

KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY

SPRÁVA A VÝSTAVBA

setkání správců, projektantů a stavitelů mostů
tentokrát s rozšířením i na

ŽELEZNIČNÍ TUNELY

7. ROČNÍK

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
25.ledna 2001

pořádá

SUDOP PRAHA a.s.

ve spolupráci s

Českými drahami, s.o., Divizí dopravní cesty, o.z.

partner konference na internetu - server **www.mosty.cz**



SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

7. ROČNÍK KONFERENCE **ŽELEZNIČNÍ MOSTY SPRÁVA A VÝSTAVBA**

setkání mostařů praktiků – správců, projektantů a stavitelů
tentokrát s rozšířením i na

ŽELEZNIČNÍ TUNELY

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
25. ledna 2001

pořádají

SUDOP PRAHA a.s.

Českými drahami, s.o., Divizí dopravní cesty, o.z.

partner konference na internetu

www.mosty.cz



Přípravný výbor konference:

Ing. Milan Čermák, České dráhy s.o.
Ing. Josef Fidler, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. David Krása, SUDOP PRAHA a.s.
Ing. Mojmír Nejezchleb, České dráhy s.o.

Organizační zajištění:

Květa Homolová, SUDOP PRAHA a.s.

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

Příspěvky neprošly jazykovou úpravou.





7. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY SPRÁVA A VÝSTAVBA

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů mostů
tentokrát s rozšířením i na
ŽELEZNIČNÍ TUNELY

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
23.ledna 2002

pořádá

SUDOP PRAHA a.s.

ve spolupráci s

Českými drahami, s.o., Divizí dopravní cesty, o.z.

partner konference na internetu - server **www.mosty.cz**



Přípravný výbor konference : Ing.Milan Čermák, České dráhy s.o.
Ing.Josef Fidler, SUDOP Praha a.s.
Ing.David Krása, SUDOP Praha a.s.
Ing.Mojmír Nejezchleb, České dráhy s.o.

Organizační zajištění : Květa Homolová, Jana Krejčová,
SUDOP Praha a.s.

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ NA CD

Obsah sborníku :

1. [Ing.Karbanová, Ing.Kratochvílová, Ing.Podlipný \(ČD OMT\)](#) : Vybrané problémy navrhování a provádění betonových železničních mostů
2. [Doc.Ing.Hrdoušek \(ČVUT\), Ing.Šafář \(SUDOP Praha\)](#) : Navrhování železničních mostů podle evropských norem
3. [Ing.Šafář \(SUDOP Praha\), Ing.Karbanová, p.Tichý \(ČD\), Ing.Bludský \(SSŽ\)](#) : Železniční most z předpjatého betonu na přeložce trati Březno - Chomutov
4. [Ing.Pokorný, Ing.Štěpán \(Universita Pardubice\)](#) : Analýza závad klenbových mostů, vliv závad na únosnost a bezpečnost mostů
5. [Ing.Sklenář \(ČD SDC Liberec\), Ing.Marek \(Topcon\)](#) : Rekonstrukce mostu v km 9,926 trati Liberec Harrachov
6. [Ing.Havelka \(Chládek a Tintěra\), Ing.Marek \(Topcon\)](#) : Oprava mostu v km 22,043 trati Jaroměř Královec
7. [Ing.Štěrbá \(SUDOP Praha\)](#) : Rekonstrukce Jezernických viaduktů
8. [Ing.Stečínský \(ČD OMT\)](#) : Železniční tunely v České republice
9. [Ing.Mařík \(ILF CE\)](#) : Dvojkolejný železniční tunel na trati Kralupy Vraňany, projekt a realizace
10. [Doc.Ing.Rozsypal, Ing.Veselý \(SG Geotechnika\)](#) : Geomonitoring při stavbě tunelu Mlčechvosty
11. [Ing.Wangler \(SUDOP Praha\), Ing.Fousek \(Chládek a Tintěra\)](#) : Přestavba mostu v km 535,437 trati Praha Děčín („Četrans“)
12. [Ing.Francouz, Ing.Kejval \(ČD Stav.správa Plzeň\)](#) : Rekonstrukce ocelových příhradových mostů přes řeku Radbuzu v Plzni
13. [Ing.Korbelář, Ing.Schindler, Ing.Vlasák, Ing.Kroupar \(Pontex\)](#) : Rekonstrukce mostu v Ústí n.L., km 516,588 trati Praha Děčín)
14. [Ing.Marek \(Topcon\)](#) : Rekonstrukce mostu v km 1,707 Praha Bělehradská
15. [Ing.Němec, Ing.Komanec \(Pontex\)](#) : Most přes Klejnarku v km 342,246 trati Praha - Česká Třebová
16. [Harbich, Kompek, Svítek \(Voest Alpine\)](#) : Sanace zděných propustků a tunelů pomocí ocelových trub firmy Voest Alpine Krems Finaltechnik, jejich životnost a protikorozní ochrana
17. [Mgr.Zmítka \(ILF CE\)](#) : Nové tunely na vysokorychlostní trati Nürnberg Ingolstadt
18. [Ing.Smolík \(Subterra\)](#) : Dodávky ražeb tunelů vysokorychlostních železnic prováděné Subterra a.s. v SRN 1999 - 2000
19. [Doc.Ing.Rotter \(ČVUT\)](#) : Spřažené ocelobetonové železniční mosty
20. [Ing.Tovarová \(ČVUT\)](#) : Posouzení železničního mostu z hlediska mezního stavu únavy
21. [Ing.Sláma \(ČD TÚDC\)](#) : Mimořádná nehodová zatížení od nárazů železničních vozidel na podpěrné konstrukce mostů a jiných staveb nad kolejištěm a opatření k omezení jejich účinků

Reklama :

Vybrané problémy navrhování a provádění betonových železničních objektů

Ing. Blanka Karbanová, Ing. Milada Kratochvílová, Ing. Václav Podlipný,
České dráhy s.o., Divize dopravní cesty, odbor stavební, oddělení mostů a tunelů

Úvod

V našem společném příspěvku jsme se snažili přiblížit některé poslední dobou diskutované problémy, které se týkají betonových železničních mostních objektů.

Povrchová ochrana betonu

Není tomu tak dávno, co existovala poměrně rozšířená představa, že konstrukce navržené z betonu či železobetonu jsou prakticky věčné a nepotřebují téměř žádnou údržbu.

Ukazuje se, že to však neplatí pro každou betonovou konstrukci. Jedním z důvodů, proč se názor na betonové konstrukce zvláště v posledních několika letech začal velmi rychle měnit, byly naše „domácí“ zkušenosti z realizovaných staveb, kdy některé objekty vykazují již po velmi krátké době (v řádu několika let) poměrně značná poškození. Dalším důvodem pak byly zkušenosti zahraniční, které se promítly do evropských norem pro navrhování a provádění betonových a železobetonových konstrukcí, k jejichž zavádění dochází postupně i u nás.

Při určování, jakou třídu a obecněji kvalitu betonu pro konkrétní konstrukci použít, přestaly být v mnoha případech rozhodující požadavky vzešlé ze statického výpočtu, ale jako rozhodující se ukázaly požadavky na zajištění trvanlivosti resp. životnosti mostních objektů. Předpokládaná doba životnosti je u mostů 100 let dle ČSN 73 0031 – „Spolehlivost stavebních konstrukcí a základových půd“.

Trvanlivost objektů ovlivňují hlavně tři faktory: správný a spolehlivý návrh konstrukce, provádění konstrukce a odpovídající údržba. Při návrhu musí projektant, kromě zohlednění požadavků vzešlých ze statického výpočtu, provést klasifikaci vlivu prostředí na betonovou konstrukci. Jde o dříve používaný a známý SAP (stupeň agresivity prostředí), který byl nyní podle ČSN EN 206-1 – „Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda“ nahrazen SVP (stupněm vlivu prostředí). Správně navržená a rozmístěná výztuž (a to i konstrukční) musí v kombinaci se správným ošetřováním betonu zamezit vzniku nepřípustných trhlin včetně trhlin smršťovacích. Přičemž za trhlinu je považována porucha širší než 0,1 mm v agresivním prostředí podle ČSN 73 1215, 0,2 mm ve vlhkém neagresivním prostředí a 0,3 mm v suchém neagresivním prostředí. Trhliny užší nejsou považovány ve smyslu ČSN 73 1201 za strukturní defekty. Již v projektu musí být specifikovány důležité požadavky na provádění betonových konstrukcí, pro které lze v současné době využívat ČSN P ENV 13670-1 – „Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení“. V dokumentaci musí být specifikován požadavek na kvalitu povrchů betonů s určením např. materiálu a způsobu provedení bednění u pohledových betonů, velikosti, množství a charakteru přípustných vad, dovolených odchylek rovinnosti povrchů a přímosti hran, apod. Zhotovitel musí poté s požadavkem na kvalitu povrchu počítat a použití případných sjednocujících nátěrů, sanačních hmot nebo dodatečně aplikovaných ochranných nátěrů, při nedodržení požado-

vané kvality, jde na jeho vrub (viz např. TKP ČD Kapitola 18 – Betonové mosty a konstrukce).

U správně navržené konstrukce není nutno ve fázi projektu navrhovat sekundární povrchovou ochranu. Ta sama o sobě neskýtá záruku dlouhodobé životnosti a trvanlivosti a nelze ji považovat za náhradu hutného mrazuvzdorného betonu požadované jakosti, který zajišťuje dostatečné krytí výztuže, ani jako pojistku na případné překrytí trhlin v betonu způsobených ať již špatným vyztužením povrchu betonu či jeho špatným ošetřováním.

Systémy ochrany betonových konstrukcí mají omezenou účinnost a životnost a je nutné je čas od času obnovovat. Tuto obnovu nelze dlouhodobě zaručit, a proto sekundární povrchová ochrana negarantuje zásadní velké zvýšení trvanlivosti konstrukce.

Jiná situace nastává u konstrukcí stávajících, které jsou sanovány v průběhu jejich životnosti. Ne vždy je možné při sanačních pracích docílit požadovaného efektu pouze obnovením pasivační vrstvy. V takovém případě je použití sekundární ochrany betonových konstrukcí plně na místě.

Stejně tak u konstrukcí, které jsou vystavené zvláště agresivnímu prostředí, je vhodné navrhnout sekundární ochranu betonové konstrukce. Tato ochrana však musí být navržena na základě konkrétních požadavků do konkrétního prostředí a výběr výrobku pro sekundární ochranu není možné řešit plošně (viz TKP ČD Kapitola 18). Jedná se např. o nátěr spodní stavby při přemostění silniční komunikace v dosahu rozstříku vody z komunikace s obsahem chemických rozmrazovacích látek, atd.

Pokud již je k realizaci povrchové ochrany betonových konstrukcí přistoupeno, musí být provedena podle schválené dokumentace. V OTP ČD pro dokumentaci železničních mostních objektů sice není dokumentace návrhu povrchové ochrany betonových konstrukcí není zvláště vyčleněna jako např. projekt protikorozní ochrany OK či projekt vodotěsných izolací, zásadně se však nebude lišit. Základní požadavky na návrh a provádění povrchové ochrany betonu jsou uvedeny v TKP ČD Kapitole 23 – Sanace inženýrských objektů. Některé poznatky lze přiměřeně čerpat i z TP 89 – „Ochrana povrchů betonových mostů proti chemickým vlivům“ platných pro pozemní komunikace, kde je podrobnější rozdělení ochranných nátěrů z hlediska jejich funkce a vhodnosti použití do různých systémů povrchové ochrany označovaných OS-A až OS-F. Někteří dodavatelé ochranných nátěrů pak mají pro tyto systémy navrženy konkrétní vhodné materiály, ať již se jedná o jednotlivé nátěry či celá souvrství, což usnadňuje orientaci v obchodních názvech nátěrových hmot.

Podle TKP ČD Kapitola 23 je při provádění sanačních prací, mezi něž patří i povrchová ochrana betonu, požadováno před zahájením (případně v průběhu) prací zřízení referenčních ploch, které jsou obdobou kontrolních ploch u protikorozní ochrany OK.

Nové poznatky v oblasti provádění systémů vodotěsné izolace

Systém vodotěsné izolace Eliminator® na mostním objektu v km 203,000 trati Přerov - Hranice na Moravě (Jezernický viadukt)

Při zhotovování kolejového lože v koleji č. 1 na mostním objektu byly zjištěny závažné poruchy na zhotoveném systému vodotěsné izolace Eliminator® (SVI Eliminator®). Proto byla provedena následná kontrola pracovníkem ředitelství DDC, při které byla zjištěna následující pochybení:

- SVI Eliminator® prováděla nová aplikační firma DS izolace Olomouc. Ve smyslu článku 33 „Obecných technických podmínek Českých drah s. o. pro systémy vodo-

těsných izolací na mostních objektech” nebyl předložen Ř DDC, odboru stavebnímu certifikát dovozce o vyškolení a způsobilosti k aplikaci tohoto SVI.

- V průběhu zřizování kolejového lože zhotovitelem mostu došlo k rozsáhlému poškození SVI Eliminator®. Proto byla provedena sonda v sousední koleji č. 2, kde byly zjištěny obdobné poruchy SVI Eliminator®. Zhotovitelem SVI Eliminator® zde bylo ŽS Brno, a. s., závod MOSAN. Způsob a rozsah poškození zcela odporoval výsledkům zahraničních zkoušek opakovaným dlouhodobým zatížením. Z toho vyplývá, že jednou z příčin poruch SVI byl nedostatečný technologický předpis zhotovování kolejového lože a nedodržení jeho některých částí.
- Na vzorcích odebraných namátkově z poškozených míst byla sledována v některých případech nedostatečná tloušťka vodotěsné vrstvy (1,6 mm, 1,8 mm). Nebyl tak splněn požadavek ČD z ověřovacího procesu SVI Eliminator® a Technických podmínek dodacích výrobce, že nominální tloušťka vodotěsné vrstvy musí být 3 mm s povoleným minimem 2,4 mm.

Na základě těchto zjištěných skutečností bylo pozastaveno běžné používání SVI Eliminator® v souladu s ustanovením článku 40 “Obecných technických podmínek Českých drah s. o. pro systémy vodotěsných izolací na mostních objektech”. Do 10. prosince 2001 byly všechny aplikace SVI Eliminator® realizovány v režimu provozního ověřování. Což mimo jiné znamenalo, že každá aplikace musela být v dostatečném předstihu oznámena řídicímu útvaru systému péče o jakost v oboru staveb železničního spodku – odboru stavebnímu Ř DDC.

To, co se stalo na Jezernickém viaduktu, bylo nutno prověřit nejen s ohledem na výše uvedené skutečnosti. Je třeba připomenout, že jak aplikace, tak i zhotovování kolejového lože probíhalo za vysokých teplot vzduchu i podkladu. Proto je třeba důkladně rozepsat jednotlivé možné příčiny závažných poruch SVI Eliminator®.

Jednou z otázek bylo, zda nedošlo ke špatnému zamíchání složek vodotěsné vrstvy či záměně SVI Eliminator® za Eliminator S. Dovoze firma DuOMIS vyloučil chybné namíchání, protože by jeho důsledkem bylo nevytvrzení vodotěsné vrstvy. Výrobce firma Stirling Lloyd z Anglie prověřil kontrolou čísel výrobních šarží, že za poslední roky nebyly zjištěny žádné záměny dodaných složek.

Nabízela se druhá otázka, jak ovlivňují vysoké teploty vzduchu i podkladu přilnavost vodotěsné vrstvy? Proto dovozce – firma DuOMIS prověřovala závislost přilnavosti na teplotě. Technické oddělení výrobce Stirling Lloyd zaslalo dopis s výsledky zkoušek přilnavosti k betonovému podkladu. Vzorky tloušťky 3 mm měly při teplotě 23° C minimální přilnavost 1,0 MPa, při teplotě 30° C byla minimální přilnavost 0,9 MPa a při teplotě 40° C 0,8 MPa. Tyto výsledky dokumentují, že se stoupající teplotou klesá přilnavost SVI Eliminator® k podkladu, avšak nedosahuje hodnot nižších, než jsou stanovené v TNŽ 73 6280 (0,5 MPa při + 8° C a 0,3 MPa při + 23° C).

Dále byly provedeny zkoušky pyramidálním testem podle TNŽ 73 6280 (metodika dle ÖNORM S 2076) u TZÚ v Brně. Byly zkoušeny vždy tři vzorky tloušťky 1,5 mm, 2 mm, 2,5 mm, 3 mm a 4 mm při laboratorní teplotě + 20° C a + 40° C. Touto zkouškou byla simulována odolnost proti proražení bodovým zatížením od jednotlivých kamenů kolejového lože v rovině betonového podkladu. Zkoušky byly ukončeny s následujícími minimálními výsledky pro jednotlivé tloušťky vzorků:

tloušťka vzorku	při teplotě + 20° C	při teplotě + 40° C
1,5 mm	350 N	270 N
2,0 mm	550 N	350 N
2,5 mm	580 N	400 N
3,0 mm	790 N	500 N
4,0 mm	1200 N	750 N

Jak je patrné, výsledky zkoušek ukazují, že menší tloušťka vodotěsné vrstvy, než je stanovená, způsobuje větší náchylnost k místním poškozením. Pokud se k tomu ještě přidají vyšší teploty podkladu a vzduchu, kdy klesá přilnavost SVI Eliminator® k podkladu, může dojít při nesprávném způsobu zašterkování k znehodnocení vodotěsné vrstvy.

Jak již bylo zmíněno výše, porušení jakéhokoliv systému vodotěsné izolace nastane nedodržením vhodného postupu zhotovování kolejového lože. Jeho popis je zatím součástí „Technologického předpisu SVI“. V případě tak velkého rozsahu prací při zhotovování kolejového lože, jako byl na Jezernickém viaduktu, je nutné vypracovat technologický předpis zašterkování, což se nestalo. Dále je třeba, aby při zřizování kolejového lože byl přítomen zástupce zhotovitele mostu, zhotovitele izolace, stavebního dozoru a zhotovitele kolejového lože. Jejich stálá přítomnost by měla být zárukou, že zvolené mechanismy provádějící zašterkování budou pojíždět pouze dovozeným způsobem po již zhotovené vodotěsné izolaci. Žádný SVI nesnese otáčení, smýkání, prudké brzdění a rozjíždění a ani dlouhodobé stání mechanismů. Neméně důležitá je dostatečná tloušťka kolejového lože (zpravidla 300 mm) pod mechanismy provádějícími zašterkování.

Všechny tyto zjištěné skutečnosti vedly k vypracování nových doplněných „Technických podmínek dodacích SVI Eliminator®“. Musí být bezpodmínečně dodržována nominální tloušťka vodotěsné vrstvy 3 mm s přípustným minimem 2,4 mm (při spotřebě 4,2 kg/m² v ploše). Současně bude nutné na všech stavbách věnovat zvýšenou pozornost i pracím následujícím po zhotovení SVI.

Ověřovací stavbou pro SVI Eliminator® byl železniční most v km 535,437 trati Ústí nad Labem – Děčín. Zhotovitelem byla firma N + N Konstrukce a dopravní stavby Litoměřice s. r. o. Náležitou přípravou práce, odpovědným prováděním a správným způsobem zhotovování kolejového lože a jeho kontrolou všemi zúčastněnými stranami na výstavbě mostu (dozoru investora, zhotovitele mostu, aplikační firmy SVI a zhotovitele kolejového lože) se prokázalo, že SVI Eliminator® plní svou funkci bez závad.

Pro SVI Eliminator® je vydáno nové „Osvědčení o shodě s podmínkami Českých drah“ č. SVI/021/2001 a č. SVI/022/2001. Jejich nedílnou součástí je „Protokol z ověřovacího procesu systému vodotěsné izolace“ čj. 327/2001 – O13 ze dne 12.3.2001 a „Protokol z obnoveného ověřovacího procesu systému vodotěsné izolace“ čj. 1827/2001 – O13 ze dne 4.12.2001. Původní „Osvědčení o shodě s podmínkami Českých drah“ č. SVI/006/2001 a č. SVI/007/2001 ze dne 13.3.2001 pozbývají platnosti.

Problémy vestaveb trubních propustků do mostních otvorů

Stojíme-li před otázkou co s nevyhovujícím mostním objektem, který navíc přestal sloužit svému původnímu účelu, snažíme se vždy najít nejjednodušší a nejlevnější řešení. Zrušení bez náhrady často není možné, jelikož objektem dosud protékaly povrchové vody srážkového či jiného charakteru a hydrotechnický výpočet nás většinou ohromí množstvím vody, která zde musí protéct. Problém je často řešen přestavbou mostu, či propustku na propustek o menší světlosti. Do stávajícího mostního otvoru je vsunuta nová konstrukce. Tou bývá nejčastěji trouba nebo rám. Prostor mezi novou a starou konstrukcí se tzv. „zafouká“ betonem a vybudují se nová čela. Toto řešení má na první pohled spoustu výhod. Bývá lacinější a rychlejší než rekonstrukce nebo bourání stávajícího mostu a kromě toho je velmi nenáročné z hlediska výluk.

Starosti nám nastávají ve chvíli, kdy chceme pro tuto konstrukci zjistit únosnost a zatížitelnost. Otázka rozdělení zatížení mezi stávající konstrukci, výplňový beton a konstrukci novou a otázka jejich vzájemného spolupůsobení není vůbec jednoduchá. Proto si projektanti pomáhají nejrůznějšími způsoby. Počítají, že veškeré zatížení přenesou jenom trouba, kterou pak značně předimenzují nebo naopak trouba ve výpočtu slouží pouze jako ztracené bednění a veškeré zatížení přenesou výplňový beton. Ten je

v tomto případě prohlášen např. za klenbu z prostého betonu. S přesným výpočtem se projekt nezabývá, protože se projektant spoléhá na to, že tento betonový kolos přene-se všechno.

Jenže: jak bylo zjištěno na realizovaných stavbách, beton se při zafoukávání nikdy nedostane na všechna místa, kde bychom ho potřebovali. Ve výplňovém betonu vznikají kaverny jednak kolem trouby (ty zjistíme poklepem), ale také pod spodní hranou původní nosné konstrukce. V kavernách kolem trub se může shromažďovat voda. Vzhledem k tomu, že je vodotěsná izolace na zabetonované troubě neopravitelná a nevyměnitelná, poté co doslouží, voda působí přímo na beton a výztuž trouby.

Kaverny pod původní nosnou konstrukcí se projeví teprve ve chvíli, kdy se tato konstrukce propadne a dojde k deformacím železničního spodku a svršku. Po celou dobu do havárie mají revizní čety na těchto propustcích velmi omezenou možnost kontroly, protože vidět je pouze nová trouba.

Nezanedbatelnou nevýhodou těchto propustků je, že v případě nutnosti zbourání objektu, jsou obtížně odstranitelné.

Až se budeme příště zamýšlet nad osudem rušeného mostu, zvažme, jestli tato metoda je opravdu nejlepší cestou. Správnější je jistě navrhovat staticky a konstrukčně „čistě“ objekty.

Nové evropské normy v oblasti betonových konstrukcí

V posledních zhruba dvou letech vstoupil u nás v platnost velký počet nových evropských norem v oblasti betonových konstrukcí. Tyto normy se dotýkají nejen navrhování a provádění konstrukcí, ale i navrhování a zkoušení betonu (jak čerstvého, tak i ztvrdlého).

V roce 2001 nabyly účinnosti dvě normy ČSN EN 206-1 (73 2403) Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda (1. září 2001) a ČSN P ENV 13670 (73 2400) Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení (1. července 2001). Tyto dvě normy nahrazují částečně předběžnou evropskou normu ČSN P ENV 206 (73 2403) Beton – Vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení. Proto byl určen možný souběh platnosti výše zmíněných norem a národních norem do konce prosince 2003.

Nová norma ČSN EN 206-1 zavádí mnohé nové pojmy: např. klasifikace vlivu prostředí (norma nezná pojem stupeň agresivity prostředí), specifikátor, specifikace atd. Vliv prostředí je tedy klasifikován ve stupních, je možné jimi popsat i několik vlivů prostředí. Norma dále popisuje klasifikace čerstvého betonu, klasifikace ztvrdlého betonu, požadavky na beton a jeho jednotlivé složky s odkazem na příslušné evropské normy, specifikace betonu atd.

Specifikace betonu provádí specifikátor, který musí zajistit, aby všechny příslušné požadavky na vlastnosti betonu byly zahrnuty ve specifikaci předkládané výrobcí betonu. Specifikátor musí také stanovit případné požadavky na vlastnosti betonu, které jsou nutné pro přepravu po dodání, ukládání, zhutnění, ošetřování nebo další úpravy. Beton musí být specifikován buď jako typový beton, jehož hlavní charakteristikou je pevnostní třída, nebo jako beton předepsaného složení, určený složením betonu. Podkladem pro výrobu typového betonu i betonu předepsaného složení jsou výsledky průkazných zkoušek nebo informace získané během dlouhodobých zkušeností se srovnatelným betonem.

Novým pojmem jsou betonářské specifikace, které se používají v zahraničí již mnoho let. K čemu slouží specifikace a komu jsou určeny? Specifikace jsou podkladem pro zpracování cenové nabídky dodavatele stavebních prací, popřípadě cenové nabídky jeho subdodavatele. Jsou podkladem pro kontrolu jakosti prováděného díla technickým dozorem stavebníka. Ve specifikacích může být proto uvedeno pouze to, co se dá ocenit. Specifikace vycházejí od projektanta (tj. architekta nebo inženýra) a jsou určeny spolu s ostatními složkami projektové dokumentace dodavateli (a jeho subdodavateli) ke zpracování cenové nabídky, technickému dozoru stavebníka (ke kontrole

výměr a jakosti), nákladovému dozoru (ke kontrole cenové nabídky a vyúčtování) a autorskému dozoru (pokud projektant nevykonává autorský dozor osobně). Důležitost specifikace vyplývá ze skutečnosti, že ve smlouvách o dílo na dodávku stavebních prací jsou specifikace nadřazeny výkresům. Specifikacím je věnována kapitola 6a v ČSN EN 206-1 a kapitola 4 ČSN ENV 13670-1, kde je kromě toho i tabulka A1, která obsahuje kontrolní seznam, podle něhož lze příslušnou specifikaci sestavit.

