatňován již léty prověřený systém jejich správy.

Převedením (prodejem) části mostních provizorií do vlastnictví cizích subjektů vznikla situace, kdy SŽDC byla zbavena možnosti výkonu dohledu u těchto provizorií a pozbyla přehled, jak je s mostními provizorii zacházeno, např. zda jsou v požadovaném stavu, jestli nejsou používány za nesprávným účelem atp. Z pohledu SŽDC, která je odpovědná za zajištění bezpečnosti železničního provozu, se jeví jako nezbytné stanovit podmínky, které jednoznačně určí provozuschopnost mostních provizorií pro vložení do železniční dopravní cesty.



Skladba vlastnictví u MP v roce 2010

Stanovení podmínek provozuschopnosti mostních provizorií určených ke vložení na železniční dopravní cestě ve správě SŽDC.

V současné době probíhá připomínkové řízení směrnice, ve které budou přesně specifikovány podmínky provozuschopnosti mostních provizorií. V níže uvedeném textu jsou uvedena vybraná ustanovení připravované směrnice.

Cílem připravované vnitřní směrnice je stanovit, za jakých podmínek a v jakém stavu je možné mostní provizoria z hlediska provozuschopnosti uplatnit na železniční dopravní cestě ve správě SŽDC, ať již se jedná o železniční mostní provizoria ve správě SŽDC nebo jsou vlastníky MP ostatní subjekty.

Směrnice stanoví, kdy MP splňuje podmínky provozuschopnosti a to:

- bylo provedeno technické prověření MP odpovědným zaměstnancem SŽDC,
- vlastní konstrukce je fyzicky ve vyhovujícím stavu zjištěném prohlídkou,
- existuje dokumentace,
- existuje řádně vedená evidence o používání,
- MP je řádně skladováno a udržováno.

Technické prověření

V rámci technického prověření (dále jen TP) předpokládá vnitřní směrnice provádění těchto úkonů:

- prohlídka MP,
- kontrola úplnosti dokumentace,
- kontrola úplnosti MP, součástí a dílců MP,
- kontrola evidence (evidenční listy), kontrola záznamu o užívání MP,
- vyhodnocení a vyhotovení zápisu z TP.

Platnost TP bude udělována na nejvíce 5 let. TP bude platné po celou dobu předpokládaného vložení, nejméně však 6 měsíců po době vložení.

Pokud uplyne TP v době vložení MP bude prováděna dohlédací činnost ve smyslu předpisu SŽDC (ČD) S5.

Zápis z TP vyhotoví zaměstnanec provádějící technické prověření se stanoviskem, zda MP je nebo není způsobilé z hlediska provozuschopnosti. V případě, že MP nevyhoví

požadavkům kladeným na provozuschopnost, bude v rámci prohlídky navrženo opatření pro uvedení MP do provozuschopného stavu.

Prohlídka mostních provizorií

Kontrola fyzického stavu bude prováděna, formou provedení prohlídky, odpovědným zaměstnancem. V případě potřeby, např. při zjištění deformace, oslabení v rozhodujících průřezích vlivem koroze atd., je možné požadovat provedení statického posouzení, jako součást prověření MP.

Odpovědnost za požadovanou kvalitu a závěry uvedené v prohlídce bude mít provádějící zaměstnanec, který vyhotoví protokol se stanoviskem, zda je MP způsobilé ke vložení do ŽDC. V případě, že MP nevyhoví požadavkům kladeným na provozuschopnost, bude v rámci prohlídky navrženo opatření pro uvedení MP do provozuschopného stavu.

Kontrola úplnosti dokumentace

Projektovou dokumentaci včetně výrobní dokumentace předloží správce nebo vlastník v rámci TP. V případě, že nelze dohledat projektovou dokumentaci a výrobní dokumentaci bude nutné vypracovat zjednodušenou dokumentaci, která obsahuje výkresovou dokumentaci a dokladovou část.

Vedoucí TP provede kontrolu kompletnosti a úplnosti projektové a výrobní dokumentace.

Kontrola úplnosti mostních provizorií, součástí a dílců mostních provizorií

Předmětem kontroly bude prověření dokladů o řádné inventarizaci a kompletnosti MP.

Kontrola součástí a dílců u různých typů MP z dvojčítých nosníků, MP jednodukomorových a dvouukomorových, souprav mostních konstrukcí z nosníků IP se provede dle seznamu dílců nosné konstrukce MP a součástí MP (ložiska, úložné bloky apod.). Samostatně se zkontrolují další oddělené součásti souprav MP, např. podlahy, poj. úhelníky, chodníkové konzoly, bedny se spojovacím materiálem apod.

Obdobná kontrola ve zjednodušeném rozsahu se vykoná u volných prvků, tj. když netvoří soupravy např. u samostatných IP nosníků je kontrola prováděna dle seznamu dílců a součástí MP, obdobně u PIŽMA.

Kontrola evidence (evidenční listy), kontrola záznamu o užívání mostních provizorií

Provádí se kontrola úplnosti evidenčních, konstrukčních, statických charakteristik a záznamů o použití MP uváděných v evidenčním listu atp.

Při kontrole správnosti uváděných údajů v evidenčních listech týkajících se evidenčních, konstrukčních a statických charakteristik, záznamů o vložení MP se bude postupovat dle ustanovení předpisu SŽDC (ČD) S5.

Registr, údržba a skladování mostních provizorií

K zajištění okamžité provozuschopnosti MP, jednotné evidence a záchovné péče bude veden centrálně na OŽMT registr MP. Pro zařazení MP do registru a jejich udržení v registru bude povinné předání údajů, které jsou uvedeny v jeho tabulkovém přehledu. Registr bude umístěn na webových stránkách SŽDC. Na MP zařazená do registru se bude nahlížet jako na prověřené mostní konstrukce, okamžitě provozuschopné pro vložení do trati.

Ostatní inventární konstrukce

Ostatními inventárními konstrukcemi se rozumí konstrukce montované ze zásobních jednotek ŽM 16, ŽM16 M, ŽBM 30, ŽM 60, PIŽMO.

Pro navrhování a montáž základních druhů MP typu, ŽM 16, ŽM 16M, IP a PIŽMO je možné využívat jako instruktážní pomůcky:

- Modernizovaný železniční most ŽM 16M – č. j. 5241/VS VUŽ/1980,
- Železniční most ŽM 16 – vydaná pod zn. Žel – 6 – 2/1-3 1959,
- Normálie zatímních železničních mostů z IP nosníků - č. j. 10459/74 ze dne 7. 11. 1974,
- Mostní pilíř PIŽMO – vydaná pod zn. Žel – 6 – 4/1 1964.

Vlastník nebo správce předloží prohlášení, že se jedná o originální, nepoškozené vyrobené díly.

Závěr

Mostní provizoria již nejsou ve výlučném vlastnictví drážních složek. Je nutné vytvořit pravidla, za jakých podmínek mohou soukromé subjekty uplatnit vlastní mostní provizoria v rámci železniční dopravní cesty. Z registru MP bude zřejmé, v jaké skladbě jsou MP v daném čase k dispozici. Tím se rozšiřují možnosti pro efektivnější využívání MP a snadnější sestavení podnikatelských záměrů. Směrnice bude dále vhodnou pomůckou pro projektanty a stavební firmy v rámci realizace jejich stavební činnosti.

Modernizácia železničnej trate Žilina – Košice, úsek trate Liptovský Mikuláš – Poprad-Tatry, 5. etapa – inžinierske konštrukcie

Ing. Karol Dobosz, Ing. Vladimír Piták, Ing. Peter Vyšlan, REMING CONSULT a.s.

Príspevok je zameraný na návrh inžinierskych konštrukcií (mosty, tunel Paludza a múry) na modernizácii úseku železničnej trate Liptovský Mikuláš (výhybňa Paludza) – Liptovský Hrádok, pre zvýšenie rýchlosti do 160 km/hod. Z celkovej dĺžky 18,55 km je 14,60 km vedených v novom trasovaní, s čím súvisí potreba výstavby značného množstva nových umelých stavieb.

Popis modernizovaného úseku trate

Modernizácia vybraných tratí siete ŽSR spočíva v prestavbe železničnej dopravnej cesty za účelom zlepšenia jej vybavenosti a použiteľnosti zabudovaním moderných a progresívnych prvkov, tým zlepšenia jej parametrov. Do železničnej dopravnej cesty treba zahrnúť: pozemky, objekty a zariadenia železničných tratí a stavieb (ŽTS), telekomunikačnej a zabezpečovacej techniky (TZT), energetiky a elektrotechniky (EE), ako aj bezprostredné riadenie dopravy.

V roku 2006 vypísalo GR ŽSR verejnú súťaž na vypracovanie projektovej dokumentácie vrátane inžinierskej činnosti na úsek trate Liptovský Mikuláš – Košice, ktorý bol rozdelený na štyri dielčie úseky: Liptovský Mikuláš – Poprad-Tatry (mimo), Poprad-Tatry (mimo) – Margecany, Margecany (mimo) – Kysak a Kysak (mimo) – Košice (mimo). Príspevok je venovaný návrhu modernizácie traťového úseku Liptovský Mikuláš (výhybňa Paludza) – Poprad-Tatry (mimo) v celkovej dĺžke 63,176 km podľa terajšieho staničenia trate, pričom došlo ku skráteniu trate na 58,350 km po jej zmodernizovaní, čo predstavuje 4,826 km. Z 58,350 km dvojkoľajnej trate je 67,09 % na novom telese.

Riešený úsek železničnej trate je v súčasnej dobe dvojkoľajný. Maximálna traťová rýchlosť je 120 km/hod. od začiatku úseku v Poprade po žst. Svit a ďalej až po koniec úseku vo výhybni Paludza je 100 - 120 km/hod. s miestnymi obmedzeniami na rýchlosť 60 – 90 km/hod. v okolí žst. Štrba, v údolí Bieleho Váhu a v mieste svahového zosuvu v Liptovskom Mikuláši. V úseku sa v súčasnosti nachádza 6 železničných staníc: Svit, Štrba, Východná, Kráľova Lehota, Liptovský Hrádok a Liptovský Mikuláš. Okrem uvedených staníc je na predmetnom úseku trate ešte 5 zastávok: Lučivná, Štrba – zastávka, Važec, Podtureň a Okoličné.

V priebehu projekčných prác bol celý modernizovaný úsek rozdelený na 5 samostatne realizovateľných etáp:

- 1. etapa: Poprad-Tatry (mimo) – Lučivná (nžkm 200,300 – 213,000)
- 2. etapa: Žst. Štrba (nžkm 213,000 – 222,880)
- 3. etapa: Štrba (mimo) – žst. Východná (nžkm 222,880 – 229,800)
- 4. etapa: Východná – Liptovský Hrádok (nžkm 229,800 – 240,100)
- 5. etapa: Žst. Liptovský Hrádok – Liptovský Mikuláš (výh. Paludza) (nžkm 240,100 – 258,650)

Z energetického hľadiska je zásadnou zmenou oproti súčasnému stavu zmena trakčnej sústavy. Súčasná jednosmerná trakčná prúdová sústava 3 kV DC bude nahradená striedavou trakčnou prúdovou sústavou 25 kV AC. Prechod na striedavú sústavu je možný až po sprevádzkovaní príslušných traťových úsekov striedavou trakciou.

Po modernizácii bude na predmetnom úseku len 5 staníc, pričom zrušená stanica v Kráľovej Lehote bude nahradená zastávkou a vybudované budú dve úplne nové stanice – Štrba a Liptovský Mikuláš nahrádzajúce stanice na opustenom telese. Okrem staníc bude na modernizovanej trati 5 zastávok: Lučivná, Važec, Kráľova Lehota, Liptovský Ján (nahrádza zastávku Podtureň) a namiesto zastávky Okoličné vznikne zastávka Liptovská Porúbka.

Príspevok je zameraný na objekty v 5. etape stavby - dĺžka úseku je v existujúcom trasovaní 20,297 km, v navrhovanom trasovaní 18,550 km, pričom 71,85 % trate je vedenej na novom telese. Skrátenie úseku je o 1,747 km. Po zapojení preložky zo 4. etapy do existujúcej trate v blízkosti obce Kráľova Lehota je trať vedená po pôvodnom telese až za stanicu Liptovský Hrádok, kde odbočuje z pôvodnej osi, prechádza cez Váh na jeho južný breh, kde ďalej za obcou Podtureň vytvára spolu s diaľnicou D1 spoločný koridor a v súbehu s ňou z južnej strany pokračuje v podstate až na koniec úseku.

Minimálny polomer smerového oblúka je $R = 1895$ m (okrem oblúka pred napojením na pôvodnú trať pred výhybnou Paludza, kde je $R = 1400$ m). Maximálny pozdĺžny sklon na navrhovanom úseku je 13,029 ‰.

Pred koncom úseku je na trati navrhnutý posledný tunel tejto stavby – „Paludza“, dvojkoľajný jednorúrový dĺžky 750 m. Na rozdiel od všetkých ostatných tunelov tejto stavby bude tunel „Paludza“ hĺbený.

Zoznam mostných objektov a múrov v 5. etape

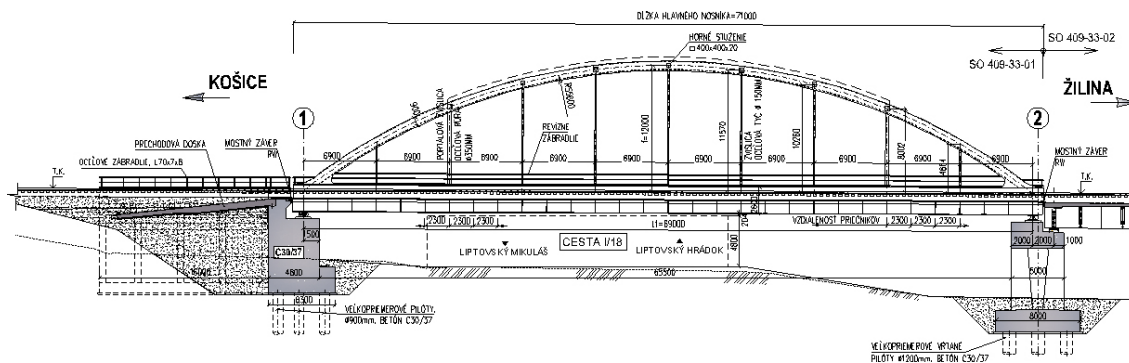
Odbor 33		Železničné mosty		Dočasné žel. mosty	Cestné mosty		Podchody		Oporné konštrukcie	Ostatné
		rekonštr.	nové		rekonštr.	nové	rekonštr.	nové		
UČS	408	2	1	2	1	1	1	2	4	1
UČS	409		6		1	9		1	9	2
UČS	410		1		1	1		3	1	
UČS	411		4			3			10	
Sumár		2	12	2	3	14	1	6	24	3

Okrem týchto inžinierskych konštrukcií bude dominantným prvkom v území nová železničná stanica v Liptovskom Mikuláši, ktorá bude cieľovou stanicou pre záujemcov o rekreáciu, relax a turizmus na Liptove a v Nízkych Tatrách. Stanica bude situovaná medzi diaľnicou a koľajiskom železničnej stanice v blízkosti areálu vodných športov v Liptovskom Mikuláši. Prístup do staničnej budovy bude zabezpečený podchodom popod diaľnicu, ktorý vyústi do vstupného portálu železničnej stanice, umiestneného pod násypom diaľničného telesa, kde bude umiestnená aj nová autobusová stanica.

Železničný most nad cestou I/18

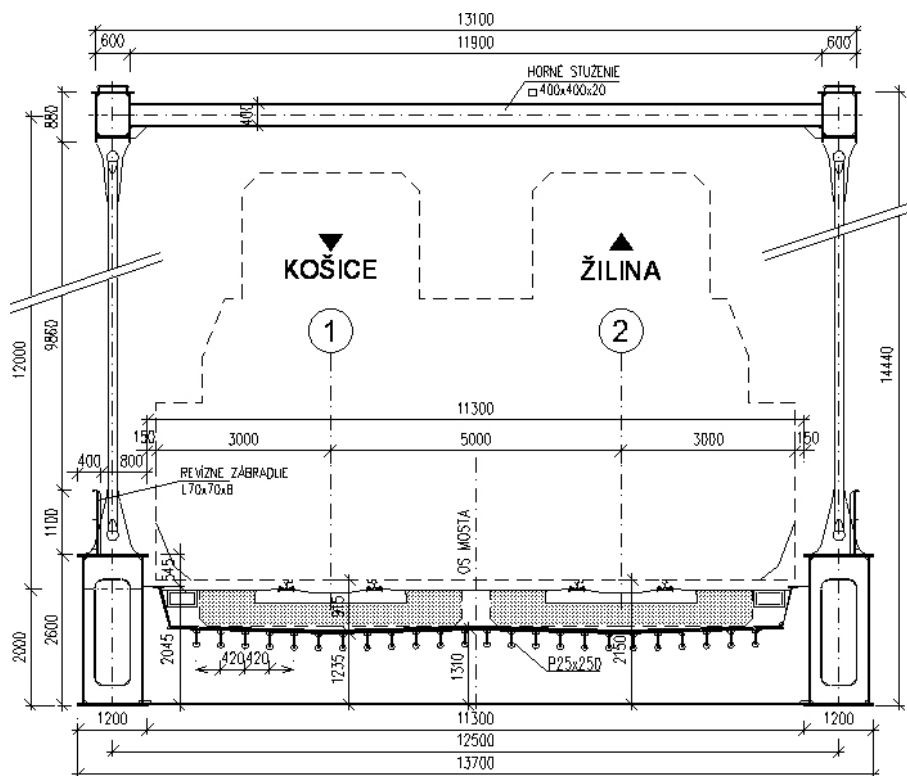
Nové smerové vedenie železničnej trate v úseku medzi Paludzou a Liptovským Hrádkom, navrhnuté v rámci modernizácie železničnej trate Liptovský Mikuláš–Poprad pre traťovú rýchlosť do 160 km/hod., si vyžiadalo vybudovať nový železničný most, ktorý prevedie železničnú trať ponad cestu I/18 pred vjazdom do Liptovského Hrádku v smere od Liptovského Mikuláša. Trať sa v danom úseku nachádza v priamej a vo výškovom oblúku. Most musí byť riešený ako dvojkoľajná konštrukcia pre nedostatočnú vzdialenosť koľají navrhovanej trate potrebnej pre dve jednokojajné konštrukcie. Smerové a výškové vedenie trasy spolu s obrysom gabaritu cesty I/18 (vrátane rezervy min. 150 mm) viedlo k minimalizovaniu stavebnej výšky konštrukcie. Z konštrukčného

a statického hľadiska sa jedná o dvojkoľajný plnostenný trámový most vystužený oblúkom s dolnou ortotropnou mostovkou pre priebežné koľajové lôžko – Langerov trám (obr. 1).



Obr. 1 Pozdĺžny rez mostom

Nosnú konštrukciu tvoria dva plnostenné trámy komorového prierezu celkovej výšky 2,6 m. Osová vzdialenosť trávov je 12,5 m (obr. 2). Na trámy sú napojené parabolicky zakrivené oblúky teoretického vzopätia 12,0 m. Oblúky sú navrhnuté ako komorové nosníky výšky 0,8 m a šírky 0,6 m. Pripojenie oblúka na trám je navrhnuté s excentricitou 0,7 m. Prepojenie oblúka a trámu zabezpečujú zvislice kruhového tvaru o priemere 0,15 m v osovej vzdialenosti 6,9 m.



Obr. 2 Priechový rez mostom v strede rozpätia

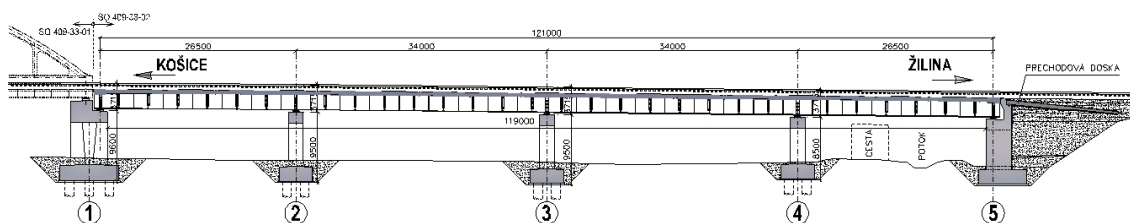
Mostovka je navrhnutá ortotropná s priebežným koľajovým lôžkom z plechu hrúbky 16 mm a je tvarovaná do profilu žľabu koľajového lôžka. Pozdĺžne výstuhy sú v osovej vzdialenosti 0,42 m, priečne výstuhy vo vzdialenosti 2,3 m. Nosná konštrukcia mosta je navrhnutá z ocele S355J2.

Spodná stavba mosta je tvorená železobetónovou gravitačnou oporou na košickom konci mosta a spoločným pilierom so susedným objektom na žilinskom konci mosta. Založenie opory je na veľkopriemerových pilótach priemeru 0,9 m. V závernom múre je vytvorený ozub pre osadenie prechodovej dosky.

Nosná konštrukcia bude uložená na oceľových ložiskách. Pevné uloženie je uvažované na spoločnom pilieri so susedným objektom. Kontinuálny prechod koľaje s priebežným koľajovým lôžkom z nosnej konštrukcie na oporu a susedný objekt je zabezpečený pomocou mostných záverov s úpravou pre železnice.

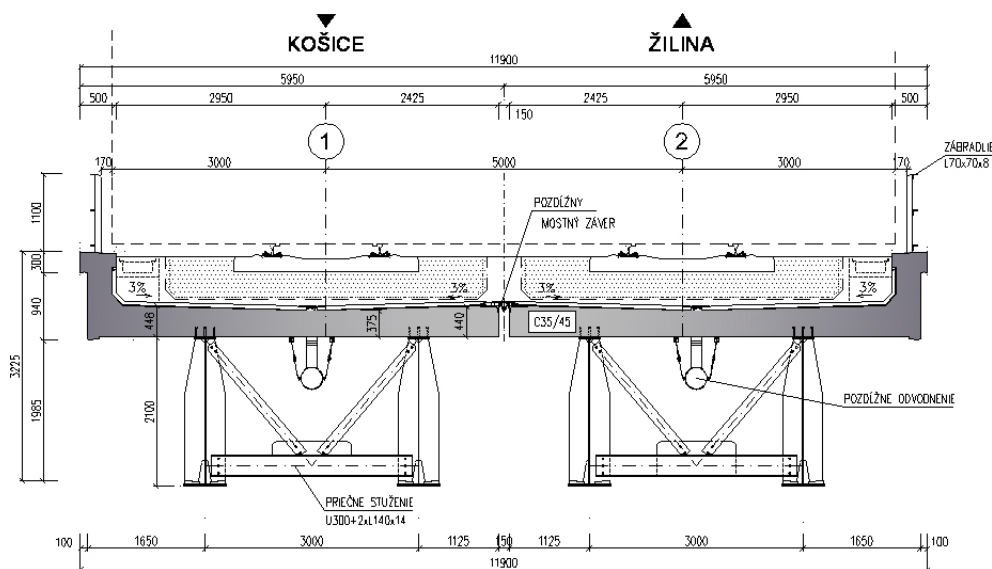
Železničný most nad miestnou komunikáciou a bezmenným potokom

Navrhovaný železničný most priamo nadväzuje na predchádzajúci mostný objekt. Prekážku tvorí miestna komunikácia, ktorá zabezpečuje prístup do novo vznikajúcej obytnej oblasti a bezmenný potok miestneho významu. Trať sa v danom úseku mosta nachádza v priamej, na konci mosta v prechodnici. Výškovo trať klesá v smere staničenia. Osová vzdialenosť koľají je 5,0 m na začiatku mosta a 4,1 m na konci mosta, pričom jej zmena vyplynula z postupného prechodu zo staničného obvodu na šírú trať. Celková dĺžka premostenia je 119,0 m, čo viedlo k návrhu štvorpoľovej spriahnutej ocelobetónovej konštrukcie s rozpätiami jednotlivých polí 26,5+34,0+34,0+26,5 m (obr. 3).



Obr. 3 Pozdĺžny rez mostom

Nosná konštrukcia mosta je navrhnutá zo železobetónu C35/45, z ocele S355J2 nosné časti a z ocele S235J2 konštrukčné časti (priečne stuženie).



Obr. 4 Priechy rez mostom

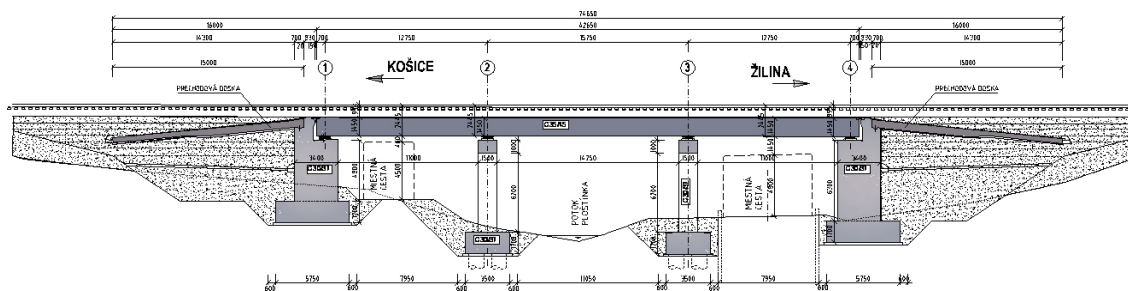
V priečnom smere je nosná konštrukcia navrhnutá samostatne pre každú koľaj. Výška spriahujúcej dosky je premenná v priečnom aj v pozdĺžnom smere, čo vyplynulo z navrhnutého spôsobu odvodnenia, ktoré je vedené medzi nosnými trámami. Hrúbka dosky je 0,375-0,465 m. Steny nosných trámov sú navrhnuté výšky 2,045 m v poli a 2,03 m v priereze nad pilierom. Hrúbka steny je konštantná po celej dĺžke s hodnotou 14 mm. Spodné pásnice sú navrhnuté premenného prierezu. V oblasti uloženia krajných polí 30x700 mm, v medzipodperovej oblasti 30x600 mm a nad piliermi 40x800 mm. Horné pásnice, obdobne ako spodné, sú navrhnuté premenného prierezu. V poli 25x300 mm a nad pilierom 40x800 mm.

Spodná stavba mosta je tvorená krajným pilierom, ktorý je spoločný aj pre most ponad cestu I/18, medzilahľými piliermi a krajinou gravitačnou oporou. Opora je doplnená svahovými krídlami. Opora ako aj krídla sú založené plošne, vzhľadom na vhodné geologické podmienky v danej lokalite. V závernom múre opory je vytvorený ozub pre osadenie prechodovej dosky. Medzilahľé piliere sú tvorené úložným prahom konštantných rozmerov 2,0x2,0 m. Úložné prahy sú prepojené so stĺpmi, ktoré majú po výške premennú šírku drieru. Driery sú votknuté do základových dosiek s rozmermi 12,9x4,5 m. Základová doska je uložená na pilótach priemeru 1,2 m, dĺžky 12,0 m. Pilóty sú votknuté do skalného podložia. Krajný pilier, ktorý je spoločný aj pre predchádzajúci objekt, má podobný tvar. Úložný prah je navrhnutý rozmerov 5,0x2,0 m. Je uložený na drieru premenných rozmerov, ktorý je votknutý do základovej dosky s rozmermi 17,9x8,0 m.

Uloženie nosnej konštrukcie bude na atypické hrncové ložiská. Pevné uloženie je na medzilahlom pilieri P4. Kontinuálny prechod na zemné teleso a na predchádzajúci mostný objekt je zabezpečený mostnými závermi s úpravou pre železnice.

Železničný most nad miestnou komunikáciou a potokom Ploštínka

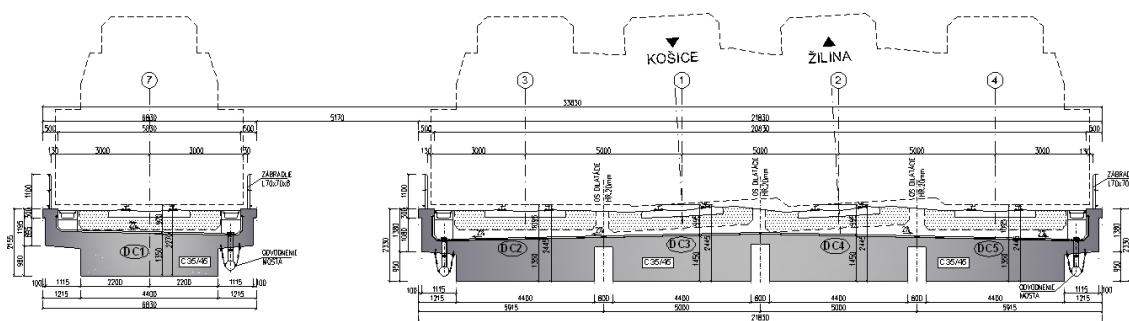
Predmetný most prevádza železničnú trať ponad miestnu komunikáciu, ktorá spája obec Ploštín s mestom Liptovský Mikuláš, potok Ploštínku a poľnú cestu, ktorá zabezpečuje prechod poľnohospodárskej techniky. Trať je v mieste mosta vedená v smerovom oblúku a klesá v smere staničenia. Osová vzdialenosť koľají je navrhnutá 5,0 m, nakoľko sa mostný objekt nachádza v novej železničnej stanici Liptovský Mikuláš.



Obr. 5 Pozdĺžny rez mostom

Nosná konštrukcia mosta je navrhnutá železobetónová z betónu C35/45. Celková navrhnutá dĺžka premostenia je 39,25 m a celková dĺžka mosta vrátane prechodových dosiek je 74,65 m. Most predstavuje trojpolový spojitý nosník s rozpätiami jednotlivých polí 12,75+15,75+12,75 m (obr. 5).

V priečnom reze je nosná konštrukcia navrhnutá ako priečne členená (obr. 6).



Obr. 6 Priechy rez mostom

Spodná stavba mosta je tvorená masívnymi železobetónovými oporami a medziľahlými piliermi. Opory sú navrhnuté ako železobetónové gravitačné s hrúbkou drieku 3,4 m. Na opory nadväzujú svahové železobetónové krídla, ktoré sú navrhnuté rôznych dĺžok, čo vyplynulo z rôznych výšok násypového telesa železničnej trate. V závernom múre opôr je vytvorený ozub pre osadenie prechodových dosiek. Medziľahlé piliere majú rovnaký tvar, líšia sa len vo výške založenia. Sú navrhnuté ako železobetónové rámové, s úložnými prahmi rozmeru 1,5x1,0 m. Úložné prahy sú položené na drierkoch s rozmermi 1,5x1,5 m a 1,5x2,8 m. Drieky pilierov sú votknuté do základových dosiek 7,0x3,5 m a 22,0x3,5 m, ktoré sú založené na pilótach priemeru 1,2 m s celkovou dĺžkou 6,5 m.

Uloženie nosnej konštrukcie je na atypických hmcových ložiskách, vždy v počte dva kusy pod každou nosnou konštrukciou na krajných oporách a medziľahlých pilieroch. Obe strany mosta sú ukončené mostnými závermi s úpravou pre železnice.

Pri všetkých konštrukciách je odvedenie vody z nosnej konštrukcie zabezpečené vyspádovaním mostovky k mostným odvodňovačom MORAVKA. Odvodňovače sú zaústené do pozdĺžneho zberného potrubia s vyústením pri opore.

Literatúra:

- [1] ŽSR, Modernizácia trate Žilina – Košice, úsek trate Liptovský Mikuláš – Poprad Tatry (mimo), 5. etapa. Dokumentácia pre stavebné povolenie (11/2010),
- [2] Ž11/2000: Všeobecné zásady a technické požiadavky na modernizované trate ŽSR rozchodu 1435 mm, 2001,
- [3] STN 73 6201: Projektovanie mostných objektov, 1999.

Optimalizace trati Planá u Mariánských Lázní – Cheb, mosty

Ing. Jakub Štěrbá, SUDOP PRAHA a.s.

Stavba začala roku 2008 jako druhá z trojice staveb na trati Plzeň-Cheb a v současnosti je již dokončena. Délkou 40 km a počtem 100 mostů, propustků a zdí patří k těm větším, byť jsou zde spíše mosty menších rozpětí. Za zmínku stojí 2 mostní objekty: Most přes Jesenickou přehradu a Most v Mariánských lázních.

Most přes Jesenickou přehradu – „Velká Všeboř“

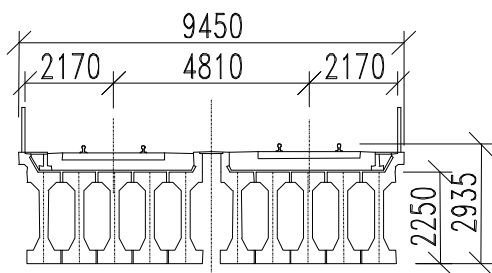
Projektantem mostu byla firma PONTEX s.r.o., zhotovitel mostu je firma Bögl & Krýsl.

Původní ocelový most přes řeku Ohři ze 70. let 19. století byl v 60. letech minulého století nahrazen konstrukcí ze železobetonových dodatečně předpjatých nosníků s podélnými náběhy. Most je na dvoukolejném úseku. Pod každou kolejí je samostatná konstrukce z 5 nosníků sepnutých v úrovni horních a dolních pásnic.

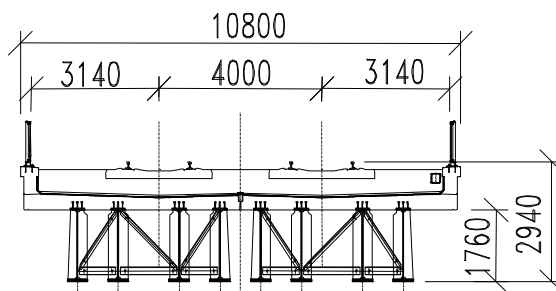


Obr. 1 Původní most z 60. let

Původní ocelový most byl většího rozpětí. Opěry jsou předsazené před opěry původní. Založení mostu se nepodařilo ověřit i přes spolupráci se senzibilem!?, při již zoufalé snaze zjistit cokoli o založení (na tom je vidět s jakými podklady je někdy projektant nucen pracovat).



Obr. 2 Původní most



Obr. 3 Nová konstrukce

Nová konstrukce je spřažená ocel-beton. Opět samostatná konstrukce pro každou kolej. Rozpětí je 36 m. Hmotnost ocelové konstrukce $2 \times 103 \text{ t} = 206 \text{ t}$. Ložiska jsou ocelová hrncová. Dilatační závěry jsou oba stejné ocelové povrchové jednobramkové s posunem 80 mm. Výstavba probíhala za provozu po polovinách: Demontáž nosné konstrukce: Nejprve bylo zrušeno příčné předpětí a jednotlivé nosníky byly sneseny pomocí 2 kolejových jeřábů EDK 750 ze sousední koleje a odvezeny za nízkoúhelného provozu do blízké stanice, kde byly hydraulickými nůžkami rozstříhány. Ve druhé fázi; po vybetonování úložných prahů a osazení ložisek rovněž dvojicí jeřábů EDK-750; byla osazena nová nosná konstrukce. Montáž probíhala po dvojicích nosníků spojených příčně pomocí VP šroubů ve ztužidlech. Hmotnost montovaného dílu 50 t.



Obr. 4 Nový most z roku 2009

Most v Mariánských Lázních – „Velká Hleděsebe“

Projektantem mostu je firma VIN Consult spol. s r.o. - Ing. Pavel Kormaňák, zhotovitelem je firma Berger Bohemia.

Původní most je z roku 1870 z dob, kdy probíhalo budování naší základní železniční sítě. Z této doby se dochovala spodní stavba. Poslední rekonstrukce objektu byla provedena roku 1955 a z toho roku pocházela ocelová nosná konstrukce, která sestávala z dvojice plnostěnných nosníků s přímým upevněním koleje.

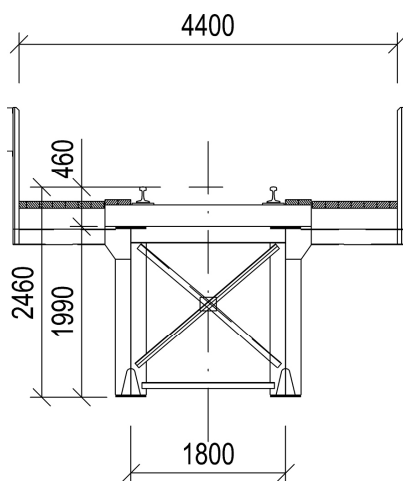


Obr. 5 Původní most

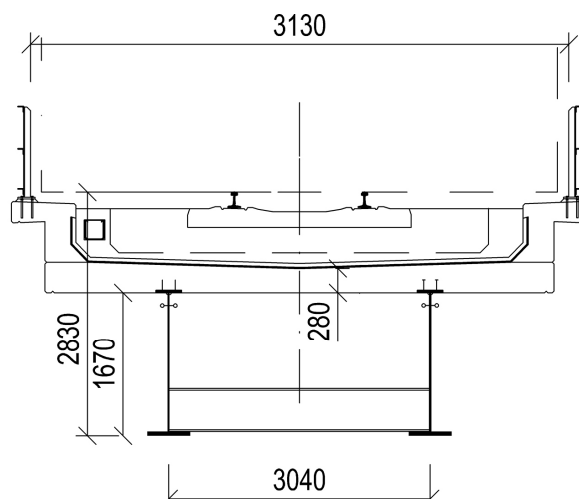
Původní představa z projektu, že most bude snesen těžkým kolejovým jeřábem GEK, se ukázala jako nereálná, protože jeřáb byl na základně na Moravě a díky výlukám a rozestavěným sousedním stavbám se neměl do místa kudy po kolejích dostat. Proto byla demontáž provedena zespodu z komunikace automobilovým jeřábem, což se podařilo i přes trolejové vedení.



Obr. 6 Demontáž původní konstrukce



Obr. 7 Původní konstrukce



Obr. 8 Nová konstrukce

Nová konstrukce je stejně jako v předchozím případě spřažená ocel-beton. Rozpětí je 20,0 m. Hmotnost ocelové konstrukce 26,7 t. Ložiska jsou ocelová odlévaná pevná a jednoválcová. Dilatační závěry jsou oba stejné ocelové povrchové jednolamelové s posunem 80 mm.



Obr. 9 Montáž nové konstrukce

Literatura:

- [1] SUDOP PRAHA a.s., Pontex s.r.o., VIN Consult s.r.o.: Projektová dokumentace mostů, 2005

Návrh obloukového železničního mostu v km 315,894 trati Bystřice nad Olší – Český Těšín

Ing. Antonín Pechal, CSc., Ing. Vojtěch Konečný, Ing. Petr Nečasal, Ing. Lukáš Křížan, PIS – Ing. Antonín Pechal, CSc.

Výstavba mostu je součástí stavby Optimalizace trati Bystřice n. Olší - Český Těšín. Stávající koleje č. 1 a 2 byly v úseku mostu přeloženy do nové polohy. V souvislosti s touto skutečností bylo nutné vybudovat nové přemostění přes řeku Olši.

Celková koncepce mostu

Stavba mostu se nachází v mezistaničním úseku Český Těšín – Třinec poblíž obce Ropice. Bezprostředně za mostem navazuje železniční zastávka Ropice. V rámci stavby Optimalizace trati Bystřice n. Olší - Český Těšín byla nově navržena železniční trať v místě křížení s řekou Olší posunuta cca o 25 m vpravo od stávající koleje. Původní trať překračovala řeku pomocí mostu tvořeného dvěma samostatnými ocelovými konstrukcemi s dolní mostovkou. Hlavním nosným prvkem byl ocelový plnostěnný nosník uložený na opěrách a na mezilehlém pilíři uprostřed toku.

Pro novou polohu tratě bylo nutné navrhnout most, který by umožnil překonat řeku pomocí jednoho pole bez zásahu do průtočného profilu koryta. S ohledem na velké rozpětí pole byl zvolen ocelový nosný systém tvořený Langerovým trámem. Obě koleje jsou uloženy na jedné nosné konstrukci s průběžným kolejovým ložem. Dvoukolejný most je navržen kvůli nižší spotřebě oceli a příznivějšímu estetickému působení oproti dvěma souběžným jednokolejným mostům. Koleje jsou na mostě vedeny směrově v přechodnici, výškově most klesá 3,0 ‰.

Koncepce ocelové ortotropní mostovky s malou vzdáleností příčných výztuh byla zvolena s důvodů minimalizace stavební výšky. Statický přepoččet prokázal nutnost zvětšení výšky příčných výztuh oproti původnímu návrhu předloženému v přípravné dokumentaci. Požadavek na dodržení požadované rezervy nad hladinou stoleté vody pak vedl k zvýšení nivelety o cca 1 m oproti původnímu návrhu.



Obr. 1 Místo stavby, vlevo původní most

Založení a spodní stavba

Založení mostního objektu bylo zvoleno plošné do ochranných jímek ze štětovnic. Základové pasy opěr se opírají o vrstvy pískovců R2 až R4. Původní návrh založení na velkopřůměrových pilotách byl ve stupni projektu změněn na plošné založení. Hlavním důvodem změny byla neekonomičnost a technická náročnost vrtání v těchto horninách stávajícími technologiemi. Při použití tzv. hrotového vrtáku zůstává na dně piloty rozmělněná hornina, kterou nelze odtěžit a únosnost hlavy piloty je v důsledku toho výrazně snížena. Z toho důvodu bylo původní řešení nahrazeno plošným založením s ochrannou základové spáry ze štětovnic.

Spodní stavba je tvořena dvojicí monolitických železobetonových opěr. Na dřívky opěra navazují rovnoběžná křídla. Menší křídla jsou zavěšená, větší křídla mají vlastní základ a jsou zavěšena pouze částečně.



Obr. 2 Pohled na opěru z původního mostu

Vrchní stavba

Nosnou konstrukci tvoří trám vyztužený obloukem. Přestože úhel křížení s vodotečí je 52° bylo zvoleno kolmé uložení mostu. Šířka koryta spolu s velkou šikmostí křížení určila rozpětí mostu 62,0 m. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 12,1 m.

Trám je navržen z otevřeného svařovaného I profilu s výjimkou podporové části v připojení oblouku, kde je průřez obdélníkový uzavřený trojstěnný. Výška trámu 2,85 m je navržena tak, aby na trámu nebylo nutno zřizovat zábradlí. Dolní pásnice je průřezu P45×900, horní pásnice pak má průřez P45×860. V místech připojení závěsu je pro průchod styčnickového plechu v horní pásnici navržen výřez. Stěna trámu je z plechu tloušťky 18 mm. Stěna je z vnitřní strany vyztužena příčnými výztuhami po vzdálenosti 1,9375 m. Z vnější strany jsou výztuhy navrženy pouze v místě závěsů, v místech závěsů je navíc do stěny vevařen styčnickový plech tloušťky 65 mm pro spojení závěsu se stěnou trámu. Ke stěně trámu je z vnitřní strany připojen chodníkový plech, mostovkový plech připojen není, aby bylo dosaženo přístupnosti celé ocelové

konstrukce. Trámy jsou nadvýšeny polygonálním zalomením v místech příčných výztuh.

Vzepětí oblouku je 11,75 m. Excentricita připojení oblouku k trámu je 0,75 m. Tvar oblouku je parabolický (2°). Oblouk je navržen jako uzavřený, obdélníkového tvaru. Výška průřezu oblouku je proměnná od 927 mm v patě po 750 mm ve vrcholu. Šířka průřezu oblouku je konstantní 900 mm. Horní pásnice je P30×900 a dolní pásnice P30×810. Stěny jsou z plechu tl. 25 mm s přesahem 40 mm přes dolní pásnici. Průřez oblouku je vyztužen vnitřními diafragmaty po cca 2,1 m a styčnickovými plechy závěsů, které jsou z plechu tl. 45 mm. Dolní pásnice oblouku je v místech styčnickových plechů závěsu přerušena a k plechům připojena tupými K-svary.

Oblouk a trám jsou spojeny závěsy v místě každé 3. příčné výztuhy mostovky, tj. po vzdálenostech 5,8125 m. Závěsy jsou navrženy kruhového průřezu z kulatiny. Průměr tyče je 125 mm. Závěsy jsou ke styčnickovým plechům připojeny pomocí tupých K svarů v bezvrubé úpravě.

Ztužení oblouků je rámové pomocí čtyř příčlí. Příčle ztužení jsou navrženy jako uzavřené, obdélníkového průřezu. Výška příčle ztužení je 480 mm, šířka krajní příčle je 730 mm, vnitřní příčle pak 530 mm. Stěny i pásnice příčlí jsou z plechu tloušťky 20 mm. Průřez příčle je vyztužen vnitřními diafragmaty.



Obr. 3 Dílenská sestava mostovky a trámu

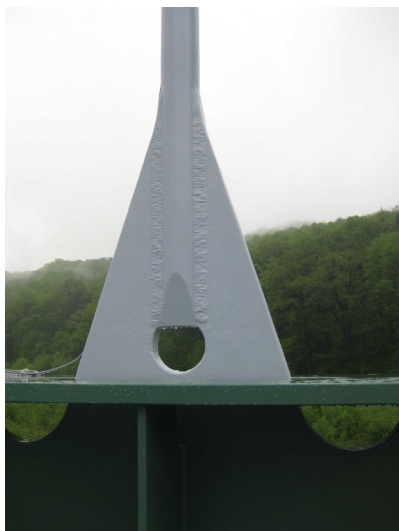
Mostovka je navržena jako ortotropní, s příčnými výztuhami po 1,9375 m. Plech mostovky je tloušťky 14 mm. Plech je vyztužen trapézovými podélnými výztuhami v osové vzdálenosti 750 mm. Dno žlabu má příčný sklon 3,2 % a 4,1 % směrem k úžlabí. V úžlabí vany KL jsou umístěny odvodňovací vpusti z nerez trubek. Voda je z odvodňovačů pouštěna přímo do vodoteče.

Trapézové podélné výztuhy jsou navrženy z plechu tloušťky 8 mm lichoběžníkového tvaru, který je vytvořen ohnutím za studena. Výztuhy jsou konstantní výšky 250 mm. Trapézové výztuhy jsou spojitě a prochází výřezy ve stěnách příčných výztuh. Příčné výztuhy jsou navrženy jako svařované obrácené T-profil. Stěny příčných výztuh jsou

z plechu tloušťky 24 mm. U podporové příčné výztuhy je stěna v krajní části zesílena na tloušťky 45 mm za účelem přizvedávání při výměně ložisek. Pásnice příčné výztuhy má průřez P30×420 mm, u podporové výztuhy P45×500.

Stěny žlabu kolejového lože jsou svislé z plechu tloušťky 12 mm. K horní části stěn žlabu je průběžně přivařen chodníkový plech tloušťky 12 mm, který je přivařen ke stěně výztužného nosníku.

Ocelová konstrukce je provedena z oceli S355J2+N, s výjimkou závěsů a jejich dolních styčnickových plechů, které jsou z oceli S355NL a stěny příčných výztuh mostovky z oceli S420NL. Celková hmotnost použité oceli činí cca 580 t, tj. 9,35 t/m dvoukolejného mostu.



Obr. 4 Detail napojení táhla na trám



Obr. 5 Napojení oblouku na trám

Montáž ocelové konstrukce

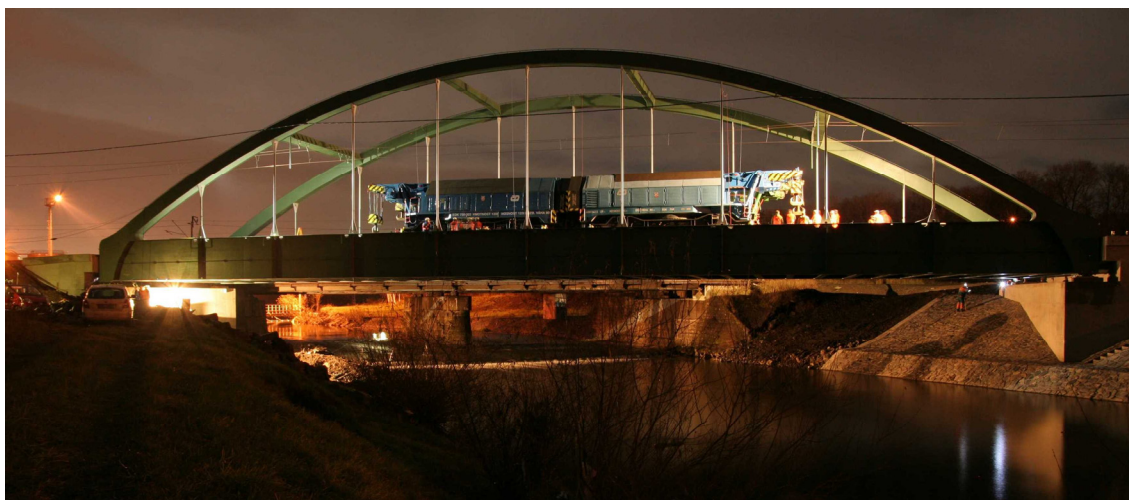
Kvůli nebezpečí povodní a kvůli snadnější manipulaci s dílci a přístupnosti k montované konstrukci byla navržena montáž podélným zásunem. Nosná konstrukce byla smontována na předmontážním roštu v předpolí mostu za opěrou. Součástí roštu byla i zavážecí dráha sloužící pro podélný zásun konstrukce. Trám a mostovka byly v podélném směru rozděleny na 4 montážní dílce, oblouk byl rozdělen na 3 montážní dílce. Mostovka byla v příčném směru montážně rozdělena na 4 dílce. Největší hmotnost montážního dílce byla 41 t a šířka 3750 mm. Konstrukce byla na předmontážní plošině postupně smontována v celém rozsahu. Všechna táhla, kromě nejkratších, byla pro podélný zásun vyztužena. V korytě řeky byly zřízeny montážní podpory pro podélný zásun konstrukce. Na těchto montážních podporách byly osazeny kluzné stoličky, po nichž pojížděla dolní pásnice trámu. S ohledem na velkou tuhost konstrukce byl tlak pod vysouvacími stolicemi a vozíčky po celou dobu výsunu monitorován a v určitých fázích vzájemně synchronizován, aby nedošlo k přetížení podepření. Jako obvykle nepřálo montážní organizaci štěstí a v době výsunu došlo na řece Olši k místním povodním. Výsun OK byl úspěšně dokončen i přes značně zvýšený stav toku. Po provedení podélného zásunu byla konstrukce spuštěna do definitivní polohy, podlita ložiska a konstrukce uvolněna z montážního podepření.



Obr. 6 Výsuv OK nad rozvodněnou řekou

Zatěžovací zkouška

Před uvedením do provozu byl most podroben dynamické a statické zatěžovací zkoušce. V rámci statické zatěžovací zkoušky byly provedeny celkem 3 zatěžovací stavy – dosažení max. průhybu ve čtvrtině a polovině rozpětí u obou kolejí a dosažení max. průhybu v polovině rozpětí u jedné koleje. Jako zatěžovací vozidla byly použity celkem 4 vozy EDK 750 s protizávažími o celkové hmotnosti 589 t. V průběhu zatěžovací zkoušky byly i pomocí tenzometrů sledovány napětí v jednotlivých táhlech. Tenzometry byly na táhla instalovány již během výroby OK a byl pomocí nich sledován napjatostní stav táhel ve všech důležitých fázích výstavby.



Obr. 7 Pohled na most při zatěžovací zkoušce

Nosná konstrukce vyhověla statické i dynamické zkoušce a most mohl být v listopadu 2010 uveden do předběžného provozu.



Obr. 8 Pohled do mostu těsně před dokončením

Základní údaje o stavbě

Investor: Správa železniční dopravní cesty, s.o., Stavební správa Olomouc

Zhotovitel, výroba a montáž OK: FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Přípravná dokumentace: SUDOP BRNO, spol. s r. o.

Projekt, výrobní výkresy: Ing. Antonín Pechal, CSc. Projektové a inženýrské služby Brno

Optimalizace trati Bystřice nad Olší – Český Těšín, SO 23-19-10 Železniční most v km 315,894

Ing. Libor Hökl, FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

V extravilánu obce Ropice poblíž České Těšína byl v roce 2009 až 2010 vybudován nový železniční most přes řeku Olši. Jedná se o ocelový dvoukolejný most s dolní ortotropní mostovkou a průběžným šterkovým ložem, hlavní nosná konstrukce tzv. Langrův trám – tuhý trám vyztužený obloukem. Rozpětí nosné konstrukce je 62 metrů, vzepětí oblouku je 11,75 metru a hmotnost 580 tun.

Územní podmínky

Výstavba mostu je součástí stavby Optimalizace trati Bystřice n. Olší - Český Těšín. Stávající koleje č. 1 a 2 budou v úseku mostu přeloženy do nové polohy. V souvislosti s touto skutečností bylo nutné vybudovat nové přemostění přes řeku Olši. Stávající ocelový most bude po dokončení nové konstrukce zdemolován.

Celková koncepce mostu

Nosná konstrukce je ocelový jednopolový dvoukolejný most s dolní mostovkou, hlavní nosná konstrukce je tuhý rám vyztužený obloukem – Langrův trám. Rozpětí výztužného nosníku je 62,0 metrů, osová vzdálenost nosníků je 12,1 m. Nosník je navržen z otevřeného svařovaného I profilu s výjimkou podporové části v připojení oblouku, kde je průřez obdélníkový uzavřený trojstěnný. Vzepětí oblouku je 11,75 m. Excentricita připojení oblouku k nosníku je 0,75 m. Tvar oblouku je parabolický (2°). Oblouk je navržen jako uzavřený, obdélníkového tvaru. Závěsy jsou navrženy kruhového průřezu z kulatiny. Průměr tyče je 125 mm, jakost S355NL. Závěsy jsou ke styčnickovým plechům připojeny pomocí tupých K svarů. Ztužení oblouku je rámové pomocí čtyř příčlů. Příčle ztužení jsou navrženy jako uzavřené, obdélníkového průřezu. Mostovka je navržena jako ortotropní, s mezistýčnickovými příčnými výztuhami ve třetinách délky mezi závěsy. Plech mostovky je konstantní tloušťky 14 mm a je podepřen podélnými výztuhami v osově vzdálenosti 750 mm. V úžlabí vany kolejového lože jsou umístěny odvodňovací vpusti z nerez-trubek opatřeny volně uloženými víčky. Voda je z odvodňovačů pouštěna přímo do vodoteče.

Izolace železobetonových částí mostu je provedena z asfaltových celoplošně natavených pásů s ochranou extrudovaným polystyrenem. Žlab kolejového lože je izolován bezešvou stříkanou izolací.

Nosná konstrukce je uložena na opěry prostřednictvím hrncových ložisek. Ložiska jsou umístěna pod výztužnými nosníky, tzn. dvě ložiska na každé opěře. Pevné uložení nosné konstrukce v podélném směru je na opěře těšínské. Na této opěře je kombinace ložiska pevného a příčné pohyblivého. Na opěře bystrické je pak jedno ložisko podélně posuvné a jedno všesměrné.

Niveleta klesá 3,00 ‰. Úhel křížení s přemostěvanou překážkou (řeka Olše) je 52° .

Traťová rychlost na mostě je 120 km/hod. pro klasické soupravy a 140 km/hod. pro vozy s naklápěcími skříněmi. Na základě toho je uplatněn mostní průjezdní průřez MPP 3,0 R dle ČSN 73 6201. Volná šířka na mostě je 11 200 mm.

Koleje na mostě jsou v přechodnici. Železniční svršek na mostě je UIC 60 na betonových pražcích B91. Železobetonové opěry jsou založeny plošně.

Spodní stavba

Před zahájením výkopových prací bylo vybouráno stávající odláždění koryta řeky v délce cca 40 m u každé opěry. Výkopové jámy a jímky ze štětovnic pro plošné založení opěr a křídel byly provedeny z úrovně upraveného terénu. Hladina podzemní vody je zde nad úrovní základové spáry, proto musela být průběžně odčerpávána z jímek ve dně stavební jámy. Plošně založené opěry byly provedeny běžným způsobem do bednění, nejdříve byly vybetonovány základy do prostoru štětovnic, dříky opěr a křídel už byly provedeny do systémového bednění. Závěrné zídky a římsy byly vybetonovány až po montáži nosné konstrukce.



Obr. 1 Štětové jímky pro založení opěr



Obr. 2 Bednění dříků opěr

Montáž nosné konstrukce

V souběhu s výstavbou spodní stavby byla zahájena též montáž nové ocelové nosné konstrukce. Montážní plošina pro NOK byla umístěna v ose budoucí polohy mostu. Počátek montážní plošiny byl situován ve vzdálenosti cca 21 metrů od osy ložisek na bystrické opěře. V tomto prostoru bylo vybudováno zemní těleso železničního spodku o rozměru 70x20 m, které bylo využito jako základová plocha pro montážní plošinu. Pro vlastní montáž byl vytvořen pomocný montážní rošt z I nosníků, které byly uloženy na podélných roznášecích roštích z nosníků R prvků PIŽMO při krajích montážní plochy a panelových rovnaninách ve střední části plochy. Dvojice roštových nosníků byly uloženy na panelové ploše tvořené dvěma vrstvami panelů.



Obr. 3 Montáž OK mostu



Obr. 4 Montáž vysouvací dráhy

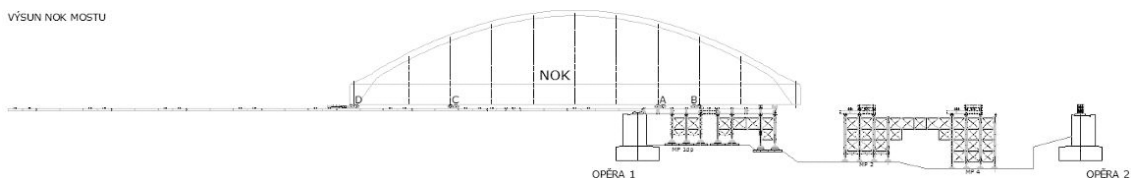
Konstrukce byla rozdělena z hlediska montážních dílců v příčném směru na čtyři části. V krajní části to byl vždy hlavní nosník s částí mostovky, ve střední části pak šlo o dva dílce mostovkové. Maximální šířka dílce byla 3,9 m (mostovka). V podélném směru byla konstrukce výztužného nosníku a mostovky dělena na čtyři části v délkách (měřeno

mezi styky stěny výzt. nosníku) 11,725 m + 21,312 m + 19,375 m + 10,788 m. Oblouk byl dělen na tři části v délkách – krajní dílce 19,8 m, vnitřní dílec 21,6 m. Díly ocelové konstrukce byly na stavbu dovezeny na podvalnících z mostárny firmy FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. v Brně, kde byly vyrobeny.

Výsun nosné konstrukce

Konstrukce byla nejdříve na montážní plošině smontována v celém rozsahu včetně kabelového multikanálu. Pro účel podélného výsunu musela být táhla (kromě krajních nejkratších) ztužena montážními vzpěrami. Výsun byl prováděn bez výsuvného krakorce, neboť konstrukce vyhověla na maximální vyložení převislého konce 15,5 metrů.

V korytě řeky byly zřízeny montážní podpory pro podélný výsun konstrukce. Montážní podpory byly navrženy jako samostatné věže z typových roštových nosníků uložených na sloupkách PIŽMO. Část podpor bylo založeno na vydlážděné ploše jezu, pro ostatní muselo být koryto řeky srovnáno a zpevněno pomocí lomového kamene a štěrku. Montážní podpory v těsné blízkosti opěr byly osazeny na panelových rovinaninách.



Obr. 5 Výsun NOK mostu

Posun nosné ocelové konstrukce byl prováděn kombinací dvou způsobů. V prostoru montážní plošiny, přes bystřickou opěru až po břehovou čáru byla konstrukce vysouvána pomocí pojezdových vozíků po dráze z roštových nosníků. Dále pak přes koryto řeky až na protější opěru po kluzných blocích umístěných na montážních podporách.

Kluznými bloky se rozumí taková konstrukce, která nahrazuje v montážním stavu ložiska na jednotlivých podporách (i montážních) a dále se skladbou a úpravou povrchu umožňuje plynulé klouzání vysouvané NOK po montážních a trvalých podporách.



Obr. 6 Výsun konstrukce

V průběhu vysouvání NOK tak byly postupně na všechny podpory umístěny tyto kluzné bloky. Vzhledem k tomu, že styčná plocha z leštěného nerez plechu umožňuje posun NOK v obou směrech tj. v podélném (směr výsunu) a příčném (směrová korekce), musí být pro dodržení projektované směrové geometrie a přenosu příčných horizontálních sil do spodní stavby doplněny ještě konstrukcí bočního vedení.

V průběhu vysouvání NOK byla konstrukce uložena na 8 dvojicích pojezdových vozíků a to vždy 4 dvojice pod jedním hlavním nosníkem (v místě ložisek a pod 2 a 8 táhlem). Při překlenování otvoru nad řekou Olší byly dvojice vozíků B přesunuty nejprve za 3. táhlo a poté před 5. táhlo, aby nebyla překročena únosnost vozíků. NOK byla v místě ložisek pevně spojena s vozíky pomocí montážního muzikusu. V další fázi výsunu (při dosažení posledního kluzného bloku) byla část pojezdových vozíků odebrána.

Pro navržený typ nosné ocelové konstrukce byla zvolena technologie výsunu tlakem, tzn. že opěrné místo je vždy za konstrukcí na roštových nosnících montážní plošiny. Přenos tlakové síly z hydraulického válce je přímý, neboť ocelový nosič válce je součástí pojezdového vozíku pod koncovou částí vysouvané sestavy NOK. Za opěrné místo, pro přenesení potřebné tlakové síly k výsunu NOK do základů montážní plošiny byla zvolena dráha z roštových nosníků. Pro přenos vodorovné síly z hydraulického válce do dráhy z roštových nosníků byla navržena sestava konzol KS4, která je připojena k nosníkům dráhy šroubovými spoji. Pracovní zdvih válce je 460 mm, výsun byl tedy prováděn po krocích délky 0,4 m. Prostor mezi staženým hydraulickým válcem a sestavou konzol KS4 byl po každém kroku vyplněn sestavou sloupků S5 a S6.



Obr. 7 Výsun konstrukce



Obr. 8 Stav vody při povodni

Po vysunutí konstrukce nad opěry byla okamžitě provedena demontáž všech pojezdových vozíků, kluzných bloků a všech montážních podpor umístěných v korytě řeky.

Nutno podotknout, že všechny práce spojené s výsunem ocelové konstrukce byly provedeny ve velmi krátkém čase a to s ohledem na nevyzpytatelnost vodního toku jako je Olše. Navíc všechny fáze výsunu ale i montáže a demontáže podpor v řečišti byly podchyceny ve velmi obsáhlém povodňovém plánu, kde každý stav rozpracovanosti stavby měl svoje havarijní opatření.

Nezbytnost těchto opatření ale i notná dávka štěstí se projevila poté, co dva dny po odstranění posledního dílce PIŽMA z řečiště se přivalila 100letá voda.

Spuštění NOK

Spouštění nosné konstrukce pak probíhalo v relativně větším klidu. NOK byla spouštěna na dvou pozicích, tj. na opěrách. Jednotlivé kroky (po 100 – 120 mm) byly prováděny plynulým synchronním spouštěním, současně na obou opěrách. Vzhledem k tomu, že spouštění NOK probíhalo po několik dní, bylo nutné počítat s teplotními změnami na ocelové konstrukci. Pro tuto skutečnost bylo nutné zajistit statický systém jednoho pevného uložení i po dobu spouštění NOK. Po osazení konstrukce do projektované polohy byla hrncová ložiska podlita plastbetonem a konstrukce uvolněna z montážního podepření.

Pro veškerou manipulaci s NOK bylo používáno hydraulické zařízení firmy ENERPAC.

Dokončující práce

Po osazení nosné OK na ložiska bylo provedeno:

- odstranění mont. podpor z břehu řeky
- oprava a dokončení kompletní PKO ocelové konstrukce a izolace žlabu kolejového lože
- dokončení spodní stavby, tj. především dobetonování závěrných zídek a provedení říms
- osazení mostních závěrů
- osazení zábradlí na opěry
- dokončení multikanálu a protažení kabelů
- dokončení přechodových oblastí
- provedení nového kolejového lože a osazení nového železničního svršku
- provedení terénních úprav pod mostem, odláždění koryta řeky - část u stávajícího mostu bude dokončen až po demolici stávajícího

Zatěžovací zkouška

Po zahájení hlavní prohlídky mostu byla provedena zatěžovací zkouška. Vzhledem k tomu, že v této fázi výstavby celého úseku tratě byla zprovozněna pouze jedna kolej, musela být do předpolí mostu vložena provizorní výhybka pro najetí zatěžovacích břemen do obou kolejí. Pro dosažení potřebné účinnosti bylo nutno povolat na statickou zatěžovací zkoušku čtyři kolejové jeřáby EDK 750. Zatěžovací zkouška byla provedena v nočních hodinách a to ve třech zatěžovacích stavech. Dynamická zatěžovací zkouška pak byla provedena pomocí hydraulického budiče kmitání.



Obr. 9 Pohled na bystřickou opěru



Obr. 10 Konečný stav

Závěr

Výstavbou nového železničního mostu vznikla nejen nová dominanta místní krajiny, ale po následné demolici starého mostu i volnější a bezpečnější průtok pro řeku Olši.

NABÍZÍME PRODUKT I TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

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



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



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



km 12,614 trati Rožnov-Černý Kříž
Hel-Cor Trenchcoat DN1600



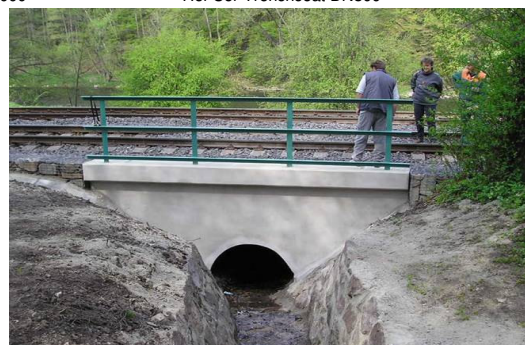
km 234,030 trati Cheb-Hradiště
Hel-Cor Trenchcoat DN1000



km 34,224 trati Svítavy- Žďárec u Skutče
Hel-Cor Trenchcoat DN800



Mladějov
Hel-Cor PA Trenchcoat 1,95m x 1,32m



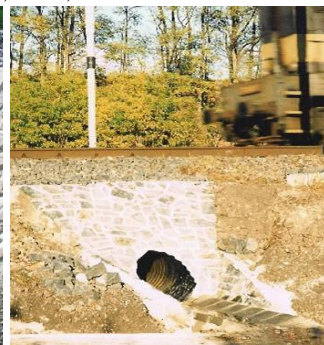
km 152 853 trati Chomutov - Cheb (Perštejn)
Hel-Cor PA Trenchcoat 1,34m x 1,05m



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



km 167,001 trati Vojkovice- Ostroh nad Ohří
Hel-Cor Trenchcoat DN800



Polepy
Hel-Cor Trenchcoat DN600

Nové spřažené ocelobetonové mosty na trati Beroun – Zbiroh

Ing. Petr Dobrovský, Ing. Alexandr Kurz, Ing. Petr Milek, Ing. Štěpán Jakeš,
TOP CON SERVIS s.r.o.

Předmětem optimalizace trati Beroun – Zdice byla, kromě jiného, též přestavba dosavadních železničních mostů s cílem dosáhnout požadovaných parametrů zatížitelnosti a průchodnosti. Na základě projektů vypracovaných firmou TOP CON SERVIS s.r.o., jako subdodávka hlavnímu projektantovi stavby firmě METROPROJEKT Praha a.s., byly v letech 2009 a 2010 vybudovány tyto dva ocelobetonové mosty:

Most v km 47,187 (přes Litavku)

Stav mostu před rekonstrukcí

Původní most, který se nacházel ve staničním obvodu žst. Zdice, překonával řeku Litavku a její inundaci dvěma prostými poli s rozpětím 2x24,00 m. Koleje zde byly vedeny v osové vzdálenosti 7,5 m, proto se pod každou z nich nacházely nezávislé nosné OK s dolní prvkovou mostovkou. Mostní objekt byl šikmý (šikmost $\alpha = 62^\circ$) s kolmým ukončením mostovky. Hlavní nosníky byly ocelové svařované plnostěnné symetrického I profilu o výšce stěny 2300 mm. Ocelové NK byly vyrobené v r. 1987. Spodní stavbu tvoří opěra O1, pilíř P2 a opěra O3, postavené z kamenného zdiva a později rozšířené a doplněné o ŽB úložné prahy, závěrné zdi a křídla. Založení spodní stavby je kombinací plošných základů (stará část) a základů hlubinných.

Návrh řešení

Rekonstrukce spočívala v nahrazení původního mostu novými spojitými OK spřaženými se ŽB žlabem kolejového lože a v úpravě dosavadní spodní stavby. Přestavba mostu probíhala ve dvou etapách v závislosti na dlouhodobých výlukách kolejí.

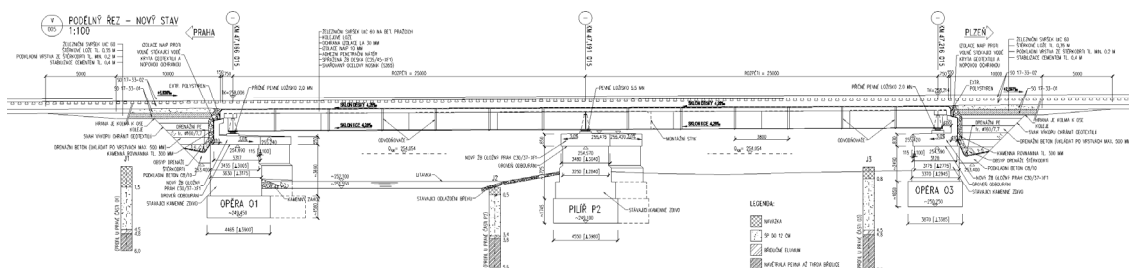


Obr. 1 Výstavba mostu v koleji č. 1



Obr. 2 Snášení původních OK v koleji č. 2

Základní údaje nového mostu



Obr. 3 Podélný řez

Pod každou kolejí je samostatná NK – čtyři spojitě ocelové nosníky o dvou polích, spřažené se ŽB žlabem kolejového lože. Úprava spodní stavby zahrnuje přestavbu horních částí opěr a pilíře a dále sanaci dosavadního zachovaného zdiva.

- statická soustava: spojitý nosník
- rozpětí: 2x25,00 m
- délka přemostění: 43,30 m
- stavební výška: 2,229 m
- šikmost mostu: 90°
- šířka mostu: 14,30 m
- výška NK nad Q100: cca 1,55 m
- návrhové zatížení: vlak "ČSD-T" a "SZS-ČSD", návrh dle ČSN P ENV 1991-3 Zásady navrhování a zatížení konstrukcí - Část 3: Zatížení mostů dopravy
- železniční svršek na mostě: kolejnice UIC 60 na betonových pražcích s pružným bezpodkladnicovým upevněním, bezstyková kolej
- MPP (VMP): 3,0

Nosná konstrukce a spodní stavba

Hlavní nosníky každé z konstrukcí tvoří 4 ocelové svařované plnostěnné nesymetrické I profily celkové délky 51,20 m o výšce stěn 1200 mm u vnitřních, resp. 1233 mm u vnějších nosníků. Hlavní nosníky jsou umístěny ve vzájemných osových vzdálenostech 1100 mm a jsou na každé z konstrukcí v příčném směru spojeny jednak nadpodporovými svařovanými příčníky tvaru I a jednak mezilehlými ztužidly z válcovaných nosníků tvaru UPE. Spřažení se žlabem KL zajišťují spřahovací trny. Materiál: pro plechy a tyče o tl. menší než 50 mm ocel S 355 J2G3, pro plechy pásnic tl. 50 mm ocel S355 K2G3.

ŽB žlab kolejového lože má v příčném směru, s výjimkou nadpodporových oblastí, konstantní průřez. Deska má v rozsahu nad hlavními nosníky tl. 290 mm, v koncových průřezích nad opěrami je žlab zesílen příčným žebrem. Odvodnění desky je zajištěno příčným 3 % sklonem desky do jejího středu a dále pak podélným sklonem 0,43 % k odvodňovačům. Koncová část desky u opěry O1 je odvodněna za rub opěry. Konstrukce nemá mostní závěry, dilatace je řešena přesahem konce desky přes závěrnou zeď spodní stavby. Materiál žlabu KL: beton: C35/45-XF1-XC4.

Most je uložen na hrncových ložiscích. Pod každou NK jsou navrženy 3 dvojice ložisek umístěných pod dolní pásnici nadpodporových příčníků.

Úpravy spodní stavby představovaly odbourání horních částí a výstavbu nových ŽB úložných prahů a závěrných zdí. Také na pilíři byl vybetonován nový úložný práh, upravený pro umístění jediné dvojice ložisek s kolmým uložením pod každou NK.



Obr. 4 Nová NK, opěra s novým ÚP a křídlem



Obr. 5 Nová NK nad pilířem

Most v km 52,083 (přes Červený potok)

Stav mostu před rekonstrukcí

Most z roku 1987, překonávající koryto Červeného potoka a polní cestu, se nalézá v širé trati v blízkosti obce Stašov. Osy kolejí dvojkolejně elektrifikované tratě byly v osové vzdálenosti 5,0 m a probíhaly v přímé. Niveleta koleje na mostě stoupala ve sklonu 9,4‰. Šířka průjezdního průřezu byla MPP 2,5R, úhel křížení s přemostňovanou překážkou 66°, šikmost mostu 90°, mostní svršek na mostě tv. S49 – na dřevěných mostnicích s podkladnicovým upevněním.

Přes hlavní mostní otvor délky cca 35,1 m byly umístěny 2 ocelové příhradové NK s horní prvkovou mostovkou, samostatné pro každou kolej. Příhradové nosníky byly uloženy na opěry prostřednictvím ocelolitinových ložisek.

Spodní stavba mostu, společná pro obě NK, byla vybudována z kamenného kvádrového zdiva a založena plošně. U pražské opěry O1 se pod kolejí č. 2, za rubem závěrné zdi, nachází klenbové pole o rozpětí 5,5 m, jako pozůstatek původního jednokolejného klenbového mostu.



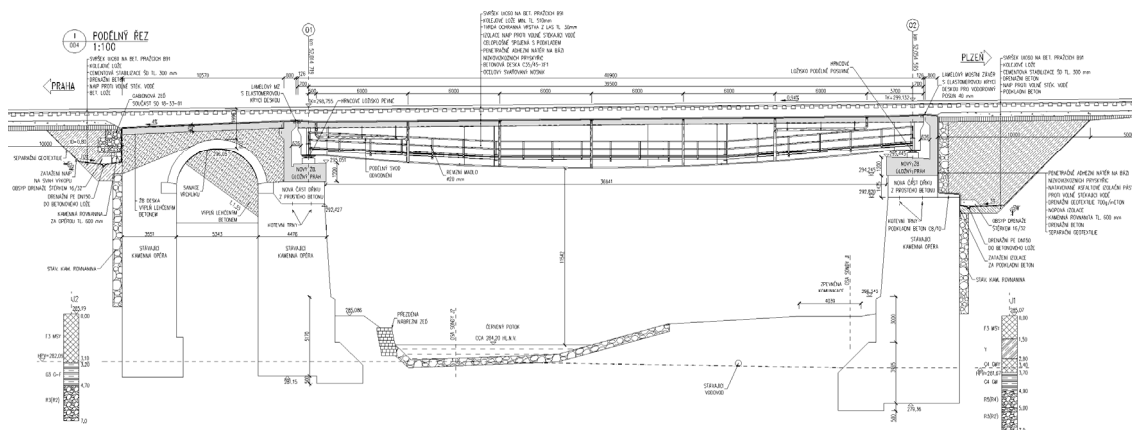
Obr. 6 Původní stav

Návrh řešení

Přestavba spočívala v nahrazení dosavadních 2 příhradových konstrukcí novými plnostěnnými OK spřaženými se ŽB žlabem kolejového lože. V novém stavu došlo k natočení osy trati kolem osy uložení na opěře O1 a tím i k posunu osy trati na opěře O2 o cca 5 m, což vyvolalo i rozšíření této opěry na celou výšku. Součástí objektu bylo rovněž rozšíření zemního tělesa za opěrou O2 pomocí zemin vyztužených geomřížemi.

Rekonstrukce mostu probíhala ve 2 etapách, v závislosti na dlouhodobých výlukách kolejí.

Základní údaje



Obr. 7 Podélný řez

- počet mostních otvorů: 1
- délka přemostění: 36,64 m
- rozpětí nosné konstrukce: 39,50 m
- stavební výška mostu: 4,19 m
- volná výška pod mostem: cca 12 m
- šířka mostu v L/2: 11,22 m
- volná šířka mezi zábradlími: 10,69 m
- šikmost mostu: 90°
- počet kolejí na mostě: 2
- MPP (VMP): 3,0
- železniční svršek: kolejnice UIC 60 na betonových prazdcích s pružným bezpodkladnicovým upevněním, bezstyková kolej

Nosná konstrukce

Hlavní nosníky každé z konstrukcí tvoří 2 ocelové svařované plnostěnné nesymetrické I profily, celkové délky 40,90 m s parabolicky zakřiveným dolním pasem. Jsou vedené ve vzájemné osové vzdálenosti 2500 mm. Výška stěny je plynule proměnná od 1800 mm v místech uložení, až do 2800 mm uprostřed rozpětí. V příčném směru jsou hl. nosníky spojeny dvěma podporovými příčnicí a dvěma mezilehlými příčnicími ztužidly umístěnými při dolních pasech hl. nosníků. Podporové příčnice jsou svařované symetrické profily I. Materiál NK pro plechy a tyče o tl. menší než 50 mm ocel S 355J2G3, pro plechy pásnic tl. 60 mm ocel S355 K2G3.

Pro přepravu, montáž OK a následně betonáž žlabu KL byla v dalších místech hl. nosníků použita příčná montážní příhradová ztužidla z úhelníků, situovaná v osových vzdálenostech 4,00, resp. 5,00 m.

ŽB žlab kolejového lože má v příčném směru jednotný průřez. Horní povrch je vyspádován směrem k podélným osám OK, kde má průřez desky výšku 350 mm. Nad opěrami je žlab KL zesílen ke zvýšení jeho tuhosti v oblasti kotvení MDZ. Beton ŽB desky byl C30/37-XF1-XC4-CI 0,20-Dmax32-S3. Odvodnění povrchu žlabu KL je řešeno příčným sklonem směrem do úžlabí v podélné ose NK a zároveň sklonem mostu v podélném směru +9,5 ‰. Odvodňovače jsou umístěny po pravidelných vzdálenostech 6,0 m, srážková voda je svedena svislými trubkami do prostoru pod mostem. Odvodňovače včetně svislých a ležatých svodů jsou zřízeny z korozivzdorné oceli 17 241.

Mezi hlavními nosníky obou NK byly zřízeny revizní lávky.

Pro každou NK mostu jsou osazena 4 hrncová ložiska, připojená na dolní pasy hl. nosníků. Pod jednou NK na opěře O1 leží vždy dvě ložiska všesměrně pevná, na opěře O2 jsou obě ložiska příčně pevná.

Vodotěsné lamelové MZ jsou umístěné jednak příčně na koncích mostu a jednak v podélné spáře žlabu kolejového lože mezi oběma NK.

Spodní stavba

Na opěře O1 došlo jen k menším změnám půdorysné polohy nových NK proti původním. Postupně, po etapách, bylo provedeno odbourání příslušných částí dosavadního zdiva, které bylo nahrazeno novými ŽB konstrukcemi. Jedná se o dobetonování částí dřívků, nového úložného prahu, závěrné zdi a části křídel a říms. Ve 2. etapě výstavby byla, kromě prací provedených v 1. etapě, vybetonována nová ŽB deska nad klenbou a dosud volný prostor uvnitř klenby se vyplnil lehkým betonem a dotěsnil injektáží.

Přestavba opěry O2 si v důsledku výrazného posunu kolejí o cca 5 m směrem vlevo vyžádala rozsáhlé stavební práce. Celá opěra byla na levé straně na celou výšku rozšířena o novou ŽB část, jejíž plošný základ byl budován v těsněné, rozepřené štětovnicové jímce, v bezprostřední blízkosti železničního náspu, zapaženého torkretovou kotvenou stěnou.

Stísněné prostorové poměry mezi novou částí opěry a polní cestou vedoucí kolem ní vyvolaly potřebu vytvořit nový svahový kužel násypu ve strmém sklonu, metodou vyztužené zeminy z geomříží. Povrch kužele a navazujícího náspu byl ohumusován a opatřen hydroosevem. Podél celé paty kužele a strmé části náspu za opěrou O2 byla vybudována opěrná zídka o výšce 1,5 m z prefabrikovaných betonových bloků.



Obr. 8 Betonáž opěry O2, pažení zemního tělesa



Obr. 9 Těleso z armovaných zemín, opěra O2 a NK před betonáží



Obr. 10 Zatěžovací zkouška 2. NK

Závěr

Projekty mostních objektů byly vypracovány firmou TOP CON SERVIS s.r.o., jako subdodávka pro hlavního projektanta stavby firmu METROPROJEKT Praha a.s. Investorem stavby byla SŽDC, s.o., Stavební správa Plzeň, výstavbu mostů prováděly firmy:

Most v km 47,187 (přes Litavku) - Chládek a Tintěra, Pardubice a.s., výroba a montáž OK - Metrostav a.s., divize 7,

Most v km 52,083 (přes Červený potok) - VIAMONT DSP a.s., výroba a montáž OK - SMP CZ a.s.

Nové trendy v odvodnění železničních mostů

Ing. Vlček Petr, DWD System s r.o., Banská Bystrica

Nově vyvinutá sestava mostního odvodnění pro železniční mosty řeší nejen jednoduché a účinné odvodnění štěrkového lože, ale i odvedení vody z tělesa mostu modulárním trubním systémem PP DWD, umožňujícím i kopírování poloměru mostních kleneb bez „odskoků“.

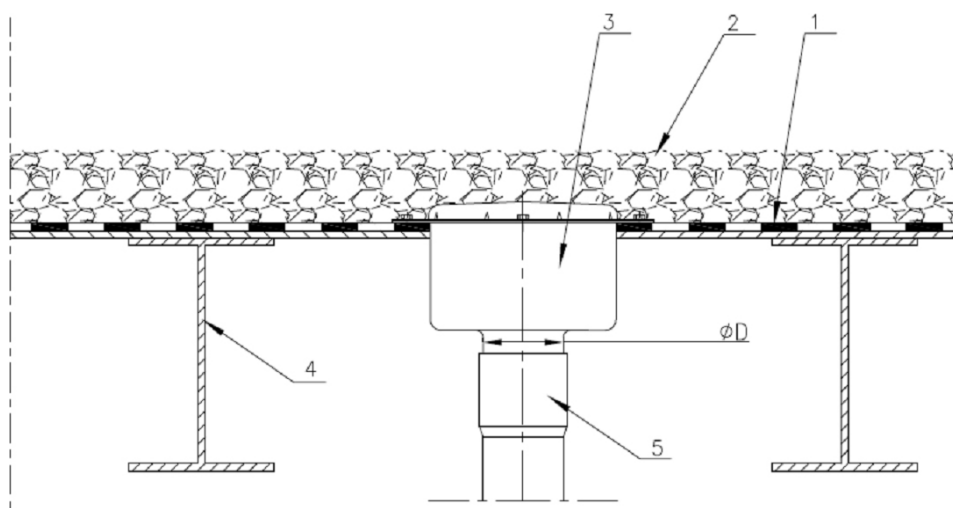
Nedávná minulost a dnešek v odvodnění mostů

Dostupnost progresivních a účinných systémů pro odvodnění mostů před rokem 1990 byla značně omezená. Stavební firmy mohly používat pro odvodnění izolace mostovky i samotného mostního díla odvodňovací segmenty často svépomocně vyráběné, velmi často bez návaznosti na odvodnění izolace. Bohužel se ještě i dnes setkávám s názorem „**Ale voda si cestu najde, tak proč vyrábíte složité sestavy mostního odvodnění?**“ Samozřejmě, že si voda svoji cestu v mostě najde, ale její destruktivní účinky jsou často nezvratné, nebo se poruchy vodou způsobené odstraňují se značnými náklady. Snaha výrobců systému mostního odvodnění je vyrábět odvodňovací sestavy co možná nejjednodušší, efektivně a s vysokou účinností odtoku vody. Přitom finální cena tohoto mostního příslušenství je v poměru k hodnotě mostního díla zanedbatelná.

V posledních letech byla značná pozornost věnována vývoji a výrobě odvodňovacích sestav pro mostní stavby silniční infrastruktury a trochu stranou zůstával vývoj odvodnění mostních objektů pro železniční dopravu. Byly navrženy mostní odvodňovače pro štěrková lože nové generace, zajišťující účinný odtok z „vany“ mostu s odtokovým segmentem v DN 100, DN 150 a DN 200. Výrobek je, jak je patrné z obr. 1 a 2, dvoudílný, tvořený pouze z **těla a krycího perforovaného víka**. Tento mostní odvodňovač je vyráběn z korozivzdorné oceli AISI 304.



Obr. 1 a 2 Vlastní „tělo s perforovaným víkem“ mostního odvodňovače pro štěrková lože

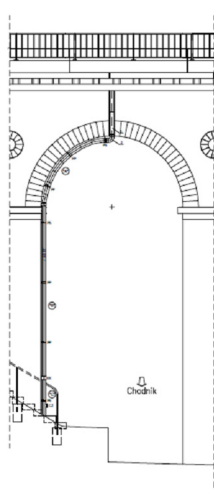


- 1 - Izolace
- 2 - Štěrk
- 3 - Mostní vpust WK DWD (DN 100, DN 150, DN 200)
- 4 - Napojení na horizontální potrubí

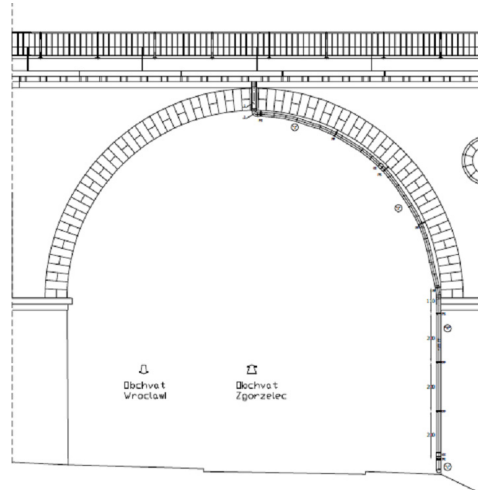
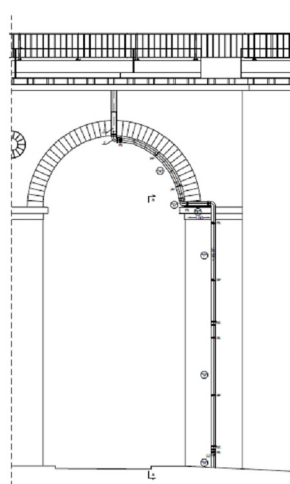
Obr. 3 Schéma osazení mostního odvodňovače WK DWD

Modulární trubní sestava PP DWD pro odvodnění mostů

Avšak bez odpovídajícího odvodňovacího systému bychom nemohli hovořit o mostní odvodňovací sestavě. Proto byla vyvinuta trubní prefabrikovaná-modulární sestava pro odvodnění mostů z PP – polypropylénu, která se již osvědčila na téměř tisícovce mostů ve střední Evropě jako účinný trubní odvodňovací systém pro vnější použití. Jeho unikátní technické řešení v kompenzačních hrdlech dokáže bez odskoků kopírovat např. oblouk klenby a tím působí i esteticky, přičemž neláká „sběratele kovů“.