ČSN P ENV 13670-1 Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení zahrnuje ustanovení pro provádění betonových konstrukcí z obyčejného betonu, z lehkého betonu s pórovitým kamenivem a z předpjatého betonu, pro které jsou v České republice dosud platné samostatné normy. Navíc obsahuje i ustanovení obdobná předpisům naší ČSN 73 2480 Provádění a kontrola montovaných betonových konstrukcí. Text uvedený v předmluvě popisuje tři základní funkce této normy:

- přenášet požadavky stanovené během návrhu od projektanta k výrobcí (tj. spojovací článek mezi návrhem a prováděním),
- dát soubor normalizovaných technických požadavků na provádění při objednávce betonové konstrukce,
- sloužit jako kontrolní seznam pro projektanta pro zajištění toho, že zhotoviteli stavby poskytne všechny závažné technické informace pro provádění konstrukce.

Dalšími důležitými normami jsou normy ČSN EN 12350 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu (červenec 2000) a ČSN EN 12390 (73 1302) Zkoušení ztvrdlého betonu (květen 2001). Také pro jednotlivé složky betonu se připravují či již jsou v platnosti nové evropské normy. Pro kamenivo je dokončována prEN 12620:2000 Kamenivo do betonu (předpokládaná platnost od roku 2002). S touto normou souvisí celá řada již platných evropských norem pro zkoušky kameniva. Zkoušení všeobecných vlastností kameniva se provádí podle ČSN EN 932, geometrických vlastností podle ČSN EN 933, mechanických a fyzikálních vlastností podle ČSN EN 1097, určení odolnosti proti teplotě a zvětrávání probíhá podle ČSN EN 1367, chemické vlastnosti se ověřují podle ČSN EN 1744.

V červnu 2001 vstoupila v platnost ČSN EN 197-1 (72 2101) Cement – Část 1: Složení a kritéria shody cementů pro obecné použití a evropské podpůrná norma ČSN EN 197-2 (72 2101) Cement – Část 2: Hodnocení shody. Dále jsou připravovány normy pro cementy s nízkým hydratačním teplem EN 197-3, EN 14217 a EN 14216. Pro síranové cementy je dokončováno první pracovní znění ČSN s předpokládaným vydáním v roce 2002.

Všechny tyto změny se musí promítnout do Technických kvalitativních podmínek Českých drah. V současné době ve spolupráci s ŘSD probíhá jejich přepracování, v němž by měly být zapracovány požadavky nových evropských norem pro beton a betonové konstrukce.

Informace o vydávání „Osvědčení ČD” na výrobky

České dráhy neschvalují všechny výrobky, které se u ČD používají. V roce 1997 vstoupil v platnost vnitřní dokument „Systém péče o jakost v oboru staveb železničního spodku Českých drah” (čj. 60 444/96-DDC, účinnost od 1.3.1997), který zavádí tzv. výrobky stanovené. Pouze u nich je nutné, aby kromě zákonných požadavků a Technických kvalitativních podmínek staveb Českých drah (TKP ČD) splňovaly navíc ještě další specifické požadavky ČD. Tyto specifické podmínky jsou popsány v obecných technických podmínkách (OTP), které ČD v takovýchto případech poskytnou výrobcí. Podle těchto OTP pak výrobcí vypracují „Technické podmínky dodací” (TPD). Na základě schválených TPD je pak vydáno „Osvědčení ČD”.

Pokud výrobek není výrobkem stanoveným, je možné jej používat u ČD při splnění zákonných požadavků a TKP ČD. Pro splnění zákonných požadavků vyplývajících zvláště ze zákona č. 22/1997 Sb. a Nařízení vlády č. 178/1997 ve znění novel je nutné

ČD předkládat certifikát výrobku od autorizované zkušebny včetně protokolu a prohlášení o shodě od výrobce. Pokud není zaveden ve výrobně certifikovaný systém řízení jakosti, musí být výrobek podle TKP ČD přejímán stavebním dozorem již ve výrobně. V obou případech je podstatné, aby výrobek byl navržen pro konkrétní akci v dokumentaci stavby. Zpracovaná dokumentace musí obsahovat veškeré náležitosti pro příslušný stupeň dokumentace podle „Obecných technických podmínek českých drah, s. o. pro dokumentaci železničních mostních objektů“. Při projednávání daného stupně projektové dokumentace mohou být vzneseny případné další požadavky ze strany ČD.

Navrhování železničních mostů podle evropských norem

Hrdoušek Vladislav, Stavební fakulta ČVUT v Praze
Šafář Roman, SUDOP Praha

Úvodem

Soustava předběžných evropských norem (ENV) umožňuje navrhovat všechny mostní konstrukce podle mezních stavů. Tyto normy byly zavedeny do soustavy ČSN a platí souběžně s normami pro navrhování podle ČSN 73 6203, 05,06 a 07. Pro betonové mosty je možné nyní použít dvou metodik a to jak metodiku dovolených namáhání, tak metodiku mezních stavů. V současné době evropské normalizační komise pracují na konverzi ENV na EN. Všeobecné zásady pro navrhování jsou uvedeny v ENV 1991-1, která po konverzi ponese označení EN 1990 a která bude obsahovat přílohu A2 pro mosty. Obdobně se připravuje i konverze ostatních předběžných evropských norem. Součástí každé ENV, přijaté do soustavy ČSN, je NAD (Národní aplikační dokument), který v povoleném rozsahu upravuje znění některých článků na podmínky ČR. K EN budou připojeny NP (Národní přílohy), které budou mít obdobné poslání. Pro členskou zemi CEN (Česká republika je členem od roku 1998) je zavedení těchto dokumentů povinné

Zatížení železničních mostů

Jednotlivá zatížení jsou definována v samostatných ENV, ve kterých je vždy část, týkající se mostů, zatímco v dosavadní ČSN 73 6203 jsou uvedeny všechny druhy zatížení, týkající se mostů.

Pro zatížení *vlastní tíhou a ostatními zatíženími stálými* platí [2], kde je stanovena objemová hmotnost oceli 77 kN/m^3 a obyčejného betonu v rozmezí 20 až 28 kN/m^3 . Objemová tíha vyztuženého betonu (železobeton i předpjatý beton) se stanoví jako objemová tíha obyčejného betonu zvětšená o 1 kN/m^3 , t.zn. že lze jednotně uvažovat 25 kN/m^3 . V tab. 4.2 této normy jsou uvedeny objemové tíhy materiálů svršku mostů, omylem je tam uváděna tíha železničního svršku se šterkovým ložem v kN/m^2 , správně má být v kN/m .

Zatížení *větrem* je definováno v [4] a stanoví se ze vzorce

$$F_w = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_d \cdot c_f \cdot A_{ref}$$

v závislosti na referenčním tlaku větru (q_{ref}), vlivu terénu a výšky konstrukce nad zemí (t.zv. součinitel expozice $c_e(z_e)$), dynamickém součiniteli (c_d), aerodynamických silách (součinitel c_f) a referenční ploše (A_{ref}). Mostům je věnován odst. 10.11.

Zatížení *teplotou* je definováno v [5], kde jsou v kap. 6 mosty rozčleněny na tři skupiny:

- 1. skupina: ocelová mostovka na ocelových nosnících
- 2. skupina: betonová mostovka na ocelových nosnících
- 3. skupina: betonová desková konstrukce nebo betonová mostovka na betonových trámech.

Požadavky této normy jsou obdobné jako ve stávající ČSN 73 6203.

Zatížení *při provádění* je obsahem [6]. Během výstavby mostu se má přihlídnout např. k zatížení přemístitelnou skládkou stavebního materiálu a prefabrikovanými dílci, k vodorovné síle vnášené do pilíře při vysouvání konstrukce, k účinkům jeřábů, výtahů, k účinku pádu zavěšeného břemena apod. Zatížení během provádění se mají uvažovat jako dočasné nebo mimořádné návrhové situace.

Mimořádná zatížení od nárazů vozidel jsou obsahem [7] a v [3] jsou uvedena mimořádná zatížení od vykolejení vozidel na mostě nebo pod mostem a při přetržení trakčního vedení.

Zatížení mostů *dopravou* obsahuje [3]. Ustanovení této normy platí pro stanovení účinků zatížení pro železniční tratě normálního a širokého rozchodu. V kap. 6 jsou definována zatížení svislá (pohyblivá) vlakem-model 71 (stejný vlak jako UIC v ČSN 73 6203), modely SW (těžká železniční doprava) a "nezatížený" vlak. Těžší nebo lehčí doprava se vyjadřuje násobením modelů "71" a SW součinitelem α , který má hodnoty od 0,75 do 1,33. Pro železniční mosty v ČR jsou tyto součinitele upřesněny v NAD.

Dynamické účinky se pro rychlosti vlaků do 220 km/hod. stanoví obdobně jako v ČSN. Rozlišuje se však pečlivě udržovaná a normálně udržovaná kolej (stejný vzorec jako v ČSN; podle ENV je však maximální možná hodnota 2,00, podle ČSN 1,80).

Rozjezdové a brzděné síly uvedené v [3] jsou definovány jednodušeji a jejich aplikace do podélných zatížení je řešena v čl. 6.5.4 [3] podle úpravy koleje, uspořádání konstrukce, dilatací koleje a nosné konstrukce.

Nově jsou uvedeny v kap. 6.6 [3] *účinky tlakové vlny projíždějícího vlaku* na konstrukce stojící v blízkosti trati.

Kombinace zatížení

Kombinace zatížení vycházejí ze vztahů formulovaných v [1]. V mezních stavech **únosnosti** jsou kombinace zatížení pro *trvalé a dočasné návrhové situace* obecně definovány

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_{pA} P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

pro *mimořádné návrhové situace*

kde $\gamma_{Gj} = 1,35$ pro všechna stálá zatížení (působící nepříznivě)

$\gamma_p =$ viz [11], lze uvažovat hodnotu 1,0

$\gamma_Q = 1,45$ pro zatížení dopravou a $\gamma_Q = 1,50$ pro zatížení další nahodilá (vítr, teplota)

ψ součinitel kombinace podle [3].

Pro mimořádné návrhové situace jsou pro všechny účinky zatížení působící nepříznivě součinitele $\gamma = 1,00$.

V mezních stavech **použitelnosti** jsou kombinace zatížení uvedené v [1] (charakteristická, častá a kvazistálá) doplněny ještě kombinací občasnou (viz [3]).

Navrhování a posuzování mostů

Pro navrhování a posuzování betonových mostů platí předběžná evropská norma [8], která navazuje na [11] a pro ocelové a ocelobetonové mosty platí ENV [9], [10], které navazují na [12] a [13].

O předběžných evropských normách pro *ocelové a spřažené ocelobetonové mosty* bylo pojednáno již na konferenci o železničních mostech v roce 1997 [14].

Při návrhu *betonových mostů* je nutné nejdříve zařadit konstrukci do kategorie A až E podle [8], tab.4.118. Podle příslušné kategorie se potom uplatní jiná (jinak přísná) kombinace zatížení při posouzení dekomprese (snížení tlakového napětí až na nulu v provozním stavu) a šířky trhlin. Velmi přibližně lze říci, že kategorie A odpovídá "plnému" předpětí podle ČSN 73 6207, kategorie B "omezenému" a kategorie C "částeč-

nému“ předpětí. Z této podmínky je možné navrhnout předpětí konstrukce. Přitom v MSP nemají být překročeny přípustné hodnoty napětí ve vybraných kombinacích:

- napětí betonu při vnesení předpětí $\leq 0,45f_{c(t)}$ (popř. $0,6f_{c(t)}$)
- napětí betonu při občasné kombinaci $\leq 0,6f_{ck}$
- napětí předpínací výztuže při předpínání $\leq 0,8f_{pk}$, nebo $0,9f_{p0,1k}$
- napětí předpínací výztuže při kvazistálé kombinaci $\leq 0,65f_{pk}$ (po zahrnutí všech ztrát předpětí)
- napětí betonářské výztuže při občasné kombinaci $\leq 0,8f_{yk}$

ENV [11] požaduje, aby byla v mezích stavech použitelnosti uvažována náhodná proměnlivost předpětí v rozmezí +/- 10% , což vede k nezanedbatelnému nárůstu spotřeby předpínací výztuže.

Zvýšená pozornost je věnována správnému návrhu výztuže z hlediska šířky trhlin. Z tohoto důvodu je nutné uvést do souladu průměr a napětí v betonářské výztuži σ_s , podle následující tabulky (spojená tab. 4.120 a 4.121[8]):

napětí výztuže v MPa σ_s	max. průměr vložky v mm	max. osová vzdál. vložek v mm	
		ohyb	tah
140	40		
160	32	300	200
200	25	250	150
240	20	200	125
280	16	150	75
320	12	100	

Návrhové (výpočtové) pevnosti materiálů se stanoví ze zaručené pevnosti betonu a meze kluzu oceli, redukované dílčími součiniteli materiálu (pro beton $\gamma_c = 1,5$, pro ocel $\gamma_s = \gamma_p = 1,15$).

Modely zatížení na únavu, posouzení na únavu

Podle skladby standardní dopravy se vybere typ vlaku, pro který se provede posouzení konstrukce na únavu. Dynamické účinky se zohlední redukovaným dynamickým součinitelem.

Posouzení na únavu betonářské a předpínací výztuže se provádí podle obecného vztahu

$$\gamma_F \gamma_{Sd} \Delta \sigma_{s, equ} \leq \Delta \sigma_{Rsk} / \gamma_{s, fat}$$

a lze použít z [8] Přílohu A, kde $\Delta \sigma_{s, equ} = \lambda \Delta \sigma_{s, 71}$. Součinitel λ vyjadřuje vliv rozpětí konstrukce, skladby a objemu dopravy, návrhové životnosti mostu a počtu kolejí.

Přípustné rozkmity napětí betonářské nebo předpínací výztuže $\Delta \sigma_{Rsk}$ jsou uvedeny v [8], kde jsou uvedena i další kritéria pro posouzení betonu na únavu.

Porovnávací výpočet

Porovnávací výpočet byl proveden pro spojitý železniční most o třech polích rozpětí 22,0 + 26,0 + 22,0 m. Příčný řez a rozpětí hlavního pole odpovídá novému železničnímu mostu, který je v současné době realizován na přeložce trati Březno u Chomutova – Chomutov (viz také následující příspěvek). Předmětem výpočtu je ověření základních rozměrů průřezu a návrh předpínací výztuže, proto je konstrukce posouzena pouze v provozním stavu a při namáhání ohybem.

Přehled charakteristických hodnot ohybových momentů od jednotlivých zatížení i od kombinací zatížení podle ČSN a ENV:

Zatížení, resp. kombinace	M _{5,max} [MNm]	M _{5,min} [MNm]	M _{10,max} [Mnm]	M _{10,min} [MNm]	M _{15,max} [Mnm]	M _{15,min} [MNm]	Pozn.
g _o	5,539	5,539	-9,177	-9,177	4,259	4,259	Zatížení - ENV, přibližně i ČSN
g - g _o	3,928	3,928	-6,508	-6,508	3,020	3,020	
Sedání	0,457	-0,296	1,307	-0,846	0,255	-0,255	
Pohyblivé bez φ	6,928	-2,030	1,100	-8,770	6,862	-2,450	
Teplota	1,385	-1,230	3,504	-3,114	3,504	-3,114	
Vítr svise	0,067	-0,207	0,272	-0,060	0,090	-0,201	
Charakteristická	18,672	6,001	-10,862	-28,407	17,492	2,249	Kombi- nace ENV
Častá	16,918	6,710	-11,625	-26,065	15,527	3,239	
Kvazistálá	10,617	8,556	-12,626	-18,088	9,286	5,467	
Občasná	18,665	6,021	-10,889	-28,401	17,483	2,270	
Zatížení hlavní	17,822	6,857	-13,124	-26,529	15,357	4,231	Kombi. ČSN
Zatížení celkové	18,858	5,789	-10,399	-28,769	17,899	1,850	

Návrh předpínací výztuže podle ENV:

Pro účely tohoto příkladu byly navrženy průběžné zvedané kabely na celou délku nosné konstrukce, napínané symetricky (postupně z obou stran).

Počet kabelů: 20
 Počet lan v 1 kabelu: 22 φ 15,7 – 1770 / 1570
 Kotevní napětí: 1327 Mpa

Při posouzení podle ENV se musí uvažovat horní charakteristická hodnota předpínací síly (1,10 násobek střední hodnoty) a dolní charakteristická hodnota předpínací síly (0,90 násobek střední hodnoty).

Návrh předpínací výztuže podle ČSN:

Počet kabelů: 14
 Počet lan v 1 kabelu: 22 φ 15,7 – 1770 / 1570
 Kotevní napětí: 1327 MPa

Posouzení podle ENV – konec životnosti, horní charakteristická hodnota předp.síly:

Kombi-nace	Průřez	Moment	Horní vlákna			Dolní vlákna			Pozn.:
			σ^h [MPa]	$\sigma^h_{dov,EC}$ [MPa]	Posou-zení	σ^d [MPa]	$\sigma^d_{dov,EC}$ [MPa]	Posou-zení	
Občasná	5	max.	-14,338	-18,000	VYHOVÍ	-4,408	0,000	VYHOVÍ	Tah - konstrukce kategorie A Tlak - všechny kategorie
		min.	-7,934	-18,000	VYHOVÍ	-12,708	0,000	VYHOVÍ	
	10	max.	-12,870	0,000	VYHOVÍ	-2,901	-18,000	VYHOVÍ	
		min.	-2,665	0,000	VYHOVÍ	-15,049	-18,000	VYHOVÍ	
	15	max.	-8,436	-18,000	VYHOVÍ	-4,202	0,000	VYHOVÍ	
		min.	-0,731	-18,000	VYHOVÍ	-14,188	0,000	VYHOVÍ	
Častá	5	max.	-13,453	Neposuzuje se		-5,555	0,000	VYHOVÍ	Konstrukce kategorie B
		min.	-8,283	Neposuzuje se		-12,256	0,000	VYHOVÍ	
	10	max.	-12,441	0,000	VYHOVÍ	-3,411	Neposuzuje se		
		min.	-4,026	0,000	VYHOVÍ	-13,429	Neposuzuje se		
	15	max.	-7,445	Neposuzuje se		-5,486	0,000	VYHOVÍ	
		min.	-1,222	Neposuzuje se		-13,552	0,000	VYHOVÍ	
Kvazi-stálá	5	max.	-10,261	Neposuzuje se		-9,691	0,000	VYHOVÍ	Konstrukce kategorie C
		min.	-9,218	Neposuzuje se		-11,044	0,000	VYHOVÍ	
	10	max.	-11,858	0,000	VYHOVÍ	-4,106	Neposuzuje se		
		min.	-8,675	0,000	VYHOVÍ	-7,895	Neposuzuje se		
	15	max.	-4,284	Neposuzuje se		-9,583	0,000	VYHOVÍ	
		min.	-2,350	Neposuzuje se		-12,089	0,000	VYHOVÍ	
Charakte-ristická	5	max.	-14,341	Neposuzuje se		-4,404	Neposuzuje se		
		min.	-7,924	Neposuzuje se		-12,721	Neposuzuje se		
	10	max.	-12,886	Neposuzuje se		-2,882	Neposuzuje se		
		min.	-2,661	Neposuzuje se		-15,054	Neposuzuje se		
	15	max.	-8,441	Neposuzuje se		-4,196	Neposuzuje se		
		min.	-0,720	Neposuzuje se		-14,202	Neposuzuje se		

Posouzení podle ENV – konec životnosti, dolní charakteristická hodnota předp.síly:

Kombi-nace	Průřez	Moment	Horní vlákna			Dolní vlákna			Pozn.:
			σ^h [MPa]	$\sigma^h_{dov,EC}$ [MPa]	Posou-zení	σ^d [MPa]	$\sigma^d_{dov,EC}$ [MPa]	Posou-zení	
Občasná	5	max.	-13,487	-18,000	VYHOVÍ	-1,392	0,000	VYHOVÍ	Tah - konstrukce kategorie A Tlak - všechny kategorie
		min.	-7,083	-18,000	VYHOVÍ	-9,692	0,000	VYHOVÍ	
	10	max.	-9,817	0,000	VYHOVÍ	-3,663	-18,000	VYHOVÍ	
		min.	0,388	0,000	NEVYHOVÍ	-15,811	-18,000	VYHOVÍ	
	15	max.	-8,528	-18,000	VYHOVÍ	-1,390	0,000	VYHOVÍ	
		min.	-0,823	-18,000	VYHOVÍ	-11,376	0,000	VYHOVÍ	
Častá	5	max.	-12,602	Neposuzuje se		-2,539	0,000	VYHOVÍ	Konstrukce kategorie B
		min.	-7,432	Neposuzuje se		-9,240	0,000	VYHOVÍ	
	10	max.	-9,388	0,000	VYHOVÍ	-4,173	Neposuzuje se		
		min.	-0,973	0,000	VYHOVÍ	-14,191	Neposuzuje se		
	15	max.	-7,537	Neposuzuje se		-2,674	0,000	VYHOVÍ	
		min.	-1,314	Neposuzuje se		-10,740	0,000	VYHOVÍ	
Kvazi-stálá	5	max.	-9,410	Neposuzuje se		-6,675	0,000	VYHOVÍ	Konstrukce kategorie C
		min.	-8,367	Neposuzuje se		-8,028	0,000	VYHOVÍ	
	10	max.	-8,805	0,000	VYHOVÍ	-4,868	Neposuzuje se		
		min.	-5,622	0,000	VYHOVÍ	-8,657	Neposuzuje se		
	15	max.	-4,376	Neposuzuje se		-6,771	0,000	VYHOVÍ	
		min.	-2,442	Neposuzuje se		-9,277	0,000	VYHOVÍ	
Charakte-ristická	5	max.	-13,490	Neposuzuje se		-1,388	Neposuzuje se		
		min.	-7,073	Neposuzuje se		-9,705	Neposuzuje se		
	10	max.	-9,833	Neposuzuje se		-3,644	Neposuzuje se		
		min.	0,392	Neposuzuje se		-15,816	Neposuzuje se		
	15	max.	-8,533	Neposuzuje se		-1,384	Neposuzuje se		
		min.	-0,812	Neposuzuje se		-11,390	Neposuzuje se		

Posouzení konstrukce podle ČSN – konec životnosti:

Kombinace	Průřez	Moment	Horní vlákna			Dolní vlákna		
			σ^h [MPa]	σ^h_{dov} [MPa]	Posouzení	σ^d [MPa]	σ^d_{dov} [MPa]	Posouzení
Zatížení hlavní	5	max.	-10,567	-14,125	VYHOVÍ	-1,455	0,000	VYHOVÍ
		min.	-5,013	-14,125	VYHOVÍ	-8,652	0,000	VYHOVÍ
	10	max.	-7,872	0,000	VYHOVÍ	-2,704	-14,125	VYHOVÍ
		min.	-0,061	0,000	VYHOVÍ	-12,004	-14,125	VYHOVÍ
	15	max.	-6,012	-14,125	VYHOVÍ	-1,951	0,000	VYHOVÍ
		min.	-0,377	-14,125	VYHOVÍ	-9,254	0,000	VYHOVÍ
Zatížení celkové	5	max.	-11,092	-16,225	VYHOVÍ	-0,774	1,875	VYHOVÍ
		min.	-4,472	-16,225	VYHOVÍ	-9,353	1,875	VYHOVÍ
	10	max.	-9,460	1,875	VYHOVÍ	-0,814	-16,225	VYHOVÍ
		min.	1,245	1,875	VYHOVÍ	-13,557	-16,225	VYHOVÍ
	15	max.	-7,300	-16,225	VYHOVÍ	-0,282	1,875	VYHOVÍ
		min.	0,829	-16,225	VYHOVÍ	-10,817	1,875	VYHOVÍ

Poznámka:

- při návrhu podle ENV bylo nutné konstrukci předepnout pomocí 20 předpínacích kabelů, při návrhu podle ČSN postačí 14 kabelů. Důvod lze spatřit především ve velkém rozptylu charakteristických hodnot předpínací síly, předepsaných v ENV,
- posuzovaná konstrukce mírně nevyhověla v nadpilířovém průřezu při návrhu podle ENV v době na konci životnosti a při uvažování dolní charakteristické hodnoty předpínací síly. Překročení přípustných napětí je však minimální a konstrukce by vyhověla po pouze drobných dalších úpravách.

Shrnutí a závěr

- v současné době je v ČR možné navrhovat mostní objekty podle stávajících ČSN i podle předběžných evropských norem (ENV),
- předpokládá se, že konverze mostních norem z ENV na EN bude ukončena v roce 2004. Současně se zavedením evropských norem budou zrušeny odpovídající normy ČSN,
- na základě dosud provedených srovnávacích výpočtů lze konstatovat, že přechod k navrhování podle evropských norem přinese určité zvýšení spotřeby materiálu oproti konstrukcím navrhovaným podle ČSN,
- předností evropských norem je sjednocení metodiky navrhování různých typů konstrukcí i konstrukcí z různých materiálů, stejně jako sjednocení této metodiky v jednotlivých evropských zemích.

Práce spojené s přebíráním evropských norem jsou podporovány výzkumným záměrem CE S 04/98: 20000001

Literatura (úplné znění názvu normy je uvedeno např. v seznamu norem ČSN)

- | | |
|---|-----------------------------|
| [1] ENV 1991-1 (73 0035) | [8] ENV 1992-2 (73 6208) |
| [2] ENV 1991-2-1 (73 0035) | [9] ENV 1993-2 (73 6205) |
| [3] ENV 1991-3 (73 6203) | [10] ENV 1994-2 (73 2089) |
| [4] ENV 1991-2-4 (73 0035) | [11] ENV 1992-1-1 (73 1201) |
| [5] ENV 1991-2-5 (73 0035) | [12] ENV 1993-1-1 (73 1401) |
| [6] ENV 1991-2-6 (73 0035) | [13] ENV 1994-1-1 (73 2089) |
| [7] ENV 1991-2-7 (73 0035) | |
| [14] Šertler H.: Nová evropská norma pro navrhování ocelových mostních konstrukcí.
In: Železniční mosty, správa a výstavba. Sborník konference Železniční mosty,
Praha 1997 | |

Železniční most z předpjatého betonu na přeložce trati Březno u Chomutova - Chomutov

Ing. Roman Šafář, SUDOP PRAHA a.s.