Obr. 4 VTD pro montáž modulární trubní sestavy PP DWD



Obr. 5 Finální skladba modulárních trubních segmentů v oblouku klenby mostu



Obr. 7 Stav odvodnění mostu před rekonstrukcí



Obr. 8 Stav odvodnění mostu po rekonstrukci

S takovouto zimní „výzdobou“ (obr. 7) se u silničních i železničních mostů se setkáváme poměrně často. Destrukční síla změny skupenství této zimní výzdoby v průběhu roku způsobuje nejen narušení mostního objektu jako takového, ale i jeho statiku.

Trubní modulární sestava DWD PP vytváří kompaktní a těsné, tvarově variabilní odtokové vedení. Je odolné vůči výkyvům teplot od - 30°C do + 70°C, stabilizované vůči UV záření a odolné chemickým látkám, běžně se vyskytujícím v dopravním provozu.

Funkčnost kompenzačního hrdla trubního modulárního segmentu PP DWD

Trubní modulární sestava PP DWD se skládá z jednotlivých elementů, továrensky vyrobených s pevnými svařenými spoji – potrubí + tvarovka. Každý trubní element má volný konec a hrdlo. Hrdlo slouží ke spojení dvou elementů a eliminaci rozdílu tepelné roztažnosti trubního elementu a nosné konstrukce mostu v dané délce. Hrdlo je pevně uchycené závěsem se stálým bodem NK mostu a je navrhované s rezervou na dvojnásobek maximální možné změny délky 6metrového trubního elementu vlivem teploty až o 80°C

Specifikace materiálů PP

Potrubí z polypropylénu (PP) – trubní odvodnění mostního objektu

Potrubí z PP patří k nejodolnějším materiálům z umělých hmot pro rozvody čisté i splaškové vody, jak z hlediska odolnosti vůči abrazivním látkám, tak odolnosti vůči UV záření, mrazu i chemickým substancím obsaženým ve splachu odváděné vody.

Z těchto důvodů byla vyvinuta nová modulární trubní sestava PP DWD pro odvodnění mostů.

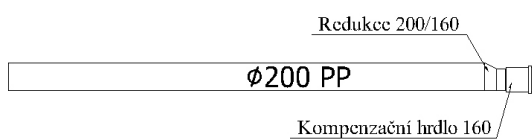
Modulární sestava trubního odvodnění mostů PP DWD System je založena na filozofii minimalizování počtu rozebíratelných spojů a tím **snížení počtu možných rizik netěsnosti potrubí a nebezpečí jeho rozpojení**. Záměrem sestavy PP DWD System je rovněž zjednodušení montáže a tím zkrácení doby prací na stavbě, při související úspoře nákladů. Veškeré tvarovky jsou na základě VTD továrensky pevně (nerozebíratelně) vsazeny do potrubí a vytvářejí moduly - prefabrikáty trubní sestavy. Tímto řešením **se snižuje počet rozebíratelných spojů až o 2/3**.

Tento materiál svými vlastnostmi splňuje veškeré požadavky kladené na trubní rozvody vystavené měnícím se povětrnostním podmínkám. Je mimořádně odolný vůči změnám teplot – je stálý pro odváděné kapaliny do + 70 °C a je odolný vůči mrazu. Vnější povrch je inertní vůči UV záření. Mimořádně hladký vnitřní povrch eliminuje ucpání trubního systému, ale také je velmi odolný vůči abrazivním látkám unášeným splachy z vozovky – při 100 000 cyklech je otěr méně než 0,2 mm. Stejně tak je materiál odolný vůči běžným chemickým substancím obsaženým v odváděné vodě.

Potrubí s pevně továrensky napojenými tvarovkami **je vybaveno prodlouženým - kompenzačním hrdlem**, které eliminuje pohyby mostního díla. Tento hrdlový spoj vybavený těsněním HDPM se speciálním tvarem umožňuje volný posun potrubí, přičemž zaručuje jeho těsnost. Pro axiální pohyb trubní sestavy potrubí PP DWD System je délka kompenzačního hrdla volena individuálně, v závislosti na vzdálenosti jednotlivých prvků na horizontálním potrubí. Skladba modulárních segmentů je znázorněna na obr. 9 a 10.

Dle požadavku investora nebo zhotovitele je možné barevně upravit povrchovou vrstvu potrubí v celé škále RAL.

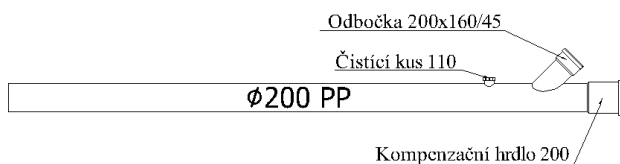
Trubní modul –prefabrikát „D“



Trubní modul- prefabrikát „J“



Trubní modul- prefabrikát „E“



Trubní modul- prefabrikát „K“



Obr. 9 Příkladové schéma modulárních segmentů PP DWD



Obr. 10 Univerzálnost a variabilnost potrubí PP s kompenzačním hrdlem bez spojek

Tunel Tomický II, úsek Votice – Benešov u Prahy, IV. Železniční koridor

Ing. Jiří Velebil, Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.

Výstavba IV. Železničního tranzitního koridoru Děčín (státní hranice) – Praha – České Budějovice – Horní Dvořiště (státní hranice) zahrnuje i modernizaci trati Votice – Benešov u Prahy. Součástí tohoto 18 km dlouhého, převážně nově budovaného úseku, ve kterém se nachází celkem 5 tunelových staveb, je i výstavba tunelu Tomického II.

Nově budovaný Tomický tunel II je dvoukolejný a je situován mezi stávající výhybnu Tomice a stanicí Bystřice u Benešova. Z geologického hlediska se stavba nachází při jihovýchodním okraji středočeského plutonu. Skalní podklad paleozoika je tvořen hlubinnými a žilnými vyvřelinami (granity, granodiority, aplity) různého stupně navětrání, zatříděné do tříd R2 až R5, svrchní část pokryvu je zatříděna jako F3 až F6. Hladina podzemní vody není souvislá, masiv je zcela nepropustný. Spíše se jedná o lokální zvodně vázané na izolované systémy náhodně propojených.

Konstrukce tunelu je tvořena úseky budovanými v otevřené stavební jámě a s úsekem raženým Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). Délka konstrukce hloubených tunelů je 24 m na vjezdovém i výjezdovém portálu, ražený tunel je délky 204 m. Celková délka tunelu je 252 m. Osa tunelu je od osy kolejí odsazena o 195 mm. V celé délce tunelu je navrženo převýšení $p=108$ mm, pro které navržený tvar konstrukce tunelu s rezervou vyhovuje. Podélný sklon měřený v ose tunelu je 10,0 ‰, směrový oblouk v ose tunelu je $R=1471,805$ m. Vnitřní poloměr konstrukce tunelové trouby je $R=5,70$ m.



Obr. 1 Pohled na jižní vjezdový portál

Svahy stavební jámy hloubených úseků jsou postupně budovány po etážích a zajištěny stříkaným betonem se sítí a hydraulicky upínanými kotvami (svorníky) délky 4 m. První etáž hloubená ve vrstvách pokryvu a silně zvětralých granitoidech je bez dalšího zajištění líce svahu pouze vysvahována.

V období vzniku příspěvku jsou již realizovány obě stavební jámy na vjezdu a výjezdu. Na vjezdovém portálu byly potvrzeny geologické poměry dle předpokladů, na výjezdovém portálu byly zastiženy zhoršené podmínky. Vlivem klimatických podmínek a nedodržení projektu došlo na výjezdové čelní portálové stěně k poruše a následnému sesuvu.



Obr. 2 Sesuv čelní portálové stěny

Sanace sesuvu bude probíhat následovně. Odstranění rozvolněného materiálu a následné opětovné zajištění čelní stěny stříkaným betonem a sítěmi, překotvení delšími HUS svorníky v hustším rastru.

Postup výstavby tunelu bude pokračovat ražbou od jižního portálu (vjezdu) úpadně směrem na sever. Dvouplášťové ostění ražených částí tunelu tvoří primární ostění ze stříkaného betonu C 16/20 a sekundární ostění z monolitického železobetonu C 25/30.

Primární ostění ze stříkaného betonu tloušťky 150 a 200 mm tvoří dále ocelové příhradové rámy, sítě, kotvy a v oblasti ohrožené nestabilitou přístropí předrážené ocelové jehly. Rozrážka tunelu je zajištěna mikropilotovým deštníkem délky 10 m. Použití prvků zajištění výrubu je řízeno technologickou třídou výrubu NRTM. Navrženy jsou 3 technologické postupy NRTM s délkami záběrů 2,5 m (v nejlepších podmínkách) 2,0 m a 1,5 m (v nejhorších). Třídy výrubu slouží jako základní definice vystrojovacích prvků a v případě potřeby jsou dále upravovány na základě výsledků geotechnických měření prováděných přímo na stavbě. Tento základní princip NRTM umožňuje operativní návrh všech prvků vystrojení výrubu a v závislosti na zastižených inženýrsko-geologických podmínkách a zajišťuje ekonomické provádění ražby.

Sekundární (definitivní) ostění z monolitického železobetonu C 25/30 minimální tloušťky 350 mm zajišťuje trvale stabilitu výrubu. Betonáž sekundárního ostění probíhá do bedničního vozu po blocích betonáže délky 12 m. Tloušťka ostění hloubené části tunelu je 600 mm. Délka bloku betonáže je volena tak, aby umožnila typizaci bloků betonáže při vzdálenosti záchranných výklenků 24 m.

Požadovanou třídu vodotěsnosti „O“ dle TKP 20 zajišťuje v ražené části tunelu mezilehlá izolace tl. 2 mm umístěná po obvodu horní klenby tunelu. Voda je po izolaci svedena do boku k patě klenby, kde je umístěna boční tunelová drenáž DN 200 mm. V hloubené části tunelu je ostění navrženo z betonu odolného proti průsakům.

Bohuslavický tunel – zajištění ostění

Ing. Jaroslav Lacina, Ing. Jiří Matějček, Amberg Engineering Brno, a.s.

Tunel z roku 1868 na trati Jaroměř – Královec byl počátkem 70. let minulého století zajištěn podsružením z důvodu deformací klenby a vypadávání kamenů z ostění. Efektivním sanačním zásahem se podařilo dlouhodobě zajistit poškozené ostění tunelu ve třech dílčích etapách v celkové délce 107,5 m. Při sanaci byly použity metody spárování zdiva speciální maltou, chemické injektáže, kotvení kovovými a nekovovými svorníky a zajištění ostění nekovovými sítěmi.

Popis konstrukce

Stavba je situována mezi stanicemi Malé Svatoňovice (6 km) a Trutnov - Poříčí Tunel, jehož stavba byla dokončena v roce 1868, je dlouhý 187,5 m. Tunel je vyražen v celé své délce ve shodném prostředí permských sedimentů trutnovského souvrství. Konkrétně se jedná o rudohnědé až fialovo-hnědé, jemně až středně zrnité pískovce s karbonátovým nebo jílovitokarbonátovým tmelem. Vjezdový a výjezdový portál má zdivo kyklopské z pískovcového kamene. Tunelová trouba má zdivo klenby z pískovcových kvádrů (Častoňovický lom), zdivo tunelových opěr je z kvádrů a kopáků také z pískovce. Zdivo opěr je řádkové, místy kyklopské. V nepravidelných menších plochách jsou v opěrách výchozy skály. Tunelová trouba není stavebně rozdělena na tunelové pasy. Rozdělení na pasy je evidenční, celkem má tunel 19 pasů, s délkami 18x10 m + 7,5 m (výjezdový portál).



Obr. 1 Stav tunelu před sanací – podsružení

Předchozí stavební zásahy

Sanační úpravy a rozsáhlejší opravy byly vykonány v letech 1874, 1926 a 1973. Tunel byl totiž zčásti bez obezdívky; postupné zvětrávání pískovce bylo příčinou provádění dodatečné obezdívky v některých pasech. Nejvýznamnějším stavebním zásahem bylo podskružení z roku 1973, které bylo provedeno z důvodů nevyhovujícího až kritického stavu obezdívky. Při této úpravě bylo provedeno podskružení tunelu ocelovými rámy (kolejnicemi typu A) a zapažení obezdívky dřevěnými pažinami s vyklínováním. Celkem takto bylo zajištěno 57 % délky tunelu. V klenbě bylo provedeno příložné pažení v 100 % plochy, v opěrách pak v cca 50 % plochy (mezerovité pažení). V dalších částech bez podskružení byly evidovány stavební poruchy ve stavu některých kvádrů a zejména spárování obezdívky.

Navržená sanace

V rámci přípravy podskružení v roce 1973 bylo konstatováno, že stav obezdívky v dotčeném úseku je havarijní – vypadané spárování, deformace klenby, vyjždění kamenů obezdívky. Jelikož byla celá oblast zakryta příložným pažením a nebyly k dispozici výluky pro jakékoliv průzkumné práce, nebylo možno vizuálně posoudit aktuální stav ostění před zahájením sanačních prací. Sanace byla navržena rovněž s ohledem na požadavek provádění prací po etapách v kratších výlukách. Sanační práce byly navrženy v dílčích krocích:

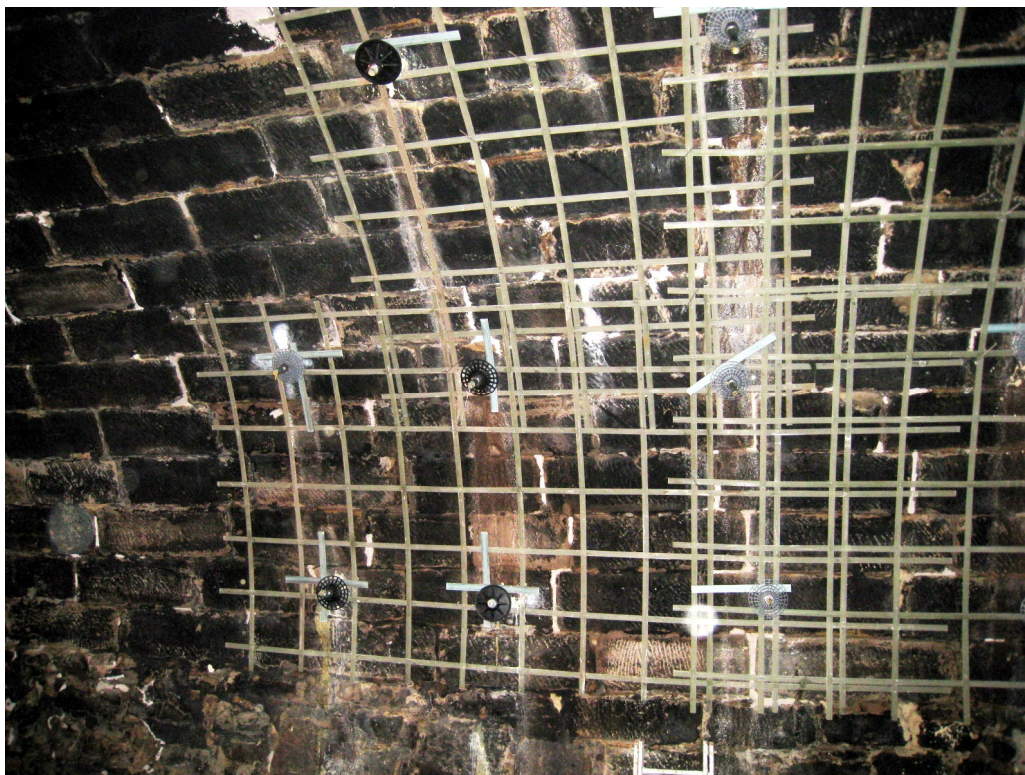
- postupné odstranění příložného pažení. Skruže bylo navrženo ponechat co nejdelší dobu z důvodu zajištění stability poškozené klenby, po dobu nutnou bylo navrženo jejich provizorní vyklínování
- očištění obezdívky otryskáním. Stávající povrch ostění byl zanesen zplodinami z provozu parních a zejména dieselových motorů. Tyto saze výrazně ovlivňují degradaci obezdívky a spárování. Po odstranění původní výdřevy a osazení podpůrných hranolů byl povrch ostění očištěn otryskáním (tlakovou vodou nebo pískováním).
- osazení geodetických bodů. Na základě vizuálního zhodnocení stavu ostění byly vybrány kritické profily pro konvergenční měření, které stále probíhá. Jsou měřeny horizontální a vertikální posuny měřících bodů se zaměřením postavení totální stanice, tedy je prováděno relativní měření v absolutních souřadnicích. Nulté měření (nulové čtení) bylo provedeno ihned po osazení měřících bodů, před započítím jakýchkoliv prací, které by mohly ovlivnit stav klenby (vrtání, apod.). První měření bylo provedeno po odstranění skruží. Četnost dalších měření byla určena na základě výsledků prvních dvou měření. V současnosti probíhá měření kvartálně.
- hloubkové spárování zdiva. Výběr spárovací hmoty probíhal s ohledem na požadované vlastnosti této hmoty - spárovací hmota musí být mrazuvzdorná, musí mít objemovou roztažnost (z důvodu kvalitního vyplnění spar), nesmí být zcela vodonepropustná, jinak by docházelo ke zvýšené degradaci pískovce kolem spar, nesmí mít vyšší pevnost než kámen obezdívky. Z uvedených požadavků vyplynula po konzultacích a technické pomoci Akademie věd ČR, institutu teoretické a aplikované mechaniky, výsledná receptura této malty. Byla použita pojivová směs na bázi směsného hydraulického vápna VAPO. Jako plnivo byl použit čistý křemičitý písek. Tento typ pojiva nahrazuje původní receptury, používané v době výstavby. Pro svoje vlastnosti se používá při sanacích památkových objektů. V tunelu bylo spárováno cca 30 % celkové plochy sanovaných úseků. Zajištěním spár bylo odstraněno nebezpečí vypadávání uvolněných kamenů obezdívky při statickém zajištění klenby v dalším kroku
- postupné odstranění skruží za současného zajištění stability klenby. Zajištění bylo provedeno zavrtávanými svorníky IBO, injektovanými dvousložkovou polyuretanovou pryskyřicí. Jako alternativní řešení v místech, kde byla při vrtání zjištěna zdravá

pevná hornina za ostěním byly použity sklolaminátové svorníky RockBolt K 60-25 délky 3 m, upínané do horniny lepením pomocí lepicích ampulí LOKSET. Pro zajištění celkové stability obezdívky byly osazeny speciální síť GlassPree 300x300 mm (z plochých profilů 30x4 mm), vyráběných ze skelných vláken o pevnosti 1000 MPa, lepených vzájemně pomocí vinylesterové pryskyřice.

- v portálovém pasu bylo provedeno těsnění klenby proti průsakům vody rubovou dvoustupňovou injektáží. V první fázi byla provedena výplňová injektáž napěňující hmotou WilkitFoam, tato injektáž minimalizuje spotřeby materiálu pro injektáž těsnící. Ve druhé fázi pak byla vytvořena těsnící clona z injektážní hmoty CarboPur.

Poznatky z realizace

Z důvodu nepřístupnosti povrchu ostění před zahájením sanačních prací byl rozsah jednotlivých technologických kroků, popsaných v projektové dokumentaci, určován na stavbě při postupném odstraňování pažení. Proto byl při sanaci prováděn trvalý dozor projektanta. Při zahájení kotevních prací byly vyzkoušeny lepené svorníky. S ohledem na nízkou pevnost a rozpukanost masivu bylo však nutno dále používat svorníky kotvené injektáží. Jejich délky rovněž určoval projektant ve spolupráci s technikem realizační firmy. Minimální délka dle projektu – 3m – byla použita jen v pevných pískovcích bez větších puklin. Místy však bylo nutno provést svorníky délky až 9 m v místech, kde díky rozpukanosti skalního masivu docházelo k propadu vrtného náradí. Zajištění povrchu ostění sklolaminátovými sítěmi bylo použito jen v místech s deformací klenby nebo s vysunutými kameny ostění, převážně v místech s chybějícím spárováním. Naštěstí stav klenby nevyžadoval žádná speciální opatření k dočasnému zajištění stability během provádění prací.



Obr. 2 Pohled na zajištěné ostění

Závěr

Tato poněkud netradiční forma realizace ukázala, že stálý dozor projektanta na stavbě může přinést úspory v nákladech stavby tím, že se rozsah sanačních zásahů určuje podle skutečnosti. Tento model je vhodný především u technologicky náročných sanací, kde je obtížné projektem přesně stanovit výkazy jednotlivých položek sanace. Vyžaduje to však zkušenosti jak na straně dozorujícího projektanta, tak i na straně realizační firmy. Především je nutná jistá míra odvahy a důvěry ze strany investora. V uvedeném případě se podařilo ve třech etapách z provozních prostředků správce trati zajistit trvale ostění tunelu za poměrně nízkých nákladů tak, že nedošlo ke zmenšení průjezdného profilu tunelu. Takto provedená sanace umožní následné opravy a rekonstrukce trati i v budoucnosti.



Obr. 3 Výjezdový portál po dokončení sanace

GRP System FX na železnici

GRP 3000 – univerzální měřicí systém v oblasti železnice pro:

- vysoce přesné geodetické měření polohy a geometrických parametrů koleje
- zaměření průjezdného profilu ve 2D i 3D a to automaticky s definovanou hustotou bodů nebo manuální cílení
- zaměření trolejového vedení
- zaměření podkladů (stávajícího stavu) pro projektové práce
- kontrolu projektovaných hodnot oproti skutečným (poskytnutí dat pro korekci, okamžitá identifikace kritických míst) v reálném čase
- spolehlivý sběr informací o překážkách, jejich dokumentace a kontrola (centrální databanka pro zobrazení a správu všech definovaných a zaměřených průjezdných profilů, naměřených a projektových dat, včetně chronologie měření)



GRP System FX se skládá z:

- precizního, robustního hardware – vozíku GRP 3000
- software Amberg Rail 2.0 a Amberg Clearance Basic



Hlavní přednosti GRP 3000

- jedinečná kombinace měřického vozíku a profilometru Amberg 110 FX
- možnost použití ve spojení s motorizovanou totální stanicí (TPS) nebo s aparaturou GPS
- vysoce přesné 3D měření osy koleje v kombinaci s přesnou totální stanicí
- integrovaný napájecí zdroj
- bezpečné použití na železničních tratích (elektricky izolovaný systém)
- software, který umožňuje efektivní vyhodnocení naměřených dat
 - plně automatické vyhodnocení
 - možnost převodu dat do formátů DXF a ASCII
 - možnost tvorby protokolů z naměřených dat (graficky, v klasickém zobrazení příčného profilu s uvedením odchylek od definovaného profilu nebo ve formě seznamu souřadnic s popisem)

Systémová přesnost

Polohová a výšková přesnost

GRP + TPS	+/- 1 mm
GRP + GPS	poloha: +/- 20 mm výška: +/- 40 mm
Rozchod	+/- 0,3 mm

Výkonnost systému

Doba měření jednotlivého objektu relativně k ose koleje (např. návěstidlo, most, nástupiště) – 10 měřených bodů – manuální cílení	60 s
Doba měření profilu relativně k ose koleje (tunel) – 50 měřených bodů – automatické měření	60 s
Doba měření příčného profilu ve 3D	
Interval měření profilů	10 m
Počet bodů v profilu	30
Výsledný měřický výkon	350 m/hod.

Doby měření

Měření profilu	
Zaměření jednoho bodu profilu	1 s
Automatické zaměření profilu	60 bodů/1 min
Měření parametrů koleje (osa, rozchod, převýšení)	
GRP + TPS	5 s
GRP + GPS	1 s

SUDOP PRAHA a.s.

Olšanská 1a, 130 80 Praha 3

Středisko 204 – inženýringu a geodézie

vedoucí Ing. Roman Čítek

telefon: 267 094 100, e-mail: roman.citek@sudop.cz

16. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
20. ledna 2011

pořádají

SUDOP PRAHA a.s.

Správa železniční dopravní cesty, s.o.

mediální partner konference – časopis **SILNICE ŽELEZNICE**

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

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

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

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



Ocelové konstrukce a jejich uplatnění na železniční dopravní cestě z pohledu SŽDC, s.o.

Ing. Radovan Kovařík, SŽDC, s.o., ředitel odboru traťového hospodářství (OTH)
Ing. Milan Kučera, SŽDC, s.o., OTH, systémový specialista oddělení žel. mostů a tunelů
Ing. Václav Podlipný, SŽDC, s.o., OTH, systémový specialista oddělení žel. mostů a tunelů

Dosavadní zkušenosti SUDOPU PRAHA s projektováním mostů v Bulharské republice, Projekt Svilengrad – turecká hranice, most přes řeku Maricu

Ing. Jiří Jirásko, Ing. Jan Dubánek, SUDOP PRAHA a.s.

Železniční mosty z předpjatého betonu v ČR po půl století

Ing. Karel Dahinter, CSc.
Ing. Pavel Matyáš, SŽDC, s.o., TÚDC

Integrované železniční mosty

Ing. Jaromír Křížek, Ph.D., Ing. Software Dlubal, s.r.o.

Rekonstrukce mostu v km 3,553 trati Liberec – Harrachov

Ing. Štěpán Jakeš, Ing. Libor Marek, TOP CON SERVIS s.r.o.

Oprava mostu v km 20,862 trati Rakovník – Mladotice

Ing. Jan Fiala, Ing. Ivan Šír, Ing. Ivan Šír, projektování dopravních staveb a.s.
Ing. Pavel Hrdina, Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.

Městské železniční tunely – nová dimenze mobility v aglomeracích

Ing. Petr Šlegr, Ing. Pavel Adámek, CEDOP, o.s.
Ing. arch. Ivan Lejčar, ALEJ - architektonický ateliér
Ing. Tomáš Záruba, dopravní konzultant

Technické inovace u razicích strojů na stavbách železničních tunelů ve světě

Dr. Karin Bäßler, Herrenknecht AG

Přípravná dokumentace Nemanice I – Ševětín, tunely Hosín a Chotýčany

Ing. Lenka Píkhartová, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Petr Lapiš, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Votický tunel – první zkušenosti z výstavby

Ing. Eva Tatíčková, HOCHTIEF CZ a.s.
Ing. Libor Mařík, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Ražené tunely Olbramovický a Tomický I na trati Votice – Benešov u Prahy

Ing. Jakub Němeček, Subterra a.s.
Ing. Libor Mařík, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Návrh rekonstrukce železničního mostu v km 5,872 na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice ("GAGARIN")

Ing. Jan Šedivý, SUDOP BRNO, spol. s r.o.
Ing. Miroslav Teršel, SŽDC, s.o., OMT
Ing. Lumír Dobiáš, SŽDC, s.o., SDC SMT Ostrava
doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc., Ing. Radim Nečas, Ph.D., VUT Brno

Realizace rekonstrukce železničního mostu v km 5,872 na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice ("GAGARIN")

Ing. Jan Stupka, FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Průběžné tenzometrické a geodetické sledování rekonstrukce železničního mostu "GAGARIN" v km 5,872 na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice

doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc., Vysoké učení technické v Brně, FAST, Ústav BZK
Ing. Jiří Bureš, Ph.D., Vysoké učení technické v Brně, FAST, Ústav GED
Ing. Radim Nečas, Ph.D., Vysoké učení technické v Brně, FAST, Ústav BZK

MCE Slaný vyrobila a smontovala ocelovou konstrukci železničního mostu přes Labe v Kolíně

Ing. Karel Kovář, Vladan Michalík, MCE Slaný, s.r.o.

Uplatnění řídicích tyčí u ocelových železničních mostů

Dr.-Ing. Richard Buba, SSF München

Podmínky provozuschopnosti mostních provizorií určených ke vložení na železniční dopravní cestě ve správě SŽDC

Ing. Zdeněk Nečekal, SŽDC, s.o., oddělení železničních mostů a tunelů

Modernizácia železničnej trate Žilina – Košice, úsek trate Liptovský Mikuláš – Poprad-Tatry, 5. etapa – inžinierske konštrukcie

Ing. Karol Dobosz, Ing. Vladimír Piták, Ing. Peter Vyšňan, REMING CONSULT a.s.

Optimalizace trati Planá u Mariánských Lázní – Cheb, mosty

Ing. Jakub Štěrba, SUDOP PRAHA a.s.

Návrh obloukového železničního mostu v km 315,894 trati Bystřice nad Olší – Český Těšín

Ing. Antonín Pechal, CSc., Ing. Vojtěch Konečný, Ing. Petr Nečas, Ing. Lukáš Křížan,
PIS – Ing. Antonín Pechal, CSc.

Optimalizace trati Bystřice nad Olší – Český Těšín, SO 23-19-10 Železniční most v km 315,894

Ing. Libor Hökl, FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Nové spřažené ocelobetonové mosty na trati Beroun – Zbiroh

Ing. Petr Dobrovský, Ing. Alexandr Kurz, Ing. Petr Milek, Ing. Štěpán Jakeš,
TOP CON SERVIS s.r.o.

Nové trendy v odvodnění železničních mostů

Ing. Vlček Petr, DWD System s.r.o., Bánská Bystrica

Tunel Tomický II, úsek Votice – Benešov u Prahy, IV. Železniční koridor

Ing. Jiří Velebil, Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.

Bohuslavický tunel – zajištění ostění

Ing. Jaroslav Lacina, Ing. Jiří Matějček, Amberg Engineering Brno, a.s.

Ocelové konstrukce a jejich uplatnění na železniční dopravní cestě z pohledu SŽDC, s.o.

Ing. Radovan Kovařík, SŽDC, s.o., ředitel odboru traťového hospodářství (OTH)

Ing. Milan Kučera, SŽDC, s.o., OTH, systémový specialista oddělení žel. mostů a tunelů

Ing. Václav Podlipný, SŽDC, s.o., OTH, systémový specialista oddělení žel. mostů a tunelů

Příspěvek se zabývá využitím oceli na železnici, především pak u mostních konstrukcí na železniční dopravní cestě. Zabývá se vývojem těchto konstrukcí ve vazbě na vývoj kvality materiálů, technologií spojování konstrukčních prvků, rozvoj výpočetní techniky, nové způsoby montáže a změny v technické legislativě.

Úvod

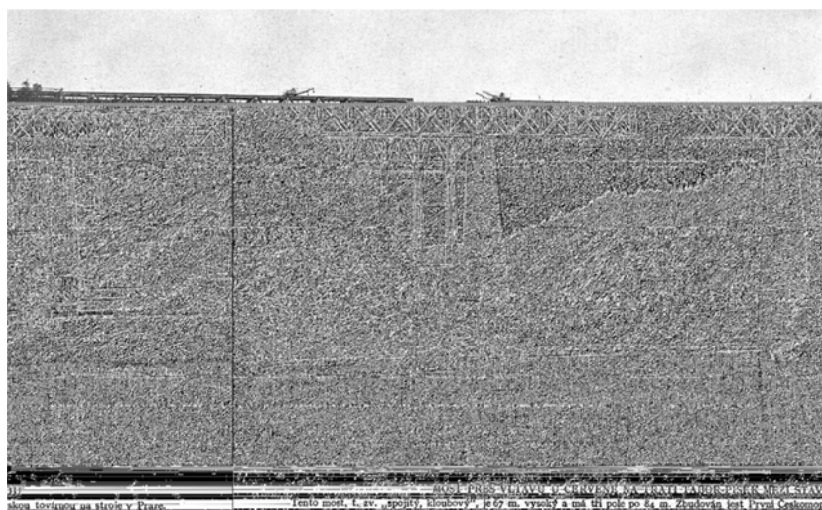
Správa železniční dopravní cesty, státní organizace (dále jen SŽDC) plní od 1. 1. 2003 na základě zákona č. 77/2002 Sb. (Zákon o akciové společnosti České dráhy, státní organizaci Správa železniční dopravní cesty...) funkci vlastníka dráhy a od 1. 7. 2008 na základě zákona č. 179/2008 Sb. také funkci provozovatele dráhy. S těmito povinnostmi úzce souvisí také správa svěřeného majetku, tj. železniční dopravní cesty, jejíž nedílnou součástí jsou mostní objekty (mosty, propustky, lávky pro pěší), tunely a objekty s konstrukcí mostům podobnou.

SŽDC v rámci těchto povinností zajišťuje jak zachovnou péči jako jsou správa, údržba a opravy, tak i rozvoj, kam patří rekonstrukce a modernizace železniční dopravní cesty včetně mostních a tunelových objektů, tj. vykonává i funkci stavebníka.

Základní provozuschopnost je zajišťována prostřednictvím 13-ti SDC – správ železniční dopravní cesty. Ty jsou rozmístěny ve všech krajích. Řídícím a metodickým orgánem pro správu je ředitelství SŽDC s.o.

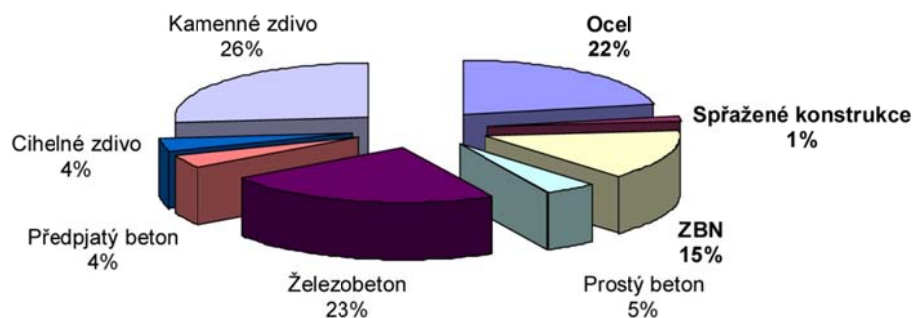
Uplatnění ocelových konstrukcí na železnici

Ocel je u železnice tradiční stavební materiál. Pro své výhody jako je hospodárnost, flexibilita, rychlost výstavby, možnost recyklace, odolnost a trvanlivost zaujímá nenahraditelnou roli v železničním stavitelství. Ocel není u železnice využívána jen pro vlastní kolejnice a jejich upevnění. Pokud pomineme lokomotivy a vozy, byla a je dosud užívána také pro konstrukce nádražních budov, zastřešení nástupišť, trakční a osvětlovací stožáry, návěštní lávky a krakorce a řadu dalších aplikací. Z těch novějších například i jako konstrukce protihlukových stěn a třeba i jako tzv. ocelové ypsilonové pražce. V neposlední řadě je ocel u železnice využívána v mostním stavitelství.



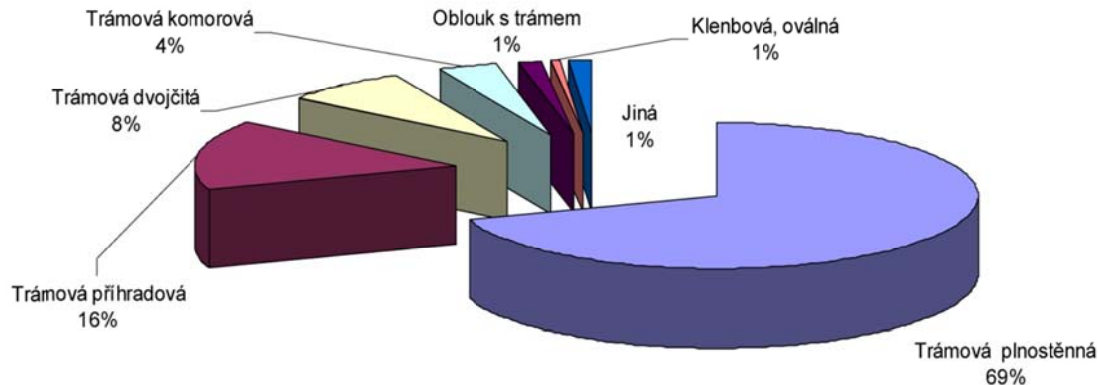
Na tratích Správy železniční dopravní cesty se nachází celkem 6 734 mostů a 18 670 propustků. Ocelových mostů je 1 625, v nich je zabudováno 2 495 ocelových, 214 spřažených ocelobetonových konstrukcí. Rozdělení mostních konstrukcí podle materiálu nosné konstrukce je patrné z následujícího grafu. Z celkového počtu mostních konstrukcí je to 22 až 23 %. Dalších 984 mostů s 1 564 konstrukcemi je se zabetonovanými nosníky (ZBN). Střední rozpětí ocelových konstrukcí je kolem 18 m. Průměrné stáří ocelových konstrukcí je 75 let. Všechny údaje jsou k 31. 12. 2010.

Materiál nosné konstrukce



Na dalším grafu je patrné rozdělení ocelových nosných konstrukcí podle konstrukčního uspořádání nosné konstrukce. S převahou na železnici dominují plnostěnné trémové konstrukce.

Typ ocelové nosné konstrukce



Pokud bychom chtěli rozdělit konstrukce podle druhu spojů, zatím stále převládají nýtované a šroubované konstrukce, kterých je více jak trojnásobek než konstrukcí svařovaných.

Aby ocelové konstrukce dobře sloužily požadovanému účelu je jim třeba věnovat pozornost v celém životním cyklu, tedy nejen při projektování, výrobě a montáži, ale i při jejich správě a údržbě.

V současné době technická legislativa nabývá důležitosti vzhledem k okolnosti, kdy se SŽDC postupně stává pouze správcovskou složkou a většina prací i v oblasti údržby se buď již zadává třetím stranám, nebo se jejich zadávání připravuje v nejbližší době.

Dohled nad problematikou ocelových konstrukcí u SŽDC, s.o.

Provádění ocelových konstrukcí bylo regulováno od samého počátku železnice. Např. v roce 1930 vydala Ústřední stavební správa „Zvláštní podmínky pro stavbu ocelových mostů“. Dnes tuto problematiku v oblasti ocelových konstrukcí řeší Technické kvalitativní podmínky staveb státních drah, Kapitola 19 - Ocelové mosty a konstrukce. V současnosti platná kapitola 19 TKP vznikla před několika lety jako reakce na neaktuální stav českých národních norem pro provádění a absenci evropského předpisu. Tato kapitola TKP si v současné době vyžádá jistou úpravu, protože již byla schválena jednotná evropská legislativa, která se zavádí do národního systému. Bude také potřeba zavést nový postup v ověřování odborné způsobilosti firem pro výrobu konstrukcí a dořešit způsobilost firem pro finální montáž a osazení konstrukcí na stavbě. Dosud se techničtí experti SŽDC podílí spolu s certifikačními orgány na ověřování způsobilosti těchto firem.

Vývoj návrhu ocelových železničních mostů

Vývoj ocelových železničních mostních konstrukcí byl výrazně ovlivněn celou řadou faktorů.

Jedním z nich je kvalita materiálu. Při navrhování nejstarších ocelových mostů se upřednostňovaly obloukové nosné systémy. Důvodem pro volbu uvedeného konstrukčního statického systému byly materiálové vlastnosti litiny, z nichž se první mosty vyráběly. Postupně, s přechodem od litiny k svářkovému železu a následně plávkové oceli, a současně s nárůstem kvality oceli v důsledku zdokonalování technologie její výroby, se začaly objevovat postupně progresivnější typy mostních konstrukcí.

Klasické obloukové mosty ustoupily trámovým mostním konstrukcím, přičemž na začátku 20. století dominují zejména příhradové trámové mosty. Plnostěnné nýtované trámy začaly však velmi rychle konkurovat příhradovým mostům zejména při menších rozpětích a vytlačily je do oblasti použití pro střední rozpětí. Z hlediska spojů se z počátku uplatňovaly prakticky výhradně nýtové spoje.

Podle konstrukčních typů plnostěnných mostních konstrukcí se nejčastěji setkáváme s mosty bez mostovky, které představují nejjednodušší a nejehospodárnější ocelovou nosnou konstrukci pro malá rozpětí do 25,0 m. Mosty se zapuštěnou mostovkou a mosty s mostovkou dolní se však vyskytují s téměř stejnou četností.

K mohutnému rozvoji plnostěnných trámových mostů dochází zejména po druhé světové válce pod vlivem obnovování válkou zničených mostů a s nástupem svařování jako moderního způsobu spojování prvků. Opět se aplikují tradiční typy plnostěnných mostů s prvkovými mostovkami, které se používaly v nýtovaném provedení, avšak více se uplatňují mosty s dolními mostovkami. Tyto typy mostů jsou i v současnosti perspektivní ocelovou mostní konstrukcí pro rozpětí do 35,0 m vzhledem k malé stavební výšce.

K plnostěnným mostním konstrukcím řadíme i nosné konstrukce s dvojčítými hlavními nosníky. Vzhledem ke svojí velmi nízké stavební výšce se především na regionálních tratích a u mostních provizorií uplatňují dodnes.

Pro střední a větší rozpětí až do 80,0 m se používají velmi efektivní příhradové mosty různých soustav. Z počátku byla velmi oblíbená soustava násobná či základní se svislicemi, později i bez nich. Důvodem byly, mimo jiné, i tehdejší možnosti výpočtu, který byl prováděn „ručně“.



Klášterec nad Ohří (starý stav) – příhradová konstrukce s násobnou soustavou a prvkovou mostovkou

Pro přemostění ještě větších překážek se v podmínkách našich železnic často aplikují obloukové mosty v provedení jako tuhé trámy ztužené volnými oblouky, známější pod názvem Langerovy trámy.

V zásadě se však až do 70. let 20. století všeobecně aplikují plnostěnné, příhradové i obloukové mosty s otevřenými prvkovými mostovkami (případně bez mostovky), přičemž se postupně zdokonalují konstrukční detaily otevřené prvkové mostovky (spojení podélníků s příčníky, připojení příčníků na hlavní nosníky apod.) i v souvislosti se zavedením třecích spojů do mostního stavitelství a s již zmíněným rozvojem svařování.

Do vývoje mostního stavitelství v oblasti ocelových mostů významně zasáhl i rozvoj výpočetní techniky, a s tím spojený vývoj výpočetních programů. To umožnilo přechod od „ručního“ výpočtu, charakterizovaného postupným počítáním jednotlivých prvků mostní konstrukce za využití řady zjednodušujících předpokladů (podélníky, příčníky, hlavní nosníky), k výpočtům prostorovým. Při nich je celá konstrukce počítána najednou s respektováním jejího prostorového působení.

Nemalý vliv mělo i zvyšování rychlosti na železnici, zvyšující se požadavky na komfort jízdy a snaha co nejméně obtěžovat okolí železnice hlukem. Prvkové mostovky jsou proto dnes ve většině případů nahrazeny mostovkami umožňujícími zřízení železničního svršku s kolejovým ložem na mostě.

Velkého rozvoje především v posledních dvaceti letech přitom dosáhly konstrukce ocelobetonové kombinující výhody obou použitých materiálů. Jde především o deskové konstrukce se zabetonovanými nosníky a o spřažené konstrukce ocel x beton, kde je zpravidla železobetonová deska mostovky spřažena s ocelovými hlavními nosníky ať již plnostěnnými či příhradovými.

Železobetonové desky se zabetonovanými nosníky (tuhými vložkami) patří mezi již dlouhá léta používané konstrukce. Zpočátku se jako tuhé vložky používaly kolejnice, které byly později nahrazeny plnostěnnými nosníky. Až do roku 1971 se přitom beton desek nezapočítával do posouzení konstrukce v podélném směru. S rozvojem norem a výpočetních metod se jeho vliv ve výpočtu začal zohledňovat, což vedlo k dalšímu z hospodárnění těchto spolehlivých, na údržbu nenáročných konstrukcí.

Nové normy a výpočetní metody, které byly zavedeny v souvislosti s rozvojem výpočetní techniky, vedly i k rozšíření používání spřažených mostů. Byly vyřešeny problémy souvisící s výpočtem spřažení, vlivem smršťování a dotvarování betonu, výpočet trhlin, atd. To, mimo jiné, umožnilo navrhovat spřažené konstrukce nejen jako prosté nosníky, ale i jako nosníky spojitě o poměrně velkých délkách nosné konstrukce.



Klášterec nad Ohří (nový stav) – spřažená konstrukce s železobetonovou mostovkou s kolejovým ložem

Zvětšování délek konstrukcí ve vazbě se zvyšováním rychlostí a spolupůsobením koleje (především bezстыkové) s mostními konstrukcemi s sebou přináší nutnost řešit celou řadu problémů, kterými se dříve nebylo nutné zabývat. Ať již se jedná o nárůst vodorovných sil, které se přenášejí do ložisek a spodní stavby, či problémy související se zředňováním kolejového lože.

Svůj nezanedbatelný vliv při návrhu konstrukcí mají i nové možnosti montáže, kdy především v oblasti silničních jeřábů došlo k velkému pokroku. K dispozici je celá řada nových mobilních strojů s velkou nosností a vyložením. Přitom doby jejich vystrojení se zkrátily na minimum. To má samozřejmě přímý dopad na návrh montáže v projektech, zvláště na velikost a hmotnost montážních dílců a s tím související omezení rozsahu svařování či šroubování na montáži.

Vliv mají i ekonomické aspekty, kdy na rozdíl od dřívějších dochází k evidentnímu odklonu od navrhování konstrukcí s co nejmenší spotřebou materiálu, ale výrobně pracných, ke konstrukcím ne tak materiálově úsporným avšak výrobně jednodušším. Souvisí to se stoupající cenou lidské práce nutné například na případné odstupňování průřezů pásnic nosníků tak, aby byl optimálně vykryt průběh návrhového ohybového momentu po délce nosníku a materiál byl všude pokud možno plně využit.

V poslední době se stále častěji na železnici uplatňují i tenkostěnné ocelové konstrukce z profilovaných plechů připomínající skořepiny a využívající spolupůsobení konstrukce s okolním zemním tělesem. U SŽDC se pro tyto konstrukce zažilo označení „FLOK – flexibilní ocelové konstrukce“.

Závěr

Nakonec je třeba konstatovat, že přes rozvoj a nástup nových stavebních materiálů mají ocelové konstrukce stále důležité místo v železniční infrastruktuře a do budoucna tomu tak bude i v budoucnu. Nic na tom nemění ani současné přibrždění stavební činnosti vyvolané nepříznivou hospodářskou situací. V závěru roku 2010 bylo dokončeno několik významných železničních mostů, jako je most přes Labe v Kolíně či most v Ropicích u Českého Těšína. Rovněž již nyní je připravena celá řada projektů ocelových, případně spřažených železničních mostů. U některých z nich již bylo rozhodnuto, že přes omezení výdajů na dopravní stavby bude jejich výstavba v roce 2011 či 2012 zahájena. Jako příklad lze uvést estakádu v Ústí nad Orlicí nebo přemostění Bečvy v Přerově. Další mosty jsou projekčně připraveny, jejich výstavba je však závislá na zajištění finančních prostředků. To platí například pro mosty navrhované v rámci přestavby uzlu Brno, III. a IV. koridoru a další.

Dosavadní zkušenosti SUDOPU PRAHA s projektováním mostů v Bulharské republice, Projekt Svilengrad – turecká hranice, most přes řeku Maricu

Ing. Jiří Jirásko, Ing. Jan Dubánek, SUDOP PRAHA a.s.

SUDOP PRAHA a.s. se podílí na projektech modernizace bulharské železniční infrastruktury již čtvrtým rokem. Posledním a zatím největším počinem je projekt 3. etapy železničního koridoru Plovdiv – státní hranice, jehož se SUDOP účastnil jako generální projektant v režimu „Design and build“ pro firmu OHL ŽS Brno – klon Sofia. Součástí tohoto projektu s oficiálním názvem „ЕЛЕКТРИФИКАЦИЯ И РЕКОНСТРУКЦИЯ НА ЖП ЛИНИЯ СВИЛЕНГРАД ТУРСКА ГРАНИЦА“ je i novostavba mostu přes řeku Maricu celkové délky 430 m sestávající z 10ti železobetonových oblouků integrovaných s rámem. Projekt je v současné době ve výstavbě.

Úvod

Předpokládaný útlum projekční a stavební činnosti na velkých dopravních projektech v České republice přinutil firmu SUDOP PRAHA a.s. během posledních 5ti let zintenzívnit svoje snahy o průnik na zahraniční trhy. Bulharská republika se zejména po svém vstupu do Evropské unie v roce 2007 stala jednou s prioritních a perspektivních oblastí. Infrastruktura země je v nevyhovujícím stavu a orgány železniční a silniční správy mají pro nadcházející desetiletí velkorysé plány obnovy a rozvoje, na něž by měly být čerpány prostředky z evropských fondů. SUDOP PRAHA a.s. operující v Bulharsku již čtvrtým rokem se z větších zakázek doposud účastnil dvou projektů modernizace železniční infrastruktury a to Modernizace trati Plovdiv – Burgas a Rehabilitace trati Mezdra – Gorna Oryahovitsa. V případě projektu Plovdiv Burgas byl SUDOP lídrem konsorcia a personálně obsadil funkci hlavního inženýra projektu a klíčové experty pro jednotlivé profese. Na projektu Mezdra – Gorna Oryahovitsa SUDOP zajišťoval projekty rekonstrukce železničních mostů jako člen konsorcia pod vedením francouzské firmy Systra. Oba tyto železniční projekty sloužili jako podklad pro vypsání tendru na realizaci stavby. Zkušenosti získané na uvedených kontraktech byly následně využity v dosud nejdůležitější zakázce SUDOPU v Bulharsku projektu Elektrifikace a rekonstrukce trati Svilengrad – Turecká hranice.

Projekt Svilengrad – Turecká hranice

Rozsah projektu

Tendr v režimu „Design and Build“ na rekonstrukci trati Svilengrad – Turecká hranice získala firma OHL ŽS Brno – klon Sofia pod vedením pana Lubomíra Poláka se SUDOP PRAHA a.s. jako generálním projektantem v první polovině roku 2009. Cílem projektu je rekonstrukce (modernizace) a elektrifikace úseku stávající jednokolejné železniční trati mezi železniční stanicí Svilengrad a státní hranicí s Tureckem na rychlost 160 km/hod. resp. 200 km/hod. pro vozidla s naklápačící skříň. Celková délka úseku je 16,8 km, přičemž pro dosažení návrhových parametrů jsou cca 2/3 trati vedeny ve zcela nové stopě. Hlavní projekční práce zahrnující „stupně“ dokumentace „Revize ideového (tendrového) projektu“, „Technický projekt“ a „Pracovní projekt“ proběhly na přelomu roku 2009/2010, v první třetině roku 2010 bylo na stavbu získáno stavební povolení a následně se naplno rozběhly stavební práce.

Koncepce mostních objektů

Během prací na „Revizi ideového projektu“ byly odhaleny zásadní nesrovnalosti mezi realitou a předpoklady tendrové dokumentace, která byla zjevně zpracována na základě nedostatečných či zcela chybných geodetických podkladů a bez respektování územních poměrů. Během přípravných projekčních prací byla proto zpracována zcela nová celková koncepce měnící počet, umístění i velikosti mostních objektů s cílem předložit ke schválení projekt stavby, jenž minimalizuje rizika střetu s místní samosprávou a dotčenými vlastníky jak během procesu získávání stavebního povolení tak i během vlastní realizace. Po zdoluhavých a komplikovaných jednáních se zástupci zadavatele a zejména pak se supervizí projektu představovanou sdružením zahraničních firem se ve výsledku podařilo větší část navrhovaných změn obhájit. Finální podoba projektu tak z hlediska mostních a inženýrských objektů obsahuje 11 nových železničních mostů, jeden nový silniční nadjezd, jeden nový podchod pro pěší a dvě sanace stávajících železničních mostů. Mezi nově navrhovanými železničními mosty je 8 malých jednopoleových konstrukcí rozpětí 6 až 8 m, dva mosty o čtyřech polích celkové délky 70 m a most přes řeku Maricu celkové délky 430 m (viz dále). Pro návrh malých mostních objektů o rozpětí 3-8 m byla nejprve stanovena kritéria, která by tyto objekty měly splňovat. Jednalo se zejména o:

- dostupnost technologie pro vybraného zhotovitele
- snadnost a rychlost výstavby
- jednoduchost detailů a maximální míra unifikace a v neposlední řadě
- odolnost a nízké nároky na budoucí údržbu

Na základě toho se v „Revizi ideového projektu“ podařilo pro tyto malé konstrukce prosadit rámové a polorámové železobetonové konstrukce unifikovaných rozměrů. Takto navržené mosty se vyznačují velice jednoduchou technologií výstavby a prakticky nulovými nároky na budoucí údržbu. Oba mostní objekty délky 70 m byly sjednoceny na rozpětí polí 14,50+2x18+14,5 m a navrženy jako spojitě náběhované železobetonové trámy integrované s kruhovými mezilehlými pilíři.



Obr. 1 Vizualizace navrhovaného mostu rozpětí 8 m



Obr. 2 Realizovaný objekt

Most přes řeku Maricu

Revize tendrového projektu – stanovení nové koncepce přemostění

V revizi ideového projektu bylo zpracováno 5 variant přemostění s rozpětím pole 40 m, s nosnými konstrukcemi ocelobetonovými a konstrukcemi z předpjatého betonu. Jelikož tendrová dokumentace předpokládala most o rozpětí 10x40 m realizovaný masivní železobetonovou konstrukcí (bez bližší specifikace), byl navržen i most železobetonový sestávající z 10 železobetonových oblouků rozpětí 40 m.

[illegible]

Obr. 3 Navrhované varianty přemostění

Železobeton byl v prezentovaných variantách dále zastoupen i konstrukcí o rozpětí pole 20 m prosazovanou smluvním podzhotovitelem stavby zodpovědným za mostní konstrukce – firmou Putyshta i Mostove Varna. Všechny varianty byly rozkresleny do přehledných výkresů, předběžně oceněny na základě vypracovaných výkazů hlavních hmot, vizualizovány zákresem do fotografií a předloženy objednateli (OHL ŽS). Již po prvním jednání bylo víceméně zřejmé, že k realizaci připadají v úvahu jen a pouze poslední dvě jmenované varianty, tj. náběhovaný železobetonový dvoutrám s rozpětím polí 20 m a obloukový most. V Bulharsku se totiž momentálně nenachází mostárna schopná vyrábět ocelové mostní konstrukce a danému zhotoviteli mostních objektů (P&M Varna) chybějí zkušenosti s přepínacími systémy. Nutné zahraniční subdodávky by pak jednotlivé dané varianty prodražily. Železobetonové varianty byly tedy dále rozpracovány do pohledové studie, podrobnější cenové kalkulace a bylo provedeno jejich hydrotechnické posouzení. Výsledná porovnání, zejména pak hydrotechnický výpočet, hovořili ve prospěch obloukového mostu a bylo proto nakonec v říjnu 2009 definitivně rozhodnuto o rozpracování této varianty. Značný rozsah projektu vyžadoval zavést systém kontroly již od počátku projekčních prací. Byl osloven Ing. Petr Novák z firmy Dipont, s.r.o., pro zpracování kontrolního statického výpočtu nosné konstrukce a dále pak Katedra stavební mechaniky ČVUT, pro konzultace a následnou kontrolu návrhu konstrukce na účinky seismického zatížení. Návrh založení mostu na velko-průměrových vrtaných pilotách navrhl Ing. Radek Brokl.

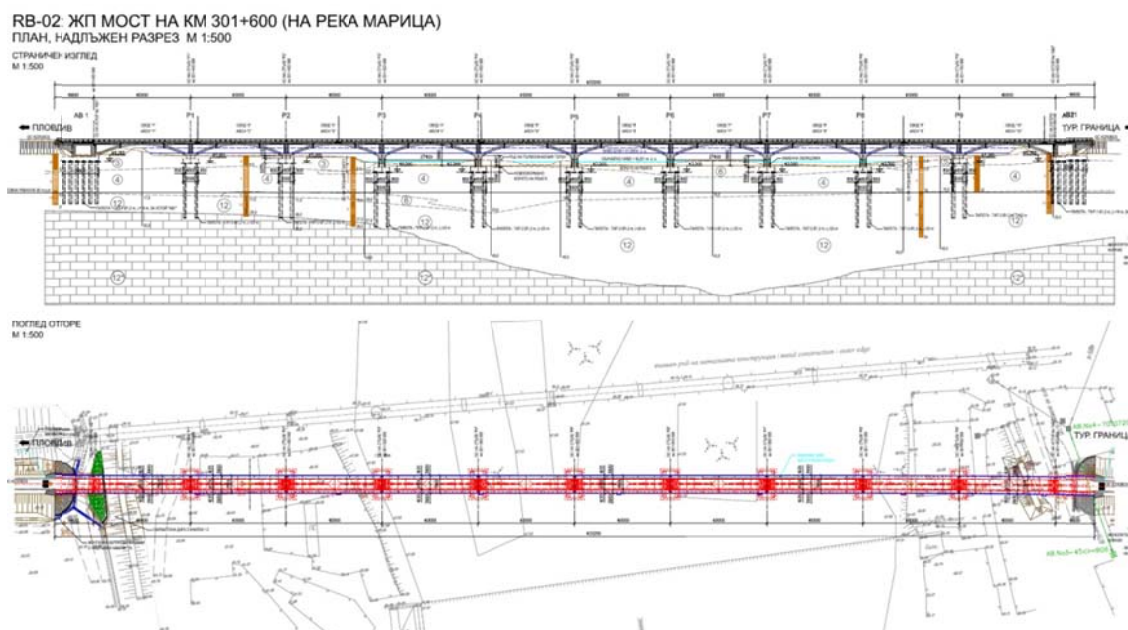
Výsledné řešení

Výsledná oblouková varianta mostu překonává tok řeky Marici a nábrežní komunikace celkem 12ti otvory. Vlastní tok řeky a její inundační území je překlenuto deseti identickými obloukovými konstrukcemi, nábrežní komunikace procházejí rámovými otvory integrovanými do tělesa obou opěr. Spodní stavba mostu je tak tvořena rámovými opěrami délky 16 m a devíti pilíři výšky 4,65 – 8,42 m. Založení opěr a pilířů je realizováno velkopřůměrovými vrtanými pilotami průměru 1,2 m. Pro přenesení velké vodorovné reakce z krajních oblouků je každá z opěr založena na osmnácti pilotách délky 18,0 m. Pilíře jsou založeny na 8 pilotách délky 23 m, rozhodujícím stavem pro jejich návrh se ukázalo seismické zatížení. Opěry, pilíře i piloty jsou z betonu C30/37, betonářská výztuž je BSt 500.



Obr. 4 Vizualizace vybrané varianty

Pro výstavbu mostu v korytě řeky bylo provedeno částečnému zasypání toku. Zajištění výkopů pro založení říčních pilířů je provedeno pomocí štětovnicových stěn délky 13 m, které jsou v horní části rozepřeny. Dno výkopu muselo být vzhledem ke své hloubce cca 4 m pod hladinou řeky ještě před zahájením výkopových prací zajištěno těsnicí tryskovou injektáží zabraňující jeho prolomení.



Obr. 5 Podélný řez a dispozice výsledné varianty mostu přes Maricu

Oblouková nosná konstrukce každého mostu se skládá z vlastního oblouku a dvou k němu rámově připojených krajních desek. Oblouk ve střední části přechází přímo do mostovky. Světlá délka oblouku mezi pilíři je 36,7 m, teoretická délka oblouku je 40 m, vzepětí je 4,63 m. Šířka hlavního oblouku je 4,0 m. Tloušťka oblouku je po délce pole proměnná, 950 mm ve vetknutí do pilíře, 750 mm ve středu pole.

Krajní desky délky 9,8 m jsou nad pilíři podepřeny dvojicí kyvných stojek, na opěrách jsou potom uložena na dvojici elastomerových ložisek. Krajní desky jsou obdobně jako střední část oblouku tvořeny trámem šířky 4 m a dvojicí konzol délky 1,65 m. Nosná konstrukce je z betonu C35/45 XF2, betonářská výztuž BSt 500.



Obr. 6 a 7 Stavební jáma pro základ příbřežního pilíře P3

Dilatační spáry mezi jednotlivými obloukovými konstrukcemi jsou řešeny pomocí lamelových dilatačních závěrů, které jsou překryty kordovaným gumovým pásem. Odvodnění každé konstrukce je řešeno pomocí dvou odvodňovačů průměru 250 mm umístěných ve třetinách rozpětí pole.

Most byl navrhován dle norem EN s uvažováním bulharských národních příloh (klasifikační součinitel $\alpha=1,33$). Seismický posudek konstrukce byl vypracován rovněž dle norem EN, součinitel α_{gR} pro danou oblast je roven 0,1).



Obr. 8 Pohled na výstavbu pilířů P2, P1 a opěry AB1



Obr. 9 a 10 Betonáž a odbedněný kubus opěry AB1 se zárodkem oblouku

Přemostění řeky Marici je po počátečních komplikacích nyní ve stádiu intenzivní výstavby, jeho dokončení je plánováno na konec roku 2011. Obloukový most bude po svém uvedení do provozu jedním z nejdelších železničních mostů na území Bulharské republiky.

Železniční mosty z předpjatého betonu v ČR po půl století

Ing. Karel Dahinter, CSc.

Ing. Pavel Matyáš, SŽDC, s.o., TÚDC

V článku jsou uvedeny charakteristické konstrukční druhy první generace železničních mostů z předpjatého betonu v ČR a jejich vývojové trendy před typizací. Jsou doplněny stručnými závěry ze současných diagnostických prohlídek a přehlednými foty pro názornost.

Úvod

Předpjatý beton se stal bezprostředně po druhé světové válce, díky intenzivnímu rozvoji této nové technologie především ve Francii, Německu, Belgii a Velké Británii, dominantním stavebním materiálem pro nosné konstrukce mostů, převážně středních rozpětí. I u nás po mostech silničních byla z rozhodnutí Ministerstva dopravy v roce 1952 zahájena příprava výstavby mostů železničních. Podklady pro projektování i provádění byly vypracovány v ÚZS (Ústav pro zprůmyslnění stavebnictví), první mosty byly vyprojektovány v SUDOP a nosníky vyrobeny ve výrobě v Liticích nad Orlicí, tehdy Baraba. Po úspěšném ověření těchto mostů byla zahájena výstavba dalších mostů, zejména u podniků Stavby silnic a železnic a Dopravní stavby Olomouc. Podrobnou zprávu k tomuto tématu vypracoval profesor Fakulty stavební ČVUT v Praze Jiří Klimeš, k 5. Kongresu FIP v Paříži v roce 1966. [1]

Příklady prvních železničních mostů z předpjatého betonu v ČR

V dalším bude uveden přehled jednotlivých charakteristických druhů železničních mostů, podle typů nosných konstrukcí, postavených zhruba od poloviny padesátých do poloviny šedesátých let minulého století. Postup byl zvolen od nejmenších rozpětí deskových mostů, monolitů a prefabrikátů, dále k trámovým roštům z nosníků „T“ a „I“, až ke komorovým nosníkům, s poznámkami k trendům vývoje. Výběr uzavírají parapetní nosníky a dva individuální monolitické mosty, přímo pojížděný spojitý nosník a první rámový most, postavené v závěru tohoto období. [2],[3].

Fotodokumentaci a prohlídky uvedených mostních objektů provedli pracovníci SŽDC TÚDC pro mostní a pozemní stavby v Hradci Králové. [4]



Obr. 1



Obr. 2

1. Železniční nadjezd u Staré Boleslavi. (Obr. 1). V provozu, běžná degradace materiálů. Pro přemostění silnice I/10, původně dvouprouté, ale pro budoucí čtyřproutou, byly navrženy vylehčené prefabrikované desky střešovitého tvaru, z předpjatého betonu B 500, působící jako rozpěrák. Dílce délky 13,8 m a hmotnosti 46 t byly dopraveny po železnici, kompletovány mimo železniční trať a osazovány drážními jeřáby.

2. Přemostění Botiče na odstavném nádraží Praha – Jih. (Obr. 2). V provozu jedna kolej. Bez výrazných poruch. V tomto případě jednokolejného mostu o dvou prostých polích byly použity vylehčené desky jako monolity, v celé šíři mostu, včetně římsových konzol. Rozpětí polí je 15,0 m, šikmost křížení je 62°, beton desky B 400.



Obr. 3



Obr. 4

3. Železniční nadjezd v Kaznějově. (Obr. 3). Neprovozovaná vlečka do Lachemy. Pro přemostění tratě Plzeň – Žatec na tovární vlečce, byla navržena monolitická plná deska konstantní výšky z betonu B 400 s předpínacími kabely o 24 drátech P 7 mm. Zvýšené množství předpínací výztuže kompenzovalo zjednodušení technologie.

4. Podjezd odjezdové koleje na odstavném nádraží Praha – Jih. (Obr. 4). Běžné degradační poruchy. V provozu 1 kolej. Úhel křížení dvou dvoukolejných tratí 23° si vyžádal vybudování objektu značného půdorysného rozsahu. Původní železobetonová nosná konstrukce byla vzhledem k výpadku betonářské oceli velkých profilů změněna na předpjatou. Okrajové trojúhelníkové desky, s jednostranným podélným spádem, byly předepnuty vcelku. Střední střešovitá část byla upravena na spřažený průřez a betonována ve dvou etapách. První etapu tvořila spodní část desky s náběhy a koncovým příčnickem nad uložením, která byla po zatvrdnutí předepjata v ní uloženou kabelovou předpínací výztuží. Ve druhé etapě byla dobetonována horní železobetonová část desky.



Obr. 5



Obr. 6

5. Přemostění Křížikovy ulice v Praze. (Obr. 5 a 6). V provozu včetně dvou mostů na 1 Koridoru bez výrazných poruch. První železniční most s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu v celé bývalé ČSR uvedený do provozu v květnu 1954. Rozpětí polí jsou 22,5 a 25 m. Nosnou konstrukci tvoří střešovitě nosníky „T“ z betonu B 600, spojené v trámový rošt příčným předpětím v horní přírubě a příčných ztužidlech. Předpínací výztuž tvoří kabely z patentovaných drátů 4,5 mm v počtu 8-12 ks.

Konstrukce z těchto nosníků byla použita ještě na několika dalších objektech a uvažovalo se i o její typizaci, s doplněním o rozpětí 20 m. Výsledky praktických zkušeností z výstavby, velká pracnost příčného předpětí, problémy s ochranou a bezpečností práce při manipulacích i dopravě, vedly k opuštění nosníků „T“ a následně k přechodu na nosníky tvaru „I“. [5]



Obr. 7



Obr. 8

6. Přemostění Odavy u Všeboře. (Obr. 7 a 8). Nosná konstrukce snesena, poruchy nezjištěny. Most přes řeku Odavu na trati Plzeň – Cheb. Nosná konstrukce z pěti „I“ nosníků střešovitěho tvaru z betonu B 600 o rozpětí 36 m, s příčným předpětím v horní a dolní přírubě, tvořila vícekomorový průřez. Nosníky vyráběné ve třech dílech o hmotnosti 2x26,9 t a 34,5 t, dopravované po železnici byly na staveništi z dílů sestaveny v jednotlivé nosníky, předepjaty a osazeny na opěry.



Obr. 9 Původní stav



Obr. 10 Nový stav

7. Most na Polanecké spoje. (Obr. 9 a 10). Jednokolejný most o pěti polích s rozpětím 30 m na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Vícekomorová nosná konstrukce mostu sestává ze čtyř „I“ nosníků konstantní výšky z betonu B 600 vyráběných v dílech o maximální hmotnosti 37 t, příčně sepnutých v horní a dolní přírubě. Další technologický postup jako u předchozího mostu. Po provedené diagnostice most vyhovuje běžnému provozu, avšak při požadavku dopravce převádět přes objekt dlouhodobě mimořádně těžké zásilky, byla nosná konstrukce dodatečně zesílena pomocí volných předpínacích kabelů. [6]



Obr. 11



Obr. 12

8. Most u Bděněvsi. (Obr. 11). Nosná konstrukce snesena, dle diagnostiky závažné poruchy nezjištěny. Jednokolejný most na trati Plzeň – Cheb o rozpětí 22 m, sestával ze dvou samostatných komorových nosníků. Další vývojový typ, který měl odstranit pracné příčné předpětí. Nosníky měly opět střešovitý tvar a byly vyráběny v dílech, dále se pokračovalo běžnou technologií na staveništi. Ve výluce byly kompletní poloviny nosné konstrukce příčně zasunuty a osazeny na ložiska na opěrách. [7]

9. Přemostění Chodovské ulice v Praze. (Obr. 12). Stavebně dvoukolejný most, v provozu 1. kolej. Na vnějším z dvojice nosníků pod snesenou kolejí, bylo diagnostikováno naražení spodní hrany betonu s odhalením kabelového kanálku. Jinak vše bez závažných poruch.

Železniční dvoukolejný nadjezd s nosnou konstrukcí z dvojic komorových nosníků střešovitého tvaru pod každou kolejí. Vývojový typ, který měl odstranit pracné bednění komorových nosníků, vyráběných jednotlivě na staveništi ze dvou podélných prefabrikátů „I“ se širokými přírubami, a to v celé délce. Na výrobní podlaze byla vnesena první etapa předpětí, poté byly podélně a příčně zasunuty na místo, jednotlivě osazeny na ložiska a zmonolitněny a vnesena druhá etapa předpětí.



Obr. 13



Obr. 14

10. Přemostění Kozlíky, Hostomice. (Obr. 13 a 14). V provozu bez výrazných poruch. Při zdvojkolejnění trati Trmice - Bílina byla při rekonstrukcích stávajících mostů a novostavbách dosažena unifikace hlavních nosných konstrukcí železničních mostů. Byl zvolen komorový nosník délky 18 m a konstantní výšky 1,2 m, který byl vytvořen na místě zmonolitněním ze dvou širokopřířubových prefabrikovaných „I“ nosníků, dovážených z centrální výroby.



Obr. 15



Obr. 16

11. Mosty na trati Beroun – Rakovník – Lužná. (Obr. 15). V provozu bez výrazných poruch. V tomto případě se jednalo o ověření vhodnosti použití komorových nosníků, z jejichž konstrukčního řešení později vycházel hojně používaný typizovaný nosník KT. Celková délka nosných konstrukcí mostů dosahovala 500 m a objem prefabrikovaného předpjatého betonu z centrální výroby byl cca 1300 m³. Nosníky byly délek 15, 18, 20 a 21,5 m. Byly sestavovány ze tří nebo čtyř dílů, ve vynímečných případech montážních omezení i z více dílů, pouze však jako nerealizovaná projekční varianta. Použitý beton byl B 400 resp. B 500, předpínací kabelová výztuž z 24 drátů PZ 7 mm.

12. Most přes Vltavu v Kralupech. (Obr. 16). V provozu bez výrazných poruch. První most s tříkomorovými monolitickými nosníky z betonu B 400, s předpínacími kabely z 20 drátů P 4,5 mm, o rozpětích 3x27 m a 1x18 m, byl součástí velkého přemostění Vltavy. Obě nosné konstrukce byly ještě zopakovány na dalších mostech.



Obr. 17



Obr. 18

13. Most přes Nežárku ve Veselí nad Lužnicí. (Obr. 17). V provozu bez výrazných poruch. Při rekonstrukci třípolového jednokolejného mostu na trati byly navrženy tři jednokomorové nosníky z betonu B 400, stejného rozpětí 20 m a se zvětšenými konzolami. Tím došlo k výraznému zjednodušení technologie proti dřívějším tříkomorovým nosníkům a ke zkrácení doby výstavby. Předpínací kabelová výztuž z 24 drátů PZ 7 mm byla uložena ve spodní desce a stěnách.

14. Nadjezd u Středokluk. (Obr. 18). V provozu bez výrazných poruch. Jednokolejná trať Smíchov - Podlešín překračuje čtyřproudou silnici I/7 mostním objektem, který při relativně velkém výšce stěn 2,3 m. Most je z betonu B 400, předpínací kabelová výztuž z 24 drátů PZ 7 mm.



Obr. 19



Obr. 20

15. Nadjezd u Mariánských Lázní. (Obr. 19). V provozu bez výrazných poruch. Podobného řešení jako objekt u Středokluk a v Českých Zlatníkách (Obr. 20). Nadjezd nad silnicí II/230 na okraji města vzhledem k šikmosti křížení vyžadoval most o rozpětí 36 m. Výška stěny parapetního nosníku byla 3 m, což lze považovat za krajní hodnotu, z hlediska celkového působení mostního objektu v extravilánu. V tomto případě byla pro zvýšení stability horního pasu navržena v poli ve stěnách dvě ztužidla, která přispěla i ke zlepšení vzhledu mostní konstrukce.



Obr. 21



Obr. 22

16. Most přes Ohři v Citicích. (Obr. 21 a 22). V provozu bez výrazných poruch. První a současně největší parapetní most u nás je přemostění Ohře na vlečce do areálu Tisová. Dvě pole parapetních nosníků o rozpětí 39,25 m a výšce 3,2 m relativně subtilní konstrukce s tloušťkou stěny pouze 0,3 m představovaly ve své době celosvětově mimořádnou konstrukci. Stabilitu horních tlačných pasů zajišťují zesilující žebra ve stěnách a výztužný polorám na koncích nad uložením. Beton B 500 byl zhutňován kombinací ponorné a příložné vibrace. Předpínací kabelovou výztuž, uloženou v dolní desce a ve stěnách, s kotvením i v horním povrchu tlačného pasu, vytvářely svazky 20 drátů P4,5 mm.

Zkušenosti nabyté při výstavbě tohoto objektu, přes provedení řady technologických opatření, ukázaly problematiku chování betonových konstrukcí s výrazně rozměrově odlišnými částmi., Ty jsou pravidelně zdrojem vzniku trhlin, podobně jako kotvení předpínací výztuže při horním povrchu stěn a i v tomto případě si vyžádaly následnou sanaci.



Obr. 23



Obr. 24

17. Rámový nadjezd v Železném Brodě. (Obr. 23 a 24). V provozu bez významných poruch. Možné řešení parapetního mostu pro intravilán a světlost průjezdného otvoru 40 m představuje objekt na trati Turnov – Pardubice v Železném Brodě, v těsné blízkosti městské zástavby. Jedná se o pružně vetknutý rám s příčlí ve tvaru parapetního nosníku proměnné výšky, pokračující spojitě do rovnoběžných křídel mostních opěr. Výška parapetní příčle uprostřed rozpětí je 2 m, konstrukční výška mostu 0,9 m a přečnívající výška parapetů 1,1 m odpovídá výšce mostního zábradlí. Toto uspořádání parapetní konstrukce kromě zásadní změny ve vzhledovém působení současně zachovává výrazný vliv na tlumení hluku vyvozovaného nápravami projíždějících vlaků. Stavební postup spočíval ve vybetonování třech staticky určitých dílů mostní konstrukce s technologickými mezerami, krajních konzolových a střední prostě uložené. Byl použit beton B 250 pro opěry a B 400 pro nosnou konstrukci, zahrnující i konzolová křídla, v nichž byla kotvena kabelová předpínací výztuž stěn. Ta byla z 24 drátů PZ 7 mm jak pro kabely neprůběžné v jednotlivých dílech, u střední části navíc i v desce, tak pro průběžné kabely pouze ve stěnách. Po předepnutí dílů neprůběžnými kabely, byly zabetonovány mezery a vzniklá rámová konstrukce byla předepnuta průběžnými kabely. Tímto postupem se významně omezily účinky smrštění, pružných deformací a dotvarování od předpětí, na změny napjatosti a deformace a tím i na průhyby mostu v průběhu času. [8]



Obr. 25



Obr. 26

18. Přemostění Poděbradské třídy v Praze. (Obr. 25 a 26). Změna na cyklistickou stezku (Obr. 27). Most o pěti polích s rozpětími 14 + 33 + 24 + 33 + 14 m a celkové délce 134,6 m má spojitou nosnou konstrukci ve tvaru širokého trámu s krátkými konzolami o celkové délce 120 m. Byl to jediný případ přímo pojížděné (Obr. 28) nosné konstrukce ze všech uváděných mostů. Beton nosné konstrukce byl B 400 a předpínací kabelová výztuž z 24 drátů PZ 7 mm.



Obr. 27



Obr. 28

Závěr

Z přehledu uvedených mostů jasně vyplývá inženýrský přístup jak k návrhu, tak k realizaci, s uvážením všech problémů tehdejší technologie předpjatého betonu. Betony pro prefabrikáty byly z počátku B 600, později i B 500 s v/c pod 0,4, u monolitů pak převážně B 400, výjimečně B 500, s v/c do 0,42. Zhutňování se provádělo příložitými vibrátory na formách, ponornými vibrátory, ale i v jejich kombinaci. Předpínací výztuží byly patentované dráty původně 4,5 mm - 1200/1650 MPa, v počtu do 20 ks v kabelu, později 7 mm - 1000/1400 MPa, v počtu nejdříve do 12 ks, později až 24 ks v kabelu, představující nominální předpínací sílu 1MN. Přihlédneme-li ke spotřebě základních materiálů na m^2 plochy mostu (kromě parapetních), betonu 0,5 – 1,1 m^3 , betonářské výztuže 35 – 65 kg a předpínací výztuže 25 – 85 kg i k výsledkům jejich současných diagnostických prohlídek je zřejmé, že ČSR v tehdejší době v tomto oboru patřila mezi přední evropské státy. Konstrukční uspořádání mostů viz Příloha na CD.

Literatura:

- [1] Klimeš, J.: Les ponts-rail en béton precontraint. Rapport special de la FIP Numéro 3 juin 1966.
- [2] Dahinter, K.: První generace železničních mostů z předpjatého betonu v ČSR. T-E Studie "Vliv poruch na přechodnost předpjatých mostních objektů a bezpečnost drážní dopravy", ČVUT Praha Fakulta stavební – 2008.
- [3] Dahinter, K.: První generace železničních mostů z předpjatého betonu v ČSR. 14. Mezinárodní symposium MOSTY, Brno 23. – 24. 4. 2009.
- [4] Matyáš, P.: Přehled železničních mostů z předpjatého betonu. T-E studie "Vliv poruch na přechodnost předpjatých mostních objektů a bezpečnost drážní dopravy", ČVUT Praha Fakulta stavební – 2008 „Protokoly o podrobných prohlídkách“ mostních objektů
- [5] Voves, B.: První železniční mosty z předpjatého betonu. BETON TKS č. 2/2010.
- [6] Klusáček, L.: Diagnostika železničního mostu „Gagarin“ v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Brno, říjen 2008.
- [7] Pavlica, J. a kol.: Diagnostika prefabrikovaného železničního mostu na trati Plzeň – Cheb po 50 letech provozu. 15. Beton. dny. ČBS 27. – 28. 11. 2008 Hradec Králové.
- [8] Patentový spis 119805 ČSR na vynález. Přihlášeno 10. 10. 1963. Vydáno 15. 10. 1966 Železniční pružně vetknutý rámový most z předpjatého betonu. Původce vynálezu: Ing. Karel Dahinter, Praha.

Železniční mosty z předpjatého betonu v ČR po půl století.

Ing. Karel Dahinter, CSc.

e-mail: dahinter@seznam.cz

Ing. Pavel Matyáš, SŽDC – TÚDC

e-mail: pavel.matyas@tudc.cz

PŘÍLOHA DO CD

Konstrukční uspořádání mostů resp. jejich nosných konstrukcí.

Vylehčené desky.	Strana 2.
Plné desky.	
Trámové mosty prefabrikované.	3.
Trámové mosty prefabrikované - Zmonolitňované v komorové nosníky	
Trámové mosty prefabrikované - Jednokomorové nosníky.	4.
Trámové mosty monolitické - Tříkomorové nosníky	
Trámové mosty monolitické - Jednokomorové nosníky.	5.
Parapetní mosty - Prosté nosníky.	6.
Parapetní mosty- Pružně vetknutý rám.	7.
Trámové mosty monolitické – Spojitý nosník.	8.
Varianty\ železničního křížení.	