Ing. Blanka Karbanová, Stanislav Tichý, České dráhy s.o.

Ing. Lukáš Bludský, Stavby silnic a železnic a.s.

Úvod

V současné době probíhá výstavba přeložky železniční trati Březno u Chomutova – Chomutov v délce přibližně 7,1 km. Stávající trať bude zrušena z důvodu rozšiřování povrchového uhelného dolu. V km 0,425 přeložky trati pokračuje realizace nového železničního monolitického mostu z předpjatého betonu o osmi polích celkové délky 201,200 m.

Mostní objekt převádí jednokolejnou železniční trať přes údolí se silnicí, potokem a polní cestou. Most se nachází v prostoru s poměrně nepříznivými geologickými poměry - je založen na souvrství tvořeném zejména jíly, jílovci a uhlím, kde lze očekávat určité nerovnoměrné sedání jednotlivých podpěr mostu. Za těchto okolností bylo ze statického hlediska možné navrhnout konstrukci mostu buď jako řadu prostých polí, nebo jako spojitý nosník s malou ohybovou tuhostí a tedy i s menší citlivostí na poklesy podpěr. Z hlediska údržby je vhodnější konstrukce spojitá, která výrazně omezuje počet ložisek a mostních závěrů, které patří k nejnáročnějším detailům pro údržbu.

Na základě uvedených důvodů byla nosná konstrukce navržena jako spojitý nosník s poměrně malým rozpětím polí a s nízkým příčným řezem. Kompaktní betonová deska je však naopak dostatečně tuhá pro namáhání kroucením od větru, od zakřivení konstrukce do směrové oblouku a od odstředivé síly a zajišťuje minimální rozdíly v průhybech pod levým a pravým kolejnicovým pásem v důsledku zkroucení nosné konstrukce.

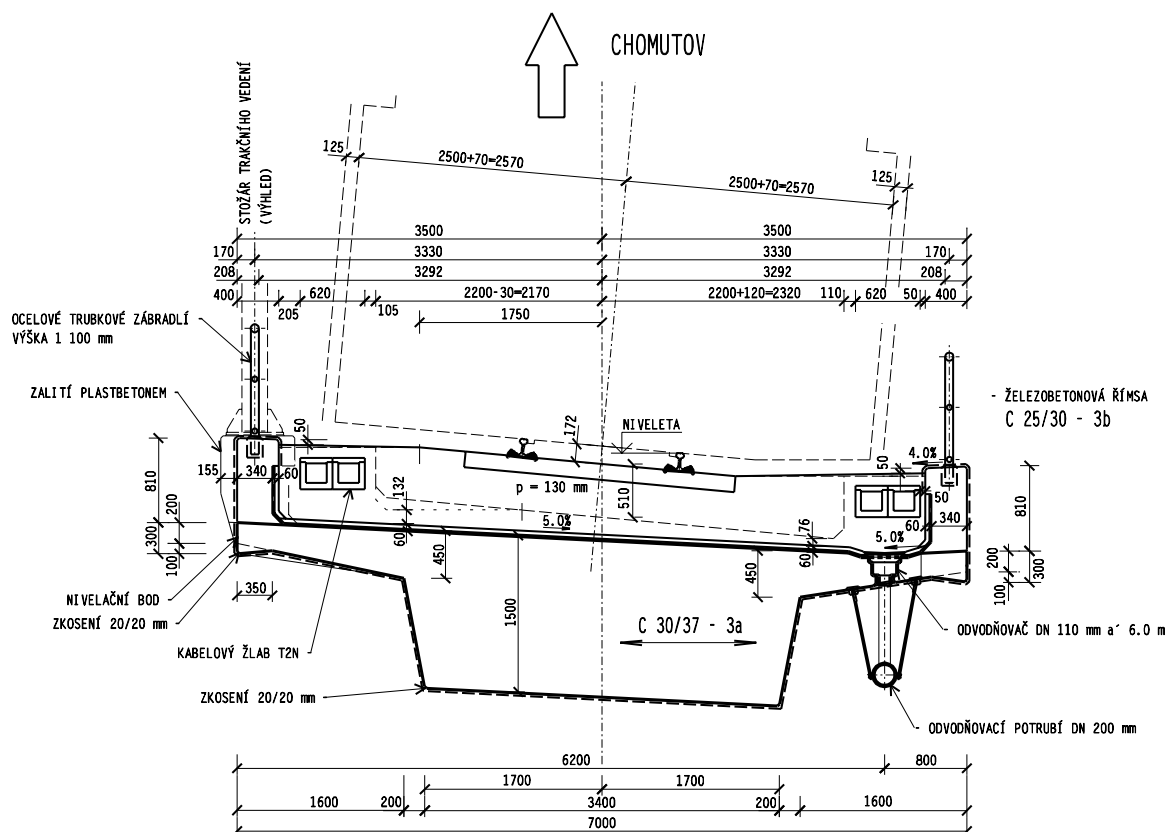
Projektová dokumentace byla vypracována v roce 1997, v současné době probíhá realizace přeložky trati i mostního objektu. Zahájení provozu na nové trati je plánováno na rok 2003.

Popis mostního objektu

Nosná konstrukce

Nosnou konstrukci mostního objektu tvoří spojitá monolitická deska z předpjatého betonu o osmi polích rozpětí 20,0 + 22,0 + 3 x 26,0 + 2 x 22,0 + 20,0 m s výškou průřezu 1,50 m. Protože kolej na mostě je ve směrovém oblouku o poloměru 550,0 m s převýšením kolejnic 130 mm, je horní i dolní povrch nosné konstrukce v jednostranném příčném sklonu 5 %. Podél nižšího okraje nosné konstrukce je navržen protispád rovněž 5 %. Ve vzniklém úžlabí jsou umístěny odvodňovače pro odvodnění mostního objektu. Deska je navržena bez vylehčovacích otvorů, aby v konstrukci nevznikaly obtížně kontrolovatelné a udržovatelné dutiny. Vylehčení příčného řezu je dosaženo maximálním možným vyložení konzol a zúžením střední – nejsilnější části průřezu. Nosná konstrukce je z betonu C30/37-3a, betonářská výztuž je z oceli 10 505 (R). V podélném směru je konstrukce dodatečně předpjatá pomocí předpínacího systému Dywidag. Předpínací výztuž tvoří 14 kabelů z 22 lan ϕ 15,7 mm – 1770/1570 MPa. V každé pracovní spáře se vždy část kabelů spojuje, část probíhá bez přerušení a napíná se až

z následující pracovní spáry. Předpětí nosné konstrukce je navrženo jako plně s ohledem na základové poměry.



Obr. 1 Vzorový příčný řez

Nosná konstrukce je uložena na každé podpěře na dvě hrncová ložiska Reisner & Wolff – na opěrách jsou ložiska s únosností 3,75 MN, na pilířích jsou ložiska s únosností 7,50 MN. Pevné uložení je na pilíři P5, na ostatních podpěrách je uložení posuvné. Maximální posuny ložisek na koncích nosné konstrukce jsou +/- 89 mm.

Spodní stavba

Pilíře s posuvnými ložisky jsou z betonu třídy C25/30 a mají průřez tvaru I. Pilíř P5, na kterém jsou umístěna pevná ložiska, byl oproti ostatním pilířům zesílen tak, aby přenesl poměrně značnou brzdnou sílu dosahující hodnoty až 1300 kN. Je proto z betonu C30/37 a má průřez doplněný na obdélník s pouze mělkým pohledovým vybráním. Opěry jsou monolitické železobetonové z betonu C25/30. Pro umožnění kontroly mostních závěrů je mezi čelem nosné konstrukce a závěrnou zídskou ponechán přístupný prostor šířky 0,75 m.

Založení

Založení spodní stavby (konečný návrh – Ing. Dušek) je provedeno na vrtaných velkopřůměrových pilotách. Opěry jsou založeny na osmi pilotách (6 pilot pod vlastní opěrou a 2 piloty pod křídly) ϕ 0,90 m a délky 10,0 m, pilíře s posuvnými ložisky na šesti pilotách ϕ 1,20 m a délky 13,0 až 16,0 m, „pevný“ pilíř P5 na osmi pilotách ϕ 1,20 m a délky 16,0 m. Protože v místě mostu se vyskytuje podzemní voda, která je vlivem síranů

agresivní na beton, jsou piloty navrženy z betonu C25/30-5b. Vlastnímu zakládání objektu předcházela statická zatěžovací zkouška jedné nesystémové piloty, která potvrdila odpovídající shodu mezi spočítanými a naměřenými výsledky (hodnotami zatlačení piloty).

Mostní svršek a vybavení

Na mostě budou monolitické železobetonové římsy z betonu C25/30-3b. Aby se zabránilo spolupůsobení říms s nosnou konstrukcí, budou římsy pravidelně děleny příčnými dilatačními spárami. Převáděná železniční trať není v současné době elektrifikována. Aby však elektrifikace byla v budoucnu možná bez větších komplikací, budou na mostě připravena kotevní místa pro uchycení stožárů trakčního vedení. Římsy budou rozšířeny v těchto místech pro jejich zakotvení do betonových kotevních bloků.

Na mostě bude ocelové trubkové trojmadlové zábradlí, kotvené zalitím plastbetonem do kapes vynechaných v římsách.

Kolej na mostě bude bezстыková s kolejovým ložem a přes koncové opěry bude procházet bez přerušení. U každého okraje mostu budou dva kabelové žlaby.

Systém vodotěsné izolace žlabu kolejového lože je na mostě navržen z modifikovaných asfaltových pásů s tvrdou ochranou litým asfaltem. Svislé stěny budou opatřeny tvrdou ochranou z asfaltobetonu. K odvodnění mostního objektu budou sloužit odvodňovače umístěné ve vzdálenostech po 6 m v úžlabí podél nižšího okraje nosné konstrukce. Odvodňovače budou zaústěné do podélného svodu z nerezové oceli DN 200 mm, který bude opatřen chrlíči pro vypouštění vody na terén zpevněný v těchto místech pohozením lomovým kamenem.

Provádění mostního objektu

Provádění nosné konstrukce

Nosná konstrukce byla betonována na pevné skruži po dvou polích s konzolou do dalšího pole tak, že pracovní spára je za každým druhým pilířem v přibližném místě nulových momentů. Konstrukce byla navržena tak, že po napnutí kabelů v pracovní spáře bylo možno hotovou část konstrukce odskrubit a skruž přesunout pod další úsek. Vzhledem ke složitým geologickým poměrům v místě staveniště bylo nutné, aby se vhodným způsobem omezilo riziko namáhání konstrukce vlivem nerovnoměrných poklesů podpěr. Byl proto formulován požadavek, aby veškeré podpěry skruže byly založeny zásadně jen na definitivních základových blocích opěr a pilířů, a maximální možná část zatlačení základů proběhla během betonáže ještě před zatvrdnutím betonu.

Skruž

Pro betonáž nosné konstrukce byla použita skruž firmy PERI. Jako hlavní nosníky skruže byly použity nosníky HE 1000 B, délky nosníků byly 18,0 m pro pole 20 a 22 metrů a nosníky délky 22,0 pro rozpětí 26 m. V každém poli bylo použito 10 hlavních nosníků. Spolupůsobení nosníků a příčnou tuhost skruže zajišťovala ztužidla – dvojice profilů U 200 nad a pod hlavními nosníky stažená svislými svorníky. Stabilitu nosníků proti překlopení zajišťovala výdřeva mezi nosníky a stažení skruže vodorovnými svorníky. Stojky skruže byly založeny na základových blocích opěr a pilířů, použily se systémové stojky HD 200. Vlastní bednění bylo tvořeno překližkou nesenou dřevěnými příhradovými nosníky Peri a závorymi SRZ s rozpěrnými tyčemi SLS pod konzolami

desky. Nadvýšení skruže bylo řešeno vypodložením mezi hlavními nosníky a bedněním.

Postup betonáže

Vypočtený průhyb hlavních nosníků skruže byl v nejdelších polích mostu cca 70 mm, a proto vznikla obava ze vzniku trhlinek při spodním líci konstrukce při nárůstu průhybu skruže během betonáže v betonu, ve kterém již započalo tuhnutí. Proto byl vypracován podrobný návrh postupu betonáže tak, aby došlo k co nejrychlejšímu nárůstu průhybu v každém poli skruže a byla použita taková receptura betonu, která zajistila zpracovatelnost betonu po minimálně 4 hodiny od dopravení na stavbu. Betonáž nosné konstrukce proto probíhala tak, že bylo do každého pole mostu uloženo 85% objemu betonu do čtyř hodin od okamžiku zamíchání, což znamená, že 85% průhybu skruže proběhlo v čase, kdy byl beton zpracovatelný a nehrozilo jeho porušení.

Dodavatelem betonové směsi byla betonárka TBG severní Čechy s. r. o., výrobní Chomutov. Pro zpomalení tuhnutí směsi byl použit zpomalovač Adiment VZ1 v dávkování 4 litry na m^3 (tj. 1 litr / 100 kg cementu). U prvního betonážního úseku byl použit zpomalovač všude v konstrukci, po vyhodnocení betonáže 1. úseku, kdy bylo nutno čekat mezi uložení směsi do vrchní vrstvy konstrukce a úpravou horního povrchu a použitím zpomalovačů pro veškerý dodávaný beton zvyšovalo čas míchání na 1,5 násobek, byl postup upraven tak, že do spodního 0,50 m desky se použil zpomalovač v množství 4 l/m^3 , na prostřední část desky v množství 2 l/m^3 a na vrchní 0,15 m vrstvu se použila směs bez zpomalovače. K urychlení betonáže byla zároveň posílena dávka betonu téže receptury na stavbu z betonárky TBG severní Čechy s. r. o., provozovna Most (tato betonárka byla rovněž po celou dobu betonáže v záloze).

Dopravní vzdálenost z betonárky na stavbu byla 12 km, čas od začátku míchání do dopravení na stavbu byl cca 30 minut, beton se dopravoval kontinuálně autodomíchačů. K ukládání betonu se použila dvojice čerpadel s takovou délkou výložníku, která umožňovala betonáž celého úseku bez přestavování.

Během betonáže každého úseku se geodeticky sledovala deformace skruže (průhyb hlavních nosníků a deformace příčných ztužidel) a časový vývoj zatlačování základů.

Předpínání a injektáž

Kabely byly protaženy do kanálků před betonáží každého úseku. Předpínání se provádělo při pevnosti betonu minimálně 80% výsledné krychelné pevnosti ve stáří betonu minimálně 5 dní. Předpínání a injektáž kabelových kanálků prováděla firma SM 7. Vzhledem k nepříznivým klimatickým podmínkám se nepodařilo před příchodem zimy zainjektovat kabelové kanálky ve třetím úseku a kabely spojitosti mezi druhým až třetím a třetím až čtvrtým úsekem. Proto byla provedena dodatečná protikorozní ochrana kabelů v kanálcích a kanálky byly hermeticky uzavřeny. Injektáž se uskuteční na jaře, případně během zimy, pokud nastane delší období teplejšího počasí.



Závěr

Ke konci listopadu 2001 je dokončena nosná konstrukce. V jarních měsících roku 2002 začne realizace osazení dilatačních závěrů, betonáže monolitických říms, aplikace systému vodotěsných izolací, osazení zábradlí a dalších dokončovacích prací.

Doufáme, že se podaří po delší době první větší železniční monolitický předpjatý most zdárně dokončit a předat do užívání Českých drah včas a v odpovídající kvalitě.

Analýza závad klenbových mostů, vliv závad na únosnost a bezpečnost mostů.

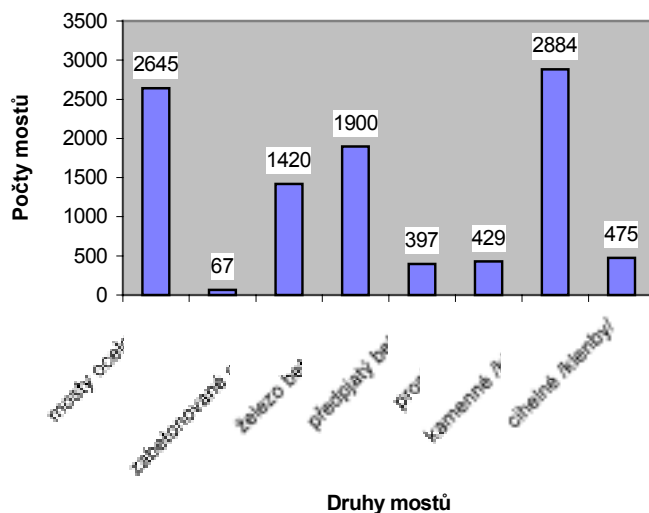
Ing. Jiří Pokorný CSc., Ing. Pavel Štěpán,
Dopravní fakulta Jana Pernera, Univerzita Pardubice

Typy mostních konstrukcí v síti ČD.

Typy mostních konstrukcí a jejich četnost v síti ČD byly zjišťovány na GRČD (ing. Vejvoda), kde jsou evidovány v programu MES.

Výsledky jsou v tabulce 1		%
mosty ocelové	2645	25,88
spřažené	67	0,66
zabetonované nosníky	1420	13,90
železo betonové	1900	18,60
předpjatý beton	397	3,88
prostý beton	429	4,19
kamenné /klenby/	2884	28,22
cihelné /klenby/	475	4,64
Celkem	10217	99,97

Tabulka 1 Četnosti mostů

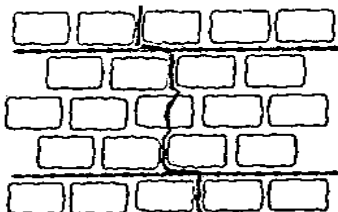


Na základě rozboru tabulky.1 typy mostních konstrukcí v síti českých drah, který byl proveden v roce 2000 vyplývá, že procentuelní vyjádření četnosti klenbových mostů z prostého betonu činí 423 mostů to je 4,19 %
z kamene 2884 mostů 28,22%
z cihel 475 mostů 4,64%
Celkem mosty klenbové 3782 mostů to je 37,05% z celkového počtu 10217 mostů evidovaných u Českých drah. Zastoupení těchto mostů, jejich

četnost je tedy značná a vzhledem k tomu, že v současné době v převážné většině svým stavem

ohrožují bezpečnost provozu na železnici, a vyžadují opravy a sanační práce značných rozsahů, je věnována analýze poruch těchto konstrukcí určitá pozornost. Z provedených rozborů těchto konstrukcí a na základě prostudování příčin poruch nejčastěji uváděných v revizních zprávách a dalším studiem je možno poruchy klenbových mostů rozdělit následujícím způsobem:

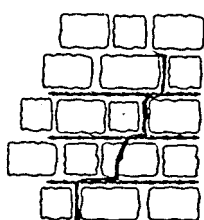
A. Podélné trhliny.



obr.1

Tato porucha bývá hlavním důvodem sanace či rekonstrukce objektu. Trhliny mohou probíhat přes část klenby, ale často procházejí z opěr celou klenbou. Příčinou bývá obvykle větší zatížení než na jaké byla klenba navržena nebo zvyšování nivelety koleje, čímž dochází k rozvírání mostu. Stále zvyšující se nápravové tlaky železničních vozidel a počty přejezdů přes most vyvolávají dynamické účinky, které havarijní stav takto porušených mostů urychlují. Na obr 1 je zobrazen tento jev společně s možnou sanační úpravou pomocí vyztužovacích tyčí.

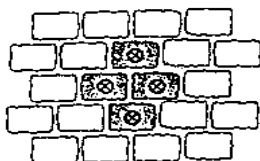
B Trhliny v opěře.



Tyto trhliny mají přímou souvislost s poruchami a trhlinami klenby, mohou být též způsobeny zatékáním vody z nefunkční izolace, nebo různou kvalitou založení konstrukce. Průběh trhlín je zobrazen na obr. 2. V řadě případů sledovaných mostů vznikly tyto trhliny z důvodu rozdílného sedání opěr základu mostu oproti sedání přilehlého násypu

obr.2

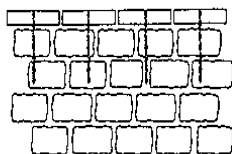
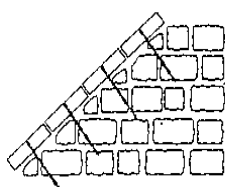
C. Kaverny



Jde v podstatě o uvolňování cihelného nebo kamenného zdiva vlivem zatékání vody do konstrukce, rovněž opakované pojezdy způsobují otřesy, kdy dochází k uvolňování kamenů či zdiva a to až do hloubky 2/3 tloušťky. Rozsah poškození je různý většinou se jedná o otvory menší viz obr.3

obr.3

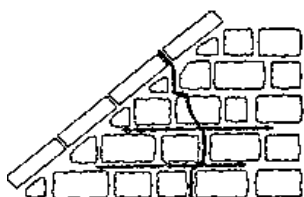
D Vysunutí desek.



Průčelní zdivo i zdivo šikmých mostních křídel bývá ukončeno krycími deskami obr.4. Vlivem zatékání vody, vlivem vegetace dochází k vytlačování těchto desek ven z objektu. Porucha mnohdy vznikne i za situace, kdy samotné kamenné desky bývají ve velmi dobrém stavu

obr.4.

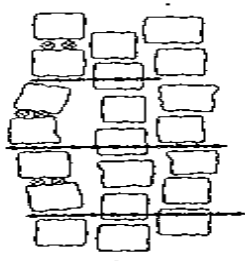
E.Odtržení konce křídla.



Tato porucha se často objevuje u mostů se šikmými křídly. Příčinou bývá podemletí konce křídla nebo špatné založení křídla, jako celku. viz obr.5

obr.5

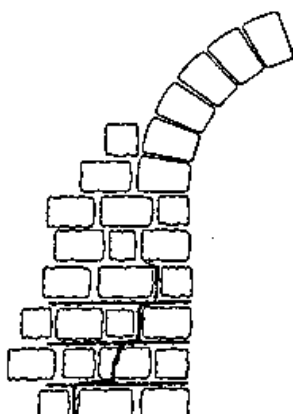
F.Vyboulení zdiva



Příčinou vyboulení zdiva bývá velmi často voda a vegetace. Tato porucha v mnoha případech předchází před vznikem kaverny. Je třeba posoudit hloubku uvolnění a místo, kde k poruše dochází. Zobrazení poruchy i se sanační opravou vyztužením ocelovými tyčemi je znázorněno na obr.6

obr.6

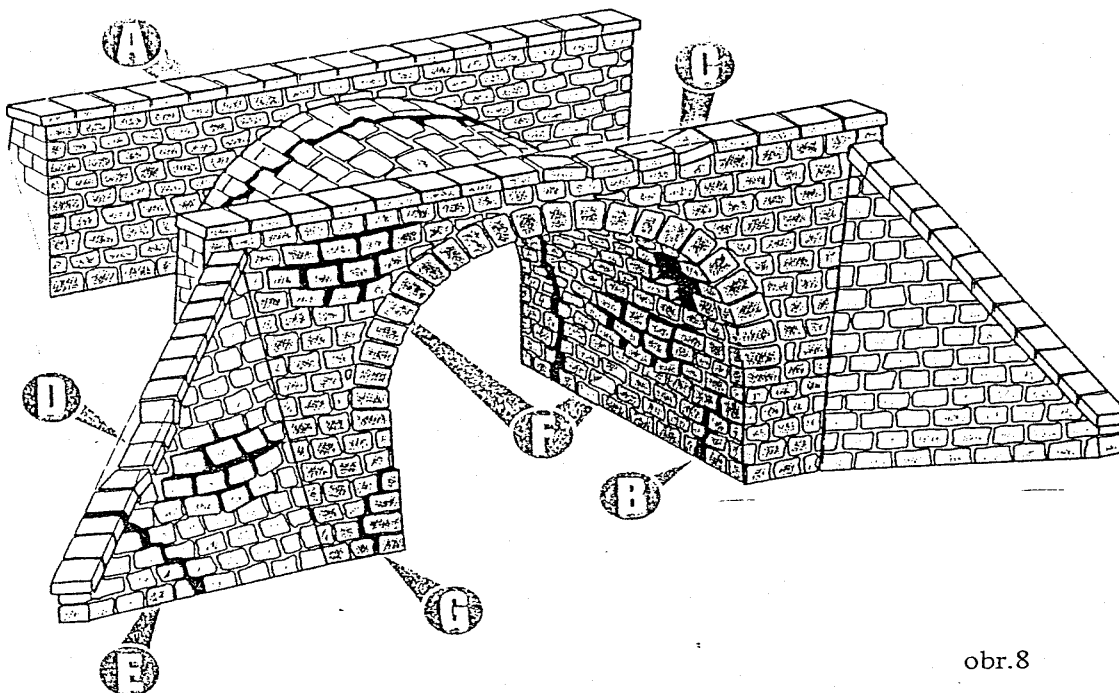
G.Odtržení opěry .



Tato porucha se vyskytuje stále častěji v poslední době u řady klenbových mostů. Příčina pro vznik této poruchy je stále zvyšující se nápravové tlaky kolejových vozidel na železničních mostech, nepříznivě působící dynamické účinky vozidel na násypy ve kterých vznikají boční tlaky jimiž jsou pak namáhány průčelní zdi. Tyto účinky způsobují buď posun opěry a nebo v případě, že spojení opěry s klenbou je spolehlivé a odolává posunutí může dojít k oddělení trhlinou části klenby s průčelní zdi dle obr.7

obr.7

Celkový přehled typických možností poruch a poškození cihelných, kamenných a betonových klenbových mostů je zobrazen na obr.8



obr.8

Z prováděného sledování poruch na těchto mostech, které se mnohdy stupňují až do způsobení havarijního stavu mostu můžeme uvést hlavní příčiny, které tyto poruchy způsobují.