Nadjezd nad I/10 u Staré Boleslavi



PODÉLNÝ ŘEZ

1300
75 1550 75
106,5 1450 106,5
B 250 B 250
B 470 B 470
 $\alpha = 42^\circ 10'$

0 B B 3

PRÍČNÝ ŘEZ

570
18 106,5 1450 106,5 18
100
155
75
B 400
470
KABELY a 24 dPT

PŮDORYS

$\alpha = 23^\circ 04' 42''$

300 2400 4475

1255

DESKA I

1255 1450

B 330

B 470 B 330

1445

B 435 B 435

B 330
KABELY a 24 ϕ 17

$\alpha_1 = 60^\circ$
SPRAŽENÁ DESKA

DESKA II

B 330

B 470

1255 1450 + 2050

1445

B 435 B 435

$\alpha_2 = 64^\circ 37'$

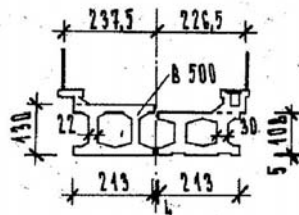
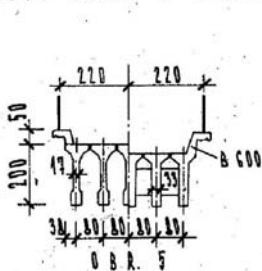
OBR. 1

Trámové mosty prefabrikované

Přemostění Křížkovy ulice

Most u Bděněvsi

TRÁMOVÝ ROŠT Z I NOSNÍKŮ SKŘÍŇOVÝ NOSNÍK - STARÝ TYP

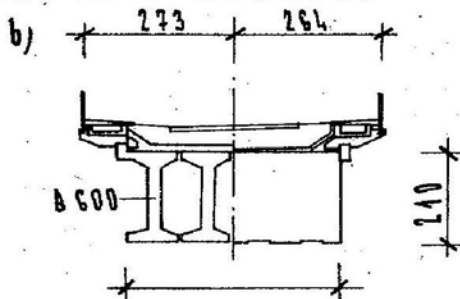
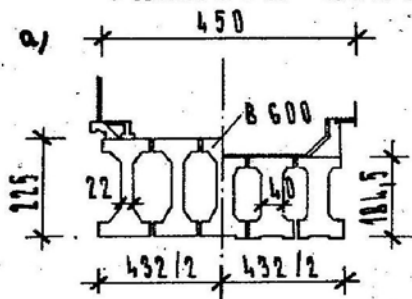


OBR. 7

Přemostění Odry u Všeboře

Mosty na Polanecké spojnici

TRÁMOVÁ KONSTRUKCE Z I NOSNÍKŮ

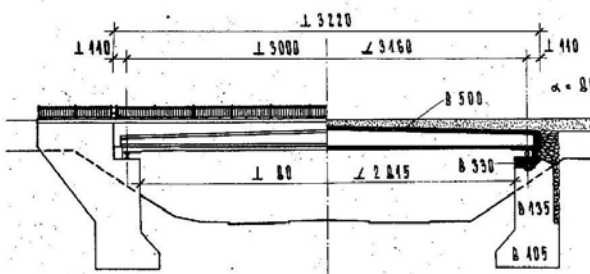


OBR. 6

Trámové mosty prefabrikované - Zmonolitňované v komorové nosníky

Přemostění Chodovské ulice v Praze

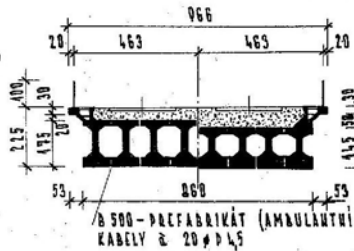
PODÉLNÝ ŘEZ



OBR. 8

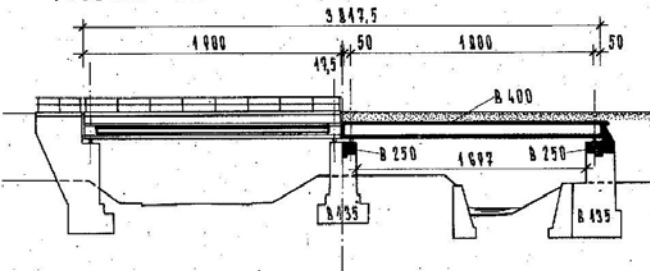
PŘÍČNÝ ŘEZ

UPROSTŘED UAD PODPOROU



Přemostění Bíliny a silnice v Úpořinách

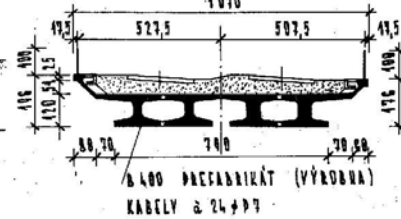
PODÉLNÝ ŘEZ



OBR. 9

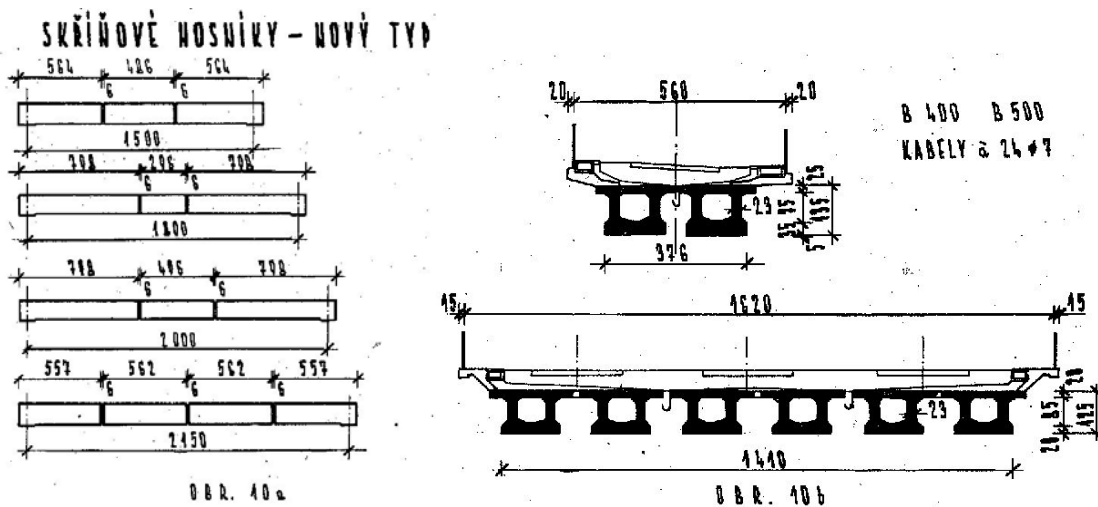
PŘÍČNÝ ŘEZ

UPROSTŘED UAD PODPOROU



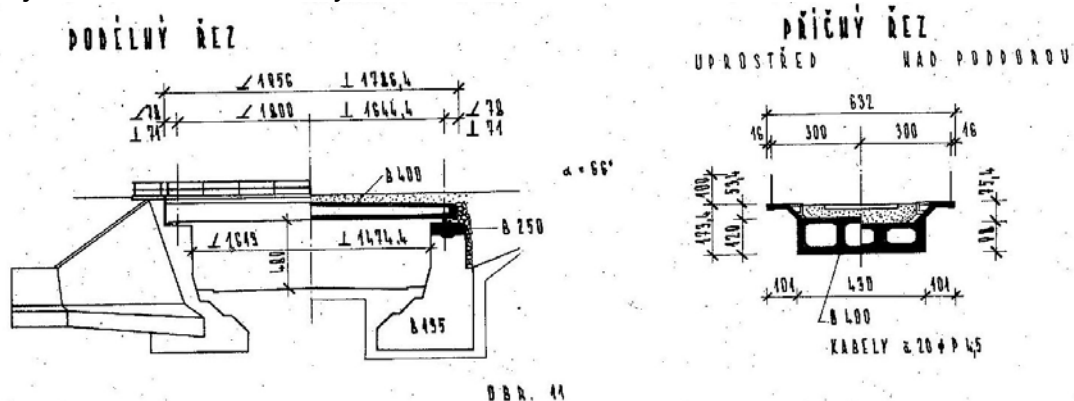
Trámové mosty prefabrikované - Jednokomorové nosníky

Trat' ČD Beroun-Rakovník-Lužná

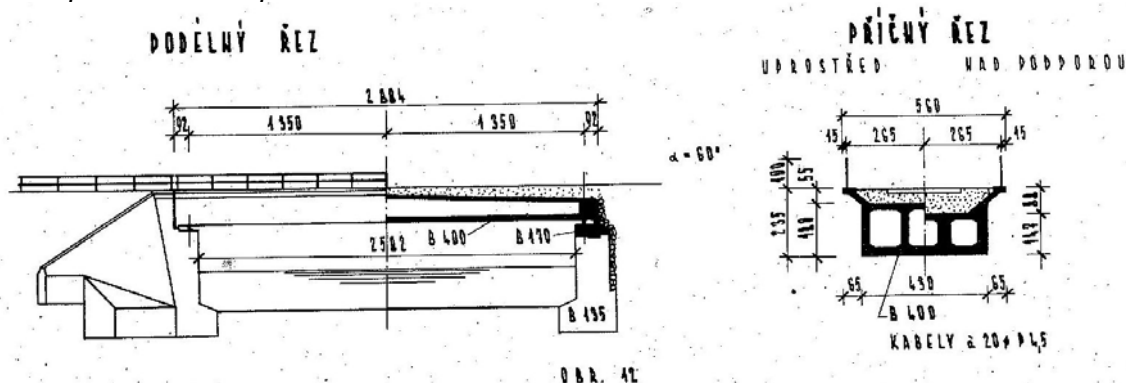


Trámové mosty monolitické - Tříkomorové nosníky

Nadjezd na vlečce elektrárny Prunéřov



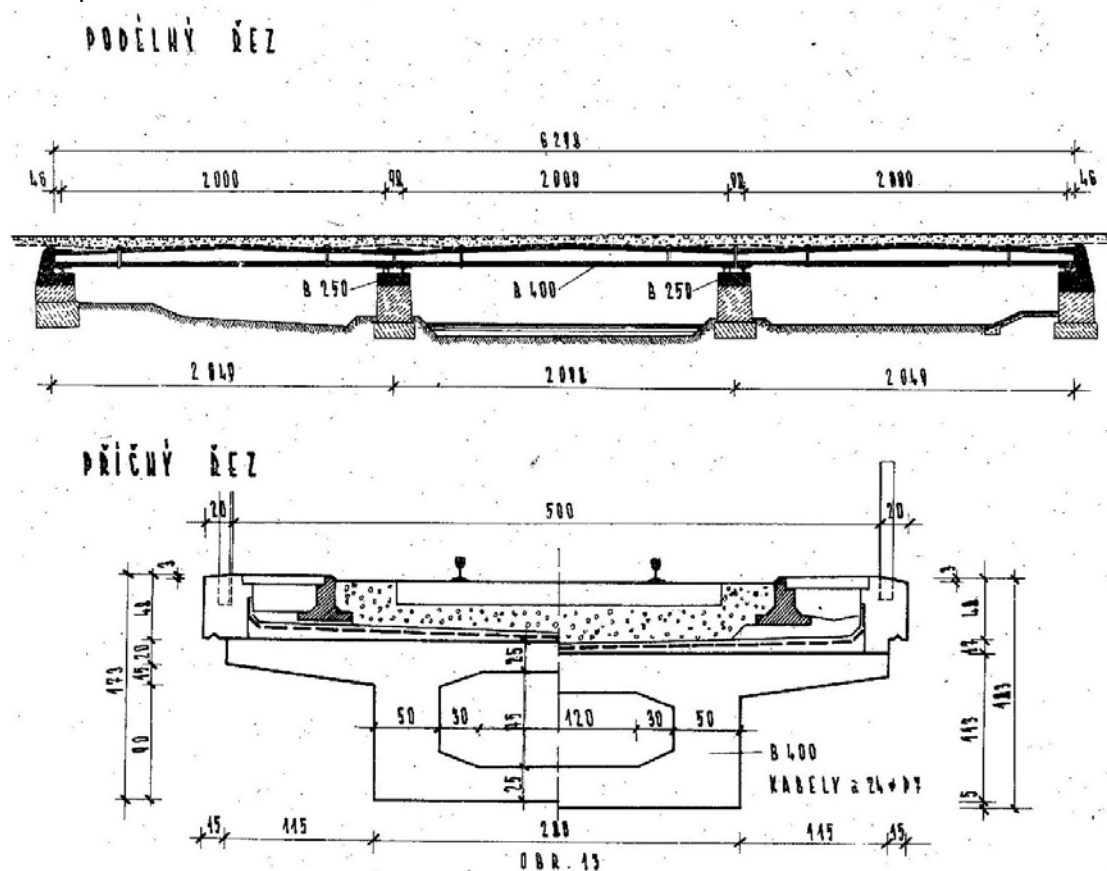
Most přes Bílinu v Úpořínách



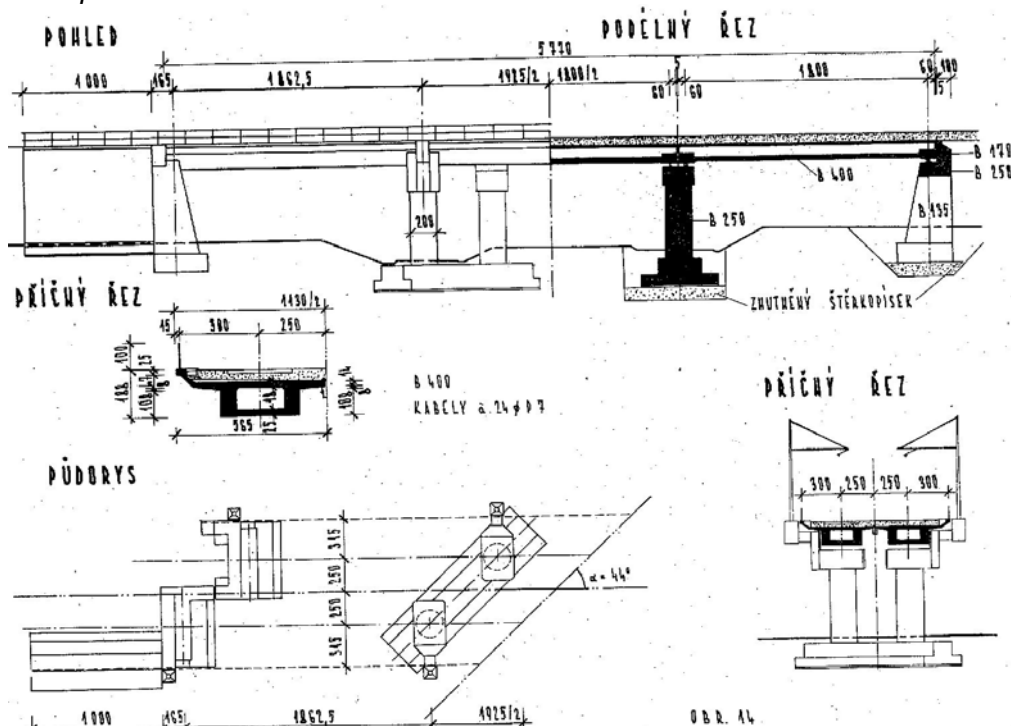
Nosné konstrukce obou mostů jsou shodné s mostem přes Vltavu v Kralupech

Trámové mosty monolitické - Jednokomorové nosníky

Most přes Nežárku ve Veselí nad Lužnicí



Most pro důlní železnici na velkolomu Jiří

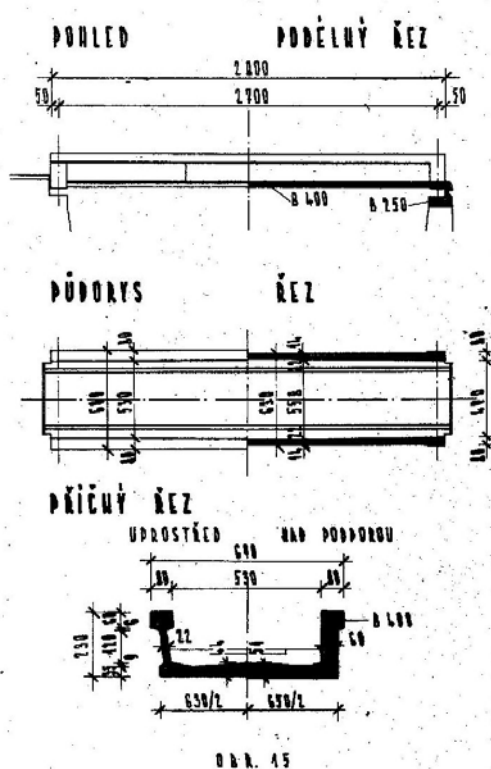
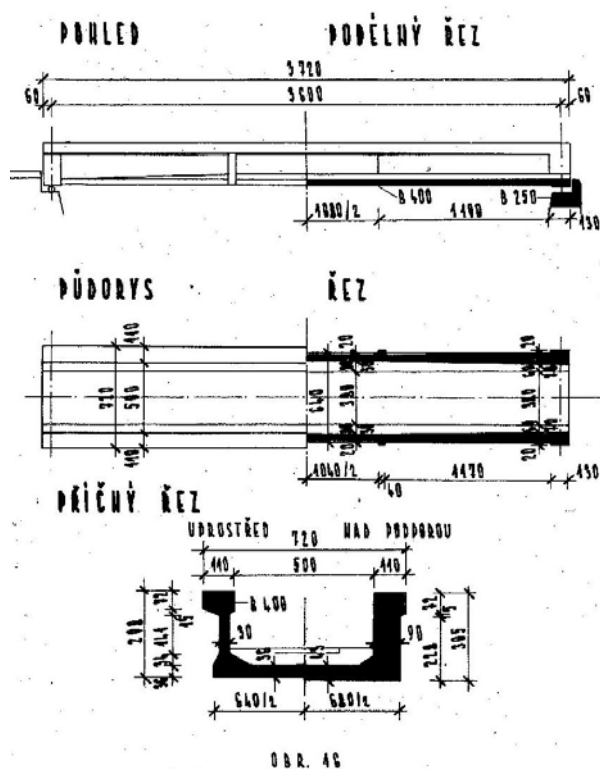


Most byl představitelem mostů pro důlní železnici a je v trvalém provozu

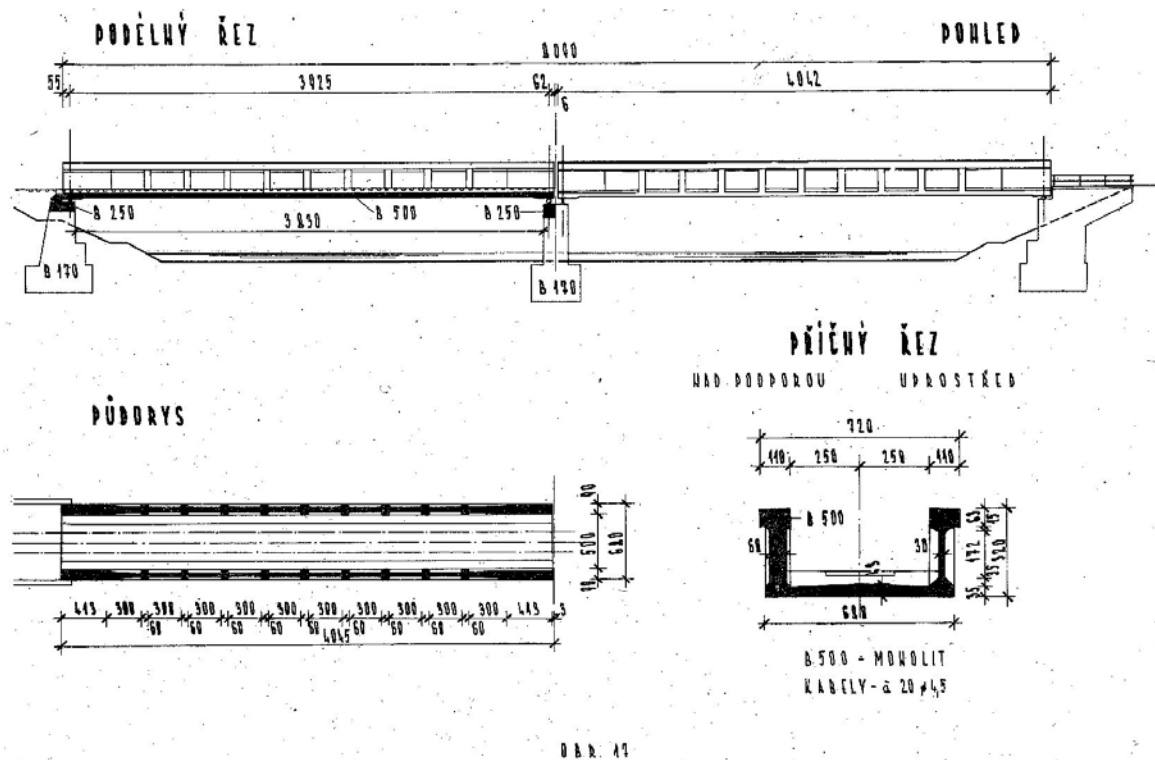
Parapetní mosty - Prosté nosníky

Nad silnicí: II/230 u Mariánských Lázní

I/7 u Středokluk

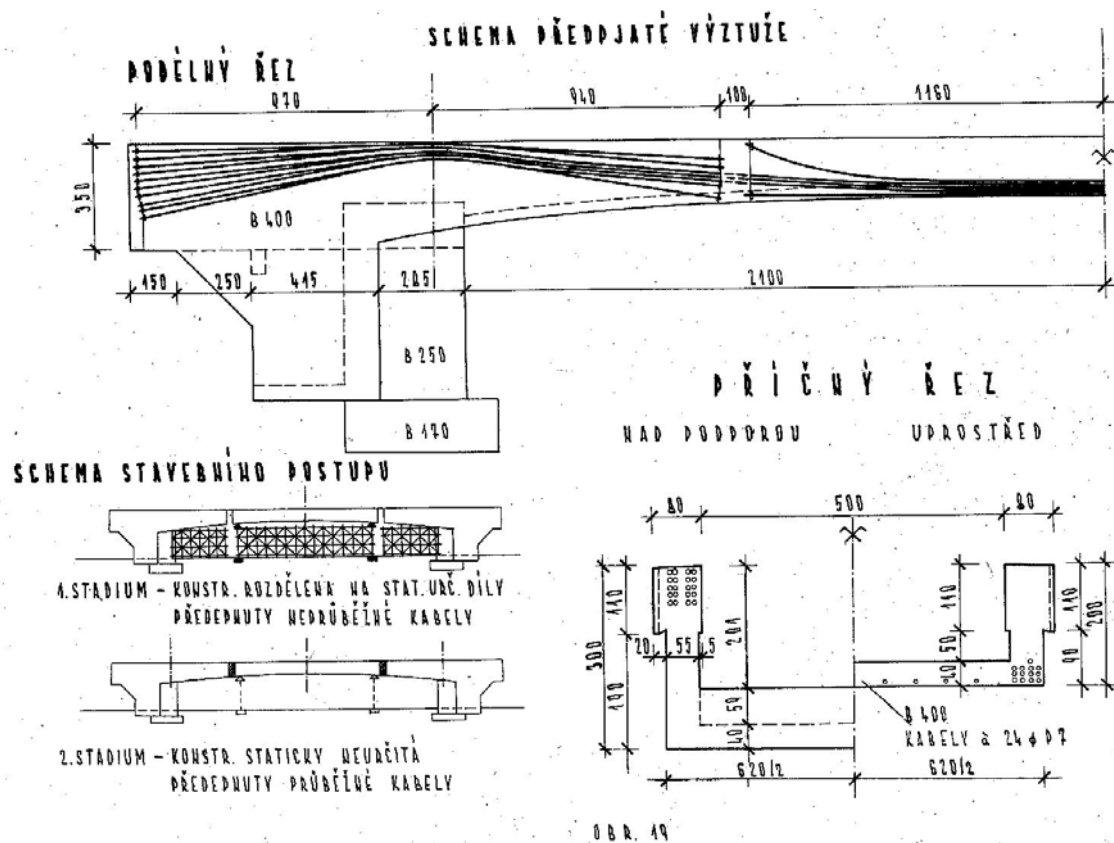
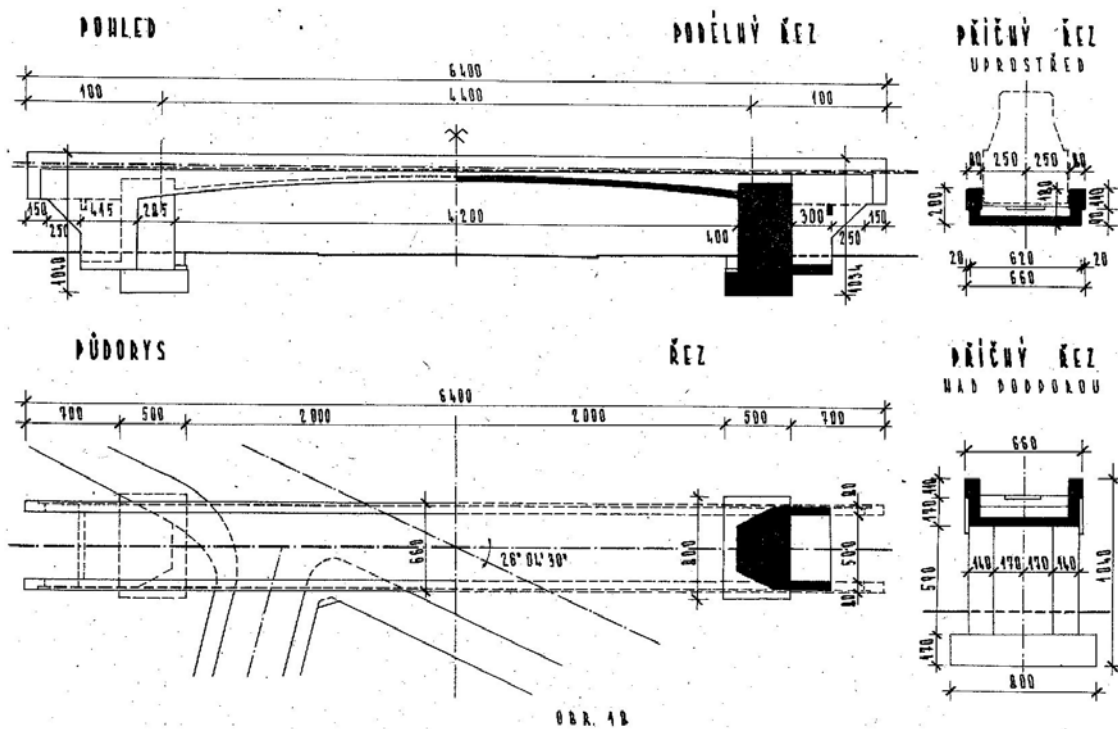


Most přes Ohři v Citicích na vlečce elektrárny Tisová



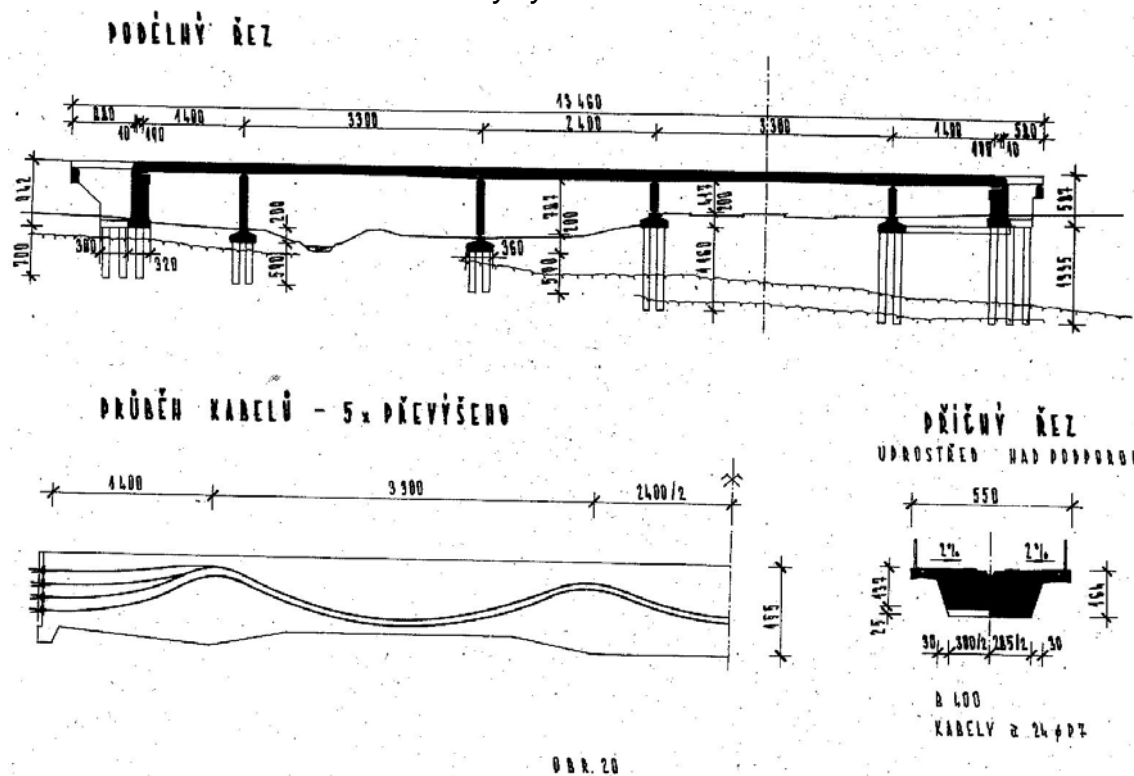
Parapetní mosty- Pružně vetknutý rám

Nadjezd v Železném Brodě



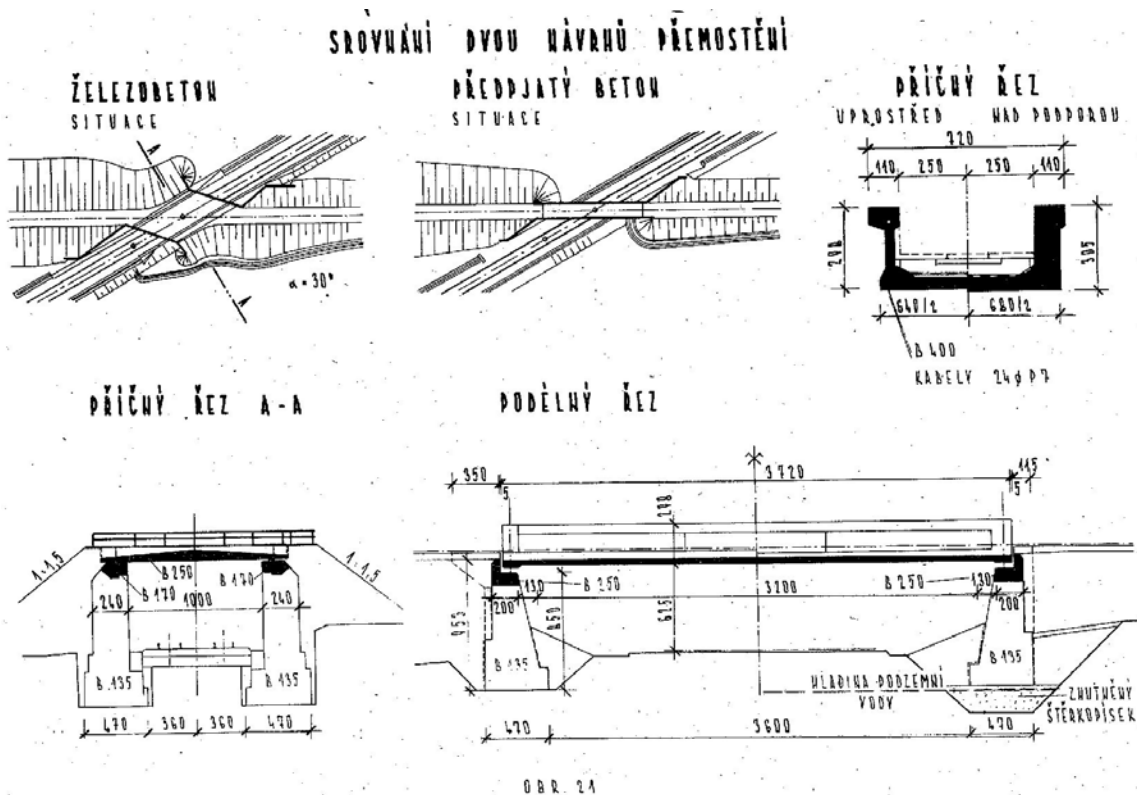
Trámové mosty monolitické – Spojitý nosník

Přemostění Poděbradské ulice a Rokytky v Praze



Varianty železničního křížení

Nadjezd u Obrnic - Zlatníky



Integrované železniční mosty

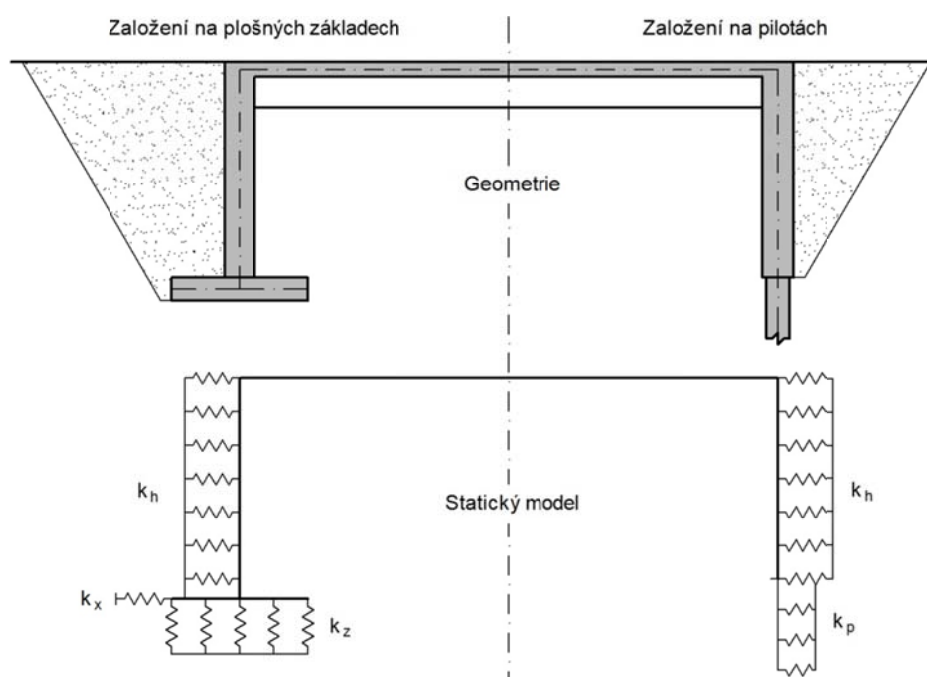
Ing. Jaromír Křížek, Ph.D., Ing. Software Dlubal, s.r.o.

Příspěvek se zabývá problematikou integrovaných mostů, které v řadě zemí nacházejí široké uplatnění jako železniční mosty krátkých a středních rozpětí. Integrované mosty jsou konstrukce bez ložisek, přičemž napojení nosné konstrukce na opěry je obvykle rámové. Toto konstrukční uspořádání vede k výraznému spolupůsobení mezi nosnou konstrukcí, spodní stavbou a přilehlou zemínou. Hlavním problémem při praktickém navrhování integrovaných mostů je správné zohlednění vlivu zeminy. V příspěvku je popsána metoda, která se touto problematikou podrobně zabývá. Metoda je zpracována ve formě příručky [1], která je vhodná pro použití v inženýrské praxi.

Úvod

Integrované železniční mosty se v řadě zemí stávají stále obvyklejším typem mostní konstrukce. Uplatňují se jako krátké železniční nadjezdy o jednom poli, ale i jako dlouhé údolní estakády s větším množstvím polí [2]. Hlavním specifickým integrovaných mostů je vyloučení ložisek a použití rámového napojení nosné konstrukce na spodní stavbu. Toto konstrukční uspořádání přináší oproti tradičním mostům následující výhody: zjednodušení a zrychlení výstavby (díky rámovému působení může být spodní stavba výrazně subtilnější, navíc, jsou-li opěry založeny na pilotách, stačí obvykle jedna řada pilot místo dvou), vyšší životnost mostní konstrukce bez nutnosti pravidelné údržby a výměny ložisek, větší robustnost díky vícenásobné statické neurčitosti.

Použití integrovaných mostů přináší zvláštnosti z hlediska návrhu. Dochází k výraznému spolupůsobení mezi nosnou konstrukcí, spodní stavbou a přilehlou zemínou. Vliv zeminy je patrný zvláště při teplotní expanzi mostu, kdy jsou opěry zatlačovány do tělesa zásypu. Díky vzájemné interakci je nutné nosnou konstrukci, spodní stavbu a zeminu zahrnout do společného statického modelu, přičemž vliv zeminy se modeluje pružným podepřením spodní stavby, viz obr. 1. Hlavním problémem při praktickém navrhování integrovaných mostů je stanovení odpovídajících tuhostí pružného podepření. Metoda popsaná v článku slouží k výpočtu těchto tuhostí.



Obr. 1 Geometrie a statický model integrovaného mostu

Metoda výpočtu modulů reakce podloží

Metoda se zabývá výpočtem tuhostí pružného podepření jednotlivých částí spodní stavby integrovaných mostů, které se nacházejí v kontaktu se zemínou. Tuhosti pružného podepření jsou vyjádřeny pomocí modulů reakce podloží k_h , k_z , k_x a k_p , kde:

- k_h je modul reakce na opěrách ve vodorovném směru, vyjadřující odpor zeminy zásypového klínu při zatlačování opěr do zeminy,
- k_z je modul reakce pod plošným základem ve svislém směru, vycházející ze stlačitelnosti zeminy v podloží,
- k_x je modul reakce pod plošným základem ve vodorovném směru, vyjadřující odpor základové spáry proti vodorovným posunům,
- k_p je modul reakce na pilotách ve vodorovném směru, vyjadřující příčné podepření piloty přilehlou zemínou.

Metoda obsahuje obecné vzorce, tabulky a grafy, pomocí kterých lze jednotlivé moduly reakce vypočítat. Výpočet modulů reakce k_h je možné použít pro železobetonové opěry, u kterých nenastávají výrazné ohybové deformace vlivem vodorovných zemních tlaků. Vypočtené hodnoty modulů reakce k_h lze aplikovat na opěry založené na plošných základech nebo pilotách. Moduly reakce k_h se vypočítají v závislosti na těchto parametrech:

- výška opěry,
- vodorovný posun horního a dolního konce opěry směrem do zásypu,
- typ zeminy v zásypu.

Moduly reakce k_z a k_x se vypočítají v závislosti na těchto parametrech:

- rozměry plošných základů,
- svislé a vodorovné zatížení plošného základu,
- typ a třída zeminy v podloží pod plošným základem.

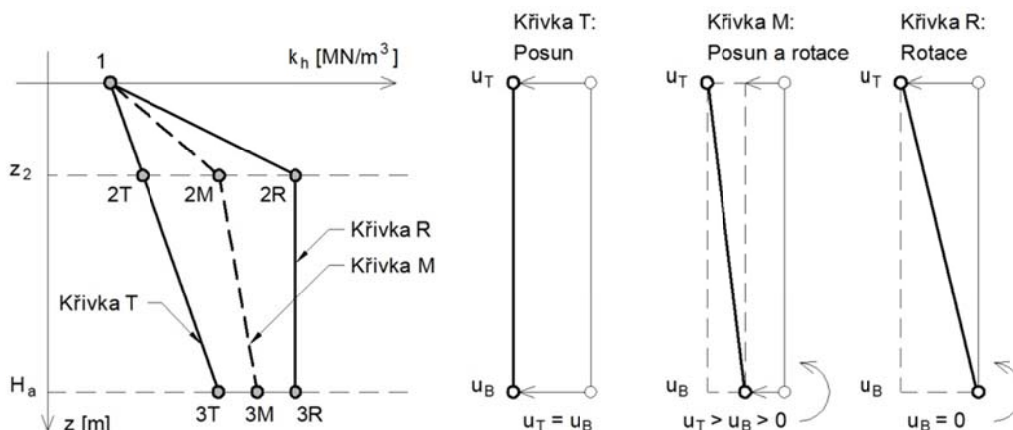
Výpočtem modulů reakce k_p se metoda nezabývá. K jejich stanovení je třeba použít jinou odbornou literaturu [3]. Metoda je použitelná zcela obecně pro široké spektrum integrovaných mostů. Lze ji aplikovat na integrované mosty o jednom či více polích s libovolným typem nosné konstrukce, tj. na mosty ocelobetonové, železobetonové, případně prefabrikované skládající se z předpjatých či jiných prefabrikátů.

Výpočet modulů reakce k_h

Metoda uvádí obecný postup, pomocí kterého lze stanovit průběh modulů reakce k_h po výšce opěry. Průběh modulů k_h závisí na způsobu přemístění opěry do zásypu vlivem teplotních a jiných účinků. Přemístění opěry do zásypu je definováno vodorovným posunem horního konce opěry u_T a vodorovným posunem dolního konce opěry u_B . Závislost průběhu modulů reakce k_h na způsobu přemístění opěry ukazuje obr. 2. Na vodorovné ose jsou vyneseny hodnoty modulů reakce k_h , na svislé hloubka pod terénem. Metoda rozlišuje tři způsoby přemístění opěry:

- přemístění opěry posunem ($u_T = u_B$): Průběh modulů reakce k_h se v tomto případě uvažuje pomocí lineární křivky T, která je definovaná bodem 1 na horním konci opěry a bodem 3T na dolním konci opěry. Mezi body 1 a 3T se v hloubce z_2 nachází mezilehlý bod 2T.
- přemístění opěry rotací ($u_B = 0$): Průběh modulů reakce k_h se v tomto případě uvažuje pomocí bilineární křivky R, která je definovaná body 1, 2R a 3R. Bod 1 je společný s křivkou T, bod 2R se nachází ve stejné hloubce pod terénem z_2 jako 2T. Bod 3R se nachází na spodním konci opěry a leží na svislici s bodem 2R.

- přemístění opěr kombinací posunu a rotace ($u_T > u_B > 0$): Průběhy modulů reakce jsou uvažovány bilineární křivkou M, která leží mezi křivkami T a R. Křivka M je definována body 1, 2M a 3M. Hloubka bodu 2M pod terénem z_2 je shodná s body 2T a 2R. Polohu bodů 2M mezi body 2T a 2R lze získat lineární interpolací dle hodnoty posunu u_B , nacházejícího se v rozmezí od nuly do u_T . Bod 3M leží na dolním konci opěry. Jeho polohu lze získat interpolací mezi body 3T a 3R.



Obr. 2 Průběhy modulů k_h po výšce opěry

Aby bylo možné křivky T, R a M pro konkrétní případ stanovit, je nutné definovat body 1, 2R a 3T. U každého z výše uvedených bodů je nutné definovat modul reakce k_h , u bodu 2R ještě jeho hloubku z_2 . K tomu slouží rovnice (1) a (2):

$$k_h = \frac{A E_{def} u_T}{10^4} + \frac{B E_{def}}{10^2} + \frac{C u_T}{10^2} + D \quad (1)$$

$$z_2 = \frac{A_z E_{def} u_T}{10^4} + \frac{B_z E_{def}}{10^2} + \frac{C_z u_T}{10^2} + D_z \quad (2)$$

kde: A až D jsou součinitele závislé na výšce opěry a typu zeminy,
 E_{def} deformační modul zeminy zásypu v MPa v suchém stavu,
 u_T vodorovný posun horního konce opěry v mm.

Řešený příklad

Stanovte průběh modulů reakce k_h po výšce opěry. Opěra je znázorněná na obr. 3. Výška opěry $H_a = 6,0$ m. Zásyp za opěrou je proveden z písčitého materiálu s deformačním modulem $E_{def} = 40$ MPa, přičemž se předpokládá jeho důkladné zhutnění. Vodorovný posun horního konce opěry $u_T = 4,0$ mm, vodorovný posun dolního konce opěry $u_B = 1,0$ mm.

Řešení: Přemístění opěry je kombinací posunu a rotace. Průběh k_h je proto definován křivkou M, která bude stanovena ve třech krocích. V prvním kroku stanovíme lineární křivku T za předpokladu $u_T = u_B = 4,0$ mm. Moduly k_h v bodech 1 a 3T se vypočítají z rovnice (1), hloubka z_2 z rovnice (2). Součinitele A , B , C , D jsou pro výšku opěry 6,0 m a písčitou zeminu v zásypu shrnuty v tab. 1. Modul k_h v bodě 2T se určí interpolací mezi body 1 a 3T.

$$k_{h,1} = \frac{-8,5 \cdot 40 \cdot 4,0}{10^4} + \frac{5,5 \cdot 40}{10^2} + \frac{0,0 \cdot 4,0}{10^2} + 0,0 = 2,1 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{h,3T} = \frac{-21,6 \cdot 40 \cdot 4,0}{10^4} + \frac{18,7 \cdot 40}{10^2} + \frac{1,2 \cdot 4,0}{10^2} + 0,7 = 7,9 \text{ MN/m}^3$$

$$z_2 = \frac{0,8 \cdot 40 \cdot 4,0}{10^4} + \frac{0,3 \cdot 40}{10^2} + \frac{1,8 \cdot 4,0}{10^2} + 0,5 = 0,7 \text{ m}$$

$$k_{h,2T} = k_{h,1} + \frac{(k_{h,3T} - k_{h,1}) z_2}{H_a} = 2,1 + \frac{(7,9 - 2,1) \cdot 0,7}{6,0} = 2,8 \text{ MN/m}^3$$

Ve druhém kroku stanovíme křivku R. Předpokládáme $u_T = 4,0$ mm a $u_B = 0,0$ mm. K výpočtu bodů modulů k_h v bodech 2R a 3R použijme rovnici (1) a tabulku 1:

$$k_{h,2R} = k_{h,3R} = \frac{-14,6 \cdot 40 \cdot 4,0}{10^4} + \frac{19,0 \cdot 40}{10^2} + \frac{0,0 \cdot 4,0}{10^2} + 0,9 = 8,3 \text{ MN/m}^3$$

Ve třetím kroku stanovíme výslednou křivku M. Moduly reakce k_h v bodech 2M a 3M získáme interpolací mezi křivkami T a R:

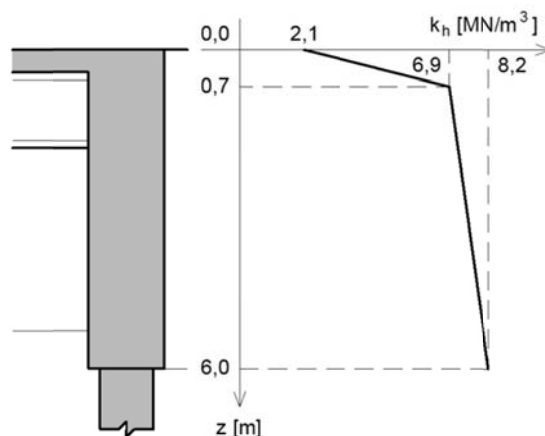
$$k_{h,2M} = k_{h,2R} - \frac{(k_{h,2R} - k_{h,2T}) u_B}{u_T} = 8,3 - \frac{(8,3 - 2,8) \cdot 1,0}{4,0} = 6,9 \text{ MN/m}^3$$

$$k_{h,3M} = k_{h,3R} - \frac{(k_{h,3R} - k_{h,3T}) u_B}{u_T} = 8,3 - \frac{(8,3 - 7,9) \cdot 1,0}{4,0} = 8,2 \text{ MN/m}^3$$

Výsledný průběh modulů k_h po výšce opěry je vykreslen na obr. 3.

Bod	Součinitel			
	A	B	C	D
1	-8,5	5,5	0,0	0,0
2R	-14,6	19,0	0,0	0,9
3T	-21,6	18,7	1,2	0,7
z_2	0,8	0,3	1,8	0,5

Tab. 1 Součinitele A, B, C, D pro $H_a = 6,0$ m



Obr. 3 Geometrie opěry a průběh modulů k_h

Výpočet modulů reakce k_z a k_x

Při výpočtu modulů reakce k_z a k_x se vychází z předpokladu, že jejich rozložení je po celé ploše základu konstantní. Je-li podloží pod plošným základem tvořeno zeminou pouze jedné třídy, vypočítají se moduly reakce k_z a k_x dle rovnic (3) a (4):

$$k_z = \left(\frac{K}{L + f_z} + M \right) \frac{E_{def}}{N} W_z \quad (3)$$

$$k_x = \left(\frac{P f_x f_z - Q f_x}{R} - S f_z + T \right) \frac{G_{def}}{U} W_x \quad (4)$$

kde: K až U jsou součinitele závislé na rozměrech základu a třídě zeminy,
 W_z, W_x součinitele závislé na úrovni podzemní vody,
 E_{def}, G_{def} deformační a smykový modul zeminy v MPa v suchém stavu,
 f_z, f_x svislé a vodorovné napětí v základové spáře v kN/m².

V případě jemnozrnných zemin je vliv f_x na modul reakce k_x zanedbatelný. Rovnice (4) se tedy redukuje na tvar:

$$k_x = (-S f_z + T) \frac{G_{def}}{U} W_x \quad (5)$$

V praxi nastávají případy, kdy je podloží pod základem vrstevnaté, to znamená, že je tvořeno zeminami různých tříd. Při výpočtu modulů reakce k_{zs} a k_{xs} vrstevnatého podloží se vychází z obecného principu, že převrácená hodnota celkového modulu reakce vrstevnatého podloží se rovná součtu převrácených hodnot modulů jednotlivých vrstev. Skládá-li se vrstevnaté podloží z n vrstev, výsledné moduly reakce k_{zs} a k_{xs} se vypočtou dle rovnic (6) a (7):

$$k_{zs} = \left(\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_{zi}} \right)^{-1}, \quad k_{xs} = \left(\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_{xi}} \right)^{-1} \quad (6), (7)$$

kde: k_{zi} , k_{xi} jsou moduly reakce i -té vrstvy podloží.

Moduly reakce k_{zi} a k_{xi} se vypočtou pomocí rovnic (8) a (9):

$$k_{zi} = \frac{k_z}{u_{rTz} - u_{rBz}}, \quad k_{xi} = \frac{k_x}{u_{rTx} - u_{rBx}} \quad (8), (9)$$

kde: k_z , k_x jsou svislé a vodorovné moduly reakce určené dle vztahů (3) až (5) pro případ, kdy je celé podloží pod základem tvořeno pouze zeminou i -té vrstvy,

u_{rTz} , u_{rTx} relativní svislý a vodorovný posun na horním okraji i -té vrstvy (bod T, viz obr 4),

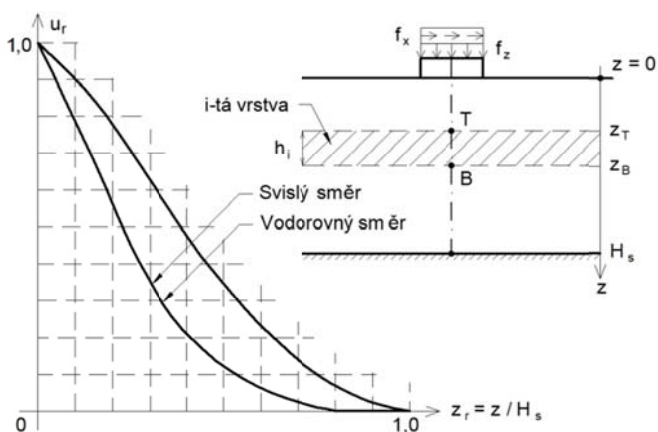
u_{rBz} , u_{rBx} relativní svislý a vodorovný posun na dolním okraji i -té vrstvy (bod B, viz obr 4).

Relativní posuny u_{rTz} , u_{rTx} , u_{rBz} a u_{rBx} se stanoví z jednotkového grafu na obr. 4. Jednotkový graf zobrazuje závislost relativních posunů u_r na relativních hloubkách z_r . Je-li i -tá vrstva omezena body T a B ležících v hloubkách z_T a z_B pod terénem, lze relativní hloubky z_{rT} a z_{rB} stanovit z rovnic (10) a (11):

$$z_{rT} = \frac{z_T}{H_s}, \quad z_{rB} = \frac{z_B}{H_s} \quad (10), (11)$$

kde: z_T , z_B jsou hloubky bodů T a B vymežující i -tou vrstvu,
 H_s mocnost zemního tělesa.

Mocnosti zemních těles H_s jsou pro jednotlivé třídy zemin a hodnoty svislého zatížení základu tabulovány v [1]. Na základě relativních hloubek z_{rT} a z_{rB} i -té vrstvy lze z jednotkového grafu odečíst relativní posuny u_{rTz} , u_{rTx} , u_{rBz} a u_{rBx} . Relativní posuny ve svislém směru u_{rTz} a u_{rBz} se odečítají z větve grafu pro svislý směr, relativní posuny ve vodorovném směru u_{rTx} a u_{rBx} se odečítají z větve pro vodorovný směr.



Obr. 4 Jednotkový graf vrstevnatého podloží

Použití a rozsah platnosti metody

Metodu výpočtu modulů reakce k_h lze použít za těchto předpokladů:

- most má železobetonové opěry, které při zatlačování do zásypu vykazují malé ohybové deformace. Výška opěr se pohybuje v rozsahu 2-15 m,
- vodorovné posuny horního a dolního konce opěry u_T a u_B se pohybují v rozmezí 0-36 mm. Tímto kritériem je dána maximální celková délka nosné konstrukce v závislosti na jejím typu (betonová, spřažená, ocelová) a uvažovaném rovnoměrném ohřátí,
- pro zásyp se předpokládají nesoudržné, nenamrzavé písčité nebo štěrkovité materiály. Dále se předpokládá, že zásyp je odvodněný a zhutněný na hodnotu relativní hutnosti $I_D = 0,75$ a vyšší.

Metodu výpočtu modulů reakce k_z a k_x lze použít za těchto předpokladů:

- půdorysné rozměry základů jsou v rozsahu 3x6 – 8x32 m,
- pod základem jsou písčité zeminy S1-S5, štěrkovité zeminy G1-G5 a jemnozrnné zeminy F1-F6 s parametry dle klasifikace uvedené v [4],
- svislé a vodorovné napětí f_z a f_x v základové spáře se pro jednotlivé třídy zemin v podloží pohybuje v rozsahu definovaném v [1].

Veškeré součinitele použité v rovnicích (1) až (11) lze nalézt v [1]. Metoda výpočtu modulů k_h , k_z , a k_x byla odvozena na základě numerického modelování. Přitom byl použit pružnoplastický mohr-coulombův materiálový model zeminy. Z rovnic (1) až (5) je patrné, že vypočtené moduly reakce závisí na velikosti zatížení. U modulů k_h se zatížením rozumí posuny opěry u_T a u_B , u modulů k_z a k_x pak svislé a vodorovné napětí v základové spáře f_z a f_x . Tímto způsobem je ve výpočtu modulů reakce zahrnuto nelineární pružnoplastické chování zeminy. Vypočítáme-li moduly reakce pro dvě různá zatížení, lze stanovit míru zplastizování zeminy. Budou-li výsledky v obou případech přibližně stejné, převládá pružné chování zeminy. V opačném případě dochází k jejímu výraznějšímu zplastizování. To v případě zásypu za opěrami obecně není žádoucí, zvláště jedná-li se o posuny opěr v důsledku cyklických teplotních změn. Jakým způsobem se vypočítané moduly reakce použijí ve statickém modelu integrovaného mostu závisí na úvaze projektanta. Je možné vypočítat moduly reakce pro jedno či více reprezentativních zatížení a ty aplikovat jako lineárně pružná podepření spodní stavby. Alternativně lze pomocí metody definovat pružné podepření spodní stavby, jehož tuhost je proměnná.

Závěr

Článek se zabývá spolupůsobením integrovaných mostů se zeminou. Zemina je modelována jako pružné podepření spodní stavby, přičemž jeho tuhost je vyjádřena pomocí modulů reakce pružného podloží. V článku je popsána metoda, s jejíž pomocí lze moduly reakce vypočítat. Metoda je zpracována ve formě příručky [1] vhodné pro použití v inženýrské praxi. Příručka popisuje metodu v jejím plném rozsahu a obsahuje několik řešených příkladů demonstrujících její praktické použití.

Literatura:

- [1] Křížek, J.: Integrované mosty – spolupůsobení se zeminou, www.jaromirkrizek.eu
- [2] Buba, R., Stumpf, D.: Integrované železniční mosty v SRN a jejich výhody pro minimalizaci doby výluk, Železniční mosty a tunely – sborník příspěvků, 2007
- [3] Masopust, J.: Vrtané piloty, Čeněk a Ježek, 1994
- [4] ČSN 73 1001: Zakládání staveb, Vydavatelství ÚNM, 1987

Rekonstrukce mostu v km 3,553 trati Liberec – Harrachov

Ing. Štěpán Jakeš, Ing. Libor Marek, TOP CON SERVIS s.r.o.

V průběhu roku 2009 proběhla rekonstrukce železničního mostu v km 3,553 na trati Liberec – Harrachov. Most se nachází poblíž vlakové stanice Vesec u Liberce, převádí jednokolejnou trať přes říčku Lužickou Nisu. Tři původní prostá pole mostu byla nahrazena polem jediným. Nová ocelová konstrukce je tvořena trémovou plnostěnnou konstrukcí s dolní plechovou ortotropní mostovkou, tvořící žlab průběžného kolejového lože. Je uložena na nově vybudovaných plošně založených opěrách.

Stav mostu před rekonstrukcí

Most byl tvořen třemi prostými poli, každá konstrukce vždy dvěma nýtovanými hlavními nosníky bez mostovky, mostnice byly umístěny přímo na horních pásnicích nosníků OK. Rozpětí krajních polí činilo 4,5 m, středního 10,8 m. Konstrukce byly vyrobeny z plávkové oceli, všechny jejich části byly napadeny korozí a především úložné plochy pásnic hlavních nosníků byly pod mostnicemi výrazně oslabené. Některé styčnickové plechy byly přerušeny, na konstrukcích byly trhliny. Nosné ocelové konstrukce nevyhovovaly svou zatížitelností železničnímu provozu na mostě. Vzhledem k popsaným závadám a oslabením nesplňovala mostní konstrukce podmínku přechodnosti pro traťovou třídu D4/50. Šířkové uspořádání neodpovídalo obrysu VMP 2,5. Spodní stavba byla v průtočném profilu stoleté vody a částečně i v korytě řeky. Docházelo k zaplavování samotné hlavní NK mostu při zvýšených průtocích.



Obr. 1 Původní most

Návrh rekonstrukce

Celková přestavba mostu zahrnuje výměnu dosavadních konstrukcí za novou ocelovou konstrukci o jednom poli s průběžným kolejovým ložem, která překlenula celé koryto řeky i s inundacemi. Oba dosavadní pilíře byly odstraněny, opěry byly vybudovány nové na místech opěr původních. Dolní hrana hlavního nosníku byla vůči dosavadní střední konstrukci zvýšena o cca 375 mm. Odstraněním pilířů a zvýšením spodní hrany konstrukce se otevřel průtočný profil a zlepšily se podmínky vodoteče.

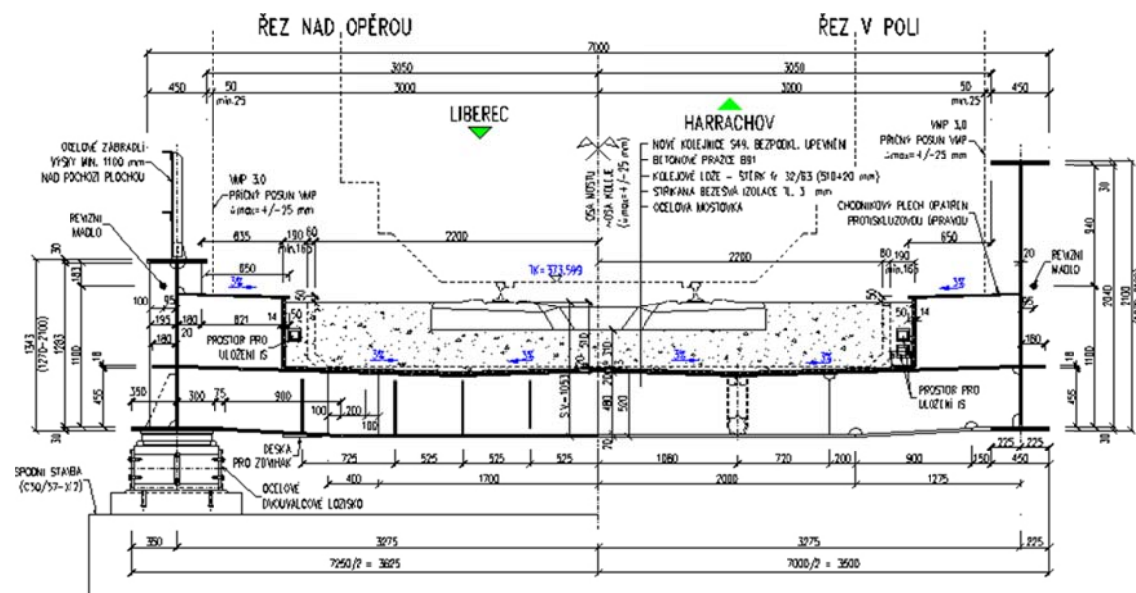
Základní údaje nového mostu

Nová OK je tvořena trémovou plnostěnnou konstrukcí s dolní plechovou ortotropní mostovkou. Uložena je na nově vybudovaných, plošně založených opěrách.

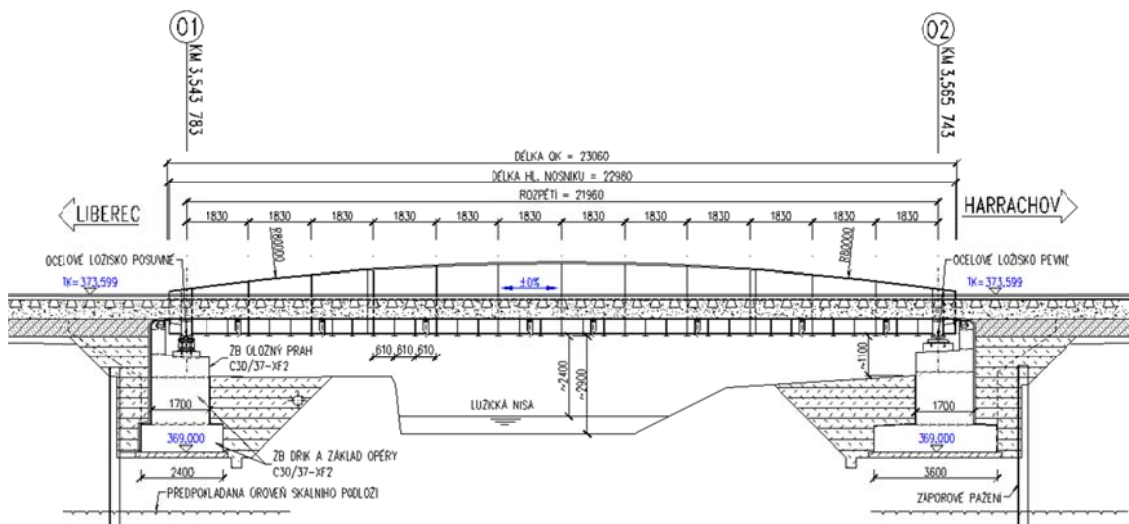
- statická soustava: prostý nosník
- rozpětí: 21,96 m
- délka přemostění: 20,60 m
- stavební výška: 1,053 m
- šikmost mostu: 90°
- šířka mostu: 7,00 m
- volná výška nad normální hladinou: cca 2,4 m
- hladina Q100: nebyla Povodím Labe stanovena
- návrhové zatížení: zat. schéma LM71, klas. souč. $\alpha=1,1$ dle ČSN EN 1991-2, (~ vlak ČD Z)
- železniční svršek na mostě: kolejnice tv. S49 na bet. pražcích
- VMP: 3,0

Prostorové uspořádání

Most se nachází ve staničním obvodu a částečně v přímé a částečně v oblouku. Na mostě se uplatňuje VMP 3,0. Pod mostem teče řeka Lužická Nisa. Před a za mostem navazuje železniční svršek s uzavřeným kolejovým ložem.



Obr. 2 Příčný řez



Obr. 3 Podélný řez

Nosná konstrukce

Jedná se o trámový plnostěnný ocelový svařovaný most s dolní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Mostovku představuje ocelový žlab kolejového lože navržený jako ortotropní konstrukce a je vyztužen pouze příčnicími tvaru obráceného písmene T, koncové příčnice jsou uzavřeného profilu π . Vzdálenost příčnicí je 0,61 m. Ukončení mostovky je kolmé. Hlavní nosníky a prvky mostovky působí jako tuhé příčné polorámy, které zajišťují stabilitu horního pasu. Hlavní nosníky jsou tvaru I proměnné výšky (1,27 – 2,10 m), horní pás je ve tvaru oblouku o $R = 80,0$ m. Horní pás je tvořen plechem P30, stěna hlavního nosníku je tl. 20 mm. Dolní pás je navržen též z plechu P30 a na vnitřní straně z něj vystupují náběhy pro připojení dolních pásů příčnicí. Na koncích jsou hlavní nosníky v celé výšce a na šířku horního pasu uzavřeny plechem. Na horní pásy byly navařeny konzolky pro upevnění sloupků zábradlí. Hl. nosníky jsou po 1,83 m (každý třetí příčník) opatřeny svislými výztuhami stěny. Tyto výztuhy jsou na vnitřní i na vnější straně stěny. Ve výškové úrovni mostovkového plechu je stěna hlavního nosníku na vnější straně opatřena průběžnou podélnou výztuhou.



Obr. 4 Hlavní nosník



Obr. 5 Pohled zdola (příčníky)

Prostor mezi bokem žlabu a pochozím plechem je vodotěsně zavařen. Bok žlabu je opatřen svislými výztuhami v rastru jako hlavní nosníky. Osová vzdálenost hlavních nosníků činí 6,55 m, délka 22,980 m. Celková délka OK (vč. přecházející pevné části pochozího plechu) je 23,060 m. Materiál: ocel S355J2+N dle ČSN EN 10025-2. Systém protikoroze ochrany nosné konstrukce: metalizace nástřikem + trojnásobný nátěr.

OK byla v projektu navržena tak, aby umožnila přepravu na stavenišť ve třech dílech. Vzhledem ke stísněným poměrům na staveništi a dodatečnému prověření možnosti dopravit konstrukci vcelku byl nakonec most transportován již kompletně hotový včetně izolace, na stavbě byla před osazením domontována pouze ložiska.

Spodní stavba, založení

Staré opěry byly vybourány a na jejich místě se postavily nové, dimenzované na konstrukci s kolejovým ložem. Jsou z betonu C30/37-XF3.

Na základě výsledků IG průzkumu bylo navrženo plošné založení se základovou spárou obou opěr ve stejné výškové úrovni. Prostor pod základy byl až po úroveň vrstvy R6 vyplněn prostým betonem. Výkopy byly navrženy jako otevřené svahové jámy a částečně pažené jámy. Záporové pažící stěny byly v oblasti pod železničními MP a v úseku podél místní komunikace kotvené pomocí zemních kotev.



Obr. 6 Mostní provizoria v krajních polích



Obr. 7 Výstavba opěry pod MP



Obr. 8 Nová opěra vs. původní pilíř

Ostatní části

Konstrukce je uložena na ocelových svařovaných ložiscích (pevná a dvouválcová). Mostní závěry jsou lamelové na obou stranách mostu.

Odvodnění NK je řešeno příčným sklonem plechu mostovky do dvou úžlabí, kde je osazeno 8 dvojic odvodňovačů. Podélný sklon je u mostu nulový. Na ocelové NK je celoplošná bezešvá izolace v tl. do 5 mm s vysokou mechanickou odolností. Provedena byla na montážní plošině v mostárně po svaření konstrukce do jednoho celku.

Technologie výstavby mostu

Při rekonstrukci tohoto mostu byla využita dvě mostní provizoria DN délky 11,1 m. Krajní pole starého mostu byla snesena. Horní části původních pilířů byly upraveny jako podklad pro ložiska MP a za opěry byly uloženy panelové rovnaniny. Poté byla do trati vložena provizoria, která překlenula prostor výstavby nových opěr. Větší rozpětí těchto polí MP umožnilo odbourání obou původních opěr a výstavbu nových bez dlouhodobého přerušení provozu na trati.

Práce prováděné za železničního provozu před výlukou: výroba OK v mostárně, přístupová cesta k mostu, zařízení staveniště, zavrtání a zabetonování části zápor, zakotvení zápor.

Práce ve výluce (4 dny): převěšení kabelů, snesení železničního svršku na krajních polích mostu a předpolích, snesení původních OK krajních polí kolovým, příprava panelové rovnaniny pro uložení mostních provizorií, úprava horní části původních pilířů jako podklad pro ložiska MP, zavrtání a zabetonování části zápor, zakotvení zápor, odbourání vrchních částí opěr, uložení mostních provizorií kolovým jeřábem, montáž kolejového roštu na MP, umístění kabelů zpět na most, zprovoznění tratě.

Práce prováděné pod MP (3 měsíce): demolice zbylých částí opěr, výkopy, bednění, armování a betonáž nových opěr a křídel pod MP, částečné zásypy za opěrami.

Práce ve výluce (10 dní): snesení původní OK středního pole, snesení MP, odbourání vrchních částí pilířů, zřízení přechodové oblasti mostu, odbourání pilířů pod úroveň okolního terénu a částí zasahujících do koryta, doprava OK vcelku na stavbu (doprava po silnici po trase Záboří nad Labem – Kutná Hora – Kolín – Praha – Ml. Boleslav – Liberec, cca 170 km), osazení nové OK na opěry kolovým jeřábem (cca 80 t / 20 m), osazení mostních závěrů, montáž žel. svršku, osazení zábradlí, uložení sítí na most, zatěžovací zkouška, hlavní prohlídka.

Práce prováděné za železničního provozu po výluce: likvidace zařízení staveniště, definitivní terénní úpravy v okolí mostu apod.



Obr. 9 Vypravení NK mostu z mostárny



Obr. 10 Přeprava NK mostu



Obr. 11 Přeprava NK mostu (dálnice D11)



Obr. 12 Ukládání NK mostu na opěry

Závěr

Rekonstrukce mostu s využitím mostních provizorií proběhla s minimálním omezením provozu na trati. Odstraněním původních pilířů a zvýšením spodní hrany konstrukce se zvětšil průtočný profil a zlepšily se podmínky vodoteče. Tím, že si zhotovitel zajistil možnost přepravy nosné konstrukce mostu vcelku, odpadla nutnost zřízení montážní plošiny ve stísněných podmínkách staveniště a kompletování a svařování konstrukce ze tří montážních celků. Výstavbou mostu s kolejovým ložem se též snížila hluková zátěž okolí. Realizaci stavby mostu provedla firma Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.



Obr. 13 Železniční svršek na mostě



Obr. 14 Ocelové dvouválcové ložisko 2VS-3



Obr. 15 Téměř dokončený most

Oprava mostu v km 20,862 trati Rakovník – Mladotice

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

Ing. Pavel Hrdina, Chládek a Tintěra, Pardubice a.s.

V km 20,862 trati Rakovník – Mladotice byla provedena rozsáhlá oprava stávajícího mostu nad údolím potoku Javornice. Jde o 110 let starý most o třech polích, tvořený klenbami a ocelovou nosnou konstrukcí. Nevyhovující a výrazně oslabené prvky ocelové nosné konstrukce ve druhém poli byly vyměněny nebo zesíleny. Spodní stavba a klenby byly sanovány.

Základní údaje a záměr stavby

Most leží na jednokolejné neelektrifikované trati Rakovník – Mladotice. V km 20,862 překonává údolí Javornického potoka. Trať v místě přechází pravým obloukem na most a po krátké přímé následuje levý oblouk. Vzhledem ke stavu mostovky a železničního svršku byla rychlost omezena na 20 km/hod. Nosná konstrukce mostu ve 2. poli byla v nevyhovujícím stavu. Cílem akce byla oprava nosné konstrukce ve 2. poli včetně nového železničního svršku a sanace kleneb v 1. a 3. poli a spodní stavby mostu.



Obr. 1 Most v km 20,862 trati Rakovník – Mladotice

Původní stav

Most byl postaven v roce 1897. Jedná se o objekt o třech polích o rozpětích 12,5 + 57,0 + 12,5 metru. V 1. a 3. poli je realizována kamenná půlkruhová klenba, ve 2. poli je ocelová příhradová konstrukce s horní prvkovou mostovkou, parabolickým dolním pásem a plošně uloženými mostnicemi. V průběhu předchozích 110 let nedošlo k žádným výrazným zásahům do nosné konstrukce mostu. V sedmdesátých letech bylo provedeno statické zajištění opěr a pilířů, vyměněna původní ložiska za typizovaná dle ON 73 6277 a upraveny chodníky a zábradlí na mostě na větší průjezdný profil.

Stávající stav mostu odpovídal jeho stáří a vyskytovaly se zde typické poruchy pro tento typ konstrukcí. Ty závažnějšího charakteru byly soustředěny na ocelové nosné konstrukci. Lokálně došlo hlavně na podélnících, podmostovkovém ztužení a příčném ztužení dolního pásu k výrazným korozivním úbytkům a v některých detailech dokonce k přerušení profilů. Dost negativně se na stavu dolní příčného ztužení podepsala původní dřevěná revizní lávka. V prostoru pod shnilými fošnami se koncentrovala vlhkost a nečistoty a při opravě musela být většina figur v těchto místech přímo vyměněna. Mezi snýtovanými profily podmostvých ztužidel narůstala rez a roztahovala je od sebe.



Obr. 2 Podélníky

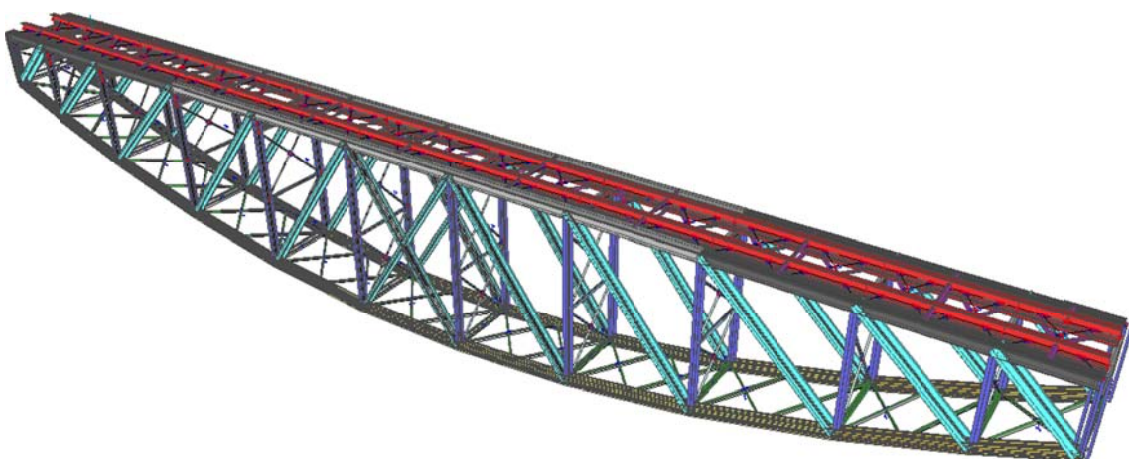


Obr. 3 Dolní příčné ztužení

Spodní stavba mostu a nosné konstrukce v 1. a 3. poli byly vzhledem ke statickému zajištění táhly a injektáží provedenému před cca 40 lety v relativně dobrém stavu. Byly zde zastíženy poruchy typu popraskaného a místy vypadaného spárování a zřetelné průsaky a vápenné výluhy na povrchu klenb svědčící o absenci funkční hydroizolace.

Statický výpočet a stanovení zatížitelnosti

Na základě archivní dokumentace a stavu zjištěného na místě byl proveden statický výpočet a stanovena zatížitelnost. Protože spodní stavba a klenby nevykazovaly zásadní statické poruchy, známky přetížení nebo nevhodného založení byl výpočet zaměřen na ocelovou nosnou konstrukci ve 2. poli. Výpočet byl proveden na prostorovém modelu konstrukce.



Obr. 4 Výpočetní model konstrukce

Po montáži závěsného lešení a zpřístupnění celé konstrukce byla za přítomnosti zástupců objednatele a projektanta provedena důkladná revize všech detailů a stanoven rozsah opravy. Lokální výměny a zesílení se zaměřily hlavně na oblast svislic dolního

vodorovného ztužení hlavních nosníků. Z důvodů uvedených výše se v této oblasti poruchy koncentrovaly a vzhledem k rozsahu poškození bylo v některých případech nutno přistoupit k výměně. Proti tomu na hlavních nosnících a příčnících bylo korozivní napadení poměrně malé a kromě několika detailů v místě napojení ztužidel nebylo nutné přikročit k větším zásahům do těchto dílců. Původní záměr provést přípoje u těchto prvků nýtováním musel být vzhledem k rozsahu výměn, přístupnosti a pracnosti některých detailů revidován a spoje byly provedeny jako šroubované.



Obr. 6 Přípoj po opravě



Obr. 7 Dolní příčné ztužení po opravě

Železniční svršek na mostě

V rámci projektu stavby byla provedena optimalizace GPK na mostě a jeho předpolích a došlo tak k drobným korekcím polohy osy. Na klenbách byla směrově posunuta tak, aby byl zajištěn maximálně možný průjezdný profil. Na ocelové konstrukci byla osa koleje zarovnána do osy konstrukce, výškový průběh byl optimalizován z hlediska nových (vyšších) podélníků a zařízení mostnic při daném nadvýšení. Na konstrukci částečně zasahuje přechodnice oblouku před mostem. První vnější podélník (levý) je proto navržen proměnné výšky. Průběh jeho horní pásnice přibližně respektuje navržené převýšení. Tímto řešením byly eliminovány problematické dřevěné klíny a podložky mostnic.



Obr. 8 Mostnice



Obr. 9 Po montáži koleje, PÚ a podlah

Železniční svršek typu S49 s podkladnicemi S4M a pružnými svérkami Skl24 byl osazen na 100 ks nových dubových mostnic. Uložení mostnic je řešeno jako plošné, s vodorovným mostnicovým šroubem připojeným do kotevních plechů na podélnících. Podlahy na mostnicích jsou nové, pojistné úhelníky byly upraveny z původních. Podlahy chodníků a jejich konstrukce zůstaly původní.

Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí

Součástí akce byla kompletní protikorozní ochrana všech ocelových konstrukcí. Pro její realizaci bylo zřízeno závěsné lešení včetně zaplachtování v prostoru celé konstrukce a kolem ní. Původní i nové části byly na stavbě opatřeny nátěrovým systémem ONS 15 v celkové nominální tloušťce 320 μm . Skladba vrstev byla proti obvyklé třívrstvé upravena na čtyřvrstvou skladbu s menší tloušťkou jednotlivých vrstev. Provedení robustnějších vrstev nad 100 μm je u takto členitých konstrukcí obtížně proveditelné. Plochy konstrukce byly po otryskání stříkány, v místech hran, svarů, nýtů a šroubů byly provedeny pásové nátěry štětcem. Finální odstín konstrukce je DB 602 zelená.

Spodní stavba a klenby

Celá spodní stavba mostu a klenby v 1. a 3. poli byly povrchově sanovány. Bylo provedeno očištění povrchů tlakovou vodou a hloubkové přespárování zdiva. V několika místech byly po montáži lešení zjištěny drobné lokální poruchy, které byly staticky zajištěny pevnostní injektáží a stažením pomocí nerezových kleští vlepených do drážky. Byla provedena nová hydroizolace rubu kleneb z natavovaných asfaltových pásů a její odvodnění.

Technologie výstavby

Výstavba mostu byla poměrně složitá na koordinaci a budiž ke cti všem zainteresovaným, že se zásadní práce v čase daném výlukou podařilo stihnout. Postup prací bylo nutno naplánovat tak, aby bylo možné pracovat zároveň na klenbách a jejich izolaci a současně provádět poměrně složitou výměnu mostovky nosné konstrukce. Vše bylo komplikováno tím, že místo nebylo přístupné pro těžší techniku a nákladní dopravu a ocelové dílce a další materiál tak bylo nutné dopravovat po kolejích ze stanice Kožlany vzdálené přibližně 3,5 km.

Výměna mostovky a lokální opravy NK tak probíhaly proudově, kdy byla postupně opravována jednotlivá pole. Nejdříve bylo nutné demontovat podmostovkové ztužení a rozpojit všechny přípoje podélníků ke konstrukci. Podélníky byly rozřezány na manipulovatelné kusy a pomocí MHS odsouvány mimo most. Ve vzniklém otvoru byla provedena revize ponechávaných částí a přípojů a provedeny úpravy a příprava pro osazení nových podélníků. Ty byly zaváženy v dílcích o váze přibližně 1000 kg. Po výškové a směrové rektifikaci došlo k jejich propojení s hlavními nosníky, příčníky a ztužidly.



Obr. 10 Pole před osazením podélníků



Obr. 11 Osazování podélníků

Vzhledem k tomu, že se jednalo o kontakt původních a nových částí bylo nutné svrtávání otvorů některých pozic realizovat až na montáži po spasování. Mezitím byly v pracovním záběru prováděny případné lokální opravy a výměny. Následovalo zaměření hotových částí pro výrobu mostnic a postup do dalšího záběru. Na zkompletovanou část nastupoval zhotovitel PKO. Během prací na NK byly provedeny všechny práce související s izolací klenby v 1. poli. Po dokončení ocelářských prací, kdy již nebyla nutná manipulace s materiálem přes 3. pole, došlo na provedení hydroizolace i zde. Po zřízení štěrkového lože na klenbách, osazení mostnic a vytyčení osy koleje následovala montáž železničního svršku na mostě a KMDZ.

Závěr

Realizace akce prokázala, že i přes složitost projektové přípravy a provádění jsme stále schopni tyto elegantní a krásné konstrukce opravovat a zachovat je tak pro další generace.

Městské železniční tunely – nová dimenze mobility v aglomeracích

Ing. Petr Šlegr, Ing. Pavel Adámek, CEDOP, o.s.

Ing. arch. Ivan Lejčar, ALEJ - architektonický ateliér

Ing. Tomáš Záruba, dopravní konzultant

Městské železniční tunely pro příměstskou a regionální dopravu se stávají nezbytnou výbavou mnoha evropských větších měst. Zejména od sedmdesátých let min. století nastal velký rozvoj příměstské železniční dopravy, která je trasována skrze centra měst „městskými železničními tunely“. Železnice tak dopraví klienta z bydliště v příměstí či aglomeraci až do centra města. Klasická urbanistická struktura evropského města totiž není schopna prostorově ani ekologicky uspokojit potřeby mobility pouze individuální automobilovou dopravou.

Veřejná kolejová doprava – urbanizační fenomén

V současné době, kdy enormně roste provoz individuální automobilové dopravy, nabývá na významu doprava veřejná. Automobilová doprava kromě znečišťování ovzduší zabírá zejména v centrech měst neúměrně mnoho prostoru. Veřejná doprava si takové nároky na prostor neklade. Veřejná doprava, zejména kolejová, se tak stává účinným nástrojem k zachování klasické urbanistické struktury měst, zejména pak jejich center. Veřejná doprava je tedy nástrojem „udržitelného rozvoje“ města.

V centrální části města (zjednodušeně v centru) je nejvíce cílů každodenních cest. Je zde největší množství pracovních příležitostí, nejvíce úřadů, školských, kulturních a společenských zařízení a je zde poskytováno nejvíce služeb často s vazbou na turistický ruch. Centrum se tak stává vícenásobným cílem dojížděky.

Dnes již nestačí dovézt cestující bydlící v regionu (příměstí, aglomeraci) železnici na nádraží v centru města a nutit je přestupovat na metro nebo na tramvaj. Je nezbytné cestující klientelu po centru rozvézt. K dosažení takového standardu služeb je třeba modernizovat železniční infrastrukturu starou 100 až 150 let a obohatit ji o úseky vedené skrze centrum s přiměřeným množstvím zastávek. Tyto úseky jsou zpravidla podzemní a často určené pouze pro příměstskou dopravu. Příměstská železnice se tak stává ve městě „expresním metrem“.

Do takové infrastruktury veřejné dopravy konkurenceschopné kvalitou služeb individuální automobilové dopravě cílevědomě investují mnohá evropská města. V 70. letech minulého století to byla především německá města Mnichov, Stuttgart, Frankfurt nad Mohanem, která propojila tratě příměstské železnice (S-Bahn) z hlavových (koncových) hlavních nádraží podzemními městskými tunely skrze centrum na jeho opačný konec.

Paříž v té době začala budovat systém příměstské železnice Réseau Express Régional (RER) propojováním protilehlých hlavových nádraží. V 90. letech minulého století byly zprovozněny průjezdné linie příměstské železnice v Zürichu a tunel Passante v Miláně. V současné době se realizuje City-Tunnel Leipzig a po desítkách let dohání skluz za Paříží Londýn s projektem CrossRail.

Mnoho dalších měst v Evropě i ve světě průjezdné linie příměstské železnice provozuje. Některá města mají to štěstí, že mají *průjezdná nádraží v centru* a náročné stavby, jako jsou městské železniční tunely, v tuto chvíli nepotřebují (Köln, Brno), jiná města mají složitou „železniční historii“ a dnes musí dohonit (a již dohánějí) modernější trendy (Wien).

V dalším textu se zaměříme podrobněji na příklady měst Mnichova a Frankfurtu nad Mohanem.

Principy systému příměstské železnice

Kvalitní systém příměstské železnice by měl vycházet z následujících zásad:

- Průjezdné linie městským centrem - propojení protilehlých částí regionu mezi sebou skrz celoměstské centrum a propojení regionu s protilehlým koncem celoměstského centra
- Vhodné množství zastávek - v městském centru hustě osazené
- Dobré přestupní vazby - přestup na dálkovou železniční dopravu, nejlépe na hlavním nádraží a vzájemný přestup mezi hlavními linkami příměstské železnice, nejlépe v centru nebo na hlavním nádraží, přestup hrana-hrana
- Prostorová koordinace s ostatní dopravou: se systémem metra – oba systémy spolupracují a nekonkurují si; přestupní vazby také na ostatní kolejovou i nekolejovou veřejnou dopravu; s IAD – záchytná parkoviště P+R, zejména na periferii a v aglomeraci; s cyklodopravou – krytý prostor pro jízdní kola (B+R) by měl být samozřejmostí na všech zastávkách; napojení letiště na městské centrum i na hlavní nádraží pro přestup na dálkové vlaky
- Vhodný provozní koncept – krátké intervaly (< 10 min) jednotlivých linek a jejich proklad ve společném úseku pro maximální atraktivitu obsluhy (interval okolo 2 min.) včetně krátkého čekání na přestup na jinou linku systému

Samozřejmostí je integrace v rámci dopravního svazu, zahrnující tarifní integraci, jakož i provázání informačních prvků pro cestující včetně telematických systémů.

Mnichovský železniční tunel

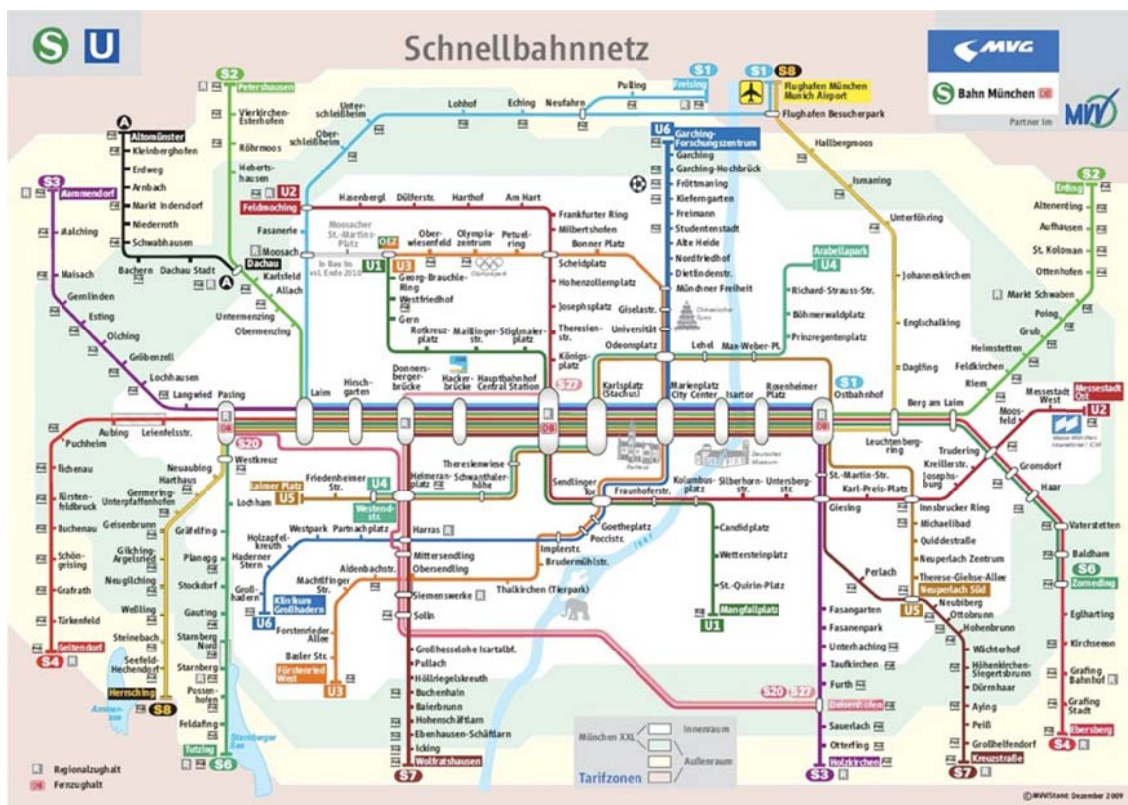
O průjezdném systému příměstské železnice v Mnichově se uvažovalo již před druhou světovou válkou. Naplno se začalo konat až po roce 1966, kdy Mnichov vyhrál kandidaturu na pořádání letních olympijských her v roce 1972. Kromě vybudování páteřní linie (Stammstrecke) s tunelem pod historickým centrem o délce cca 3,5 km s osmi stanicemi (z toho 5 podzemních) byla kompletně zrekonstruována také železniční infrastruktura v regionu.

V současné době se uvažuje o druhém městském tunelu, který by doplnil kapacitně nasycený současný tunel a odstranil úvrať dvou linek ve stanici Ostbahnhof. Dalším projektem je tunel pro dálkovou vysokorychlostní dopravu na ose Paříž-Bratislava, které hlavové nádraží nevyhovuje (München 21).

Zajímavé je, že rychlodrážní kolejová infrastruktura (S-Bahn a U-Bahn) předběhla co do kompletnosti silniční městskou infrastrukturu, neboť jižní segmenty vnějšího ani vnitřního silničního okruhu dosud nejsou dobudovány. Dopravní politika v Německu všeobecně podporuje vyvážené dopravní systémy. Ve městech a aglomeracích pak dokonce mírně preferuje dopravu veřejnou, což se pozitivně odráží na kvalitě života obyvatel.



Obr. 1 Mnichov – městský železniční tunel mezi hlavním nádražím a nádražím Ostbahnhof obsluhující centrální část města



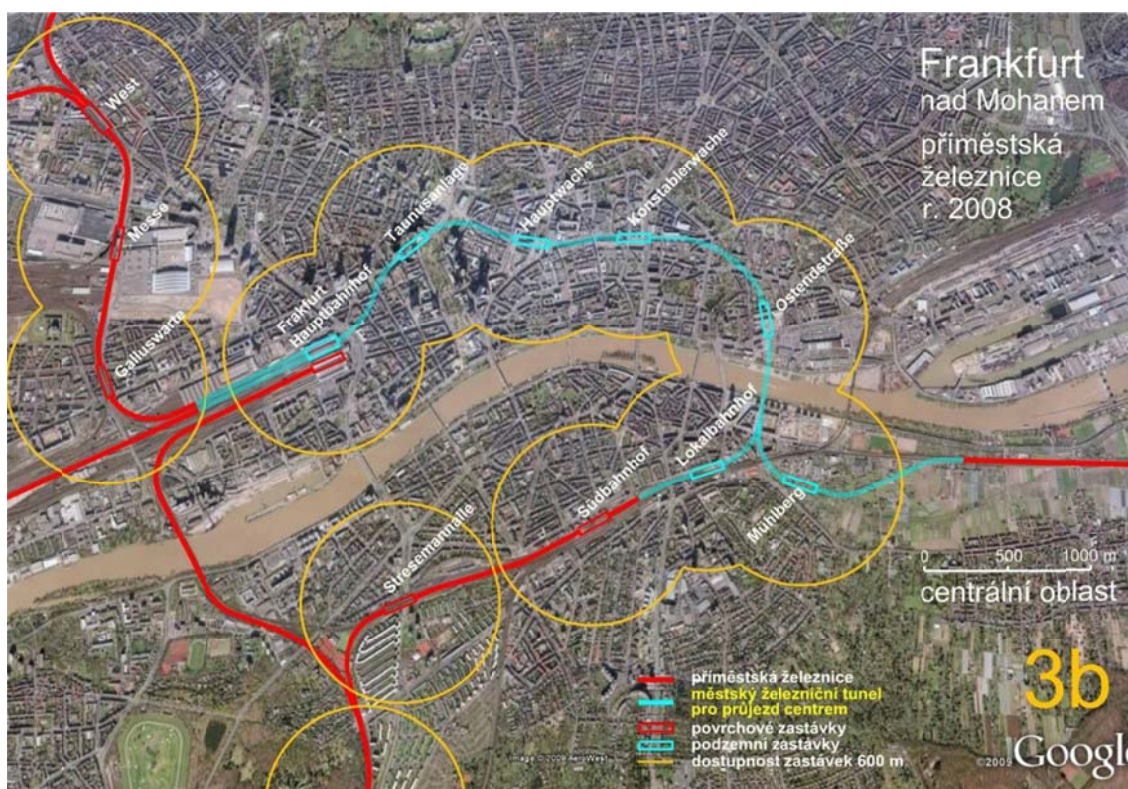
Obr. 2 Mnichov – linkové vedení příměstských vlaků s tunelovou Stammstrecke uprostřed

Městský železniční tunel ve Frankfurtu nad Mohanem

Plány na průjezdný systém příměstské železnice pochází z 60. let 20. století. Stavební práce začaly v roce 1969 a jednotlivé úseky městského železničního tunelu se uváděly do provozu postupně. V roce 1978 to byl úsek z hlavního nádraží po Hauptwache, který byl v roce 1983 prodloužen pod ulicí Zeil do stanice Konstablerwache (Zeiltunnel).

Tento úsek je zajímavý velkorysým řešením, jehož základním principem je fyzická integrace rychlodrážních kolejových systémů příměstské železnice (S-Bahn) a lehkého metra (U-Stadtbahn) přímo v centru města. Zeiltunnel je čtyřkolejný, přičemž obě stanice (Hauptwache a Konstablerwache) jsou průpletové s přestupem hrana-hrana mezi železnicí a metrem. Navíc v meziúrovni pod pěší zónou každou z obou stanic kříží v příčném směru další trasy metra, což představuje další atraktivní přestupní možnosti.

V roce 1990 byl městský tunel prodloužen pod Mohanem do stanice Südbahnhof a v roce 1992 spojen se stanicí Mühlberg na trať do Offenbachu. V roce 1995 byl uveden do provozu městský železniční tunel v sousedním Offenbachu se třemi podzemními stanicemi v centru. Takto vypadá jeden z dobrých příkladů dopravní politiky, která preferuje ve městě veřejnou hromadnou dopravu před individuální automobilovou dopravou.



Obr. 3 Frankfurt nad Mohanem – městský železniční tunel

Městský železniční tunel v Praze – Nové spojení 2

Zastaralá koncepce příměstské železnice v Praze stojí na principu dojezdových linek zaústěných do dvou nádraží vzdálených od sebe 800 m. Principem je tedy neprůjezdný (resp. částečně průjezdný) model příměstské železnice centrem města, což je koncept, který řada evropských měst překonala již před desetiletími. Koncept železničního uzlu je proto třeba urychleně přehodnotit ve prospěch moderního průjezdného modelu.

Kromě toho (a špatného stavu řady tratí) trpí pražský uzel kapacitními nedostatky. Jedním z úzkých míst je úsek Smíchov – hlavní nádraží a vzhledem k nárůstu provozu již někdy nedostačuje kapacita hlavního nádraží (i po jeho rekonstrukci). Řešením odstraňujícím tato, ale i další omezení příměstské a městské dopravy v pražské aglomeraci je Nové spojení 2.

Připomeňme, že Nové spojení 2 spojí pod povrchem železniční trať pro městskou a příměstskou dopravu od severovýchodu s tratěmi ústícími do uzlu od jihozápadu. To znamená přivedení tratě z Negrelliho viaduktu a Karlína do čtyřkolejné podzemní stanice Václavské náměstí (dříve pracovně Opera). Tato stanice bude umožňovat přestup mezi všemi hlavními linkami příměstských vlaků. Výstup na povrch bude možný jednak do vestibulu Hlavního nádraží a zároveň do prostoru horní části Václavského náměstí. Z této stanice bude jedna větev pokračovat přes podzemní zastávky Karlovo náměstí a Anděl do rekonstruovaného smíchovského nádraží. Druhá větev s podzemními zastávkami Albertov a Náměstí Bratří Synků se zapojí do nové zastávky Eden na modernizované trati do Benešova. Celkem se jedná o 12,7 km nových železničních tratí, z toho v tunelu necelých 10 km, a vybudování 6 podzemních a jedné povrchové zastávky.

Celé řešení bylo v roce 2007 technicky prověřeno jak z hlediska tunelových tras, tak návaznosti na železniční infrastrukturu na povrchu. [1]



Obr. 8 Praha – centrální oblast – návrh segregovaných tras pro příměstskou dopravu

Přínosy Nového spojení 2 jsou nemalé. Nespočívají jen ve zrychlení příměstské a městské veřejné dopravy, ale jak ukazují tabulky níže, také ve zvýšení jejího komfortu díky redukci přestupů (za předpokladu uspořádání do „kříže“ a vhodného provozního konceptu). Ve stanici Václavské náměstí bude možný přestup mezi všemi radiálními linkami systému. Část přestupů se přitom uskuteční dokonce u stejného nástupiště - postačí jen několik málo minut počkat na vhodný spoj. Díky segregaci od příměstské dopravy se zlepší i podmínky pro dálkovou dopravu. Zde je nutnou podmínkou

vybudování nových „výjezdů“ z uzlu směrem na jih (Benešov), východ (Hradec Králové), sever (Litoměřice) a západ (Beroun) v parametrech vysokorychlostní trati. [2]

Odkud	Kam	<i>Příklady přínosů pro dojíždění z aglomerace</i>			
		<i>Současný stav</i>		<i>Cílový stav</i>	
		<i>Čas [min.]</i>	<i>Přestupy</i>	<i>Čas [min.]</i>	<i>Přestupy</i>
Roztoky u Prahy	Černošice	60	1 přesun pěšky	30	1 (S-S)
Hostivice	Václavské náměstí	40	1 (S-T)	25	přímo
Český Brod	Vinohradská tržnice	65	2 (S-B-T)	40	1 (S-T)
Černošice	Čelákovice	70	1 přesun pěšky	40	přímo
Kladno	Albertov	60	2 (S-M-T)	40	přímo
Říčany	letišťe	78	3 (S-B-M-B)	45	přímo

Odkud	Kam	<i>Přínosy pro dojíždění z aglomerace</i>			
		<i>Současný stav</i>		<i>Cílový stav</i>	
		<i>Čas [min.]</i>	<i>Přestupy</i>	<i>Čas [min.]</i>	<i>Přestupy</i>
Uhřetěves	Hradčanská	40	2 (S-M-M)	30	přímo
Kbely	Národní divadlo	45	2 (B-M-T)	30	1 (S-T)
Letiště	Vysočany	50	2 (B-M-M)	30-35	1 (S-S)
Letiště	Uhřetěves	70	3 (B-M-M-B)	40	přímo
Podbaba	Albertov	28	2 (T-M-T)	15	přímo
Čakovice	Sídlisko Modřany	70	2 (B-M-B)	35	1 (S-T)

Závěrem

Nové spojení 2 je historická a dnes snad i jediná možná příležitost k posunutí veřejné dopravy v hlavním městě na vyšší úroveň. Jakkoli se může zdát záměr Nového spojení 2 velkolepý, svoji náročností se nevymyká jiným investicím do infrastruktury, ať již realizovaných státem nebo i samotným městem Prahou. Z příkladů z jiných zemí bychom měli převzít i to, že na takovýchto investicích participují různou měrou všechny úrovně veřejné správy – stát, region i město. Pomineme-li města s velmi dlouhou (i když někdy složitou) železniční historií jako třeba Berlín, tak za městy jako Mnichov či Frankfurt má Praha zpoždění více jak 30 let!

Literatura:

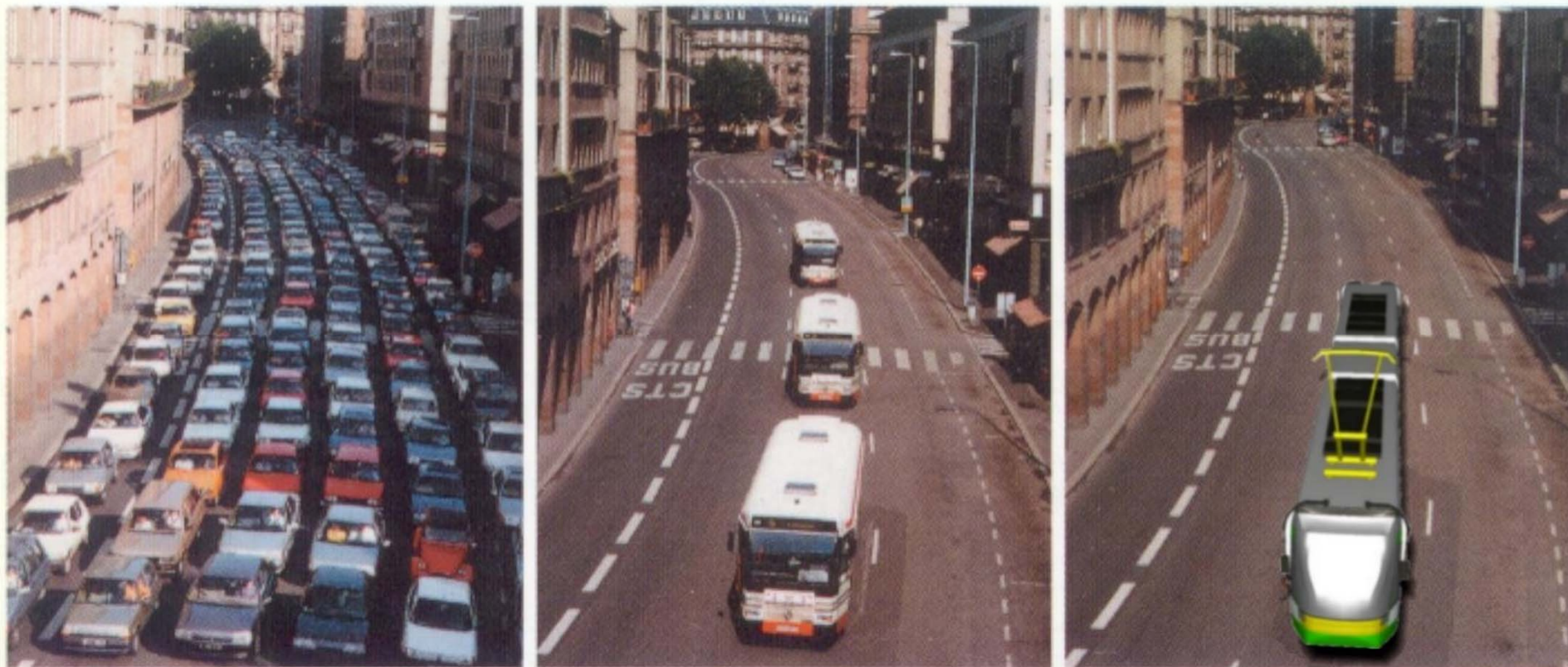
- [1] Vachtl M.: Nové spojení II – městský železniční tunel.
SUDOP Revue 2/2009, SUDOP PRAHA a.s., 2009
- [2] Lejčar, I.; Adámek, P.; Záruba, T.; Šlegel, P.: Příměstská železnice – páteř veřejné dopravy v aglomeracích, Centrum pro efektivní dopravu, o.s., 2010



PŘÍMĚSTSKÁ ŽELEZNICE - PÁTEŘ VEŘEJNÉ DOPRAVY V AGLOMERACÍCH

Bezpečná, rychlá, kapacitní a udržitelná doprava

PŘÍMĚSTSKÁ ŽELEZNICE PODPORUJE UDRŽITELNOU DOPRAVU VE MĚSTĚ



Zábor uličního prostoru - propagace obnovy tramvaje Štrasburk 1994

TRAMVAJ - cca 150 cestujících, polovina ve stoje

METRO - 3 tramvaje - cca 450 cestujících, polovina ve stoje

VLAK - cca 1,5 metra – 620 cestujících, ale **VŠICHNI VSEDĚ**

PŘÍMĚSTSKÁ ŽELEZNICE PODPORUJE UDRŽITELNOU DOPRAVU VE MĚSTĚ

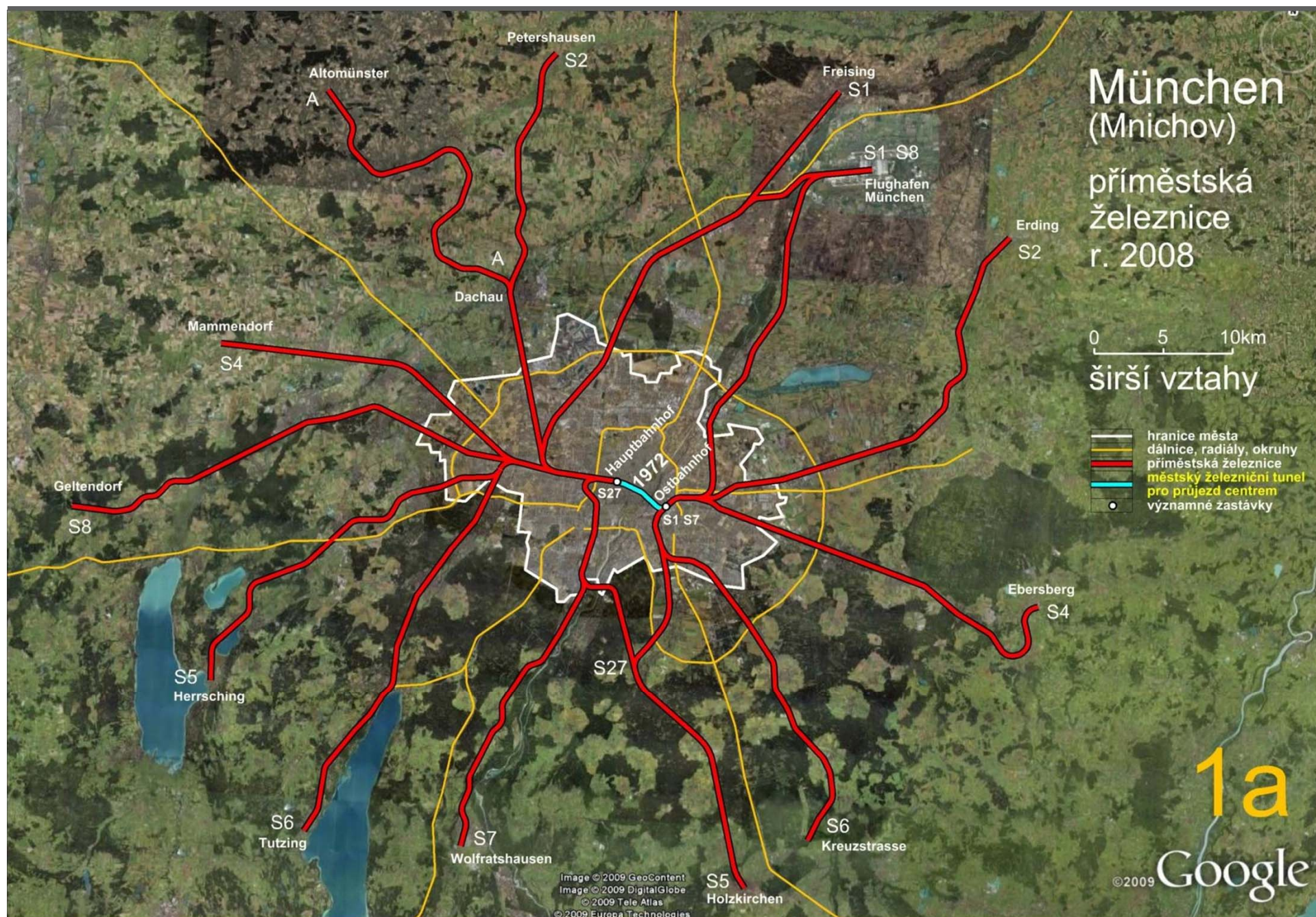
ZÁKLADNÍ PRINCIPY

- 1. PRŮJEZDNÉ LINIE MĚSTSKÝM CENTREM**
- 2. HUSTÁ SÍŤ ZASTÁVEK V CENTRU**
- 3. DOBRÉ PŘESTUPNÍ VAZBY** na dálkovou dopravu
- 4. PROSTOROVÁ KOORDINACE** s ostatní dopravou
- 5. NAPOJENÍ LETIŠTĚ** na centrum a hlavní nádraží

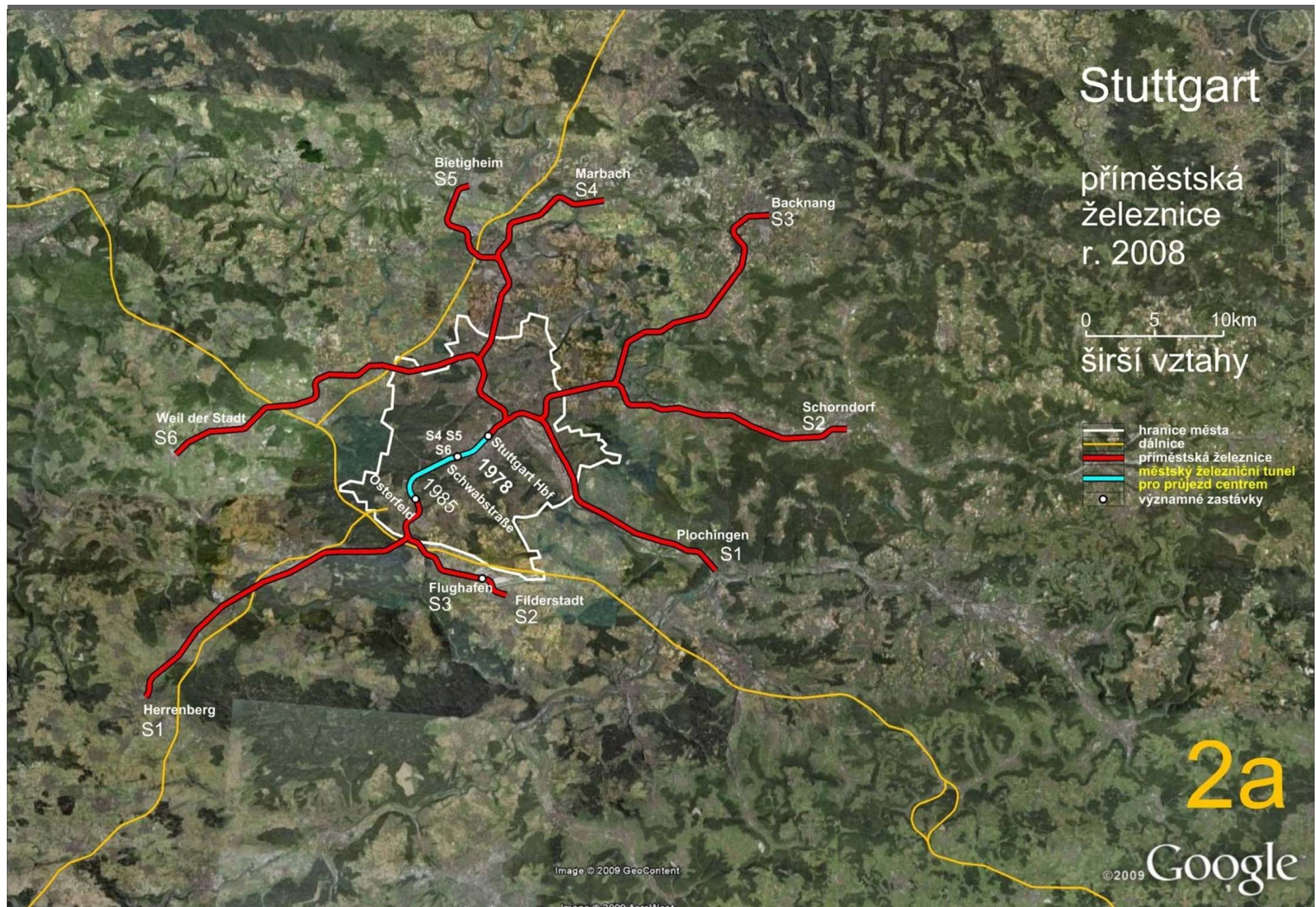
ZÁKLADNÍ PODMÍNKY

- 1. PŘÍMĚŘENÁ SEGREGACE TRATÍ**
- 2. POUŽÍVÁNÍ MODERNÍ TECHNOLOGIE**
- 3. DOSTATEK FINANČNÍCH ZDROJŮ**

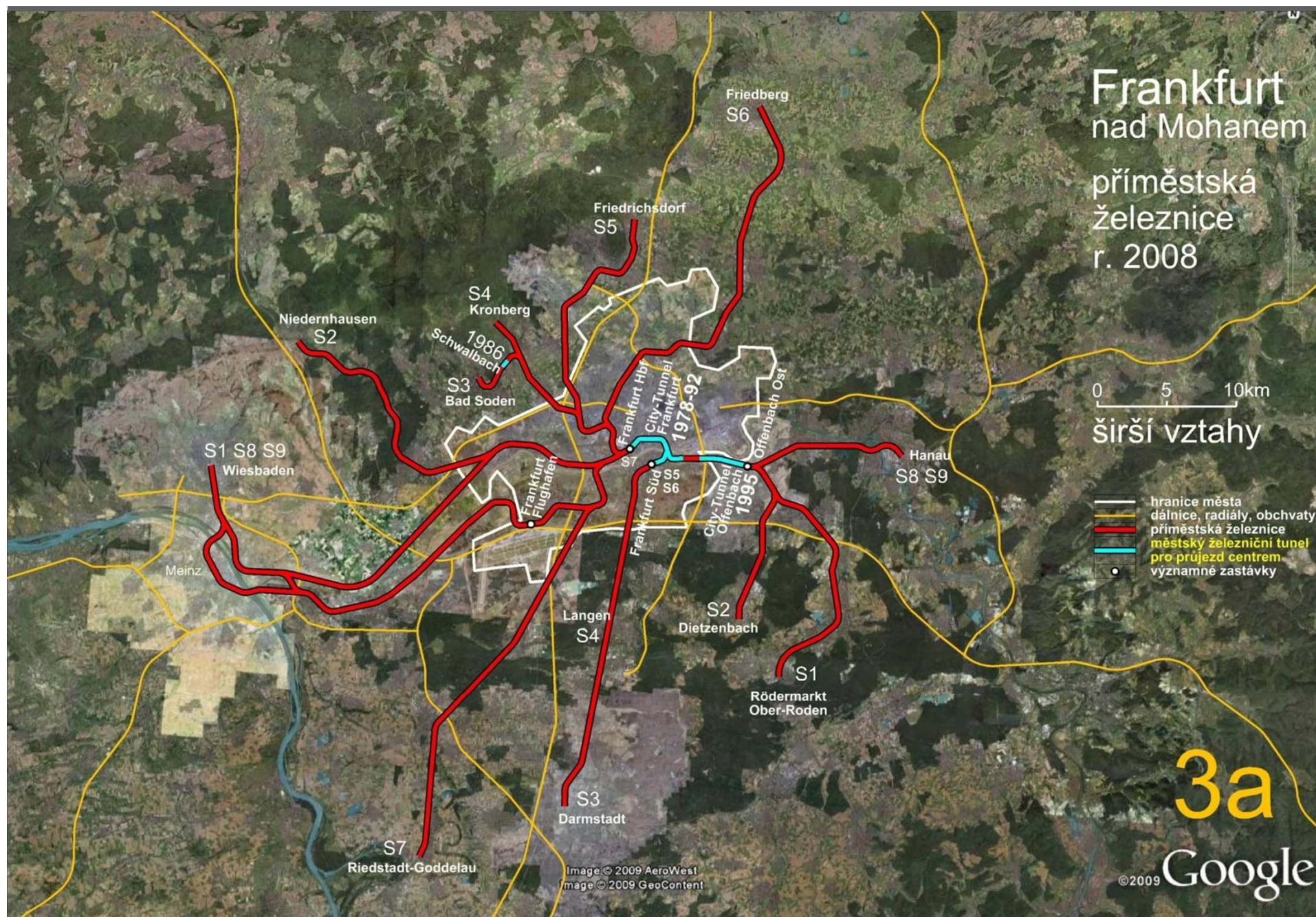
MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



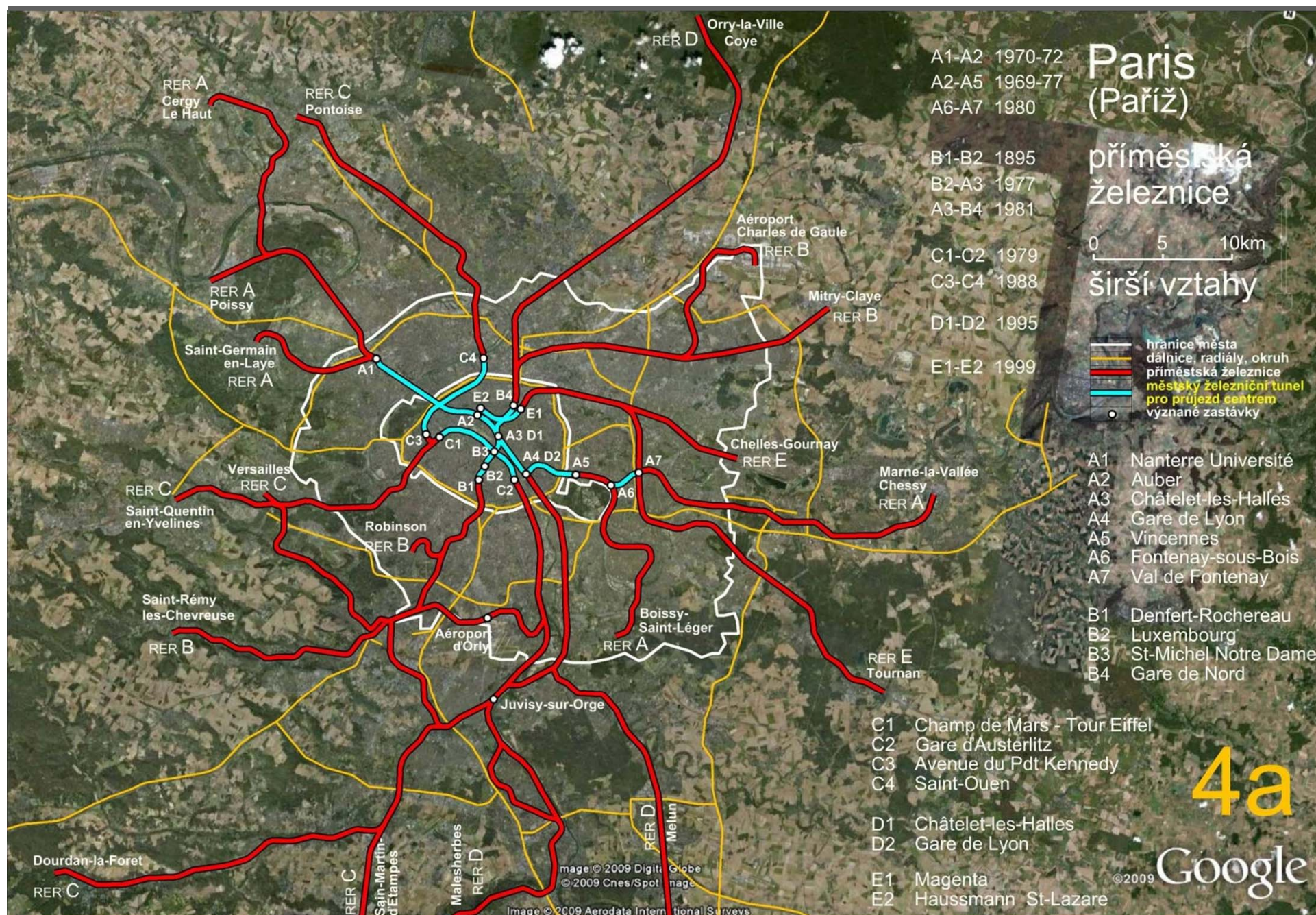
MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



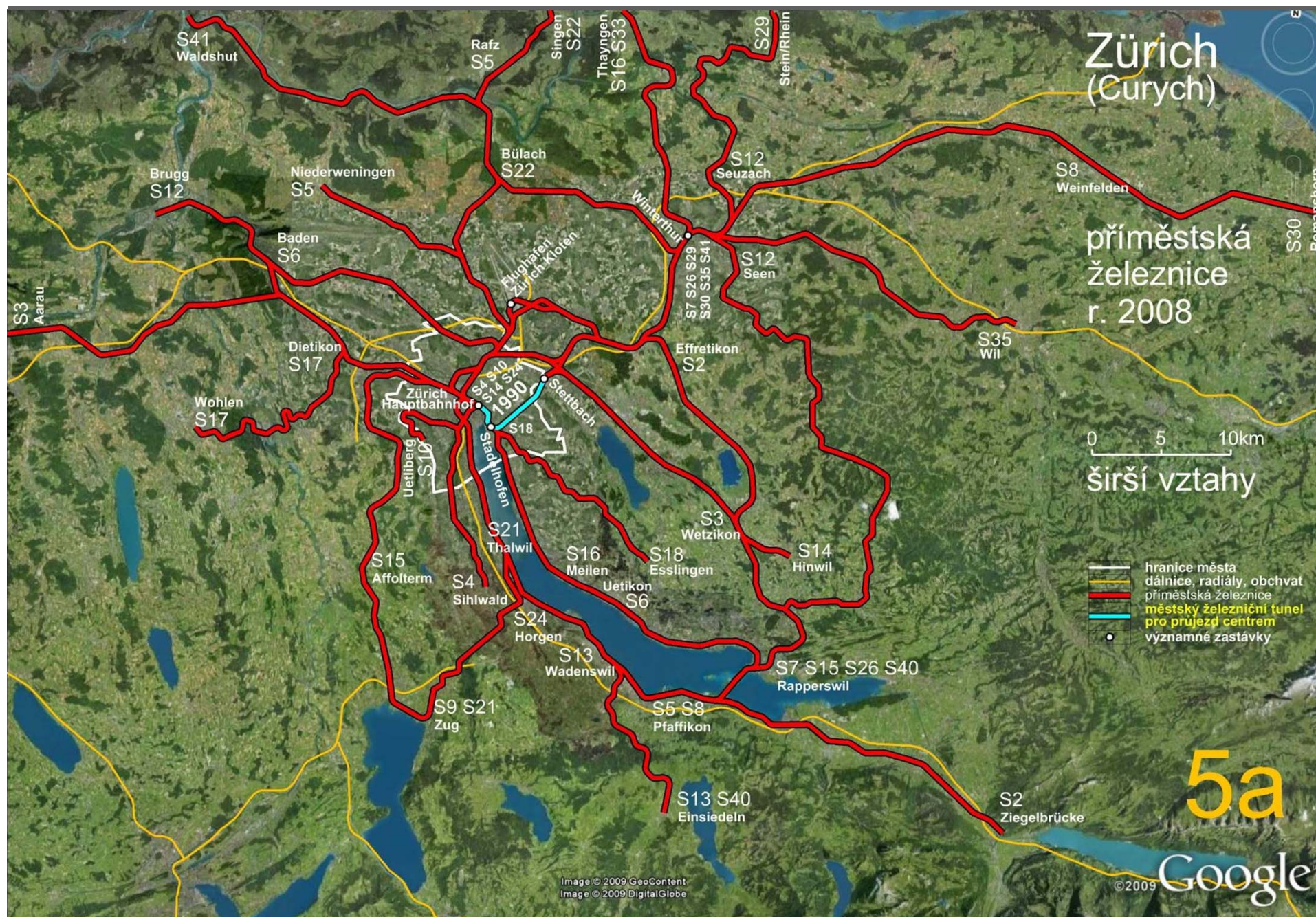
MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



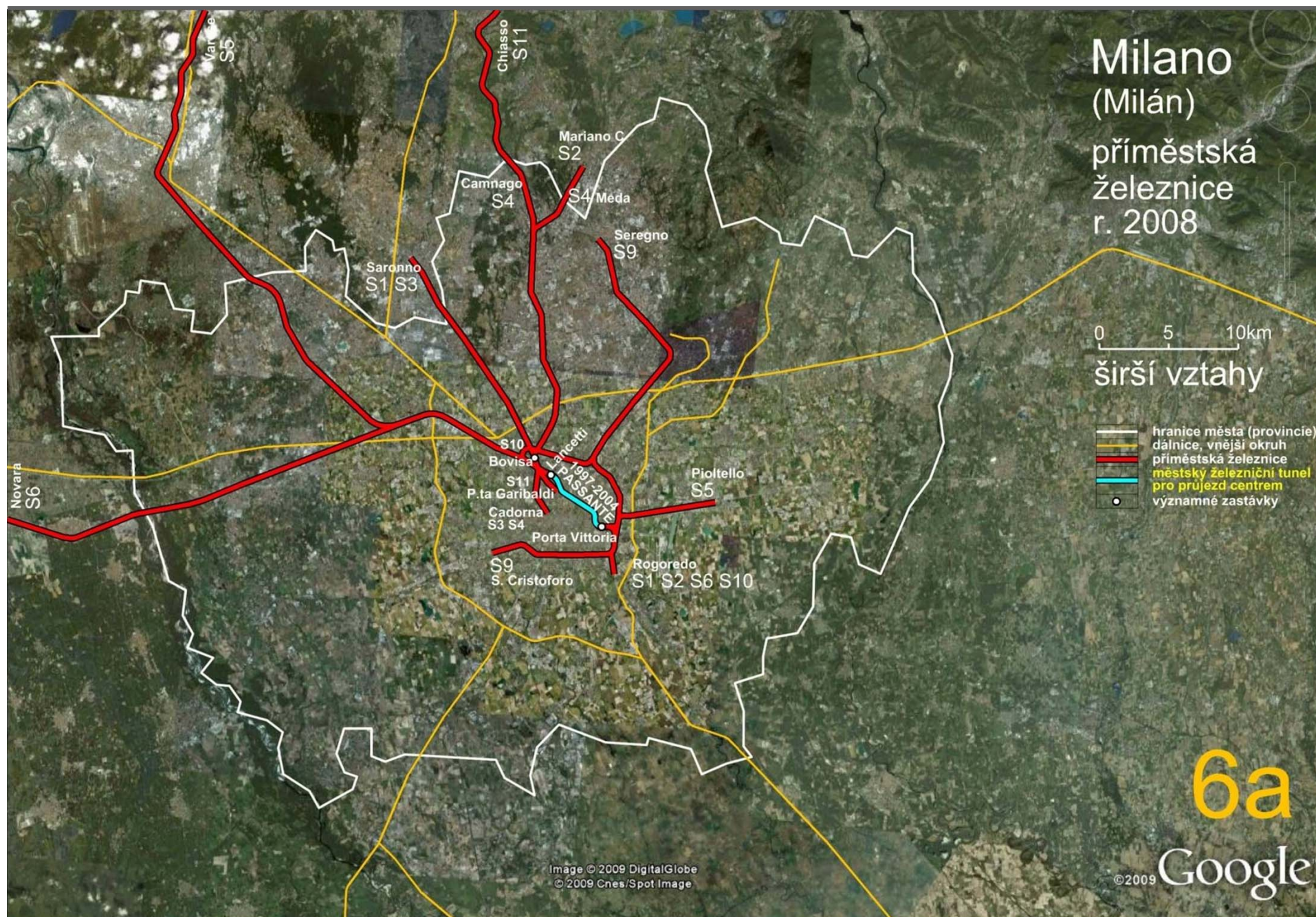
MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



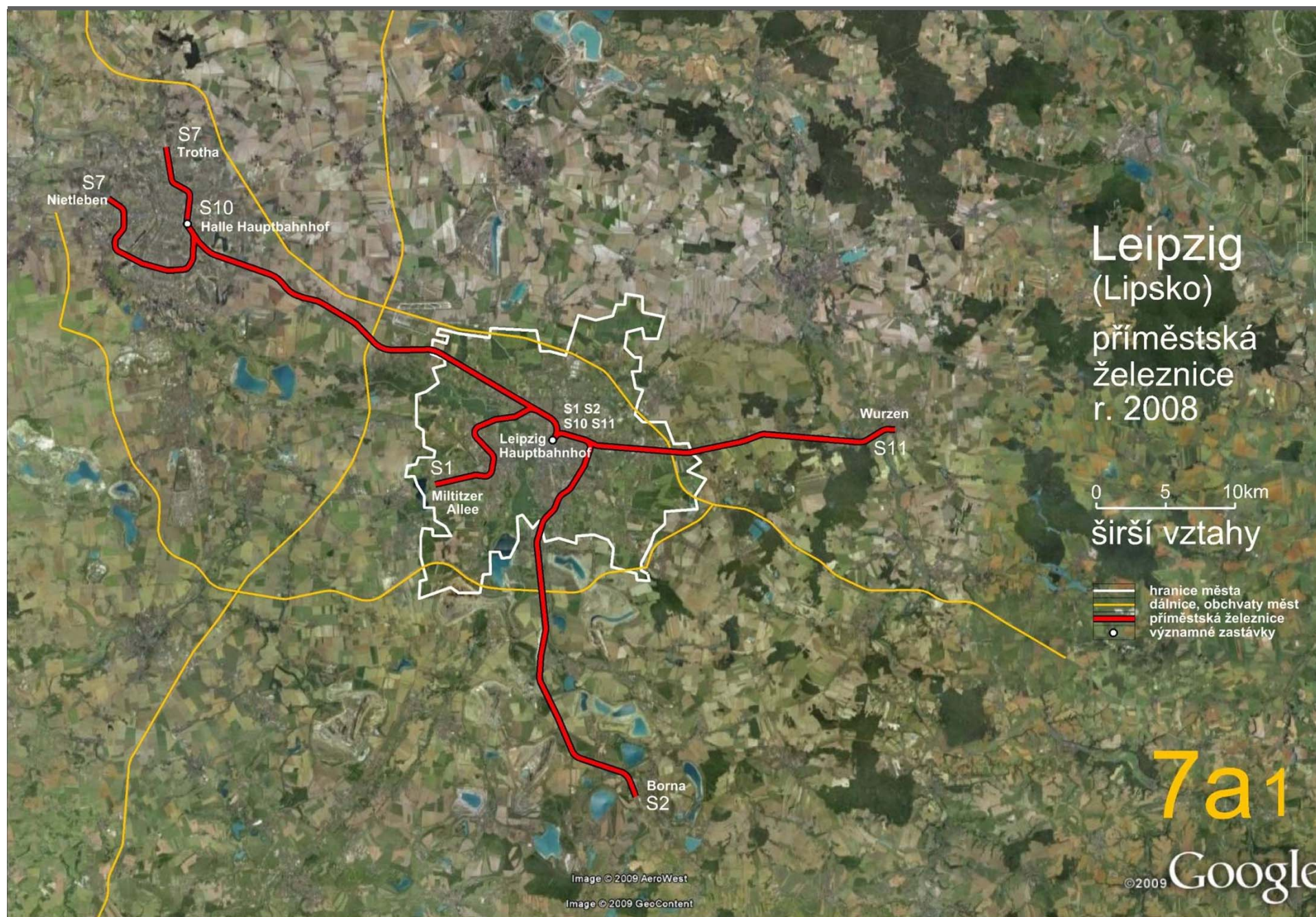
CEDOP
Centrum pro efektivní dopravu, o.s.



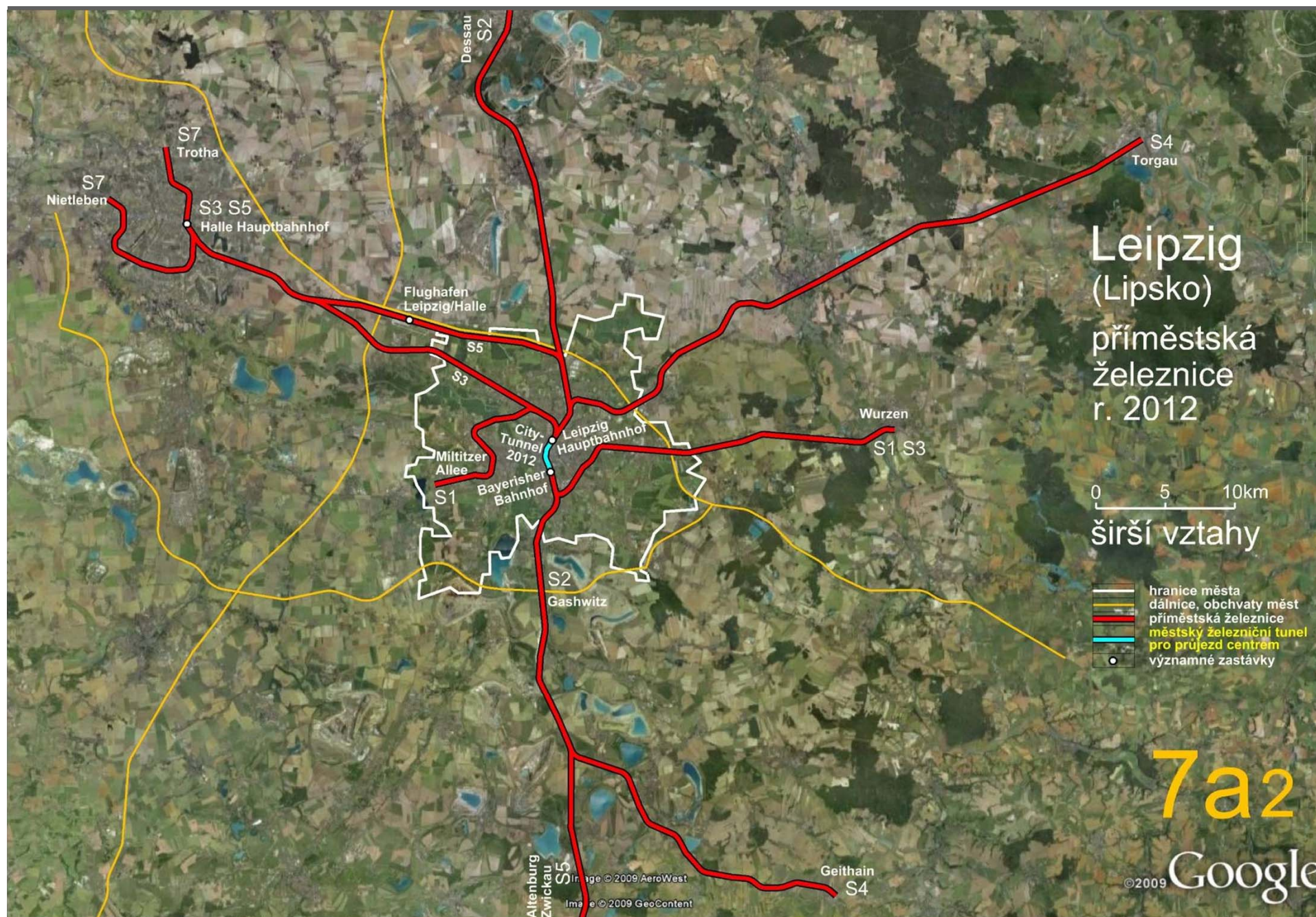
MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



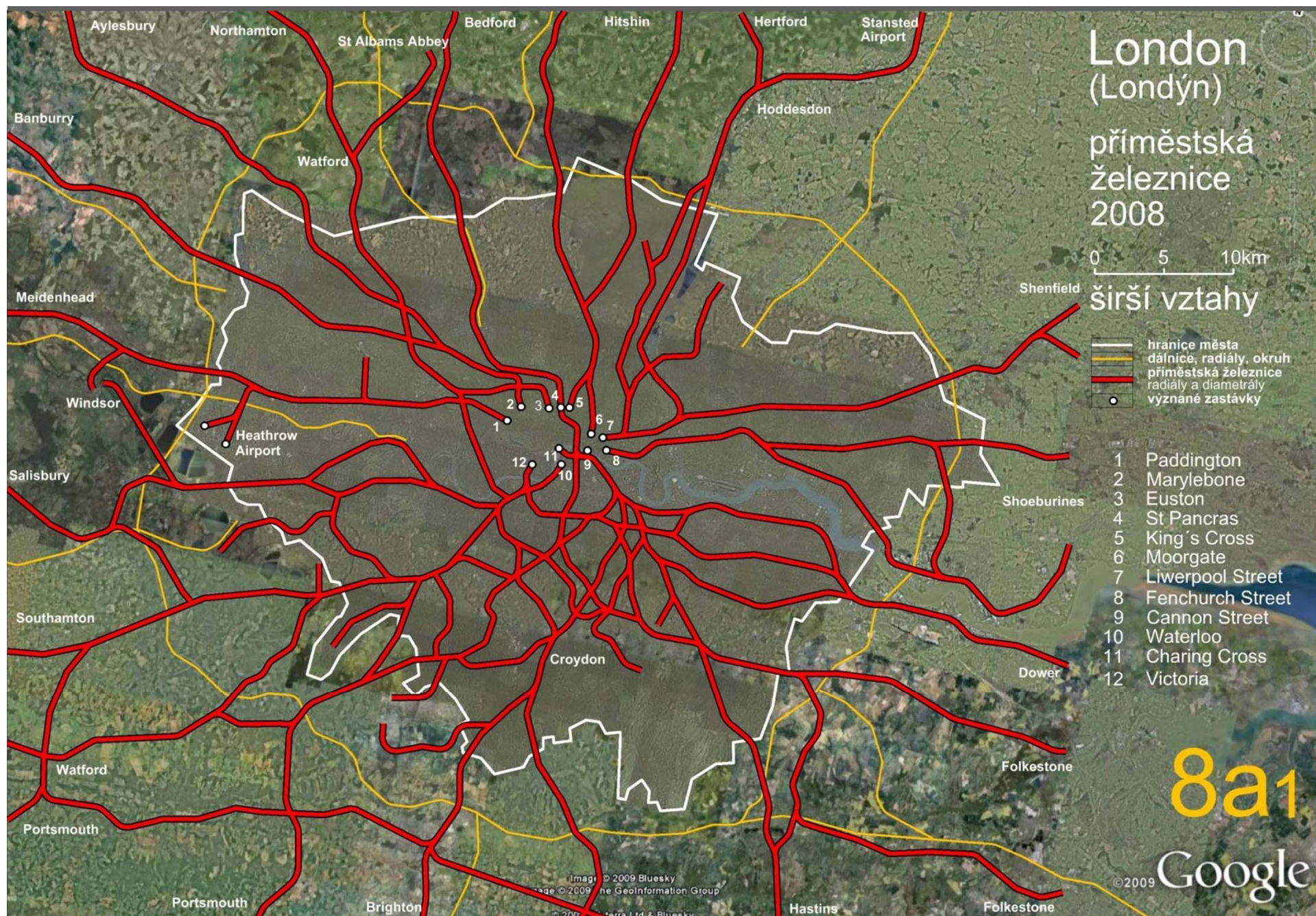
MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



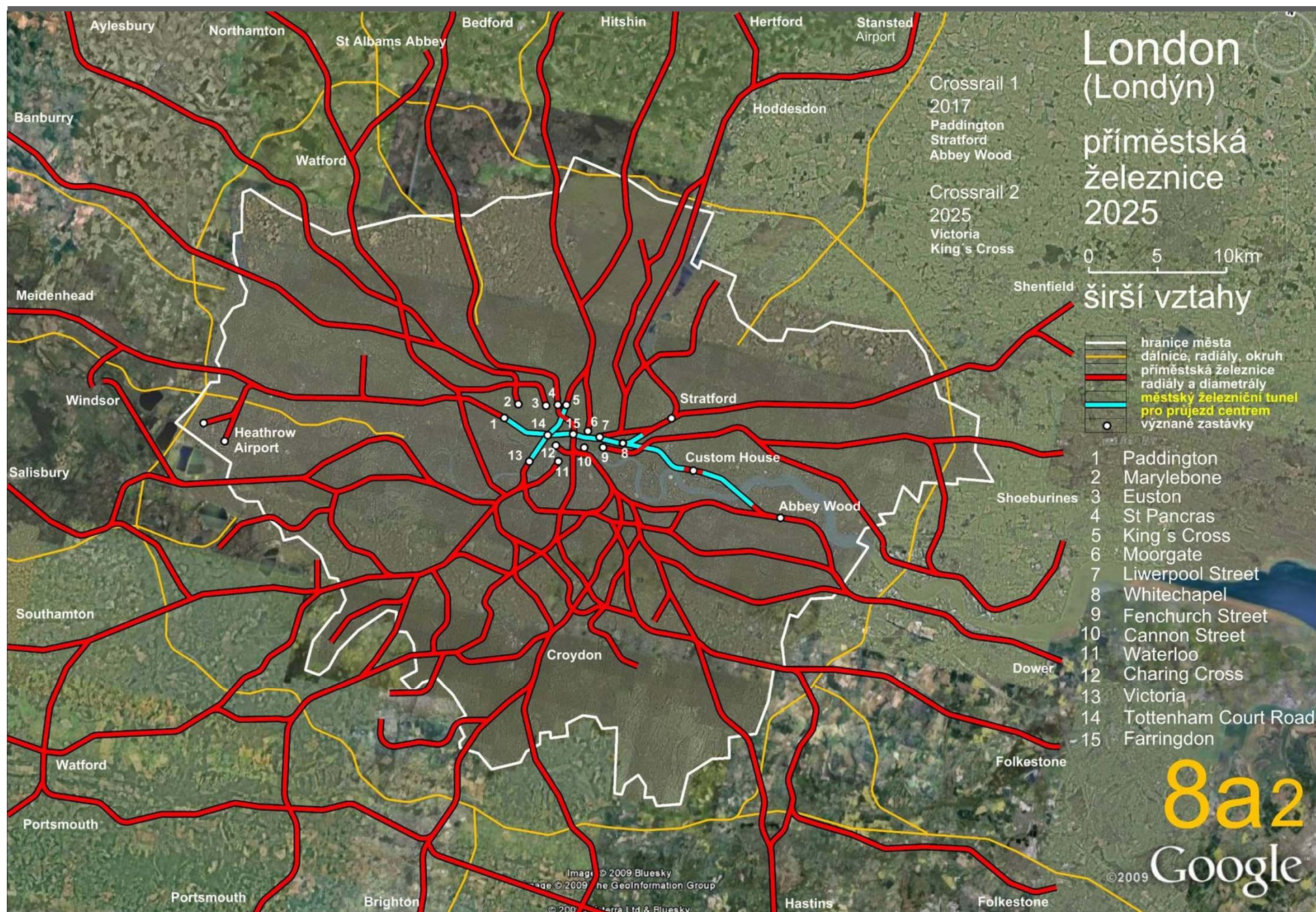
MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



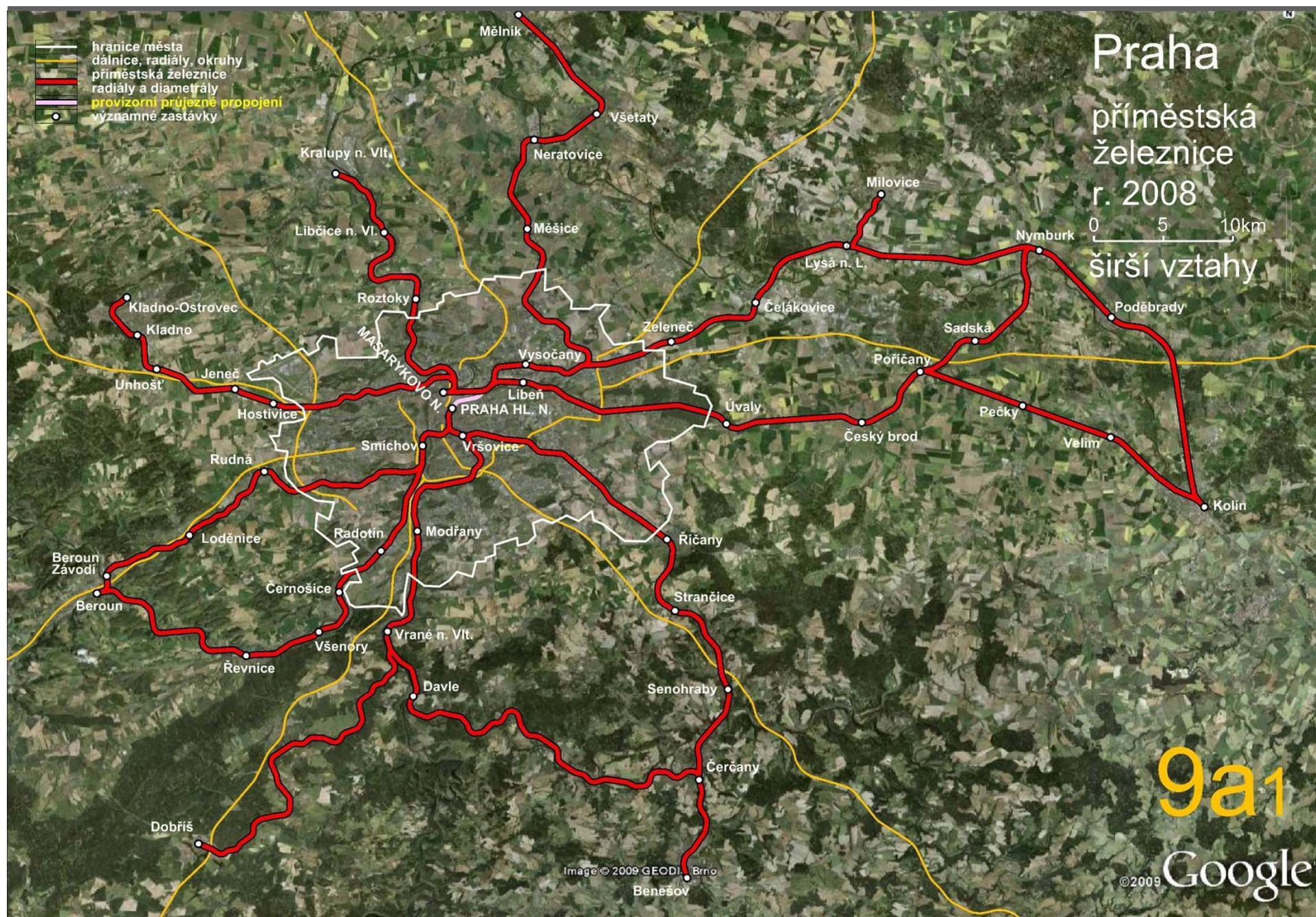
MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



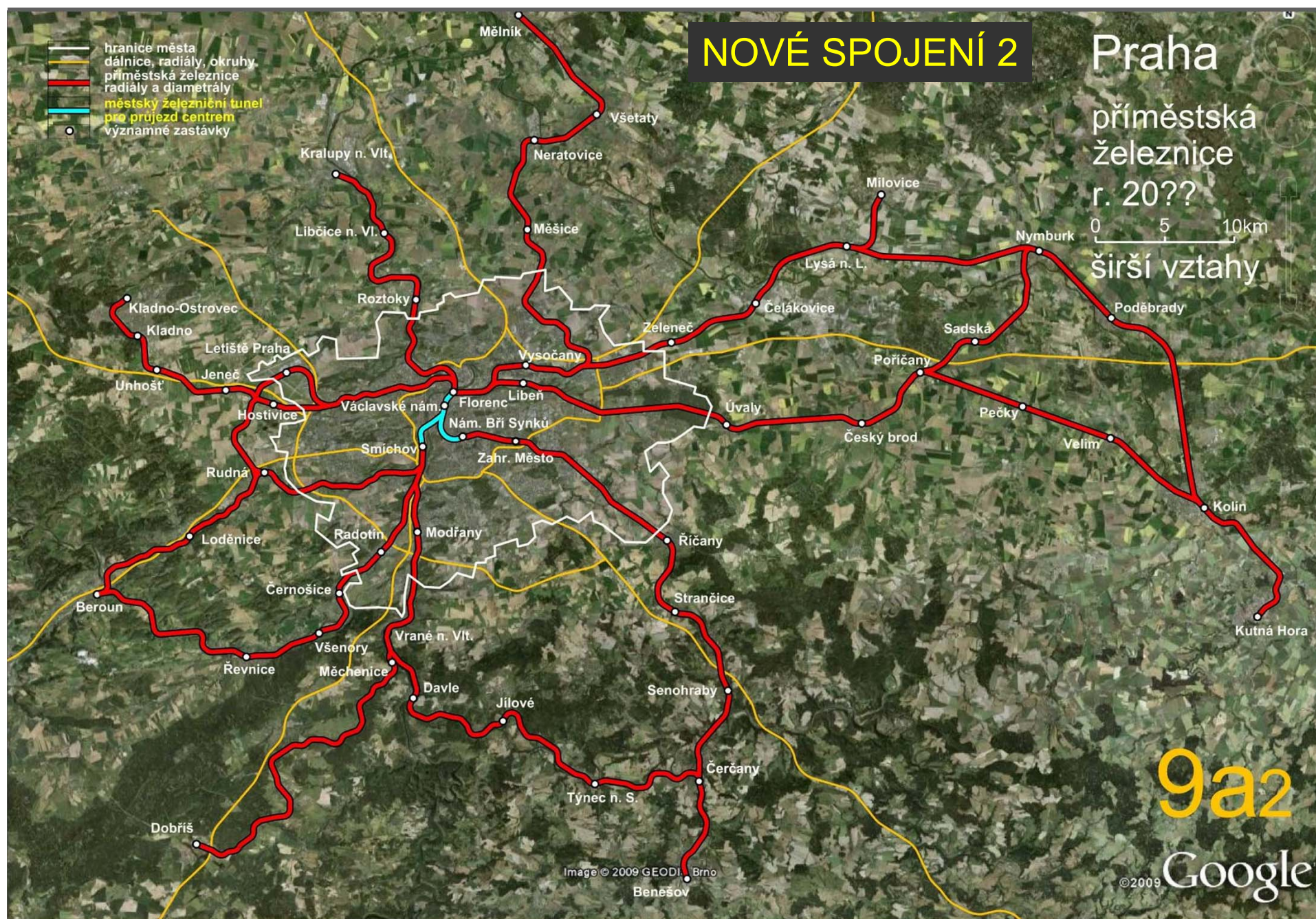
MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



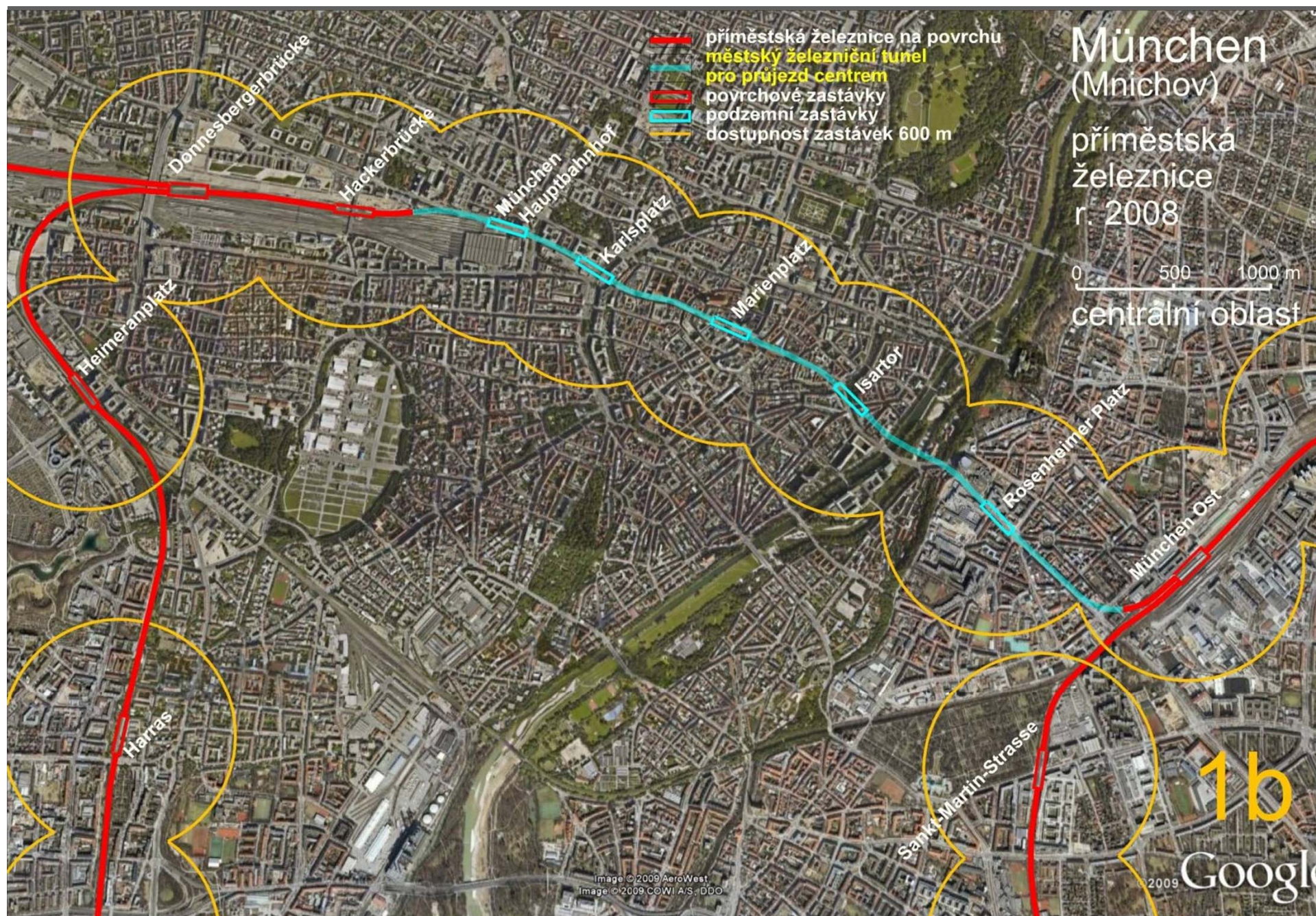
MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



1. MÜNCHEN (MNICHOV)

POČET OBYVATEL		1 300 000	
OBYVATEL V REGIONU		2 400 000	včetně Mnichova
PŘÍMĚSTSKÁ ŽELEZNICE		S-BAHN	obsluhující region
	počet linek	10	
	délka tratí	447,0 km	
	počet stanic	136	
	městský tunel	3,5 km	zprovozněn 1972
	podzemních stanic	5	
	délka nástupiště	210 m	
	interval vlakov v tunelu	1-2 min.	
MĚSTSKÉ KOLEJOVÉ SYSTÉMY		U-BAHN	metro s povrchní úseky
	počet tras	3	rozvětvené konce
	počet linek	6	
	délka tratí	93 km	
	počet stanic	100	
		TRAM	klasická tramvaj
	počet linek	10	
	délka tratí	71 km	

MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích

Mnichov - Marienplatz



Mnichov - Marienplatz





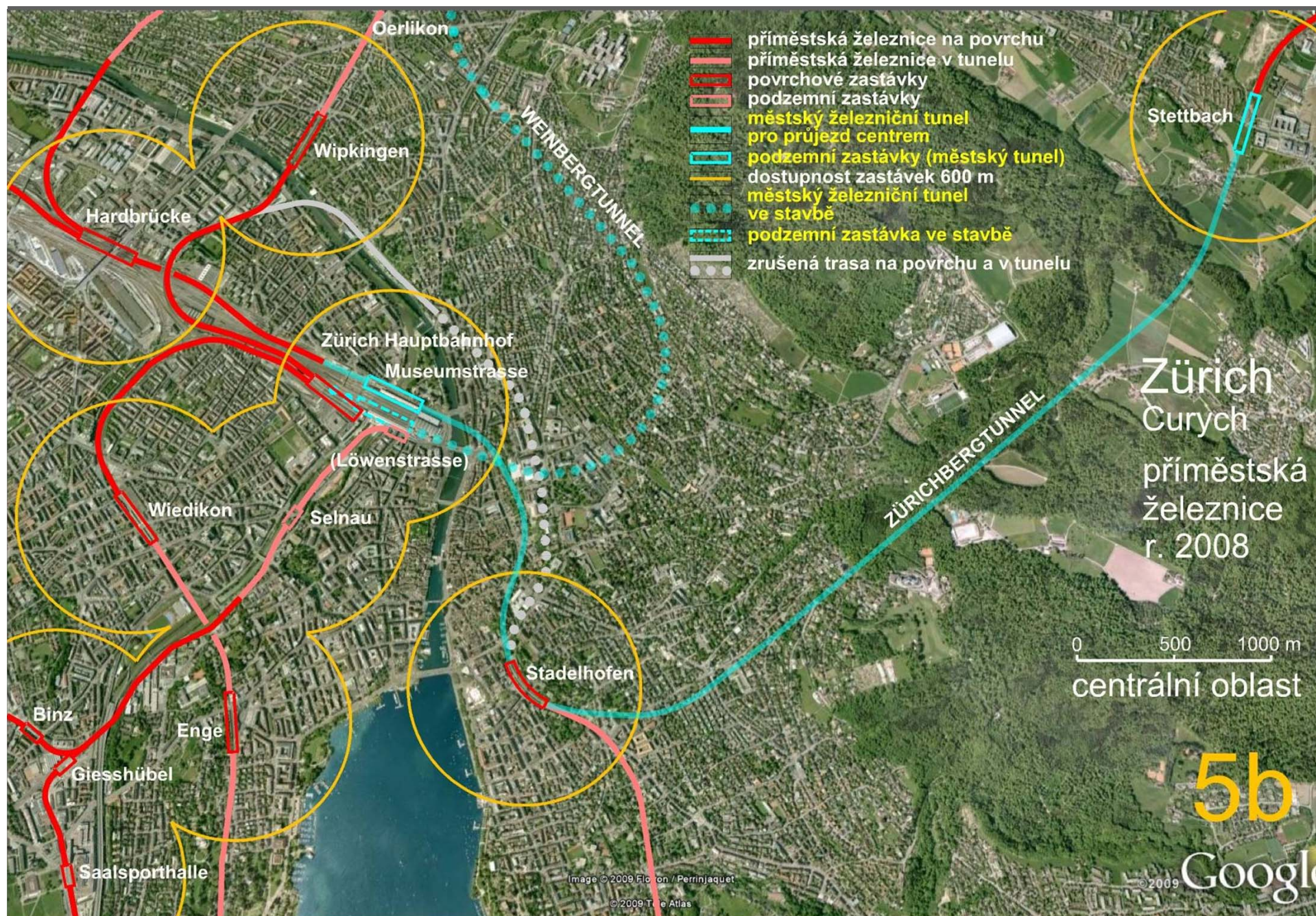
Foto: R. SCHWANDL

Mnichov - podzemní stanice Marienplatz

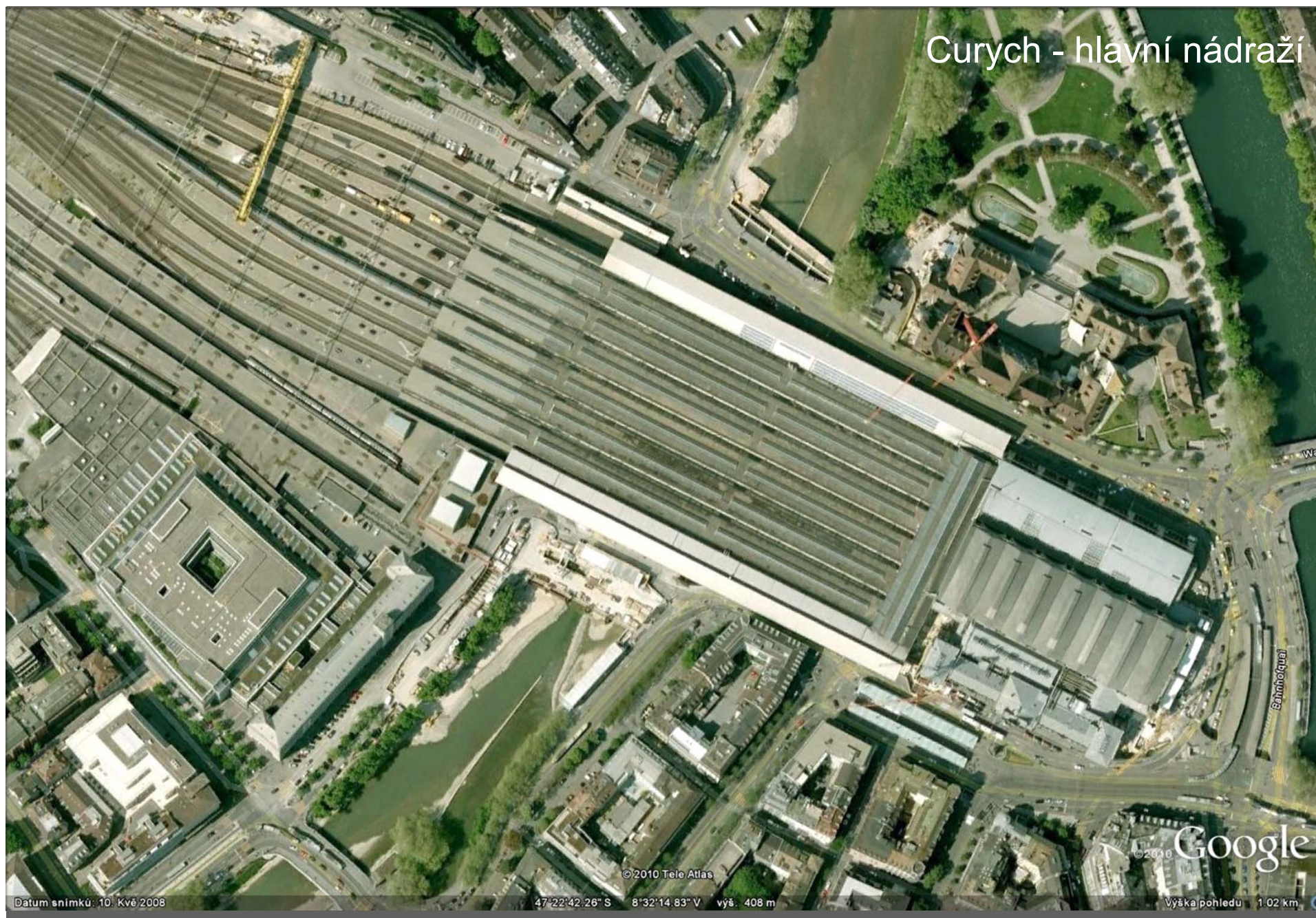
5. ZÜRICH (CURYCH)

POČET OBYVATEL		350 000	
OBYVATEL V REGIONU		1 300 000	vč. Zürichu
PŘÍMĚSTSKÁ ŽELEZNICE		S-BAHN	obsluhující region
	počet linek	27	z toho 1 na 1000 mm
	délka tratí	380,0 km	
	počet stanic	171	
	městský tunel	5,0 km	Zürichbergtunnel 1990
	městský tunel ve stavbě	4,8 km	Weinbergtunnel 2013
	podzemních stanic	6	2 na městském tunelu
	podz. stanic ve stavbě	1	1 na městském tunelu
	délka nástupiště	300 m	
	intervaly vlaků v tunelu	2 min.	
MĚSTSKÉ KOLEJOVÉ SYSTÉMY		TRAM	tramvaj 1000 mm
	počet linek	13	
	délka tratí	114 km	

MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



Curych - hlavní nádraží





Curych – hl. nádraží otevřené do Museumstrasse



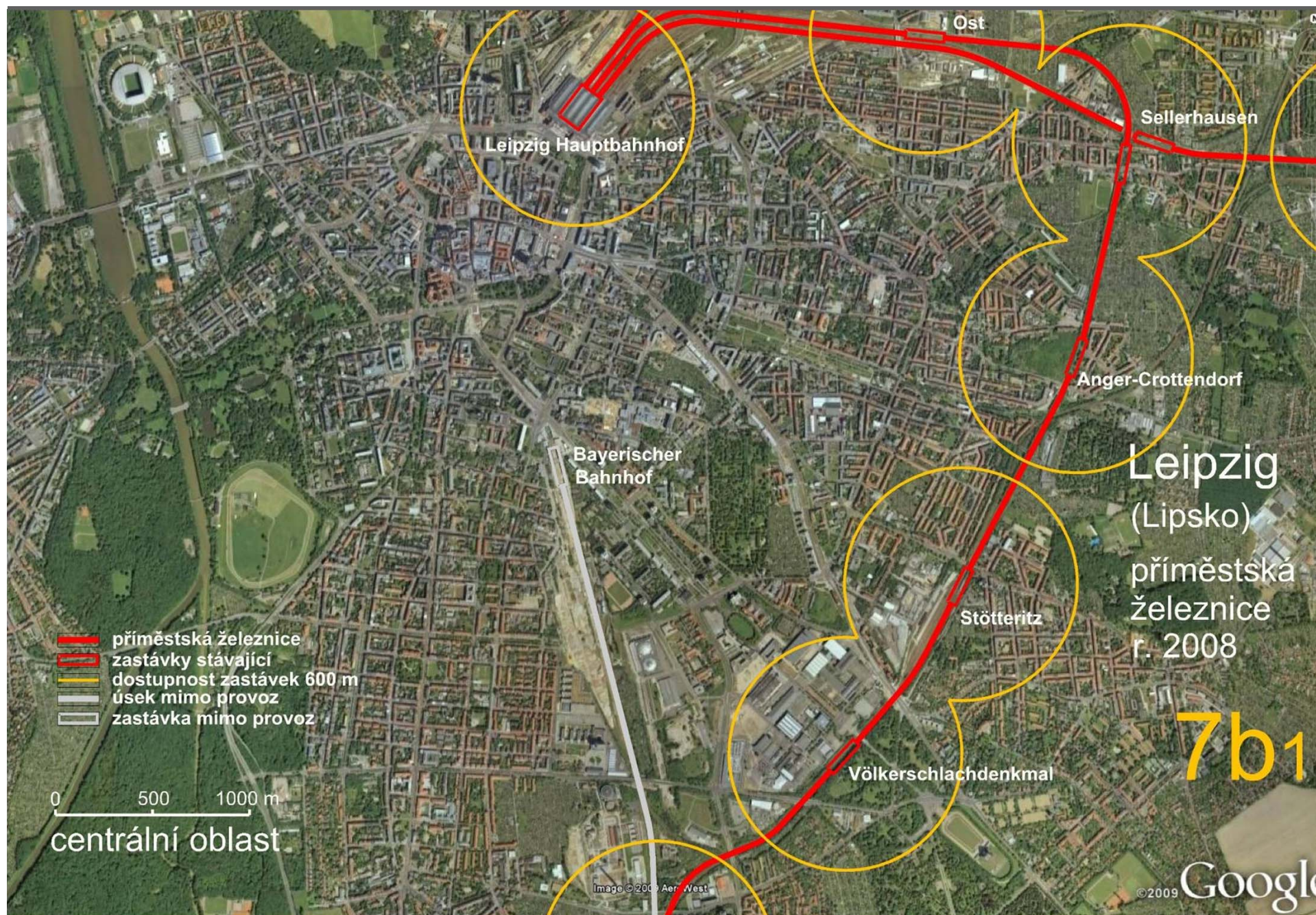
Curych – podzemní stanice hl. nádraží - Museumstrasse

Foto: R. SCHWANDL

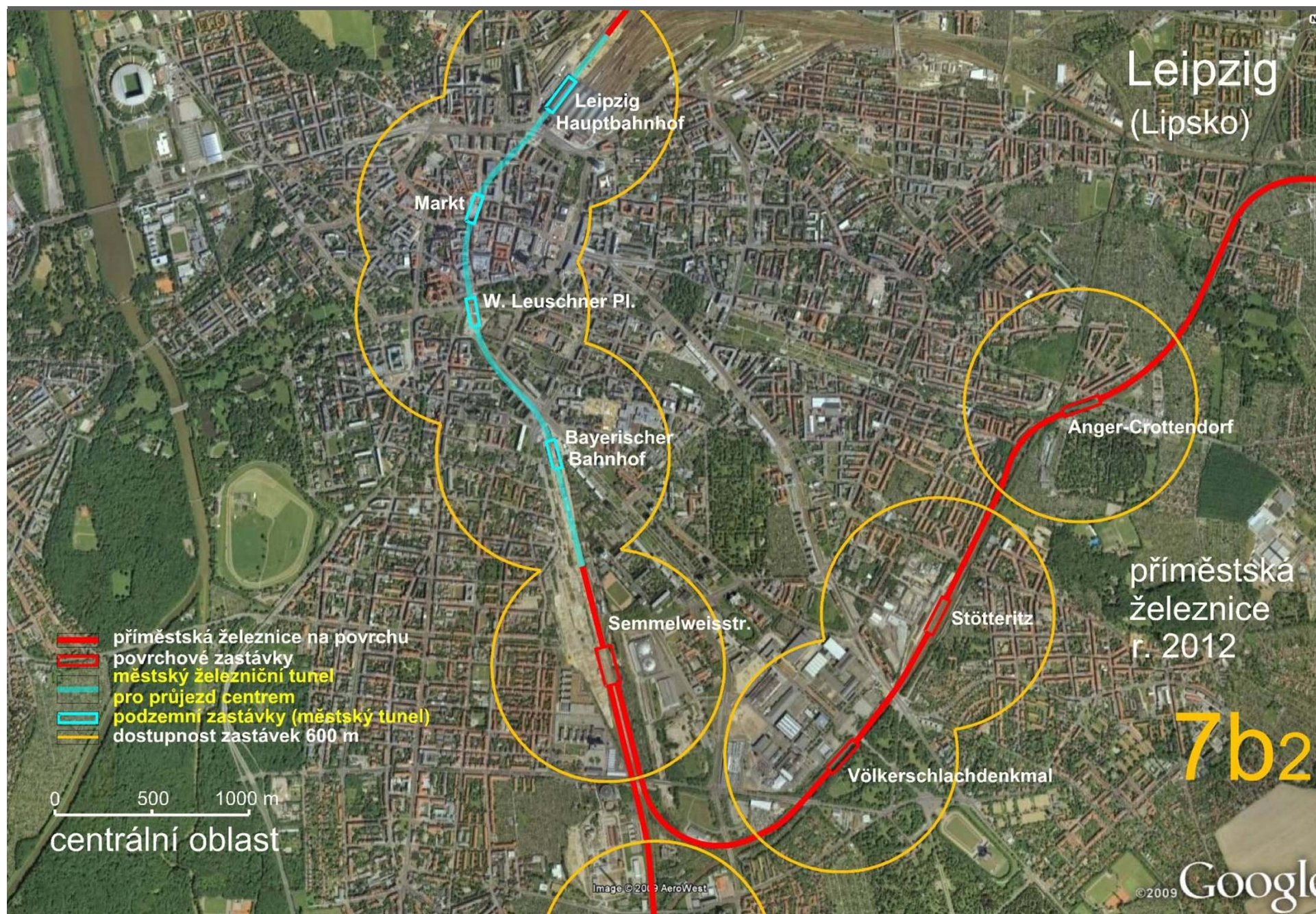
7. LEIPZIG (LIPSKO)

POČET OBYVATEL		513 000	
OBYVATEL V REGIONU		900 000	Leipzig / Halle
PŘÍMĚSTSKÁ ŽELEZNICE		S-BAHN	obsluhující region
	počet linek	5	vč. Halle
	délka tratí	127 km	
	počet stanic	57	
	městský tunel ve stavbě	3,9 km	City Tunnel Leipzig 2012
	podz. stanic ve stavbě	4	
	dl. nástupiště v tunelu	145 m	225 m Hauptbahnhof
	interval vlakov v tunelu	5 min.	
MĚSTSKÉ KOLEJOVÉ SYSTÉMY		TRAM	
	počet linek	14	
	délka tratí	148 km	

MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



Lipsko - Marktplatz



Zdroj: www.sights-and-culture.com/Germany/Leipzig-1.html

Lipsko – podzemní stanice Marktplatz



Markt

MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích

Lipsko – podzemní stanice hl. nádraží



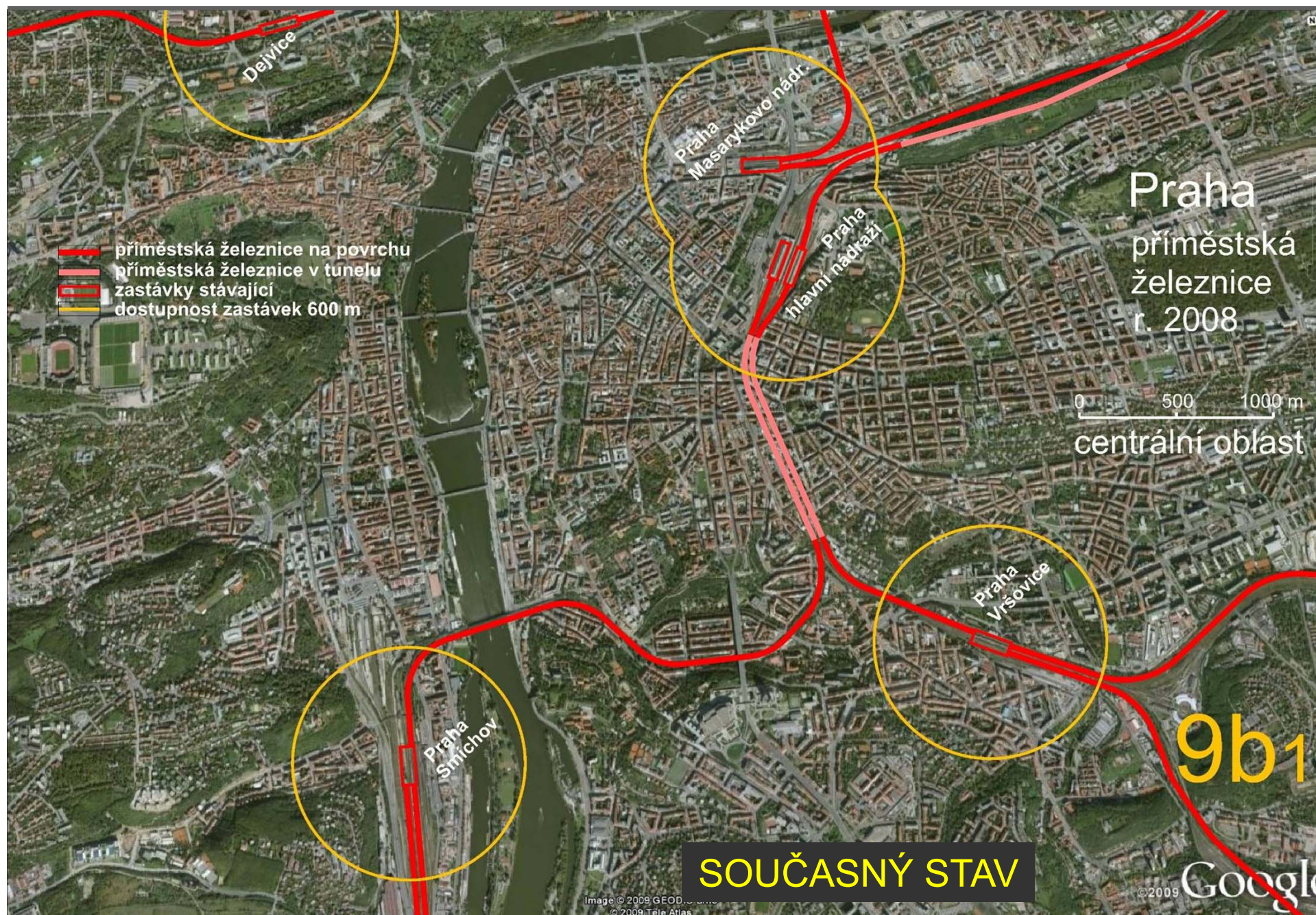
Zdroj: citytunnelleipzig.de

Aldinger & Wolf
Visualisierungen

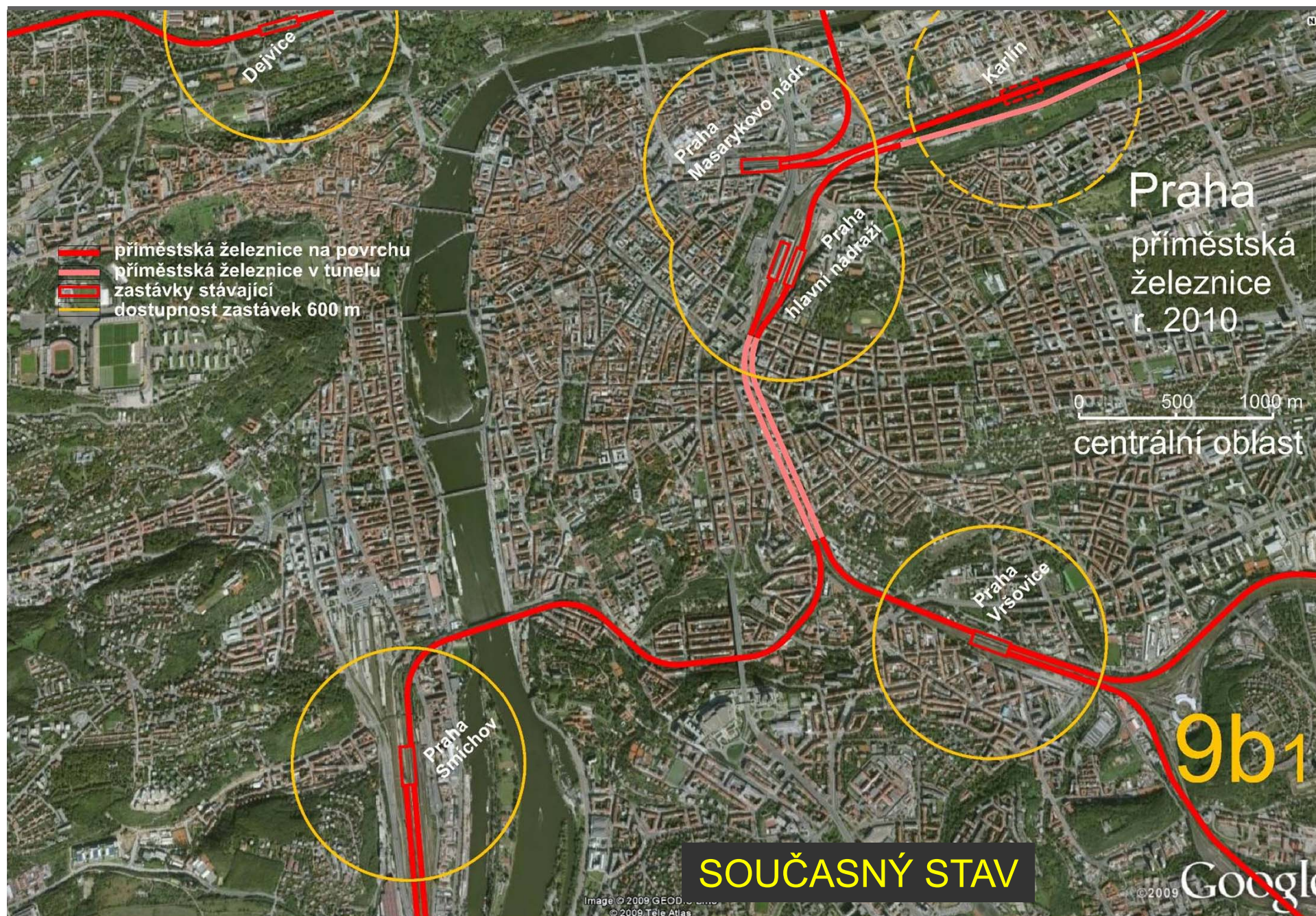
9. PRAHA

POČET OBYVATEL		1 250 000	
OBYVATEL V REGIONU		1 900 000	vč. Prahy
PŘÍMĚSTSKÁ ŽELEZNICE		ESKO	obsluhující region
	počet linek (radiálních)	13	
	délka tratí	493 km	
	délka nástupiště	200 (170) m	
	interval vlakov (min.)	15 min.	
MĚSTSKÉ KOLEJOVÉ SYSTÉMY		METRO	metro s povrchní úseky
	počet tras	3	nevětvěné konce
	počet linek	3	
	délka tratí	55 km	
		TRAM	klasická tramvaj
	počet linek	25	
	délka tratí	141 km	