- 1,) Poškozená izolace, zatékání vody narušuje spárování u kleneb cihelných a kamenných, vznikají trhliny vlivem mrazu.
- 2,) Degradace materiálu z let 1930 (cihly, kámen, beton) způsobují tvarovou změnu střednice.
- 3,) Vliv vegetace, nefunkční dilatace, způsobují zhoršování fyzikálních vlastností použitého materiálu.
- 4,) Zvyšující se nápravové tlaky kolejových vozidel a počty přejezdů způsobují soustavné přetěžování mostů, jak statické, tak hlavně dynamické, na které tyto mosty, klenby nejsou dimenzovány. Vznikají poruchy základů vlivem sedání opěr a odlišného sedání přílehlého násypu, které zasahují nosnou konstrukci a mění podmínky podepření mostu.
- 5,) Změny provozní, vzdálenost os kolejí (původní 3m nyní 4m) snižuje roznášecí šířku a roznos zatížení. Výškové změny na mostě zvyšování nivelety vede k rozevírání mostů.
- 6,) Změny průřezů při rekonstrukcích včetně nového půdorysného uspořádání mohou způsobit odlišné namáhání než na které klenby byly navrženy.

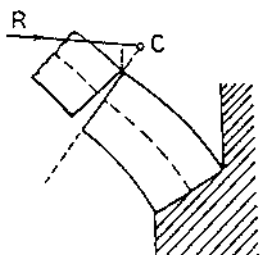
Vzhledem k tomu, že významný vliv na poruchy těchto mostů má vliv zatížení, jeho stoupající intenzita jež vede mnohdy až k přetěžování těchto mostů, je třeba věnovat určitou pozornost právě statickému řešení těchto mostních konstrukcí, (průběhu vnitřních sil), aby bylo možno porovnávat různé stavy současnosti, s provedenými návrhy a realizacemi těchto staveb v minulosti.

Materiál, vlastnosti.

Materiál, cihly, kámen má daleko k materiálu, který by vyhovoval Hookeovu zákonu. Vyjádření vztahu mezi přetvořením a napětím je příliš složité, takže oblouky byly mnohdy považovány za oblouky z pružného materiálu což bylo v rozporu se skutečností.

Podmínky rovnováhy klenby.

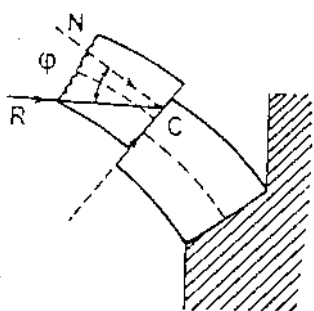
Pro klenbu platí tři podmínky rovnováhy, kterým musí konstrukce vyhovět v každé spáře:



a) Podmínka rovnováhy vzhledem k pootočení.

V libovolném průřezu klenby nesmí tlakové centrum vystoupit z průřezu viz obr.9

obr.9



b.) Podmínka rovnováhy vzhledem k posunutí.

Úhel sevřený paprskem výslednice a kolmic k vyšetřované spáře nesmí být větší než úhel tření φ , který je přibližně pro zdivo na maltě $\varphi = 22,5 - 37^\circ$ - viz. obr.14

obr.10

c.) Podmínka bezpečné pevnosti.

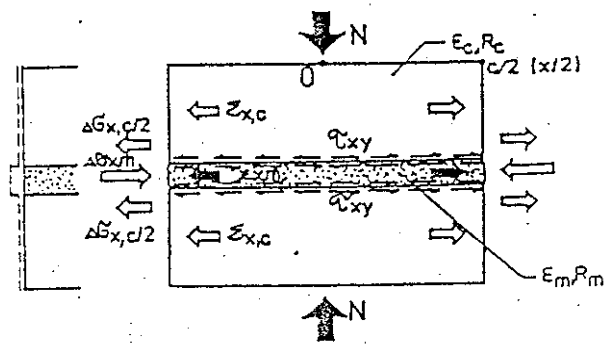
V žádné části průřezu nesmí být při namáhání překročena pevnost materiálu klenby.

Specifické problémy vzniku poruch u mostů klenbových z kamene a cihel.

U zděných mostů z kamene a cihel odezvou konstrukce na statické zatížení s dynamickou složkou je časově závislá deformace, přetvoření nebo porucha. To znamená, že v čase dochází k postupnému nárůstu deformací, (přetvoření), rozvoji a šíření poruch, které pak v konečném stádiu vedou k zhroutilí konstrukce. Z původních vlasových trhlin nepravidelně uspořádaných v cihelném zdivu, či maltě, dochází ke vzniku trhlin větší šířky k uvolňování zdiva ve spárách k vypadávání malty a k havarijním stavům. Příčinou poruch zdiva jsou fyzikální, chemické a biologické vlivy. Snižování objemu zdiva narušováním jeho celistvosti a rozpadem jeho složek se snižuje únosnost zdiva.

Trhliny, jako závažné poruchy zdiva vznikají buď vlivem změny stavu napětí nebo přetvoření ve zděném prvku následkem změny zatížení, deformací a přetvořením přilehlých prvků, degradací a rozrušováním zdiva. Podle příčiny vzniku jsou trhliny způsobeny silovými nebo přetvárnými účinky zatížení, dále změnou stavu napětí, případně přetvoření ve zděném prvku (rovinný nebo prostorový stav napjatosti.)

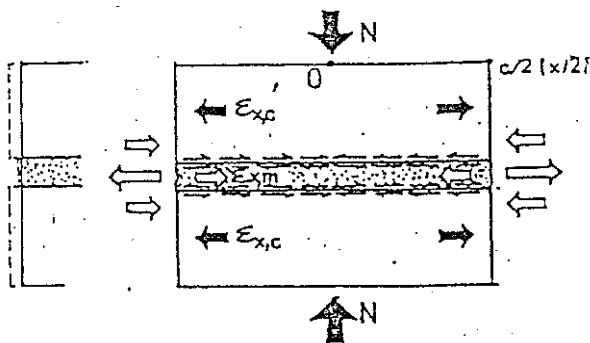
Zdivo možno klasifikovat, jako nehomogenní křehký materiál skládající se ze dvou látek o různých fyzikálních charakteristikách. U běžného zdiva jsou zpravidla tlaková svislá a tahová vodorovná přetvoření malty při zatížení zdiva svislými silami větší než



$$R_c > R_m, E_c > E_m \Rightarrow \varepsilon_{x,c} < \varepsilon_{x,m}$$

$$\varepsilon_{x,c} = \varepsilon_{x,m} \Rightarrow \Delta G_{x,c} \dots \dots \text{TAH}$$

$$\Delta G_{x,m} \dots \dots \text{TLAK}$$

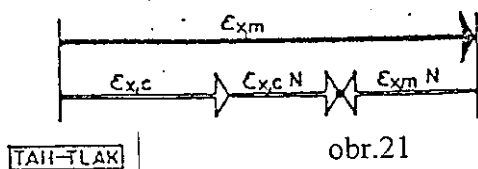


$$R_c < R_m, E_c < E_m \Rightarrow \varepsilon_{x,c} > \varepsilon_{x,m}$$

$$\varepsilon_{x,c} = \varepsilon_{x,m} \Rightarrow \Delta G_{x,c} \dots \dots \text{TLAK}$$

$$\Delta G_{x,m} \dots \dots \text{TAH}$$

podmínka kompatibility



obr.21

odpovídající přetvoření kusového staviva, (cihel) avšak celkově menší než odpovídající přetvoření samotné malty bez spolupůsobení s kusovým stavivem. U malt s malou pevností je soudržnost malty a cihel malá a při tlakovém zatížení zdiva je malta vytlačována ze spár viz obr.11 Soudržnost obou materiálů zajišťuje jejich spolupůsobení a tím i shodné přetvoření. V důsledku vzájemného působení je malta, která má tendenci k většímu příčnému přetvoření příčně tlačena a cihly příčně taženy. Pro tento případ poměru pevností malty a cihel může vzniku svislých trhlin v ložných spárách vyplněných maltou předcházet vznik svislých trhlin v cihlách, které se porušují tahem viz obr.11

Ve zdivu s maltou vysoké pevnosti dochází k obdobnému mechanismu, který však působí opačně. Cementová malta s vyšším modulem pružnosti přebírá v důsledku vyšší tuhosti menší příčné přetvoření příčná tahová napětí způsobená tendenci cihel k většímu příčnému přetvoření, cihly jsou v tomto případě namáhány příčným tlakem. Při rostoucím zatížení se objeví zpravidla první svislé trhliny ve výplni ložných spár a teprve následně nebo současně v

cihlách.

Základní příčinou porušování zděného prvku namáhaného svislým tlakem a vyčerpání jeho únosnosti v tlaku je rozvoj převážně tahových trhlin v cihlách.

Podmínku kompatibility (stejně příčné deformace cihel a malty v blízkém okolí styčné spáry) $\varepsilon_{x,c} = \varepsilon_{x,m}$ můžeme přibližně napsat ve tvaru

$$\frac{|\sigma_y| \cdot \mu_c + \Delta\sigma_{x\tau}}{E_c} = \frac{|\sigma_y| \cdot \mu_m - \Delta\sigma_{x\tau}}{E_m}$$

$$\Delta\sigma_{x\tau} = \frac{2}{t} \int_0^{x/2} \tau \cdot dx$$

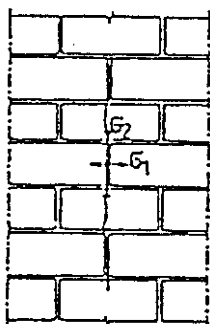
normálová síla na jednotku délky spáry způsobená smyk. tokem τ .

V důsledku vzájemného spolupůsobení je mezní pevnost zdiva R_{msc} menší než pevnost jeho únosnější složky (na př. cihel R_{uc}), avšak zpravidla větší než pevnost jeho únos-

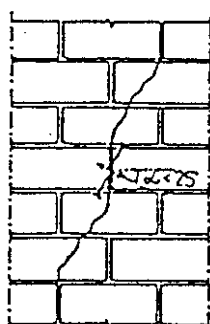
nější složky (na př. cihel R_{uc} avšak zpravidla větší než pevnost, která by odpovídala pevnosti tělesa vyrobeného z méně únosné složky zdiva, (př. malty R_{mc} .) Se zvyšující se výškou ložné spáry se příznivý účinek příčných tlakových sil $\Delta\sigma, \tau$ na výslednou pevnost malty postupně omezuje pouze na průřezy přiléhající ke smykovým spárám cihla-malta. V odlehých průřezech dochází k vytlačování a rozrušování malty ložné spáry, (pevnost malty v tlaku je zde v důsledku vyšších příčných tahových napětí nižší tedy $\varepsilon_{xmn} \rightarrow 0$.)

Z uvedeného vlivu vzájemného spolupůsobení složek zdiva je zřejmý význam dodržování předepsaných výšek ložných spár, význam vlivu případného příčného vyztužování zdiva v ložných spárách na zvýšení pevnosti zdiva. Pevnost zdiva v tlaku R_{msc} by se měla vyjadřovat jako proměnná hodnota závislá na pevnosti cihel v tlaku R_{uc} , malty v tlaku R_{mc} a pevnosti cihel R_{ut} popřípadě malty R_{mt} v tahu, při čemž právě pevnost cihel R_{ut} se uplatňuje zejména u zdiva při zatíženích blížících se meznímu zatížení, kdy nastává rozvoj trhlin a má tedy významný vliv na zůstatkovou únosnost zdiva. Trhlinka vznikne v tom místě (průřezu) zděné konstrukce, kde působící normálové napětí v tahu překročí lokální (místní) pevnost zdiva v tahu R_{mst} případně kde hodnota příčného přetvoření překročí hodnotu mezního poměrného přetvoření v tahu ε_{xm} . Pevnost zdiva v tahu, jako heterogenního materiálu závisí na poloze průřezu, to je na vzdálenosti a poloze posuzovaného průřezu vzhledem k ložným a příčným spárám. U tlačných mostních opěr klenbových mostů obvykle první svislé tahové trhliny vznikají ve střední třetině výšky prvku. Zde jsou největší hodnoty příčného přetvoření ε_x a z těchto míst se šíří trhliny směrem nahoru a dolů. Vznik trhlin v patách klenby nebo v dolní části opěry výrazným způsobem snižuje únosnost opěry.

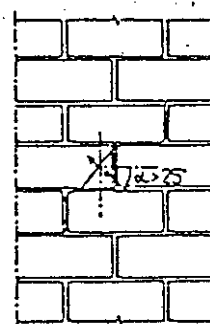
a) SVISLÉ TAHOVÉ TRHLINY



b) ŠIKMÉ TAHOVÉ TRHLINY



c) STUPŇOVITÉ TAHOVÉ TRHLINY

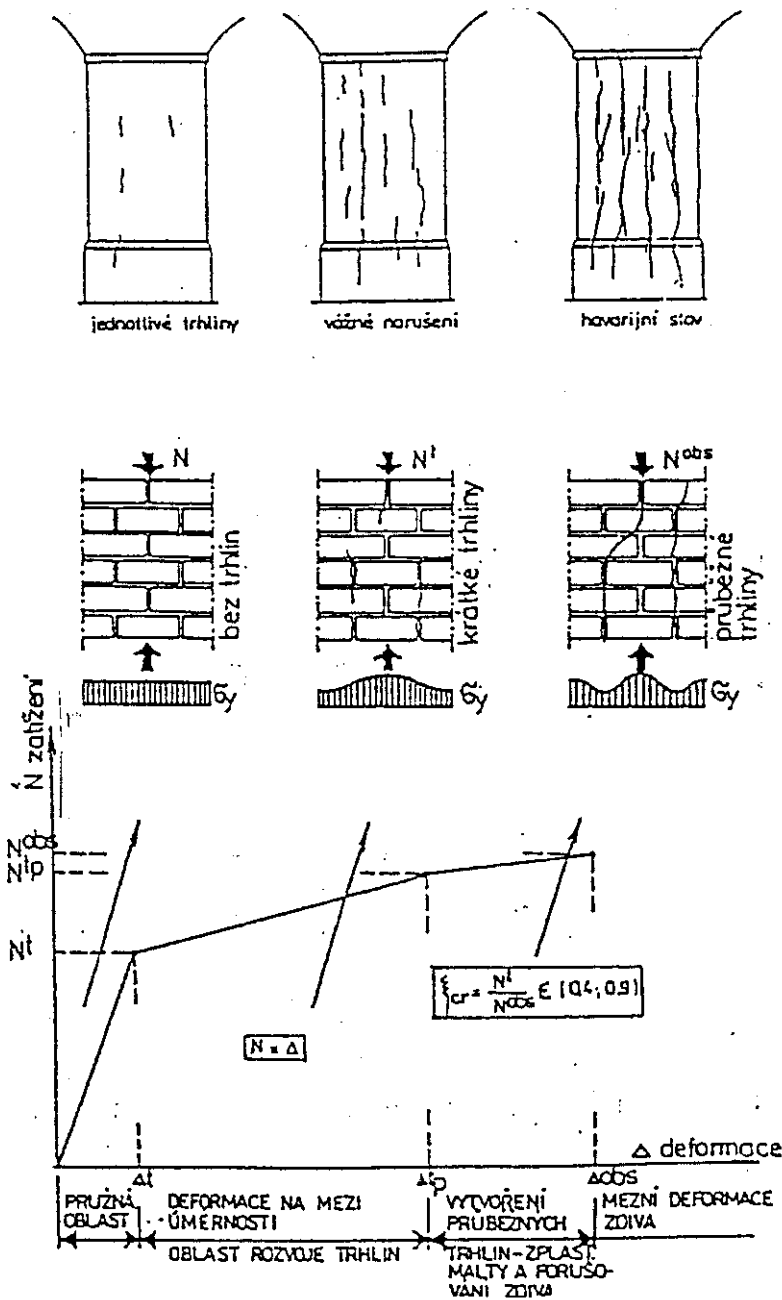


Obr. 12

Vedle svislých tahových trhlin vznikají v případech, kdy směr hlavního napětí v tahu svírá s vodorovnou osou úhel $\alpha > 25^\circ$ stupňovité trhliny procházející styčnými a ložnými spárami. Je-li úhel $\alpha > 25^\circ$ probíhají trhliny ve styčných spárách a v cihlách a mohou být částečně šikmé ve směru hlavního napětí v tlaku. Smykové trhliny svislé i šikmé vznikají v místech rozdílného posunu dvou částí jednoho prvku a nebo v místech dvou na př. kolmých prvků. Jejich nejčastější příčinou jsou účinky objemových změn a rozdílného sedání. Pro smykové trhliny v provázaném zdivu je charakteristické, že jsou vytvořeny z řady po sobě následujících krátkých šikmých tahových trhlin zpočátku vlasových později výrazně viditelných šikmých.

Vedle lokálních trhlin se ve zděné konstrukci můžeme setkat i s výskyty trhlin, které jsou důsledkem přelévání (redistribuce) tahových či smykových napětí po průřezu zděného prvku z části porušeného trhlinou do části neporušených. Na obr. 12 je zobrazen rozvoj trhlin dle uvedeného popisu

Na obr.13 je uveden pracovní diagram zděného tlačného prvku N, ε zidealizovaný, který je charakteristický třemi oblastmi. K tomuto diagramu je zobrazeno předpokládané porušení svislé zděné konstrukce trhlinami tak, jak v jednotlivých stádiích zatěžování bude pravděpodobně probíhat.viz obr.13



Obr. 13

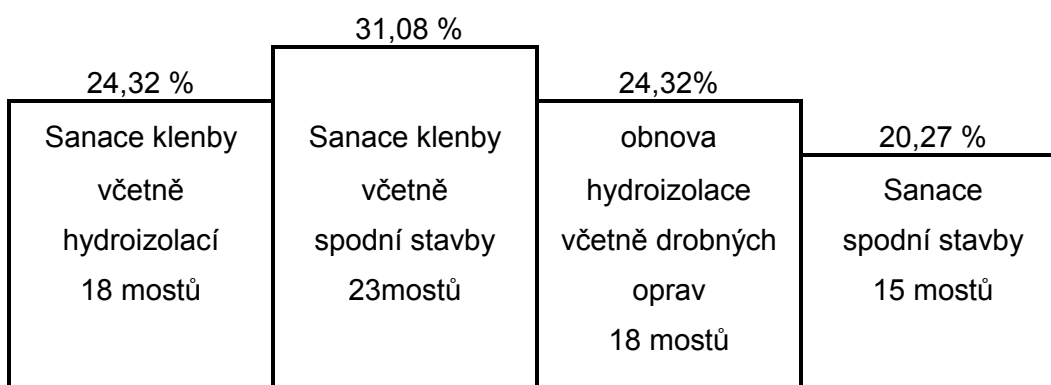
Začátek porušení je charakteristický vytvořením jedné nebo více průběžných svislých trhlin. Svislé trhliny obvykle vznikají v prodloužení styčných spár. Rozdělením zděného pilíře průběžnými svislými trhlinami na jednotlivé sloupky je dosaženo mezního stavu únosnosti. Častou příčinou snížení únosnosti zdiva je jeho nekvalitní provedení rozdílná kvalita kusového staviva a malty v ložných spárách. Rozdílné nepružné dotlačování zdiva může být způsobeno rozdílnou kvalitou malty případně rozdílnou tloušťkou ložných spár.

Při posuzování klenbových mostů nelze opomenout při sledování způsobu porušení i trhliny vzniklé účinkem objemových změn na konstrukci způsobených změnou teploty, kdy jde zpravidla o smykové trhliny v důsledku cyklického charakteru tohoto účinku.

Poměrně rozsáhlou skupinu poruch zděných mostních kleneb tvoří poruchy způsobené vynuceným přetvořením v důsledku změny tvaru základové spáry, to je nerovnoměrným poklesem a pootočením. Jde o poklesy, drcení materiálu v důsledku koncentrace tlakových napětí. Podobné porušení zdiva může vzniknout v místech náhlé změny průřezu třeba vlivem změny provozního půdorysného uspořádání na železničním svršku. Závažným činitelem pro vznik poruch u těchto konstrukcí je i celková degradace materiálu, která vzniká opakovanými procesy, souvisejícími se změnami vlhkostí, vysušováním a změnami teplot, kdy materiál mění svoje fyzikální vlastnosti.

Závěr

Vzhledem k tomu, že je průběžně sestavován plán oprav a rekonstrukcí těchto mostů mohli by uvedené informace posloužit právě pro vytypování vhodných objektů pro tyto účely. Oprávněnost zajímat se o tyto konstrukce je dána i tím, že ze 106 vybraných mostů GRČD pro sanace a rekonstrukce je 74 klenbových u kterých byl specifikován následující rozsah prací viz tabulka



Zbýlých 32 mostů což činí 30,18 % jsou mosty jiného charakteru většinou ocelové .

Literatura:

- (1) Akademik Bechyně Betonové obloukové mosty
- (2) Lipanská E Historické klenby
- (3) Stavební ročenka ČKAIT 1997

Rekonstrukce mostu v km 9,926 trati Liberec - Harrachov

Ing. Tomáš Sklenář, ČD DDC, přednosta SMT SDC Liberec
Ing. Libor Marek, TOP CON servis s.r.o.

Investor: České dráhy s.o., DDC, Stavební správa Praha
Správce mostního objektu: České dráhy s.o., SDC Liberec
Projektant : TOP CON servis, s.r.o., Praha
Zhotovitel: Chládek & Tintěra Pardubice a.s.

Úvod

Železniční most v km 9,926 trati Liberec – Harrachov st.hr. je klenbový kamenný viadukt o třech polích a nachází se v mezistaničním úseku Liberec – Jablonec nad Nisou v zalesněné lokalitě zvané „Zelené údolí“ v nadmořské výšce 450 m. Přestože se jedná o trať regionální, jde o živou dopravní cestu, která má především pro místní veřejnou dopravu velký význam a stane se součástí regionálního dopravního systému s výrazným podílem kolejové dopravy v liberecko–jablonecké aglomeraci.

Most byl postaven v roce 1890. Z důvodu nevyhovujícího stavebně-technického stavu byl podle od roku 1961 navrhován na sanaci či generální opravu. Až v roce 2000 byl vypracován projekt a v roce 2001 zařazen do plánu investiční výstavby železniční infrastruktury v důsledku jeho havarijního stavu.

Na podkladě stavebně-technického průzkumu zdiva pilířů, základů a charakteru poruch, byla navržena rekonstrukce, která spočívala v celkové sanaci se zachováním spodní stavby. S ohledem na charakter trati a typ mostu bylo rozhodnuto a projednáno s investorem stavby, že se upustí od budoucího mechanizovaného čištění kolejového lože na mostě. Tento požadavek by znamenal velmi nákladnou rekonstrukci horní části mostu pro zajištění nutného profilu kolejového lože, s dopadem na délku dlouhodobé výluky.

Stav mostu před rekonstrukcí

Objekt sleduje průběh širé trati v levostranném směrovém oblouku o poloměru $R=150$ m a převýšení $p = 129$ mm. Trať v daném úseku stoupá 20,6‰. Na mostě je svršek tv. S 49 na dřevěných pražcích. Délka mostu je 49,67 m. Kolmá světlost v úrovni patek klenby je 12,0 m. Podél vnitřního kolejnicového pasu probíhá přídržná kolejnice, pojistný úhelník je u vnější kolejnice. Kamenné římsy mostu, stejně jako celá stavba, sledují směrový oblouk tratě. Zábradlí, ukotvené v římsách, bylo v nedostatečné vzdálenosti od osy koleje (2,3 – 2,5 m).

Zdivo kamenného klenbového viaduktu je kvádrové řádkové z liberecké žuly. Viadukt byl postaven koncem 19. století v r. 1946-47 byly provedeny úpravy pod mostem, které spočívaly v zasypání krajních otvorů kleneb, ukončených patními opěrnými zdmi. Tato dodatečná úprava nebyla staticky výhodná, neboť vnesla do spodní stavby vodorovné síly od tlaku zeminy. Přetížení základové spáry od nadnásypu vedlo rovněž k sednutí patek pilířů, a tím k potrhání kamenného zdiva jak klenby, tak i pilířů. Přes nefunkční hydroizolaci voda prosakovala klenbou.

Násypy uvnitř obou krajních polí mostu jsou, podle rekognoskace terénu stabilní, avšak podle statického výpočtu nebylo dosaženo dostatečného stupně bezpečnosti a navíc svahy zároveň zatěžují jednostranně oba pilíře.

Zdivo klenby bylo příčně popraskané s průsaky vody v důsledku nefunkční hydroizolace. Na vytypovaných místech trhlin klenby, byly osazeny kontrolní betonové vzorky (terče), na kterých se sledoval stav rozevření trhlin. Spárování bylo místy vypadané (vyplavené), v podhledu klenby se tvořily vápencové krápníky. Maltová výplň byla velmi často vyplavena nebo zcela chyběla. Opěrné zdi (u pilířů) byly postaveny z nekvalitního betonu, který byl v lícové straně rozpadlý.

Nový stav mostního objektu

Posílení únosnosti v základových spárách pilířů

Základní technologie, navržená pro podchycení podpěr mostu, byla trysková injektáž. Injektovaná zemina přebírá zatížení podpor v jejich základových spárách a přenáší je do větších hloubek do polohy zvětralé žuly cca 2,0÷3,0 m pod úrovní základových spár pilířů.

Na obou pilířích byla TI navržená v kombinaci s kotvami s cílem omezení vodorovných účinků zemního tlaku. Touto technologií bylo dosaženo v daných poměrech vytvoření sloupů o průměru 1,2÷1,6 m při pevnostech injektované zeminy 5,0÷8,0 MPa. Jednotlivé sloupy byly prováděny z prostoru středního mostního pole vždy ve vějířích, které vytvořily podélná žebra pod základovými patkami.

Zajištění stability dříků pilířů

Proti svahům násypů byly oba pilíře zakotveny tyčovými zemními kotvami dvou výškových úrovních. Kotvy vyrovnávají excentricitu zatížení základové spáry pilířů, která je způsobena jednostranným zemním tlakem násypu.

Posílení kamenného zdiva

Pro sanaci trhlin v kamenném zdivu klenby a pilířů byly použity krátké kotvy a pruty výztuže HeliBar, systému Helifix. Pilíře byly zpevněny po obvodě uzavřenými třmeny, klenba pak ortogonálně kladenými podélnými a příčnými pruty v kombinaci s krátkými kotvami.