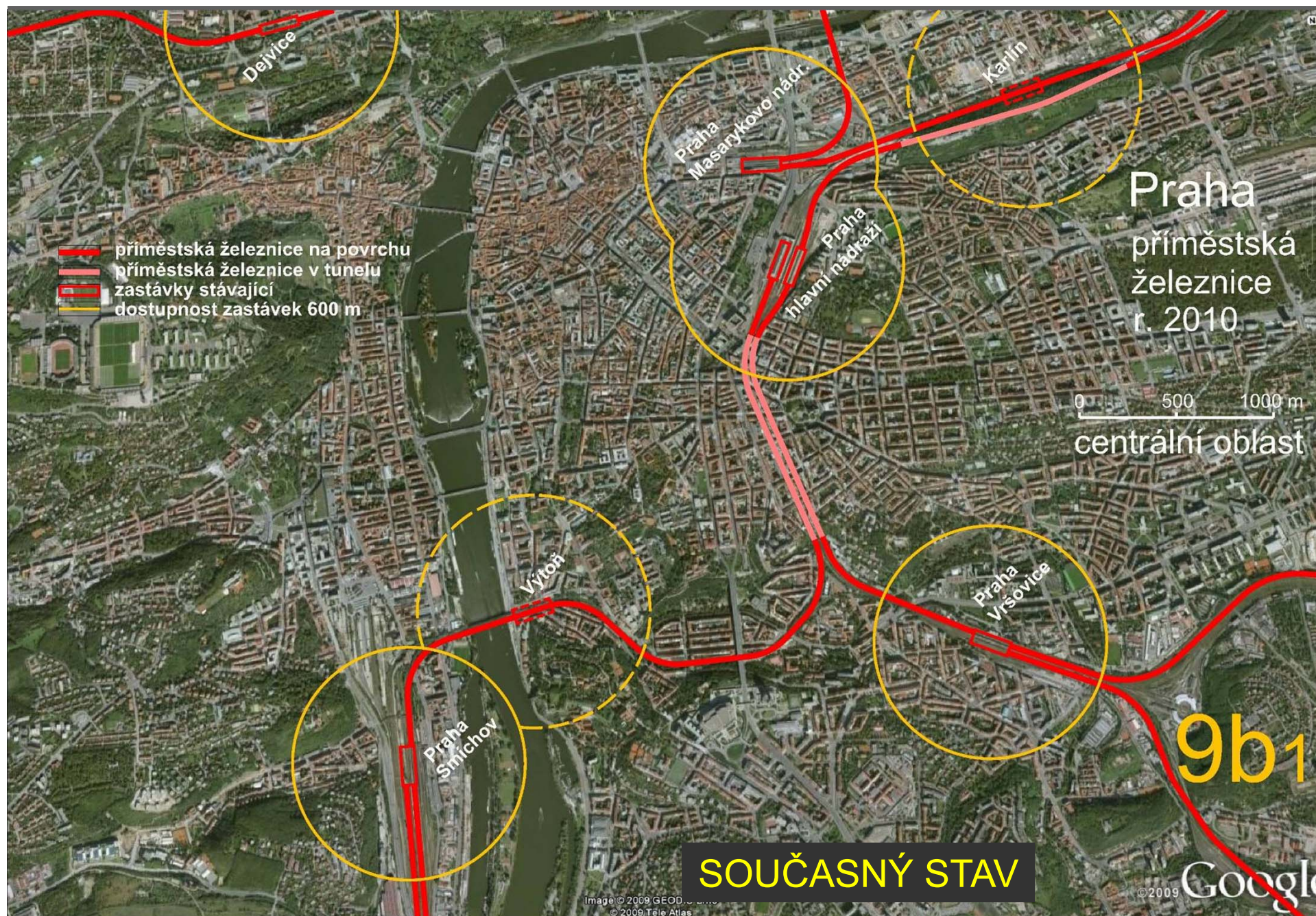
MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



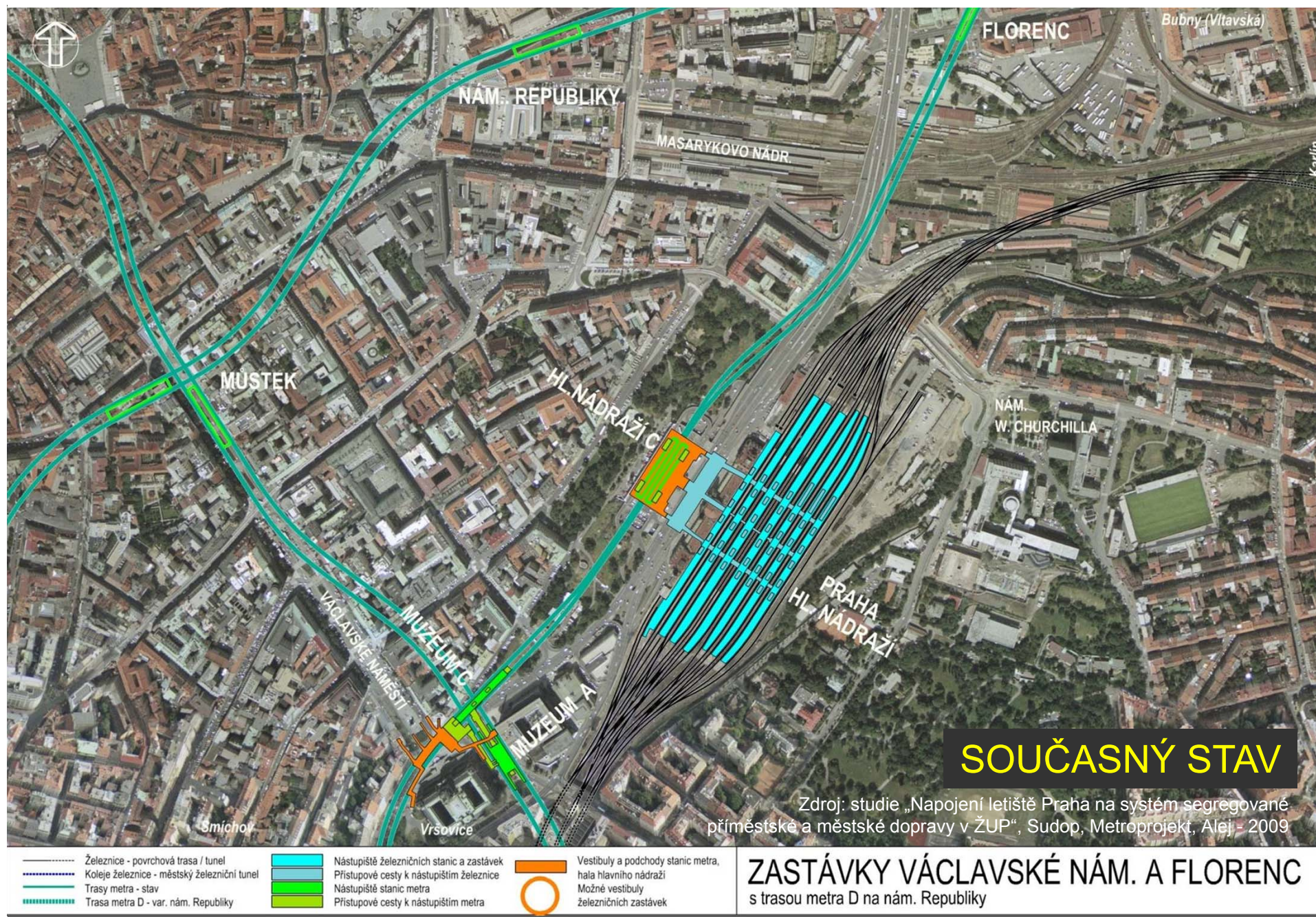
MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



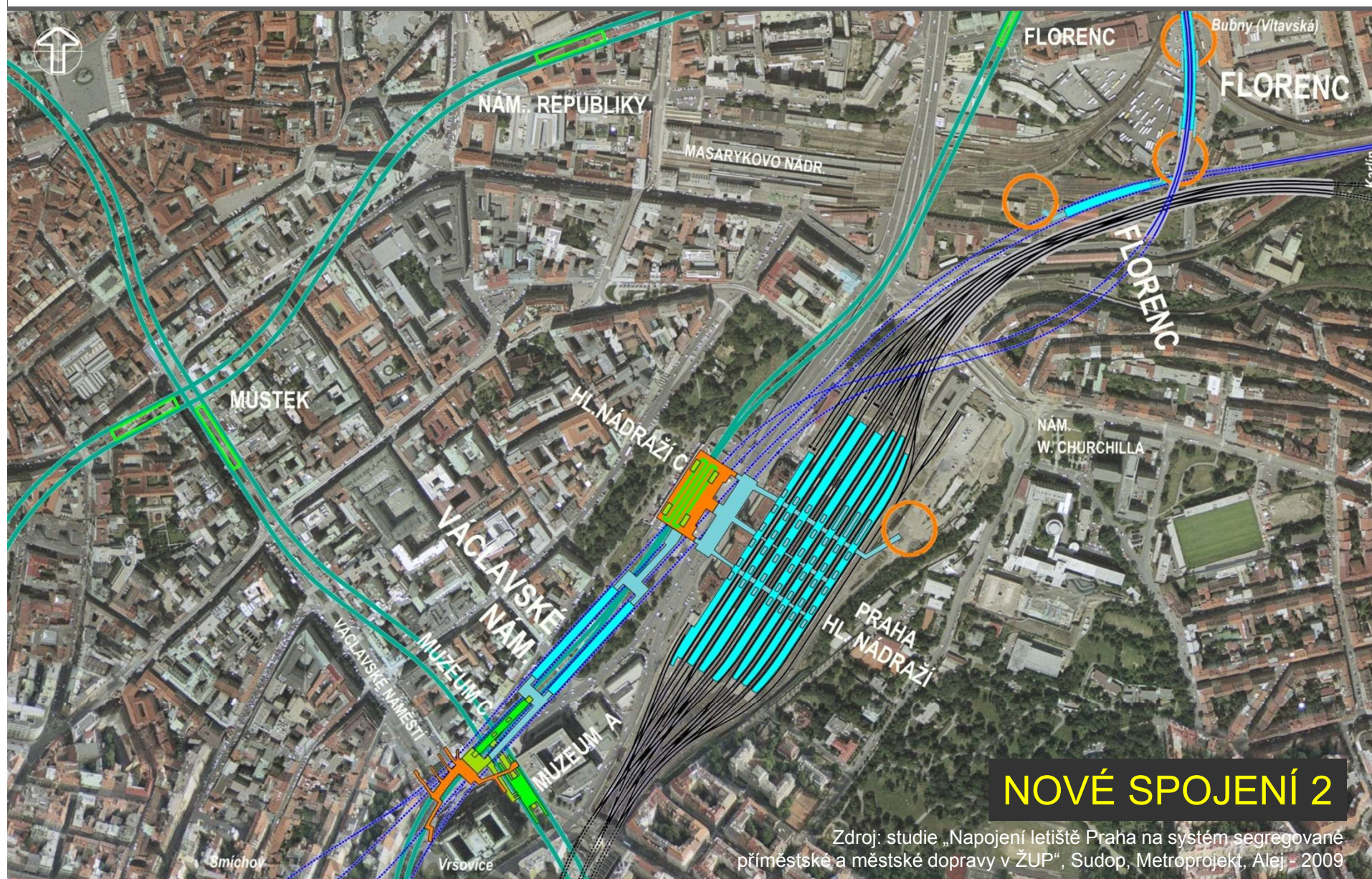
MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



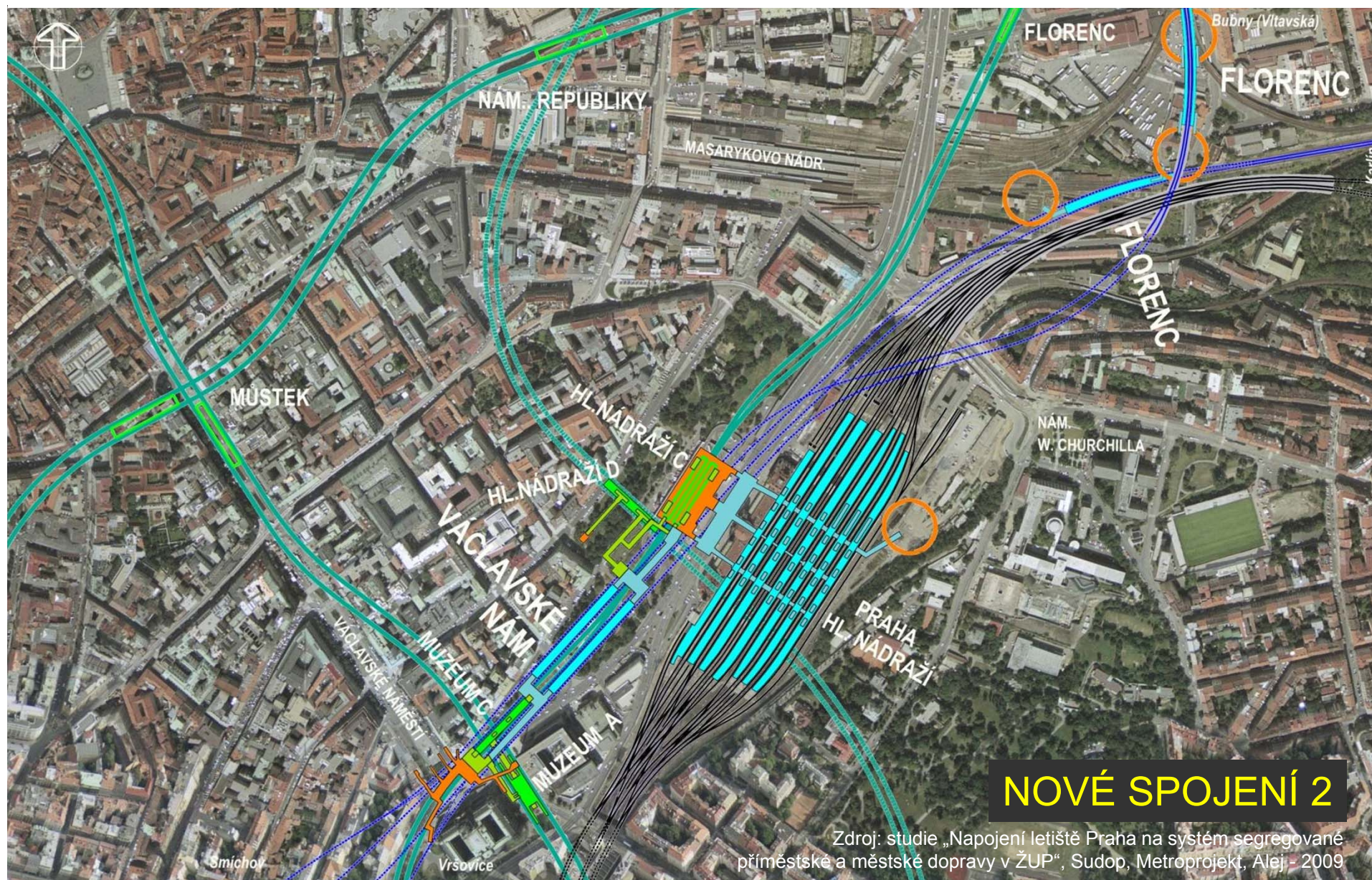
NOVÉ SPOJENÍ 2

Zdroj: studie „Nápojení letiště Praha na systém segregované příměstské a městské dopravy v ŽUP“, Sudop, Metroprojekt, Alej - 2009

ZASTÁVKY VÁCLAVSKÉ NÁM. A FLORENC
s trasou metra D na nám. Republiky

- | | | |
|--|--|--|
| — Železnice - povrchová trasa / tunel | ■ Nastupišť železničních stanic a zastávek | ■ Vestibuly a podchody stanic metra, hala hlavního nádraží |
| — Kolej železnice - městský železniční tunel | ■ Přístupové cesty k nástupišťům železnice | ○ Možné vestibuly železničních zastávek |
| — Trasy metra - stav | ■ Nastupišť stanic metra | |
| — Trasa metra D - var. nám. Republiky | ■ Přístupové cesty k nástupišťům metra | |

MĚSTSKÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY - nová dimenze mobility v aglomeracích



NOVÉ SPOJENÍ 2

Zdroj: studie „Napojení letiště Praha na systém segregované příměstské a městské dopravy v ŽUP“, Sudop, Metroprojekt, Alej - 2009

— Železnice - povrchová trasa / tunel
 Kolej železnice - městský železniční tunel
 — Trasy metra - stav
 Trasa metra D - var. nám. Republiky

■ Nástupiště železničních stanic a zastávek
 ■ Přístupové cesty k nástupišťům železnice
 ■ Nástupiště stanic metra
 ■ Přístupové cesty k nástupišťům metra

■ Vestibuly a podchody stanic metra,
 hala hlavního nádraží
 ○ Možné vestibuly
 železničních zastávek

ZASTÁVKY VÁCLAVSKÉ NÁM. A FLORENC
 s trasou metra D na nám. Republiky

PŘÍMĚSTSKÁ ŽELEZNICE KONKURENCESCHOPNÁ KVALITOU SLUŽEB IAD

**přínosy NOVÉHO SPOJENÍ 2 pro cestování
ze STŘEDOČESKÉHO KRAJE do PRAHY**

Hostivice - Václavské nám.	40 min.	25 min.
----------------------------	---------	----------------

Rudná – Karlovo nám.	35 min.	25 min.
----------------------	---------	----------------

Vrané n. Vlt. - Karlín	45 min.	30 min.
------------------------	---------	----------------

Milovice - Malostranská	60 min.	49 min.
-------------------------	---------	----------------

Kladno - Albertov	60 min.	40. min.
-------------------	---------	-----------------

PŘÍMĚSTSKÁ ŽELEZNICE KONKURENCESCHOPNÁ KVALITOU SLUŽEB IAD

přínosy NOVÉHO SPOJENÍ 2 pro cestování PO PRAZE

Klánovice - Karlovo nám.	35 min.	30 min.
Uhříněves - Hradčanská	40 min.	30 min.
H. Počernice - Anděl	30 min.	20 min.
Kbely - Národní divadlo	45 min.	30 min.
Podbaba - Albertov	28 min.	15. min.
Letiště - Uhříněves	70 min.	40. min.

V PREZENTOVANÝCH EVROPSKÝCH MĚSTECH

1. MÜNCHEN		(1972)
2. STUTTGART		(1978-85)
3. FRANKFURT / M.		(1978-92)
4. PARIS		(od 1970)
5. ZÜRICH	Zürichbergtunnel	(2000)
6. MILANO	Passante	(1997-2004)
7. LEIPZIG	City-Tunnel	(2012)
8. LONDON	CrossRail 1	(2017)
9. PRAHA	Nové spojení 2	20??

V DALŠÍCH VYBRANÝCH EVROPSKÝCH MĚSTECH

1. BERLIN		(1936-2006)
2. BRUXELLES		(1952-54)
3. MADRID	Tunel de la Risa	(1968-2009)
4. MALMÖ	Citytunneln	(2010)
5. DUBLIN	DART Underground	(2018)
6. LONDON	CrossRail 2	(2025)
7. GENEVE	CEVA	(???)
8. BASEL	Regio-S-Bahn	(???)

za pozornost děkuje tým:



leden 2011

Technické inovace u razicích strojů na stavbách železničních tunelů ve světě

Dr. Karin Bäßler, Herrenknecht AG

Přednáška se zaměřuje na technické inovace v souvislosti s technologiemi ražení tunelů mechanizovanými štíty pro proměnlivé horninové poměry typu Mix-štít, zeminovými štíty (EPB štíty) a tunelovacími technologiemi do tvrdých skalních hornin. Inovace jsou představovány na základě referenčních staveb po celém světě a zaměřují se na požadavky jednotlivých staveb a zkušeností získaných při ražení tunelů, a to na úrovni, kterou lze klasifikovat jako nejnovější stav technického rozvoje.

Úvod

V posledních letech jsou ve vývoji mechanizovaných technologií pro ražení tunelů patrné dva trendy: za prvé, a to především, požadavky na mechanizované technologie výrazně stoupají. A za druhé, vyskytují se stále složitější problémy, které je nutné u staveb zvládat, a to jak z hledisek technických, tak i logistických.

V podstatě vhodnost nasazení mechanizovaného ražení tunelů se řídí podmínkami podloží, dlouhými trasami ražby, většími profily tunelů a stále častěji i vysokými tlaky podzemních vod. Podmínky, které se vyskytují na povrchu (hustě obydlené oblasti městských center, omezený prostor pro přístup a umístění šachet) jsou rozhodující pro projektová řešení instalací pro ražbu tunelu u stále většího počtu staveb a představují problémy pro logistický systém staveniště. Projekty infrastruktury, které se nyní plánují, budou proto vyžadovat zdokonalené strojní technologie, která se přizpůsobí vzrůstajícím nárokům.

A tak Mix-štíty pro proměnlivé horninové poměry nasazované v jejich klasickém režimu, tedy jako štíty s rovnováhou na čelbě zajišťovanou tlakem kapaliny, či jako štíty se střídavými režimy ražby, jsou využívány ve stále rostoucím rozsahu aplikací. Tento typ stroje se ukázal být víceúčelovým řešením u projektů, které mají ve své technické koncepci vysoké požadavky. Souběžně s tím, EPB štíty mohly rozšířit svůj aplikační okruh díky zavedením úpravy pěnou, čímž získaly na oblibě, zejména po úspěšném nasazení v projektech na Dálném východě i v Evropě. V současné době se EPB štíty rovněž využívají v podmínkách heterogenních podloží. V prostředí skalních hornin se vývoj mechanizovaného tunelování zaměřil na zvládání stále náročnějších horninových masívů o vysoké pevnosti a abrazivitě, ale také za působení silných tlaků v horninách.

Malmö Citytunnel (Městský tunel v Malmö)

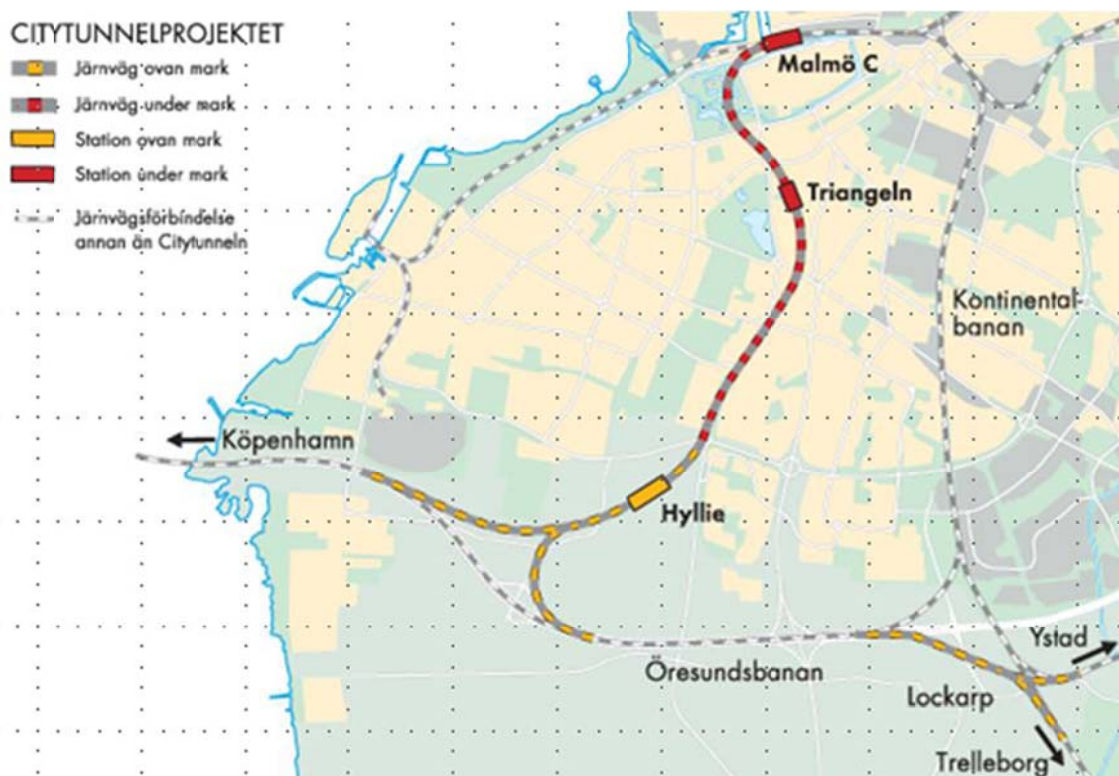
Malmö Citytunnel je stavbou železniční infrastruktury, která zajišťuje pro město Malmö výhodnější napojení na most přes Öresund a tím současně i na metropolitní region Kodaně. Tunel navíc vhodněji napojuje švédskou železniční síť na celoevropský vysokorychlostní systém. Malmö Citytunnel je tvořen dvěma tunelovými tubusy, má celkovou délku cca 6 km a navazuje na trať vedoucí z Dánska přes most přes Öresund na hlavní nádraží v Malmö a následně na celou skandinávskou železniční síť. Celkový projekt se sestává ze čtyř jednotlivých zakázek - úseků: E 101, E 201, E 301 a E 302. V rámci největší zakázky - úseku stavby Malmö Citytunnel - E 201 – vedou paralelně dva 4,6 km dlouhé tunelové tubusy, každý s jednokolejnou tratí, které byly raženy dvěma razicími stroji.

V roce 2004 byla podepsána smlouva na projekt a realizaci tohoto úseku s konsorciem "Malmö Citytunnel Group" (MCG) JV, které bylo vedeno německou společností Bilfinger Berger AG a dvěma dánskými společnostmi - Per Aarsleff a E. Phil & Son A.S. Dva ražené tunelové tubusy, každý o délce 4,6 km, jsou vyztuženy železobetonovými

dílci ostění. Ostění tunelu má vnitřní průměr 7,9 m. Vzdálenost mezi tubusy železničního tunelu se pohybuje od 10 m do 30 m. Smlouva na dílčí úsek E 201 rovněž zahrnuje 390 m dlouhou rampu, 360 m dlouhý povrchově hloubený tunel, stanici „Triangeln“ (280 m), čtyři tlakové vyrovnávací šachty, dvě šachty s nouzovými východy a 13 příčných spojovacích chodeb. Přednáška se konkrétně zaměřuje na výstavbu dvou paralelních tunelů. Tunely byly raženy v hloubce, která se pohybovala zhruba od 20 do 25 m. Převážně panující geologické podmínky se sestávaly z 6 až 12 m silné čtvrtohorní krycí vrstvy a cca 60 m silné zóny třetihorních vápenců o proměnlivé síle. Rozhraní mezi krycí vrstvou a horninou bylo charakterizováno jako zvětralé a proto i silně zvodnělé.

K ražbě byly použity dva identické, 120 m dlouhé razicí EPB štíty o průměru 8,89 m. Stroje byly konstruovány pro přetrvávající tlakové podmínky podzemních vod v lokalitě Malmö, tedy do cca 2,0 bar. První razicí štít zahájil ražbu koncem listopadu 2006 ze stanice „Holma“ ve staničení 5+320 ve směru na cílové stanoviště „Malmö C“ ve staničení 0+448; druhý EPB razicí štít zahájil ražbu v lednu 2007.

Řezná kola byla přizpůsobena očekávaným geologickým podmínkám a opatřena elektrickým pohonem. Každé kolo bylo vybaveno 124 řeznými nástroji, 46 ks 17“ jednoduchými disky, 4 ks 17“ dvojítymi disky a 16 korečky. Veškerá výstroj byla bezpečně a bezproblémově vyměnitelná ze zadní strany řezného kola.



Obr. 1 Přehledná situace - projekt Malmö Citytunnel

První etapa v délce 2,7 km, až do stanice Triangeln, byla dokončena za devět měsíců. Ve stanici Triangeln byl stroj protažen 280 m dlouhou stavební konstrukcí stanice. Stroj následně prošel generální opravou pro práci na dalším 1,9 km dlouhém úseku vedoucím do cílové šachty „Malmö C“ (Centrální Malmö). V březnu a dubnu 2008 oba EPB štíty dorazily do „Malmö C“ s rychlostí ražby až 239 metrů týdně.

Tunel o vnitřním průměru 7,9 m byl obložen vodotěsnými železobetonovými segmenty ostění. Prstenec ostění dlouhý 1,8 m se skládal ze 7+1 segmentů. Hmotnost segmentů byla 5 až 6 tun se závěrným klenákem o hmotnosti 1 t. Výrobna segmentů byla zřízena

v Holmě naproti portálu tunelu. Celkem bylo vybudováno, při postupu razicího stroje, 13 příčných spojovacích chodeb v 4,6 km dlouhém tunelu o dvou tubusech. Segmenty dna tunelu byly usazovány ukladačem segmentů za strojem, což umožňovalo obousměrný provoz v tunelu v průběhu výstavby. Tím také bylo umožněno budování příčných spojovacích chodeb v průběhu razicích prací na tunelu. Rozměry prvků umožňovaly zřízení bočního kolejiště pro místní potřebu, kromě hlavní trati. Kolejiště bylo upevněno ve stejné výšce. Trať zajišťovala dopravu segmentů a ostatního materiálu potřebného pro ražení tunelu ke stroji a též dopravu pracovníků.



Obr. 2 Paralelně vedené tubusy tunelu u projektu Malmö Citytunnel, včetně 13 příčných spojovacích chodeb

Dva mechanizované Mix-štíty pro železniční přístupový tunel k Brennerskému základnovému tunelu

V Rakousku byly použity dva stroje typu Mix-štít o průměru 13 m pro výstavbu severního přístupového tunelu k budoucímu Brennerskému základnovému tunelu (Brenner base tunnel), který vytvoří klíčové propojení mezi Německem, Rakouskem a Itálií.

Příslušné úseky jsou v lokalitě údolí dolního toku řeky Inn, kde stávající dvoukolejná železniční trať v délce 40 km nejenže musí zajišťovat dopravu v ose sever-jih, ale i v ose východ-západ, mezi Vídní a západním Rakouskem. Jedná se tak o velmi důležitý železniční uzel, zvláště pak z hlediska navýšení v nákladní i osobní přepravě, které již nebude možné zvládnout v rámci dnes existující infrastruktury.

Jeden mechanizovaný Mix-štít vyrazil úsek o délce 5 835 m pro dvoukolejný železniční tunel na úseku 3-4 (Münster-Wiesing). Druhý mechanizovaný Mix-štít byl nasazen na 3 740 m dlouhém úseku 8 (Jenbach). V rámci tohoto úseku mechanizovaný štít o průměru 13 m procházel pod železniční stanicí Jenbach, kanálem elektrárny a dálnicí. Štít byl vybaven hydraulicky poháněným systémem řezné hlavy o výkonu 4 400 kW.

Mechanizovaný Mix-štít byl použit na úseku H3-4 hlavního tunelu dlouhého 5,8 km, což byl nejdelší úsek nové trati v lokalitě údolí dolního toku řeky Inn. Tento štít byl naopak vybaven 20 elektromotory o celkovém výkonu 3 200 kW. Štít zahájil ražbu z 30 m hluboké šachty. Po cca 250 metrech podešel řeku Inn s minimální hloubkou mezi vrcholem tunelu a říčním dnem. Rovněž tak byla podtunelována dálnice A12 a stávající železniční trať. Pohon mechanizovaného štítu končil v kaverně, zatímco plášť štítu zůstal v tunelu. Ostatní části razicího stroje byly rozebrány a odvezeny již vybudovaným tunelem.

Extrémně heterogenní geologické formace dna dolního toku řeky Inn představovaly obzvláště komplikované stavební podmínky. Po geologické stránce lokalita zahrnovala naplavené písky, jíly, štěrky a balvany, kde hladina spodní vody začínala hned pod povrchem.

S ohledem na projektovaný profil tunelu bylo potřebné nasadit systém dvou nezávisle utěsněných vrstev, a to z provozně-technických důvodů, kde pomocí jedné utěsněné

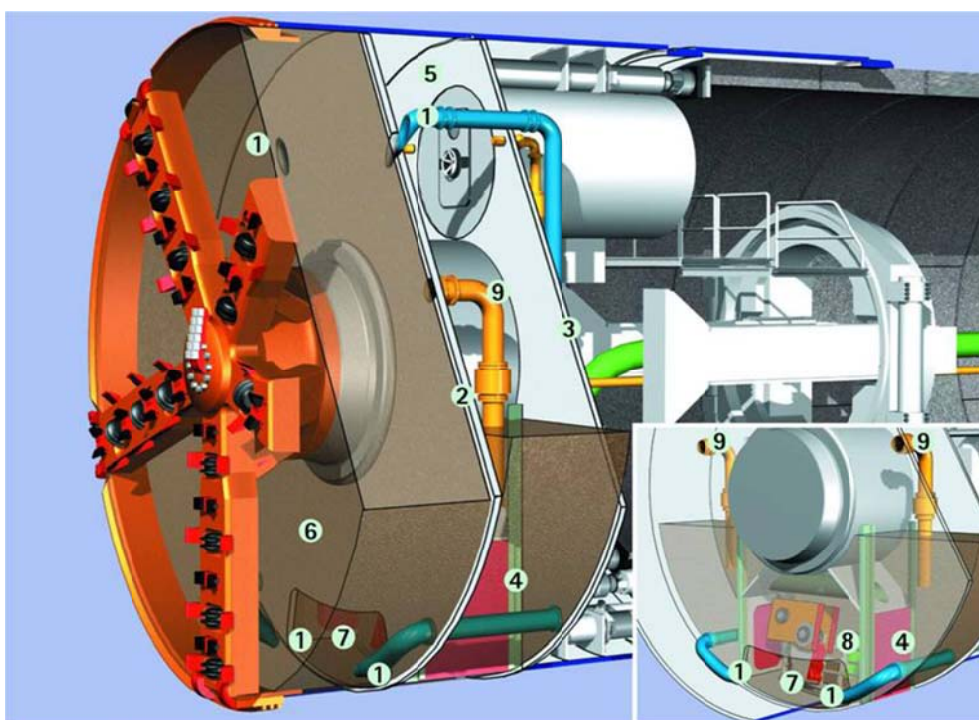
vrstvy se musel udržovat tlak. Jako standardní profil bylo proto zvolené zdvojené ostění ze segmentů o kruhovém příčném průřezu s dodatečnou protipožární ochranou betonem ukládaným na místě.

Razicí stroj byl projektován a vyroben podle předpokládaných geologických podmínek. Technologie Mix-štítu představuje nejvhodnější řešení pro zvládnutí převážně proměnlivých geologických podmínek při propustnosti 10-5 m/s ve štěrkových formacích.

Čelba tunelu byla stabilizována bentonitovou suspenzí, která sloužila nejen jako podpěrné médium, ale také transportní médium. V konvenční technologii Mix-štítu, která byla použita na úseku 3-4 (Münster-Wiesing) odděluje ponořená stěna pracovní komoru od uzávěru a umožňuje regulovat množství a tlak zajišťovací kapaliny v každé části zvlášť. Podstatnou výhodou pracovní komory rozdělené vzduchovým polštářem v zadní části komory pro regulaci zajišťovacího tlaku na čele tunelu je oddělení regulace zajišťovacího tlaku od celkového množství cirkulující suspenze v okruhu.

Technologie Mix-štítu pro úsek 8 (Jenbach) byla zvolena odlišně, a to s izolovanými segmenty dna. Tato patentem chráněná verze technologie Mix-štítu je určena zejména pro soudržné zeminy. Poprvé byla tato technologie použita v Německu na Mix-štítu o průměru 11,67 m na stavbě silničního tunelu Weser nedaleko Brém.

S izolovaným segmentem dna se funkce řízení zajišťovacího tlaku odděluje od dopravy zeminy. S ohledem na izolaci oblasti dna, se připravená bentonitová suspenze vstřikuje přímo do pracovní komory stroje. Bentonitová injekční směs cirkuluje k sací trysce přes izolované dno a přes pracovní komoru. Řízení tlaku na čele výrubu se již nadále neprovádí pomocí otvoru v ponořené stěně, jak je obvyklé, avšak pomocí dvou potrubí pro vyrovnávání tlaku (viz položku „9“ na obr. 3), která jsou umístěna mezi pracovní komorou a razicí komorou. Propojující potrubí zajišťuje, že řízení tlaku je stále zajišťováni vzduchovým polštářem a dodatečným zařízením pro tlakový vzduch.



Obr. 3 Řez mechanizovaným Mix-štítem

- | | | |
|--------------------|----------------------|-----------------------------------|
| 1 – trysky | 4 – uzavírací klapky | 7 – otvor v ponořené stěně |
| 2 – ponořená stěna | 5 – pracovní komora | 8 – potrubí s bentonitem |
| 3 – tlaková stěna | 6 – razicí komora | 9 – potrubí pro vyrovnávání tlaku |

Izolace prostoru dna u razicího stroje zajišťuje bezpečný a řízený odsun vytěženého materiálu dokonce i v soudržných a lepkavých zeminách. To zajišťuje co nejvyšší průměrnou rychlost ražby, bez ohledu na kvalitu zeminy.

Vytěžená zemina, která je smíchána se suspenzí, je čerpána pomocí potrubí pro bentonit do separační jednotky mimo tunel. Tam je pak vytěžená zemina oddělena od transportního média (bentonitové suspenze). Recyklace materiálu byla plánována v co nejvyšší míře a uložení nepoužitelného materiálu na skládku.

Kromě plánovaných odstávek, razicí stroj Mix-štít pracoval na ražbě dvojkolejného tunelu na trase Münster-Wiesing ve 24 hodinovém provozu, včetně víkendů a svátků.

Železniční tunel Hallandsas

V současné době se rozvíjí železniční propojení mezi Malmö a Göteborgem jako vysokorychlostní koridor na západním pobřeží Švédska. Až bude zprovozněna nová dvojkolejná trať pro vlaky o vysoké rychlosti, zkrátí se jízdní čas mezi těmito dvěma městy o dvě hodiny. Jedním z problémů, které v této trase vyvstávají, je překonání horského pásma Hallandsas jižně od Bastadu, na jehož realizaci byl nasazen přestavitelný razicí Mix-štít o průměru 10,6 m.

Investorem stavby byl Švédský ústřední úřad pro železnice (Banverket). Zakázku na realizaci stavby vyhrálo švédsko-francouzské konsorcium Skanska-Vinci. Převažující geologické podmínky v ose plánované trasy tunelu jsou z větší části představovány rulovými formacemi s amfibolitickými intruzemi. Zkouška v prostém tlaku ukázala, že hodnoty pevnosti u čerstvě odkryté horniny mohou dosahovat až 250 MPa; zkušební metodikou Cerchar byl stanoven koeficient abrazivity CAI ve většině případů nad hodnotu 4,5, přičemž některé hodnoty dosahovaly úrovně až do 5,9. Následkem toho byla hornina klasifikována jako mimořádně abrazivní. Tlak spodní vody v úrovni tunelu dosahoval úrovně 13 bar.

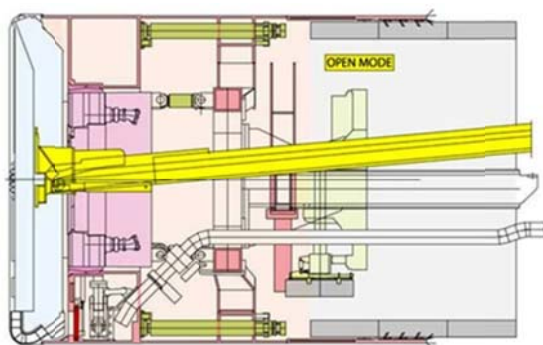
Největším problémem pro razicí štíty představují vysoké přítoky vody při současných přísných předpisech, které limitují přípustné objemy odváděné vody. Technologie byla proto přizpůsobena následujícím požadavkům:

- odstranění tvrdé a abrazivní horniny,
- odstranění zeminy či smíšené podmínky na čelbě,
- nebezpečí průniku velkých objemů vody po celé trase tunelu,
- více než 10 bar statického tlaku vody po větší části trasy tunelu,
- přísné (zákonem stanovené) podmínky pro ochranu přírody, které upravují množství přitékající vody,
- přísné podmínky pro ochranu přírody a schvalovací řízení pro použité materiály a technologické postupy.

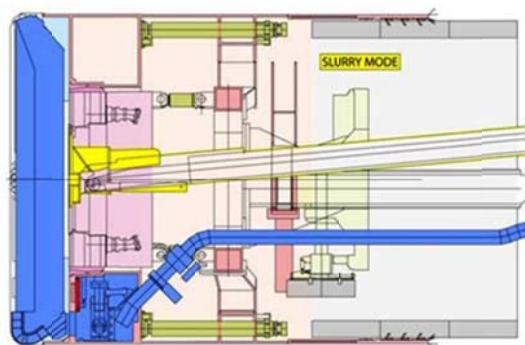
Tunelovací stroj byl zkonstruován tak, aby umožňoval práci jak v otevřeném, tak i uzavřeném razicím módu tak, aby bylo možné zvládnout práce při maximálních tlacích vody a ve složitém horninovém prostředí. Režim s kapalinovým zajištěním byl zvolen jako jediná možná varianta uzavřeného módu.

V lednu 2004 byla společnost Herrenknecht AG pověřena dodat tunelovací stroj podle shora uvedených požadavků. Při zohlednění skutečnosti, že ražba v uzavřeném razicím módu za vysokých tlaků v tvrdé hornině a v složitém horninovém prostředí na čelbě představuje prakticky nejobtížnější provozní režim vůbec, byla pro stabilizaci podloží zevnitř stroje přijata rozsáhlá opatření tak, aby bylo možné využít provozu v otevřeném razicím módu. Následující razicí módy jsou dostupné pro koncepci tohoto razicího stroje, včetně dvoj-módové technologie Mix-štítu pro skalní horniny (obr. 4 a 5):

- otevřený mód s odběrem suchého primárního materiálu (pásový dopravník tunelovacího stroje),
- otevřený mód (cyklický) s opatřeními určenými pro stabilizaci podloží (pokročilá injektáž),
- otevřený mód (cyklický) s opatřeními určenými pro stabilizaci podloží za uzavřených statických podmínek,
- uzavřený mód s hydraulickým (bentonitovým) dopravním systémem za sníženého tlaku na čelbě,
- uzavřený mód s plným tlakem na čelbě umožňují aktivní zajištění čelby.



Obr. 4 Otevřený mód s odběrem suchého primárního materiálu (pásový dopravník)



Obr. 5 Uzavřený mód s hydraulickým dopravním systémem

U tunelovacího stroje použitého pro stavbu Hallandsas existovala zásadní skutečnost, že stroj mohl být provozován s tlakem 13 bar a že jeho komory byly přístupné na principu saturačního potápění za podmínek vysokého tlaku. Tímto způsobem byl stroj kompletně konstruován pro ražbu v otevřeném módu ve skalní hornině, a to tunelovacím strojem s jednoduchým štítem, stejně tak jako pro ražbu v uzavřeném módu s bentonitovou suspenzí a aktivním zajištění čelby na maximální tlak v úrovni 13 bar (obr. 4, 5).

Historie projektu tunelu Hallandsas sahá nyní zpět nejméně o 16 let a představuje jeden z nejvyspělejších tunelových projektů, který je v současné době ve výstavbě. První tubus tunelu o délce 5,5 km byl vyražen a opatřen ostěním koncem dubna 2010. Základem pro úspěšnou realizaci této stavby bylo úzké a dobře definované partnerství a spolupráce mezi všemi zúčastněnými stranami - investorem, dodavatelem a výrobcem stroje.

Zkušenosti s tunelovacími stroji typu Mix-štíť při stavbě železničního tunelu Finnetunnel v Německu

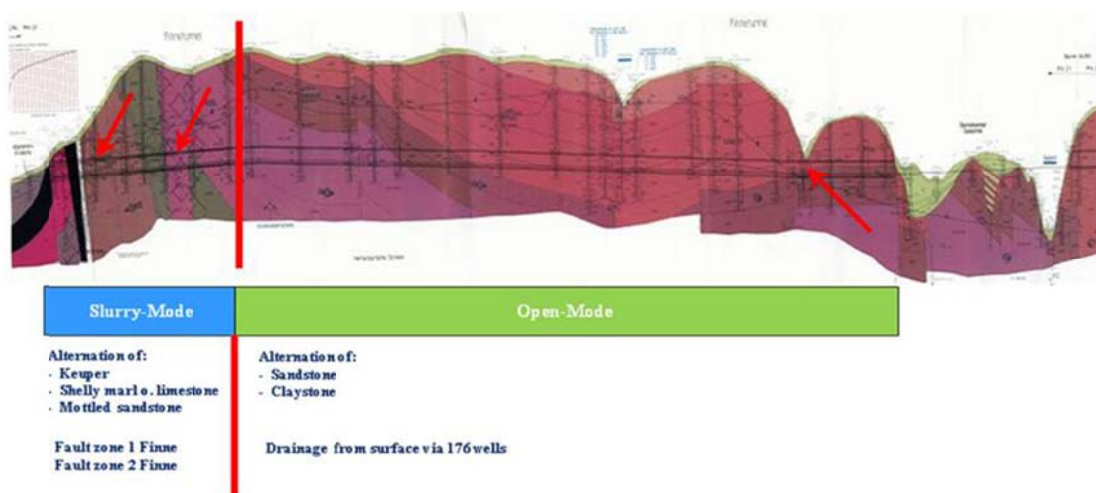
Sedmikilometrový Finnetunnel v Německu je součástí severojižní železniční trati Berlín – Mnichov – Verona, na které bude nově postaven úsek o délce 123 km mezi Erfurtem a Halle/Lipskem a kde investorem stavby je Deutsche Bahn. Finnetunnel se sestává ze dvou paralelních jednokolejných tratí v tubusech tunelu ražených tunelovacím strojem. Tunelové tubusy jsou o vnitřním průměru 9,6 m a každý je o délce 6 822 m. Společný podnik Finne Tunnel Joint Venture zahrnuje společnosti Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co. KG a Porr Technobau und Umwelt GmbH. Zakázka byla udělena v prosinci 2006.

Společnému podniku byly dodány dva tunelovací stroje typu Mix-štíť o průměru 10,82 m, které byly provozovány částečně jako bentonitová štíty a částečně jako stroje pro ražbu ve skalní hornině. Tunelové ostění tvořilo jednoplášťové obložení ze segmentů.

Geologické podmínky v trase tunelu byly v prvních 1 500 metrech charakterizovány střídajícími se formacemi jílu, siltovců a pískovců. Ve zlomových pásmech byly tyto

formace zcela narušeny. Prvních 250 m geologického prostředí obsahovalo střední a spodní oddíl triasu. Zbývajících úsek tunelu bylo možné zvládnout v otevřeném módu vzhledem k relativně stabilním občasným vrstvám pískovce a jílu.

V prvních 1 500 metrech se předpokládaly rozsáhlé průniky spodní vody v kombinaci s narušenými geologickými podmínkami, takže pro první část tunelu byl navržen bentonitový režim, protože použití vrtaných studní pro odvod vody nebylo postačující. Ve staničení tunelu mezi 1 500 a 6 000 metry byla hladina spodní vody 60 m nad vrcholem tunelu, avšak systémem odvodnění pomocí vrtaných studní byla v této délce tunelu snížena. Ve zbývajících 900 m byla hladina spodní vody pod úroveň osy tunelu.



Obr. 6 Podélný geologický profil Finnetunelu

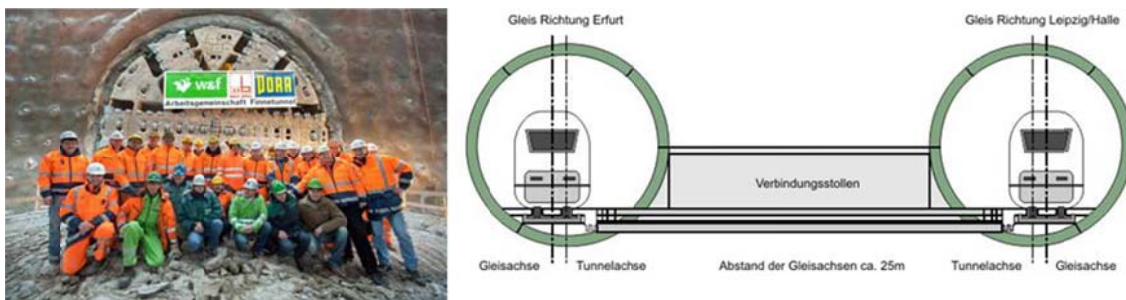
Na rozhraní tunelu v 1 500 metrech byly stroje převedeny z bentonitového módu do otevřeného módu.

Výhodou u tohoto projektu bylo, že zóny pro oba úseky tunelu byly raženy v bentonitovém módu následně po sobě, takže bylo možné zbudovat separační jednotku pouze pro jeden ze strojů, protože konstrukce strojů byla identická; současně bylo rovněž možné využít zkušenosti z první ražby při provozu druhého stroje. Další výhodou spočívala v identické konstrukci obou strojů a skutečnosti, že ražba v bentonitovém módu u obou strojů na sebe navazovala, takže díly speciálně určené pro bentonitový mód bylo možné použít u obou strojů – šlo např. o tlakové vzduchové uzávěry, čerpadla, drtiče na kámen a potrubí.

Stroj typu Mix-štít je projektován jako stroje s proměnnou konstrukcí, umožňující provoz jak v bentonitovém módu s hydraulickou dopravou rubaniny, tak i v otevřeném módu pro skalní horninu s dopravou rubaniny pomocí dopravníkového pásu. Řezné kolo bylo uzpůsobeno tak, aby zvládalo dopravu materiálu z čelby tunelu k sacímu potrubí v podmínkách zemin v bentonitovém módu a přitom jej bylo možné přizpůsobit i podmínkám provozu v otevřeném módu pro průběžnou dopravu materiálu pomocí otvoru pro odtěžení rubaniny a dopravníkového pásu.

Pro úsek ražby ve skalní hornině v otevřeném módu bylo řezné kolo přizpůsobeno podmínkám tak, aby mělo poněkud menší otevírací průměr. Jednotlivá velikost otvorů musí omezovat přípustnou zrnitost rubaniny či velikost balvanů, navíc byly namontovány tyčové rošty, které omezovaly příčný profil otvoru. Úpravy na štítu se sestávaly z demontáže dílů používaných v režimu provozu s bentonitem, jako je např. regulace stlačeného vzduchu, čerpadla a vzduchové uzávěry. V místě vzduchových uzávěrů byly namontovány vrtné soupravy a platformy pro postupy při výměně nástrojů. Pro zvládnutí procesu odtěžení rubaniny byl namontován kruhový otvor

a dopravníkový pás. S ohledem na zajištění, přestavba stroje do otevřeného módu se sestávala z demontáže bentonitového čerpadla, hydraulického agregátu drtiče kamenů a přemístění potrubí a armatur odsávače prachu a připojení na ventilační potrubí. Čas naplánovaný a využitý pro přestavbu stroje a zabudování všech jeho dílů do druhého tunelovacího stroje, aby mohl začít pracovat v bentonitovém režimu, představoval 18 dní. První stroj potom začal pracovat v otevřeném módu již po 10 dnech. První stroj ukončil svůj provoz dne 30. září 2009 po postupu, který trval pouze 17 měsíců. Při výkonu až 202 metrů za týden tak bylo možné dokončit tunel o šest měsíců před plánem. Proražení tunelu druhým strojem pak bylo slavnostně zakončeno 12. února 2010.

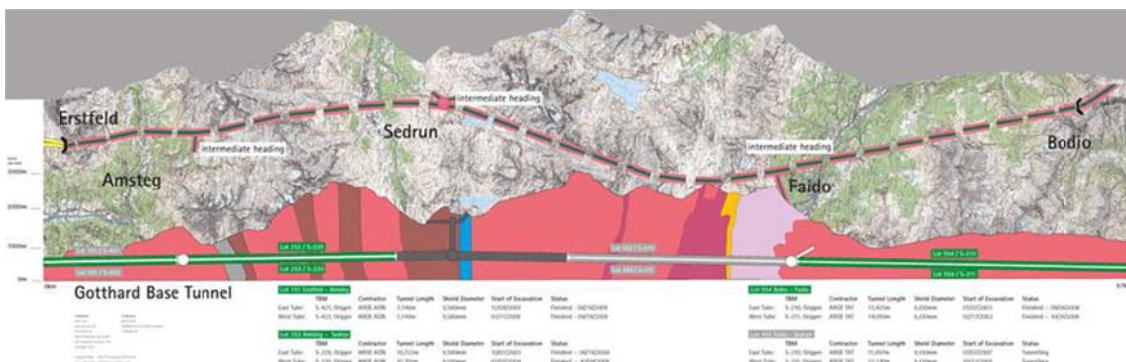


Obr. 7 Stroj typu Mix-štit o průměru 10,82 m pro Finnetunnel a příčný profil tunelu

Gotthardský základnový tunel – Nejdelší železniční tunel vedený náročným skalním masivem

V současné době je ve stavbě Gotthardský základnový tunel ve Švýcarsku, který se stane nejdelším tunelem se dvěma paralelními tunelovými tubusy, kde každý tubus má délku 57 km a vede jím jednokolejná trať. Všechny vyražené tunely, šachty a chodby měří dohromady 153,5 km.

Významnou výzvou nebyla jen délka ražby tohoto nového železničního tunelu o razicím průměru mezi 8,83 m až 9,58 m masivem švýcarských Alp, ale bylo rovněž nutnost čelit obzvláště náročným geologickým podmínkám v průběhu ražby jednotlivých úseků mechanizovanými tunelovacími stroji. Pro ražbu byly dodány celkem čtyři tunelovací razicí stroje typu Gripper TBM pro skalní horniny, které vyrazily celkem cca 87 km.



Obr. 8 Základnový Gotthardský tunel – celkový pohled na úsek aplikace tunelovacích strojů Gripper

Stavba základnového Gotthardského tunelu byla rozdělena do pěti samostatných zakázek - úseků, což umožnilo současný postup v pěti částech o odlišných délkách.

Nejsevernější část základnového Gotthardského tunelu, která se razila mechanizovaným způsobem, byl cca 8 km dlouhý úsek Erstfeld. Každý ze dvou tunelovacích strojů Gripper TBM, které byly předtím nasazeny v Amstegu, vyrazil a opatřil ostěním okolo 11 km ve dvou paralelních úsecích u Erstfeldu. Nejsevernějšími úseky byly Bodio a Faido. Koncem roku 2006 byly tyto dva nasazené TBM stroje použity na proražení úseku Bodio do víceúčelového staveniště u Faido a poté znovu obnovily v polovině

roku 2007 ražbu na úseku mezi Faido a Sedrunem, když byly předtím přestaveny na větší průměr (9,5 m) pro druhou ražbu. Fáze přestavby zahrnovala i vylepšení výstroje strojů, což bylo zejména výsledkem zkušeností získaných na předchozí 14 km dlouhé ražbě v úseku Bodio a při zohlednění nejnovějších poznatků týkajících se následujícího 12 km dlouhého úseku Faido. Úsek Faido byl rozvinut pomocí 2,7 km dlouhé přístupové chodby se sklonem až do 13 %. Po konstrukční a logistické stránce je chodba zdvojena s úsekem Bodio.

Druhá ražba tunelu vedla z Faido do Sedrunu, kde výška nadloží přesahovala výšku 1 500 m, a to ve zvláště narušených geologických podmínkách, které byly místně charakterizovány silně tlačivými horninami s velkou konvergencí v okolí ražby tunelovacího stroje a jeho návěsu, ke které docházelo vlivem vzájemné působení obou ražeb. Výsledkem byly vysoké výdaje na zajištění, snížené razicí výkony spolu s mimořádně velkým množstvím víceprací spojené s nutností dodržet termíny a celkové zvýšení nákladů.

Při stavbě základnového Gotthardského tunelu se uplatnily nové technologické postupy pro podmínky, které představovaly např. ražení průměrů větších než 8,8 m v tvrdé krystalické hornině, při nadloží o výšce cca 2 500 m, tlak horniny na čelo tunelovacího stroje vyšší než 60 tun/m², s konvergencí téměř 1 m v průměru v oblastech L1 a L2, masivní zajištění horniny v místě L1* s podpurnými oblouky, systematické obvodové kotvení a až 5 m³ výztuže stříkaným betonem na 1 běžný metr délky v kombinaci s napínacími prvky. Navíc byly poprvé provedeny průzkumné vrty s protivýronovým zařízením. Kdykoli se poprvé otevírá ložisko (ropy či zemního plynu), je nutné zabránit částečnému úniku ropy či plynu za velmi vysokých tlaků použitím speciálního ochranného zařízení (tzv. „protivýronové zařízení“ – blowout preventer).



Obr. 9 Protivýronové zařízení (blowout preventer) na tunelovacím stroji – tlaková zkouška do 200 bar
Na Gotthardském tunelu byla tato zařízení nasazena s cílem odolat tlaku vody do 200 bar.
Tento tunel, který je se svými 57 km nejdelším tunelem na světě, bude uveden do provozu koncem roku 2017.

Závěry

Výše uvedené projekty poskytují přehled o nasazení tunelovacích strojů v rozmanitých geologických podmínkách. Příklady nasazení přestavitelného stroje typu Mix-štít při stavbě Finnetunnelu v Německu a u projektu Hallandsas ve Švédsku ukazují, že jde o poměrně univerzální typ tunelovacího stroje. Popisovaný typ stroje nabízí velké možnosti pro další inovace s ohledem na rozsah jeho možného nasazení v celé škále geologických a hydrogeologických podmínek. Zvládnutí mimořádně složitých podmínek při ražbě v zeminách i ve skalních horninách s proměnnými podmínkami na čelbě, vysokou pevností v tlaku a intenzivní abrazi, stejně jako průniky vody o vysokém tlaku si přímo vyžaduje úpravu konstrukce stroje na podmínky podpovrchových vrstev. Tunelovací stroje nasazené na shora zmiňovaných stavbách splňují požadavky kladené na technologii mechanizovaného tunelování a názorně dokumentují vysokou úroveň inovací dosažených do současné doby. Díky poznatkům získaným v průběhu tunelovacích prací, vyplynuly neocenitelné podněty pro budoucí projekty v oblasti stavby tunelů, včetně početných detailních vylepšení, představující průkopnická řešení z hlediska konstrukce, dalšího vývoje, výstavby i dosud připravovaných projektů ražby.

Literatura:

- [1] Herrenknecht, M.; Böppler, K.; Knabe, M.: Der Weg zum Gotthard, Entwicklung der Tunnelvortriebsmaschinen für die NEAT, Swiss Tunnel Congress, Luzern, 2010, Tagungsband SIA D0232, Band 9/2010, str. 94-104
- [2] Herrenknecht, M.; Böppler, K.: General Demand for Tunnelling Technology for the Construction of Infrastructure Systems Worldwide, WUTC Conference, 2010
- [3] Herrenknecht, M.; Böppler, K.; Burger, W.: Maschinentechnische Neuerungen bei Mixschild- und EPB Technik für zwei Großprojekte in Skandinavien, STUVA-Tagung Hamburg, 2009

Přípravná dokumentace Nemanice I – Ševětín, tunely Hosín a Chotýčany

Ing. Lenka Pikhartová, SUDOP PRAHA a.s.

Ing. Petr Lapiš, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Stavba Modernizace trati Nemanice I – Ševětín leží na transevropské trase E55, která na našem území tvoří součást IV. železničního koridoru Děčín st. hr. – Praha – České Budějovice - Horní Dvořiště st. hranice. Předmětný úsek leží severně od Českých Budějovic. Součástí traťového úseku jsou i tunely Hosín délky 3 120 m a Chotýčany délky 4 810 m. Zpracování přípravné dokumentace provázely doprovodné studie, jejichž předmětem bylo komplexně pojaté variantní technické řešení obou tunelových úseků, přičemž v celkovém posouzení bylo zohledněno i provádění 2 500 m dlouhého náspu tratě mezi oběma tunely. Vzhledem k délce tunelů hrají významnou roli i únikové cesty a požárně bezpečnostní řešení stavby. Příspěvek seznamuje s průběhem projekčních prací a s výsledky technicko-ekonomického porovnání variant.



Obr. 1 Transzitní koridory v ČR s umístěním Hosínského a Chotýčanského tunelu [1], [2]

Postup projekčních prací – průběh variantního řešení po etapách

Přípravná dokumentace navazuje na studii Modernizace trati Nemanice I – Ševětín, ve variantě C2, zpracovanou fy. IKP CE v 11/2007.

Součástí zadání bylo, pro počáteční fázi projekčních prací, zpracovat několik variantních řešení. Z nich byla posléze v rámci technicko-ekonomického posouzení vybrána jediná varianta pro závěrečné dopracování.

Jako základní byly navrženy dvě varianty:

- dvojice souběžných jednokolejných tunelů,
- dvoukolejné tunely.

Dále se pro porovnávaly varianta klasického šterkového lože nebo pevné jízdní dráhy, vliv zvýšení rychlosti ze 160 km/hod. na 200 km/hod. a u jednokolejných tunelů i varianta ražby pomocí TBM či NRTM.

Projekční práce na tunelových objektech probíhaly v následujících fázích:

1. etapa (30. 11. 2009)

- Probíhala spolupráce se zpracovateli kolejového řešení při návrhu trasování variant v tunelech, zejména směrové a výškové vedení tratí v příportálových úsecích.

2. etapa (31. 3. 2010)

- Byla navržena koncepce základního technického řešení celé stavby ve variantách, včetně bezpečnostního řešení tunelů.
- Byl předán koncept geologických průzkumů k projednání geotechnickému konzultantovi.
- V této fázi byla odevzdána dokumentace s porovnáním 1-kolejných a 2-kolejných tunelů včetně jejich variant únikových cest pomocí kubatur výrubů.

3. etapa (30. 6. 2010)

- Byl navržen koncept tunelových staveb (a přístupů k nim) včetně návrhu technicko-bezpečnostní dokumentace, koncepce umístění stavenišť a organizace výstavby.
- Byly odevzdány předběžné zprávy geotechnických průzkumů.
- V této fázi byla odevzdána dokumentace s porovnáním 1-kolejných a 2-kolejných tunelů včetně jejich vybraných variant únikových cest, která byla oceněna pomocí kumulovaných položek.

Tato část dokumentace byla následně podrobena oponentnímu posudku zpracovaného fy. ILF CE s.r.o. Dne 7. 9. 2010 bylo Odbornou komisí zadavatele SŽDC, s.o. Stavební správy Praha na základě technicko-ekonomického posouzení variant stanoveno, že bude následně sledována varianta s nejnižšími stavebními náklady.

4. etapa (30. 11. 2010)

- V obou případech tunelových staveb byla dále rozpracována varianta dvoukolejného tunelu raženého pomocí NRTM. Železniční spodek v celé trati je navržen pro rychlost 160 km/hod., stavební připravenost v tunelech umožňuje i výhledovou rychlost 200 km/hod. V tunelech je navrženo šterkové lože, přičemž v budoucnu není vyloučeno použití konstrukce pevné jízdní dráhy.
- Byly zpracovány návrhy dokumentace monitoringu tunelů. Jednotlivé stavební objekty byly oceněny.

V současné době probíhá připomínkový řízení ze strany objednatele k odevzdané dokumentaci.

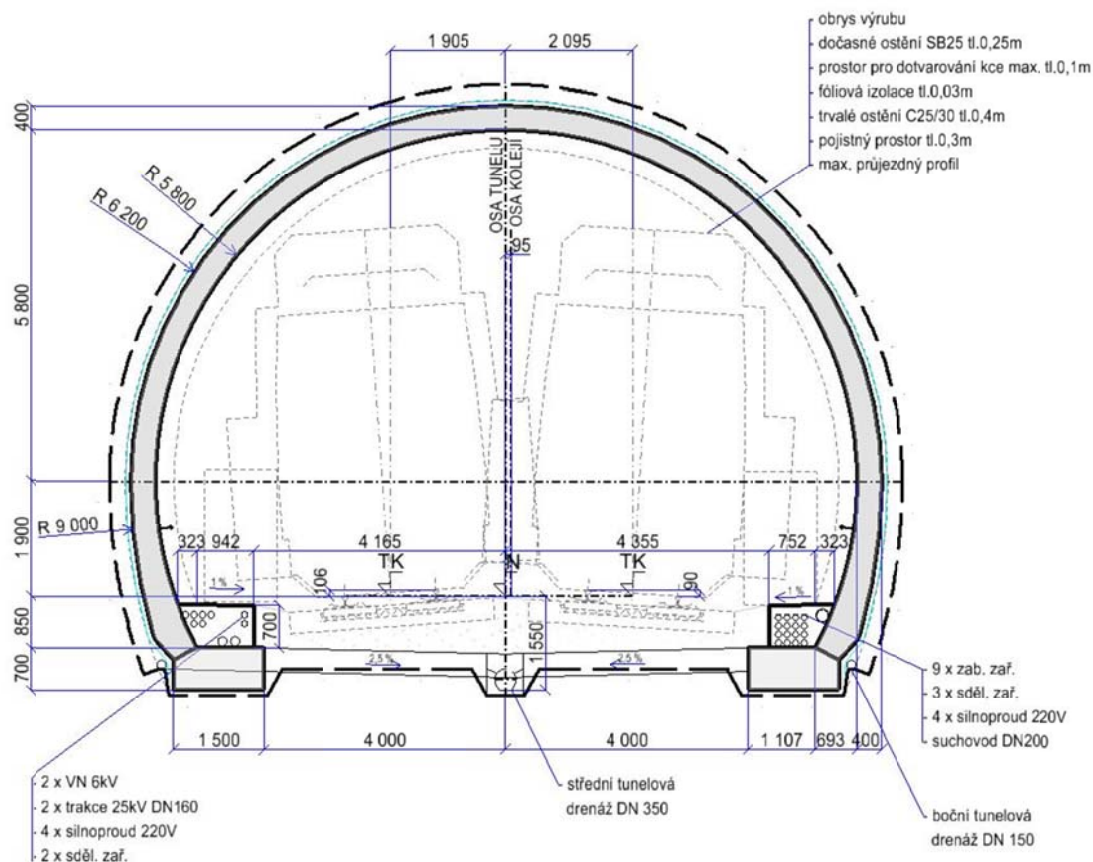
Koncovým smluvním termínem této zakázky je 30. 9. 2011.

Navrhované příčné profily

Návrh světlého profilu dvoukolejného tunelu je pro oba tunely stejný. Vyšel z nově platného vzorového listu SŽDC Světlý tunelový průřez jednokolejného tunelu (2010) a byl aplikován na 2-kolejný tunel.

Světlý tunelový průřez dvoukolejného tunelu z roku 2004 je upraven v souladu s rozhodnutím komise ze dne 20. prosince 2007 o technické specifikaci pro interoperabilitu subsystému „Bezpečnost v železničních tunelech“ v transevropském konvenčním a vysokorychlostním železničním systému (TSI SRT, 2008/163/ES). Jedná se o úpravu chodníků, zvětšení jejich minimální šířky z původních 500 mm na 750 mm, zmírnění sklonu povrchu z 3 % na 1 % a k snížení výškové polohy vůči TK. Tunelový profil byl

zvětšen z dříve standardního poloměru 5,7 m na 5,8 m. Tím došlo, po předběžném posouzení programem SEALTUN, ke splnění tlakového komfortu pro cestující i při rychlostech míjejících se vlaků 200 km/hod.



Obr. 2 Vzorový příčný řez tunelu s patkami

Tunelový průjezdný průřez vychází z ustanovení ČSN 73 7508 (kap. 6.3.4.1) při respektování osové vzdálenosti kolejí 4 000 mm, plocha STP je 76,10 m². Definitivní obezdívka dvoukolejného tunelu je kruhového tvaru, s mírným náběhem v dolní části patky klenby, za kterou je umístěna PE trubka odvodňovacích drenáží. Vnitřní poloměr světlého tunelového profilu je 5,8 m, se středem umístěným 1,9 m nad TK. V dokumentaci je předloženo technické řešení 2 typů konstrukce: pro dobré geologické podmínky kruhová klenba založená na patkách a pro špatné podmínky uzavřený profil s protiklenbou. Tloušťky ostění se mění dle geologických podmínek po trase obou tunelů. Plocha výrubů se podle technologických tříd pohybuje od 105 do 120 m².

Odvodnění tunelů za provozu je uvažováno pomocí mezilehlé fóliové izolace a podélných tunelových drenáží (systém deštník). Uprostřed tunelu je umístěna centrální tunelová stoka s profilem DN 350 mm. Voda je odváděna gravitačně ve sklonu trasy tunelu. Pro čištění drenáží jsou navrženy po 60 m šachty. Předpokládáme standardní vybavení tunelů. Kabelovody jsou situovány pod chodníkem po obou stranách tunelu, tunel je vybaven osvětlením a madly. Na portálech jsou osazeny protidotykové zábrany. Nedílnou součástí vybavení je i suchovod, zajišťující v případě požáru dodávku vody pro vedení požárního zásahu. U obou portálů i u všech nadzemních objektů nad záchrannými šachtami budou vytvořeny nástupní plochy IZS o výměře min. 500 m² tak, aby na nich bylo možné otáčení vozidel IZS. K nástupním plochám bude zajištěn příjezd vozidel po nově zřízených komunikacích, které budou napojeny na stávající silniční síť.

Hosínský tunel

Z geologického hlediska prochází trasa převážně krystalickými proterozoickými horninami moldanubika (pararuly až migmatity a ortoruly). Na vjezdu zastihuje druhohorní horniny křídového stáří (písčité hlíny) a na výjezdu terciární uloženiny neogénního stáří (jílovité zeminy, diatomitové sedimenty i polohy mladého uhlí – lignitu). Zvodnělé polohy se očekávají zejména na vjezdu, dále na výjezdu a podél tektonických poruch.

Trasa tunelu Hosín se nachází pod plochou elevací východně až severovýchodně od obcí Hrdějovice a Hosín, v blízkém jihozápadním předpolí letiště Hosín. Nadmořská výška terénu pozvolna stoupá od místa jižního vjezdového portálu z hodnoty cca 400 m n. m. na nejvyšší kótu cca 499 m n. m. a poté se svažuje relativně prudším svahem k místu severního portálu s povrchem terénu na úrovni cca 420 m n. m. (výška nadloží nad TK 14 – 85 – 20 m). Povrch území je porostlý lesy či zemědělsky obhospodařován (pole, louky).

Celková délka dvoukolejného tunelu je 3 120 m. Ražený dvoukolejný tunel je 2 820 m dlouhý, dvojice únikových chodeb včetně 6 propojek má 2 825 m. Hloubený úsek je na jižním portálu 144 m a na severním 156 m dlouhý. Jižní hloubená část bude realizována v otevřené stavební jámě vysahováním dočasných stěn. Na severním portálu, jsou pro zabezpečení konstrukcí navrženy svislé kotvené podzemní stěny se zpevněním podloží pomocí tryskové injektáže.

Trasa železniční tratě v tomto úseku je vedena ve dvou protisměrných obloucích, levého s poloměrem 2 000 m a dále pravého s poloměrem 2 504 m v koleji č. 1 (převýšení 90 a 106 mm). Trasa ve směru staničení stoupá 1 110 m 4,6 ‰, dále

1 977 m 6,5 ‰ a v poslední části hloubeného tunelu v délce 33 m 10 ‰. Odsazení osy tunelu od osy kolejí je konstantní 95 mm vlevo. Tím je v celé délce tunelu zachován konstantní příčný profil tunelu se šířkami chodníků 940 mm vlevo a 750 mm vpravo. Toto uspořádání umožňuje převedení požadovaného počtu kabelů a potrubí.

Prověřovanými podvariantami úniku osob z tunelu zasaženého požárem nebo nehodou byly:

- souběžná záchranná štola spojená s tunelem krátkými spojovacími chodbami (vyústění u portálů),
- dvojice kratších souběžných záchranných štol s různými možnostmi přístupů (vstup od portálu, přístup boční štolou, přístup svislou šachtou a jejich vzájemné kombinace),

Spojovací chodby těchto štol byly uvažovány ve vzdálenostech do 500 m dle TSI, tj. v těchto případech celkem 6 chodeb po cca 450 m.

- záchranné cesty vedoucí na povrch území pomocí 3 vertikálních šachet (hloubek 29 a 2x80 m), tj. samostatných nouzových východů vedených ze shromažďovacích prostor napojených přímo na tunel.

Tato varianta byla vyhodnocená jako nevýhodná kvůli provoznímu hledisku, i když z hlediska ekonomického vyšla její realizace o něco levněji než předchozí možnosti. Toto řešení výrazně prodražuje údržba všech technologií (kontroly a revize evakuačních výtahů a technologie svislých šachet a jejich případné opravy, zajištění příjezdu v zimních měsících). Dochází k záborům dalších ploch u výstupu z každé šachty (přístupová komunikace, nástupní a záchranná plocha, pozemní objekt). Zabezpečení svislé evakuace při sebezáchraně cestujících a po schodišti je výrazně náročnější než v cca. vodorovných štolách.

Byla vybrána varianta záchranné cesty realizované pomocí dvojice paralelních únikových štol (severovýchodní a jihovýchodní).

Osa souběžné záchranné chodby je vzdálena od osy tunelu min. 25 m, aby došlo k vytvoření přirozeného horninového pilíře mezi oběma podzemními díly i v případě poruchových pásem. Záchranná chodba je rozdělena na 2 části, s délkami 1 344 m na jihu a 1 352 m na severu, které jsou spojeny s tunelem vždy 3 propojkami. Vzdálenost mezi 3. a 4. propojkou, které nejsou propojeny únikovou chodbou, je 453,5 m.

Podélné sklony chodby korespondují s podélným sklonem tunelu. Příčný průřez souběžné záchranné chodby umožňuje průjezd záchranného vozidla – sanitky (světlá šířka/výška je 2,25/2,25 m). Světlý tunelový průřez chodby je 7,5 m². Teoretický výrub záchranné chodby je cca 13,5 m². V polovině délky propojek jsou křížové rozrážky pro technologické místnosti. U 2. a 5. propojky jsou umístěny místnosti trafostanic. Veškeré profily, mimo trafostanice, s rozšířeným profilem 25 m², jsou identických rozměrů.

Při předpokladu ražeb štol v předstihu před ražbou velkého profilu tunelu budou moci být využity jako geologické průzkumné štolky a jižní část i jako odvodňovací štola.

Chotýčanský tunel

Trasa tunelu prochází metamorfovanými horninami moldanubika (jemnozrnnými až středně zrnitými pararulami místy lokálně zbřidličnatělé), hlubinnými vyvřelými horninami ševětínského granodioritu a při výjezdovém portálu mohou být v hloubené části tunelu zastíženy i svrchnokřídové (silně zvodnělé jílovitopísčité a písčitojílovité) sedimenty a horniny klíkovského souvrství. V oblasti vjezdového portálu je možno očekávat sedimenty/poloskalní horniny mydlovarského souvrství (max. 3,0 m mocné písčité jíly až slabě stmelené písčité jílovce až jílovité pískovce).

Tunel Chotýčany se nachází pod plochým pánevním reliéfem s nevýraznými elevacemi východně od obce Dobřejovice. Prochází severně nad obcí Chotýčany a končí jihovýchodně od obce Vitín. Výška nadloží nad TK se pohybuje od 15 do 77 m. Povrch území je v současnosti zemědělsky využíván a na části území jsou lesní porosty a louky.

Dvoukolejný Chotýčanský tunel má celkovou délku 4 810 m. Na jižním portále je 60 m tunelu prováděno v otevřené svahované stavební jámě, na severním portále dosahuje podobným způsobem hloubený úsek délky 144 m. Dalších cca 130 m zabírá oblast tunelu v místě mimoúrovňového křížení se silnicí I/3 (budoucí dálnicí D3) a dále 12 m s trasou rovnoběžná železobetonová portálová křídla. Tyto úseky jsou rovněž zahrnuty do délky tunelu a byly posuzovány z hlediska délky záchranných cest. Celková délka hloubených tunelů činí 346 m. Ražená část tunelové trouby je dlouhá 4 464 m.

Trasa tunelu je v koleji č. 1 navržena ze dvou po sobě jdoucích pravosměrných oblouků o poloměrech 4 004 m (délka 1 450 m) a 16 004 m (délka 1 283 m), které spojuje přechodnice. Na ně navazuje přes přechodnici levosměrný oblouk o poloměru 4 000 m délky 812 m. V oblasti severního portálu tunelu přechází trasa přes přechodnici do dalšího levosměrného oblouku o poloměru 16 000 m délky 669 m. Výškově je trasa tunelu navržena v jednotném sklonu 7,611 ‰. Niveleta trasy stoupá od jižního portálu k severnímu. Převýšení kolejí je max. 40 mm. Odsazení osy koleje od osy tunelu není vzhledem k maximální hodnotě převýšení kolejí potřeba.

Variantně byly i u tohoto tunelu posuzovány únikové východy, neboť při délce tunelu téměř 5 km se nelze vyhnout výstavbě únikových šachet a štol, a ty mají nemalý vliv na celkovou cenu díla. Posuzovány byly následující varianty únikových cest:

- dvě paralelně ražené záchranné štolky se zaústěním propojek z dvoukolejného tunelu (UA),
- záchranné šachty s vyústěním na povrch území s napojením na krátké záchranné štolky (UB),

- paralelně ražená záchranná štola s vyústěním u portálu v místě vysokého nadloží a záchranné šachty v místě nižšího nadloží (UC).

Jako nejméně náročné z hlediska objemu výrubu se jeví varianty úniku UB a UC. Dále byl pro tyto dvě varianty proveden předběžný finanční propočet štol a šachet, ze kterého vzešel jako nejúspornější únik UB - samostatné záchranné šachty ústící na povrch území a to i přesto, že v případě hloubky šachet větší než 30 m budou muset být vybaveny dle PBR požárními výtahy.

Situování nouzových východů je navrženo v souladu s TSI SRT čl. 4.2.2.6.3 a jejich vzájemná vzdálenost nepřekračuje 1000 m, aby byla úniková vzdálenost menší než 500 m. Nouzové východy slouží k bezproblémové evakuaci před možným nebezpečím vzniklým v tunelu. V celé trase tunelu jsou navrženy celkem 4 nouzové východy, osa nouzového východu č. 1 je vzdálena 966 m od jižního portálu dvoukolejného tunelu, osy zbývajících nouzových východů (východy č. 2 až 4, číslováno od jižního portálu) jsou umístěny vždy po 960 m. Všechny záchranné šachty vedoucí na povrch jsou vybaveny nadzemním objektem, ve kterém jsou umístěny technologické místnosti vzduchotechniky, příp. strojovny výtahů.

Doba výstavby

Pro délku výstavby je rozhodující doba realizace delšího Chotýčanského tunelu (3 roky). Ražba se předpokládá od obou portálů. Dalším z rozhodujících objektů stavby je až 10 m vysoký a cca 2,5 km dlouhý násyp mezi severním portálem tunelu Hosín a jižním portálem tunelu Chotýčany. Má celkový objem je cca 640 tis. m³ a na jeho výstavbu se použije více než polovina výrubů z obou tunelů. Toto řešení výrazně sníží četnost průjezdu nákladních vozidel obcemi.

Závěr

Návrh technického řešení dvoukolejných tunelů a jejich únikových cest vychází z konfigurace terénu, respektuje především geologické podmínky a dobu předpokládané výstavby. Bere v úvahu možnosti zásahu záchranných jednotek a činností provozovatele železniční přepravy v případě ohrožení cestujících nehodou nebo požárem včetně možností záchrany samotnými cestujícími. Vybrané varianty jsou nejen ekonomicky nejvýhodnější, ale i ekologicky nejpríjemnější.

Zdroje:

[1] www.szdc.cz

[2] www.4-koridor.cz

Votický tunel – první zkušenosti z výstavby

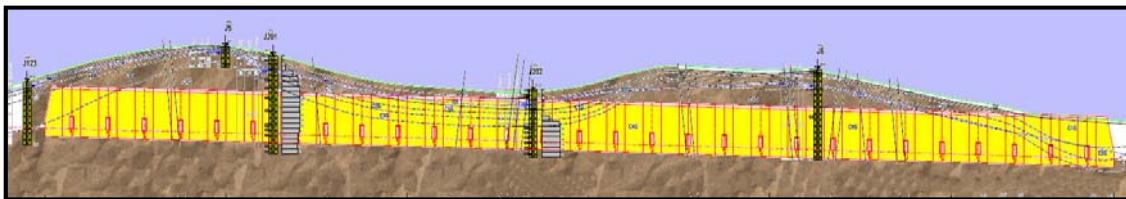
Ing. Eva Tatíčková, HOCHTIEF CZ a. s.

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

Hloubený dvoukolejný tunel Votický má v rámci České republiky hned několik primátů. S délkou 590 m je nejdelším hloubeným železničním tunelem, jehož ostění tvoří beton odolný proti průsakům. Originální je i konstrukce ostění tunelu rozpíraná ve spodní části o boky stavební jámy nebo způsob vyztužování ostění. Stavbu tunelu provázely od samého počátku geotechnické problémy, které si vyžádaly změnu způsobu zajištění stavební jámy. K odtěžování stavební jámy byla kromě trhacích prací použita i skalní fréza. Příspěvek popisuje úskalí, se kterými se musí projektant, zhotovitel i investor potýkat při změně geotechnických poměrů a s tím souvisejícího postupu výstavby.

Geotechnické podmínky – předpoklady a skutečnost

Klíčovým faktorem, který zásadně ovlivňuje výstavbu tunelu i volbu konstrukčního řešení jsou geotechnické poměry v dané lokalitě. Nejinak tomu bylo při zpracování projektové dokumentace a následné realizaci stavby. Tunely na traťovém úseku Votice – Benešov u Prahy procházejí geomorfologickou soustavou označovanou jako Jihočeská vysočina. Území se nachází při jihovýchodním okraji středočeského plutonu v blízkosti výběžku moldanubika a je tvořeno zejména paleozoickými, hlubinnými a žilnými vyvřelinami. Horniny jsou velmi variabilní a jsou charakteristické svou značnou petrografickou pestrostí. Převažujícími horninovými typy jsou drobnozrnné žilné granity a aplity a v části území porfyrické, středně zrnité, amfibol-biotitické žuly typu Čertova břemene a porfyrické, středně zrnité biotitické žuly s amfibolitem sedlčanského typu. Lokálně se v trase tunelu vyskytují kontaktní metamorfity zastoupené cordieritickými rulami a migmatity různého stupně zvětření. Avizované geotechnické podmínky v místě Votického tunelu byly v porovnání s tunely Olbramovický, nebo Tomický I. a II. velmi příznivé. Kromě zóny hlubšího dosahu zvětření uprostřed tunelu a v oblasti výjezdového portálu měl tunel procházet navětralými granity s ortogonálním systémem subvertikálních, resp. subhorizontálních puklin. Ražený tunel nebyl v tomto úseku navržen pouze z důvodu nízkého nadloží, které se pohybuje do max. 9 m. V oblasti výjezdového portálu je tunel oproti původní úrovni terénu dokonce mírně přesypán. Geotechnický průzkum byl prováděn pomocí vrtů doplněných geofyzikálním průzkumem. Protože se metodami průzkumu jen obtížně stanovuje sklon a orientace puklin, bylo předpokládáno typické rozpukání charakteristické pro daný typ horniny.



Obr. 1 Schématický podélný řez Votickým tunelem

Po zahájení prací na hloubení stavební jámy se však ukázalo, že se v některých údajích skutečně zastižené geotechnické podmínky odchylují od prognózy uvedené v projektu stavby a zadávací dokumentaci. Horniny jsou nepravidelně a všesměrně rozpukané. Směr a sklon jednotlivých diskontinuit se v masívu poměrně výrazně mění, což je zřejmě způsobeno horninotvornými procesy souvisejícími s intruzí plutonu podél komplexu moldanubika. Hornina je v prostoru hloubené jámy postižena různým stupněm zvětření od zcela zvětralé horniny charakteru stmeleného písku až po vysoce

pevnou téměř zdravou horninu. Kvalitní pevná hornina vystupuje v trase tunelu ve dvou elevacích v tunelovém metru (TM) 0-150 a TM 300-450.



Obr. 2 Západní svah v oblasti elevací



Obr. 3 Východní svah v oblasti elevací

V ostatních částech trasy zasahuje zvětrání do značné hloubky, což má za následek výskyt horniny o nízké až velmi nízké pevnosti. Výjezd z tunelu v TM 460-590 je celý tvořen eluviálními granitickými zvětralínami (viz obrázky 1 a 2).



Obr. 4 Sesuv zvodnělého eluvia na západním svahu v oblasti výjezdového portálu



Obr. 5 Celkový pohled na stavební jámu v oblasti výjezdového portálu

S postupujícím odtěžováním horniny směrem do hloubky dochází i v porušených úsecích k postupnému obnažování pevné navětralé až zdravé horniny. Na několika místech se ve stěnách stavební jámy objevují tělesa žilných (aplitických) žul, která jsou mnohdy provázena poměrně silnými přítoky vody. Hlavní faktor ovlivňující stabilitu stěn stavební jámy je orientace zastoupených ploch nespojitosti. Díky blízkosti kontaktu s moldanubickými horninami je granit až nezvykle usměrněný a jeho vnitřní uspořádání limitují 3–4 systémy ploch nespojitosti. Spádnice nejčetnějších ploch svírají se spádnicí svahu stavební jámy úhel $< 45^\circ$ a sklon se pohybuje v rozmezí $65\text{--}80^\circ$.



Obr. 6 Orientace a směry diskontinuit

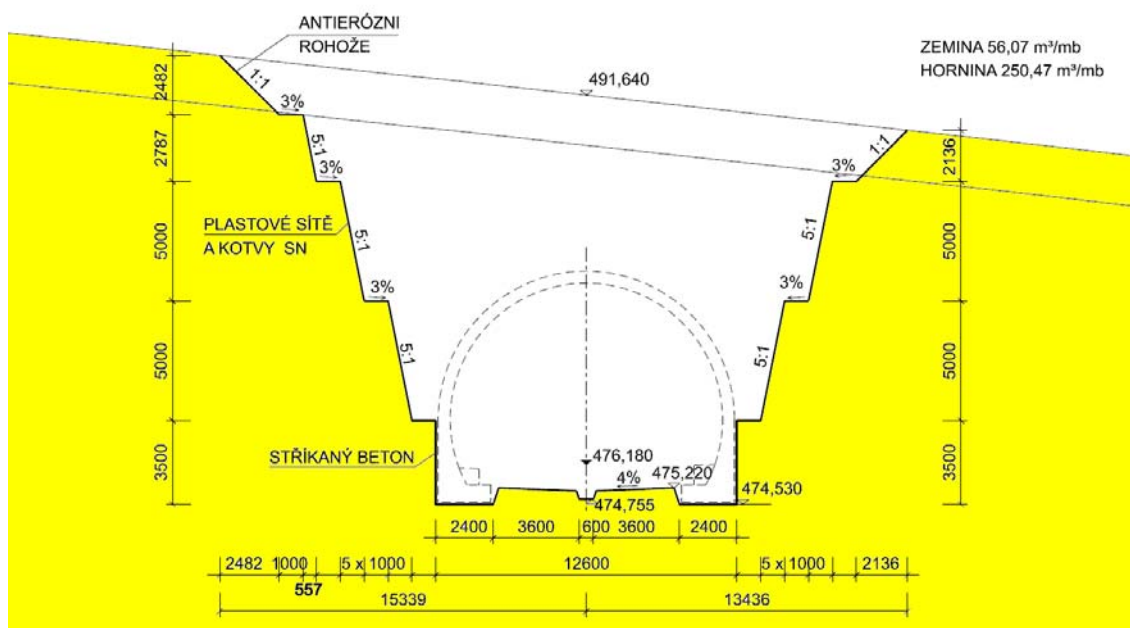


Obr. 7 Rozpad horniny podél ploch nespojitosti

Někdy lze dokonce označit dominantní systémy jako subparalelní se směrem stavební jámy. Tato nepříznivá a nepředpokládaná orientace dominantních ploch nespojitosti způsobovala v průběhu hloubení stavební jámy vznik nestabilních širokých a plochých klínů, které měly výraznou predispozici pro vyjetí do prostoru stavební jámy. Vzniklá situace vedla až ke změně způsobu zajištění stavební jámy.