Dokonalým spolupůsobením se zdivem se zamezilo vzniku nových trhlin, bez vnášení nových sil do konstrukce.

Sanace poprsních zdí kleneb

Poprsní zdi kleneb byly sanovány injektážemi s vloženými ocelovými pruty do injektážních vrtů. Vrty byly prováděny z úrovně odbourání kamenných říms. Ocelové výztužné pruty byly vzájemně zavázány s výztuží nových říms.

Injektáže a spárování

Kamenné zdivo klenby, pilířů i čel bylo proinjektováno a lícové plochy byly hloubkově přespárovány. Betonové zdivo vlastních dříků podpěr mostu a základových patek bylo tlakově injektováno klasickým způsobem injektáží zdiva.

Sanace opěrných zdí

Betonové opěrné zdi v patě zásypových kuželů byly postaveny z nekvalitního betonu. V rámci rekonstrukce byla provedena plošná sanace líců přibetonováním nové vrstvy v tl. 100 mm s výztužnou sítí a ŽB římsou.

Chodníky a římsy

Mostní průjezdní průřez MPP 2,5R byl na mostě zajištěn rozšířením o oboustranné ocelové chodníky, umístěné na konzolách. Ty byly kotveny do částí říms, zbylých po odbourání. Kotevní prvky byly se římsami zmonolitněny. Na ocelové konzoly byly osazeny dva podélné nosníky, které nesou chodníkový plech s oválnými výstupky.

Zábradlí

Nové ocelové svařované zábradlí výšky 1100 mm je z otevřených válcovaných profilů. Sloupky a vodorovné výplňové pruty jsou přichyceny k chodníkovým konzolám přivařením na montáži.

Hydroizolace

Nosná konstrukce byla opatřena celoplošnou plovoucí hydroizolací v jednostranném sklonu 5%. Izolace je příčně spádována k podélnému trativodu. Vyústění drenáží je ve vrcholu každé klenby trubkou s chrličem. Chrliče vody jsou zhotoveny z korozivzdorné oceli.

Aplikovaná je izolace celoplošná z modifikovaných natavitelných asfaltových pásů s ochranou (Teranap). Na obou koncích mostu jsou příčné drenáže, do kterých je zatažena izolace z mostu.

Přechod z tratě na most

Přechody z tratě na most jsou zajištěny pomocí drátokamenných košů (gabionů). Ocelové zábradlí je osazeno i na přechodové oblasti do betonových patek, které jsou součástí gabionových košů.

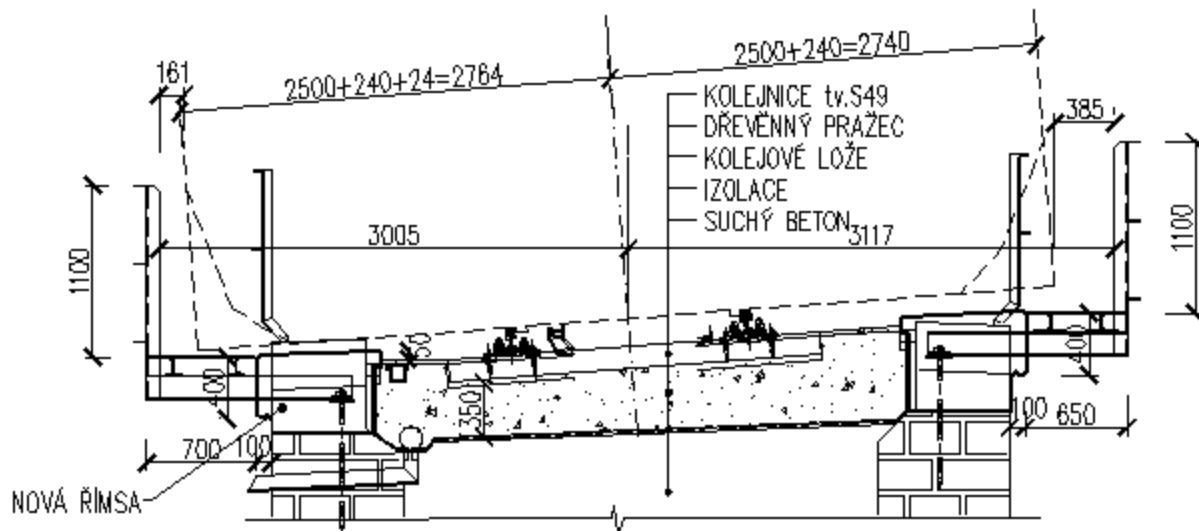
Postup prací

Práce, spojené se zvýšením trvanlivosti spodní stavby (spárování, injektáže, vyztužení zdiva) probíhaly v předstihu a bez dlouhodobých výluk. Rovněž osazení konzol ocelové podlahy se prováděly z lešení, postaveného podél mostu. Dlouhodobá výluka v trvání 10 dní byla zahájena odstraněním žel. svršku na mostě. Poté byly odebrány šterkové a zásypové vrstvy kleneb. Na nové zásypové vrstvy byla uložena hydroizolace. Následně byl osazen železniční svršek a dokončeny práce na ocelových podlahách a přechodech do tratě.

Závěr

Závěrem lze vyslovit přesvědčení, že za přispění všech zúčastněných stran se moderními sanačními metodami povedla zdařilá rekonstrukce pozoruhodného kamenného mostu z konce 19.století a jako jeden z nejvýznamnějších objektů této trati dává dobré předpoklady pro zvýraznění důležitosti a potřebnosti železnice pro místní region.

PŘÍČNÝ ŘEZ



LIBEREC

KM 9,900 485

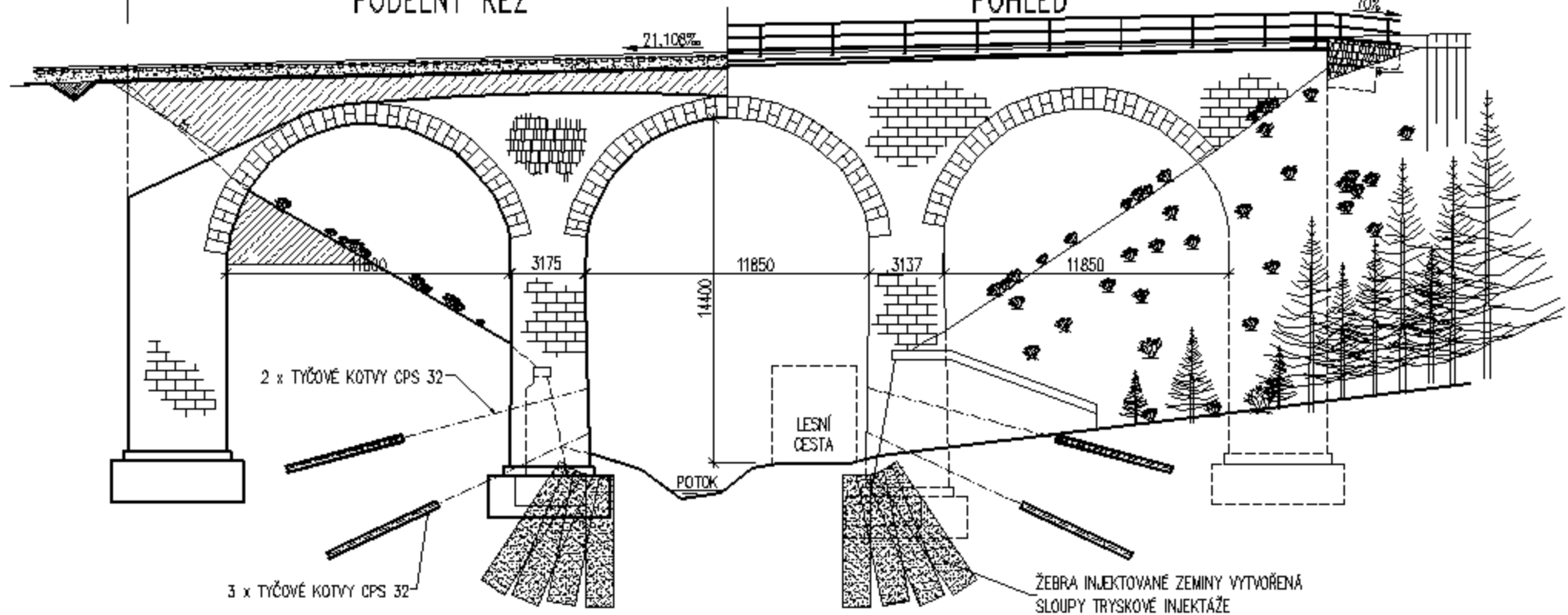
PODÉLNÝ ŘEZ

49930

POHLED

KM 9,949 849

HARRACHOV







Oprava mostu v km 22,043 trati Jaroměř - Královec

Ing. Martin Havelka, Chládek&Tintěra Pardubice a.s.
Ing. Libor Marek, TOP CON servis s.r.o.

Identifikační údaje stavby

Investor:	České dráhy s.o., SDC o.z., Hradec Králové Riegrovo nám. 1660, Hradec Králové
Správce mostního objektu:	České dráhy s.o., SDC, Hradec Králové
Projektant:	TOP CON servis, s.r.o. Varšavská 30, Praha 2
Zhotovitel:	Chládek aTintěra Pardubice a.s. Na Zavadilce 2677, Pardubice
Okres:	Náchod
Traťový úsek :	Jaroměř - Královec
Staničení :	km 22,043
Počet otvorů:	1
Délka mostu:	44,50 m
Světlost :	7,50 m v úrovni patek klenby
Délka přemostění:	7,50 m
Výška objektu:	15,70 m
Výška mostního otvoru:	13,40 m
Šířka mostu:	6,30 m
Vzepětí klenby:	3,90 m
Překonávaná překážka :	potok a lesní pěšina
Úhel křížení :	cca 97°

Původní stav mostního objektu

Jednokolejná neelektrifikovaná trať dotčeného úseku vede z obce Řeštova Lhota v zářezu, který přechází v násep a překračuje dvěma mosty (km 21,755 a km 22,043) přílehlé vodoteče. Mostní objekt v km 21,755 prošel zásadní rekonstrukcí již před několika lety. Oprava mostu v km 22,043 byla náplní tohoto projektu. Jedná se o klenbový kamenný most o jednom poli s přílehlou tratí v délce 750m, na které byla provedena směrová a výšková úprava. Celkový stav mostu byl po stavební stránce hodnocen revizní zprávou jako nevyhovující. Spárování cihelného zdiva klenby bylo vypadané, zdivo částečně rozvolněné, z lícních ploch bylo odtrženo a lokálně i chyběly cihly. Přes nefunkční izolaci nosné konstrukce voda prosakovala klenbou. Kameny říms křídel byly rozvolněné, místy vypadané.

Provedené průzkumné práce potvrdily poměrně vhodné základové poměry v místě stávajícího železničního mostu. Základová půda byla konsolidovaná a podzemní voda

základové poměry neovlivňovala. Zásyp za opěrami tvořily převážně písčité a štěrkovité zeminy s hlinitou příměsí.

Na základě provedení technických prací a laboratorních zkoušek se při rekonstrukci vycházelo z následujících předpokladů.

Obkladový kámen byl mírně zvětralý až navětralý, málo porušený a podle výsledků kontrolních zkoušek pevností v prostém tlaku byla tato hornina zařazena do třídy R2.

Materiál zásypu byl propustný a nezhutněný, cementová složka byla vyplavena.

Vodní tlakové zkoušky prokázaly velmi dobré vlastnosti materiálu opěr s velmi nízkou spotřebou vody při vodní tlakové. Tyto hodnoty odpovídají pro zdivo jemně až středně pórovité.

Na odebraných vzorcích cihelného zdiva z klenby mostu byla provedena zkouška pevnosti hornin v jednoosém tlaku, které prokázaly vysokou pevnost 38,5-46,5 MPa. Proto bylo možné předpokládat, že materiál klenby byl zachovalý a pokud i zbývající část klenby měla podobné vlastnosti, nehrozila deformace klenby z důvodů rozložení jednotlivých cihelných prvků.

Nový stav mostního objektu

Délka mostu a rozpětí zůstávají beze změn. Šířka mostu se změnila na 6,30 m, mostní průjezdní průřez se upravil na MPP 2,5R. Kolej na mostě byla upravena do levostranného oblouku o poloměru $R = 272$ m, s převýšením $p = 144$ mm, stoupání tratě je 14,563‰.

Rekonstrukce mostu se skládala z následujících hlavních činností:

- Injektáže polyuretany
- Sanace klenby - systém Helifix
- Povrchová úprava sanované klenby
- Sanace opěr a křídel
- Povrchová ochrana kamenných částí mostu
- Zhotovení nových říms
- Provedení vodotěsné izolace
- Úprava koryta potoka
- Směrová a výšková úprava žel. svršku

Injektáže polyuretany

Pro zpevňující injektáž cihelné klenby byl použit systém dvousložkových polyuretanových pryskyřic typu BEVEDAN® - BEVEDOL® WF firmy CarboTech Bohemia.

Před započítím injektážních prací byla odstraněna rozvolněná zdicí a spárovací malta včetně uvolněných částí cihel. Trhliny velké šířky byly vyčištěny a zaspárovány cementovou maltou. Chybějící cihly byly nově dozděny z kvalitních pálených cihel. Rozmístění injektážních vrtů (pakrů) bylo provedeno v rastru 600mm x 600mm.

Sanace klenby - systém Helifix

Pro sanaci cihelné klenby byly použity krátké kotvy a výztužné pruty systému Helifix. Do vyřezaných spár byly vloženy 2 ks $\phi 6$ mm prutů HeliBar, do vrtaných otvorů na délku 650 mm byly vloženy kotvy CemTie $\phi 8$ mm. Cementovou zálivkou HeliBond MM2 se zajistilo dokonalé spolupůsobení se zdivem a tím se zamezilo vzniku nových trhlin, bez vnášení nových sil do konstrukce. Příčné pruty HeliBar byly na konci klenby ohnuty o 90° do tvaru otevřeného U a zakotveny z líce klenby rovněž do vybroušených spár.

Povrchová úprava sanované klenby

Po provedené injektáži a zesílení se na cihelnou klenbu provedla vápenocementová omítka, která sjednotila povrch klenby. Omítka byla natřena disperzní barvou v odstínu pálené cihly s hydrofobizačním postřikem.

Sanace opěr a křídel

Opěry a křídla se omyly tlakovou vodou a opískovaly. Horní části křídel byly přezděny. Za ruby křídel se provedly nové povrchové drenáže. Původní odvodňovací prostupy křídel se pročistily.

Povrchová ochrana kamenných částí mostu

Všechny viditelné kamenné části mostu (klenba, poprsní zdi, křídla) se přespárovaly a opatřily ochranným hydrofobizačním nátěrem.

Zhotovení nových říms

Mostní průjezdní průřez MPP 2,5R je na mostě zajištěn rozšířením mostu o oboustranné betonové římsy. Ty byly kotveny do částí původního kamenného zdiva tyčovými kotvami z betonářské výztuže. Římsy byly vyztuženy vázanou výztuží se vzájemným prokotvením s trny v poprsních zdech.

Provedení vodotěsná izolace

Nosná konstrukce je opatřena mezilehlým systémem vodotěsné izolace, která je v podélném směru uložena ve spádu 2%. Použit je systém vodotěsné izolace z modifikovaných asfaltových pásů Paralon. Na obou koncích mostu je příčná drenáž v jednostranném sklonu 4%.

Úprava koryta potoka

Koryto potoka v rozsahu pozemku dráhy se vyčistilo, lokálně přezdilo resp. dozdilo z původního nebo nového kamene a přespárovalo.

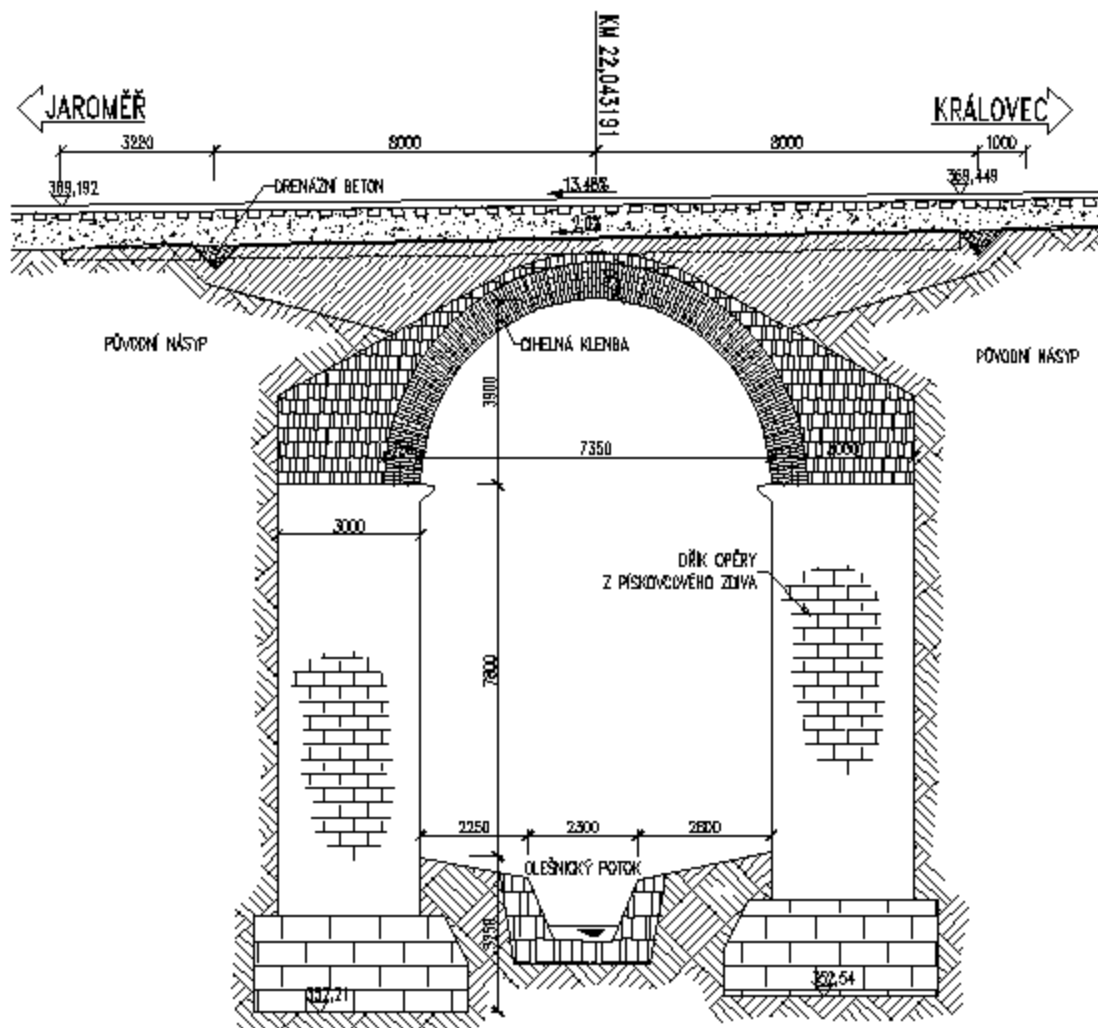
Směrová a výšková úprava žel. svršku

V rámci opravy mostu se provedla i směrová a výšková úprava železničního svršku v úseku cca 750 m. Při této úpravě se též pročistilo štěrkové lože a položil nový svršek na rekonstruovaném mostě.

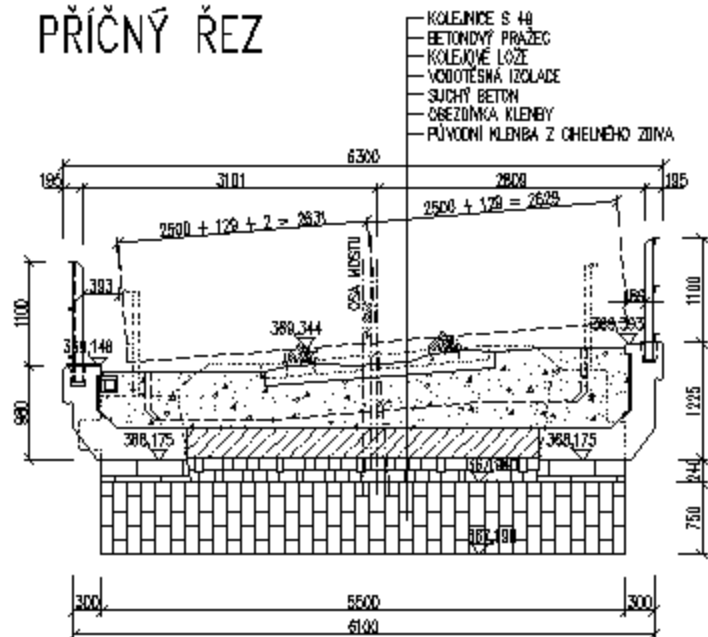
Závěr

Projekt stavby, navržené technologické postupy a způsob provádění většiny prací při plném provozu prokázali možnost hospodárného řešení opravy starého klenbového mostu s minimálními důsledky na provoz na i pod mostem. Byly při tom splněny všechny prostorové, provozní a zatěžovací podmínky ČD, včetně respektování všech připomínek jednotlivých správců sítí a podmínek ochrany přírody.

PODÉLNÝ ŘEZ



PŘÍČNÝ ŘEZ





Rekonstrukce Jezernických viaduktů

Ing. Karel Štěrba, SUDOP PRAHA a.s.

Trocha historie

V rámci modernizace úseku tratě Přerov - Hranice na II. koridoru byly rekonstruovány dva velké viadukty u obce Jezernice, jejichž historie vznikala před více jak 160 lety. Jsou skutečně dva, nalepené těsně k sobě, i když se na první pohled zdá, že most je jeden. Starší viadukt, cihelný (JVC), pro jednokolejku tzv. Severní dráhy Ferdinandovy z Vídně do Krakova, byl dokončen v roce 1842. Do provozu byl uveden až v roce 1847, při zprovoznění tratě z Lipníku nad Bečvou do Bohumína. Mladší, kamenný (JVK), byl postaven v roce 1873 při stavbě druhé koleje a je téměř kopií cihlového. Cihlový viadukt sloužil v té době již téměř 30 let. Délka viaduktů je úctyhodná (JVC - 426,44 m, JVK - 414,74 m) a pokud by jste je chtěli vidět nebo vyfotografovat v celku, je to možné pouze z některého horního okna rytířského sálu hradu Helfštýna nebo z letadla. Celkovému pohledu brání totiž bujná vegetace kolem potoka Jezernice, který viadukty přemostřují uprostřed své délky. V krajních otvorech je potom okresní a místní komunikace. K výstavbě viaduktů a provozu železnice se místní radní měli možnost vyjadřovat a jak vyplývá z dochovaných písemných dokumentů, uložených ve Státním archivu ve Vídni, největší obavy jezernických hospodářů pramenily z hluku a jisker parních lokomotiv. Hluk by plašil dobytek, jiskry by mohly zapálit doškové a šindelové střechy. S prvním se nedalo nic dělat. Druhá obava byla vzata v úvahu a na náklady stavby získali jezerničtí nehořlavé střechy.

Fakta o viaduktech

Široké údolí potoka Jezernice přemostřuje 42 klenb o světlosti 5,7 a 7,6 m rozdělených do 7mi sekcí; 6 sekcí je 5-ti otvorových, prostřední sekce má mostních otvorů 6. Mezi sekcemi jsou sdružené pilíře s malou klenbou, které fungovaly jako mezilehlé opěry a umožnily stavět most po částech - sekcích. Klenby jsou půlkruhové o vzepětí 2,85 a 3,8 m, tloušťka klenb je konstantní 63 cm. Celková šířka mostu je 10,7 m v místě velkých klenb. Nad malými klenbami (mezi sdruženými pilíři) se most rozšiřuje na 12,3 m. Délka přemostění není u obou mostů stejná (JVK - 407 m, JVC - 401 m). JVK má na obou koncích velké klenby, JVC je ukončen u opěr klenbami malými. Výška mostu nade dnem potoka je 14,5 m, nad terénem 13,0 m. U JVC jsou křídla rovnoběžná, JVK křídla nemá.

Projekt a realizace

S projektováním se začalo v roce 1996 studiemi, geotechnickým a stavebně technickým průzkumem a geodetickým zaměřením. JVC byl navíc zaměřen ortofotogrammetricky, protože od tohoto viaduktu neexistuje ani ve vídeňském archivu jediný plán. V roce 1997 následovala přípravná dokumentace, která podrobně zdokumentovala poruchy na obou mostech a návrh k jejich odstranění. Dalšími požadavky ze strany ČD bylo zvýšení únosnosti pro těžký zatěžovací vlak ČD T a rozšíření mostu pro výhledovou traťovou rychlost 160 km/h pro soupravy s výkyvnými skříněmi. Poslední fází projektové přípravy byla realizační dokumentace stavby. Projekty byly předány investorovi v prosinci 1998.

Objekty vykazovaly klasické poruchy běžné u kamenného zdiva na jakýchkoliv klenuťých mostech: vypadané spáry, trhliny v pilířích, podélné trhliny v klenbách, utržené klenební věnce, vykloněné průčelní zdivo, apod. Zatímco názory na opravu kamenného zdiva (pilíře obou mostů a klenby na JVK) byly jednoznačné, u cihelných klenb JVC tomu bylo naopak. Názory se střídaly, počínaje přezděním cihelných klenb (nevim už kolikátým od roku 1945 – pozn. projektanta) a konče klenbami železobeton-

vými. Stavební průzkum ale jednoznačně prokázal, že stávající cihelné zdivo je ve velice špatném stavu. Došlo ke kompromisu, od kterého už památkáři nehodlali ustoupit. „Tak si teda ty klenby zbourejte a udělejte si je třeba betonový, ale vypadat to musí jako cihelný, a když říkáme cihelný, tak myslíme z cihel, ne matrici do bednění nebo namažovat cihly na beton, to nebereme“. A bylo to.