Od zářezu k hloubenému tunelu

V průběhu projektování přípravné dokumentace došlo v úseku nynějšího tunelu k výškové úpravě trasy. Ve vazbě na navazující úseky bylo nutné niveletu zahloubit až o 1 m a tím vzrostla hloubka navrhovaného zářezu až na bezmála 20 m. Při této hloubce stavební jámy již vstupují do hry kromě investičních nákladů i otázky spojené s dlouhodobou stabilitou jejích svahů a nároky na údržbu tratě. Proto bylo provedené technicko ekonomické posouzení varianty vedené v otevřeném zářezu a varianty přesýpaného tunelu. Díky originálnímu technickému řešení, využívajícímu boky stavební jámy jako tuhou podpěru klenbové konstrukce ostění tunelu se podařilo nejen minimalizovat objem zemních prací, ale dosáhnout výrazného zeštíhlení tunelového ostění i snížení stupně vyztužení v porovnání s klasickou konstrukcí prováděnou ve svahované stavební jámě. Při návrhu technického řešení se vycházelo z prognózy geotechnických poměrů v trase tunelu. Vzhledem k očekávaným geotechnickým parametrům horninového masivu byly dočasné svahy stavební jámy navrženy ve sklonu 5:1 a 3:1. Poslední etáž stavební jámy výšky 4,5 m je navržena dokonce se svislými boky, aby o ni bylo možné rozepřít tunelové ostění. Pouze první táž stavební jámy situovaná do vrstev pokryvu je navržena ve sklonu 1:1. Její hloubka však zpravidla nepřesahuje 3 m.



Obr. 8 Hloubený tunel s rozepřenými boky o stěny stavební jámy

Vzhledem k reliéfu terénu a vedení trasy na úseku Votice – Benešov u Prahy nebylo možné dosáhnout vyrovnané hmotnice. Vedením trasy v 5 tunelech a četných zářezích vznikl značný přebytek výkopového materiálu, který bylo možné trvale deponovat až cca 100 km od dané lokality. Navržením hloubeného tunelu délky 590 m došlo k výraznému snížení objemu zemních prací. Hlavními důvody byly jednak strmější sklony dočasných svahů stavební jámy, jednak možnost uložení části výkopu do zpětných zásypů. Na základě technicko ekonomického porovnání bylo proto

rozhodnuto sledovat v dalším stupni projektové dokumentace variantu hloubeného tunelu.

Vodonepropustné ostění bez izolační fólie

Zajištění vodonepropustnosti tunelového ostění je provázeno vždy určitými obavami. I když pomalu odeznívají ještě nedávno používané skeptické argumenty, že neexistuje tunel, který by netekl, je provádění hydroizolačních fólií velmi náročné na technoclogickou kázeň a preciznost provádění. V případě ražených tunelů hrozí nebezpečí poškození hydroizolační fólie při montáži výztuže definitivního ostění, u hloubených úseku tunelů je hlavním nepřítelem provádění zpětných zásypů. Proto se projektant rozhodl tento problémy vyřešit jednoduchým způsobem a hydroizolační fólii v případě Votického tunelu vůbec nenavrhl. Vodonepropustnost ostění je zajištěna pomocí betonu ostění odolného proti průsakům. I tato technologie má svá úskalí, výhody však převládají. K nevýhodám patří vyšší nároky na návrh betonové směsi s nízkým vývinem hydratačního tepla, vyšší procento vyztužení, posuzování konstrukce na vznik trhlin, vlastní provádění i ošetřování betonu po odbednění i skutečnost, že spáry mezi bloky betonáže/tunelovými pásy jsou těsněny vnitřními těsnícími pásy.



Obr. 9 Bednicí vůz s děleným čelem pro těsnící pás



Obr. 10 Těsnící pás v čele bednicího vozu

Za to získáme výhodu, která je z hlediska provozování a údržby tunelu zásadní. Tou je nulové riziko poškození hydroizolačního systému při provádění zpětných zásypů a efektivní možnost sanace případných průsaků. V případě použití hydroizolační fólie nemusí k průsaku ostěním dojít v místě porušení fólie. Následná těsnící injektáž je proto málo účinná a zpravidla vyžaduje utěsnění velkého úseku tunelu. V případě použití betonu odolného proti průsakům se sanuje místo skutečného oslabení konstrukce, kde k průsaku dochází. Tato technologie je ve větším měřítku používána spíše u zahraničních tunelů (např. podchod Dunaje ve Vídni trasou metra U2).



Obr. 11 Vodonepropustné ostění metra ve Vídni



Obr. 12 Vodonepropustné ostění tunelu Leinzer

U tunelů v ČR se tato technologie dosud používala jen u krátkých hloubených úsecích tunelů (např. tunel Vepřek, Malá Huba, Hněvkovský I.). S délkou 590 m je Votický tunel nejdelším tunelem v ČR, kde bude vodonepropustné ostění použito.

Rozpírání tunelu o boky stavební jámy

Další raritou Votického tunelu je ojedinělý návrh konstrukčního řešení spolupůsobení ostění a horninového masivu, kdy je poslední etáž stavební jámy využita jako rubové bednění a zároveň rozpěra spodní části klenbové konstrukce ostění. Vzhledem k tomu, že je ostění navrženo z betonu odolného proti průsakům, je nutné dodržovat povolené odchylky od projektované tloušťky podle TKP 20 Železniční tunely. Jedná se o podmínku, kdy se tloušťka ostění může lišit od projektované hodnoty podle vztahu:

$$d_{\max} \leq d_{\text{proj}} + 0,30 \text{ m, resp. } 1,5 \times d_{\text{proj}} \text{ (m),}$$

přičemž rozhodující je menší z obou vypočtených hodnot (d_{proj} je projektovaná tloušťka ostění). Navržené opatření eliminuje náhlé změny tloušťky ostění, které by mohly vzhledem k nerovnoměrnému vývinu hydratačního tepla vést ke vzniku nežádoucích trhlin v ostění. Aby se zamezilo přenosu tangenciálního napětí mezi horninovým masivem a betonem ostění, je poslední etáž stavební jámy potažena separační fólií. Ta má pouze separační funkci a neplatí pro ni pravidla používaná pro hydroizolační fólii. Z hlediska provádění klade tento požadavek vysoké nároky na dodržení tvaru stavební jámy. V zadávací dokumentaci byla v této části stavební jámy navržena vyrovnávací vrstva ze stříkaného betonu. Při dosažení dna stavební jámy se ukázalo, že z důvodu popsaného rozpukání a systému porušení horninového masivu při odtěžování pomocí trahcích prací nelze ani při nástřiku vyrovnávací vrstvy stříkaného betonu požadovaný tvar dosáhnout. Proto se rozhodl zhotovitel použít speciální posuvné bednění délky shodné s délkou bednění bloků betonáže ostění. Vybetonované klíny z prostého betonu umožňují optimálně dodržet projektovaný tvar ostění a snižují spotřebu konstrukčního betonu ostění. Zároveň stabilizují poslední lavici stavební jámy, která je určena pro pojezd rubového pojízdného bednění ostění tunelu.

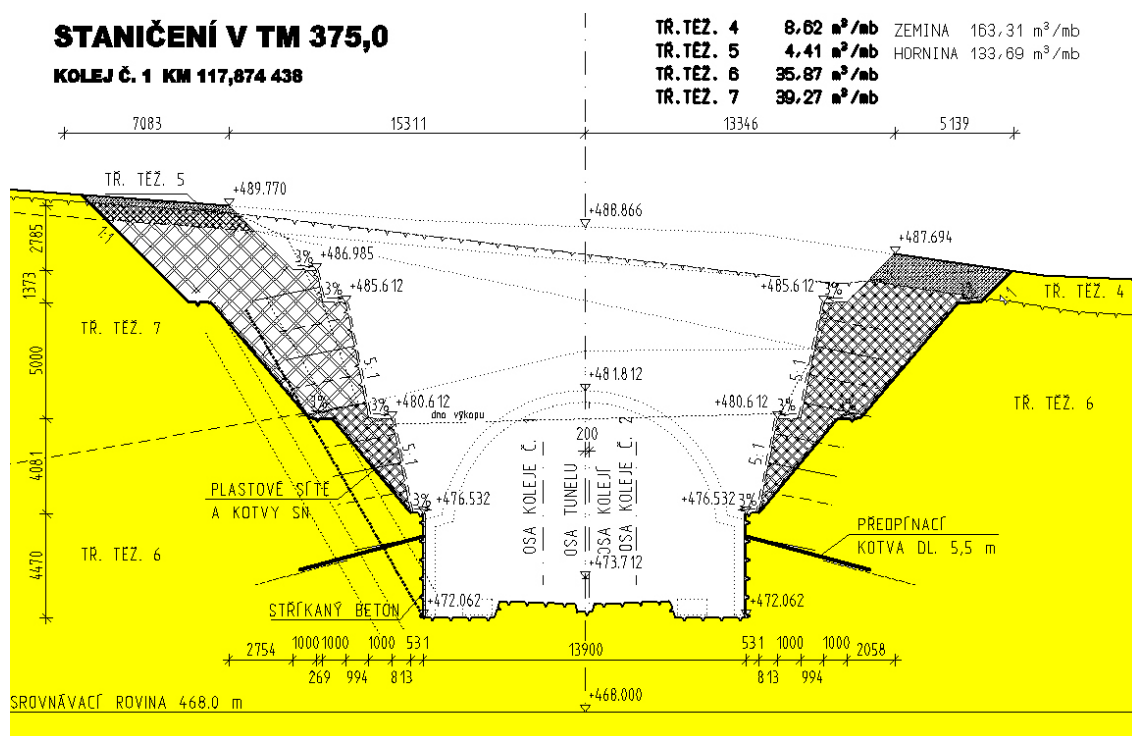


Obr. 13 Betonové klíny pro rozepření klenby hloubeného tunelu o boky stavební jámy

Změna způsobu zajištění svahů stavební jámy

Při prohlubování stavební jámy v úsecích, kde se eluviální vrstvy prakticky nevyskytovaly a horninový masiv zasahoval až k povrchu území, docházelo díky orientaci ploch nespojitosti vzhledem ke sklonu svahů stavební jámy k vypadávání bloků horniny ve tvaru klínů. Fragmentace horniny se pohybovala v závislosti na směru diskontinuit od malých bloků, až po bloky v řádu metrů. Vzniklá situace vedla kromě

vytváření „nadvýrubů“ k nežádoucímu zvětšování objemu zemních prací a zejména k ohrožení bezpečnosti práce. Geolog projektanta realizační dokumentace provedl na obnažených plochách stavební jámy orientační měření sklonu a orientace ploch nespojitosti horninového masivu. Výsledky měření ukázaly, že masiv je rozpuštěn v mnoha rovinách a směrech, přičemž lze říci, že na západních svazích jámy dochází po těchto plochách k vyjíždění masivu směrem do stavební jámy, zatímco na východním svahu jámy pukliny zapadají do svahu. Obě situace byly z hlediska stability svahu nebezpečné. Na západním svahu docházelo vyjížděním klínových bloků k šíření lokálních povrchových nestabilit hlouběji do masivu. Navíc bylo možné očekávat s ohledem na orientaci ploch nespojitosti při prohlubování stavební jámy přerušení průběžných odlučných ploch a další zvýšení nestability boku jámy. Na východním svahu při zapadávání vrstev docházelo k porušení masivu podél ploch přibližně kolmých na zapadající plochy a vytváření převisů, které bylo nutno v rámci zajištění bezpečnosti strhnout. Tím opět docházelo ke zvětšování objemu vytěženého materiálu a odchýlení se od projektovaného tvaru jámy. Proto byly práce v dubnu 2010 zastaveny a projektant vypracoval dvě varianty řešení vzniklé situace, které byly posouzeny z hlediska provádění a z hlediska výše investičních nákladů i možných komplikací při údržbě za provozu. Cílem obou variant bylo zajištění požadované stability svahu, a to jak s ohledem na rozpad povrchových vrstev masivu, tak s ohledem na vznik možných hlubokých „smykových ploch“.



Obr. 14 Porovnání obou variant z hlediska objemu zemních prací

První varianta vycházela z přesvahování stavební jámy na mírnější sklon. Po vyhodnocení strukturní analýzy horninového masivu byl sklon svahů navržen 50°. I tomto případě však zůstaly svahy poslední etáže stavební jámy svislé, neboť provedení tunelu klasickým způsobem bez rozepření by znamenalo rozšíření stavební jámy o další cca 3 m a zesílení ostění tunelu, což by variantu ekonomicky zcela vyřadilo ze hry. Proti rozpadu přípovrchové vrstvy horninového masivu byly svahy stabilizovány krátkými tyčovými kotvami délky 3 m. Zásadní nevýhodou této varianty bylo enormní navýšení objemu zemních prací (výkopů i zpětných zásypů).

Druhá varianta ponechávala původní tvar stavení jámy podle zadávací dokumentace a zvýšení stupně stability dosahovala prodloužením kotev na 6 m až 10 m. Plošné zajištění povrchové vrstvy horninového masivu zajišťovaly vysokopevnostní sítě schopné zachytit po přikotvení i větší bloky horniny. Největším úskalím této varianty bylo stanovení prognózy porušení horninového masivu podél diskontinuit. Proto byl návrh postaven na základě četných měření sklonu a orientace puklin a vypracování strukturní analýzy horninového masivu. Jako kritický z hlediska zajištění stability skalního svahu byl vypočten sklon diskontinuity 50° . Pod touto hodnotou již nelze zajistit stabilitu pomocí tyčových kotev délky 6 m a je nutno použít předpínané kotvy délky min. 10 m s kořenem délky 4 m.

Na základě technicko ekonomického posouzení variant byla pro další sledování vybrána druhá varianta s tím, že navrhovaný způsob zajištění stavební jámy bude nejprve in situ vyzkoušen na pokusném úseku jámy délky 30 m. Pokusný úsek byl vybrán kompetentními zástupci stran zúčastněných při výstavbě jako charakteristický pro geotechnické podmínky očekávané v dalších úsecích stavební jámy.

Pro kotvení skalních svahů byly navrženy celozávitové kotevní tyče o průměru 32 mm a délky 6 m s továrně vyrobeným závitem v celé délce kotvy. To umožnilo dotažení hlavy kotvy momentovým klíčem i po případném vypadnutí části horniny pod hlavou kotvy. Rychlá aktivace kotvy se ukázala jako zásadní prvek povrchové stabilizace horninových bloků. V případě použití standardních kotev se závitem pouze na konci kotevní tyče nebylo možné hlavu kotvy aktivovat a v řádu dnů došlo k postupnému rozevírání diskontinuit a uvolnění bloku horniny. Na základě negativních zkušeností navrhl projektant v pokusném úseku jiný způsob kotvení. Celozávitové tyče délky 6 m byly osazovány do zálivky EKOMENT RT v délce 5 m. Poslední metr kotvy byl ponechán volný, aby bylo možné kotvu aktivovat momentovým klíčem na hodnotu předpětí 50 kN. Vnesená normálová síla zvýšila tření na puklině a zamezila vypadnutí klínu horniny. Tento systém kotvení se v praxi osvědčil a minimalizoval výrazným způsobem vypadávání klínů horniny. Další změnou oproti původnímu návrhu byla receptura zálivky kotev. Původní cementová zálivka umožňovala předepnutí až po čase v řádu dnů. Do té doby však již došlo k zásadnímu rozvolnění horniny po predisponovaných plochách a rozpadu povrchové vrstvy horniny až na hloubku přes 1 m. Abychom tomuto způsobu porušení zabránili, byla pro zálivku použita směs EKOMENT RT umožňující aktivaci kotvy po 24 až 30 hodinách. Systémové kotvení byl v projektové dokumentaci navržen v ortogonálním rastru 2,5 m x 2,5 m se šachovnicovým uspořádáním, takže vzájemná vzdálenost kotev nepřesahovala 1,25 m. V porovnání s původním způsobem kotvení došlo k vypadnutí bloku jen v několika případech a uvolněnou část horniny okamžitě zachytila vysokopevnostní síť, přičemž byly použity jednak HEA panely, jednak panely PANROPE CLIP-S.



Obr. 15 Stabilizace svahu HEA panely



Obr. 16 Zkoušení celozávitových předpjatých kotev

Velmi diskutovaným tématem bylo rozpojování horniny a vliv trhacích prací na porušení horninového masivu a přesnost dodržení projektovaného tvaru stavební jámy. Zpočátku prováděné trhací práce vedly k silnému rozpukání svahů stavební jámy a podpořily rozpad po přirozených, tektonicky podmíněných diskontinuitách. Seismické účinky trhacích prací jsou pravděpodobně jedním z negativních faktorů, který urychlil rozpad povrchových vrstev horniny. V průběhu času zhotovitel upravoval vrtná schémata a časování roznětu tak, aby se tyto účinky minimalizovaly. V souvislosti s minimalizací seismických účinků a zejména minimalizace nadvýrubů byla nasazena skalní fréza Vermeer T1255 s motorem Caterpillar o výkonu 447 kW.



Obr. 17 Nasazení skalní frézy u vjezdového portálu



Obr. 18 Fréza pod stožárem vysokého napětí

Vzhledem k pevnosti a abrazivitě granodioritů ji bylo možné použít pouze ve vyšších partiích stavební jámy. I tam však vykonala neocenitelné služby v oblasti vjezdového portálu v místě, kde trasu tunelu křížuje vedení vysokého napětí. Vzhledem ke složitým majetkoprávním vztahům se nepodařilo v požadovaném čase zařídit přeložku vedení a bez nasazení frézy by se práce v této oblasti musely přerušit. Důvodem je situování sloupu vysokého napětí přímo na hraně stavební jámy. Pomocí frézy došlo k odtěžení cca 5 m horniny a po zahloubení na tuto úroveň je již možno pod vedením použít pro rozpojování trhací práce.

Tunelové drenáže, výztuž a betonáž definitivního ostění

Po překonání problémů se zajištěním stability stavební jámy se mohly konečně rozjet stavební práce na provádění drenážního systému, vyztužování a betonáži definitivního ostění. I když se jedná o hloubený tunel, jsou při provádění použity některé prvky známé spíše z provádění definitivního ostění ražených úseků tunelů. Jedním z nich je provádění systému bočních tunelových drenáží. Vzhledem k rozepření boků tunelu o stěnu stavební jámy bylo nutné před betonáží patek a klenby ostění provést osazení bočních tunelových drenáží.



Obr. 19 Boční drenáž před vyztužením patek



Obr. 20 Boční drenáž po vyztužení patek

Protože jejich obsyp zároveň tvořil rubové bednění tunelové patky, bylo nutné místo šterku použít mezerovitý beton. Vzhledem k tomu, že na rozdíl od ražených úseků tunelů je v hloubeném tunelu propojena výztuž patky s výztuží klenby, bylo nutné drenáže osazovat před betonáží patek. Vybetonováním patek vznikla pojezdová plocha pro masivní bednění vůz umožňující betonáž bloků délky 10 m. Vzhledem k absenci hydroizolační fólie jsou spáry mezi bloky betonáže těsněny pomocí vnitřních těsnících pásů šířky 320 mm. Na kvalitě jejich provedení a na kvalitě betonu závisí vodonepropustnost ostění a s ní spojená životnost tunelu. Při délce 590 m lze totiž očekávat promrzání v celé délce konstrukce a případné průsaky by mohly způsobit poškození konstrukce. Z hlediska harmonogramu výstavby hraje u hloubeného tunelu zásadní roli i betonáž ostění. Na rozdíl od raženého tunelu, kdy k odbednění klenby dochází po 14 až 18 hodinách, je v případě hloubeného tunelu tato doba prodloužena na 18 až 24 hodin. Montáž výztuže probíhá zpravidla na plášti bedněního vozu, což pracovní cyklus dále prodlužuje. U krátkých úseků hloubených tunelů nehraje tato skutečnost tak významnou roli, u 59 bloků betonáže Votického tunelu se již jedná o prodloužení doby výstavby až v řádu měsíců. Na návrh projektanta je proto výztuž tunelu navržena jako samonosná, což zcela eliminuje blokování bednění pro montáž výztuže.



Obr. 19 Samonosná výztuž ostění



Obr. 20 Úprava výztuže pro těsnící pás



Obr. 21 Stykování rámců samonosné výztuže



Obr. 22 Pojezd vnějšího bednění na první lavici

Formu je možno přesunout a betonáž zahájit ihned po správném geometrickém ustavení. Vodonepropustné ostění vyžaduje použití betonové směsi s nízkým vývinem hydratačního tepla a kvalitního tuhého bednění s možností vibrování. Vnitřní bednění tvoří pojezdný ocelový most na jehož plášti jsou osazeny příložné vibrátory. Vnitřní vibrátory lze do směsi nasadit okny pro betonáž v plášti bedněního vozu. Vnější bednění tvoří rovněž pojezdná ocelová konstrukce s pojezdem na první lavici nade dnem stavební jámy. Navržené technické řešení umožňuje proudový postup výstavby kde za těžebním a zajišťovacím svahů stavební jámy, následuje betonáž podkladních

betonů, osazování drenáží, betonáž patek, montáž výztuže a betonáž klenby tunelu. Následovat bude betonáž kabelovodů, chodníků a vnitřního vybavení tunelu.



Obr. 23 Pojízdné vnitřní, vnější bednění a smontovaná samonosná výztuž

Závěr

Výstavba Votického tunelu byla zahájena koncem roku 2009. Provádění hloubených tunelů bylo dlouhou dobu považováno v porovnání s raženými úseky tunelů za něco méněcenného a rutinního. Příklad Votického tunelu ukazuje, jak v případě dlouhého hloubeného tunelu může změna geotechnických podmínek výstavbu zkomplikovat jak technicky, tak časově a ekonomicky. Hledání nového technického řešení pak probíhá při výstavbě za obrovského tlaku na obnovení dočasně zastavené, nebo omezené stavby. Zcela ojedinělá byla možnost ověření nového způsobu zajištění stability skalních svahů na pokusném úseku délky 30 m, která se podařila pouze díky osvětlenému přístupu a na návrh zástupce SŽDC. Díky tomuto přístupu bylo možné vyzkoušet všechny případné prvky zajištění stability jámy v reálných podmínkách stavby a zkušenosti aplikovat při zpracování prováděcího projektu. Použitím atypických projekčních návrhů a stavebních postupů lze docílit optimalizace dimenzí konstrukce i získat čas ztracený komplikací se geotechnickými podmínkami. Při dimenzování ostění byly použity výpočty s využitím nelineárního modelu betonu, které umožnily dosáhnout i u hloubeného tunelu úspor výztuže. Do konce roku 2010 bylo z celkové délky 590 m vytěženo a zajištěno do úrovně základové spáry 355 m stavební jámy, podkladní betony pod patky jsou připraveny v délce 220 m, opěrné klíny v poslední etáži stavební jámy jsou vybetonovány v délce 190 m. Drenáže jsou položeny a základové patky vybetonovány v délce 180 m. Na základových patkách je smontována výztuž v délce cca 3 bloků a betonáž celého ostění tunelu je provedena v délce 100 m. Investorem stavby je SŽDC Stavební správa Praha. Tunel staví firma HOCHTIEF CZ na základě realizační dokumentace zpracované firmou IKP Consulting Engineers.



Ražené tunely Olbramovický a Tomický I na trati Votice – Benešov u Prahy

Ing. Jakub Němeček, Subterra a.s.

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

Součástí Modernizace trati Votice – Benešov u Prahy je celkem 5 tunelů. Kromě hloubeného tunelu Votický projektuje firma IKP Consulting Engineers i realizační dokumentaci tunelů Olbramovický a Tomický I. Oba tunely se z hlediska technologie provádění dělají na úseky hloubené a úseky ražené pomocí NRTM. Příspěvek informuje o zkušenostech z výstavby, porovnává prognózu a skutečnost z hlediska geotechnických podmínek a nasazení technologických tříd výrubu, dimenzování definitivního ostění a obecně významu geomonitoringu na optimalizaci technického řešení při výstavbě. Oba tunely jsou raženy s nízkým nadložím v tektonicky silně porušeném masivu. Přesto umožnily výsledky geomonitoringu u Olbramovického tunelu použít na části raženého úseku nevyztužené definitivní ostění.

Olbramovický tunel – základní informace

Olbramovický tunel leží na trati mezi tunely Zahradnickým a Votickým, přičemž od Votického tunelu jej dělí pouze zářez tratě délky cca 100 m. Celková délka hloubených tunelů dosahuje 120 m, ražený úsek tunelu má délku 360 m. Ražba probíhá Novou rakouskou tunelovací metodou NRTM a pro ražený úsek délky pouhých 360 m je navrženo celkem 5 technologických tříd výrubu označovaných římskými číslicemi II. až VI. Do nejlepších geotechnických podmínek je určena třída výrubu II., do nejhorších pak třída výrubu VI. se spodní klenbou. Pro tak krátký úsek nadstandardní počet technologických tříd výrubu má za účel možnost optimálního nasazení prvků zajištění stability výrubu (tloušťka stříkaného betonu primárního ostění, počet výztužných sítí, délka, typ a počet kotev, počet jehel, délka záběru apod.) podle skutečně zastižených geotechnických podmínek. Zvláštní technické kvalitativní podmínky a způsob ocenění jednotlivých prvků navíc umožňují upravovat tyto prvky i v rámci technologické třídy výrubu, takže investor i zhotovitel mají možnost nasadit jen takový způsob zajištění, který odpovídá potřebám pro dosažení bezpečného postupu ražby a zároveň ekonomicky nutnému minimu investičních nákladů s ohledem na chování horninového masivu při ražbě. Tunel o podélném sklonu 10,5 ‰ leží ve směrovém oblouku o poloměru 1 200 m a je navržen pro rychlost 160 km/hod. Tvar příčného řezu tunelu odpovídá vzorovému listu dvoukolejného tunelu s tím, že pro převýšení 122 mm bylo nutné odsunout osu tunelu od osy kolejí o 200 mm.

Geotechnické poměry Olbramovického tunelu – prognóza a skutečnost

Geotechnické poměry se podél trasy tunelu mění, a to jednak s ohledem na výšku nadloží, jednak s ohledem na kvalitu horninového masivu. Výška nadloží nepřesahuje 27 m. Z hlediska kvality horninového masivu byla v oblasti vjezdového portálu očekávána hluboká zvětralá zóna rul, která byla průzkumem avizována až do oblasti počvy tunelu. Z toho důvodu byl celý hloubený úsek navržen se spodní klenbou a i první 4 bloky betonáže raženého tunelu byly navrženy v technologické třídě výrubu VI. se spodní klenbou. V oblasti výjezdového portálu měla zvětralá zóna zasahovat do kaloty tunelu a kromě rul byla přímo na rozhraní hloubené a ražené části tunelu očekávána poloha granitu. Střídání poloh granitu, biotitických rul a grafitických břidlic o různém stupni zvětrání i tektonického porušení bylo charakteristické pro celou ražbu tunelu. Stavbu zahájilo 1. 11. 2009 hloubení stavební jámy výjezdového portálu. Svahy stavební jámy zajišťují pouze tyčové kotvy délky 4 m a 6 m prováděné do cementové zálivky.



Obr. 1 Svahovaná stavení jáma Olbramovického tunelu – výjezdový portál

Zemní práce probíhaly bez problémů a po zajištění navrženém v projektové dokumentaci byly svahy jámy stabilní, i když v zóně zvětrání zasahovala do větší hloubky a poloha granitu nebyla při hloubení, ani po zahájení ražby zastížena. V dolních partiích stavební jámy a na portálovém svahu je proveden kromě kotvení i stabilizační nástřík stříkaného betonu se sítí KARI. Součástí stavební jámy je i zárodek kaloty. Jedná se o konstrukci provedenou z výztužných rámců, sítí a stříkaného betonu, která je pevně založena na železobetonových patkách. Tvarově odpovídá primárnímu ostění v navazujícím raženém úseku. Její úlohou je stabilizovat portálový svah a chránit osádku před případným pádem předmětů z portálového svahu do jámy. Dále tvoří rubové bednění bloku betonáže, který z ražené části tunelu částečně zasahuje do stavební jámy. V neposlední řadě tvoří podporu deštníku z jehel z betonářské oceli Ø32 mm délky 6 m, které zajišťují přístropí tunelu při zahájení ražby.



Obr. 2 Výjezdový portál Olbramovického tunelu – hornina se úlomkovitě rozpadá, čelba je stabilní



Obr. 3 Vjezdový portál Olbramovického tunelu se zcela zvětralým eluviem a minimálním nadložím

Firma IKP Consulting Engineers není příznivcem zahájení ražby pod mikropilotovým deštníkem, neboť tuto technologii považuje za příliš finančně i časově náročnou. Výsledný efekt zpravidla neodpovídá z hlediska provádění očekávanému přínosu. Nepřesné vrtání mikropilot na delší vzdálenosti vede buď k nadvýrubům, nebo ke komplikacím

při odřezávání mikropilot, pokud zasahují do profilu tunelu. Při délce záběru při zahájení ražby do 1 m zpravidla dostatečně stabilizují obvod výrubu ocelové jehly. Stabilitu čelby je pak možné zajistit čelbovým klínem a případně lokálním kotvením pomocí celozávitových tyčí osazovaných do cementové zálivky.

Ražba tunelu byla zahájena 10. 12. 2009 od výjezdového portálu ve třídě výrubu V., která odpovídala projektem definovaným předpokladům. Výrub stabilizovalo systémové kotvení z kotev SN v počtu 7/8 ks (šachovnicově) délky 4 m. Primární ostění tloušťky 250 mm vyztužovaly příhradové rámy a ocelové sítě KARI Q188 při obou povrchích ostění. Stabilitu přístropí zajišťovaly ocelové jehly. Ražbu provázela měření geotechnického monitoringu, který na stavbě zajišťuje firma ARCADIS. Ta provádí i geotechnický dozor investora a zatřídění horninového masivu do technologických tříd výrubu. I když ražba probíhala pouze strojním rozpojováním bez použití trhacích prací a horninový masiv byl tektonicky porušen, celková stability výrubu byla dobrá. Při ploše výrubu kaloty 60 m² se deformace výrubu pohybovaly do 10 mm, výjimečně dosáhly 15 mm. Projektem stanovená hodnota varovného stavu 50 mm pro třídu výrubu V. nebyla při ražbě nikdy dosažena, stejně jako varovné stavy definované pro ostatní třídy výrubu. Po cca 15 m od výjezdového portálu měla podle projektu přejít technologická třída výrubu V. ve třídu výrubu IV. Tím mělo dojít ke snížení tloušťky primárního ostění na 200 mm, zmenšení počtu kotev a prodloužení délky záběru na 1,5 m. Zástupci geotechnického dozoru však vyhodnotili podmínky pro změnu třídy výrubu jako nepříznivé a ražba pokračovala v třídě výrubu V. celkem 85 m od výjezdového portálu. To už se čelba nacházela v místech, kde měla ražba podle projektu probíhat ve třídě výrubu II. s tloušťkou ostění pouze 150 mm, lehkými výztužnými rámy, pouze jednou sítí Q188 a jen 3 ks hydraulicky upínatelných kotev délky 3 m na 1 běžný metr tunelu. Tím došlo oproti předpokladům projektu ke značným disproporcím. Zhotovitel prováděl v tomto úseku cca 2 až 3 záběry za 24 hodin, čemuž odpovídala rychlost ražby kaloty max. 3 m/den. I když byla následně ražba překlasifikována do třídy výrubu IV. a III., prognózovaná třídy výrubu II. nebyla po celou dobu ražby použita. Za ražbou kaloty následovala ražba jádra a dobírání dna, přičemž maximální vzdálenost čelb dílčích výrubů určovala projektová dokumentace a potvrzoval geotechnik stavby podle skutečně zastižených podmínek.



Obr. 4 Primární ostění Olbramovického tunelu, členění výrubu, vlevo rampa do kaloty

Jak se ražba blížila k vjezdovému portálu, začaly se zhoršovat geotechnické poměry, což bylo v souladu s očekávaným vývojem. Za takových podmínek nebylo vhodné provádět prorážku do stavební jámy vjezdového portálu. V takovém případě je mnohem bezpečnější provádět prorážku v hoře v dostatečné vzdálenosti od portálu. V případě Olbramovického tunelu byla po dohodě projektanta a zhotovitele dne 23. 4. 2010 ukončena ražba 47 m od vjezdového portálu, čelba byla zajištěna kotvami a stříkaným

betonem a mechanismy byly přesunuty k vjezdovému portálu. O den později 23. 4. 2010 zahájila noční směna protiražbu od vjezdového portálu. Již při hloubení stavební jámy se potvrdily obavy z hloubky zvětrání horninového masivu v oblasti vjezdového portálu. Eluvium v úrovni dna kaloty bylo téměř možné rozpojovat rukou a zhotovitel si vymohl do realizační dokumentace doplnit alternativní zajištění portálu a zahájení ražby mikropilotovým deštníkem. Nakonec však nebyl opět použit a obrys přístropí zajišťoval opět jen deštník z betonářské oceli Ø32 mm délky 6 m, tentokrát navrtaný ve dvou řadách nad sebou. Raziči firmy Subterra přistupovali k zahájení ražby velmi zodpovědně a s odpovídajícím respektem. Výrub kaloty o ploše 60 m² s nadložím 5 m až 8 m však probíhal bez problémů a nadvýrubů a záhy zhotovitel zjistil, že se nejedná o nic nebezpečného a že jehly poskytují dostatečnou bezpečnost pro ražbu i staveništní komunikaci v nadloží. Po dobu ražby pod komunikací byl však na ni přerušen provoz. Vzhledem k hloubce zvětrání byla na rozdíl od výjezdového portálu nasazena technologická třída výrubu VI. se spodní klenbou. Rozsah úseku se spodní klenbou určoval na základě skutečně zastížených podmínek geotechnik stavby s tím, že s ohledem na betonáž definitivního ostění musela délka úseku odpovídat násobkům délky bloku betonáže tj. 12 m. V tomto případě se skutečná délka úseku ve třídě výrubu VI. shodovala s prognózou určenou v zadávací dokumentaci.

Hydroizolace, drenáže a definitivní ostění tunelu

Již při dotěžování jádra probíhalo od výjezdového portálu dočišťování počvy tunelu a betonáž podkladních betonů pod patky definitivního ostění. Betonáž definitivního ostění byla zahájena na hloubeném úseku tunelu. Na rozdíl od raženého úseku je výztuž ostění patek a klenby tunelu v tomto případě propojena. Minimální tloušťka ostění v klenbě je 600 mm a směrem k opěří tunelu se zvětšuje až na více než 1 m. Vnitřní líc tunelu je v hloubeném i raženém úseku stejný, a proto se používá jeden bednicí vůz, umožňující betonáž bloku ostění v délce 12 m. Již tradičně jsou hloubené úseky tunelu prováděny z betonu C30/37 odolného proti průsaku vody. Protože na ostění není položena hydroizolační fólie, musí být spáry mezi bloky betonáže těsněny vnitřním těsnícím pásem šířky 320 mm.



Obr. 5 Bednicí vůz hloubených tunel se speciálním čílkem pro vložení těsnícího pásu



Obr. 6 Detail čela s vloženým těsnícím pásem pro utěsnění spáry mezi bloky betonáže

Jako pojistka je před tento pás do spáry vložen i bentonitový pásek, který v případě průsaku vody nabobtná a spáru utěsní. Z betonu odolného proti průsakům je navržen i první a poslední blok definitivního ostění v raženém úseku tunelu. Tyto bloky jsou zároveň izolovány hydroizolační fólií, jako všechny bloky ražené části tunelu. Hydroizolační fólie je ukončena vnějším těsnícím pásem na bloku betonáže z betonu odolného proti průsakům. Výhoda tohoto řešení je v tom, že je jednak zajištěn přesah úseku těsněného pomocí hydroizolační fólie a betonu odolného proti průsakům, jednak odpadá citlivý detail napojení hydroizolační fólie mezi hloubenou a raženou částí tunelu, který se zpravidla řeší zpětným spojením.

Ražená část tunelu je izolována hydroizolační fólií, která je podélně svařena dvoustopým svarem s možností zkoušení natlakováním. Pro napojení klenby a patky je použit již standardní detail bez propojení výztuže a se zatažením hydroizolační fólie až do úrovně bočních drenáží. Ty jsou uloženy pod úrovní spáry mezi klenbou a patkou, takže hydroizolační fólie izoluje i tento citlivý detail s vodorovnou spárou. Kromě poškození hydroizolační fólie při montáži výztuže je nutno pečlivě sledovat i provádění zdvojení fólie v místě spáry mezi bloky betonáže a ukončení fólie v místě patky. Nedostatečné utěsnění fólie k patce ostění způsobilo v minulosti celou řadu problémů, kdy při doinjektování vrchlíku definitivního ostění došlo k zatečení injektážní směsi do drenážního systému a zabetonování potrubí. Sanace je časově i finančně velmi nákladná a zpravidla se neobejde bez trvalého poškození drenážního systému. Stejným způsobem může být drenážní systém poškozen, pokud není během provozování tunelu prováděno jeho pravidelné čištění. Proto jsou po 48 m v záchranných výklencích umístěny šachty na čištění boční tunelové drenáže. Ta je ohrožena nejen jemnými částicemi vyplavovanými z horninového masivu, ale zejména usazeninami výluhů ze stříkaného betonu. V šachtě je osazen čistící kus, kterým je potrubí standardně uzavřeno. Tím je omezen přístup vzduchu do drenážního systému. Výsledky výzkumů ukazují, že při omezeném přístupu vzduchu se zpomaluje vyluhování a snižuje se proces zanášení drenáží. Čistící kus umožňuje po otevření čistit drenáže vysokotlakou vodou. Tomu je přizpůsoben i materiál drenážního potrubí – v tomto případě od firmy REHAU.

V ražené části tunelu je definitivní ostění navrženo z betonu C20/25. Dimenzování probíhá na základě výsledků deformačních měření prováděných v rámci geomonitoringu. Díky použití primárního ostění tloušťky 200 mm až 250 mm a díky parametrům stabilního horninového prostředí došlo během ražby jen k minimálním deformacím. Zpětnou analýzou byly na základě deformací odvozeny geotechnické parametry horninového masivu a následně zatížení ostění, které se blíží reálným podmínkám. Při nelineárním výpočtu betonového ostění, kdy je zohledněno jeho popraskání a tím i maximální využití průřezu, lze větší část raženého tunelu provádět bez výztuže. Proto jsou vyztuženy pouze bloky betonáže v příportálových úsecích a v nevyztužených blocích betonáže jsou vyztuženy jen nouzové výklenky v každém druhém bloku. Do konce roku 2010 byly vybetonovány oba hloubené úseky tunelu a část raženého úseku tunelu. Díky možnosti uzavření portálů a bednicího vozu geotextilií mohou probíhat betonáže i v zimním období.

Tunel Tomický I.

Tunel Tomický I. je s délkou 324 m druhým nejkratším tunelem na úseku Votice – Benešov u Prahy. Geotechnické podmínky pro ražbu jsou obdobné, jako v případě Olbramovického tunelu, i když výška nadloží dosahuje jen max. 15 m. Z celkové délky tunelu je 108 m tunelu prováděno v otevřené stavební jámě a 216 m raženo pomocí NRTM. Tunel leží ve směrovém oblouku o poloměru 1 282 m v podélném sklonu 10 ‰. Převýšení koleje 170 mm je menší, než v Olbramovickém tunelu a nutné odsazení osy kolejí od osy tunelu je 170 mm. Tvar tunelu je stejný pro všechny tunely na trase a řídí se rovněž vzorovým listem dvoukolejného tunelu. Chování horninového masivu při ražbě bylo obdobné, jako v případě Olbramovického tunelu a zhotovitel mohl uplatnit zkušenosti získané při jeho ražbě. Deformace výrubu se pohybují standardně do 15 mm, v ojedinělých případech překračují 20 mm a v žádném z měřených profilů deformace nepřesáhla hodnotu 35 mm. Z toho lze usuzovat, že i v případě tunelu Tomického I. je horninový masiv stabilní a způsob zajištění podle technologických tříd výrubu nepřipouští větší nárůst deformací. Zatřídování do technologických tříd výrubu probíhalo podle stejného principu, jako v případě Olbramovického tunelu a liší se od prognózy stanovené v zadávací dokumentaci, resp. realizační dokumentaci stavby. Ražba tunelu byla zahájena v září 2010 a do konce roku došlo k proražení kaloty a následně probíhá

ražba jádra tunelu. Betonáže hloubených úseků tunelu budou záviset na klimatických podmínkách.

Závěr

Ražba obou tunelů proběhla v prostředí garnitoidů různého stupně zvětrání a tektonického porušení. Z geotechnického hlediska byla pro stabilitu výrubu zásadním parametrem orientace diskontinuit vzhledem k rovině čelby a dále jejich vzdálenost určující fragmentaci horniny. Během ražby nedošlo k tvorbě větších nadvýlomů nad obrys tunelu. Začátkem roku 2010 došlo na Olbramovickém tunelu k nestabilitě čelby, která měla za následek vypadnutí horniny nad plánovaný rozsah záběru při strojním rozpojování. Tuto nestabilitu se však podařilo zhotoviteli včas zajistit tak, aby nedošlo k jejímu nekontrolovanému šíření. Při další ražbě se horninový masiv choval stabilně a deformační měření prováděná v rámci geotechnického monitoringu potvrzují celkovou stabilitu horninového masivu. Ani na jednom měřickém profilu nebylo dosaženo varovného stavu. Zatřídování do technologických tříd výrubu probíhalo podle zásad NRTM přímo na stavbě po vzájemné dohodě zástupců technického dozoru investora (resp. geotechnika stavby) a zástupce zhotovitele odpovědného za bezpečnost ražby (závodního). Vzniklá situace ukazuje, že správné zatřídění do technologické třídy výrubu má zásadní vliv na efektivnost vynaložených investičních nákladů. Nastavená pravidla NRTM umožňují zhotoviteli i investorovi použít jen takové prostředky k zajištění stability výrubu, které jsou nezbytně nutné pro zajištění bezpečnosti ražby a přípustných deformací výrubu.

Použití betonů odolných proti průsakům pro ostění hloubených tunelů klade zvýšené nároky na provádění betonáže i detailů těsnění pracovních spár. Přináší však výhody v odstranění rizika poškození hydroizolační fólie jako jediného prvku k zajištění vodonepropustnosti ostění. V případě průsaků přes ostění lze sanovat místo, kde k průsaku skutečně dochází a na rozdíl od poškozené hydroizolační fólie přesně lokalizovat místo poruchy.

Dimenzování definitivního ostění na základě výsledků geotechnických měření v průběhu ražeb je jasným důkazem, že observační metoda je u NRTM použitelná nejen při ražbě a návrhu zajištění stability výrubu, ale i při provádění definitivního ostění. Oproti zadávací dokumentaci došlo v případě definitivního ostění k úspoře oceli, neboť větší část raženého úseku tunelu je provedena z nevyztuženého betonu. Přes počáteční nedůvěru se použití nevyztuženého ostění začíná u českých silničních i železničních tunelů pomalu používat.

Investorem stavby je SŽDC Stavební správa Praha, zhotovitelem geotechnického monitoringu a geotechnikem stavby je firma ARCADIS. Tunely provádí firma SUBTERRA na základě realizační dokumentace zpracované firmou IKP Consulting Engineers.

Železobetonové mostní konstrukce při modernizaci trati České Budějovice – Nemanice v Českých Budějovicích v roce 2011

Ing. Jan Sýkora, Ing. Michal Hacaperka, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Rekonstrukce dvou mostů je součástí modernizace trati Č. Budějovice – Nemanice I. Most v km 214,109 je navržen jako dvoukolejný most s nosnou konstrukcí ze zabetonovaných nosníků a nahrazuje původní jednokolejný objekt přes ulici Skuherského. Most v km 214,386 je navržen také jako dvoukolejný most – nosnou konstrukcí je šikmý polorámový most a nahrazuje původní ocelový jednokolejný most s prvkovou mostovkou nad vlečkou Ferona.

Železniční most v ev. km 214,109

Stávající stav

Most na železniční trati České Budějovice – Plzeň v modernizovaném úseku IV. koridoru České Budějovice – Nemanice I. převádí v km 214,109 trať jedním mostním otvorem přes ulici Skuherského. Most je šikmý, s úhlem křížení 70° , je jednokolejný a kolej na objektu je vedena v přímé. Nosnou konstrukci tvoří železobetonová deska s osmi zabetonovanými ocelovými nosníky s rozpětím 7,1 m. Nosná konstrukce je uložena na tížných kamenných opěrách, šířky 5,6 m, tloušťky 2,6 m. Šikmá křídla jsou také tížná kamenná.



Obr. 1 Pohled na původní most



Obr. 2 Původní nosná konstrukce



Obr. 3 Příčné uspořádání stávajícího mostu



Obr. 4 Demolice kamenné opěry

Protože dochází ke změně směrového uspořádání komunikace pod objektem a k jejímu rozšíření o 4,5 m a zároveň ke zdvoukolejnění úseku trati, je stávající objekt zcela nevyhovující. Po demolicí je nahrazen novým objektem.

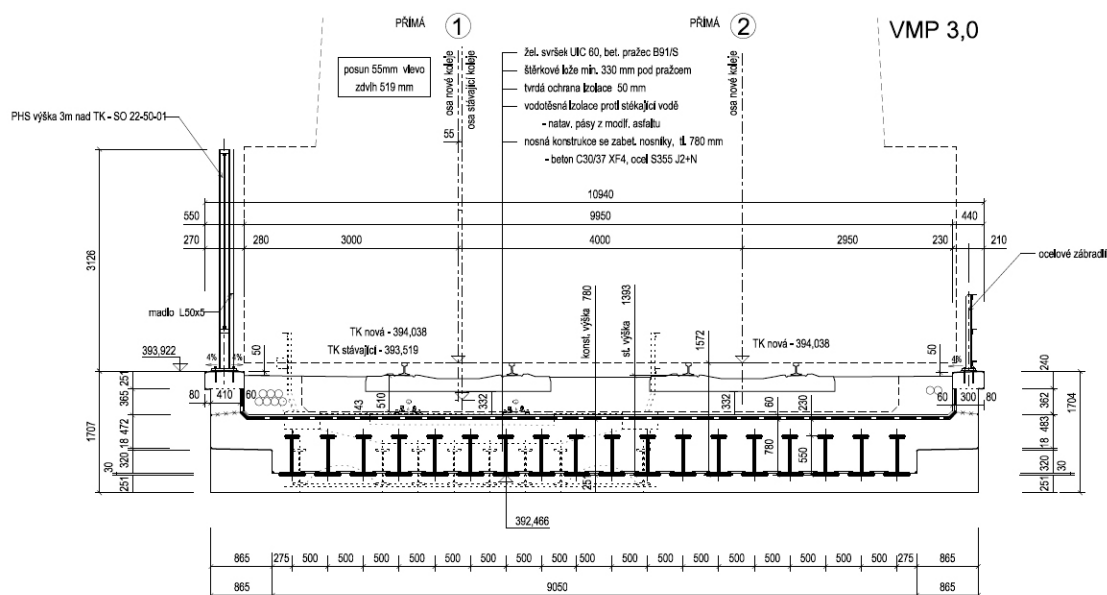
Navržené řešení

Pro novostavbu mostního objektu byla zvolena nosná konstrukce se zabetonovanými nosníky, která umožňuje stlačit stavební výšku a nemění tak koncepci původního objektu.

Základní charakteristiky nové konstrukce:

Statická soustava:	prostý nosník o jednom poli, rozpěrák
Rozpětí:	12,2 m
Délka mostu:	21,49 m
Stavební výška:	1,38 m
Šikmost:	71°
Šířka objektu:	10,94 m
Volná výška pod mostem:	4,63 m
Zatížitelnost mostu:	$Z_{UIC} = 1,35$

Nosnou konstrukci v novém stavu tvoří železobetonová deska z betonu C30/37 - XD3, XF4 se zabetonovanými nosníky z oceli S355 J2+N. Deska je šikmo uložená (šikmost 71°) na ozubu na úložném prahu a staticky působí jako rozpěrák. Je společná pod kolejí č. 1 i č. 2, není dělená podélnou spárou. V příčném řezu je navržena jako deska s konzolami. Výška desky uprostřed rozpětí je 780 mm a spádovaná je oboustranně směrem k opěrám ve sklonu 1,8 %. Deska je ukončena římsami a celková šířka desky je 10,94 m. Nad opěrami přechází v úložný příčník a v zadní části je ukončena krátkými konzolkami pro napojení říms křídel.



Obr. 5 Příčný řez novou nosnou konstrukcí

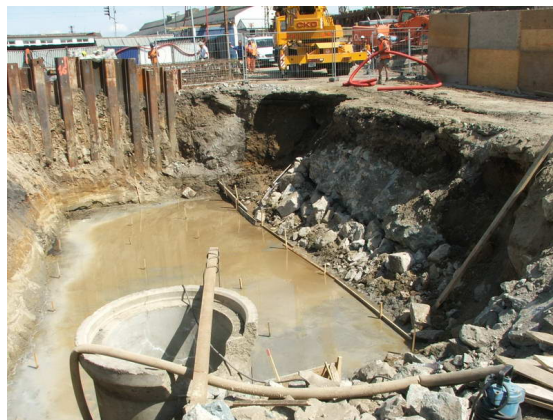
V příčném směru je celkem 18 ocelových nosníků výšky 550 mm. Nosníky jsou navrženy jako svařované, celková délka nosníků je 13,0 m. Spodní pásnice mají rozměry 350 x 30 mm, horní pásnice 200 x 20 mm, tl. stojiny je 12 mm. Krajiní nosníky mají zesílenou tloušťku stojin na koncích, důvodem je větší smykové zatížení v oblastech tupého rohu desky. Nosníky jsou opatřeny otvory průměru 40 mm pro prostup dolní příčné výztuže R25, krajiní nosníky mají otvory průměru 60 mm, kde dochází ke stykování.

Uložení nosné konstrukce je provedeno na ozubu, který probíhá po celé šířce nosné konstrukce (kromě ukončující části). Nosná konstrukce byla betonována v definitivní poloze. Mezi úložným prahem a přesahem nosné konstrukce je vložen elastomerový těsnicí profil, přes který je přetažena vodotěsná izolace. Ozub je vyplněn elektroizolační deskou tl. 10 mm a polymerbetonem. Spára mezi úložným prahem a NK je vyplněna měkčeným plastem jako ztracené bednění.

Římsy na mostě jsou z téhož betonu jako nosná konstrukce. Šířka římsy je odlišná podle umístěných zařízení – levá římsa má šířku 550 mm pro osazení PHS, pravá římsa 440 mm pro osazení zábradlí. Římsy jsou opatřeny okapnímnosem a na rubu ozubem pro ukončení izolace.



Obr. 6 Stavební jáma s krytým průchodem pro pěší



Obr. 7 Zakládání opěry



Obr. 8 Bednění opěry



Obr. 9 Osazení nosníků



Obr. 10 Izolace rubu opěry



Obr. 11 Podepření nosníků při výstavbě



Obr. 12 Základ křídlové zídky Z1



Obr. 13 Již zasypané křídlo



Obr. 14 Pohled z ulice Skuherského



Obr. 15 Navazující opěrná zeď



Obr. 16 Příčné uspořádání nového mostu



Obr. 17 Pohled na hotový most

Spodní stavbu tvoří železobetonové opěry, které jsou nahoře rozepřeny nosnou konstrukcí a rovnoběžná železobetonová křídla, která jsou konzolová a vetknutá do dřívku i základu opěr. Na opěrách jsou zřízeny úložné prahy. Všechny části spodní stavby jsou navrženy z betonu C30/37 – XD3, XF4. Dřívky opěr, základy a křídla byly opatřeny vodotěsnou izolací proti stékající vodě. Za opěrami je zřízena kamenná rovinanina v tloušťce 600 mm. Křídla jsou rovnoběžná konzolová (kromě křídla K4 u opěry O2, které je tvořeno jen stěnou nad základem a dále navazuje opěrná stěna objektu SO 22-23-03). Jsou tvořena svislou stěnou vetknutou do základu a dřívku opěr a do úložného prahu.

Součástí spodní stavby jsou i opěrné zdi – zeď Z1 ohraničující svahový kužel u křižovatky Skuherského s Nádražní ulicí a zeď Z2 u opěry O1 podél Skuherského ulice. Zdi jsou železobetonové – C30/37 XD3, XF4, úhelníkové. Z pohledových důvodů jsou obloženy tvarovkami tl. 155 mm a ukončeny prefabrikovanou stříškou.

Povrchová úprava betonu byla původně navržena s využitím matric do betonu, které mají vysokou obrátkovost. Pro tuto stavbu bylo nakonec na návrh projektanta upravené řešení s použitím nebroušených OSB desek. Tyto desky v tl. 10 mm lze po každé straně použít pouze jednou do bednění, ale bylo tak docíleno příznivého pohledového efektu při přijatelných nákladech. Bylo ověřeno zkouškou, že při druhém použití dojde již k viditelnému snížení kvality povrchu betonu a vytrhávání štěpků z desky.

Na konstrukci je navržena celoplošná vodotěsná izolace proti stékající vodě z natavovaných asfaltových pásů z modifikovaného asfaltu.

Vzhledem ke geologickým podmínkám a navrženému konstrukčnímu uspořádání bylo navrženo plošné založení objektu, jako u původního mostu. Základová spára je pod hladinou podzemní vody.

Železniční most v ev. km 214,386

Stávající stav

Most na železniční trati České Budějovice – Plzeň v modernizovaném úseku IV. koridoru České Budějovice – Nemanice I. převádí v km 214,386 trať jedním mostním otvorem přes vlečku Ferona. Most je šikmý, s úhlem křížení 70°, je jednokolejný a kolej na objektu je vedena v přímé. Nosnou konstrukcí ocelová příhradová konstrukce s dolní prvkovou mostovkou o rozpětí 36 m. Nosná konstrukce je uložena na tížných kamenných opěrách, šířky 5,6 m, tloušťky 2,6 m. Šikmá křídla jsou také tížná kamenná.



Obr. 18 Pohled na původní most z Nádražní ulice



Obr. 19 Původní nosná konstrukce

Protože v novém stavu je trať zdvoukolejněna a nelze využít stávající nosnou konstrukci s ohledem na nutné náklady (zatížitelnost, stáří, prvková mostovka) současně bez zásahu do osové vzdálenosti kolejí, byl stávající most snesen a určen k sešrotování a původní spodní stavba byla demolována v nezbytném rozsahu. Toto řešení umožňuje při vyloučení provozu jeden stavební postup pro obě nové koleje.

Navržené řešení

Rekonstrukce stávajícího mostu přes vlečku Ferona je navržena s použitím zcela odlišného konstrukčního řešení. Stavební postup v daném úseku je shodný i pro dva sousedící objekty. Pro zkrácení rozpětí nového objektu byl navržen velmi šikmý žlb. monolitický polorám - světlost mostu vychází z nutného průjezdního průřezu VMP 3,0. Most je plošně založený na zlepšeném podzákladí (rozdílné podmínky pod oběma opěrami) tak, aby bylo možné překlenout pod vlečkou procházející vodovodní potrubí

v chráničce a zajistit k němu přístup. Vzhledem ke značné šikmosti jsou na rubu opěr polorámu navrženy samostatné bloky z mezerovitého betonu pro zajištění přijatelné změny tuhosti pod kolejovým roštem.

Základní charakteristiky nové konstrukce:

Statická soustava:	polorámová konstrukce o jednom poli plošně založená
Rozpětí:	kolmé 7,90 m / šikmé 15,923 m
Stavební výška:	1,39 m
Šikmost:	30,85°, levá
Šířka objektu:	10,94 m
Volná výška pod mostem:	4,936 m
Zatížitelnost mostu:	$Z_{UIC} = 1,26$

Stávající ocelová konstrukce byla odstrojena a vyjmuta jako celek automobilovým jeřábem. Protože nebyla v archivu dokumentace SOK, byla její hmotnost určena pomocí tabulky předpisu S5 na cca 135 tun. Při zdvihu odstrojené SOK však vykazalo zařízení jeřábu hmotnost těsně pod 100 tun. Tento rozdíl by stačil k použití jeřábu jiné kategorie. SOK byla odložena vedle ul. Nádražní a rozdělena na díly k odvozu do šrotu. Poloha jeřábu respektovala polohu armatur na vodovodním řadu 1. JVS.

Po snesení SOK a ložisek následovaly bourací práce. Na obou opěrách byla demolice provedena min. do úrovně spáry pod úložnými bloky pro ložiska (tedy cca 3,0 m pod navržené TK v novém stavu). Do této úrovně také nezasahují stávající křídla. Na budějovické opěře se bourání realizovalo pouze pod úložné bloky. Stávající křídla byla stupňovitě ubourána – min. cca 0,75 m rovnoběžně pod povrch křídla.



Obr. 20 Trysková injektáž pod základy polorámu



Obr. 21 Pohled na částečnou demolici a pažení



Obr. 22 Charakter zdiva a rovnaniny za křídlem



Obr. 23 Část zásypů za stěnou polorámu a rozsah demolice

Na pražské opěře byla demolice rozsáhlejší – to je dáno polohou základu rámu a nava-
zujícího nového křídla. Pražská opěra kromě ubourání pod úložné bloky byla v levé
polovině (směrem k ul. Nádražní) vybourána až do úrovně základové spáry z důvodu
vrtacích prací pro TI a pro zajištění srovnatelných podmínek pod základem stěny rámu.
Křídlo vpravo trati bylo demolováno obdobně jako u budějovické opěry, křídlo vlevo trati
bylo demolované až do úrovně základového bloku (slouží jako podklad pro nové úhel-
níkové křídlo).



Obr. 24 Základ polorámu s opěrným bodem



Obr. 25 Vyztužení příčle polorámu

Při demolici se předpokládal výzisk lícového zdiva křídel a opěr pro jeho opětovné
použití pro obklad nových křídel přilehlých k Nádražní třídě.

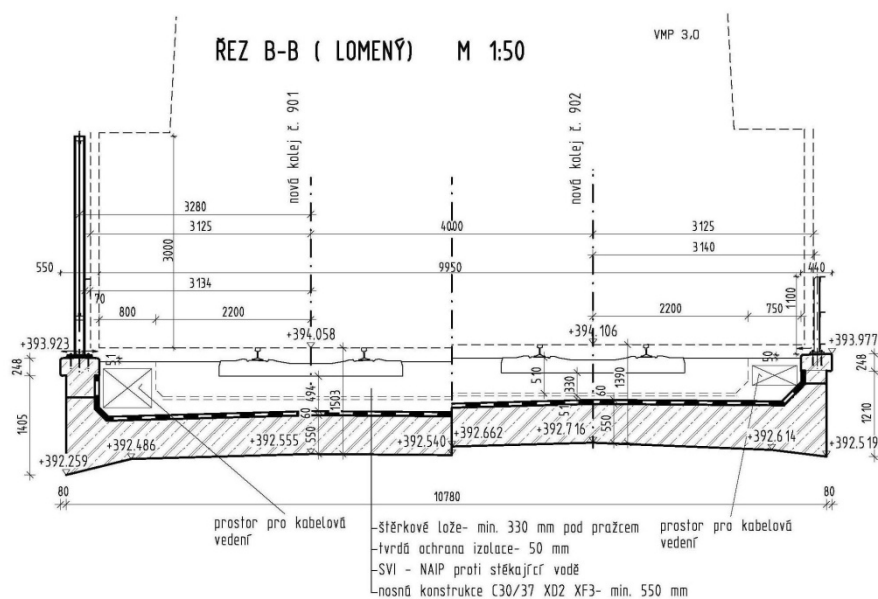


Obr. 26 Založení a stěny polorámu



Obr. 27 Podskružení příčle polorámu

Nosnou konstrukci objektu tvoří ŽB monolitický polorám o světlosti 7000 mm z betonu.
C 30/37 XD1, XF2. Stěny a příčle rámu jsou navrženy z betonu C 30/37 XD1, XF2
s max. průsakem 35 mm vzhledem k poloze u komunikace. Pro stěnu a příčel rámu byl
navržen beton samozhutitelný (dle TP 187 MD ČR) s čerpáním do stěn odspodu.
Důvodem pro tento výběr betonu byla hustota uspořádání výztuže v horní partii stěn
v návaznosti na náběhy do příčle rámu. Po dohodě mezi investorem, dodavatelem
a projektantem na základě použité betonové směsi bylo od použití SCC upuštěno.
Římsy na mostě jsou z téhož betonu jako nosná konstrukce. Šířka říms je odlišná
podle umístěných PHS resp. zábradlí. Římsy jsou opatřeny okapním nosem a na rubu
ozubem pro ukončení izolace. V římsách jsou navržena přerušení s ohledem na namáhání
římsy v tlaku a na smršťování betonu v celé konstrukci. Přechod do pláň je vyřešen
vložím přechodových zídek



Obr. 28 Příčný řez novou nosnou konstrukcí

Mostní křídla jsou navržena všechna nová a to úhelníková železobetonová z betonu C30/37 XD1, XF2. Dvě křídla jsou šikmá a sledují linii stěny rámu, dvě křídla jsou kolmá. Tato koncepce je odlišná od předchozího stupně (zakřivená křídla) s ohledem na změnu tvaru nosné konstrukce (římsy rovnoběžné s kolejí). Původní kamenná křídla nebyla využitelná pro novou konstrukci, i původní křídlo vlevo trati u plzeňské opěry nebylo využitelné (nevyhovující vzdálenost křídla od osy vlečkové koleje). Pro všechna křídla platí obecně zakončení římsovou hlavicí a dvě různé tl. dřívku křídla podle jeho namáhání. Kolmá křídla jsou ukončena přesypaným zemním kuzelem, šikmá křídla jsou zakončena čelní zídou různého tvaru podle navazující úpravy zemního tělesa. Křídla jsou založena na přehutněné zemině. Křídla vlevo trati (podél Nádražní ul.) u koleje 901 jsou odlišného tvaru od křídel u koleje 902. Vlevo trati měla být křídla obložena vyzískaným materiálem z demolice kamenného řádkového zdiva. Při demolici zdiva se nepodařilo vyzískat jednotlivé kameny – malta spojující jednotlivé kameny byla pevná a bránila oddělení jednotlivých kamenů. Došlo většinou k rozlomení v kameni. Proto byly nakonec pro obklad použity betonové tvarovky a byl tak docílen podobný charakter obkladu zdiva jako u opěrných zdí podél Nádražní třídy.



Obr. 29 Pohled z Nádražní ulice



Obr. 30 Průhled z Nádražní ulice

Na konstrukci je navržena celoplošná vodotěsná izolace proti stékající vodě z natavovaných asfaltových pásů z modifikovaného asfaltu s tvrdou ochranou na příčli polorámu a měkkou ochranou na rubu stěn polorámu.



Obr. 31 Průhled směrem k pražské trati

Vzhledem ke geologickým podmínkám, navrženému konstrukčnímu uspořádání a původní konfiguraci stavby je navrženo použití tryskové injektáže ke srovnání podmínek uložení šikmého polorámu (částečně leží v oblasti původních opěr, část konstrukce leží v oblasti, která nebyla zatížena zemním tělesem a nyní dojde k přitížení podloží novým násypem).

Trysková injektáž prochází nejprve geotechnickým prostředím navážek a soudržných zemin typu F6, poté prostředím nesoudržných zemin typu S5, G3-G5, nacházejí se pod hladinou podzemní vody. Jsou navrženy sloupce o průměru 900 mm, dl. 5300 mm – injektáž bude ukončena nad základovou spárou stěn v prostředí nesoudržných zemin a následně bude cca 450 mm sloupce ubouráno – více znehodnocená injekční směs zvýšeným množstvím zemin.

Objednatel: SŽDC, s.o., Stavební správa Praha

Projektant: IKP Consulting Engineers, s.r.o., Ing. Hacaperka, Ing. Hořejší, Ing. Sýkora

Realizace objektů: EUROVIA CS, a.s., závod Plzeň pro závod České Budějovice

Realizace rekonstrukce železničního mostu v km 5,872 na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice ("GAGARIN")

Ing. Jan Stupka, FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Předmětem tohoto příspěvku je rekonstrukce mostu z pohledu realizační firmy, zejména časových vazeb a technologických postupů. Most je situován v extravilánu města Karviná, místní části Louky nad Olší. Jedná se o most o pěti otvorech, který převádí jednokolejnou železniční trať Český Těšín – Ostrava Kunčice přes silnici I/67 v prvním mostním otvoru, dvoukolejnou železniční trať Státní hranice SR – Dětmárovice ve čtvrtém mostním otvoru, místní komunikaci a potok Mlýnka v pátém mostním otvoru.

Projekt organizace výstavby a koncepce opravy mostu

Stavbou byl rekonstruován železniční most jednokolejný o pěti polích. Nosná konstrukce mostu je tvořena pěti deskovými konstrukcemi, prostě uloženými, každá konstrukce ze čtyř příčně sepnutých dodatečně předpjatých nosníků. Rozpětí nosných konstrukcí je 30,0 m. Jednotlivá pole jsou osazena na typizovaných ocelových ložiscích. Pevná ložiska ocelová tangenciální (II.P.3), pohyblivá ocelová dvouválcová ložiska (II.V.3). Spodní stavba - masivní, tížné opěry s rovnoběžnými zavěšenými křídly, mezilehlé pilíře s kruhovými dříky a stativy půdorysu nepravidelného šestiúhelníka. Na stativech pilířů jsou vpravo koleje osazeny trakční stožáry.



Obr. 1 most po rekonstrukci

Rekonstrukce řešila nevyhovující stavebně technický stav mostního objektu. Šlo zejména o upravení nedostatečného profilu kolejového lože, který neumožňuje zřízení bezстыkové koleje na mostě, nevyhovující stav izolací a říms, odstranění povrchových poruch konstrukcí (opadané vrchní vrstvy betonu, obnažená výztuž, opadané hrany). V rámci stavby byla provedena výměna železničního svršku v délce 800 m (most, předpolí mostu) a úprava trakčního vedení, vyvolaná stavebními úpravami mostního objektu.

Členění stavby je dle charakteru dotčených stavebních celků a jejich příslušnosti k jednotlivým správcům rozdělena na tyto stavební objekty:

SO 01 – Sanace koleje

Kolejové úpravy, prováděné v rámci stavby, se týkají traťového úseku Český Těšín – Ostrava Kunčice v km cca 5,200 – 6,100. Toto omezení je vyvoláno stavebně-technickým stavem železničního svršku na mostě. Trať v řešeném úseku je na jeho začátku v přímé, na kterou navazuje levotočivý oblouk s oboustrannými přechodnicemi. Poloměr oblouku je 450 m, délka přechodnic 100 m, převýšení 114 mm. Na konci úseku navazuje oblouk na přímou v délce cca 252 m.

Nový stav předpokládá vyrovnaní stávajícího směrového oblouku, přecházejícího přes mostní konstrukci. Upravené směrové řešení je navrženo v těchto parametrech:

- $R=450$ m, $V=90$ km/hod.; $p=120$ mm.

Železniční svršek a spodek byly rekonstruovány v rozsahu mostního objektu a navazujících konstrukcí ZKPP. Konstrukce ZKPP jsou provedeny na délku cca 15 m před a za mostem. Výměna železničního svršku byla provedena v délce cca 188 m. Nový svršek je tvořen kolejnicemi UIC 60 na betonových pražcích B91.

SO 02 – Sanace mostu

Pro splnění požadovaných parametrů byly na mostním objektu navrženy tyto konstrukce a práce

- Odbourání stávajících říms a konstrukcí chodníků a kabelových žlabů
- Odbourání stávajících izolací a spádových betonů
- Vyzdvížení konstrukcí, vyjmutí a sanace stávajících ocelových ložisek, povrchová úprava úložných lavic, elektroizolační úprava pod ložisky plastbetonem, zpětné osazení konstrukcí na ložiska
- Nové úložné bloky kotvení trakčních stožárů na pilířích mostu
- Nová železobetonová konstrukce vany kolejového lože
- Nové stěrkové izolace a nové kryty dilatačních spar
- Nové římsy rovnoběžných křídel opěr
- Nové ocelové zábradlí
- Sanace povrchů nosných konstrukcí a spodní stavby
- Betonové opěrné zdi přechodů drážní stezek



Obr. 2 Celkový pohled na staveniště v průběhu výstavby

SO 03 – Přeložka kabelu TELEFONICA 02

Stavební objekt SO 03 zahrnuje přeložku stávajícího kabelu mimo provizorní pilíře, které vyvolávají lokální přetížení terénu a mohly by způsobit jeho porušení.

SO 04 – Trakční vedení a ukolejnění

Stavební objekt SO 04 řešil snesení stávajících trakčních stožárů na pilířích mostu, které prostorově kolidují s novými železobetonovými konstrukcemi vany kolejového lože, a postavení nových stožárů na nově upravené základy, provedené v rámci SO 02 na stativích pilířů. Součástí objektu bylo i snesení a obnova trakčního vedení v délce cca 200 m v prostoru mostu a směrová a výšková rektifikace trolejového drátu nad novým kolejovým svrškem.

SO 05 – Ochrana sdělovacích drážnic

Byla provedena přeložka stávajícího kabelu mimo provizorní pilíře. Následné překrytí tras silničními panely uloženými na vrstvě štěrkopísku řeší na ploše pod mostem SO 07.

SO 06 – Ochrana závěsného optického kabelu

Závěsný kabel se nachází v bezprostřední blízkosti provizorního pilíře. Pro jeho ochranu bylo provedeno jeho uvolnění a mezi nejbližšími trakčními stožáry, na kterých byl zavěšen, byl převeden v kabelovém žlabu pod terénem.

Ochrana kabelů silnoproudu

Kabely silnoproudu i sdělovací vedené pod mostem a křížící příjezdnou cestu byly v místě křížení, kde se prováděl přesun potřebného materiálu ochráněny silničními panely uloženými na vrstvě štěrkopísku tl. 250 mm.



Obr. 3 Fáze zvednutí pole nosné konstrukce nad tratí Český Těšín – Dětmarovice

Technologické postupy prací na rekonstrukci mostního objektu

Po odstranění šterkového lože, demolici říms byly odbourány závěrné zídky umožňující odhalení čel NK a vytvoření prostoru pro přístup k mostním ložiskům. Úložné plochy na opěrách i pilířích v 1., 3. a 5. otvoru byly upraveny tak, aby bylo umožněno synchronní zvedání a spouštění NK. V 2. a 4. otvoru byly pro vyzvednutí použity ocelové pilíře se-stavené z prvků mostních pilířů Pižmo (dále jen OK – Pižmo). V místech uložení pilířů OK – Pižmo byl podklad upraven panelovou rovinou dle výkresové dokumentace.

Podpěry Pižmo P01, P02, P03 a P04 se lišily od schváleného projektu, protože dle našeho názoru a realizačních zkušeností nebylo možné podle schváleného projektu z časového ani technického hlediska technologii zvedání a spouštění NK tímto způsobem provádět. Schválený projekt nekonkretizoval jednotlivé fáze zvedání a spouštění polí K2 a K4.

Manipulace s NK se lišila v lichých a sudých polích mostu. V lichých polích byla manipulace provedena zvednutím ze spodní stavby, tj. z úložných prahů. V sudých polích s ohledem na výšku zdvihu a prostorovým možnostem byla manipulace prováděna pomocí podpěrných konstrukcí z OK – Pižmo.

Zvedání bylo zahájeno až po dostatečné aktivaci podpěrné konstrukce (konsolidaci podloží), kdy se ustálily úbytky tlaku v zapojených hydraulických okruzích. Prověření dostatečné únosnosti podpěrné konstrukce jako celku, bylo provedeno ponecháním NK ve zvednuté poloze nad ložisky do 2 cm, po dobu cca 15 min., kdy byla souběžně provedena její prohlídka, zaměřená na viditelné deformace prvků a vychýlení podpěrné konstrukce ze svislé polohy. Vizualně byl rovněž prověřen stav NK (podélné spáry mezi nosníky, podpěrné/kontaktní body a dilatační spáry).

Před zahájením spouštění byla NK geodeticky zaměřena (pro zjištění případných poklesů ve zvednuté poloze), byla provedena kontrola stavu podpěrné konstrukce, technologického zařízení po jeho osazení a ověření průchodnosti NK k uložení na repasovaná ložiska.

Zvedání bylo prováděno synchronním hydraulickým zařízením fy Enerpac, jehož chod je řízen počítačem a zdvih konstrukce je sledován elektronickými senzory zdvihu s přesností na 1 mm. Manipulaci jednotlivých polí docházelo ke změně výškové úrovně o cca 300 a 2000 mm, dle zjištěných výškových poměrů. V definitivní nové poloze byla nosná konstrukce osazena na rekonstruovaná mostní ložiska, která dosedla na sanované úložné plochy opěr a pilířů.

Zesílení jednotlivých polí mostu bylo provedeno předpětím volnými předpínacími kabely. K zesílení byly použity čtyřlanové kabely složené z monostrendů, které byly vedeny v polygonální dráze a napínány z obou konců. Betonem původní konstrukce procházejí náhradními kabelovými kanálky zhotovenými diamantovou vrtací technologií v mezerách mezi nosníky. Kabely byly kotveny v kotevních oblastech uzavřeným kotevním systémem. Náhradní kabelové kanálky mají vnitřní průměr 52 mm a jejich rozmístění po konstrukci a teoretické body pro vrtání byly provedeny dle výkresové dokumentace. Vrtání probíhalo zdola nahoru, protože pro zesílení konstrukce bylo rozhodující dodržení polohy sedel na spodním povrchu konstrukce.

Po odkrytí konstrukce se z horního povrchu se provedly niky pro rozvod jednotlivých monostrendů do kotev. Niky byly prováděny diamantovým řezáním bočních ploch a odběrem odděleného betonu sekáním. Sedla (deviatory) byly osazeny v původním betonu nosníků a vlastní výztuž sedel se přiložila na podmazávku tl. 2 - 3 mm a připevnila šrouby M8 pomocí rozpěrných kotev do betonu M8 (např. kotva HKD M8). Montáž výztuže sedla byla provedena za současné kontroly osy kabelového kanálku a osy

budoucího kabelu při spodním povrchu desky tak, aby monostrendy kabelu opouštěly výztuž sedla po tečně k jeho radiálnímu zakřivení.

Průběžně a dle možností dopravních omezení byla prováděna sanace všech částí mostů. Betonový podklad byl tryskán pomocí bezprašného tryskání vlhkým pískem (nad trakčním vedením bylo tryskáno suchým pískem z důvodů zapnutých el. trolejí). Místa s nesoudržným betonem byly odsekány. Na připravený podklad se aplikoval sanační systém firmy Sika.

Hrubá reprofilace byla nanášena na místech, kde tloušťka sanační vrstvy pohybuje do 30 mm, reprofilační malta byla provedena strojním nebo ručním nanášením a na místech, kde tloušťka vrstvy přesáhne 30 mm bylo použito stříkaného betonu. Při nevyhovující soudržnosti podkladu nebo při tloušťce vrstvy nad 50 mm bylo využito kotvení a vyztužení reprofilační vrstvy sítí.

Jemná stěrka byla rovněž aplikována strojním nebo ručním nanášením po provedení hrubé reprofilace na celé spodní stavbě mimo mostovku. Sjdnocující nátěr byl aplikován nástřikem na všech sanovaných konstrukcích.

Po vybetonování zesilující desky nosných konstrukcí byla prováděna nová hydroizolace na bázi polyuretanu aplikovaná nástřikem.

Po izolaci vč. ochrany byl zpětně osazen železniční svršek, následně byla realizována montáž trakčního vedení a po provedení ověřovací a zatěžovací zkoušky byl most připraven k první hlavní prohlídce. Po přezkoumání všech dokladů a zkoušek byl rekonstruovaný most uveden do provozu.

Časová náročnost jednotlivých postupů dle harmonogramu provedených prací

1	Ochrana kabelu a příprava staveniště	11 dnů
	Nepřetržitá výluka Č.T.-OV KUNČICE	120 dnů
2	Vyvěšení trakčního vedení	1 den
3	Demontáž koleje	2 dny
4	Odtěžení štěrkového lože	1 den
5	Výkop stavební jámy	2 dny
	Stavební práce II. fáze	100 dnů
	za částečných výluk a pomalých jízd na trati Dětmárovice – Český Těšín, dopravních omezení na silnici I/67	
6	Bourání konzol K1, K2, K3, K5	26 dnů
7	Vrtání pro napínání spodní	14 dnů
8	Bourání závěrných zdí u O2	2 dny
9	Zesílení konstrukce K1, K2, K3, K5	44 dnů
10	Vrtání pro napínání vrchní	10 dnů
11	Betonáž zav. zdi u O1	10 dnů
12	Deska konstrukce K4	10 dnů
13	Závěsné lešení na kci K4	2 dny
14	Sanace pilířů	30 dnů
15	Demontáž lešení pod K4	3 dny
16	Římsy K4	10 dnů
17	Betonáž zav. zdi u O2	5 dnů
18	Osazení krytů dilatačních spár	1 den
19	Izolace	7 dnů

	Zvedání polí nosné konstrukce, vč. Montážních podpor	73 dnů
	Svršek + Trolej	16 dnů
34	Přechodové oblasti	2 dny
35	Podkladní vrstvy koleje	3 dny
36	Štěrkové lože	2 dny
37	Montáž koleje	2 dny
38	Výškové a směrové vyrovnaní koleje	1 den
39	Montáž troleje	3 dny
40	Ověřovací zkouška K1 a K3	1 den
41	TBZ, hlavní prohlídka	1 den
42	Ukončení výluky, uvedení do provozu	1 den
	Dokončovací práce	34 dnů

Literatura:

- [1] TePř_913-11-2067-2009_Synchronní zvedání a spouštění mostu v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice
- [2] TePř_964-12-2061-2009_Rekonstrukce mostu v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice, sanace mostu
- [3] TePř_916-05-5628-2009_Žel. most Český Těšín – Ostrava Kunčice, izolace NK
- [4] TePř_948-05-5628-2009_Betonáž nových závěrných zdí říms a spřažené desky, most SO 02 Gagarin-Český Těšín – Ostrava Kunčice

Průběžné tenzometrické a geodetické sledování rekonstrukce železničního mostu "GAGARIN" v km 5,872 na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice

doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc., Vysoké učení technické v Brně, FAST, Ústav BZK

Ing. Jiří Bureš, Ph.D., Vysoké učení technické v Brně, FAST, Ústav GED

Ing. Radim Nečas, Ph.D., Vysoké učení technické v Brně, FAST, Ústav BZK

Úvod

Příspěvek se zabývá tenzometrickým a geodetickým sledováním rekonstrukce předpjaté železniční mostní konstrukce mostu „Gagarin“ o pěti prostých polích uvedeného do provozu roku 1961. Diagnostika [1] a zatížitelnost mostu „Gagarin“ nacházejícího se v km 5,872 na trati Český Těšín – Ostrava Kunčice byla provedena předem za účelem prokázání dostatečné kvality materiálů jako základního předpokladu pro plánovanou rekonstrukci mostu a pro rozhodnutí, zda je smysluplné ponechat a zesílit stávající konstrukci nebo zda je nutné snesení mostu a realizace výstavby mostu zcela nového. Diagnostika byla doplněna základním statickým přepočtem zatížitelnosti stávající konstrukce a výpočtem zesílení, který by předběžně prokázal vhodnost rekonstrukce i po statické stránce. Diagnostika mostu „Gagarin“ prokázala dostatečnou kvalitu betonu hlavní nosné konstrukce, která byla nutným předpokladem pro další, odhadem 50leté využívání mostu a která také umožní realizovat zesílení konstrukce. Konstrukci bylo možné efektivně zesílit spřažením s novým korytem kolejového lože a dodatečným předepnutím pro zatížení SW/2 a přechodnost zvýšit až na 180 % UIC.

Mostní konstrukce a princip její rekonstrukce

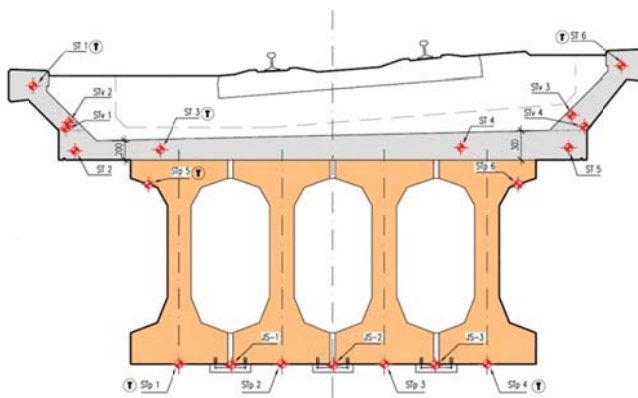
Původní konstrukce mostu „Gagarin“ (obr. 1) je z roku 1960 až 1961. Směrové řešení je v oblouku s poloměrem $R=450$ m. Pole jsou prostá s teoretickým rozpětím 30,00 m. Jednotlivá pole jsou sestavena ze čtyř předpjatých nosníků tvaru „I“ o výšce 2,0 m a šířce 0,96 m se stejnou šířkou přírub. Nosníky jsou sestaveny ze tří dílců.



Obr. 1 Most „Gagarin“ po rekonstrukci

Dílce jsou spojeny dobetonovanou příčnou spárou a podélným předepnutím. K podélnému předepnutí bylo užito 30 kabelů z usměrněných patentovaných drátů $\varnothing$ P 4,5 mm. Podélné spáry mezi nosníky byly zabetonovány a všechny čtyři nosníky byly příčně tuze spojeny (zmonolitněny) příčnými předpínacími kabely procházejícími dolní a horní přírubou. Stávající mostní svršek je tvořen štěrkovým ložem, které v dnešní době již nevyhovuje z hlediska šířkových a výškových parametrů a to zejména pro technologii průběžného strojního čištění. Založení je plošné.

Zesílení konstrukce mostu „Gagarin“ bylo vyvoláno plánovanou potřebou celkové rekonstrukce z důvodu jeho modernizace s cílem převedení vlaků UIC a také nového zatížení uvedeného již v evropské normě pod zkratkou SW2 – „Schwerwagen“. Původní předpjatá konstrukce byla zesílena spráženou deskou ve tvaru koryta s průběžným šterkovým ložem a dodatečným předpětím volnými kabely. Součástí sanace spodní stavby byla oprava a nové osazení ložisek. Statický výpočet předpokládal výstavbu zesilující konstrukce na původní nosné konstrukci po odstranění všech stávajících vrstev svršku až na horní povrch nosníků. Betonáž nového koryta šterkového lože probíhala bez podepření nosníků, tedy tíha čerstvého betonu byla přenášena původní, ale po snesení svršku odlehčenou, nosnou konstrukcí. Vliv zvětšené vlastní tíhy byl následně zmenšen dodatečným předepnutím volnými kabely. Dále následovalo zabetonování kotevních oblastí, ošetření kotev původních, zhotovení šterkového lože a koleje. Stav po rekonstrukci je na Obr. 1.



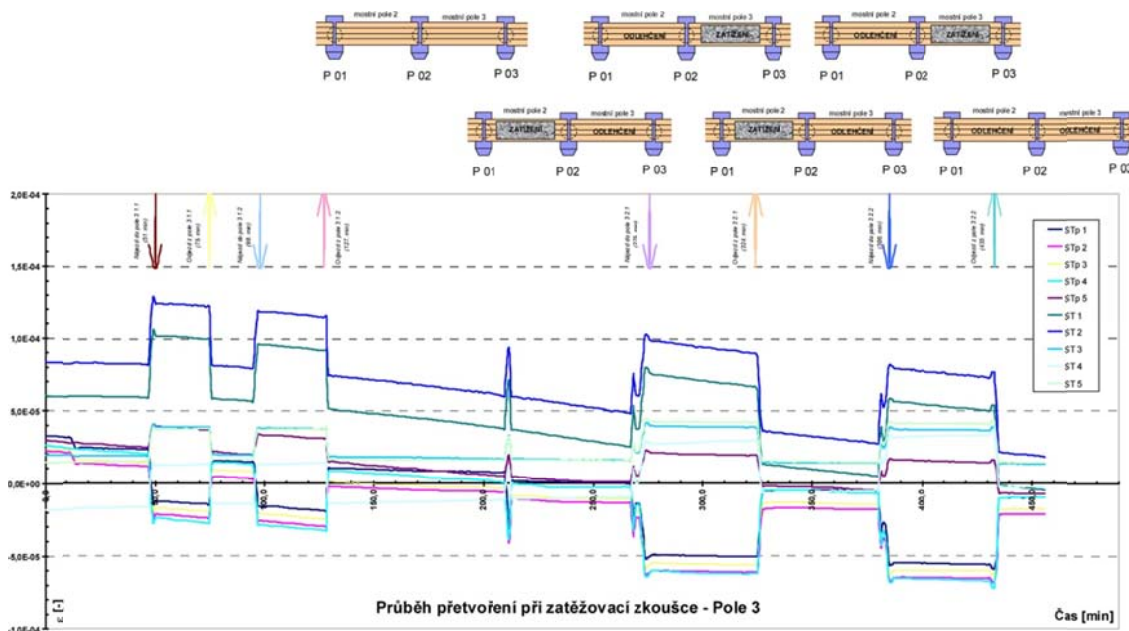
Obr. 2 Rozmístění tenzometrů v poli 2 a v poli 3

Realizovaný měřicí systém na konstrukci

Na konstrukci byly vybudovány dva měřicí systémy: tenzometrický a geodetický. Most byl sledován v celém průběhu rekonstrukce.

Tenzometrický systém

Pro trvalé měření bylo celkem uloženo 36 strunových tenzometrů. Strunové tenzometry byly instalovány do dvou polí pro zvýšení spolehlivosti získaných údajů.



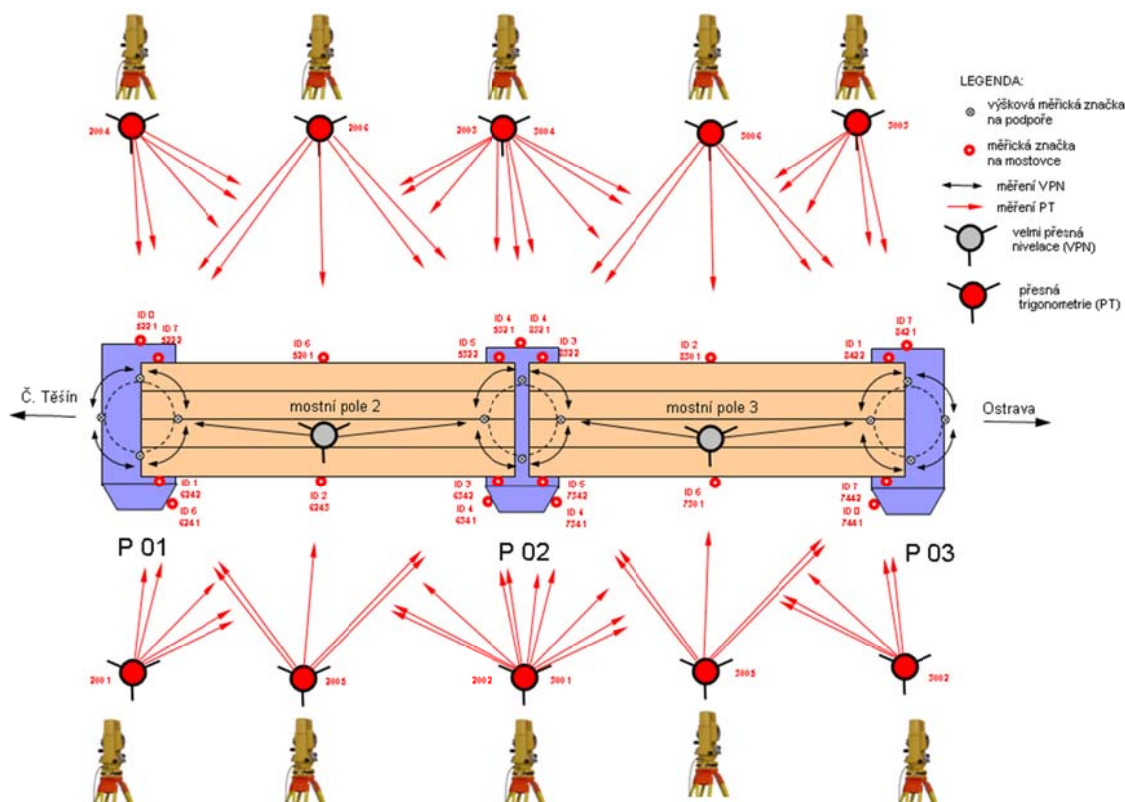
Obr. 3 Ukázka tenzometrických údajů při jednotlivých stavech zatěžovací zkoušky

Tenzometry byly uloženy na povrch původních betonových nosníků, do betonu nového spráženého betonového koryta a na vybraná přepínací lana kabelů dodatečného

předepnutí. Po-mocí zabudované měřicí ústředny s dálkovým přednosem dat sítí GSM byly získané údaje – změny přetvoření průřezů, sil v lanech a údaje teplotní průběžně zaznamenávány a přenášeny do laboratoře k vyhodnocení. Vybudovaný tenzometrický systém byl následně využit při ověřovací zatěžovací zkoušce. Dále je plánováno jeho využití při cca pětiletém sledování chování zesílené konstrukce, tedy za provozu. Na Obr. 2 je uveden příklad umístění tenzometrů v příčném řezu mostu, na Obr. 3. je uvedena ukázka získaných údajů při ověřovací zatěžovací zkoušce tárovacím vagonem.

Geodetický systém

Svislé posuny spodní stavby byly měřeny metodou velmi přesné nivelace s využitím přesného elektronického nivelačního systému Leica DNA03. Průhyby středů polí byly měřeny přesnou trigonometrickou metodou s využitím elektronické totální stanice Topcon GTS-300. Svislé posuny byly měřeny od stabilizovaných bodů vztahné soustavy. Rozlišovací schopnost použitého měřicího nivelačního přístroje 0,01 mm. Směrodatná odchylka nivelačního měření převýšení činila 0,03 až 0,05 mm. Pro měření průhybů středů mostních polí byla použita přesná trigonometrická metoda. Průhyby byly měřeny na vnějších nosnících nosné konstrukce mostovky. Průhyb byl určován relativně od podpor z rozdílu převýšení měřických značek vypočtených z měřených zenitových úhlů a vzdáleností.



Obr. 4 Rozmístění geodetických měřických značek na mostovce, spodní stavbě a technologie měření

K trigonometrickému měření bylo použito kalibrované a ověřené elektronické měřicí stanice Topcon GTS-300 (úhlová přesnost 0,5 mgon – odpovídá přesnosti 0,24 mm/30 m). Úhlová měření byla realizována metodou měření v laboratorní jednotce. Směrodatná odchylka určení průhybu v rámci jedné etapy činila 0,15 mm až 0,30 mm. Technologie geodetického měření je tvořena soustavou geodetických měřických značek na použitých osazených na konstrukci sledovaného mostu, na použitých měřících metodách a přístrojích. Schéma rozmístění geodetických měřických značek a princip technologie geodetického etapového měření je Obr. 4. Detaily použitých měřických značek jsou na Obr. 5 a 6.



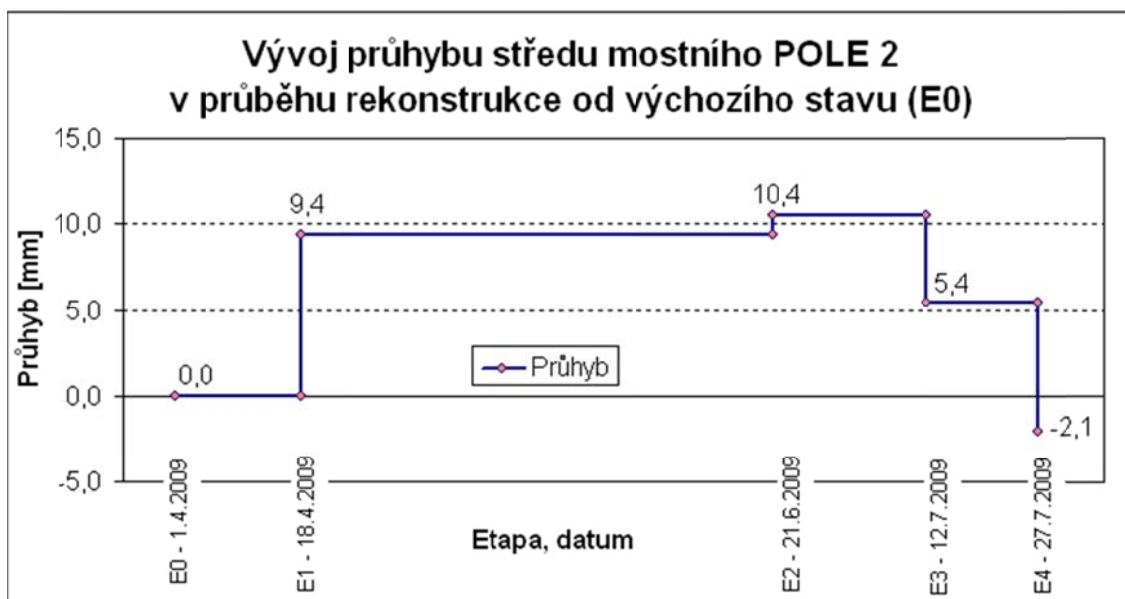
Obr. 5 Detail výškové měřické značky na podpěře



Obr. 6 Detail měřické značky na mostovce

Průběžné sledování mostní konstrukce během její rekonstrukce

Cílem sledování vybraných částí mostu (dvou mostních polí) během rekonstrukce bylo ověření vlivu původní tíhy kolejového svršku na hlavní nosnou konstrukci, ověření vlivu zvětšené tíhy nového koryta a kolejového svršku na hlavní nosnou konstrukci a potvrzení vlivu dodatečného předepnutí. Předmětem geodetického měření během rekonstrukce v dílčích etapách byly svislé posuny mostních podpor (očekávané hodnoty – desetiny milimetru až milimetry) a průhyby středů dvou sledovaných mostních polí (očekávané hodnoty – milimetry).



Obr. 7 Vývoj průhybu středu mostního pole 2 v průběhu rekonstrukce od výchozího stavu

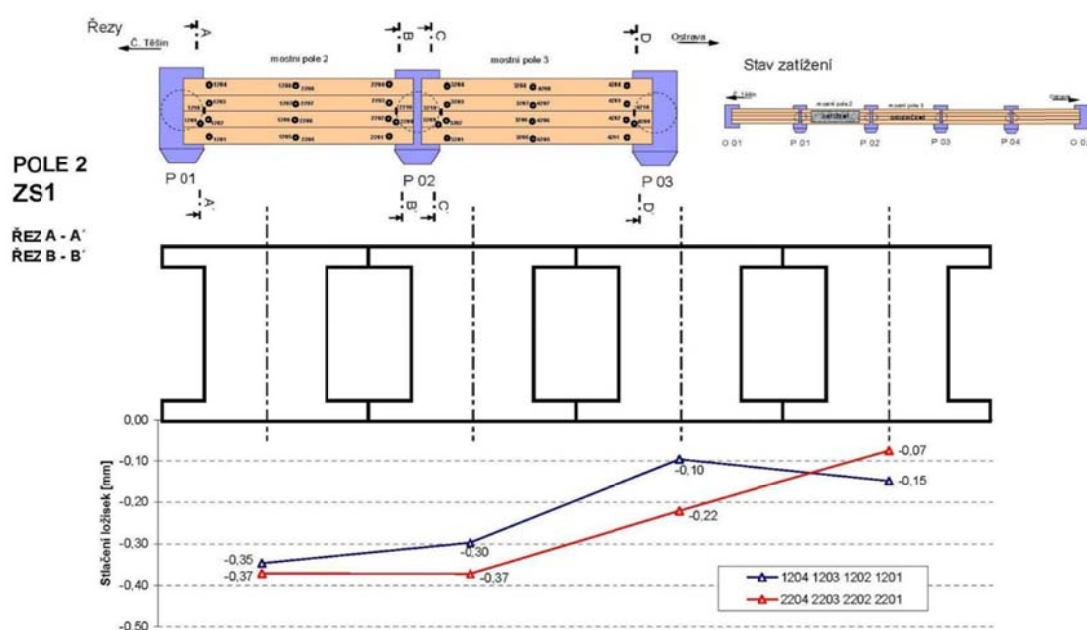
Na Obr. 7 je na časové ose ukázka vyhodnocení vývoje průhybů středu mostního pole v průběhu dílčích etap rekonstrukce. Průhyby jsou vyhodnoceny od základního stavu – před rekonstrukcí (E0). Hodnota průhybu +9,4 mm (nahoru) ve stavu E1 vyjadřuje změnu stavu nosné konstrukce po odbourání původního kolejového svršku, koryta a římsy až na úroveň nosné konstrukce, která tím byla odlehčena. Změna průhybu o +1 mm ve stavu v E2 oproti stavu E1 (celkově +10,4 mm od E0) vyjadřuje stav konstrukce těsně před betonáží. Změna průhybu je výsledkem manipulace s nosnou konstrukcí (nadzvednutí nosné konstrukce z ložisek a jejího opětovného uložení do původního stavu) a jejího částečného mírného předepnutí před betonáží. Relativní změna průhybu o -5 mm (pokles vůči E2) ve stavu E3 vyjadřuje účinek přetížení nosné konstrukce novým betonovým korytem s římsou a vliv předepnutí. Nosná konstrukce je

v této fázi ve středu mostního pole stále nadvýšená oproti původnímu výchozímu stavu (E0) o +5,4 mm. Ve stavu E4 je nosná konstrukce již v cílovém stavu po přitížení novým kolejovým ložem a svrškem, tedy ve stavu těsně před ověřovací zatěžovací zkouškou a uvedením do provozu. Průhyb středu mostního pole se změnil vůči předchozímu stavu E3 o - 7,5 mm, přičemž výsledný průhyb činil -2,1 mm (pokles) od výchozího stavu E0. Výsledný stav po rekonstrukci korespondoval s teoretickým statickým modelem.

Ověřovací zatěžovací zkouška

Cílem sledování mostu během ověřovací zatěžovací zkoušky bylo potvrzení efektu zesílení konstrukce dodatečným předepnutím a spřažením a dále ověření rezervy v hlavní nosné konstrukci. Ověřovací zatěžovací zkouška vycházela ze zásad ČSN 73 6209 [5] a ČSN 73 2030 [6].

Předmětem geodetického sledování během ověřovací zatěžovací zkoušky v dílčích zatěžovacích stavech bylo zatlačení mostních podpor do podloží (očekávané hodnoty – max. desetiny milimetru), stlačení ložisek (očekávané hodnoty – desetiny milimetru až max. milimetr), průhyb os dílčích nosníků nosné konstrukce ve středu mostních polí (očekávané hodnoty – milimetry). Na Obr. 8 je uvedena ukázka vyhodnocení nerovnoměrnosti stlačení ložisek v řezu nosnou konstrukcí při zatížení mostního pole břemenem tárovacího vozu 120 tun v zatěžovacím stavu ZS1.



Obr. 8 Nerovnoměrnost stlačení ložisek v 1. zatěžovacím stavu

Stlačení ložisek bylo měřeno geodeticky přesnou nivelací s rozšířenou nejistotou $\pm 0,12$ mm (pravděpodobnost $P=0,95$, riziko nesprávného závěru $\alpha=5\%$). Hodnoty stlačení ložisek korespondovaly s očekávanými, malé hodnoty stlačení prokázaly dobrou kvalitu jejich rekonstrukce.

Závěr

Tenzometrická a geodetická měření splnila cíle a umožnila zachytit, číselně zdokumentovat a interpretovat všechny důležité fáze rekonstrukce, především míru vlivu tíhy původního koryta s kolejovým svrškem na hlavní nosnou konstrukci, míru vlivu manipulací s nosnou konstrukcí před betonáží nového koryta, stav zpětného uložení nosné konstrukce na renovovaná ložiska, míru vlivu zvětšené tíhy nového koryta na hlavní

nosnou konstrukci, míru vlivu přetížení nosné konstrukce novým kolejovým svrškem, míru vlivu tíhy nového koryta s novým kolejovým svrškem na hlavní nosnou konstrukci, míru vlivu zvětšené tíhy novým kolejovým ložem a svrškem vůči původnímu stavu a míru vlivu přetížení břemenem 120 t při ověřovací zatěžovací zkoušce. Při ověřovací zatěžovací zkoušce se dále prokázalo, že přetížením břemenem 120 tun dochází k příčnému náklonu konstrukce, což se projevilo příčným trendem přetvoření v místě ložisek. Příčný náklon konstrukce se rovněž jednoznačně projevila po jejím odlehčení odbouráním původního svršku a koryta a po přetížení novým korytem a svrškem. Příčný náklon se projevuje v základech podpor a pravděpodobně souvisí s pružností základové půdy. Ve všech fázích se prokázala korespondující reakce podloží i nosné konstrukce. Sledování v průběhu rekonstrukce bylo přínosným neboť umožnilo průběžnou verifikaci statického modelu a kontrolu stavu konstrukce, která průběžně prokazovala kvalitu a úspěšnost rekonstrukce.

Získané výsledky tenzometrického měření jak při ZS, tak průběžného se zajištěným dálkovým přenosem dat a výsledky měření geodetického opřené o stabilizované geodetické body prokazují, že byl na sledované konstrukci vyvinut přesný měřicí systém schopný vzájemného ověření údajů tenzometrického a geodetického.

Vyvinutý a zprovozněný měřicí systém je vhodný pro dlouhodobé sledování mostu. Je osazený na konstrukci (část tenzometrická a měřicí body části geodetické) a vybudovaný v jejím bezprostředním okolí.

Tento příspěvek byl zpracován za podpory výzkumného záměru MSM 0021630519.

Literatura:

- [1] Klusáček, L.: Železniční most „Gagarin“ v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Diagnostika mostu. KL-projekt, Brno, 2008.
- [2] Klusáček, L.; Bureš, J.; Nečas, R.: Železniční most "GAGARIN" v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Sledování mostu v průběhu rekonstrukce. Souhrnná zpráva HS12938003, VUT v Brně, Fakulta stavební, 2009.
- [3] Klusáček, L.; Bureš, J.; Nečas, R.: Železniční most "GAGARIN" v km 5,872 trati Český Těšín – Ostrava Kunčice. Ověřovací zatěžovací zkouška. Závěrečná zpráva HS12938003, VUT v Brně, Fakulta stavební, 2009.
- [4] Teršel, M.; Klusáček, L.: Závěry z tenzometrického měření Jezernického viaduktu. Konference Železniční mosty a tunely, Praha, 2004
- [5] Klusáček, L.; Pěnčík, J.; Bureš, J.; Vitula, A.: Měření přetvoření kleneb železničního viaduktu. Příspěvek na konferenci Experiment 04, ISBN 80-7204-354-4, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., Brno, 2004
- [6] ČSN 73 6209 Zatěžovací zkoušky mostů
- [7] ČSN 73 2030 Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí

MCE Slaný vyrobila a smontovala ocelovou konstrukci železničního mostu přes Labe v Kolíně

Ing. Karel Kovář, Vladan Michalík, MCE Slaný, s.r.o.

Účelem investičního záměru Ředitelství vodních cest ČR při rekonstrukci 100 let starého 3 polového železničního mostu bylo zvýšení podjezdové výšky ze 4,35 m na 5,25 m na vodní cestě do přístavu Pardubice. Zajímavostí nového, 4 polového přemostění se dvěma nezávislými jednokolejnými konstrukcemi je možnost vybavit v budoucnu pole nad plavební dráhou zdvihačím mechanismem, který umožní proplutí lodí o výšce až 7 m. Zpracovatelem projektové dokumentace nového mostu bylo sdružením firem VPÚ DECO PRAHA a.s. a SUDOP PRAHA a.s., zhotovitelem bylo sdružení Viamont DSP a.s., Eurovia CS a EDS Holding a.s. Ocelovou konstrukci vyráběla MCE Slaný v období 10/2009 – 03/2010, montáž byla realizována ve dvou 70 denních výlukách sdružením Bögl a Krýsl a MCE Slaný v období 05/2010 – 10/2010.

Jednotlivá pole jsou navržena jako prostá, o rozpětí 32,0 + 49,0 + 28,0 + 20,0 m, celková hmotnost OK činí 1 380 tun. Nosnou konstrukci „pevné části mostu“ v polích 1, 2 a 4 tvoří příhradová konstrukce se spodní mostovkou s kolejovým ložem, zdvihač pole 3 má mostovku s přímým pružným upevněním. Ortotropní mostovka se sestává z mostovkového plechu tl. 16 mm s podélnými a příčnými výztuhami. V místech štěrkového lože jsou podélné výztuhy z ploché oceli v osově vzdálenosti 460 mm, u přímo pojižděného pole jsou podélné a příčné výztuhy shodného tvaru I, vzájemná osová vzdálenost příčných výztuh je v jednotlivých polích různá a pohybuje se v rozmezí od 1,87 až 2,13 m. Výška hlavních příhradových nosníků není v jednotlivých polích stejná, mění se v rozsahu od 5 876 mm do 6 390 mm. Dolní pas hlavních nosníků je v „pevné části“ tvořen svařovaným I profilem výšky 1 280 až 1 370 mm, ve „zdvihači“ části uzavřeným truhlíkovým profilem výšky 780 mm. Horní pas tvoří truhlíkový průřez, který plynule přechází na koncích v krajní diagonály, diagonály v poli jsou navrženy jako svařované I profily. Na vnějších i vnitřních stranách obou mostů jsou na konzolách situovány revizní a obslužné chodníky včetně kabelových žlabů. Ve třetím poli je nad plavební dráhou obou mostů provedena kabelová lávka s podjezdovou výškou 7 m.

Staveništní montáži obou mostních konstrukcí předcházela demontáž příslušné části původní mostní konstrukce realizovaná MCE Slaný, montáž pomocných podpěrných konstrukcí, bourání části stávajících a budování nových opěr a pilířů. Chronologicky byly jako první, v prostoru pole č. 1, osazeny na výsuvnou dráhu z prvků PIZMO pomocí mobilního jeřábu první čtyři mostovkové a čtyři příhradové dílce pole 2. Po jejich sestavě a svaření následoval podélný výsuv 9,3 m na vysouvacích jednotkách, který umožnil osazení zbývajících 4 dílců pole 2. Po jejich sestavě a svaření s vysunutou první částí pole 2 byl proveden další podélný výsuv 35,3 m do definitivní polohy, resp. 450 mm nad projektovanou polohu, což umožnilo vložení a ustavení ložisek. Následovala montáž pole 3 nad provozovanou plavební dráhou, kde nebylo možné umístit pomocnou podpěrnou konstrukci. Z tohoto důvodu byla 28 m dlouhá mostovka včetně dolních pasů hlavních nosníků v podélném směru vyrobena v celé délce bez příčného montážního styku, v příčném směru byla rozdělena na 2 díly. Po osazení a svaření mostovky a hlavních příhradových nosníků se obě části propojily předpínacími tyčemi Dywidag o průměru 32 mm a pomocí hydraulických válců byla provedena korekce průhybu pole 3 od vlastní hmotnosti s následným svařováním obou částí. Montáž polí 1 a 4 probíhala standardně pomocí mobilních jeřábů. V závěrečné fázi byla konstrukce spuštěna na hrncová ložiska, předem uložená v betonových ložiskových blocích. Díky příkladnému nasazení byla montáž ocelové konstrukce včetně protikoroze ochrany úspěšně dokončena ve smluvním termínu a celé dílo bylo předáno objednateli v požadované kvalitě.







Významné železniční mosty na vysokorychlostních tratích v Německu

Ing. Karel Dahinter, CSc.

Ing. Josef Kubíček, CSc., Kubíček Consult Liberec

Historický úvod. Vývoj koncepce projektů a realizace mostů z předpjatého betonu pro rychlostní železniční tratě v Německu. Původně pouze prosté nosníky a teprve následně, díky iniciativě profesora Leonhardta a jeho spolupracovníků, byly zavedeny i spojitě konstrukce. Příklady realizovaných významných mostů z předpjatého betonu, včetně posledního vývoje, semi-integrálních mostů a spřaženého ocelobetonového mostu přes Mohan u Nantenbach, s rozpětím 208 m. Závěry obecné a i z hlediska současné technologie předpjatého betonu a požadavků pro železniční mosty.

1. Úvod

Dějiny železnic od samého začátku, památné jízdy Stephensonovy lokomotivy „Rocket“ v roce 1829, kdy dosáhla tehdy udivující rychlosti 50 km/hod., se vyznačují stálou snahou o zvyšování rychlosti. S rozvíjející se technikou dosahovaly vlaky s parními lokomotivami již na počátku 20. století rychlostí 160 km/hod. a v roce 1938 anglická lokomotiva „Mallart“ rekordu 202,9 km/hod.

Kromě parních vstoupily do hry ve 20. století i lokomotivy elektrické Siemens, které dosáhly v roce 1903 rychlosti 210 km/hod. a v roce 1931 rychlosti 230 km/hod., u stroje s tlačnou vrtulí. Po druhé světové válce soutěž pokračovala ve Francii v letech 1955 až 1990, s rekordy 331 km/hod. až 515,3 km/hod. Tyto výkony byly však ojedinělé, po speciální přípravě.

Cílem železničních správ však musí být zavedení co nejvyšší, ale spolehlivě dosažitelné rychlosti vlakových souprav v denním provozu. Průkopníkem se staly Japonské státní dráhy, které při příležitosti letní olympiády v Tokiu v roce 1964, zahájily provoz vysokorychlostními soupravami „Šinkansen“, na nově vybudované železniční trati mezi Tokiem a Ósakou, délky 515 km.

Následovala výstavba vysokorychlostních tratí v dalších zemích, nejdříve ve Francii „TGV“, později v Německu, dále v Itálii a Španělsku a v současné době zcela mimořádným tempem v Číně. Účel a tudíž i parametry těchto tratí se v různých zemích liší; ve Francii jsou pouze pro osobní dopravu, se sklonem do 35 promile a s minimalizací umělých staveb. V Německu jsou určeny pro osobní dopravu během dne, s rychlostí 250 km/hod. a vyšší, pro nákladní dopravu v noci, s rychlostí 160 km/hod. Povolené stoupání je pouze 12 promile a tratě jsou ve velké části vedeny na mostech a v tunelech.

Při výstavbě vysokorychlostních tratí bylo nutno řešit řadu nových otázek souvisejících s bezpečností pohybu vysokorychlostních souprav a tomu odpovídajícímu kolejovému svršku a jeho uložení. V případě pochybností o zemním tělese přibývá estakádních mostů, v Japonsku pak i v hustě obydlených oblastech, kde vytvářejí druhé i třetí infrastrukturní úrovně.

V dalším bude přiblížen postup přípravy, projektování a realizace mostů pro rychlostní tratě v Německu s uvedením některých významných reprezentantů.

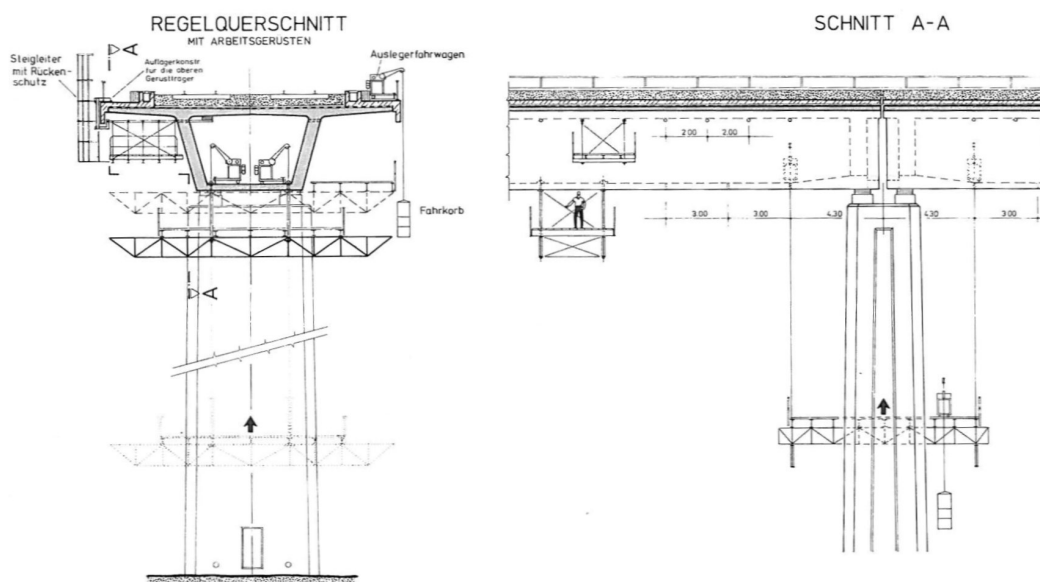
2. Mosty s prostými nosníky

V roce 1980 byla v Německu, na objednávku Německých spolkových drah, dokončena první verze „rámcových směrnic“ pro přípravu mostů pro vysokorychlostní tratě. Pro tyto mosty byly uvažovány nosné konstrukce ocelové i ocelobetonové spřažené, ale nakonec převážil předpjatý beton, především z cenových, ale i dalších důvodů.

Tyto směrnice obsahovaly:

- přehledné celkové výkresy s popisem jednotlivých částí a jejich funkcí;
- konstrukční výkresy specifikující jednotlivé části a sloužící jako podklad projektů;
- vzorové výkresy jednotlivých typizovaných prvků:
římsy, odvodnění, vedení inženýrských sítí, uzemnění, přístupy k jednotlivým částem, opatření pro výměnu ložisek a obnovu nosných konstrukcí, např. výsuvem apod.
- detailní vzorové výkresy:
kotvení říms, přenos podélných sil do opěr apod.

Podle původních předpokladů měla být většina údolních mostů z prostých nosníků. Argumenty se opíraly o jednoduché konstrukční řešení, vhodné až do výšky 35 m pro nejběžnější rozpětí 44 m a o vyloučení nepříznivých účinků nerovnoměrného sedání. Byly vypracovány vzorové výkresy pro mosty komorové s rozpětím 25, 44 a 58 m, se stěnami skloněnými pod úhlem 15° a spodní deskou šířky 5,5 m. Spodní stavba byla navržena tak, aby byl možný příjezd ke krajním opěrám, vjezd do nich a průjezd celou nosnou konstrukcí. Pilíře jsou duté s vnitřním schodištěm s výstupem k ložiskům, jejich šířka musí umožnit osazení čtyř ložisek a tloušťka stěn je 35 cm (obr. 1, 2).



Obr. 1 Základní dispozice nosné konstrukce z prostých nosníků a pilířů, s pracovními plošinami

Mosty na první vysokorychlostní železniční trati Hannover – Würzburg v délce 327 km, pro rychlost 250 až 280 km/hod., byly projektovány v souladu s těmito směrnici. Stavba byla zahájena v roce 1973, ale vzhledem k problémům při výstavbě, životní prostředí a hluk, byla dokončena až v roce 1991.

Most přes údolí Fuldy u Morschen (1985); obr. 4

Z řady mostů z prostých nosníků, postavených na této železniční trati je konstrukčně nejzajímavější most přes údolí Fuldy u Morschen. Je dlouhý 1 450 m, má 25 polí o rozpětích 58 m a kolej dosahuje výšky až 70 m nad údolím. Pro zachycení podélných sil z nosné konstrukce byl ve středním, 13. poli, pilíř nahrazen vzpěradlem, založeným na společných základech se sousedními pilíři. Most je založen na vrtaných pilotách průměru 1,5 m, nosná konstrukce byla betonována po polích na výsuvné skruži.



Bild 1. Widerlager mit Zufahrtsöffnung (Bauzustand)

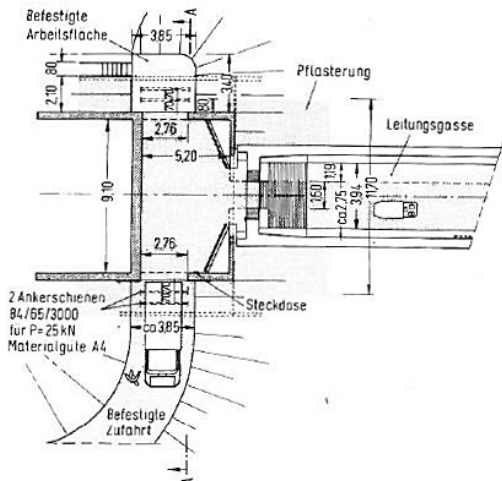


Bild 2. Erschließung der Brücken im Grundriß

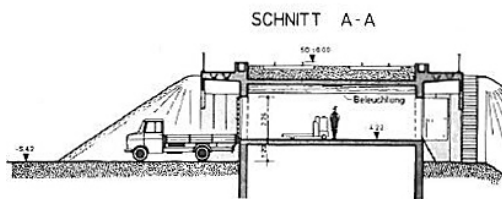


Bild 3. Querschnitt durch die Widerlagerkammer

Obr. 2 Uspořádání krajní opěry včetně příjezdu

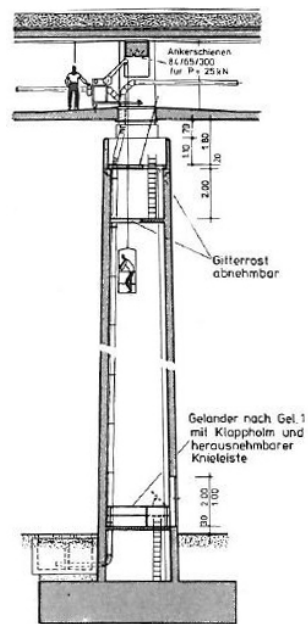


Bild 4. Längsschnitt durch den Pfeiler einer Durchlaufträger-Brücke

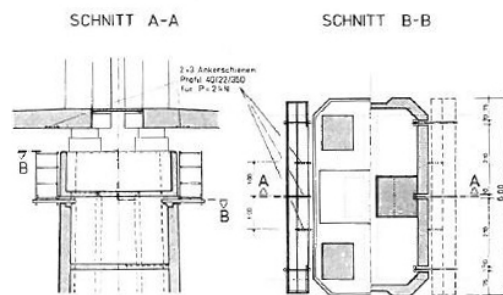


Bild 5. Nichtstationäres Arbeitsgerüst am Pfeilerkopf

Obr. 3 Uspořádání pilíře u spojitého nosníku



Obr. 4 Most přes údolí Fuldy u Morschen

3. Mosty se spojitou nosnou konstrukcí

Během výstavby mostů na uvedené trati se sice vcelku potvrdila správnost zvoleného postupu, ukázala se však potřeba dopracování těchto směrnic. Jednalo se o návrh metodiky sledování mostů při výstavbě a zpětnou vazbu na projektanta, pro případné úpravy a zvýšení kvality díla. Toto dopracování bylo v roce 1983 zadáno firmě Leonhardt, Andrä a Partner ze Stuttgartu. Vzhledem k tomu, že od začátku přípravy vysokorychlostních tratí byla ze strany části odborníků, včetně Profesora Leonhardta, sledována a podporována aplikace spojitých nosníků, bylo jejich řešení zahrnuto do této práce.

Profesor Leonhardt se svými spolupracovníky prokázal všechny kvalitativní parametry spojitých nosníků i jejich provozní výhodnost a ekonomický přínos. Jednodušší pilíře (obr. 3), štíhlejší nosné konstrukce, jednodušší udržování i případná obnova a vyšší spolehlivost, redundance vlivem statické neurčitosti, zejména pro mimořádná zatížení a sedání. Ve většině případů též jednodušší výstavba nosné konstrukce a příznivější vzhledové působení. Teoretické úvahy pak byly potvrzeny dále uvedenými mosty.

Most přes Mohan u Gemünden (1985); obr. 5

má délku 793,5 m a sestává ze čtyř částí. Řeku přemostuje letmo betonovaný dvoukloubový rám délky 299 m s poli 82 + 135 + 82 m a stojkami tvaru V. Tři pobřežní rampy, provedené postupným výsuvem, jsou spojitě nosníky konstantní výšky 4,5 m s vnitřními poli 55 m a krajními 52,5 až 58 m, v návaznosti na rámový most. Všechny nosné konstrukce jsou jednokomorové, výška navazující letmé betonáže a její výška uprostřed hlavního pole, je stejná jako výška vysouvaných nosníků, 4,5 m. V stojky jsou deskové o plném průřezu, patní kloub přenáší normálovou sílu 121 MN a vodorovnou 6 MN je betonový, s úpravou umožňující následnou rektifikaci. Podle požadavku železniční správy, na dodržení časového limitu pro případnou výměnu nosné konstrukce, musela být severní rampa o šesti polích, rozdělena ve dvě části po třech polích, které má i kratší jižní rampa. Rozdělení mostu na kratší úseky se děje až po vysunutí konstrukce a vyžaduje speciální úpravu dočasné styčné spáry obou konstrukcí.

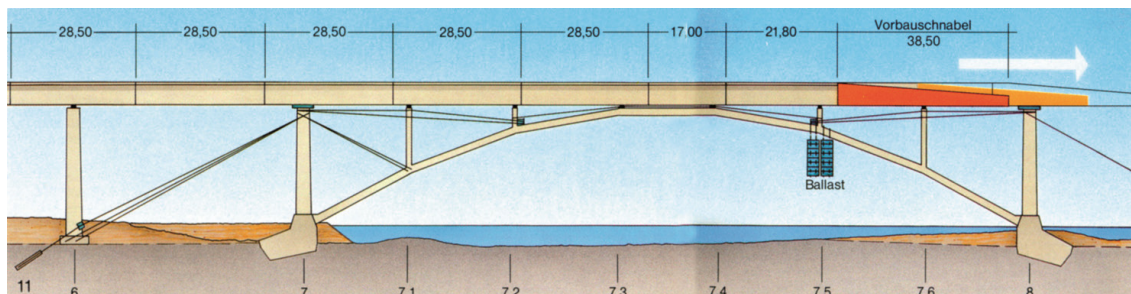


Obr. 5 Most přes Mohan u Gemünden)

Most přes Mohan u Veitshöchheim (1987); obr. 6a, 6b

o celkové délce 1280 m má jednokomorovou nosnou konstrukci, která je rozdělena do čtyř částí, spojitých nosníků s poli 40 až 61,7 m. Jejich délky jsou, 237 m (5 polí), 369,5 m (5 hlavních a 7 podružných polí nad obloukem), 374,5 m (7 polí) a 299 m (5 a 1 podružné pole u opěry). Nosná konstrukce v části nad řekou je podepřena lomeným vetknutým obloukem o rozpětí 162 m, se stěnami v místě lomů. Oblouk byl stavěn

letmo s vyvěšením přes pylon, osazený na pilíři v místě patky oblouku a podporuje vlastní nosnou konstrukci mostu, která byla stavěna technologií postupného výsuvu ze severní strany. Jedná se o nejdelší případ této technologie, komorový nosník výšky 4,5 m měl délku 1 260 m a hmotnost 42 500 t, což si při sklonu 0,2 % a součiniteli tření 4 % vyžádalo celkovou tlačnou sílu 17 850 kN a speciální opatření pro její aplikaci. Nosník je opět rozdělen následně do 5 sekcí o délkách 237 + 369,5 + 214 + 160,5 + 281,6 m a je doplněn deskou u jižní opěry v délce 17,4 m.



Obr. 6a Schéma letmé betonáže oblouku a výsuvu nosné konstrukce



Obr. 6b Most přes Mohan u Veitshöchheim (1987)

Most přes údolí řek Sály a Elstery; obr. 7a, 7b, 7c

na nově budované vysokorychlostní trati Erfurt – Halle/Leipzig, překračuje u obce Osendorf údolí řek Sály a Elstery s dalšími přírodními i umělými překážkami, ve výšce cca 21 m nad terénem. Přemostění sestává ze dvou mostů a dosahuje celkové délky 8 577 m. Bylo navrženo se středním komorovým nosníkem výšky 4,0 m a celkové šířky, včetně říms 13,90 m, uloženým na ložiskách.

Hlavní most má délku 6 465 m a je nejdelším železničním mostem v Německu. Má celkem 143 polí s rozpětími: 26x44 + 62 + 68 + 62 + 33x44 + 43 + 115 + 43 + 7x44 + 53 + 29x44 + 48 + 6x40 + 12x44 + 60 + 48 + 11x44 m.

Vedlejší most má délku 2 112 m a 48 polí s rozpětími: 20x44 + 35 + 44 + 26x44 + 27 m.

V dosažitelných podkladech nebylo uvedeno rozdělení mostů na dilatační části ani úpravy spár a koleje v těchto místech.

Spodní stavba sestává z krajních opěr a běžných pilířů. Pole s rozpětím 115 m je doplněno Langrovým obloukem. Založení je na pilotách Franki v běžném uspořádání.

Převážná část mostu je prováděna po polích s použitím výsuvné skruže. A to nejen nosná konstrukce, ale vzhledem k charakteru překračovaného území, i pilíře a jejich základy byly někde prováděny z této skruže, podepřené pouze na již hotové spodní stavbě mostu. Stavba mostu byla zahájena v roce 2007 a má být dokončena v roce 2012.



Obr. 7a Most přes údolí Sály a Elstery – celková dispozice



Obr. 7b Most přes údolí Sály a Elstery – zahájení výstavby nosné konstrukce (2007)



Obr. 7c Most přes údolí Sály a Elstery – pohled na část vybetonované nosné konstrukce (2010)

4. Mosty integrální a semi-integrální

Představují konstrukce s vyloučením nebo omezením počtu dilatačních spár a s monolitickým spojením se spodní stavbou buď v celé, nebo jen v části své délky. Cílem tohoto řešení bylo zvýšení robustnosti mostních konstrukcí, snižující udržovací náklady a současně zlepšující jejich vzhled možným zeštíhlením, vyplývajícím z jejich větší tuhosti při zmonolitněním s podpěrami. Zmonolitněním dochází k dalšímu zvyšování statické neurčitosti konstrukcí, její redundance, tj. spolehlivosti pro mimořádná zatížení.

Pro železniční mosty, na rozdíl od silničních, je též významné převzetí velkých brzdných sil z nosné konstrukce do celé, u integrálních mostů, nebo velké části spodní stavby u mostů semi-integrálních. Může to být jedna strana s krajní opěrou a stojkami nebo část střední se stojkami, případně s podélným tuhým podepřením, obloukem nebo vzpěradlem, což je vhodné u velmi dlouhých objektů.

Most přes údolí řeky Scherkonde (2011); obr. 8a, 8b

Nová vysokorychlostní trať Erfurt – Halle/Leipzig překračuje u obce Krutheim údolí Scherkonde. Dle původního návrhu z roku 1996 tvořil nosnou konstrukci mostu spojitý komorový nosník. V souladu s technickým vývojem i novými zkušenostmi investora, byl k realizaci vybrán inovační projekt semiintegrálního mostu, sdružený rám s příčlím s náběhy a se štíhlými stojkami, z větší části do něj vetknutými, jako komplexně nejvhodnější návrh přemostění.



Obr. 8a Most přes údolí řeky Scherkonde - výstavba nosné konstrukce (2008)

Celková délka nosné konstrukce je 576,50 m. Rozpětí 9 vnitřních polí je 44,0 m, 2 v místě zvýšeného terénu 36,5 m, navazujícího krajního 27,0 m a na druhé straně 36,5 m. Šířka dvoukolejného mostu včetně říms je 13,91 m, nosnou konstrukci tvoří plná deska z předpjatého betonu s širokými konzolami s plynulým náběhem. Výška

průřezu je 2,0 m v převážné části pole, krátkým zakřiveným náběhem se zvyšuje na 3,5 m nad stojkami.



Obr. 8b Most přes údolí řeky Scherkonde - dokončená hrubá stavba (2011)

Monolitické spojení, je s opěrou 00 a s celkem 11 stojkami 01a, 01 až 10, kluzné uložení je pouze na stojkách 11 a 12 a na opěře 13. Výrazného snížení tuhosti spodní stavby vůči délkovým změnám n. k. bylo dosaženo malou tloušťkou stojek, 1,0 m u nízkých a 1,5 m u vysokých a založením na vrtaných pilotách v jednořadém uspořádání. Při výstavbě mostu byla volena speciální opatření a postupy pro omezení účinků délkových změn, pružné deformace, dotvarování a smršťování betonu. Bylo použito i dočasné kotvení a určité přednastavení police nosné konstrukce, vyrovnávající účinky tepelných změn.

Požadavky investora na průkaz spolehlivosti mostu a na sledování jeho chování byly specifikovány ve smyslu ZTV-ING Teil 1 Abschnitt 2. V závěrech se uvádí výsledky dosud provedených měření a sledování během výstavby a uvedení do provozu, které plně odpovídaly předpokladům projektu i výstavby objektu. Problematická zůstává otázka případné výměny nebo částečné obměny mostní konstrukce.

Most přes údolí řeky Unstrut; obr. 9.

Nová vysokorychlostní trať Erfurt – Halle/Leipzig překračuje u obce Karsdorf údolí řeky Unstrut, dále s říčkou Dissau a se dvěma silnicemi, místní dráhou a komunikacemi, ve výšce až 49 m nad terénem. Celkové přemostění dosahuje délky 2 668 m, je druhé nejdelší pro železniční most v Německu a jako nejvhodnější řešení byl opět navržen semi-integrální most.

Most má celkem 46 polí s rozpětími 58,0 m, se středním komorovým nosníkem výšky 4,75 m a byl rozdělen do 6 spojitých samostatných částí. Dvě krajní o třech polích mají délku 174 m, čtyři vnitřní o 10 polích mají délku 580 m. Ve spárách mezi jednotlivými částmi mostu budou blíže nespecifikované úpravy dilatačních spár i koleje.

Spodní stavba sestává z tuhých krajních opěr a čtyř ztužujících oblouků uprostřed mostních částí, které vytvářejí pevná uložení pro dvě krajní a čtyři střední části mostu. Zbývající podpěry jsou jednak běžné štíhlé pilíře o tloušťce 1,5 m, dále pilíře u patek oblouků s tloušťkou 2,0 m a přechodové pilíře v místě styků jednotlivých mostních částí. Ty mají tloušťku 2,5 m a speciální úpravu v hlavě pilířů, umožňující dilatační pohyby místo ložisek, která jsou zcela vypuštěna. Oblouky mají rozpětí 108,0 m, ve vrcholu jsou součástí nosníku, šířka 7,0 m a tloušťka 5,0 m, k patkám se rozdělují ve dvojici, s celkovou šířkou 13,5 m a tloušťkou 2,0 m, vetknutou do společného základu s pilířem. Založení je na vrtaných pilotách v běžném uspořádání.

Výstavba mostu probíhala v letech 2007 až 2011. Nosná konstrukce byla prováděna na výsuvné skruži, podepřené pouze na spodní stavbě mostu. Oblouky byly prováděny předem na skruži, s částí nosníku.

Výsledky provedených měření a sledování během výstavby resp. po dokončení, ani informace o případném uvedení do provozu nebyly dosud zveřejněny.



Obr. 9 Most přes údolí řeky Unstrut – výstavba mostu (2010)

5. Ocelobetonový spřažený most přes Mohan – Nantenbach (1994); obr. 10

Původní předpisy, pro ocelobetonové spřažené spojitě mosty v Německu, striktně omezovaly tahová napětí v betonu nad podpěrami, což přinášelo konstrukční potíže a následné zvýšené finanční náklady. Teprve při projektu dálničního mostu Werratal u Hedemünden na A7, byly provedeny statické a dynamické zkoušky, které prokázaly možnost řešení bez předepnutí spřažující desky, neboť trhliny i po dynamické zkoušce 2,1 mil. cyklů zůstaly do 0,2 mm, což bylo přijato i pro tento železniční most.

Most Nantenbach na rychlostní železniční trati mezi Hannoverem a Würzburgem je dvoukolejný o délce 350 m, s hlavním polem 208 m, což je největším rozpětím nosníku u německých drah.



Obr. 10 Železniční most přes Mohan u Nantenbach (1994)

Má příhradovou ocelobetonovou nosnou konstrukci s horní mostovkou a dvojitým sprážením, kromě desky mostovky jsou to dolní betonové desky v oblasti záporných momentů nad pilíři. Výška nosníku uprostřed je 7,66 m a nad pilíři 15,66 m. Most byl vybrán z 16 předložených projektů a v roce 1994 obdržel cenu za inovaci v ocelových konstrukcích i cenu za inženýrské stavby v SRN.

6. Závěr

Výstavba samostatné sítě vysokorychlostních železničních tratí u nás již geograficky nepřipadá v úvahu, i když v minulosti se objevily dva návrhy na jejich výstavbu. První v knize J. A. Bati z roku 1937, „Budujeme stát pro 40,000.000 lidí“, pro tehdejší ČSR, železniční magistrála v délce cca 1000 km, od Chebu až po Jasinu. Druhý byl návrh profesora Žlábků z roku 1975 na vybudování přímého spojení ČSR s Jadranem o délce cca 410 km, z toho cca 350 km v tunelech, mezi Českými Budějovicemi a přístavem Adriaport, čs. územím na umělém ostrově mezi Terstem a Koperem.

V současné době by pro ČR měly postačovat budované železniční koridory, s rychlostmi do 160 km, ale po úplném dokončení. Vysokorychlostní trati by přicházely v úvahu pouze v rámci evropské integrace. Přesto zkušenosti z výstavby mostů na vysokorychlostních tratích, zejména nám nejbližších v Německu, by mohly přispět k racionálnějšímu pojetí volby mostních konstrukcí, zvýšení jejich trvanlivosti, jednoduššího sledování a udržování a v neposlední řadě i celkovému ekonomickému přínosu.

Je také nutno podtrhnout, že most je inženýrské dílo, proto při jeho návrhu by měl mít hlavní slovo inženýr, který je zodpovědný za jeho zásadní uspořádání tak, aby odpovídalo jeho funkci a působícím zatížením. Jedná se jak podélný směr a konstrukční výšky, tak o příčné působení na mostovku, zejména u vícekolejných mostů. Tomu musí odpovídat i tvarování celé konstrukce, včetně spodní stavby, bez nefunkčních prvků. Úloha architekta je v každém případě důležitá, ale nesmí být v rozporu se základními konstrukčními požadavky. Způsoby úspěšné spolupráce lze uvést u nás mezi Prof. Bechyněm a Arch. Kozákem a v Německu mezi Prof. Leonhardtem a Arch. Frei-Ottem i u železničních mostů, ale i z vlastních zkušeností, zejména při soutěžních projektech.

Je nutno zajistit i odbornou správu železničních mostů a respektování informací zjištěných kontrolními pracovišti. Jejich úloha by měla být posílena i ve vztahu k projektantům tak, aby nedocházelo ke zbytečným demolicím často funkčních objektů.

Podmínky provozuschopnosti mostních provizorií určených ke vložení na železniční dopravní cestě ve správě SŽDC

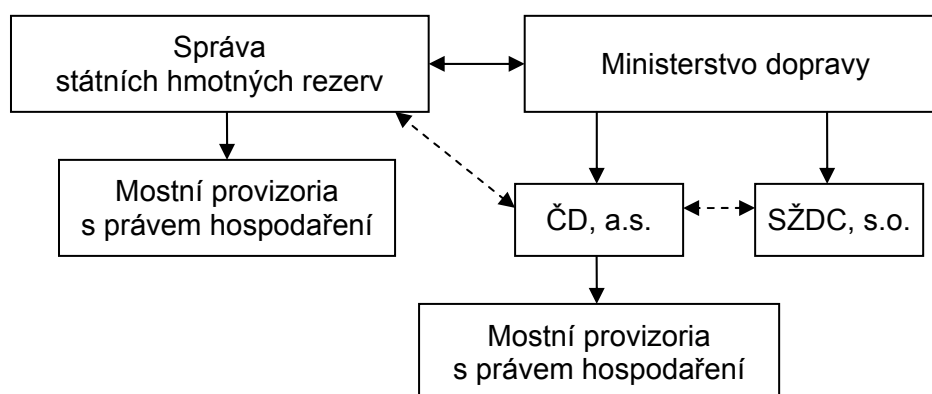
Ing. Zdeněk Nečekal, SŽDC, s.o., oddělení železničních mostů a tunelů

V současné době jsou mostní provizoria z důvodu organizačních změn, které proběhly u drážních složek, ve značném počtu ve vlastnictví cizích subjektů. Pro zajištění bezpečnosti a provozuschopnosti železniční dopravní cesty je nutné stanovit stejné podmínky pro vkládání MP platné pro všechny subjekty, které vlastní MP nebo k nim mají právo hospodaření.

Správa železniční dopravní cesty, státní organizace, převzala k 1. 1. 2003, v souladu se zákonem č. 77/2002 Sb. o transformaci státní organizace České dráhy, která byla transformována na akciovou společnost České dráhy (dále i ČD, a.s.) a státní organizaci Správa železniční dopravní cesty, mimo jiné i povinnost zajišťovat provozuschopnost a bezpečnost železniční dopravy na železniční dopravní cestě. Povinnost vytvářet podmínky bezpečného a plynulého provozování dráhy a železniční dopravy jí byla rovněž uložena zákonem č. 266/1994 Sb. Do konce roku 2002 zajišťovaly tyto povinnosti České dráhy, státní organizace.

V počátcích činnosti Správy železniční dopravní cesty, státní organizace (dále též jen „SŽDC“) byla část kapacit potřebných pro zajištění správy a provozuschopnosti železniční infrastruktury ponechána u Českých drah, a.s. SŽDC uzavřela s Českými drahami, a.s. na zajištění těchto činností tříletou smlouvu. V souladu se smlouvou byla SŽDC prováděna i péče o mostní provizoria a hospodaření s těmito mostními provizorii (dále i MP) prostřednictvím Správ dopravních cest.

Systém správy mostních provizorií - organizační uspořádání k 1. 1. 2003



V roce 2004 byla evidována inventární mostní provizoria v celkovém počtu 302 ks. Výkon správcovské činnosti prováděly příslušné Správy dopravní cesty, Správy mostů a tunelů v obvodech, ve kterých jim byla mostní provizoria svěřena do správy. Požadované opravy a údržbové práce na mostních provizoriích byly statutárně prováděny vlastními kapacitami správ mostů a tunelů. Jednalo se o inventární mostní provizoria o rozpětí do 30 m, která byla vkládána do železniční dopravní cesty, především jako krátkodobá mostní provizoria. V období od roku 2004 do roku 2007 došlo postupně ke snižování inventárního počtu mostních provizorií z 302 na 171 kusů.

Mostní provizoria byla v rámci snižování rozdělena následujícím způsobem:

- 1) mostní provizoria pro zajištění železničního provozu
- 2) mostní provizoria nadbytečná
- 3) mostní provizoria určená k vyřazení z evidence

Mostní provizoria byla po vyřazení z evidence prodána do kovošrotu, případně byla v rámci likvidace rozebrána na jednotlivé části a prodána cizím vlastníkům na pomocné podpěrné konstrukce, zavážecí dráhy nebo byla umístěna u správ dopravních cest pro zajištění stavební činnosti (opravné a údržbové práce). Současně se snižováním počtu mostních provizorií byla provedena i optimalizace (snižování) počtu úložišť. Byla ponechána úložiště s dobrým přístupem pro příjezd dopravních a mechanizačních prostředků, vhodnými manipulačními prostory pro použití silniční a kolejové techniky. V souvislosti s dalším snižováním finančních nákladů se provedla i redukce počtu provozních zaměstnanců.

V roce 2007 byla provedena další optimalizace činnosti spojená se správou mostních provizorií.

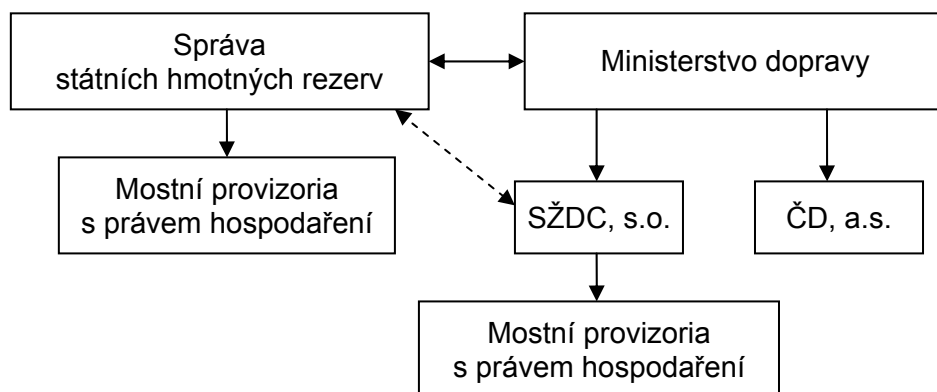
Byly zvažovány následující varianty:

- 1) ponechání stávajícího počtu mostních provizorií
- 2) snížení stávajícího počtu mostních provizorií
- 3) stanovení minimálního počtu mostních provizorií

Posouzení výše uvedených variant si již vyžádalo účast a stanovisko odboru krizového řízení a bezpečnosti ČD, a.s. Následně bylo rozhodnuto o snížení stávajícího počtu mostních provizorií. V rámci optimalizace počtu mostních provizorií byl také uskutečněn jejich částečný odprodej stavebním firmám. Celkem bylo prodáno 46 mostních provizorií.

K 1. 7. 2008 došlo, na základě usnesení vlády České republiky č. 848/2007 Sb. a zákona č. 179/2008 Sb., k převedení funkce provozovatele dráhy na SŽDC. V rámci této události došlo k organizační změně ve výkonu správy u mostních provizorií pod SŽDC. Na ředitelství SŽDC garantují a zajišťují tyto povinnosti vlastníka Odbor traťového hospodářství, oddělení železničních mostů a tunelů ve spolupráci s odborem provozuschopnosti.

Systém správy mostních provizorií - organizační uspořádání k 1. 7. 2008

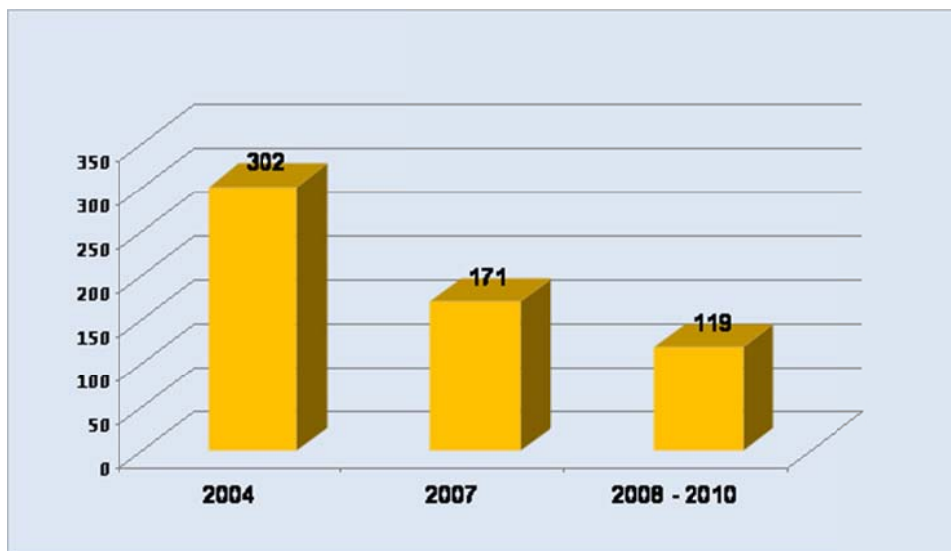


Správy státních hmotných rezerv (dále jen SSHR) vlastní železniční mostní materiál ve formě pohotovostních zásob. Jedná se o konstrukční prvky pro provizorní, mostní a podpěrné konstrukce – IP volné nosníky, železniční most ŽM 16 a podpěrná konstrukce PIŽMO, které jsou uloženy do skladovaných souprav ve skladech SSHR v Borohrádku, Chrasti, Oknech, Pačejově, Chropyni, Studenci a Vanfšdorfu. Jsou používány především pro krizové situace nebo stavební činnost.

Provizorní, mostní, nosné konstrukce z volných nosníků jsou používány jako jednootvorové konstrukce do rozpětí 25 m. V případě požadavků na provizorní přemostění jednoho otvoru o rozpětí větším než 25 m je možné použít prvkové nosné konstrukce ŽM 16.

Podmínky použití:

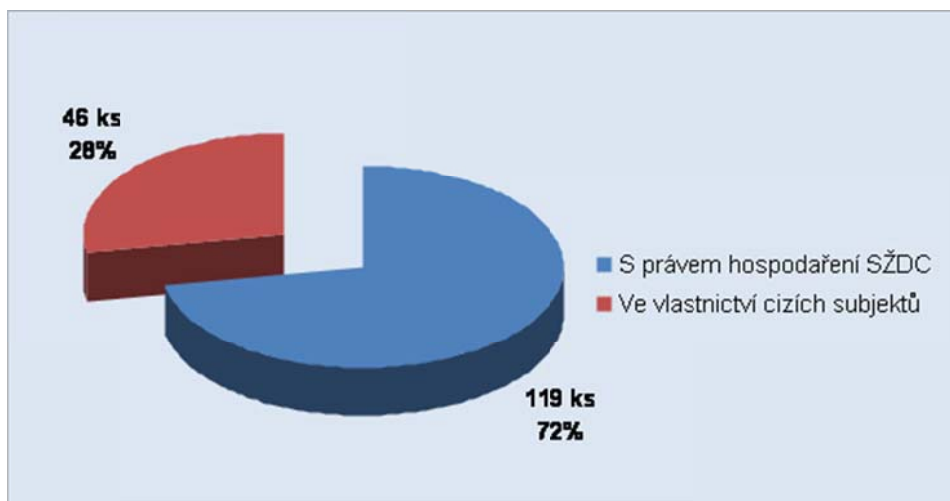
- 1) řešení krizových stavů - zapůjčení železničního mostního materiálu se provádí bezúplatným způsobem. Žádost o zápůjčku předkládá Správa železniční dopravní cesty na Ministerstvo dopravy.
- 2) stavební činnost - zapůjčení železničního mostního materiálu pro opravy a rekonstrukce mostních objektů je zajištěno formou placeného pronájmu. Stavebník předkládá požadavek na SSHR prostřednictvím Ministerstva dopravy a odboru krizového řízení SŽDC.



Optimalizace počtu MP od roku 2004 do roku 2010

Před prodejem mostních provizorií byla mostní provizoria o rozpětí do 30 m ve správě Českých drah a.s. a následně u SŽDC, kde byl uplatňován již léty prověřený systém jejich správy.

Převedením (prodejem) části mostních provizorií do vlastnictví cizích subjektů vznikla situace, kdy SŽDC byla zbavena možnosti výkonu dohledu u těchto provizorií a pozbyla přehled, jak je s mostními provizorii zacházeno, např. zda jsou v požadovaném stavu, jestli nejsou používány za nesprávným účelem atp. Z pohledu SŽDC, která je odpovědná za zajištění bezpečnosti železničního provozu, se jeví jako nezbytné stanovit podmínky, které jednoznačně určí provozuschopnost mostních provizorií pro vložení do železniční dopravní cesty.



Skladba vlastnictví u MP v roce 2010

Stanovení podmínek provozuschopnosti mostních provizorií určených ke vložení na železniční dopravní cestě ve správě SŽDC.

V současné době probíhá připomínkové řízení směrnice, ve které budou přesně specifikovány podmínky provozuschopnosti mostních provizorií. V níže uvedeném textu jsou uvedena vybraná ustanovení připravované směrnice.

Cílem připravované vnitřní směrnice je stanovit, za jakých podmínek a v jakém stavu je možné mostní provizoria z hlediska provozuschopnosti uplatnit na železniční dopravní cestě ve správě SŽDC, ať již se jedná o železniční mostní provizoria ve správě SŽDC nebo jsou vlastníky MP ostatní subjekty.

Směrnice stanoví, kdy MP splňuje podmínky provozuschopnosti a to:

- bylo provedeno technické prověření MP odpovědným zaměstnancem SŽDC,
- vlastní konstrukce je fyzicky ve vyhovujícím stavu zjištěném prohlídkou,
- existuje dokumentace,
- existuje řádně vedená evidence o používání,
- MP je řádně skladováno a udržováno.

Technické prověření

V rámci technického prověření (dále jen TP) předpokládá vnitřní směrnice provádění těchto úkonů:

- prohlídka MP,
- kontrola úplnosti dokumentace,
- kontrola úplnosti MP, součástí a dílců MP,
- kontrola evidence (evidenční listy), kontrola záznamu o užívání MP,
- vyhodnocení a vyhotovení zápisu z TP.

Platnost TP bude udělována na nejvíce 5 let. TP bude platné po celou dobu předpokládaného vložení, nejméně však 6 měsíců po době vložení.

Pokud uplyne TP v době vložení MP bude prováděna dohlédací činnost ve smyslu předpisu SŽDC (ČD) S5.

Zápis z TP vyhotoví zaměstnanec provádějící technické prověření se stanoviskem, zda MP je nebo není způsobilé z hlediska provozuschopnosti. V případě, že MP nevyhoví

požadavkům kladeným na provozuschopnost, bude v rámci prohlídky navrženo opatření pro uvedení MP do provozuschopného stavu.

Prohlídka mostních provizorií

Kontrola fyzického stavu bude prováděna, formou provedení prohlídky, odpovědným zaměstnancem. V případě potřeby, např. při zjištění deformace, oslabení v rozhodujících průřezích vlivem koroze atd., je možné požadovat provedení statického posouzení, jako součást prověření MP.

Odpovědnost za požadovanou kvalitu a závěry uvedené v prohlídce bude mít provádějící zaměstnanec, který vyhotoví protokol se stanoviskem, zda je MP způsobilé ke vložení do ŽDC. V případě, že MP nevyhoví požadavkům kladeným na provozuschopnost, bude v rámci prohlídky navrženo opatření pro uvedení MP do provozuschopného stavu.

Kontrola úplnosti dokumentace

Projektovou dokumentaci včetně výrobní dokumentace předloží správce nebo vlastník v rámci TP. V případě, že nelze dohledat projektovou dokumentaci a výrobní dokumentaci bude nutné vypracovat zjednodušenou dokumentaci, která obsahuje výkresovou dokumentaci a dokladovou část.

Vedoucí TP provede kontrolu kompletnosti a úplnosti projektové a výrobní dokumentace.

Kontrola úplnosti mostních provizorií, součástí a dílců mostních provizorií

Předmětem kontroly bude prověření dokladů o řádné inventarizaci a kompletnosti MP.

Kontrola součástí a dílců u různých typů MP z dvojčitých nosníků, MP jednodukomorových a dvouukomorových, souprav mostních konstrukcí z nosníků IP se provede dle seznamu dílců nosné konstrukce MP a součástí MP (ložiska, úložné bloky apod.). Samostatně se zkontrolují další oddělené součásti souprav MP, např. podlahy, poj. úhelníky, chodníkové konzoly, bedny se spojovacím materiálem apod.

Obdobná kontrola ve zjednodušeném rozsahu se vykoná u volných prvků, tj. když netvoří soupravy např. u samostatných IP nosníků je kontrola prováděna dle seznamu dílců a součástí MP, obdobně u PIŽMA.

Kontrola evidence (evidenční listy), kontrola záznamu o užívání mostních provizorií

Provádí se kontrola úplnosti evidenčních, konstrukčních, statických charakteristik a záznamů o použití MP uváděných v evidenčním listu atp.

Při kontrole správnosti uváděných údajů v evidenčních listech týkajících se evidenčních, konstrukčních a statických charakteristik, záznamů o vložení MP se bude postupovat dle ustanovení předpisu SŽDC (ČD) S5.

Registr, údržba a skladování mostních provizorií

K zajištění okamžité provozuschopnosti MP, jednotné evidence a záchovné péče bude veden centrálně na OŽMT registr MP. Pro zařazení MP do registru a jejich udržení v registru bude povinné předání údajů, které jsou uvedeny v jeho tabulkovém přehledu. Registr bude umístěn na webových stránkách SŽDC. Na MP zařazená do registru se bude nahlížet jako na prověřené mostní konstrukce, okamžitě provozuschopné pro vložení do trati.

Ostatní inventární konstrukce

Ostatními inventárními konstrukcemi se rozumí konstrukce montované ze zásobních jednotek ŽM 16, ŽM16 M, ŽBM 30, ŽM 60, PIŽMO.

Pro navrhování a montáž základních druhů MP typu, ŽM 16, ŽM 16M, IP a PIŽMO je možné využívat jako instruktážní pomůcky:

- Modernizovaný železniční most ŽM 16M – č. j. 5241/VS VUŽ/1980,
- Železniční most ŽM 16 – vydaná pod zn. Žel – 6 – 2/1-3 1959,
- Normálie zatímních železničních mostů z IP nosníků - č. j. 10459/74 ze dne 7. 11. 1974,
- Mostní pilíř PIŽMO – vydaná pod zn. Žel – 6 – 4/1 1964.

Vlastník nebo správce předloží prohlášení, že se jedná o originální, nepoškozené vyrobené díly.

Závěr

Mostní provizoria již nejsou ve výlučném vlastnictví drážních složek. Je nutné vytvořit pravidla, za jakých podmínek mohou soukromé subjekty uplatnit vlastní mostní provizoria v rámci železniční dopravní cesty. Z registru MP bude zřejmé, v jaké skladbě jsou MP v daném čase k dispozici. Tím se rozšiřují možnosti pro efektivnější využívání MP a snadnější sestavení podnikatelských záměrů. Směrnice bude dále vhodnou pomůckou pro projektanty a stavební firmy v rámci realizace jejich stavební činnosti.

Modernizácia železničnej trate Žilina – Košice, úsek trate Liptovský Mikuláš – Poprad-Tatry, 5. etapa – inžinierske konštrukcie

Ing. Karol Dobosz, Ing. Vladimír Piták, Ing. Peter Vyšlan, REMING CONSULT a.s.

Príspevok je zameraný na návrh inžinierskych konštrukcií (mosty, tunel Paludza a múry) na modernizácii úseku železničnej trate Liptovský Mikuláš (výhybňa Paludza) – Liptovský Hrádok, pre zvýšenie rýchlosti do 160 km/hod. Z celkovej dĺžky 18,55 km je 14,60 km vedených v novom trasovaní, s čím súvisí potreba výstavby značného množstva nových umelých stavieb.

Popis modernizovaného úseku trate

Modernizácia vybraných tratí siete ŽSR spočíva v prestavbe železničnej dopravnej cesty za účelom zlepšenia jej vybavenosti a použiteľnosti zabudovaním moderných a progresívnych prvkov, tým zlepšenia jej parametrov. Do železničnej dopravnej cesty treba zahrnúť: pozemky, objekty a zariadenia železničných tratí a stavieb (ŽTS), telekomunikačnej a zabezpečovacej techniky (TZT), energetiky a elektrotechniky (EE), ako aj bezprostredné riadenie dopravy.

V roku 2006 vypísalo GR ŽSR verejnú súťaž na vypracovanie projektovej dokumentácie vrátane inžinierskej činnosti na úsek trate Liptovský Mikuláš – Košice, ktorý bol rozdelený na štyri dielčie úseky: Liptovský Mikuláš – Poprad-Tatry (mimo), Poprad-Tatry (mimo) – Margecany, Margecany (mimo) – Kysak a Kysak (mimo) – Košice (mimo). Príspevok je venovaný návrhu modernizácie traťového úseku Liptovský Mikuláš (výhybňa Paludza) – Poprad-Tatry (mimo) v celkovej dĺžke 63,176 km podľa terajšieho staničenia trate, pričom došlo ku skráteniu trate na 58,350 km po jej zmodernizovaní, čo predstavuje 4,826 km. Z 58,350 km dvojkoľajnej trate je 67,09 % na novom telese.

Riešený úsek železničnej trate je v súčasnej dobe dvojkoľajný. Maximálna traťová rýchlosť je 120 km/hod. od začiatku úseku v Poprade po žst. Svit a ďalej až po koniec úseku vo výhybni Paludza je 100 - 120 km/hod. s miestnymi obmedzeniami na rýchlosť 60 – 90 km/hod. v okolí žst. Štrba, v údolí Bieleho Váhu a v mieste svahového zosuvu v Liptovskom Mikuláši. V úseku sa v súčasnosti nachádza 6 železničných staníc: Svit, Štrba, Východná, Kráľova Lehota, Liptovský Hrádok a Liptovský Mikuláš. Okrem uvedených staníc je na predmetnom úseku trate ešte 5 zastávok: Lučivná, Štrba – zastávka, Važec, Podtureň a Okoličné.

V priebehu projekčných prác bol celý modernizovaný úsek rozdelený na 5 samostatne realizovateľných etáp:

- 1. etapa: Poprad-Tatry (mimo) – Lučivná (nžkm 200,300 – 213,000)
- 2. etapa: Žst. Štrba (nžkm 213,000 – 222,880)
- 3. etapa: Štrba (mimo) – žst. Východná (nžkm 222,880 – 229,800)
- 4. etapa: Východná – Liptovský Hrádok (nžkm 229,800 – 240,100)
- 5. etapa: Žst. Liptovský Hrádok – Liptovský Mikuláš (výh. Paludza) (nžkm 240,100 – 258,650)

Z energetického hľadiska je zásadnou zmenou oproti súčasnému stavu zmena trakčnej sústavy. Súčasná jednosmerná trakčná prúdová sústava 3 kV DC bude nahradená striedavou trakčnou prúdovou sústavou 25 kV AC. Prechod na striedavú sústavu je možný až po sprevádzkovaní príslušných traťových úsekov striedavou trakciou.

Po modernizácii bude na predmetnom úseku len 5 staníc, pričom zrušená stanica v Kráľovej Lehote bude nahradená zastávkou a vybudované budú dve úplne nové stanice – Štrba a Liptovský Mikuláš nahrádzajúce stanice na opustenom telese. Okrem staníc bude na modernizovanej trati 5 zastávok: Lučivná, Važec, Kráľova Lehota, Liptovský Ján (nahrádza zastávku Podtureň) a namiesto zastávky Okoličné vznikne zastávka Liptovská Porúbka.

Príspevok je zameraný na objekty v 5. etape stavby - dĺžka úseku je v existujúcom trasovaní 20,297 km, v navrhovanom trasovaní 18,550 km, pričom 71,85 % trate je vedenej na novom telese. Skrátenie úseku je o 1,747 km. Po zapojení preložky zo 4. etapy do existujúcej trate v blízkosti obce Kráľova Lehota je trať vedená po pôvodnom telese až za stanicu Liptovský Hrádok, kde odbočuje z pôvodnej osi, prechádza cez Váh na jeho južný breh, kde ďalej za obcou Podtureň vytvára spolu s diaľnicou D1 spoločný koridor a v súbehu s ňou z južnej strany pokračuje v podstate až na koniec úseku.

Minimálny polomer smerového oblúka je $R = 1895$ m (okrem oblúka pred napojením na pôvodnú trať pred výhybnou Paludza, kde je $R = 1400$ m). Maximálny pozdĺžny sklon na navrhovanom úseku je 13,029 ‰.

Pred koncom úseku je na trati navrhnutý posledný tunel tejto stavby – „Paludza“, dvojkoľajný jednorúrovňový dĺžky 750 m. Na rozdiel od všetkých ostatných tunelov tejto stavby bude tunel „Paludza“ hĺbený.

Zoznam mostných objektov a múrov v 5. etape

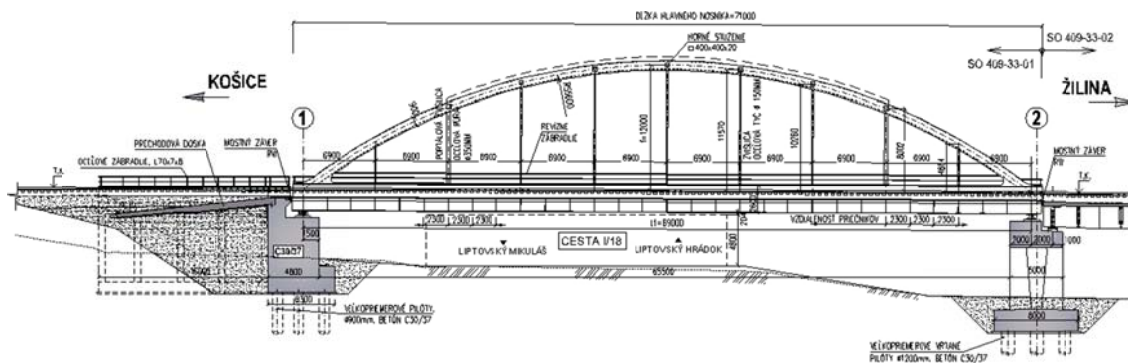
Odbor 33		Železničné mosty		Dočasné žel. mosty	Cestné mosty		Podchody		Oporné konštrukcie	Ostatné
		rekonštr.	nové		rekonštr.	nové	rekonštr.	nové		
UČS	408	2	1	2	1	1	1	2	4	1
UČS	409		6		1	9		1	9	2
UČS	410		1		1	1		3	1	
UČS	411		4			3			10	
Sumár		2	12	2	3	14	1	6	24	3

Okrem týchto inžinierskych konštrukcií bude dominantným prvkom v území nová železničná stanica v Liptovskom Mikuláši, ktorá bude cieľovou stanicou pre záujemcov o rekreáciu, relax a turizmus na Liptove a v Nízkych Tatrách. Stanica bude situovaná medzi diaľnicou a koľajiskom železničnej stanice v blízkosti areálu vodných športov v Liptovskom Mikuláši. Prístup do staničnej budovy bude zabezpečený podchodom popod diaľnicu, ktorý vyústi do vstupného portálu železničnej stanice, umiestneného pod násypom diaľničného telesa, kde bude umiestnená aj nová autobusová stanica.

Železničný most nad cestou I/18

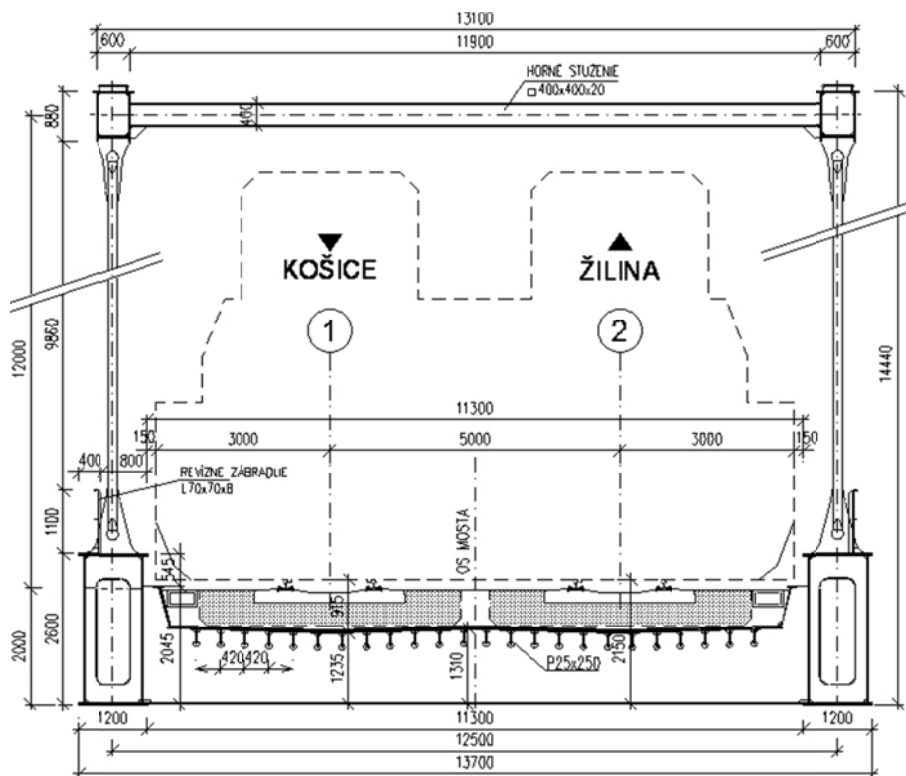
Nové smerové vedenie železničnej trate v úseku medzi Paludzou a Liptovským Hrádkom, navrhnuté v rámci modernizácie železničnej trate Liptovský Mikuláš–Poprad pre traťovú rýchlosť do 160 km/hod., si vyžiadalo vybudovať nový železničný most, ktorý prevedie železničnú trať ponad cestu I/18 pred vjazdom do Liptovského Hrádku v smere od Liptovského Mikuláša. Trať sa v danom úseku nachádza v priamej a vo výškovom oblúku. Most musí byť riešený ako dvojkoľajná konštrukcia pre nedostatočnú vzdialenosť koľají navrhovanej trate potrebnej pre dve jednokojajné konštrukcie. Smerové a výškové vedenie trasy spolu s obrysom gabaritu cesty I/18 (vrátane rezervy min. 150 mm) viedlo k minimalizovaniu stavebnej výšky konštrukcie. Z konštrukčného

a statického hľadiska sa jedná o dvojkoľajný plnostenný trámový most vystužený oblúkom s dolnou ortotropnou mostovkou pre priebežné koľajové lôžko – Langerov trám (obr. 1).



Obr. 1 Pozdĺžny rez mostom

Nosnú konštrukciu tvoria dva plnostenné trámy komorového prierezu celkovej výšky 2,6 m. Osová vzdialenosť trámov je 12,5 m (obr. 2). Na trámy sú napojené parabolicky zakrivené oblúky teoretického vzopätia 12,0 m. Oblúky sú navrhnuté ako komorové nosníky výšky 0,8 m a šírky 0,6 m. Pripojenie oblúka na trám je navrhnuté s excentricitou 0,7 m. Prepojenie oblúka a trámy zabezpečujú zvislice kruhového tvaru o priemere 0,15 m v osovej vzdialenosti 6,9 m.



Obr. 2 Priečny rez mostom v strede rozpätia

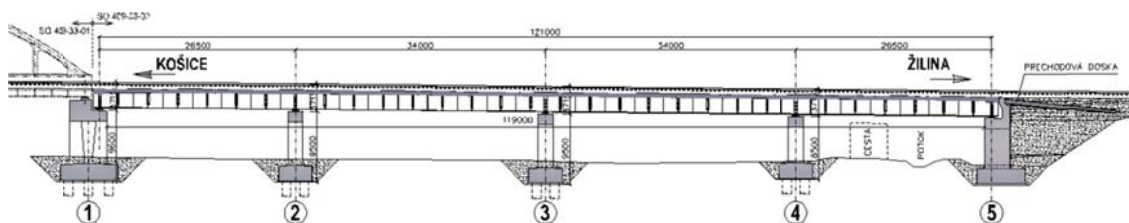
Mostovka je navrhnutá ortotropná s priebežným koľajovým lôžkom z plechu hrúbky 16 mm a je tvarovaná do profilu žľabu koľajového lôžka. Pozdĺžne výstuhy sú v osovej vzdialenosti 0,42 m, priečne výstuhy vo vzdialenosti 2,3 m. Nosná konštrukcia mosta je navrhnutá z ocele S355J2.

Spodná stavba mosta je tvorená železobetónovou gravitačnou oporou na košickom konci mosta a spoločným pilierom so susedným objektom na žilinskom konci mosta. Založenie opory je na veľkopriemerových pilótach priemeru 0,9 m. V závernom múre je vytvorený ozub pre osadenie prechodovej dosky.

Nosná konštrukcia bude uložená na oceľových ložiskách. Pevné uloženie je uvažované na spoločnom pilieri so susedným objektom. Kontinuálny prechod koľaje s priebežným koľajovým lôžkom z nosnej konštrukcie na oporu a susedný objekt je zabezpečený pomocou mostných záverov s úpravou pre železnice.

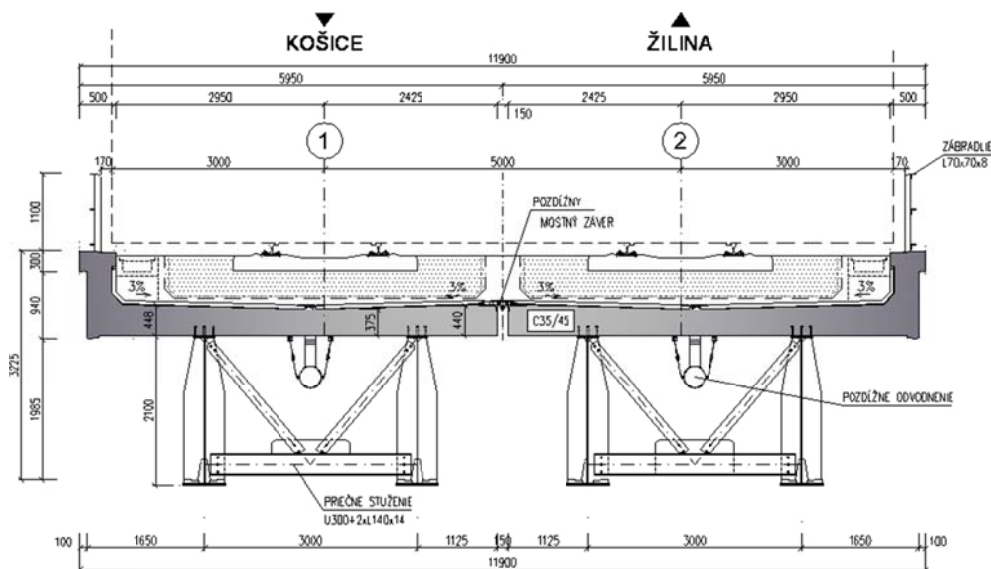
Železničný most nad miestnou komunikáciou a bezmenným potokom

Navrhovaný železničný most priamo nadväzuje na predchádzajúci mostný objekt. Prekážku tvorí miestna komunikácia, ktorá zabezpečuje prístup do novo vznikajúcej obytnej oblasti a bezmenný potok miestneho významu. Trať sa v danom úseku mosta nachádza v priamej, na konci mosta v prechodnici. Výškovo trať klesá v smere staničenia. Osová vzdialenosť koľají je 5,0 m na začiatku mosta a 4,1 m na konci mosta, pričom jej zmena vyplynula z postupného prechodu zo staničného obvodu na šírú trať. Celková dĺžka premostenia je 119,0 m, čo viedlo k návrhu štvorpoľovej spriahnutej ocelebetónovej konštrukcie s rozpätiami jednotlivých polí 26,5+34,0+34,0+26,5 m (obr. 3).



Obr. 3 Pozdĺžny rez mostom

Nosná konštrukcia mosta je navrhnutá zo železobetónu C35/45, z ocele S355J2 nosné časti a z ocele S235J2 konštrukčné časti (priečne stuženie).



Obr. 4 Priechy rez mostom

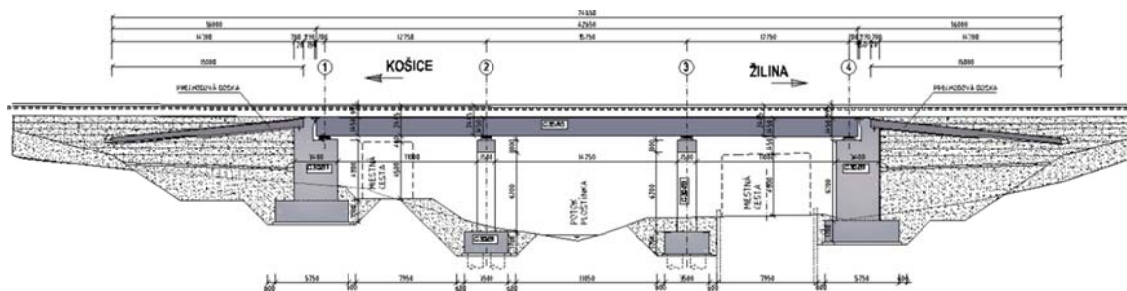
V priečnom smere je nosná konštrukcia navrhnutá samostatne pre každú koľaj. Výška spriahujúcej dosky je premenná v priečnom aj v pozdĺžnom smere, čo vyplynulo z navrhnutého spôsobu odvodnenia, ktoré je vedené medzi nosnými trámami. Hrúbka dosky je 0,375-0,465 m. Steny nosných trámov sú navrhnuté výšky 2,045 m v poli a 2,03 m v priereze nad pilierom. Hrúbka steny je konštantná po celej dĺžke s hodnotou 14 mm. Spodné pásnice sú navrhnuté premenného prierezu. V oblasti uloženia krajných polí 30x700 mm, v medzipodperovej oblasti 30x600 mm a nad piliermi 40x800 mm. Horné pásnice, obdobne ako spodné, sú navrhnuté premenného prierezu. V poli 25x300 mm a nad pilierom 40x800 mm.

Spodná stavba mosta je tvorená krajným pilierom, ktorý je spoločný aj pre most ponad cestu I/18, medzilahľými piliermi a krajinou gravitačnou oporou. Opora je doplnená svahovými krídlami. Opora ako aj krídla sú založené plošne, vzhľadom na vhodné geologické podmienky v danej lokalite. V závernom múre opory je vytvorený ozub pre osadenie prechodovej dosky. Medzilahlé piliere sú tvorené úložným prahom konštantných rozmerov 2,0x2,0 m. Úložné prahy sú prepojené so stĺpmi, ktoré majú po výške premennú šírku drieku. Drieky sú votknuté do základových dosiek s rozmermi 12,9x4,5 m. Základová doska je uložená na pilótach priemeru 1,2 m, dĺžky 12,0 m. Pilóty sú votknuté do skalného podložia. Krajný pilier, ktorý je spoločný aj pre predchádzajúci objekt, má podobný tvar. Úložný prah je navrhnutý rozmerov 5,0x2,0 m. Je uložený na drieku premenných rozmerov, ktorý je votknutý do základovej dosky s rozmermi 17,9x8,0 m.

Uloženie nosnej konštrukcie bude na atypické hrncové ložiská. Pevné uloženie je na medzilahlom pilieri P4. Kontinuálny prechod na zemné teleso a na predchádzajúci mostný objekt je zabezpečený mostnými závermi s úpravou pre železnice.

Železničný most nad miestnou komunikáciou a potokom Ploštínka

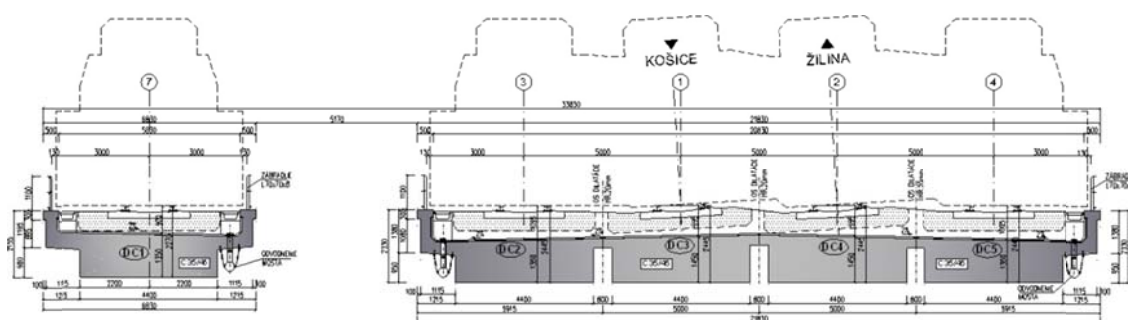
Predmetný most prevádza železničnú trať ponad miestnu komunikáciu, ktorá spája obec Ploštín s mestom Liptovský Mikuláš, potok Ploštínku a poľnú cestu, ktorá zabezpečuje prechod poľnohospodárskej techniky. Trať je v mieste mosta vedená v smerovom oblúku a klesá v smere staničenia. Osová vzdialenosť koľají je navrhnutá 5,0 m, nakoľko sa mostný objekt nachádza v novej železničnej stanici Liptovský Mikuláš.