No a teď jsme teprve začali projektovat něco, co nikdo z nás ještě nedělal. Že klenby JVC budou železobetonové, to bylo jasné, ale nechťelo se nám je na líci obkládat cihlami, protože každý most se při průjezdu vlaku chvěje, a obklad by mohl opadat. Nakonec jsme rozhodli, že na bednění se vyzdí pohledová cihelná klenba včetně klenebního věnce a na ní se vybetonuje klenba železobetonová jako hlavní nosná konstrukce. Kotvení cihelné klenby do betonové bylo provedeno kovovou sítí vkládanou do spar cihelných kleneb při zdění. Poté se zdila průčelní zeď z původních kamenů a na rubu se doplnila tenkou železobetonovou stěnou. Nakonec se vzniklý prostor, ohraničený po stranách novou poprsní zdí a kamenným viaduktem a zespodu novou železobetonovou klenbou, vylil pěnobetonem.

Každého hned zkraje napadne myšlenka klenby prefabrikovat, vždyť to je 42 jedno-otvorových mostů vedle sebe. Není. 42 kleneb JVC skutečně svádělo k prefabrikaci, která byla nakonec reálná pouze u říms. Prefabrikát klenby pro jeden mostní otvor by vážil 80 t. Vyrábět klenby po půlkách by bylo schůdné pro přepravu a manipulaci, ale přineslo by velké množství nežádoucích ať už pracovních nebo dilatačních spar. Tedy betonáž na místě. Tak aspoň na skruž použít systémové bednění. Bohužel bez možnosti rektifikace to nebylo možné. Z fotogrametrického zaměření mostu se zjistilo, že světlosti kleneb se liší až o 20 cm a rovněž vzepětí kleneb byla různá právě tak jako na JVK. Klenby JVC musely být co do geometrie věrnou kopií JVK. No a hlavním problémem byly termíny. Při požadovaných lhůtách výstavby by bylo nutno vyrobit nebo použít typové bednění alespoň pro dvě sekce tj. 10 kleneb, což by objekt nadměrně finančně zatížilo. Zbyla poslední možnost, kterou jsme také doporučili v projektu, a sice stavět most jako v minulém století. Každou klenbu na pevné dřevěné skruži. Zhotovitel nevněsł proti tomuto řešení žádnou námitku a vzal náš návrh jako jediný reálný za daných okolností.

Kamenné klenby byly více či méně prostoupeny trhlinami jak ve sparách tak i v kamenech. Protože průčelní zdi byly od kleneb v mnoha otvorech odtržené, v jednom případě dokonce dosahovala trhlina několika cm a mnoho kleneb bylo dalšími podélnými trhlinami rozděleno na klenební pásy, rozhodli jsme se pro příčné zafixování stávajícího stavu poddajnou výztuží, která bude schopna přenášet tvarové změny kleneb a poprsních zdí od zatížení. Tomuto požadavku nejlépe vyhovovaly nerezové kleštiny HELIFIX ve tvaru spirály, dovezené z Anglie. Jsou dvakrát únosnější než měkká betonářská ocel, vyrábějí se v tenkých profilech a jsou dokonale poddajné (při překročení únosnosti se nepřetrhnou, ale roztácejí se). Využití nerezových prutů pro rekonstrukci železničních mostů totiž vyvíjel HELIFIX společně s britskými železnicemi, kterým se tak podařilo zachránit řadu historických mostů. Bylo nutno tedy spojit – doslova sešít – nejchoulostivější místo na celé klenbě a to je klenební věnec. Výztuží ve tvaru kramle je spojena klenba s věncem a průčelní zdí. Kleštiny byly vkládány do vyfrézovaných drážek na líci kleneb a ohnuté konce zasunuty do předvrtaných otvorů. Takovéto spojení je dokonale pružné, dostatečně pevné a zesílené v místě, kde klenba vykazuje nejčastější poruchy.

Pilíře, porušené trhlinami, byly staženy rovněž nerezovými kleštinami, vkládanými do vrtů nebo do vyfrézovaných drážek. Následně se vrty injektovaly a ložné spáry vyplňovaly speciální maltou. Hlavy pilířů byly zpevněny injektáží na výšku jednoho metru a právě tak paty kleneb JVK. Vyinjektováním prostoru nad hlavami pilířů mezi patami

kleneb se podstatně zvýšila jejich únosnost, protože z půlkruhových kleneb se staly klenby segmentové, které se méně deformují. Podobně byly vyinjektovány i základové pasy a zemina pode dnem koryta potoka.

Vykloněné průčelní zdivo na JVK se muselo na třetině objektu přezdíť. Průčelní zdivo na JVC se opatrně rozebralo a uložilo v igelitových pytlích na palety vedle mostu pro novou poprsní zeď.

Nasazená železobetonová deska zahnutá přes průčelní zdi plní dvojí funkci – jako podklad pro izolaci a jako táhlo, které brání vyklánění poprsních zdí pod římsami. Do betonové směsi byla přidávána polypropylénová vlákna v množství $0,9 \text{ kg/m}^3$ a pravděpodobně ta zvýšila tahovou pevnost povrchových vrstev betonové desky natolik, že jeden terčík při odtrhové zkoušce musel být uražen palicí. Měřidlo to nezvládlo.

Pro hydroizolaci mostu byl použit systém ELIMINÁTOR. Membrána tloušťky 3 mm byla provedena stříkáním. Rovněž tento systém je anglický a byl vyvinut speciálně pro britské železnice.

Římsy jsou na mostě většinou prefabrikované, s dostatečným prostorem pro kabely. V místě sdružených pilířů (nad malými klenbami) jsou mosty rozšířené. Zde se římsové kabelové kanály betonovaly na místě spolu s roznášecí deskou pro trakční stožáry. Vedle zábradlí je z římsových prefabrikovaných žlabů zakrytých deskami vytvořen bezpečný služební chodník široký 80 cm, což považujeme u takto dlouhých mostů za nutnost. Zábradlí je na mostě tvarově stejné jako původní, tedy z plných profilů, přerušované nad pilíři mostu zábradelními pilířky.

Vždy je nepříjemné, když se během realizace objeví něco jiného než předpokládal projektant, zvláště u tak rozsáhlého objektu. A to se nám stalo hned na začátku u kamenného viaduktu. Po snesení svršku a ubourání říms jsme zjistili, že vnější průčelní zeď směrem do Jezernice má podstatně menší tloušťku než uváděla archivní dokumentace. V některých místech pouze 15 cm a zbytek byla spíše kamenná rovnánina, která kdysi dávno byla prolita vápennou maltou. Podobná situace se objevila i u druhé střední průčelní zdi mezi mosty a po provedení dvou kopaných sond bylo vše jasné. Průčelní zdivo na obou stranách JVK se musí zpevnit, protože rekonstrukce cihelného viaduktu (druhé poloviny mostu) začne zbouráním kleneb a vedle již provozovaného JVK zůstanou pouze pilíře. U vnější zdi se to řešilo injektáží z lešení do krátkých vrtů. Do vrtů se po injektáži vkládala betonářská výztuž. Z této strany se rovněž realizovaly vodorovné vrty přes celou šířku JVK a do vrtů se osadila táhla. Na vnitřní zdi se provedla stěna z mikropilot. Cihelný viadukt se boural po částech. Na střední poprsní rovnáninu kamenného viaduktu se natáhla ocelová síť, na předem připravená táhla se přišroubovaly převázky z válcovaných nosníků a celé se to zastříkalo cementovou maltou. Tak se pokračovalo až z JVC zbyly jenom pilíře.

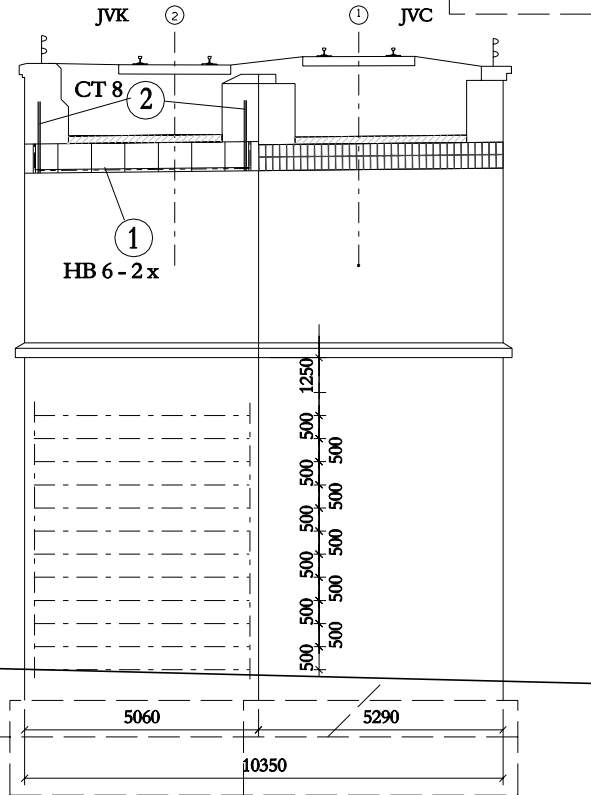
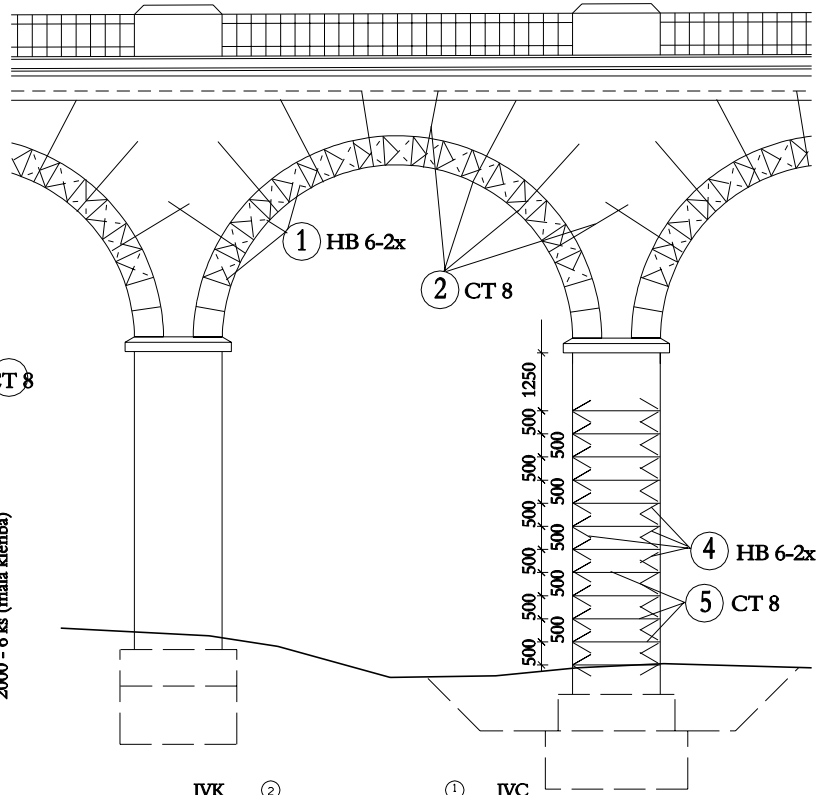
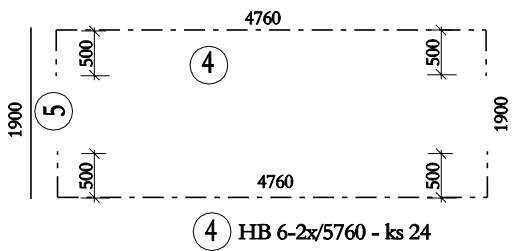
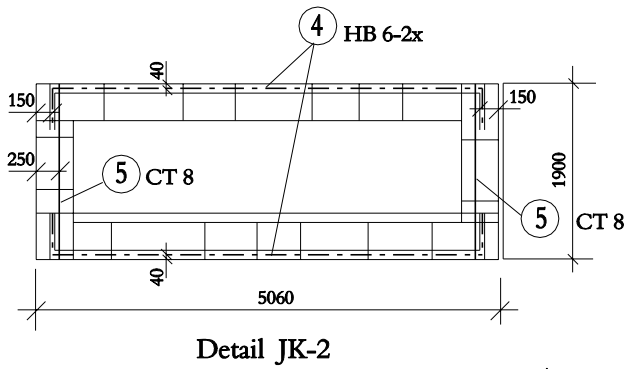
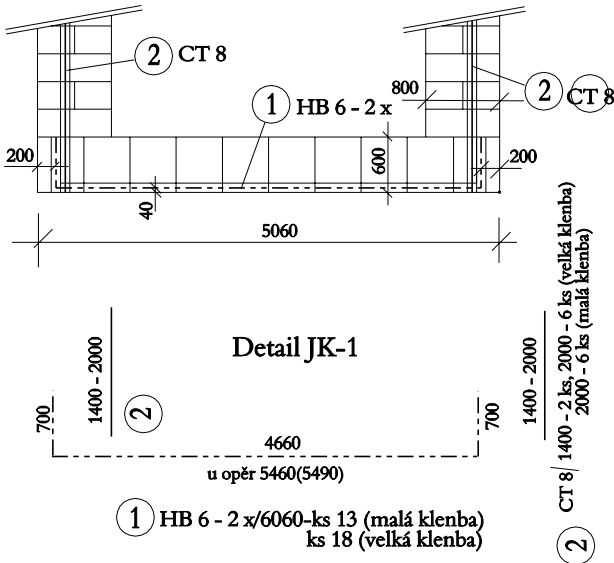
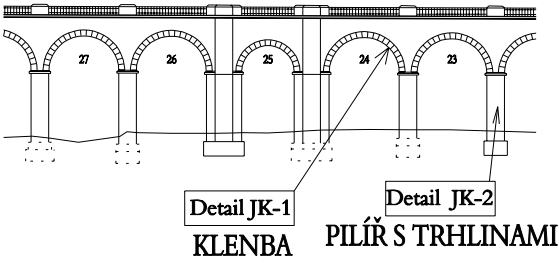
Sanace zdiva tzn. injektáž trhlin, hloubkové spárování, otryskání zdiva vysokotlakým vodním paprskem, nátěry, to všechno jsou běžné a v rámci rekonstrukcí staveb zaběhnuté technologie a není nutné se o nich šířeji rozepisovat.

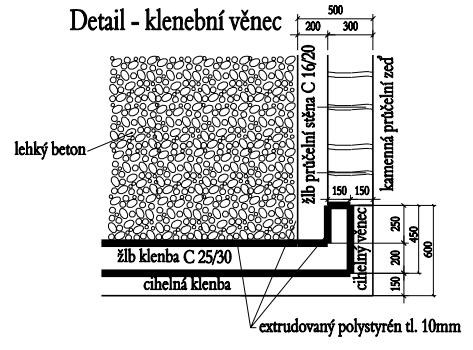
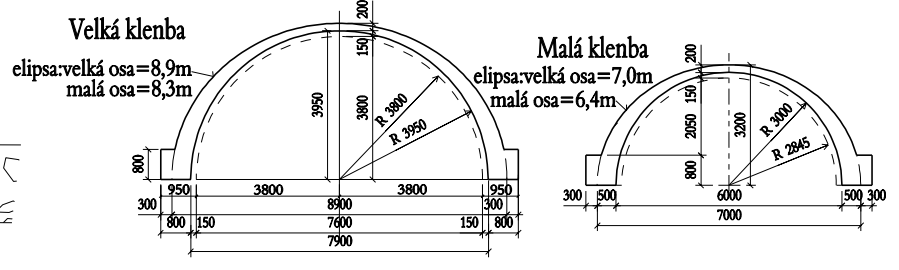
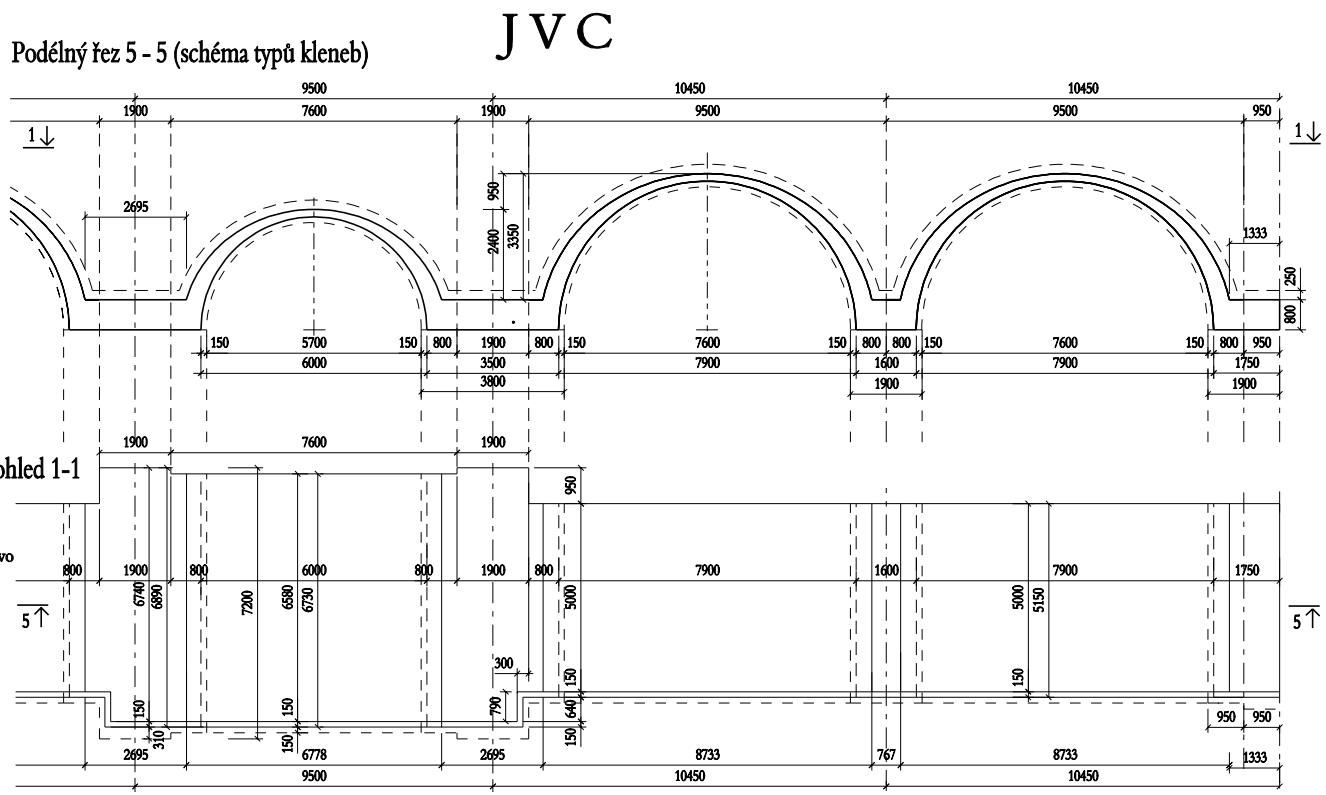
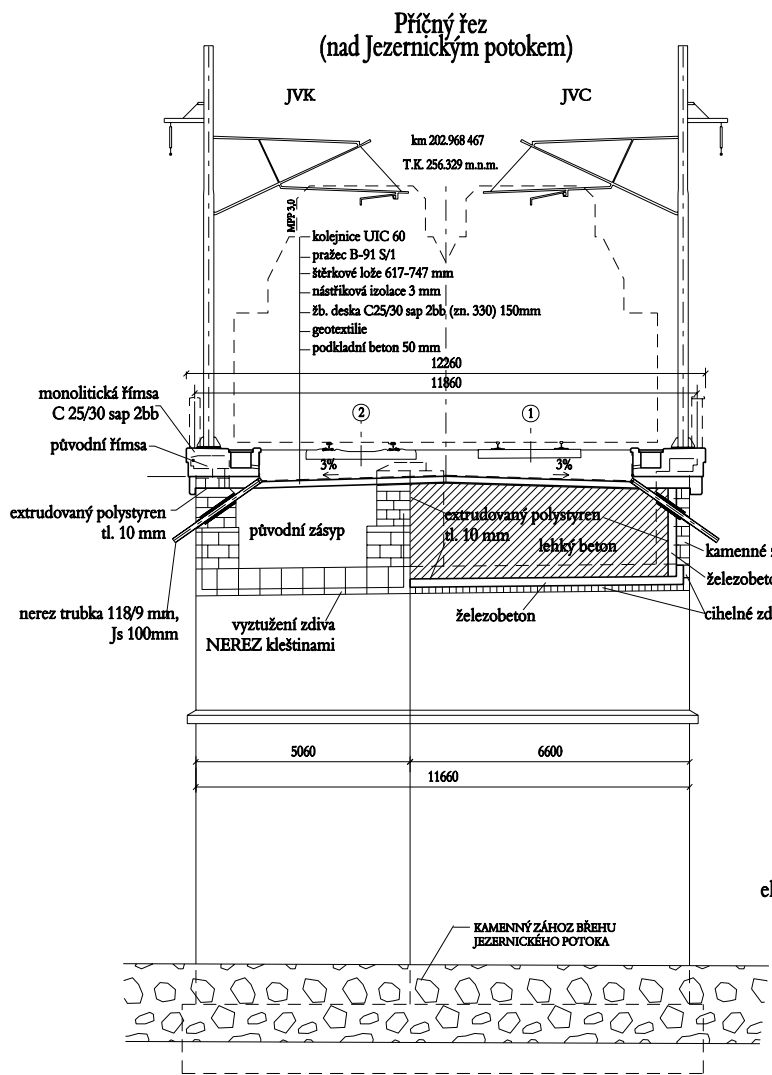
Závěr

Jezernické viadukty byly navrženy do Státního seznamu nemovitých kulturních památek. Spolupráce s Památkovým ústavem v Olomouci byla velice dobrá a materiály a technologie použité na mostě byly vybírány po vzájemné dohodě a k plné spokojenosti všech účastníků výstavby od začátku projektu až po realizaci.

Často se nás lidé ptali, jak dlouho se ty viadukty stavěly. Na to odpověď neznáme. Jedno, ale víme jistě. Kdyby ve 40-tých letech předminulého století existovaly Dopravní stavby holding, závod 07- mosty, tak by to zvládly za rok.

JVK







JVC – odtěžování nadnásypu



JVC – bourání kleneb



JVC – zajištění provozované koleje



JVC – bourání kleneb



JVC – výroba skruží



JVC – rozebraná poprsní zeď na paletách



JVC – bourání starých kleneb, podskružování nových



JVC – bourání starých kleneb, podskružování nových



JVC – dřevěné ramenáty pro nové klenby



JVC – dřevěné ramenáty pro nové klenby



JVC – zdění kleneb



JVC – armování žlb kleneb



JVC – bednění žlb kleneb



JVC – vybetonované klenby s pohledovým zdivem



JVC – vybetonovaná klenba s pohledovým zdivem



JVC – vyzdívání průčelních zdí



JVC – vyzdívání průčelních zdí



JVC – vyzdívání průčelních zdí a armování žlb stěny



JVC – napěněný popílkobeton (zásyp kleneb) a jeho oddílatování od nosné kee



JVC – armování a betonování nasazené desky



JVC - osazování římsových prefabrikátů



JVC - monolitická nasazená deska s prefabrikovanou římsou



JVC - vyzdívání a osazování zábradelních pilířků



JVC - pokládání kolejových polí



JVC - potok Jezernice

Jezernické viadukty v údolí pod Helfštejnem se líbí a máme radost, že jsme k jejich kráse svou troškou přispěli.



Železniční tunely v České republice

Ing. Bohuslav Stečinský;
České dráhy s.o., Divize dopravní cesty o.z., odbor stavební

Železniční tunely ve správě ČD - [celkový přehled](#)

České dráhy, prostřednictvím Divize dopravní cesty, spravují 149 (evidenčních) železničních tunelů. Z tohoto počtu bylo plných 103 tunelů postaveno v 19. století, ve století páry. Dva nejstarší tunely byly uvedeny do provozu již v roce 1845. Jedná se o tunel Třebovický a Tatenický, z nichž první zmíněný byl zároveň nejnáročnější tunelovou stavbou u nás, ale také jednou z nejproblémovějších staveb v Evropě vůbec. Po roce 1945 bylo do dnešního dne vybudováno 14 novostaveb tunelů. Přičemž v současné době lze k této hodnotě připočíst téměř dokončený tunel Vepřek (Mlčechvostský) na trati Kralupy nad Vltavou - Vraňany.

Celková délka všech železničních tunelů, které České dráhy spravují, je 36 490,59 m. Tunely byly budovány buď jako stavebně dvoukolejné (60 tunelů o celkové délce 18 290,65 m) nebo stavebně jednokolejné (89 tunelů o celkové délce 18 199,94 m). Stavebně dvoukolejné tunely jsou v současné době z plné poloviny provozovány jednokolejně.

Z hlediska členění tratí na kategorie jsou stávající železniční tunely zastoupeny v jednotlivých kategoriích tratí poměrně rovnoměrně. V kategorii tratí 3 se nachází 53 tunelů, v kategorii tratí 2 je to 51 tunelů a v kategorii tratí 1 máme v současné době 45 tunelů. Poslední číslo by se mělo v budoucnu, spolu s celkovým počtem tunelů, výrazně změnit.

Důležitou informací, především z hlediska možnosti zásahu v případě havárie v tunelu, je členění tunelů dle délek. Česká republika se v železničních tunelech neřadí mezi země s dlouhými tunely. Je to dáno charakterem naší krajiny a také jinými nároky na prostorové vedení tratí v době, kdy byla většina našich tunelů budována. Tunelů, které svou délkou nepřesahují 350 m máme v současné době 123. Pouze 4 stávající tunely přesahují délku 1000 m. Jedná se především o nejdelší stávající tunel Špičácký na trati Železná Ruda - Plzeň, jehož délka činí 1 747 m. Tento tunel je stavebně dvoukolejný, ale provozovaný pouze s jednou kolejí. Zbylé tři tunely s délkou nad jeden kilometr tvoří komplex Vinohradských tunelů v Praze.

Správa tunelů

Správa tunelů v působnosti Českých drah se řídí, vedle obecně závazných a dalších vnitřních předpisů ČD, především předpisem S 6. Správu provádějí výkonné jednotky Divize dopravní cesty (DDC), kterými jsou Správy dopravních cest, především jejich odborné složky - Správy mostů a tunelů. Vlastní správu vykonávají místní správci, kteří mají přidělen konkrétní obvod.

Předpis S 6, který byl novelizován a ve své nové podobě platí od 1.4. 2001, upravuje provádění Hlavních prohlídek, dohlédací činnosti a stanovuje základní požadavky na vedení a správu provozní dokumentace. Ve své další části se pak zabývá udržováním a ochranou tunelů ve správě Českých drah.

Na základě výsledků běžných, podrobných, případně kontrolních prohlídek tunelů hodnotí správce stavební stav tunelu. Pro potřeby tohoto hodnocení je stanovena třístupňová klasifikace.

Stupněm "3" - nevyhovující je v současné době klasifikováno 22 tunelů. Polovina z nich se nachází na tratích třetí kategorie a zajistit finanční prostředky na jejich sanaci a rekonstrukci je velmi problematické.

Koncepce údržby

Oddělení mostů a tunelů odboru stavebního ředitelství Divize dopravní cesty vypracovalo v roce 1999 Koncepci údržby mostů a tunelů Českých drah.

Pro potřeby střednědobého až dlouhodobého plánování byla za objektivně stanovenou potřebu finančních prostředků na údržbu tunelů za rok určena částka 90 Kč na 1 UJ tunelu. Vyčíslené částky představují prostředky potřebné na vlastní stavební údržbovou činnost, tj. nezahrnují náklady na rozsáhlejší opravy a na správcovskou činnost.

Tato částka byla stanovena s vědomím problematické finanční situace Českých drah a pouze pro práce údržbového charakteru. Přesto skutečnost v roce 2000 činila u tunelů pouze 36 % této hodnoty.

Technická legislativa v oblasti železničních tunelů

V roce 2001 byly ukončeny práce na návrhu nové české technické normy ČSN 73 7508 Železniční tunely. Zadavatelem zpracování této normy, která nahradí normu TNŽ 73 7508 bylo Ministerstvo dopravy a České dráhy byly prostřednictvím zainteresovaných odborů (odbor stavební, odbor investiční, HZS atd.) účastní připomínkového řízení při zpracování této normy. Zpracovatelem návrhu normy byla firma Sudop Praha a.s., jmenovitě Ing. Roman Smida, a Ing. Bohumír Šťastný CSc. V současné době je vydání normy otázkou dalšího postupu Českého normalizačního institutu.

ČSN 73 7508 pokrývá oblast přípravy, projektování, výstavby a sledování tunelů v obecné rovině. Stanovuje v souladu s dalšími předpisy a normami požadavky na prostorovou průchodnost v tunelech, udává konstrukční pokyny pro návrh tunelového objektu a pro jeho vybavení; určuje zásadu individuálního zpracování koncepce požární bezpečnosti každé nově navrhované a rekonstruované tunelové stavby; zabývá se prováděním železničních tunelů a klasifikací ražení. Norma je zpracována tak, aby pokud možno neupřednostňovala konkrétní tunelovací metodu, ale stanovovala obecné principy a zásady návrhu a provádění železničních tunelů.

V návaznosti na zpracování této normy zadaly České dráhy vypracování novely kapitoly 20 TKP ČD - Tunely. Zakázka byla zadána firmě ILF CE Praha s.r.o. Novelu kapitoly 20 - Tunely vypracoval Ing. Libor Mařík. Tato kapitola TKP dále specifikuje požadavky Českých drah na provádění železničních tunelů, na kvalitu prováděných prací a jakost použitých materiálů. Na rozdíl od normy ČSN 73 7508 byla přijata zásada přednostní orientace na Novou rakouskou tunelovací metodu (NRTM), která je v České republice, ale i ve střední Evropě, převažující metodou v tunelovém stavitelství a s největší pravděpodobností bude použita i u většiny nově připravovaných staveb železničních tunelů, při kterých budou České dráhy působit jako investor. Pochopitelně, že tato kapitola TKP je z velké části využitelná i pro odlišné tunelovací metody a v přiměřeném rozsahu také pro rekonstrukce tunelů.

Železniční tunely na koridorových tratích

Tunely I. tranzitního koridoru

Tunel	Ev. číslo tunelu	TU	Poznámka
Červená skála	75	0802	Prostorově nevyhovující.
Ovčí stěna	74	0802	Prostorově nevyhovující.
Vepřek	Novostavba		
Nelahozeveský III	65	0801	Prostorově nevyhovující.
Nelahozeveský II	64	0801	Prostorově nevyhovující.
Nelahozeveský I	63	0801	Prostorově nevyhovující.
Mužlovský	215	2002	
Blanenský č. 10	214	2002	
Blanenský č. 9	213	2002	
Blanenský č. 8/1	212	2002	Rekonstrukce mimo koridor.
Blanenský č. 8/2	226	2002	Novostavba, ukončeno r. 1992.
Blanenský č. 7	211	2002	
Blanenský č. 4	208	2002	
Blanenský č. 3	207	2002	
Blanenský č. 2	206	2002	Rekonstrukce mimo koridor.
Blanenský č. 1	205	2002	Rekonstrukce mimo koridor.

Tab. 1

Jak je vidět z přehledu v tabulce, nachází se na trase I. tranzitního koridoru na území ČR 15 železničních tunelových objektů. Mimo těchto 15 stávajících tunelů jsou v současné době dokončovány práce na novém tunelu pracovním názvem "Mlčechvostský" nebo též "Tunel Vepřek".

Všechny stávající tunely, kromě tunelu blanenského č. 8/2, na trase prvního koridoru byly dokončeny v letech 1848-1849. Přibližně po sto letech užívání byly blanenské tunely rekonstruovány. Především v šedesátých letech proběhly rekonstrukce jak z hlediska stavebně-technického stavu, tak z hlediska prostorové průchodnosti a nároků na elektrizaci tratě, o které se výhledově uvažovalo. Tunel blanenský č. 8/2 byl dokončen v roce 1992. Poslední práce na rekonstrukci a zjednotnění původně dvoukolejného tunelu č. 8 (dnes 8/1) byly ukončeny v roce 1997. Z hlediska modernizace jsou na blanenských tunelech dosaženy požadované parametry prostorové průchodnosti Z-GC (tunely č. 1, 2, 7, 8/1, 8/2) resp. Z-GČD (tunely 3, 4, 9, 10, 11). Mimo tunelu č. 8/1 a 8/2 jsou všechny tunely na prvním koridoru dvoukolejné.

Jiná situace je u tunelů nelahozeveských (I, II, III) a u tunelů děčínských ("Ovčí stěna" a "Červená skála"). Nelahozeveské tunely jsou komplexem tří tunelů s délkami 23, 41 a 291 m. Na počátku osmdesátých let zde byly provedeny předelektrifikační úpravy v rozsahu označovaném jako "minimálně nezbytný". Řešení, které by stav tunelů zohlednilo komplexně se mělo učinit během deseti let. Děčínské tunely jsou z hlediska stavebně-technického stavu hodnoceny, po sanaci provedené koncem osmdesátých let, jako vyhovující. Z hlediska prostorové průchodnosti je však situace jiná. Nelahozeveské i děčínské tunely osovou vzdáleností a prostorovou průchodností zcela nevyhovují parametrům modernizace. Nejmenší osová vzdálenost kolejí v Nelahozeveském I. tunelu je 3670 mm a neodpovídá ani TNŽ 73 7508 ani Dodatům k Zásadám modernizace vybrané žel. sítě Českých drah. Nejmenší osová vzdálenost v linii děčínských tunelů je dokonce 3570 mm. Prostorové parametry děčínských tunelů byly navíc zhoršeny necitlivým umístěním kabelových žlabů uvnitř tunelové trouby.

Přestože bylo zpracováno několik studií na způsob řešení situace u těchto tunelů, byla rozhodnutím Sekce investiční DDC rekonstrukce tunelů nelahozeveských i děčínských vypuštěna z modernizace. Na prvním koridoru je tak konzervován stav kdy na trati je několik míst, které zásadním způsobem omezují její prostorovou průchodnost. Při poslední podrobné prohlídce nelahozeveských tunelů byly zjištěny výrazné rýhy na ostění tunelů způsobené provozovanými soupravami.

Tunely II. tranzitního koridoru

Přímo na II. tranzitním koridoru se nenachází žádné tunelové stavby, ale na spojnici I. a II. koridoru na trati Česká Třebová - Přerov budou dva stávající tunely (Třebovický a Tatenický) zrušeny a na přeložce trati v úseku Třebovice - Krasíkov budou vybudovány tři nové tunelové objekty, jejichž projektová příprava již byla ukončena. Také v navazujícím úseku Zábřeh - Krasíkov se předpokládá vybudování tří nových tunelů. Příprava těchto tunelů byla zahájena v minulém roce a nyní probíhají práce na projektu stavby. V tabulce 2 jsou uvedeny základní charakteristiky všech šesti objektů.

Tunel	Celková délka (m)	Způsob výstavby	Ražená část (m)
Třebovický nový tunel	550	Podzemní stěny	Celý pod ochrannou konstrukcí.
Krasíkov I	1098,3	NRTM	1030
Krasíkov II	140,65	NRTM	84,65
Malá Huba	332,4	NRTM	270
Hněvkovský I	186,0	NRTM	90
Hněvkovský II	452,2	NRTM	430

Tab. 2

Tunely III. a [IV. tranzitního koridoru](#)

Části III. a IV. koridoru, které nejsou souběžné s úseky I. a II. koridoru, jsou v současné době zpracovávány ve fázi studií a studií proveditelnosti. Na IV. koridoru v úseku Praha - Č. Budějovice schválila vláda variantu výstavby 2-A, která obsahuje 10 tunelových staveb o celkové délce cca. 7 960 m.

[Bezpečnost dopravy v tunelech](#)

Základní postulát v problematice bezpečného provozování dopravy v železničních tunelech je založen na principu zajištění bezpečnosti železniční dopravy jako celku. Přes tuto skutečnost, dojde-li v tunelu k havárii, je včasný odborný zásah problematictější než v otevřeném terénu.

Bezpečnostní koncepce pro tunely by měla sestávat z kombinace následujících strategických opatření:

- opatření pro zabránění událostem,
- opatření pro zmírnění rozsahu,
- opatření pro záchranu vlastními silami,
- opatření pro záchranu cizími silami.

Tunely nad 350 m délky jsou dle Vyhlášky Ministerstva vnitra č. 246/2001 Sb, která je prováděcí vyhláškou k zákonu č. 133/1985 Sb. v platném znění (o požární ochraně) objekty se složitými podmínkami pro zásah. Tunelů těchto délek mají České dráhy ve správě 26. V době jejich výstavby nebylo běžné zabývat se koncepcí bezpečného provozování. Pouze u komplexu Vinohradských tunelů došlo k vzájemnému propojení tunelových trub krátkými bočními štolami, takže je pro případ havárie zlepšena možnost úniku z ohroženého prostoru a také přístup složek záchranné služby není pouze z portálů tunelu.

U nově navrhovaných a rekonstruovaných tunelů je nutné navrhnout koncepci požárního zabezpečení na základě podrobné analýzy podmínek konkrétní

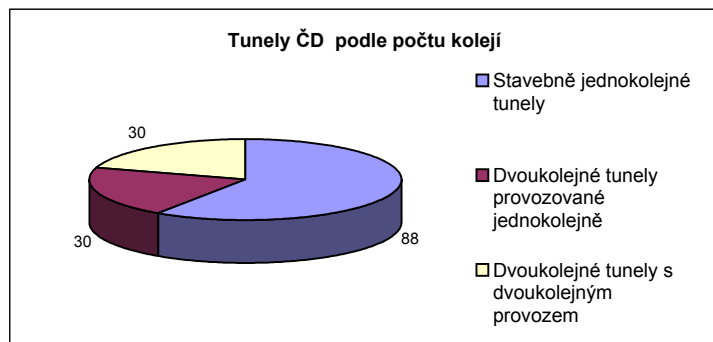
tunelové stavby. Tato koncepce musí stanovit jak požadavky na stavební opatření tak na opatření technologická a organizačně provozní. Vždy je nutné zvážit ekonomickou vhodnost a výhodnost volby bezpečnostních opatření. Požárně bezpečnostní řešení tunelového objektu se zpracovává jako součást projektu stavby na základě Koncepce požárně bezpečnostního řešení z dokumentace k územnímu řízení.

Závěr

Tunelové stavitelství zažívá v současné době, v naší republice, bouřlivý rozvoj. Po období, kdy jedinou tunelovou dopravní stavbou u nás bylo metro, je dnes již v provozu několik nových tunelů silničních a další tunely silniční i železniční se připravují nebo jsou v různém stádiu výstavby. České dráhy se stávají významným investorem i v této oblasti. Po stránce technické legislativy jsme připraveni (ČSN 73 7508, TKP kapitola 20 - Tunely). Dále se musíme zabývat otázkami souvisejícími s investiční výstavbou tunelových objektů a také otázkami zajištění bezpečného provozování železničních tunelů.

Tunely ve správě Českých drah

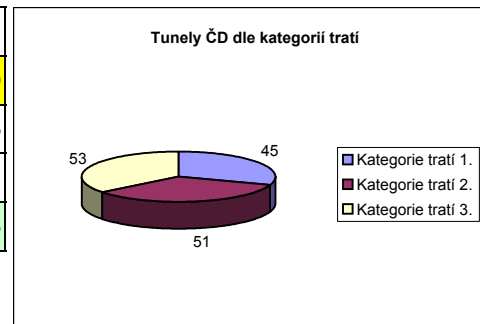
	Počet	Celková délka
Tunely celkem	149	36490.59
Stavebně jednokolejné tunely	88	18199.94
Dvoukolejné tunely provozované jednokolejně	30	9648.19
Dvoukolejné tunely s dvoukolejným provozem	30	8642.46
Celkem tunelů s jednou kolejí	119	27848.13



Členění dle délek	Počet
Tunely do celkové délky 350 m (včetně)	123
Tunely od 350 do 1000 m	22
Tunely nad 1000 m	4
Tunely nad 500 m	17

Členění dle kategorií tratí

Tunely celkem	Počet
Tunely celkem	149
Kategorie tratí 1.	45
Kategorie tratí 2.	51
Kategorie tratí 3.	53



Členění dle stáří

	Počet
Tunely postavené před rokem 1850	16
Tunely postavené v letech 1850-1900	87
Ostatní	46
Tunely postavené po roce 1945	14

Evidenční číslo	Název tunelu	Uvedení do provozu	Stavebně uvažovaný počet kolejí	Skutečný počet kolejí	Délka tunelu
151	Litický	1874	2	1	263.57
152	Hanušovický	1873	2	1	92.20
153	Vlaský	1873	2	1	158.80
154	Rybenský	1906	1	1	75.06
155	Pěčínský	1906	1	1	100.76
156	Bohuslavický	1868	1	1	187.50
158	Petrovický	1874	2	1	289.80
157	Teplický	1908	1	1	200.00
169	Novopacký	1871	1	1	347.95
170	Hradský	1899	1	1	118.00
15	Džbán	1904	1	1	105.42
58	Jakubský	1874	2	2	86.80
59	Děčínský	1874	2	1	395.30
60	Úpořínský	1857	1	1	233.70
61	Mikulovský	1885	1	1	334.00
62	Novoměstský	1885	1	1	210.10
63	Nelahozeveský I		2	2	23.30
64	Nelahozeveský II		2	2	41.00
65	Nelahozeveský III		2	2	291.20
72	Pod Větruší		2	2	103.68
73	Loubský	1874	1	1	124.00
74	Ovčí stěna	1849	2	2	279.35
75	Červená skála	1849	2	2	149.74
107	Rynholecký	1870	2	1	476.20
255	Milotický	1872	1	1	249.41
259	Jablunkovský II	1917	1	1	608.09
260	Jablunkovský I	1870	1	1	606.47
164	Rakouský	1859	2	1	211.15
165	Sychrovský	1859	2	1	640.21
216	Doubravnický	1905	1	1	110.60
221	Loučský	1953	2	2	632.75
222	Lubenský	1953	2	2	212.85
223	Níhovský	1953	2	2	531.05
205	Blanenský č.1	1870	2	2	87.80
206	Blanenský č.2	1870	2	2	164.50
207	Blanenský č.3	1848	2	2	276.13
208	Blanenský č.4	1848	2	2	244.00
211	Blanenský č.7	1848	2	2	165.00
212	Blanenský č.8/1	1848	2	1	493.56
213	Blanenský č.9	1848	2	2	327.30
214	Blanenský č.10	1848	2	2	103.00
215	Mužlovský	1884	2	2	227.00
217	Obřanský	1951	2	2	64.58
218	Cacovický	1947	2	2	70.00
219	Husovický	1947	2	2	260.24
220	Královopolský	1950	2	2	88.00
226	Blanenský č.8/2	1992	1	1	556.71
201	Budkovický	1870	2	1	139.86
202	Na Réně	1870	2	1	147.32
203	Velký Prštický	1870	2	1	322.15
204	Malý Prštický	1870	2	1	85.07
225	Znojemský	1870	2	1	35.42

Evidenční číslo	Název tunelu	Uvedení do provozu	Stavebně uvažovaný počet kolejí	Skutečný počet kolejí	Délka tunelu
101	Vinohradský I	1871	2	2	1145.50
102	Vinohradský II	1944	2	2	1126.32
103	Vinohradský III	1989	2	2	333.00
104	Žižkovský	1872	1	1	303.00
105	Malešický	1919	2	1	357.84
106	Dejvický	1868	1	1	103.60
109	Jarovský	1897	1	1	393.00
110	Klínecký	1897	1	1	67.50
111	Jílovský I	1881	1	1	96.25
112	Jílovský II	1881	1	1	145.10
113	Píkovický	1881	1	1	50.00
114	Davelský	1881	1	1	180.00
115	Libřický	1881	1	1	98.06
116	Skochovický	1881	1	1	209.35
126	Chuchelský	1954	2	1	500.00
127	Libeňský	1975	2	2	331.00
128	Vinohradský IIIA	1989	1	1	769.00
129	Vinohradský IIIB	1989	1	1	791.00
117	Ratajský I	1902	1	1	93.60
118	Ratajský II	1903	1	1	197.00
119	Ledečský I	1901	1	1	124.00
120	Ledečský II	1901	1	1	54.00
121	Samopšecký	1901	1	1	33.00
122	Kácovský	1903	1	1	93.00
123	Vlastějovický	1903	1	1	88.00
124	Podhradský	1903	1	1	251.00
125	Hornoledečský	1903	1	1	30.00
224	Havlíčkobrodský	1952	2	2	623.00
257	Třebovický	1845	1	1	512.53
258	Tatenický	1845	2	2	146.20
251	Smilovský I	1872	1	1	107.25
252	Smilovský II	1872	1	1	119.44
253	Jívovský	1872	1	1	152.58
254	Domašovský	1872	1	1	120.70
256	Dolnolipovský	1897	1	1	105.00
263	Střelenský	1936	2	2	298.17
261	Brumovský	1928	2	1	250.29
262	Návojský	1928	1	1	887.83
5	Železnorudský	1878	2	1	198.00
6	Špičácký	1878	2	1	1747.25
7	Milenecký	1878	2	1	162.00
16	Žlutický	1898	1	1	25.00
17	Borecký	1898	1	1	86.00
18	Vlkovický	1898	1	1	240.90
19	Dolnohamerský I	1898	1	1	132.38
20	Dolnohamerský II	1898	1	1	40.60
21	Dolnohamerský III	1898	1	1	115.10
22	Dolnohamerský IV	1898	1	1	134.60
23	Bečovský	1898	1	1	248.20
24	Doubský	1898	1	1	126.12
25	Hornoslavkovský	1901	1	1	155.00
26	Cechšský	1901	1	1	63.10
27	Loketský I	1901	1	1	65.40

Evidenční číslo	Název tunelu	Uvedení do provozu	Stavebně uvažovaný počet kolejí	Skutečný počet kolejí	Délka tunelu
28	Loketský II	1901	1	1	66.20
32	Novosedelský	1980	2	2	210.00
66	Karlovarský	1899	2	1	81.40
67	Nejdecký	1899	1	1	230.20
68	Vysokopecský	1899	1	1	68.00
69	Novohamerský	1899	1	1	252.34
70	Rotavský	1876	1	1	176.70
2	Svojšinský	1871	1	1	151.78
3	Ošelínský	1871	1	1	52.55
4	Pavlovický	1871	1	1	220.80
8	Velký Plasský	1872	1	1	247.90
9	Malý Plasský	1872	1	1	132.80
10	Stříbrný	1875	1	1	34.90
11	Nad Budy	1875	1	1	234.80
12	Pod král.pěšinkou	1875	1	1	154.50
13	Pod Basou	1875	1	1	217.40
14	Chlumský	1875	1	1	79.90
51	Ještědský	1900	1	1	815.44
52	U Myslivny	1900	1	1	40.55
53	Kryštofský	1900	1	1	48.00
54	Karlovský I	1900	1	1	317.70
55	Karlovský II	1900	1	1	51.10
56	Františkovský	1902	2	1	362.70
159	Říkovský I	1859	2	1	297.00
160	Říkovský II	1859	2	1	307.00
161	Říkovský III	1859	2	1	264.85
162	Říkovský IV	1859	2	1	199.85
163	Líšeňský	1859	2	1	423.86
166	Sedlejevický	1859	2	1	77.12
167	Mníšecký	1855	2	1	529.37
168	Rigelský	1855	2	1	139.05
171	Skalský	1905	1	1	80.96
172	Návarovský	1876	1	1	172.14
173	Haratický	1876	1	1	191.70
174	Prosečský	1890	1	1	63.35
175	Dolnolučanský	1840	1	1	82.00
176	Smržovský	1890	1	1	417.00
177	Hornotanvaldský	1890	1	1	71.00
178	Dolnotanvaldský	1890	1	1	48.00
179	Žďárský	1890	1	1	67.18
180	Desenský	1890	1	1	252.05
181	Dolnopolubenský	1890	1	1	166.30
182	Polubenský	1890	1	1	940.00
183	Harrachovský	1890	1	1	279.74

36490.59

Vizualizace portálů nového Třebovického tunelu

Vizualizace: ILF Praha, s.r.o



Tunely na IV. železničním koridoru v úseku Praha - České Budějovice

Návrh dle varianty 2-A (studie)

č.	název staničení	délka [m]	nadloží [m]	rychlost [km/h]
1	Skuhrov - km. 215	370	23	130 (160)
2	Zahradnice - km. 122	900	21	160
3	Olbramovice - km. 118	470	23	130 (160)
4	Ješetice - km. 105	630	42	160
5	Střeziměř - km 101	880	21	160
6	Mezno - km 97	700	8	160
7	Sudoměřice - km 94	400	15	160
8	Chotýčany - km 13-14	2020	43	160
9	Dobřejovice - km 11	100	7	160
10	Hosín - km 8	1490	70	140 (160)
celkem		7960		*

* hodnota v závorce platí pro soupravy s naklápěcí skříní

Bezpečnost dopravy v tunelech

Základní postulát v problematice bezpečného provozování dopravy v železničních tunelech je založen na principu zajištění bezpečnosti železniční dopravy jako celku. Přes tuto skutečnost, dojde-li v tunelu k havárii, je včasný odborný zásah problematictější než v otevřeném terénu.

Bezpečnostní koncepce pro tunely by měla sestávat z kombinace následujících strategických opatření:

- **opatření pro zabránění událostem,**
- **opatření pro zmírnění rozsahu,**
- **opatření pro záchranu vlastními silami,**
- **opatření pro záchranu cizími silami.**

Tunely nad 350 m délky jsou dle Vyhlášky Ministerstva vnitra č. 246/2001 Sb, která je prováděcí vyhláškou k zákonu č. 133/1985 Sb. v platném znění (o požární ochraně) objekty se složitými podmínkami pro zásah. Tunelů těchto délek mají České dráhy ve správě 26. V době jejich výstavby nebylo běžné zabývat se koncepcí bezpečného provozování. Pouze u komplexu Vinohradských tunelů došlo k vzájemnému propojení tunelových trub krátkými bočními štolami, takže je pro případ havárie zlepšena možnost úniku z ohroženého prostoru a také přístup složek záchranné služby není pouze z portálů tunelu.

U nově navrhovaných a rekonstruovaných tunelů je nutné navrhnout koncepci požárního zabezpečení na základě podrobné analýzy podmínek konkrétní tunelové stavby. Tato koncepce musí stanovit jak požadavky na stavební opatření tak na opatření technologická a organizačně provozní. Vždy je nutné zvážit ekonomickou vhodnost a výhodnost volby bezpečnostních opatření. Požárně bezpečnostní řešení tunelového objektu se zpracovává jako součást projektu stavby na základě Koncepce požárně bezpečnostního řešení z dokumentace k územnímu řízení.

Opatření pro zabránění událostem spočívají v současné době v samotné organizaci vlakové dopravy. Železniční provoz je řízený a koordinovaný. Je řízen a obsluhován osobami s odbornou i smyslovou způsobilostí, které musí být v pravidelných intervalech ověřovány. Lze říci, že zatímco silniční provoz je z velké části tvořen amatéry, je železniční provoz profesionální záležitostí.

U Českých drah, s ohledem na délku tunelů, které jsou poměrně krátké, nejsou pro provoz v tunelech přijímány zvláštní nadstandardní opatření. V zemích kde dráhy provozují tunely větších délek je problematika požární ochrany diskutována již delší dobu. Například v SRN jsou požadavky pro snižování požární nehodovosti v návaznosti na Všeobecný zákon o dráhách a Železniční řád pro stavbu a provoz drážních zařízení shrnuty ve směrnici Spolkového úřadu pro železnici "Požadavky na požární a katastrofickou ochranu staveb železničních tunelů". Tato směrnice se zabývá tunelovými objekty délky nad 500 m, přičemž u tunelů do délky 1000 m se akceptují některá zjednodušení. Tunelů s délkou nad

500 m spravují České dráhy 17.