Obr. 5 Pozdĺžny rez mostom

Nosná konštrukcia mosta je navrhnutá železobetónová z betónu C35/45. Celková navrhnutá dĺžka premostenia je 39,25 m a celková dĺžka mosta vrátane prechodových dosiek je 74,65 m. Most predstavuje trojpolový spojitý nosník s rozpätiami jednotlivých polí 12,75+15,75+12,75 m (obr. 5).

V priečnom reze je nosná konštrukcia navrhnutá ako priečne členená (obr. 6).



Obr. 6 Priečny rez mostom

Spodná stavba mosta je tvorená masívnymi železobetónovými oporami a medziľahlými piliermi. Opory sú navrhnuté ako železobetónové gravitačné s hrúbkou drieru 3,4 m. Na opory nadväzujú svahové železobetónové krídla, ktoré sú navrhnuté rôznych dĺžok, čo vyplynulo z rôznych výšok násypového telesa železničnej trate. V závernom múre opôr je vytvorený ozub pre osadenie prechodových dosiek. Medziľahlé piliere majú rovnaký tvar, líšia sa len vo výške založenia. Sú navrhnuté ako železobetónové rámové, s úložnými prahmi rozmeru 1,5x1,0 m. Úložné prahy sú položené na drierkoch s rozmermi 1,5x1,5 m a 1,5x2,8 m. Drierky pilierov sú votknuté do základových dosiek 7,0x3,5 m a 22,0x3,5 m, ktoré sú založené na pilótach priemeru 1,2 m s celkovou dĺžkou 6,5 m.

Uloženie nosnej konštrukcie je na atypických hrncových ložiskách, vždy v počte dva kusy pod každou nosnou konštrukciou na krajných oporách a medziľahlých pilieroch. Obe strany mosta sú ukončené mostnými závermi s úpravou pre železnice.

Pri všetkých konštrukciách je odvedenie vody z nosnej konštrukcie zabezpečené vyspádovaním mostovky k mostným odvodňovačom MORAVKA. Odvodňovače sú zaústené do pozdĺžneho zberného potrubia s vyústením pri opore.

Literatúra:

- [1] ŽSR, Modernizácia trate Žilina – Košice, úsek trate Liptovský Mikuláš – Poprad Tatry (mimo), 5. etapa. Dokumentácia pre stavebné povolenie (11/2010),
- [2] Ž11/2000: Všeobecné zásady a technické požiadavky na modernizované trate ŽSR rozchodu 1435 mm, 2001,
- [3] STN 73 6201: Projektovanie mostných objektov, 1999.

Optimalizace trati Planá u Mariánských Lázní – Cheb, mosty

Ing. Jakub Štěrbá, SUDOP PRAHA a.s.

Stavba začala roku 2008 jako druhá z trojice staveb na trati Plzeň-Cheb a v současnosti je již dokončena. Délkou 40 km a počtem 100 mostů, propustků a zdí patří k těm větším, byť jsou zde spíše mosty menších rozpětí. Za zmínku stojí 2 mostní objekty: Most přes Jesenickou přehradu a Most v Mariánských lázních.

Most přes Jesenickou přehradu – „Velká Všeboř“

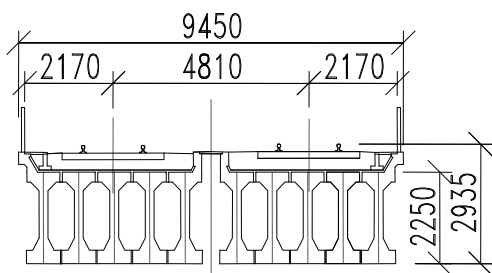
Projektantem mostu byla firma PONTEX s.r.o., zhotovitel mostu je firma Bögl & Krýsl.

Původní ocelový most přes řeku Ohři ze 70. let 19. století byl v 60. letech minulého století nahrazen konstrukcí ze železobetonových dodatečně předpjatých nosníků s podélnými náběhy. Most je na dvoukolejném úseku. Pod každou kolejí je samostatná konstrukce z 5 nosníků sepnutých v úrovni horních a dolních pásnic.

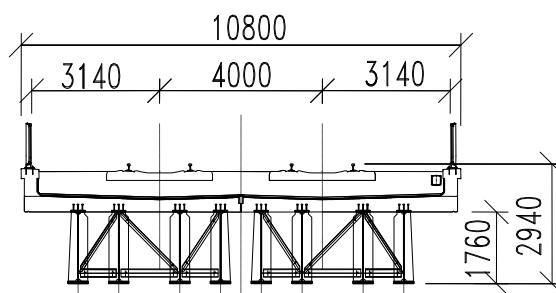


Obr. 1 Původní most z 60. let

Původní ocelový most byl většího rozpětí. Opěry jsou předsazené před opěry původní. Založení mostu se nepodařilo ověřit i přes spolupráci se senzibilem!?, při již zoufalé snaze zjistit cokoli o založení (na tom je vidět s jakými podklady je někdy projektant nucen pracovat).



Obr. 2 Původní most



Obr. 3 Nová konstrukce

Nová konstrukce je spřažená ocel-beton. Opět samostatná konstrukce pro každou kolej. Rozpětí je 36 m. Hmotnost ocelové konstrukce $2 \times 103 \text{ t} = 206 \text{ t}$. Ložiska jsou ocelová hrncová. Dilatační závěry jsou oba stejné ocelové povrchové jednolamelové s posunem 80 mm. Výstavba probíhala za provozu po polovinách: Demontáž nosné konstrukce: Nejprve bylo zrušeno příčné předpětí a jednotlivé nosníky byly sneseny pomocí 2 kolejových jeřábů EDK 750 ze sousední koleje a odvezeny za nickolejného provozu do blízké stanice, kde byly hydraulickými nůžkami rozstříhány. Ve druhé fázi; po vybetonování úložných prahů a osazení ložisek rovněž dvojicí jeřábů EDK-750; byla osazena nová nosná konstrukce. Montáž probíhala po dvojicích nosníků spojených příčně pomocí VP šroubů ve ztužidlech. Hmotnost montovaného dílu 50 t.



Obr. 4 Nový most z roku 2009

Most v Mariánských Lázních – „Velká Hleděse“

Projektantem mostu je firma VIN Consult spol. s r.o. - Ing. Pavel Kormaňák, zhotovitelem je firma Berger Bohemia.

Původní most je z roku 1870 z dob, kdy probíhalo budování naší základní železniční sítě. Z této doby se dochovala spodní stavba. Poslední rekonstrukce objektu byla provedena roku 1955 a z toho roku pocházela ocelová nosná konstrukce, která sestávala z dvojice plnostěnných nosníků s přímým upevněním koleje.

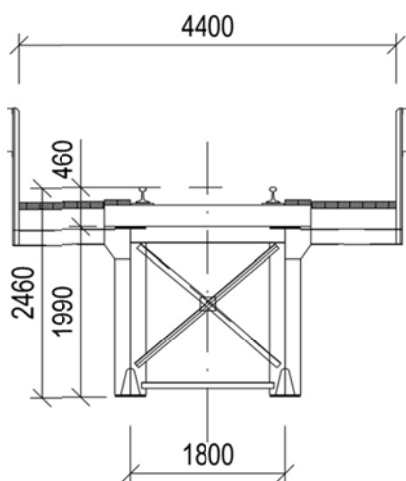


Obr. 5 Původní most

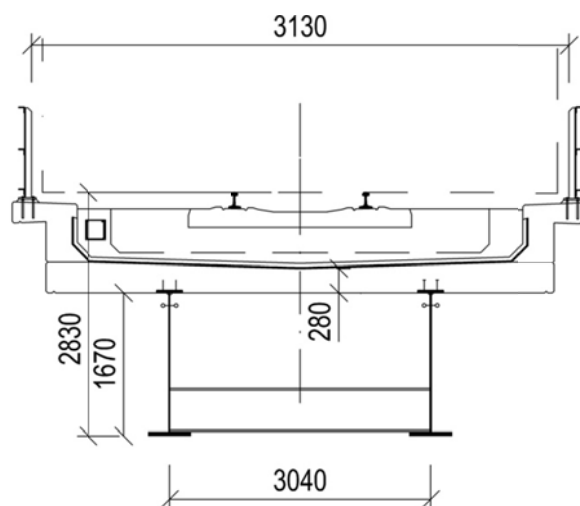
Původní představa z projektu, že most bude snesen těžkým kolejovým jeřábem GEK, se ukázala jako nereálná, protože jeřáb byl na základně na Moravě a díky výlukám a rozestavěným sousedním stavbám se neměl do místa kudy po kolejích dostat. Proto byla demontáž provedena zespodu z komunikace automobilovým jeřábem, což se podařilo i přes trolejové vedení.



Obr. 6 Demontáž původní konstrukce



Obr. 7 Původní konstrukce



Obr. 8 Nová konstrukce

Nová konstrukce je stejně jako v předchozím případě spřažená ocel-beton. Rozpětí je 20,0 m. Hmotnost ocelové konstrukce 26,7 t. Ložiska jsou ocelová odlévaná pevná a jednoválcová. Dilatační závěry jsou oba stejné ocelové povrchové jednolamelové s posunem 80 mm.



Obr. 9 Montáž nové konstrukce

Literatura:

- [1] SUDOP PRAHA a.s., Pontex s.r.o., VIN Consult s.r.o.: Projektová dokumentace mostů, 2005

Návrh obloukového železničního mostu v km 315,894 trati Bystřice nad Olší – Český Těšín

Ing. Antonín Pechal, CSc., Ing. Vojtěch Konečný, Ing. Petr Nečesal, Ing. Lukáš Křížan, PIS – Ing. Antonín Pechal, CSc.

Výstavba mostu je součástí stavby Optimalizace trati Bystřice n. Olší - Český Těšín. Stávající koleje č. 1 a 2 byly v úseku mostu přeloženy do nové polohy. V souvislosti s touto skutečností bylo nutné vybudovat nové přemostění přes řeku Olši.

Celková koncepce mostu

Stavba mostu se nachází v mezistaničním úseku Český Těšín – Třinec poblíž obce Ropice. Bezprostředně za mostem navazuje železniční zastávka Ropice. V rámci stavby Optimalizace trati Bystřice n. Olší - Český Těšín byla nově navržena železniční trať v místě křížení s řekou Olší posunuta cca o 25 m vpravo od stávající koleje. Původní trať překračovala řeku pomocí mostu tvořeného dvěma samostatnými ocelovými konstrukcemi s dolní mostovkou. Hlavním nosným prvkem byl ocelový plnostěnný nosník uložený na opěrách a na mezilehlém pilíři uprostřed toku.

Pro novou polohu tratě bylo nutné navrhnout most, který by umožnil překonat řeku pomocí jednoho pole bez zásahu do průtočného profilu koryta. S ohledem na velké rozpětí pole byl zvolen ocelový nosný systém tvořený Langerovým trámem. Obě koleje jsou uloženy na jedné nosné konstrukci s průběžným kolejovým ložem. Dvoukolejný most je navržen kvůli nižší spotřebě oceli a příznivějšímu estetickému působení oproti dvěma souběžným jednokolejným mostům. Koleje jsou na mostě vedeny směrově v přechodnici, výškově most klesá 3,0 ‰.

Koncepce ocelové ortotropní mostovky s malou vzdáleností příčných výztuh byla zvolena s důvodů minimalizace stavební výšky. Statický přepočet prokázal nutnost zvětšení výšky příčných výztuh oproti původnímu návrhu předloženému v přípravné dokumentaci. Požadavek na dodržení požadované rezervy nad hladinou stoleté vody pak vedl k zvýšení nivelety o cca 1 m oproti původnímu návrhu.



Obr. 1 Místo stavby, vlevo původní most

Založení a spodní stavba

Založení mostního objektu bylo zvoleno plošné do ochranných jímek ze štětovnic. Základové pasy opěr se opírají o vrstvy pískovců R2 až R4. Původní návrh založení na velkopřůměrových pilotách byl ve stupni projektu změněn na plošné založení. Hlavním důvodem změny byla neekonomičnost a technická náročnost vrtání v těchto horninách stávajícími technologiemi. Při použití tzv. hrotového vrtáku zůstává na dně piloty rozmělněná hornina, kterou nelze odtěžit a únosnost hlavy piloty je v důsledku toho výrazně snížena. Z toho důvodu bylo původní řešení nahrazeno plošným založením s ochrannou základové spáry ze štětovnic.

Spodní stavba je tvořena dvojicí monolitických železobetonových opěr. Na dřívky opěra navazují rovnoběžná křídla. Menší křídla jsou zavěšená, větší křídla mají vlastní základ a jsou zavěšena pouze částečně.



Obr. 2 Pohled na opěru z původního mostu

Vrchní stavba

Nosnou konstrukci tvoří trám vyztužený obloukem. Přestože úhel křížení s vodotečí je 52° bylo zvoleno kolmé uložení mostu. Šířka koryta spolu s velkou šikmostí křížení určila rozpětí mostu 62,0 m. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 12,1 m.

Trám je navržen z otevřeného svařovaného I profilu s výjimkou podporové části v připojení oblouku, kde je průřez obdélníkový uzavřený trojstěnný. Výška trámu 2,85 m je navržena tak, aby na trámu nebylo nutno zřizovat zábradlí. Dolní pásnice je průřezu P45×900, horní pásnice pak má průřez P45×860. V místech připojení závěsu je pro průchod styčnickového plechu v horní pásnici navržen výřez. Stěna trámu je z plechu tloušťky 18 mm. Stěna je z vnitřní strany vyztužena příčnými výztuhami po vzdálenosti 1,9375 m. Z vnější strany jsou výztuhy navrženy pouze v místě závěsů, v místech závěsů je navíc do stěny vevařen styčnickový plech tloušťky 65 mm pro spojení závěsu se stěnou trámu. Ke stěně trámu je z vnitřní strany připojen chodníkový plech, mostovkový plech připojen není, aby bylo dosaženo přístupnosti celé ocelové

konstrukce. Trámy jsou nadvýšeny polygonálním zalomením v místech příčných výztuh.

Vzepětí oblouku je 11,75 m. Excentricita připojení oblouku k trámu je 0,75 m. Tvar oblouku je parabolický (2°). Oblouk je navržen jako uzavřený, obdélníkového tvaru. Výška průřezu oblouku je proměnná od 927 mm v patě po 750 mm ve vrcholu. Šířka průřezu oblouku je konstantní 900 mm. Horní pásnice je P30×900 a dolní pásnice P30×810. Stěny jsou z plechu tl. 25 mm s přesahem 40 mm přes dolní pásnici. Průřez oblouku je vyztužen vnitřními diafragmaty po cca 2,1 m a styčnickovými plechy závěsů, které jsou z plechu tl. 45 mm. Dolní pásnice oblouku je v místech styčnickových plechů závěsu přerušena a k plechům připojena tupými K-svary.

Oblouk a trám jsou spojeny závěsy v místě každé 3. příčné výztuhy mostovky, tj. po vzdálenostech 5,8125 m. Závěsy jsou navrženy kruhového průřezu z kulatiny. Průměr tyče je 125 mm. Závěsy jsou ke styčnickovým plechům připojeny pomocí tupých K svarů v bezvrubé úpravě.

Ztužení oblouků je rámové pomocí čtyř příčlí. Příčle ztužení jsou navrženy jako uzavřené, obdélníkového průřezu. Výška příčle ztužení je 480 mm, šířka krajní příčle je 730 mm, vnitřní příčle pak 530 mm. Stěny i pásnice příčlí jsou z plechu tloušťky 20 mm. Průřez příčle je vyztužen vnitřními diafragmaty.



Obr. 3 Dílenská sestava mostovky a trámu

Mostovka je navržena jako ortotropní, s příčnými výztuhami po 1,9375 m. Plech mostovky je tloušťky 14 mm. Plech je vyztužen trapézovými podélnými výztuhami v osové vzdálenosti 750 mm. Dno žlabu má příčný sklon 3,2 % a 4,1 % směrem k úžlabí. V úžlabí vany KL jsou umístěny odvodňovací vpusti z nerez trubek. Voda je z odvodňovačů pouštěna přímo do vodoteče.

Trapézové podélné výztuhy jsou navrženy z plechu tloušťky 8 mm lichoběžníkového tvaru, který je vytvořen ohnutím za studena. Výztuhy jsou konstantní výšky 250 mm. Trapézové výztuhy jsou spojitě a prochází výřezy ve stěnách příčných výztuh. Příčné výztuhy jsou navrženy jako svařované obrácené T-profil. Stěny příčných výztuh jsou

z plechu tloušťky 24 mm. U podporové příčné výztuhy je stěna v krajní části zesílena na tloušťky 45 mm za účelem přizvedávání při výměně ložisek. Pásnice příčné výztuhy má průřez P30×420 mm, u podporové výztuhy P45×500.

Stěny žlabu kolejového lože jsou svislé z plechu tloušťky 12 mm. K horní části stěn žlabu je průběžně přivařen chodníkový plech tloušťky 12 mm, který je přivařen ke stěně výztužného nosníku.

Ocelová konstrukce je provedena z oceli S355J2+N, s výjimkou závěsů a jejich dolních styčnickových plechů, které jsou z oceli S355NL a stěny příčných výztuh mostovky z oceli S420NL. Celková hmotnost použité oceli činí cca 580 t, tj. 9,35 t/m dvoukolejného mostu.



Obr. 4 Detail napojení táhla na trám



Obr. 5 Napojení oblouku na trám

Montáž ocelové konstrukce

Kvůli nebezpečí povodní a kvůli snadnější manipulaci s dílci a přístupnosti k montované konstrukci byla navržena montáž podélným zásunem. Nosná konstrukce byla smontována na předmontážním roštu v předpolí mostu za opěrou. Součástí roštu byla i zavážecí dráha sloužící pro podélný zásun konstrukce. Trám a mostovka byly v podélném směru rozděleny na 4 montážní dílce, oblouk byl rozdělen na 3 montážní dílce. Mostovka byla v příčném směru montážně rozdělena na 4 dílce. Největší hmotnost montážního dílce byla 41 t a šířka 3750 mm. Konstrukce byla na předmontážní plošině postupně smontována v celém rozsahu. Všechna táhla, kromě nejkratších, byla pro podélný zásun vyztužena. V korytě řeky byly zřízeny montážní podpory pro podélný zásun konstrukce. Na těchto montážních podporách byly osazeny kluzné stoličky, po nichž pojížděla dolní pásnice trámu. S ohledem na velkou tuhost konstrukce byl tlak pod vysouvacími stolicemi a vozíčky po celou dobu výsunu monitorován a v určitých fázích vzájemně synchronizován, aby nedošlo k přetížení podepření. Jako obvykle nepřálo montážní organizaci štěstí a v době výsunu došlo na řece Olši k místním povodním. Výsun OK byl úspěšně dokončen i přes značně zvýšený stav toku. Po provedení podélného zásunu byla konstrukce spuštěna do definitivní polohy, podlita ložiska a konstrukce uvolněna z montážního podepření.



Obr. 6 Výsun OK nad rozvodněnou řekou

Zatěžovací zkouška

Před uvedením do provozu byl most podroben dynamické a statické zatěžovací zkoušce. V rámci statické zatěžovací zkoušky byly provedeny celkem 3 zatěžovací stavy – dosažení max. průhybu ve čtvrtině a polovině rozpětí u obou kolejí a dosažení max. průhybu v polovině rozpětí u jedné koleje. Jako zatěžovací vozidla byly použity celkem 4 vozy EDK 750 s protizávažími o celkové hmotnosti 589 t. V průběhu zatěžovací zkoušky byly i pomocí tenzometrů sledovány napětí v jednotlivých táhlech. Tenzometry byly na táhla instalovány již během výroby OK a byl pomocí nich sledován napjatostní stav táhel ve všech důležitých fázích výstavby.



Obr. 7 Pohled na most při zatěžovací zkoušce

Nosná konstrukce vyhověla statické i dynamické zkoušce a most mohl být v listopadu 2010 uveden do předběžného provozu.



Obr. 8 Pohled do mostu těsně před dokončením

Základní údaje o stavbě

Investor: Správa železniční dopravní cesty, s.o., Stavební správa Olomouc

Zhotovitel, výroba a montáž OK: FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.

Přípravná dokumentace: SUDOP BRNO, spol. s r. o.

Projekt, výrobní výkresy: Ing. Antonín Pechal, CSc. Projektové a inženýrské služby Brno

Dvoukolejný most přes ulici Pekárenskou v Českých Budějovicích

Ing. Jan Sýkora, IKP Consulting Engineers, s.r.o.

Ocelový dvoukolejný žel. most nahrazuje původní konstrukci se zabetonovanými ocelovými nosníky o rozpětí 6,70 m. Při modernizaci trati došlo k zásadnímu rozšíření městské komunikace pod mostem, prostorové podmínky v městské zástavbě vyžadují dvoukolejný most při rozšíření původně jednokolejné železniční tratě. Ocelový most s plnostěnnými hlavními nosníky proměnné výšky o rozpětí 27,6 m s ortotropní ocelovou mostovkou, spodní stavba je přizpůsobená městskému prostředí.

Koncepce navrženého řešení

Původní most přes ulici Pekárenskou pro šířku komunikace 4,7 m nahrazuje nová konstrukce pro komunikaci se 4-mi jízdními pruhy a odbočením z ul. Nádražní. Výhledově bude pod mostem trolejbusová trať. Rozhodující pro volbu konstrukčního systému byla omezená stavební výška (cca 1,70 m), potřebné rozpětí mostu (27,60 m) a doba výluky (celkem 6 měsíců) umožňující montáž konstrukce v ose koleje.

Navržena byla otevřeně uspořádaná dvoukolejná ocelová nosná konstrukce se dvěma hlavními nosníky proměnné výšky (2,57 – 3,83 m) spolu s dolní ocelovou ortotropní mostovkou konstrukční výšky max. 0,94 m. Varianta příhradových hlavních nosníků nebyla vyhodnocena jako vhodná. Spodní stavba je železobetonová plošně založená.



Obr. 1 Nový stav mostu

Základové poměry

Základová spára opěry O1 (budějovické) je navržena v souladu s doporučením geologického průzkumu ve vrstvě středně ulehých písků s příměsí jemnozrnné zeminy klasifikovaných jako S3/S-F. Opěra O2 (pražská) je založena ve stejné hloubce jako opěra O1. Z důvodu odlišného geologického prostředí bylo nutno pod základovou spárou zřídit hutněný štěrkopískový polštář hloubky 1,0 m, kterým bude nahrazena neúnosná zemina F5/MI nad níže položenou vrstvou ulehých písků S3/S-F. Ustálená

hladina podzemní vody zastižena v úrovni 3,50 m pod terénem, tj. 0,35 m nad úrovní základové spáry. Podzemní voda je slabě agresivní, stupeň agresivity XA1 (pH = 6,3).



Obr. 2 Pohled na původní most



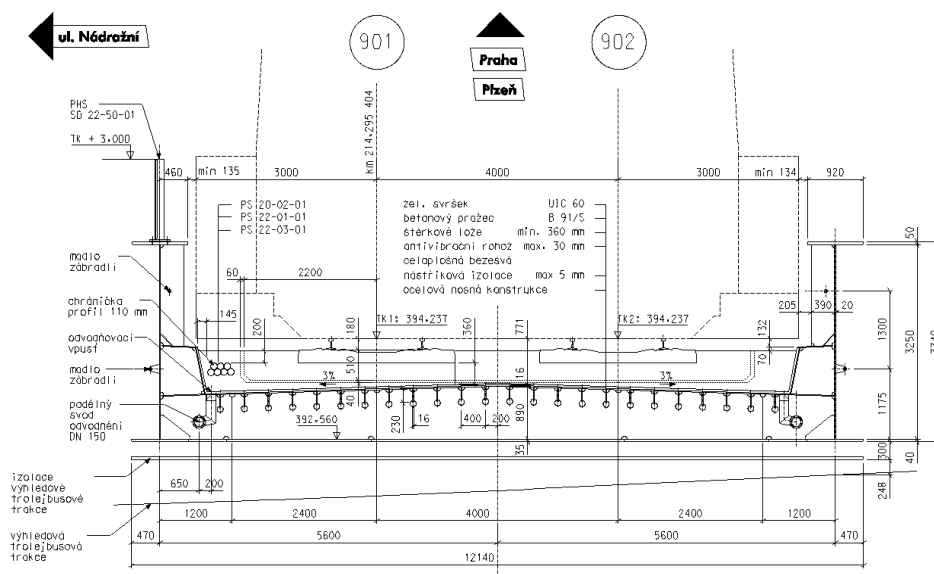
Obr. 3 Původní nosná konstrukce

Návrhové zatížení

Daný traťový úsek je řazen do evropského železničního systému jako koridorová trať ve smyslu Směrnice GR SŽDC, s.o. č. 16/2005 (č.j. 3790/05-OP – ze dne 17. 1. 2006). Rekonstrukce mostu je navržena na účinky klasifikovaného svislého zatížení LM-71 dle ČSN EN 1991-2 se součinitelem $\alpha = 1,21$ vč. modelu zatížení SW/2 dle téže normy.

Prostorové uspořádání na objektu

Most je ve staničním obvodu, v oblouku s poloměrem 10 000 m. Traťová rychlost na mostě je 120 km/hod. Uspořádání mostu pro VMP 3,0 dle ČSN 736201. Železniční svršek kolejnice tvaru UIC60, upevnění pružné bezpodkladnicové, pražce betonové B 91/S.



Obr. 4 Příčný řez novou nosnou konstrukcí

Prostorové uspořádání pod mostem

Prostorové uspořádání pod objektem bylo upraveno v souladu s požadavkem města Č. Budějovice na rozšíření původní ul. Pekárenské spolu s přestavbou mostu. V novém stavu je zde čtyřpruhová komunikace šířky 2 x 7,50 m mezi obrubníky s napojením odbočení z ul. Nádražní šířky 7,2 m. Podél budějovické opěry je chodník šířky 2,0 m.

Volná výška pod mostem umožňuje vedení výhledové trasy trolejbusové linky dle požadavků DP města České Budějovice tj. výška drátu troleje min. 4,60 m nad povrchem vozovky + min. 0,20 m mezera. Navržená volná výška pod mostem splňuje požadavky na volnou výšku podjezdu komunikace kategorie C – tj. $4,20 + 0,15 = 4,35$ m).

Původní stav

Stávající spodní stavba je tvořena dvěma opěrami s šikmými křídly, zbudovanými z kamenného zdiva na vápenno-cementovou maltu. Líc spodní stavby je obložen kamenným zdivem kvádrovým. Tloušťka zdiva dle průzkumu činila u opěr cca 3,50 m, u křídel cca 1,20 – 2,40 m. Šířka opěr činí 3,65 m, křídel cca 8,50 m každé. Výška stávajícího mostního otvoru je cca 5,20 m. Původní spodní stavba byla až do hloubky 1,7 m pod úroveň terénu demolována. Nosnou konstrukci původního jednokolejného mostu tvoří ŽB deska se 6-ti zabetonovanými ocelovými nosníky. Světlost mostního otvoru je 6 m, konstrukční výška desky je max. 0,75 m, šířka 4,20 m.

Navržené řešení

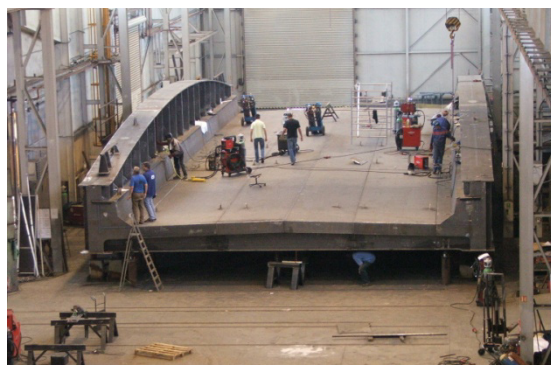
Základní charakteristiky nové konstrukce:

Statická soustava:	prostý nosník o jednom poli
Rozpětí:	26,8 m
Délka mostu:	56,7 m
Stavební výška:	1,74 m
Šikmost:	90°
Šířka objektu:	12,14 m
Volná výška pod mostem:	5,33 m
Zatížitelnost mostu:	$Z_{UIC} = 1,39$

Nová spodní stavba je navržena masivní železobetonová. Vybudována je celá v jedné etapě během výluky stávající jednokolejné trati. Základové desky jsou navrženy z betonu C25/30 XA1, ostatní části spodní stavby z betonu C30/37 XD3, XF4 dle ČSN EN 206-1/Změna 3. Půdorysné rozměry základové desky nové opěry O1 činí 12,0 x 13,0 m, opěry O2 6,0 x 13,0 m. Rozměry základu opěry O1 jsou důsledkem umístění pevných ložisek na tuto opěru a ustanovení EN norem. Základové desky jsou navrženy proměnné výšky se skloněným horním povrchem. Max. tloušťka základové desky činí u opěr 1,5 m, u křídel 0,65 m.



Obr. 5 Pohled na dřívě opěry s profilací



Obr. 6 Výroba nosné konstrukce-přejímka

Líc spodní stavby je profilován kombinací OSB desek a palubek namísto původně navržené matrice do betonu. Oba dezény jsou kombinovány s ohledem na městské prostředí. V úložném prahu a dřívě opěry O1 (budějovické) je zřízena nika pro svislý svod odvodnění mostu, na pohledové ploše zakrytá sklovláknitými deskami.

Dřívky opěr jsou složeny ze dvou částí: z rubové zdi přes celou šířku opěry a k ní v líci připojeného užšího polopilíře podpírajícího úložný práh. Důvodem tohoto uspořádání je přizpůsobení půdorysu objektu tvaru přemostřované komunikaci a maximální zkrácení rozpětí nosné konstrukce. Rubová zeď je navržena tl. 0,50 m, šířky 12,60 m, v horní části přechází do závěrné zídky. Lícový polopilíř je tloušťky max. 1,60 m, šířky 8,50 m se zaoblenými nárožími. Na rubové straně je dřík v místě ložisek zesílen kolmými zdmi různé délky, plnícími zároveň funkci křídel. Dřívky křídel jsou navrženy jako stěny tl. 0,50 m a to přímé nebo půdorysu kruhové úseče.



Obr. 7 Pohled na dokončenou opěru



Obr. 8 Pohled na profilování dezénu na opěře

Úložné prahy opěr jsou přisazeny k rubové zdi dříku a podpírány lícovým polopilířem, který po stranách přesahuje. Na přesazích jsou umístěny úložné bloky ložisek. Úložný práh je na koncích zaoblen, povrch prahu je spádován ve sklonu 4 % ve směru k líci spodní stavby. Úložný práh je navržen tl. 2,25 m, šířky 13,60 m a výšky min. 1,60 m. Na každém prahu jsou navrženy dva bloky ložisek o rozměrech 1,0 x 1,0 m (resp. 1,3 x 1,3 m). Osová vzdálenost bloků činí 11,20 m, výška (cca 0,35 m) byla upravena dle skutečné výšky použitých ložisek. Horní povrch bloků bude tvořen vrstvou plast-betonu 50 mm pod ložisky. V úložném prahu opěr bude umístěna vždy dvojice desek kontrolních měřících bodů.

Závěrná zídka opěr tl. 0,50 m navazuje na rubovou zeď dříku. Pro dilatační závěr je v horní části navržena konzola (betonována až po osazení závěru), po stranách jsou dále dvě svislá žebra navazující na boční oplechování závěru. Horní povrch závěrné zídky sleduje tvar žlabu kolejového lože na ocelové konstrukci. Výška závěrné zídky v nejvyšším bodě činí 2,19 m nad povrchem úložného prahu. Mezera mezi lícem závěrné zídky a stěnou koncového příčnicku OK je 600 mm.

Římsy jsou na mostě navrženy jednotného tvaru, šířky 600 mm a výšky 250 mm v líci. Horní povrch říms je spádován k rubu, líc říms je přesazen před líc spodní stavby o 80 mm. Na rubu je římsa opatřena ozubem hloubky 20 mm pro zatažení izolace.



Obr. 9 Osazování dílců OK mostu



Obr. 10 Montáž OK mostu a realizace křídel

Nová nosná konstrukce

Nová nosná konstrukce je ocelová, otevřeně uspořádaná dvoukolejná konstrukce s průběžným kolejovým ložem. Tvoří ji dvojice krajních plnostěnných hlavních nosníků proměnné výšky a dolní ortotropní mostovkou s příčnicí a podélnými výztuhami.

Pro výrobu OK mostu byla použita konstrukční ocel S 355 K2 +N dle ČSN EN 10025.

Hlavní nosník je navržen průřezu I s proměnnou výškou. Rozpětí nosníků je 27,60 m, celková délka 28,89 m. Tloušťka plechů pásnic uprostřed rozpětí dosahuje 50 mm. Stěna nosníku nad ložiskem je výšky 2,00 m, uprostřed rozpětí pak 3,25 m. Tloušťka stěny 20 mm, v oblasti u podpor zesílena na 25 mm. Mezilehlé výztuhy stěny jsou navrženy jednostranné, rozmístěné po 1,50 m a navazující na mezilehlé příčnice desky mostovky. Na vnější i vnitřní straně nosníku bude instalováno madlo. Hlavní nosníky jsou uloženy na ložiscích, které jsou přes klínovou desku připevněny k dolní pásnici předepnutými VP šrouby. Klínová deska bude navržena ve sklonu vyrovnávajícím odklon dolní pásnice hlav. nosníku od vodorovné, vzniklý jako výsledek nadvýšení a deformací konstrukce v době spouštění na ložiska.



Obr. 11 Přejímka ložisek



Obr. 12 Osazené ložisko

Ortotropní mostovka je tvořena plechem mostovky spolu se soustavou podélníků a příčnicí. Plech mostovky tl. 16 mm je střechovitě vyspádován směrem k téměř svislým bokům žlabu kolejového lože, tvořeném plechy tl. rovněž 16 mm. V úžlabí na obou stranách mostu jsou po max. 3,0 m umístěny odvodňovače napojené na uzavřený systém odvodnění. Ve směru rozpětí mostu je plech mostovky vyztužen podélníky jednoduchého otevřeného průřezu výšky 230 mm z plechu tloušťky 16 mm, v příčném směru rozmístěnými po 0,40 m a průběžně procházejícími výřezy ve stěnách příčnicí. Mezilehlé příčnice jsou navrženy s roztečí 1,50 m v podélném směru, nadpodporové příčnice pak s roztečí 0,60 m. Skládají se ze stěny tl. 16 mm, navazující plynule na svislé výztuhy stěny hl. nosníku. Dolní pásnice tl. 35 resp. 40 mm přecházejí plynule do dolní pásnice hlavního nosníku.



Obr. 13 Dokončená montáž OK mostu



Obr. 14 Dokončená montáž OK mostu včetně PKO

V místě křížení s dolními pásnicemi hl. nosníků je v příčnících výřez zlepšující únavovou charakteristiku tohoto detailu. Stěna příčníků nad podporami je v místě projektované polohy manipulačních lisů opatřena výztuhami.

Nadvýšení konstrukce kompenzuje deformace od zatížení stálého, 25 % zatížení od dopravy + případné deformace vzniklé technologickým postupem při výrobě. Hlavní nosník je nadvýšen plynule, příčník v místech montážních styků.

Ložiska

Na mostě jsou navržena celkem 4 hrncová ložiska, vždy dvě pod každým hlavním nosníkem. Všesměrně pevné a podélně pevné ložisko je umístěno na opěře O1 (Budějovické). Všesměrně pohyblivé a příčně pevné ložisko jsou umístěny na opěře O2 (Pražské). Umístění pevných ložisek na opěře blíže k nádraží reflektuje směr převládajících brzdových a rozjezdových sil na mostě.

Ložiska jsou navržena se dvěma kotevními deskami umožňujícími vyměnitelnost. Jako jedna z horních kotevních desek ložiska je využita klínová deska OK. Spodní deska ložisek je k spodní stavbě kotvena trny, ložisko je k této desce připojeno VP šrouby.

OK s namontovanými ložisky byla vyrovnána a spuštěna do definitivní polohy. Kotevní trny ložisek jsou na opěře osazeny do předem připravených vývrtů o průměru s dostatečnou tolerancí dle výrobní dokumentace ložisek.

Pro výměnu ložisek bude provedeno přizvednutí mostní konstrukce lisy o max. 10 mm. Toto přizvednutí bude provedeno současně na obou ložiscích jedné podpěry. Předpokládá se užití celkem 4 lisů na jedné opěře, vždy 2 lisy pod každým z obou koncových příčníků. Je nutné použít 4 lisy o min. nosnosti 90 tun každý. Na podpěrách jsou ocelové desky 350*350*20 kotvené do podpěr a sloužící pro osazení lisů.

Mostní závěry a úprava podélných spár

Na mostě jsou navrženy dva jednoduché lamelové těsněné mostní závěry s celkovým rozsahem posunu 80 mm. Mostní závěry jsou osazeny na obou koncích nosné konstrukce. Na opěře O1, kde jsou navržena pevná ložiska, však plní hlavně funkci těsnění spáry. Významné posuny v dilatačním závěru nastávají pouze na opěře O2. Elastomerový profil mezi lamelami je před poškozením šterkem chráněn krycím nerezovým plechem tl. 5 mm s nevodivou elastomerovou deskou tl. min. 5 mm.

Zábradlí, PHS, ochrany proti dotyku

Navrženo je standardní 3-madlové drážní zábradlí z otevřených profilů, složené ze vzájemně izolovaných částí délky max. 8,03 m. Zábradlí na OK mostu se skládá z trubkového madla průměru 70 mm, stojek a kotevních desek, šroubovaných k horní pásnici pravého hlavního nosníku. Kromě zábradlí přišroubovaného na obou koncích pravého nosníku je na vnější i vnitřní straně stěny obou hlavních nosníků přivařeno madlo průměru max. 50 mm.

PHS (SO 22-50-01) po levé straně mostu (ve směru staničení) je navržena průhledná, odrazivá, konstantní výšky 3,0 m nad TK se sloupky HEA 160 proměnné výšky kotvené s roztečí 1,50 m. Sloupky jsou k ocelové konstrukci kotveny šrouby přes patní desky.

Ochrana proti dotyku není na objektu pro vedení troleje výhledové trolejbusové dopravy navrhována- bude řešena až při budoucím zavedení trolejbusové trasy.

Dno a boky kolejového žlabu ocelové konstrukce je izolována celoplošnou nástřikovou bezešvou izolací. Rubová strana opěr a křídel je chráněna izolací proti stékající vodě z natavovaných asfaltových pásů. Svislé plochy izolace jsou za rubem opěry chráněny geotextilií a nalepenými polystyrenovými deskami.

Protikoroziční ochrana oceli

Vrchní nátěr všech ocelových částí bude odstínu DB 610 – zelený, na vnějších površích stěn v kombinaci se šedým pásem DB 510 pro optické snížení výšky. Byl předepsán ochranný protikoroziční systém ŽSP+ ONS 03 pro stupeň korozní agresivity atmosféry C5. Povrchy všech částí byly tryskány na Sa 3. Životnost ochranných nátěrových systémů byla požadována velmi vysoká VV, min. 30 roků.



Obr. 15 Pohled zleva – ul. Nádražní



Obr. 16 Pohled zprava

Odvedení vody z objektu

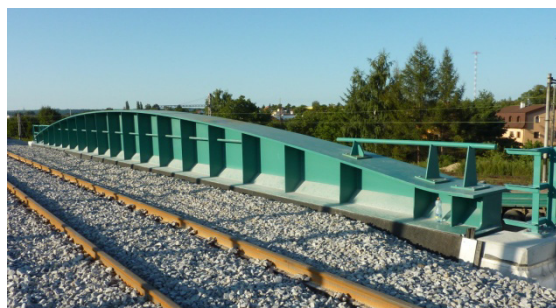
Odvodnění nosné konstrukce je pomocí odvodňovačů umístěných v úžlabí kolejového lože a napojených na uzavřený odvodňovací systém vyústěný do přeložky kanalizace v ulici Pekárenská. Odvodňovače jsou po obou stranách kolejového lože max. po 3,0 m. Zaústěny jsou do nerezových podélných svodů DN 150, který je na opěře O1 napojen do svislého polyethylenového svodu DN 200 a dále do přípojky na kanalizaci.

Zatěžovací zkouška

Pro nosné konstrukce o rozpětí větším než 16,50 m musí být podle stavebního a technického řádu drah (vyhl. Sb. 177/1995, § 6e) provedena technicko-bezpečnostní zkouška ve formě statické zatěžovací zkoušky podle ČSN 73 6209. Bylo provedeno měření průhybu ve dvou měřicích bodech a zatlačení ložisek ve čtyřech měřicích bodech. Jako zatěžovací břemeno byla použita dvojice těžkých kolejových jeřábů typu EDK 750 pro vyvození účinnosti zatížení více než 50 % projektovaného zatížení.



Obr. 17 Noční zatěžovací zkouška



Obr. 18 Pohled na pravou stranu mostu

Objednatel: SŽDC, s.o., Stavební správa Praha

Projektant: IKP Consulting Engineers, s.r.o., Ing. Šorm, Ing. Hacaperka, Ing. Sýkora

Realizace objektu: EUROVIA CS, a.s., závod Plzeň, závod Třebestovice

Nové spřažené ocelobetonové mosty na trati Beroun – Zbiroh

Ing. Petr Dobrovský, Ing. Alexandr Kurz, Ing. Petr Milek, Ing. Štěpán Jakeš,
TOP CON SERVIS s.r.o.

Předmětem optimalizace trati Beroun – Zdice byla, kromě jiného, též přestavba dosavadních železničních mostů s cílem dosáhnout požadovaných parametrů zatížitelnosti a průchodnosti. Na základě projektů vypracovaných firmou TOP CON SERVIS s.r.o., jako subdodávka hlavnímu projektantovi stavby firmě METROPROJEKT Praha a.s., byly v letech 2009 a 2010 vybudovány tyto dva ocelobetonové mosty:

Most v km 47,187 (přes Litavku)

Stav mostu před rekonstrukcí

Původní most, který se nacházel ve staničním obvodu žst. Zdice, překonával řeku Litavku a její inundaci dvěma prostými poli s rozpětím 2x24,00 m. Koleje zde byly vedeny v osově vzdálenosti 7,5 m, proto se pod každou z nich nacházely nezávislé nosné OK s dolní prvkovou mostovkou. Mostní objekt byl šikmý (šikmost $\alpha = 62^\circ$) s kolmým ukončením mostovky. Hlavní nosníky byly ocelové svařované plnostěnné symetrického I profilu o výšce stěny 2300 mm. Ocelové NK byly vyrobené v r. 1987. Spodní stavbu tvoří opěra O1, pilíř P2 a opěra O3, postavené z kamenného zdiva a později rozšířené a doplněné o ŽB úložné prahy, závěrné zdi a křídla. Založení spodní stavby je kombinací plošných základů (stará část) a základů hlubinných.

Návrh řešení

Rekonstrukce spočívala v nahrazení původního mostu novými spojitými OK spřaženými se ŽB žlabem kolejového lože a v úpravě dosavadní spodní stavby. Přestavba mostu probíhala ve dvou etapách v závislosti na dlouhodobých výlukách kolejí.

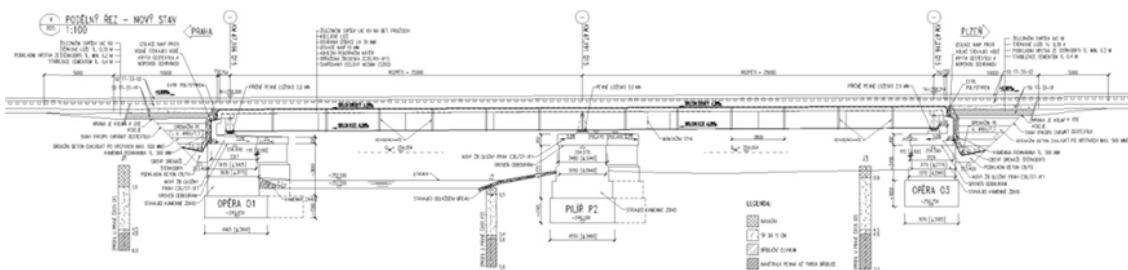


Obr. 1 Výstavba mostu v koleji č. 1



Obr. 2 Snášení původních OK v koleji č. 2

Základní údaje nového mostu



Obr. 3 Podélný řez

Pod každou kolejí je samostatná NK – čtyři spojitě ocelové nosníky o dvou polích, spřažené se ŽB žlabem kolejového lože. Úprava spodní stavby zahrnuje přestavbu horních částí opěr a pilíře a dále sanaci dosavadního zachovaného zdiva.

- statická soustava: spojitý nosník
- rozpětí: 2x25,00 m
- délka přemostění: 43,30 m
- stavební výška: 2,229 m
- šikmost mostu: 90°
- šířka mostu: 14,30 m
- výška NK nad Q100: cca 1,55 m
- návrhové zatížení: vlak "ČSD-T" a "SZS-ČSD", návrh dle ČSN P ENV 1991-3 Zásady navrhování a zatížení konstrukcí - Část 3: Zatížení mostů dopravy
- železniční svršek na mostě: kolejnice UIC 60 na betonových pražcích s pružným bezpodkladnicovým upevněním, bezстыková kolej
- MPP (VMP): 3,0

Nosná konstrukce a spodní stavba

Hlavní nosníky každé z konstrukcí tvoří 4 ocelové svařované plnostěnné nesymetrické I profily celkové délky 51,20 m o výšce stěn 1200 mm u vnitřních, resp. 1233 mm u vnějších nosníků. Hlavní nosníky jsou umístěny ve vzájemných osových vzdálenostech 1100 mm a jsou na každé z konstrukcí v příčném směru spojeny jednak nadpodporovými svařovanými příčníky tvaru I a jednak mezilehlými ztužidly z válcovaných nosníků tvaru UPE. Spřažení se žlabem KL zajišťují spřahovací trny. Materiál: pro plechy a tyče o tl. menší než 50 mm ocel S 355 J2G3, pro plechy pásnic tl. 50 mm ocel S355 K2G3.

ŽB žlab kolejového lože má v příčném směru, s výjimkou nadpodporových oblastí, konstantní průřez. Deska má v rozsahu nad hlavními nosníky tl. 290 mm, v koncových průřezích nad opěrami je žlab zesílen příčným žebrem. Odvodnění desky je zajištěno příčným 3 % sklonem desky do jejího středu a dále pak podélným sklonem 0,43 % k odvodňovačům. Koncová část desky u opěry O1 je odvodněna za rub opěry. Konstrukce nemá mostní závěry, dilatace je řešena přesahem konce desky přes závěrnou zeď spodní stavby. Materiál žlabu KL: beton: C35/45-XF1-XC4.

Most je uložen na hrncových ložiscích. Pod každou NK jsou navrženy 3 dvojice ložisek umístěných pod dolní pásnici nadpodporových příčníků.

Úpravy spodní stavby představovaly odbourání horních částí a výstavbu nových ŽB úložných prahů a závěrných zdí. Také na pilíři byl vybetonován nový úložný práh, upravený pro umístění jediné dvojice ložisek s kolmým uložením pod každou NK.



Obr. 4 Nová NK, opěra s novým ÚP a křídlem



Obr. 5 Nová NK nad pilířem

Most v km 52,083 (přes Červený potok)

Stav mostu před rekonstrukcí

Most z roku 1987, překonávající koryto Červeného potoka a polní cestu, se nalézá v širé trati v blízkosti obce Stašov. Osy kolejí dvojkolejně elektrifikované tratě byly v osové vzdálenosti 5,0 m a probíhaly v přímé. Niveleta koleje na mostě stoupala ve sklonu 9,4‰. Šířka průjezdního průřezu byla MPP 2,5R, úhel křížení s přemostňovanou překážkou 66°, šikmost mostu 90°, mostní svršek na mostě tv. S49 – na dřevěných mostnicích s podkladnicovým upevněním.

Přes hlavní mostní otvor délky cca 35,1 m byly umístěny 2 ocelové příhradové NK s horní prvkovou mostovkou, samostatné pro každou kolej. Příhradové nosníky byly uloženy na opěry prostřednictvím ocelolitinových ložisek.

Spodní stavba mostu, společná pro obě NK, byla vybudována z kamenného kvádrového zdiva a založena plošně. U pražské opěry O1 se pod kolejí č. 2, za rubem závěrné zdi, nachází klenbové pole o rozpětí 5,5 m, jako pozůstatek původního jednokolejného klenbového mostu.



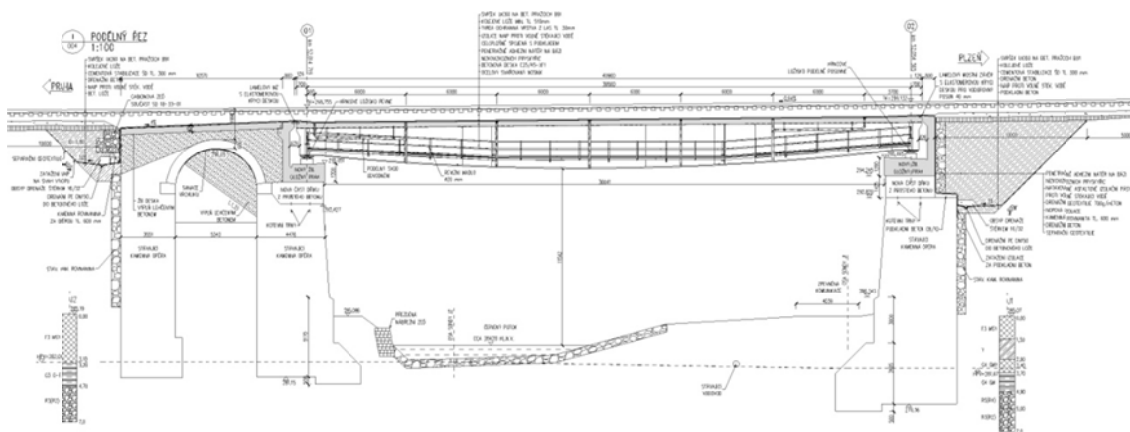
Obr. 6 Původní stav

Návrh řešení

Přestavba spočívala v nahrazení dosavadních 2 příhradových konstrukcí novými plnostěnnými OK spřaženými se ŽB žlabem kolejového lože. V novém stavu došlo k natočení osy trati kolem osy uložení na opěře O1 a tím i k posunu osy trati na opěře O2 o cca 5 m, což vyvolalo i rozšíření této opěry na celou výšku. Součástí objektu bylo rovněž rozšíření zemního tělesa za opěrou O2 pomocí zemin vyztužených geomřížemi.

Rekonstrukce mostu probíhala ve 2 etapách, v závislosti na dlouhodobých výlukách kolejí.

Základní údaje



Obr. 7 Podélný řez

- počet mostních otvorů: 1
- délka přemostění: 36,64 m
- rozpětí nosné konstrukce: 39,50 m
- stavební výška mostu: 4,19 m
- volná výška pod mostem: cca 12 m
- šířka mostu v L/2: 11,22 m
- volná šířka mezi zábradlími: 10,69 m
- šikmost mostu: 90°
- počet kolejí na mostě: 2
- MPP (VMP): 3,0
- železniční svršek: kolejnice UIC 60 na betonových pražcích s pružným bezpodkladnicovým upevněním, bezstyková kolej

Nosná konstrukce

Hlavní nosníky každé z konstrukcí tvoří 2 ocelové svařované plnostěnné nesymetrické I profily, celkové délky 40,90 m s parabolicky zakřiveným dolním pasem. Jsou vedené ve vzájemné osové vzdálenosti 2500 mm. Výška stěny je plynule proměnná od 1800 mm v místech uložení, až do 2800 mm uprostřed rozpětí. V příčném směru jsou hl. nosníky spojeny dvěma podporovými příčníky a dvěma mezilehlými příčníky ztužidly umístěnými při dolních pasech hl. nosníků. Podporové příčníky jsou svařované symetrické profily I. Materiál NK pro plechy a tyče o tl. menší než 50 mm ocel S 355J2G3, pro plechy pásnic tl. 60 mm ocel S355 K2G3.

Pro přepravu, montáž OK a následně betonáž žlabu KL byla v dalších místech hl. nosníků použita příčná montážní příhradová ztužidla z úhelníků, situovaná v osových vzdálenostech 4,00, resp. 5,00 m.

ŽB žlab kolejového lože má v příčném směru jednotný průřez. Horní povrch je vyspádován směrem k podélným osám OK, kde má průřez desky výšku 350 mm. Nad opěrami je žlab KL zesílen ke zvýšení jeho tuhosti v oblasti kotvení MDZ. Beton ŽB desky byl C30/37-XF1-XC4-Cl 0,20-Dmax32-S3. Odvodnění povrchu žlabu KL je řešeno příčným sklonem směrem do úžlabí v podélné ose NK a zároveň sklonem mostu v podélném směru +9,5 ‰. Odvodňovače jsou umístěny po pravidelných vzdálenostech 6,0 m, srážková voda je svedena svislými trubkami do prostoru pod mostem. Odvodňovače včetně svislých a ležatých svodů jsou zřízeny z korozivzdorné oceli 17 24 1.

Mezi hlavními nosníky obou NK byly zřízeny revizní lávky.

Pro každou NK mostu jsou osazena 4 hrncová ložiska, připojená na dolní pasy hl. nosníků. Pod jednou NK na opěře O1 leží vždy dvě ložiska všesměrně pevná, na opěře O2 jsou obě ložiska příčně pevná.

Vodotěsné lamelové MZ jsou umístěné jednak příčně na koncích mostu a jednak v podélné spáře žlabu kolejového lože mezi oběma NK.

Spodní stavba

Na opěře O1 došlo jen k menším změnám půdorysné polohy nových NK proti původním. Postupně, po etapách, bylo provedeno odbourání příslušných částí dosavadního zdiva, které bylo nahrazeno novými ŽB konstrukcemi. Jedná se o dobetonování částí dřívků, nového úložného prahu, závěrné zdi a části křídel a říms. Ve 2. etapě výstavby byla, kromě prací provedených v 1. etapě, vybetonována nová ŽB deska nad klenbou a dosud volný prostor uvnitř klenby se vyplnil lehkým betonem a dotěsnil injektáží.

Přestavba opěry O2 si v důsledku výrazného posunu kolejí o cca 5 m směrem vlevo vyžádala rozsáhlé stavební práce. Celá opěra byla na levé straně na celou výšku rozšířena o novou ŽB část, jejíž plošný základ byl budován v těsněné, rozepřené štětovnicové jímce, v bezprostřední blízkosti železničního náspu, zapaženého torkretovou kotvenou stěnou.

Stísněné prostorové poměry mezi novou částí opěry a polní cestou vedoucí kolem ní vyvolaly potřebu vytvořit nový svahový kužel násypu ve strmém sklonu, metodou vyztužené zeminy z geomříží. Povrch kužele a navazujícího náspu byl ohumusován a opatřen hydroosevem. Podél celé paty kužele a strmé části náspu za opěrou O2 byla vybudována opěrná zídka o výšce 1,5 m z prefabrikovaných betonových bloků.



Obr. 8 Betonáž opěry O2, pažení zemního tělesa



Obr. 9 Těleso z armovaných zemin, opěra O2 a NK před betonáží



Obr. 10 Zatěžovací zkouška 2. NK

Závěr

Projekty mostních objektů byly vypracovány firmou TOP CON SERVIS s.r.o., jako subdodávka pro hlavního projektanta stavby firmu METROPROJEKT Praha a.s. Investorem stavby byla SŽDC, s.o., Stavební správa Plzeň, výstavbu mostů prováděly firmy:

Most v km 47,187 (přes Litavku) - Chládek a Tintěra, Pardubice a.s., výroba a montáž OK - Metrostav a.s., divize 7,

Most v km 52,083 (přes Červený potok) - VIAMONT DSP a.s., výroba a montáž OK - SMP CZ a.s.

Nové trendy v odvodnění železničních mostů

Ing. Vlček Petr, DWD System s r.o., Bánská Bystrica

Nově vyvinutá sestava mostního odvodnění pro železniční mosty řeší nejen jednoduché a účinné odvodnění štěrkového lože, ale i odvedení vody z tělesa mostu modulárním trubním systémem PP DWD, umožňujícím i kopírování poloměru mostních kleneb bez „odskoků“.

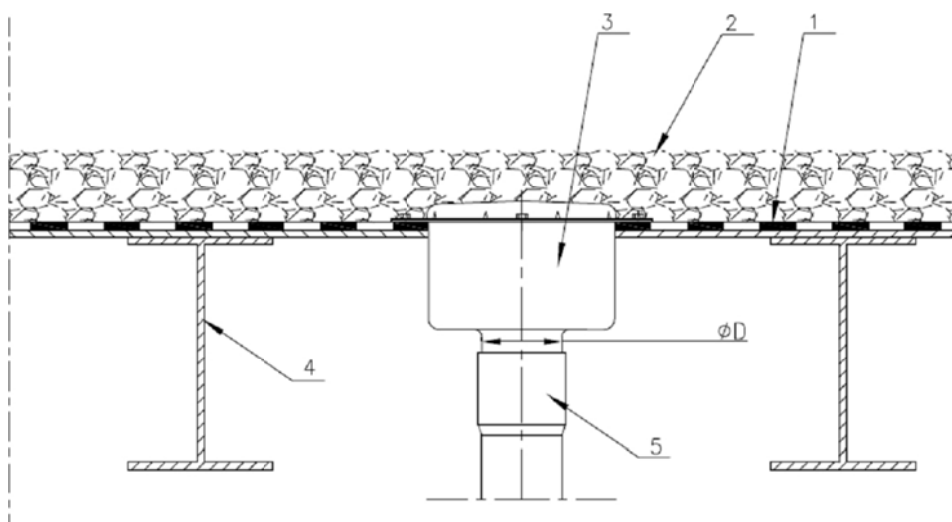
Nedávná minulost a dnešek v odvodnění mostů

Dostupnost progresivních a účinných systémů pro odvodnění mostů před rokem 1990 byla značně omezená. Stavební firmy mohly používat pro odvodnění izolace mostovky i samotného mostního díla odvodňovací segmenty často svépomocně vyráběné, velmi často bez návaznosti na odvodnění izolace. Bohužel se ještě i dnes setkávám s názorem „**Ale voda si cestu najde, tak proč vyrábíte složité sestavy mostního odvodnění?**“ Samozřejmě, že si voda svoji cestu v mostě najde, ale její destrukční účinky jsou často nezvratné, nebo se poruchy vodou způsobené odstraňují se značnými náklady. Snaha výrobců systému mostního odvodnění je vyrábět odvodňovací sestavy co možná nejjednodušší, efektivně a s vysokou účinností odtoku vody. Přitom finální cena tohoto mostního příslušenství je v poměru k hodnotě mostního díla zanedbatelná.

V posledních letech byla značná pozornost věnována vývoji a výrobě odvodňovacích sestav pro mostní stavby silniční infrastruktury a trochu stranou zůstával vývoj odvodnění mostních objektů pro železniční dopravu. Byly navrženy mostní odvodňovače pro štěrková lože nové generace, zajišťující účinný odtok z „vany“ mostu s odtokovým segmentem v DN 100, DN 150 a DN 200. Výrobek je, jak je patrné z obr. 1 a 2, dvoudílný, tvořený pouze z **těla a krycího perforovaného víka**. Tento mostní odvodňovač je vyráběn z korozivzdorné oceli AISI 304.



Obr. 1 a 2 Vlastní „tělo s perforovaným víkem“ mostního odvodňovače pro štěrková lože

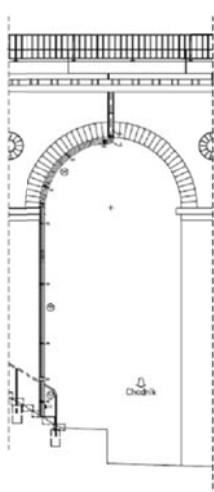


- 1 - Izolace
- 2 - Štěrk
- 3 - Mostní vpust WK DWD (DN 100, DN 150, DN 200)
- 4 - Napojení na horizontální potrubí

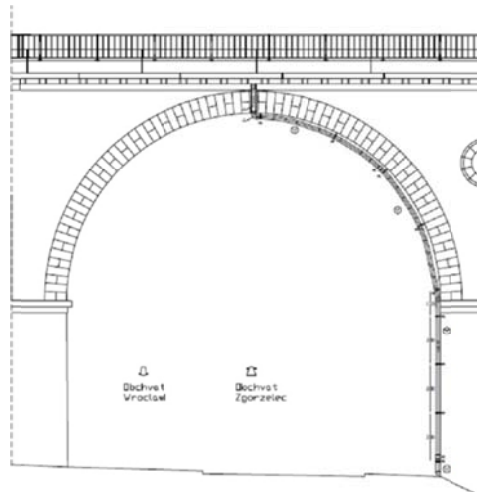
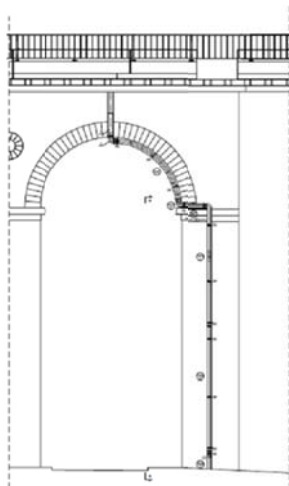
Obr. 3 Schéma osazení mostního odvodňovače WK DWD

Modulární trubní sestava PP DWD pro odvodnění mostů

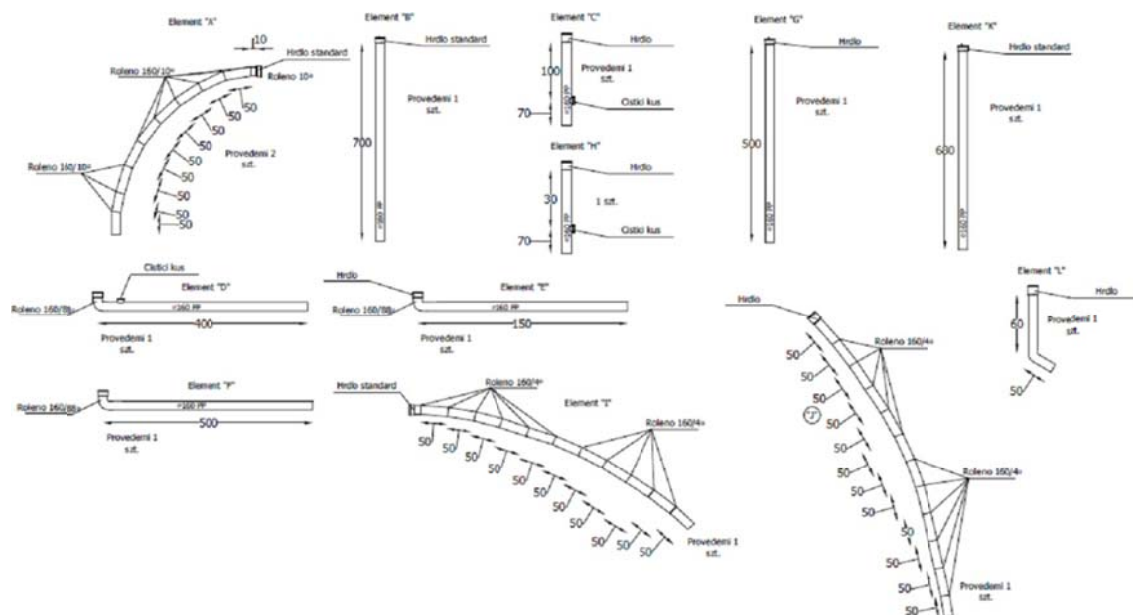
Avšak bez odpovídajícího odvodňovacího systému bychom nemohli hovořit o mostní odvodňovací sestavě. Proto byla vyvinuta trubní prefabrikovaná-modulární sestava pro odvodnění mostů z PP – polypropylénu, která se již osvědčila na téměř tisícovce mostů ve střední Evropě jako účinný trubní odvodňovací systém pro vnější použití. Jeho unikátní technické řešení v kompenzačních hrdlech dokáže bez odskoků kopírovat např. oblouk klenby a tím působí i esteticky, přičemž neláká „sběratele kovů“.



Obr. 4 VTD pro montáž modulární trubní sestavy PP DWD



Obr. 5 Finální skladba modulárních trubních segmentů v oblouku klenby mostu



Obr. 6 Přehled elementů

SESTAVA TRUBNÍCH ELEMENTŮ DWD PRO ODVODNĚNÍ MOSTŮ			
c	TEXT	množství	Jedn.
1	Trouba Ø160/1,0 (bezhrdlová)	3	ks
2	Koleno PP 160/88 (prodloužené)	3	ks
3	Element (trubní segment DWD) PP „A“	2	ks
4	Element (trubní segment DWD) PP „B“	1	ks
5	Element (trubní segment DWD) PP „C“	1	ks
6	Element (trubní segment DWD) PP „D“	1	ks
7	Element (trubní segment DWD) PP „E“	1	ks
8	Element (trubní segment DWD) PP „F“	1	ks
9	Element (trubní segment DWD) PP „G“	1	ks
10	Element (trubní segment DWD) PP „H“	1	ks
11	Element (trubní segment DWD) PP „I“	1	ks
12	Element (trubní segment DWD) PP „J“	1	ks
13	Element (trubní segment DWD) PP „K“	1	ks
14	Element (trubní segment DWD) PP „L“	1	ks
15	Vložka Ø160 z AISI 304	13	ks
16	Boční objímka Ø160	27	ks



Obr. 7 Stav odvodnění mostu před rekonstrukcí



Obr. 8 Stav odvodnění mostu po rekonstrukci

S takovouto zimní „výzdobou“ (obr. 7) se u silničních i železničních mostů se setkáváme poměrně často. Destrukční síla změny skupenství této zimní výzdoby v průběhu roku způsobuje nejen narušení mostního objektu jako takového, ale i jeho statiku.

Trubní modulární sestava DWD PP vytváří kompaktní a těsné, tvarově variabilní odtokové vedení. Je odolné vůči výkyvům teplot od - 30°C do + 70°C, stabilizované vůči UV záření a odolné chemickým látkám, běžně se vyskytujícím v dopravním provozu.

Funkčnost kompenzačního hrdla trubního modulárního segmentu PP DWD

Trubní modulární sestava PP DWD se skládá z jednotlivých elementů, továrensky vyrobených s pevnými svařenými spoji – potrubí + tvarovka. Každý trubní element má volný konec a hrdlo. Hrdlo slouží ke spojení dvou elementů a eliminaci rozdílu tepelné roztažnosti trubního elementu a nosné konstrukce mostu v dané délce. Hrdlo je pevně uchycené závěsem se stálým bodem NK mostu a je navrhované s rezervou na dvojnásobek maximální možné změny délky 6metrového trubního elementu vlivem teploty až o 80°C

Specifikace materiálů PP

Potrubí z polypropylénu (PP) – trubní odvodnění mostního objektu

Potrubí z PP patří k nejodolnějším materiálům z umělých hmot pro rozvody čisté i splaškové vody, jak z hlediska odolnosti vůči abrazivním látkám, tak odolnosti vůči UV záření, mrazu i chemickým substancím obsaženým ve splachu odváděné vody.

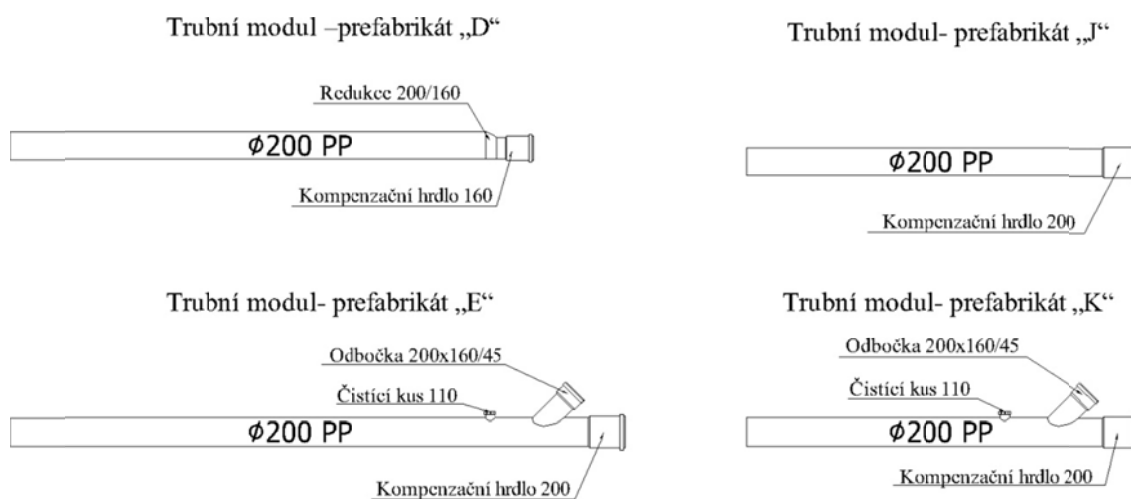
Z těchto důvodů byla vyvinuta nová modulární trubní sestava PP DWD pro odvodnění mostů.

Modulární sestava trubního odvodnění mostů PP DWD System je založena na filozofii minimalizování počtu rozebíratelných spojů a tím **snížení počtu možných rizik netěsnosti potrubí a nebezpečí jeho rozpojení**. Záměrem sestavy PP DWD System je rovněž zjednodušení montáže a tím zkrácení doby prací na stavbě, při související úspoře nákladů. Veškeré tvarovky jsou na základě VTD továrensky pevně (nerozebíratelně) vsazeny do potrubí a vytvářejí moduly - prefabrikáty trubní sestavy. Tímto řešením **se snižuje počet rozebíratelných spojů až o 2/3**.

Tento materiál svými vlastnostmi splňuje veškeré požadavky kladené na trubní rozvody vystavené měnícím se povětrnostním podmínkám. Je mimořádně odolný vůči změnám teplot – je stálý pro odváděné kapaliny do + 70 °C a je odolný vůči mrazu. Vnější povrch je inertní vůči UV záření. Mimořádně hladký vnitřní povrch eliminuje ucpání trubního systému, ale také je velmi odolný vůči abrazivním látkám unášeným splachy z vozovky – při 100 000 cyklech je otěr méně než 0,2 mm. Stejně tak je materiál odolný vůči běžným chemickým substancím obsaženým v odváděné vodě.

Potrubí s pevně továrensky napojenými tvarovkami **je vybaveno prodlouženým - kompenzačním hrdlem**, které eliminuje pohyby mostního díla. Tento hrdlový spoj vybavený těsněním HDPM se speciálním tvarem umožňuje volný posun potrubí, přičemž zaručuje jeho těsnost. Pro axiální pohyb trubní sestavy potrubí PP DWD System je délka kompenzačního hrdla volena individuálně, v závislosti na vzdálenosti jednotlivých prvků na horizontálním potrubí. Skladba modulárních segmentů je znázorněna na obr. 9 a 10.

Dle požadavku investora nebo zhotovitele je možné barevně upravit povrchovou vrstvu potrubí v celé škále RAL.



Obr. 9 Příkladové schéma modulárních segmentů PP DWD



Obr. 10 Univerzálnost a variabilnost potrubí PP s kompenzačním hrdlem bez spojek

Tunel Tomický II, úsek Votice – Benešov u Prahy, IV. Železniční koridor

Ing. Jiří Velebil, Ing. Michal Gramblička, SUDOP PRAHA a.s.

Výstavba IV. Železničního tranzitního koridoru Děčín (státní hranice) – Praha – České Budějovice – Horní Dvořiště (státní hranice) zahrnuje i modernizaci trati Votice – Benešov u Prahy. Součástí tohoto 18 km dlouhého, převážně nově budovaného úseku, ve kterém se nachází celkem 5 tunelových staveb, je i výstavba tunelu Tomického II.

Nově budovaný Tomický tunel II je dvoukolejný a je situován mezi stávající výhybnu Tomice a stanicí Bystřice u Benešova. Z geologického hlediska se stavba nachází při jihovýchodním okraji středočeského plutonu. Skalní podklad paleozoika je tvořen hlubinnými a žilnými vyvřelinami (granity, granodiority, aplity) různého stupně navětrání, zatříděné do tříd R2 až R5, svrchní část pokryvu je zatříděna jako F3 až F6. Hladina podzemní vody není souvislá, masiv je zcela nepropustný. Spíše se jedná o lokální zvodně vázané na izolované systémy náhodně propojených.

Konstrukce tunelu je tvořena úseky budovanými v otevřené stavební jámě a s úsekem raženým Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). Délka konstrukce hloubených tunelů je 24 m na vjezdovém i výjezdovém portálu, ražený tunel je délky 204 m. Celková délka tunelu je 252 m. Osa tunelu je od osy kolejí odsazena o 195 mm. V celé délce tunelu je navrženo převýšení $p=108$ mm, pro které navržený tvar konstrukce tunelu s rezervou vyhovuje. Podélný sklon měřený v ose tunelu je 10,0 ‰, směrový oblouk v ose tunelu je $R=1471,805$ m. Vnitřní poloměr konstrukce tunelové trouby je $R=5,70$ m.



Obr. 1 Pohled na jižní vjezdový portál

Svahy stavební jámy hloubených úseků jsou postupně budovány po etážích a zajištěny stříkaným betonem se sítí a hydraulicky upínanými kotvami (svorníky) délky 4 m. První etáž hloubená ve vrstvách pokryvu a silně zvětralých granitoidech je bez dalšího zajištění líce svahu pouze vysvahována.

V období vzniku příspěvku jsou již realizovány obě stavební jámy na vjezdu a výjezdu. Na vjezdovém portálu byly potvrzeny geologické poměry dle předpokladů, na výjezdovém portálu byly zastiženy zhoršené podmínky. Vlivem klimatických podmínek a nedodržení projektu došlo na výjezdové čelní portálové stěně k poruše a následnému sesuvu.



Obr. 2 Sesuv čelní portálové stěny

Sanace sesuvu bude probíhat následovně. Odstranění rozvolněného materiálu a následné opětovné zajištění čelní stěny stříkaným betonem a sítěmi, překotvení delšími HUS svorníky v hustším rastru.

Postup výstavby tunelu bude pokračovat ražbou od jižního portálu (vjezdu) úpadně směrem na sever. Dvouplášťové ostění ražených částí tunelu tvoří primární ostění ze stříkaného betonu C 16/20 a sekundární ostění z monolitického železobetonu C 25/30.

Primární ostění ze stříkaného betonu tloušťky 150 a 200 mm tvoří dále ocelové příhradové rámy, sítě, kotvy a v oblasti ohrožené nestabilitou přístropí předrážené ocelové jehly. Rozrážka tunelu je zajištěna mikropilotovým deštníkem délky 10 m. Použití prvků zajištění výrubu je řízeno technologickou třídou výrubu NRTM. Navrženy jsou 3 technologické postupy NRTM s délkami záběrů 2,5 m (v nejlepších podmínkách) 2,0 m a 1,5 m (v nejhorších). Třídy výrubu slouží jako základní definice vystrojovacích prvků a v případě potřeby jsou dále upravovány na základě výsledků geotechnických měření prováděných přímo na stavbě. Tento základní princip NRTM umožňuje operativní návrh všech prvků vystrojení výrubu a v závislosti na zastižených inženýrsko-geologických podmínkách a zajišťuje ekonomické provádění ražby.

Sekundární (definitivní) ostění z monolitického železobetonu C 25/30 minimální tloušťky 350 mm zajišťuje trvale stabilitu výrubu. Betonáž sekundárního ostění probíhá do bedničího vozu po blocích betonáže délky 12 m. Tloušťka ostění hloubené části tunelu je 600 mm. Délka bloku betonáže je volena tak, aby umožnila typizaci bloků betonáže při vzdálenosti záchranných výklenků 24 m.

Požadovanou třídu vodotěsnosti „O“ dle TKP 20 zajišťuje v ražené části tunelu mezilehlá izolace tl. 2 mm umístěná po obvodu horní klenby tunelu. Voda je po izolaci svedena do boku k patě klenby, kde je umístěna boční tunelová drenáž DN 200 mm. V hloubené části tunelu je ostění navrženo z betonu odolného proti průsakům.

Bohuslavický tunel – zajištění ostění

Ing. Jaroslav Lacina, Ing. Jiří Matějček, Amberg Engineering Brno, a.s.

Tunel z roku 1868 na trati Jaroměř – Královec byl počátkem 70. let minulého století zajištěn podsružením z důvodu deformací klenby a vypadávání kamenů z ostění. Efektivním sanačním zásahem se podařilo dlouhodobě zajistit poškozené ostění tunelu ve třech dílčích etapách v celkové délce 107,5 m. Při sanaci byly použity metody spárování zdiva speciální maltou, chemické injektáže, kotvení kovovými a nekovovými svorníky a zajištění ostění nekovovými sítěmi.

Popis konstrukce

Stavba je situována mezi stanicemi Malé Svatoňovice (6 km) a Trutnov - Poříčí Tunel, jehož stavba byla dokončena v roce 1868, je dlouhý 187,5 m. Tunel je vyražen v celé své délce ve shodném prostředí permských sedimentů trutnovského souvrství. Konkrétně se jedná o rudohnědé až fialovo-hnědé, jemně až středně zrnité pískovce s karbonátovým nebo jílovitokarbonátovým tmelem. Vjezdový a výjezdový portál má zdivo kyklopské z pískovcového kamene. Tunelová trouba má zdivo klenby z pískovcových kvádrů (Častoňovický lom), zdivo tunelových opěr je z kvádrů a kopáků také z pískovce. Zdivo opěr je řádkové, místy kyklopské. V nepravidelných menších plochách jsou v opěrách výchozy skály. Tunelová trouba není stavebně rozdělena na tunelové pasy. Rozdělení na pasy je evidenční, celkem má tunel 19 pasů, s délkami 18x10 m + 7,5 m (výjezdový portál).



Obr. 1 Stav tunelu před sanací – podsružení

Předchozí stavební zásahy

Sanační úpravy a rozsáhlejší opravy byly vykonány v letech 1874, 1926 a 1973. Tunel byl totiž zčásti bez obezdívky; postupné zvětrávání pískovce bylo příčinou provádění dodatečné obezdívky v některých pasech Nejvýznamnějším stavebním zásahem bylo podskružení z roku 1973, které bylo provedeno z důvodů nevyhovujícího až kritického stavu obezdívky. Při této úpravě bylo provedeno podskružení tunelu ocelovými rámy (kolejnicemi typu A) a zapažení obezdívky dřevěnými pažinami s vyklínováním. Celkem takto bylo zajištěno 57 % délky tunelu. V klenbě bylo provedeno příložné pažení v 100 % plochy, v opěrách pak v cca 50 % plochy (mezerovité pažení). V dalších částech bez podskružení byly evidovány stavební poruchy ve stavu některých kvádrů a zejména spárování obezdívky.

Navržená sanace

V rámci přípravy podskružení v roce 1973 bylo konstatováno, že stav obezdívky v dotčeném úseku je havarijní – vypadané spárování, deformace klenby, vyjždění kamenů obezdívky. Jelikož byla celá oblast zakryta příložným pažením a nebyly k dispozici výluky pro jakékoliv průzkumné práce, nebylo možno vizuálně posoudit aktuální stav ostění před zahájením sanačních prací. Sanace byla navržena rovněž s ohledem na požadavek provádění prací po etapách v kratších výlukách. Sanační práce byly navrženy v dílčích krocích:

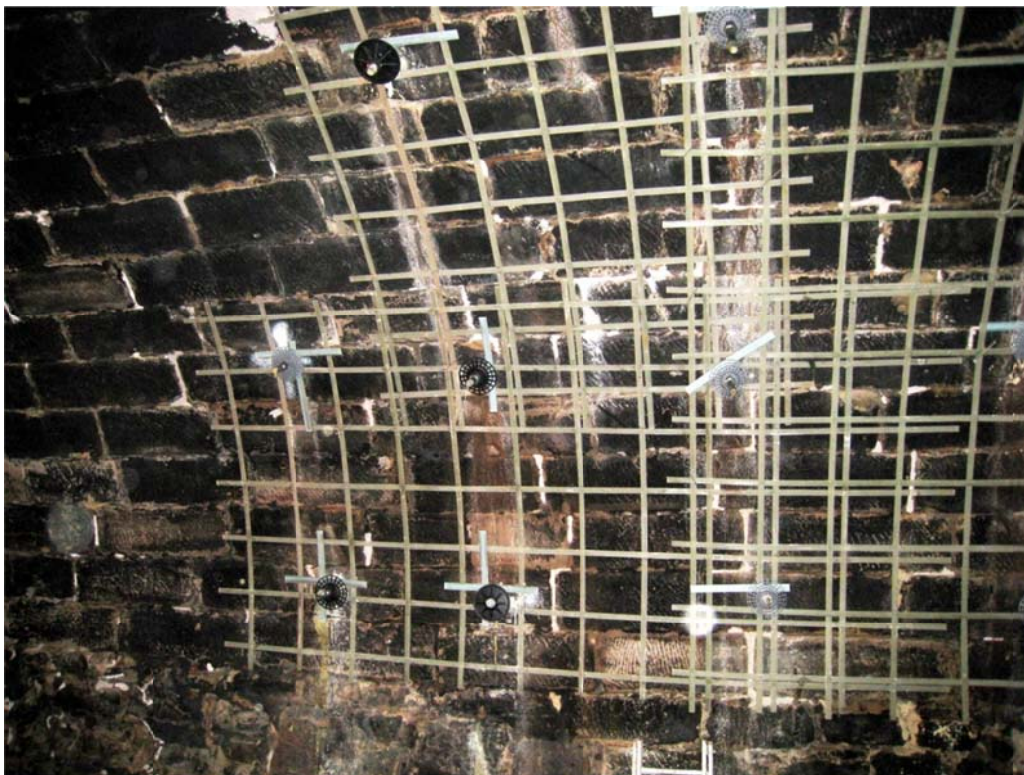
- postupné odstranění příložného pažení. Skruže bylo navrženo ponechat co nejdelší dobu z důvodu zajištění stability poškozené klenby, po dobu nutnou bylo navrženo jejich provizorní vyklínování
- očištění obezdívky otryskáním. Stávající povrch ostění byl zanesen zplodinami z provozu parních a zejména dieselových motorů. Tyto saze výrazně ovlivňují degradaci obezdívky a spárování. Po odstranění původní výdřevy a osazení podpůrných hranolů byl povrch ostění očištěn otryskáním (tlakovou vodou nebo pískováním).
- osazení geodetických bodů. Na základě vizuálního zhodnocení stavu ostění byly vybrány kritické profily pro konvergenční měření, které stále probíhá. Jsou měřeny horizontální a vertikální posuny měřících bodů se zaměřením postavení totální stanice, tedy je prováděno relativní měření v absolutních souřadnicích. Nulté měření (nulové čtení) bylo provedeno ihned po osazení měřících bodů, před započatím jakýchkoliv prací, které by mohly ovlivnit stav klenby (vrtání, apod.). První měření bylo provedeno po odstranění skruží. Četnost dalších měření byla určena na základě výsledků prvních dvou měření. V současnosti probíhá měření kvartálně.
- hloubkové spárování zdiva. Výběr spárovací hmoty probíhal s ohledem na požadované vlastnosti této hmoty - spárovací hmota musí být mrazuvzdorná, musí mít objemovou roztažnost (z důvodu kvalitního vyplnění spar), nesmí být zcela vodonepropustná, jinak by docházelo ke zvýšené degradaci pískovce kolem spar, nesmí mít vyšší pevnost než kámen obezdívky. Z uvedených požadavků vyplynula po konzultacích a technické pomoci Akademie věd ČR, institutu teoretické a aplikované mechaniky, výsledná receptura této malty. Byla použita pojivová směs na bázi směsného hydraulického vápna VAPO. Jako plnivo byl použit čistý křemičitý písek. Tento typ pojiva nahrazuje původní receptury, používané v době výstavby. Pro svoje vlastnosti se používá při sanacích památkových objektů. V tunelu bylo spárováno cca 30 % celkové plochy sanovaných úseků. Zajištěním spár bylo odstraněno nebezpečí vypadávání uvolněných kamenů obezdívky při statickém zajištění klenby v dalším kroku
- postupné odstranění skruží za současného zajištění stability klenby. Zajištění bylo provedeno zavrtávanými svorníky IBO, injektovanými dvousložkovou polyuretanovou pryskyřicí Jako alternativní řešení v místech, kde byla při vrtání zjištěna zdravá

pevná hornina za ostěním byly použity sklolaminátové svorníky RockBolt K 60-25 délky 3 m, upínané do horniny lepením pomocí lepicích ampulí LOKSET. Pro zajištění celkové stability obezdívky byly osazeny speciální sítě GlassPree 300x300 mm (z plochých profilů 30x4 mm), vyráběných ze skelných vláken o pevnosti 1000 MPa, lepených vzájemně pomocí vinylesterové pryskyřice.

- v portálovém pasu bylo provedeno těsnění klenby proti průsakům vody rubovou dvoustupňovou injektáží. V první fázi byla provedena výplňová injektáž napěňující hmotou WilkitFoam, tato injektáž minimalizuje spotřeby materiálu pro injektáž těsnící. Ve druhé fázi pak byla vytvořena těsnící clona z injektážní hmoty CarboPur.

Poznatky z realizace

Z důvodu nepřístupnosti povrchu ostění před zahájením sanačních prací byl rozsah jednotlivých technologických kroků, popsaných v projektové dokumentaci, určován na stavbě při postupném odstraňování pažení. Proto byl při sanaci prováděn trvalý dozor projektanta. Při zahájení kotevních prací byly vyzkoušeny lepené svorníky. S ohledem na nízkou pevnost a rozpukanost masivu bylo však nutno dále používat svorníky kotvené injektáží. Jejich délky rovněž určoval projektant ve spolupráci s technikem realizační firmy. Minimální délka dle projektu – 3m – byla použita jen v pevných pískovcích bez větších puklin. Místy však bylo nutno provést svorníky délky až 9 m v místech, kde díky rozpukanosti skalního masivu docházelo k propadu vrtného náradí. Zajištění povrchu ostění sklolaminátovými sítěmi bylo použito jen v místech s deformací klenby nebo s vysunutými kameny ostění, převážně v místech s chybějícím spárováním. Naštěstí stav klenby nevyžadoval žádná speciální opatření k dočasnému zajištění stability během provádění prací.



Obr. 2 Pohled na zajištěné ostění

Závěr

Tato poněkud netradiční forma realizace ukázala, že stálý dozor projektanta na stavbě může přinést úspory v nákladech stavby tím, že se rozsah sanačních zásahů určuje podle skutečnosti. Tento model je vhodný především u technologicky náročných sanací, kde je obtížné projektem přesně stanovit výkazy jednotlivých položek sanace. Vyžaduje to však zkušenosti jak na straně dozorujícího projektanta, tak i na straně realizační firmy. Především je nutná jistá míra odvahy a důvěry ze strany investora. V uvedeném případě se podařilo ve třech etapách z provozních prostředků správce trati zajistit trvale ostění tunelu za poměrně nízkých nákladů tak, že nedošlo ke zmenšení průjezdného profilu tunelu. Takto provedená sanace umožní následné opravy a rekonstrukce trati i v budoucnosti.



Obr. 3 Výjezdový portál po dokončení sanace