Jedna ze zásad, která je v bezpečnostní koncepci provozování železniční dopravy v tunelech v SRN uplatňována, spočívá na předpokladu likvidace havárie mimo tunelového objektu. Jedná se především o zastavení vlaku ohroženého požárem nebo jiným nebezpečím mimo tunel. K tomu slouží mechanismus přemostění nouzového brzdění, které zamezí spuštění záchranné brzdy v době průjezdu vlaku tunelem. Toto opatření ztrácí smysl u velmi dlouhých tunelů (cca od délky 15 km), protože jízdní doba v tunelech těchto délek vždy překračuje dobu únikových schopností při vývinu požáru v plném rozmachu (asi 15 minut).

Koncepce požární ochrany by měla být založena v co možná největším rozsahu na opatřeních preventivního charakteru, případně na minimalizaci následků když už k havarijní situaci dojde, a na možnosti urychlení všech záchranných prací.

Analýzy rizik i statistiky prokazují, že rizikový potenciál je na tratích s převahou tunelových staveb podstatně nižší (z důvodu ochranné funkce tunelové roury) než na tratích otevřených. Na druhou stranu je ze stejných důvodů podstatně omezen případný zásah za účelem zdolání havarijní situace. V tunelech je podstatně těžší poskytnout ohroženým okamžitou pomoc. Je tedy nutné zvýšit možnost záchrany vlastními silami zajištěním dostatečné kapacity únikových cest. Budováním záchranných chodeb, popřípadě vzájemným propojením dvou souběžně vedených tunelových trub se zároveň zvyšuje možnost přístupu záchranných jednotek.

Z hlediska bezpečnosti dopravy v tunelech je ideálním přístupem snaha oddělit provozování osobní a nákladní dopravy a zamezit tak možnosti potkávání se těchto souprav v tunelech. To lze zajistit výstavbou dvou oddělených jednokolejných tunelů, které jsou navzájem propojeny únikovými štolami. Tato koncepce bude vždy narážet na problémy finanční náročnosti. Vyloučení potkávání se vlaků různého charakteru v tunelu lze zajistit i provozními opatřeními. Je zřejmé, že takováto podmínka způsobuje komplikace při tvorbě jízdních řádů, ale v našich podmínkách (při našich délkách tunelů) se nejedná o tak zásadní problém.

Dvoukolejný železniční tunel na trati Kralupy nad Vltavou - Vraňany, projekt a realizace

Ing. Libor Mařík, ILF Consulting Engineers, s.r.o., Praha

1. Úvod

Výstavba tunelu představuje při vysokých nárocích na výškové i směrové vedení železniční trati mnohdy jediné řešení, jak dosáhnout optimálního spojení dvou zájmových lokalit. Počet stávajících tunelů v síti Českých drah je toho jasným důkazem. V posledních desetiletích však došlo k útlumu výstavby a stavební práce se omezily pouze na nejn nutnější údržbu a řešení havarijního stavu některých objektů.

V době, kdy u nás procházela výstavba železničních tunelů obdobím "spánku", docházelo za železnou oponou k výraznému technologickému posunu a "klasické" tunelovací metody byly vystřídány metodami "moderními". K těm bezesporu patří i Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM), která je v zemích těžko snášejších v názvu metody slůvko "rakouská" označována jako metoda stříkaného betonu nebo metoda observační. Zásadním principem metody je změna přístupu k horninovému masivu, který u klasických metod působil jen jako nepřátelské prostředí zatěžující konstrukci. V případě NRTM se hornina stává významným konstrukčním prvkem, který spolu s dalšími složkami zajištění výrubu spoluvytváří nosný systém ostění-hornina.

Po zrušení informačního embarga spojeného s pádem komunistického režimu došlo k pronikání informací o nových technologiích i do oboru podzemních staveb. Výstavbu nových železničních tunelů však v České republice díky prioritám na dlouhou dobu vystřídaly tunely silniční (tunel Hřebeč, Pisárecký tunel v Brně nebo právě budovaný tunel Mrázovka). Průlom nastal až se schválením programu výstavby železničních koridorů. První tunel v síti Českých drah budovaný NRTM se objevil na prvním železničním koridoru v rámci modernizace traťového úseku Kralupy nad Vltavou – Vraňany. Po zkušenostech s výstavbou tunelů u nás je k volbě tunelového řešení obvykle přistupováno až v krajním případě a s oprávněnou obavou investora o konečnou výši investičních nákladů. Negativní zkušenost s cenou tunelů významně ovlivnila i projekt tunelu na zmíněném traťovém úseku.

Základní koncepce technického návrhu a způsobu výstavby je zpravidla určována v nižších stupních projektové dokumentace. Změna již zvoleného a rozpracovaného návrhu bývá ve vyšším stupni projektové dokumentace obtížná a velmi pracná. Porovnání předpokladů stanovených na základě geotechnického průzkumu ve fázi projektu se skutečně zastiženými inženýrskogeologickými podmínkami během výstavby umožňuje zpracovateli projektové dokumentace provést hodnocení zvoleného způsobu výstavby i rozsahu navržených opatření.

2. Popis technického řešení

Stávající dvoukolejná trať vede podél břehu řeky Vltavy a nové směrové řešení touto skutečností do značné míry respektuje. Snahou projektantů ve všech

stupních projektové dokumentace bylo odstranit v zájmovém úseku dva stávající protisměrné oblouky a vložením pouze jediného směrového oblouku dostatečného poloměru zlepšit parametry tratě tak, aby odpovídaly požadavkům a nárokům kladeným na trať významu prvního železničního koridoru. Vzhledem k reliéfu terénu vedl nový návrh k posunu trasy směrem dále od řeky do prostoru, kde terén prudce stoupá až do výšky 30 m nad úroveň stávající tratě. Jediné řešení vzniklé situace představovala přeložka původní trasy a vedení trati v tunelu. Až do tohoto okamžiku se jednalo o standardní úlohu spojenou s vhodným trasováním modernizovaného úseku tratě. Neméně odpovědná úloha spočívala v rozhodnutí o vhodném technickém řešení přeložky a návrhu tunelovací metody. Proces rozhodování probíhal v několika krocích, resp. stupních projektové dokumentace.

3. Technické řešení navržené v úrovni přípravné dokumentace

V úrovni přípravné dokumentace, zpracovávané v roce 1997 firmou SUDOP Brno, a. s., představoval hlavní úkol návrh technického řešení přeložky. Jako podklad sloužil předběžný inženýrskogeologický průzkum vypracovaný na základě čtyř jádrových vrtů do hloubky 31 m až 35 m. Vrty zasahovaly max. 6 m pod počvu navrhovaného tunelu. Průzkum ukázal, že horninový masiv tvoří pod vrstvou pokryvu o mocnosti cca 3 m mocný komplex slínovců křídového stáří (spodní turon) postižený zvětráváním o různé intenzitě. Při povrchu jsou slínovce silně zvětralé až rozložené a eluvium o mocnosti 4,5 m až 13 m má charakter jílu a jílovité hlíny konzistence pevné až tvrdé. V nižších polohách se vyskytují slínovce silně zvětralé (tř. R5), mírně zvětralé (R4) a navětralé (R3). Hladina podzemní vody zjištěná v rámci průzkumu se pohybovala na bázi realizovaných vrtů, nevýrazné zvodnění masivu dávalo předpoklad k bezproblémové výstavbě tunelu. Na základě dostupných informací navrhl zpracovatel dokumentace pro další sledování 6 variant technického řešení přeložky trati [lit. 1]

1. Otevřený zářez (sklony 1:1 s lavicemi)
2. Skalní zářez (základní sklon 2:1 s ochranným prostorem)
3. Zárubní zdi (výšky cca 10 m s bezpečnostním prostorem)
4. Pilotové stěny
5. Ražený tunel
6. Zасыpaný tunel budovaný v otevřené stavební jámě

Při výběru technického řešení se projeví již zmíněné obavy o výši investičních nákladů. Variantu raženého tunelu zamítl generální konzultant investora s tím, že „... ražba ve slínovcích bude velice nákladná (min. 1 milión Kč na 1 bm)“. Na základě tohoto tvrzení sledoval zpracovatel dokumentace dále jen varianty zasypaného tunelu. Čtyři varianty navržené v přípravné dokumentaci řešily provedení tunelu v otevřené stavební jámě s jednotným sklonem 1:1 na celou hloubku jámy. Svahy stavební jámy tvořené kvarténními sedimenty a vrstvami slínovců různého stupně zvětrání byly navrženy bez jakékoli ochrany proti erozi. Jednotlivé varianty se lišily pouze způsobem řešení stropní konstrukce (deska nebo klenba) a osovou vzdáleností pilot tvořících zajištění boků tunelu (viz Tab. 1). Navržený způsob izolace tunelu zabraňoval průsakům podzemní vody pouze v oblasti stropní konstrukce a prostoru pod kolejovým ložem. Boky tunelu tvořené pilotovými stěnami nebyly proti průsakům vody do prostoru tunelu chráněny.

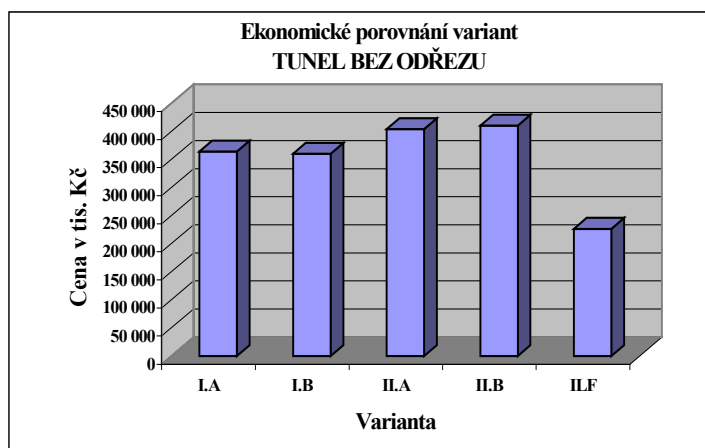
Tab. 1		VARIANTY ŘEŠENÉ V PŘÍPRAVNÉ DOKUMENTACI			
Varianta		Cena [mil. Kč]	Zajištění stropu	Zajištění boků tunelu	
I.	A.	210	deska (trámový strop)	pilotová podzemní stěna	vzdáleností pilot 1,5 m (na sraz)
	B.	212			vzdáleností pilot 2,5 m, stříkaný beton se sítí a kotvami
II.	A.	239	klenba z monolitického betonu	pilotová podzemní stěna	vzdáleností pilot 1,5 m (na sraz)
	B.	233			vzdáleností pilot 2,5 m, stříkaný beton se sítí a kotvami

U navrhovaných řešení hloubeného tunelu dosahovala výška nadloží až 20 m. Objem zemních prací činil podle předloženého výkazu výměr až 330 000 m³ v případě výkopů a 240 000 m³ v případě zpětného zásypu. Celkem navrhované řešení představovalo přemístění 570 000 m³ zemin a hornin.

Přípravná dokumentace zpracovávala jednotlivé varianty se stejnou podrobností a na základě výkazu výměr byl proveden finanční propoččet (viz Tab. 1). Schválená přípravná dokumentace sloužila jako podklad pro zadání dalšího stupně projektové dokumentace - projektu stavby.

4. Rozhodovací proces v úrovni projektu stavby

V rámci soutěže na výběr zpracovatele projektu stavby uvedla firma ILF Consulting Engineers, s. r. o. v nabídkové dokumentaci jako alternativu k hloubené variantě tunelu i variantu tunelu raženého NRTM. Rozhodnutí o způsobu výstavby provedl investor na základě



podrobného ekonomického porovnání variant zpracovaných v přípravné dokumentaci a nově navrhované varianty ražené NRTM. Porovnání bylo provedeno stanovením jednotkových cen pro jednotlivé položky propočtu. Ocenění jednotkových položek odpovídalo platným ceníkům v cenové úrovni

roku 2000. Podrobný popis porovnání variant je uveden v literatuře [3]. Hodnocení variant hloubených tunelů nezohledňovalo další úpravu položek nutnou pro bezproblémový průběh výstavby (např. úprava tvaru a ochrany svahů stavební jámy proti erozi, úprava tvaru klenby a pod.). Výsledná cena hloubených variant tedy ležela na "bezpečné straně". Hlavním zdrojem disproporcí se ukázaly jednotkové ceny výkopů a zásypů, které v případě hloubených variant výrazně ovlivňovaly celkovou cenu díla a které byly v případě přípravné dokumentace výrazně podhodnoceny. Výsledky porovnání jsou uvedeny v grafu. Protože ražená varianta předpokládala i změnu směrového řešení trasy, zo-

hledňovalo porovnání i investice vyvolané zvětšením objemu zemních prací v odřezu v oblasti navazující na tunel na děčínské straně.

Vypracování ekonomického posouzení variant i proces rozhodování probíhal v čase určeném pro zpracování projektu stavby a žádost o posun konečného termínu odevzdání projektu nebyla ze strany zadavatele akceptována. Bez znalosti výsledné varianty technického řešení probíhal souběžně podrobný ge-



otechnický průzkum, jehož rozsah musel zohlednit obě diametrálně odlišné možnosti výstavby tunelu (hloubený nebo ražený tunel).

5. Technické řešení navržené v projektu stavby

Na základě ekonomického posouzení variant doporučil investor sledovat v dokumentaci projektu stavby variantu tunelu raženého NRTM. Podrobný geotechnický průzkum (viz lit. [4]) provedený v rámci projektu stavby potvrdil správnost volby ražené varianty a stal se podkladem pro detailní návrh technického řešení (viz lit. [6]). V rámci projektu stavby došlo na návrh zpracovatele k úpravě směrového řešení trati (oddálení nově navrhované trasy od stávající tratě) s cílem omezit výluky koleje č. 1 po dobu výstavby a zlepšit podmínky pro ražbu tunelu (zvýšení mocnosti nadloží a zkrácení hloubených portálových úseků). Po úpravě směrového i výškového vedení tvořily objekt tunelu dva hloubené portálové úseky délky 58 m a 60 m a ražený úsek délky 280 m o ploše výrubu 114 m². Dvouplášťové ostění (primární a sekundární) s mezilehlou izolací tvořilo hlavní nosnou konstrukci i dostatečnou ochranu tunelu proti podzemní vodě. Zajištění stability výrubu před betonáží definitivního ostění definovaly technologické třídy výrubu IV. až VI. navržené na základě interpretace výsledků IG průzkumu a velikosti podzemního díla. Každá technologická třída výrubu přesně popisovala technologický postup výstavby, velikost dílčích výrubů a dimenze jednotlivých prvků primárního ostění (kotvy, rámy, betonářské sítě, stříkaný beton apod.) Podrobný popis projektu a navrženého technického řešení viz lit. [6]. Dokumentace projektu stavby sloužila jako podklad zadávací dokumentace pro výběr dodavatele.



obr. 2 - betonáž dna hloubeného úseku

6. Realizační dokumentace, výstavba tunelu a porovnání s předpoklady projektu

Výběrové řízení proběhlo okamžitě po odevzdání projektu stavby a na podzim roku 2000 zahájil dodavatel přípravné práce na zahájení ražby tunelu. Realizační dokumentaci zpracovávala pro dodavatelskou firmu METROSTAV, a. s. firma ILF Consulting Engineers, s. r. o. Praha.

Přístup k děčínskému portálu umožňovala nově vybudovaná staveništní komunikace situovaná v prostoru rokle. Po vytvoření přístupu pokračovaly práce hloubením a zajištěním stavební jámy. Hloubka stavební jámy dosahovala v oblasti raženého portálu 27 m, délka cca 60 m. Stabilitu svahů a ochranu proti erozi zajišťoval stří-

kaný beton se sítí a kotvami SN. Odtěžování jámy probíhalo ze dvou úrovní po etážích výšky 6 m. Způsob odtěžování byl vzhledem k složitému reliéfu terénu a hloubce jámy navržen pomocí 3D modelu terénu. Model zohledňoval všechny fáze hloubení jámy a řešil přístup k jednotlivým etážím prostřednictvím ramp. Odtěžování první etáže probíhalo podle projektu z horní úrovně terénu a dále pokračoval sestup až na úroveň třetí etáže v hloubce jámy 18 m. Zbývající etáže byly odtěženy pomocí rampy od paty svahu. Zahájení ražby předcházelo vybudování zárodku kaloty a provedení deštníku z kotev IBO délky 8 m. Relativně příznivé klimatické podmínky umožnily dne 18.1.2001 zahájit ražbu kaloty tunelu. Při hloubení a zajišťování svahů stavební jámy se v zásadě potvrdily předpoklady podrobného geotechnického průzkumu (viz lit. [4]) a práce probíhaly zcela v souladu s projektovou dokumentací. V dolních úrovních poslední etáže dosahovala pevnost vrstev jílovců již takových hodnot, že jejich rozpojování činilo značné problémy. Oproti předpokladům IG průzkumu nedosahovala zóna zvětrání na bocích svahu předpokládané hloubky a pevné vrstvy dosahovaly až téměř k lici svahu. Rozpojování dolních partií stavební jámy probíhalo za použití trhacích prací, které sloužily k rozvolnění a nakypření vrstev slínovců.

Sledování deformací výrubu i svahů stavební jámy prováděla podle požadavků uvedených v projektu stavby firma SG-Geotechnika. Sledování deformací výrubu a geotechnické dokumentování čelby tvořilo spolu s extenzometrickými měřeními prováděnými z povrchu nástroj k ověřování předpokladů o chování horninového masivu. Interpretace výsledků geotechnických měření sloužila k návrhu



obr. 3 - pražský portál před provedením zásypů



obr. 4 - členění výrubu na kalotu a jádro

ření výsledky v grafické formě prostřednictvím E-mail zástupcům zúčastněných stran.

Od děčínského (výjezdového) portálu probíhala ražba kaloty v technologické třídě výrubu VI. s délkou záběru 0,8 m. I když výsledky měření signalizovaly bezpečný průběh ražby a hodnoty nedosahovaly projektem předpokládaných mezních hodnot, nedošlo ke změně technologického postupu (prodloužení délky záběru ani způsobu zajištění výrubu). Důvodem byla jednak malá vzdálenost od portálové stěny, jednak výsledky geofyzikálních měření, které v oblasti portálu prognózovaly anomálii, interpretovanou jako možnou zónu zvětrání zasahující do hlubších poloh vrstev jílovců. Do profilu čelby kaloty však avizovaná anomálie nezasáhla a ražba tunelovým bagrem probíhala bez větších problémů. Po 40 m ražba přešla do technologické třídy výrubu V. s délkou záběru 1,2 m a po dalších 20 m do třídy výrubu IV. určené do nejlepších geotechnických podmínek v rámci tunelu. V této třídě nepřekročila délka záběru hodnotu 1,8 m. Důvodem bylo vypadávání větších bloků slínovce způsobené pravděpodobně rozvolněním horniny při použití trhacích prací, které v tvrdších polohách nahradily rozpojování horniny tunelovým bagrem. Ve snaze omezit tvorbu nadvýrubů na minimum používal dodavatel systém jehlování po obvodu kaloty i v jiných technologických třídách výrubu, než bylo projektem stanoveno. Problematika tvorby nadvýrubů byla později řešena volbou vhodné délky záběru. Podzemní voda se v tunelu objevovala pouze ojediněle. Jednalo se o průsaky povrchové vody a vydatnost odpovídala intenzitě srážek na povrchu území. Čelba zůstávala ve většině případů suchá, ojediněle se vyskytly vlhké plochy. Výrony puklinové vody se objevovaly s časovým odstupem od čelby pouze v opěří na straně přilehlé k hoře. Strana přilehlá k boku svahu zůstala po celou dobu výstavby tunelu suchá. I z hlediska prognózy výskytu podzemní vody se splnily předpoklady IG průzkumu. Deformace výrubu kaloty se pohybovaly v předpokládaných mezích a vykazovaly dobrou tendenci k ustálení. Tabulka 2 udává maximální

dalšího postupu ražby a způsobu zajištění výrubu. Jedná se o základní princip NRTM, který umožňuje operativně přizpůsobit konstrukci ostění skutečně zastiženým geologickým podmínkám a navrhnout bezpečný a ekonomický postup výstavby.

Deformace svahů stavební jámy se pohybovaly do 12 mm a velmi rychle došlo k jejich ustálení. Po vyhodnocení zaslal zpracovatel mě-



obr. 5 - mezilehlá izolace na rozhraní úseků

deformace stanovené projektem pro technologické třídy výrubu.

Tab. 2	Třída výrubu	IV.	V.	VI.
	Deformace	max. 30 mm	max. 40 mm	max. 50 mm

K překročení projektem stanovené mezní deformace došlo pouze u měřičského profilu v tunelovém metru 175, kdy konečná deformace vrcholu klenby dosáhla hodnoty 33 mm. Průběh deformace v čase (viz tab. 3) však nenasvědčoval tomu, že by hrozila ztráta stability výrubu a ani primární ostění nevykazovalo známky porušení. K překročení mezní hodnoty nad 30 mm došlo až při ražbě jádra, kdy deformace vzrostla z hodnoty 29 mm na konečných 33 mm. Tabulka 3 porovnává výsledky měření deformací výrubu s hodnotami vypočtenými ve statickém výpočtu.

Tab. 3.	Porovnání výsledků vypočtených a naměřených deformací výrubu			Časový průběh deformace vrcholu klenby v tunelovém metru TM 175
Třída výrubu	Tunelový metr	Deformace vrcholu klenby		
		Vypočtená	Naměřená	
VI.	15	15 mm	22 mm	
V.	55	10 mm	19 mm	
IV.	75	13 mm	12 mm	
	95		19 mm	
	135		15 mm	
	175		33 mm	
	195		18 mm	

Na základě skutečně naměřených hodnot deformací výrubu a výsledků extenzometrických měření došlo k úpravě výpočetního modelu MKP a zatěžovacího schématu pro výpočet definitivního ostění tunelu. Zkušenosti získané při ražbě kaloty a výsledky geotechnických měření ovlivnily příznivě způsob zajištění výrubu a technologický postup výstavby. V technologické třídě výrubu IV. bylo v jádře zcela upuštěno od provádění kotev, v technologické třídě výrubu V. došlo v oblasti pražského portálu ke zkrácení kotev v kalotě ze 6 m na 4 m a ke kotvení jádra v každém druhém záběru.

7. Závěr

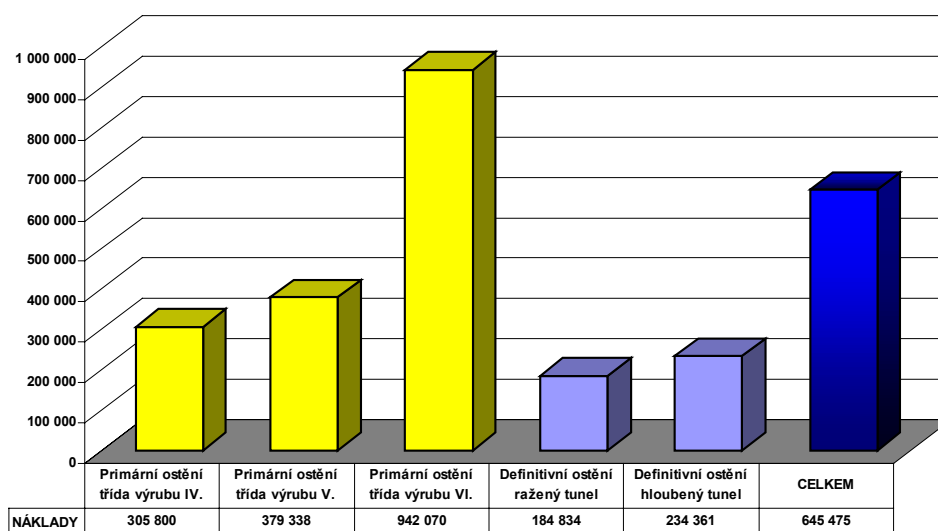
Při volbě technologického postupu provádění tunelu je třeba zvláště v počátečních stupních projektové dokumentace zvážit všechna specifika dané lokality a provést důkladné technicko-ekonomické posouzení variant. Příklad dvoukolejného tunelu ukázal, že obecně platný názor o vysoké ceně ražených tunelů v porovnání s hloubenými konstrukcemi nemusí být vždy pravdivý. Ražba tunelu a zastižené inženýrskogeologické poměry potvrdily správnost volby tunelovací metody. Ražená varianta tunelu umožnila snížit objem zemních prací z 330 000 m³ na 71 400 m³ v případě výkopů (resp. výrubu), v případě zásypů z 240 000 m³ na 23 000 m³. Po zkušenostech získaných při hloubení stavebních jam portálových úseku lze říci, že v případě hloubené varianty tunelu by rozpojování a odtěžování bloků slínovců zvláště v nižších partiích stavební jámy působilo značné komplikace. Diskutabilní je i použití pilotových stěn na bocích tunelu.

Hloubení stavebních jam a ražba tunelu prokázaly, že rozsah provedeného geotechnického průzkumu zcela odpovídal účelu ražby tunelu NRTM a projektem navržená opatření k zajištění stability výrubu nebylo nutno výrazně měnit. Během provádění nedošlo z důvodů neočekávané změny geologických poměrů k výrazným negativním odchylkám od projektem navrženého technického řešení jak portálových úseků, tak ražené části tunelu. Zpracovávání dílčích částí realizační dokumentace reagovalo na skutečné podmínky zastižené na stavbě. Dimenzování definitivního ostění odpovídalo zásadám NRTM. Výpočet zatížení ostění respektoval výsledky geotechnických měření prováděných v průběhu ražby a po jejím ukončení.

Zadání podrobného geotechnického průzkumu jako součásti projektu stavby umožnilo zpracovateli projektu přesně definovat požadavky na rozsah průzkumných prací i druh prováděných laboratorních zkoušek. Pokud je průzkum prováděn v předstihu před zadáním projektu stavby, nemá již zpracovatel projektu možnost ovlivnit jeho rozsah, což může významně ovlivnit návrh způsobu výstavby a tím i cenu díla. Za nedostatečnou považujeme dobu určenou zadavatelem na zpracování projektu stavby, která nezohledňovala náročnost díla ani chronologii jednotlivých dílčích etap nutných pro vypracování projektu, které nelze provádět paralelně.

Velmi dobrého výsledku bylo dosaženo i v oblasti investičních nákladů. Z hlediska porovnání skutečných investičních nákladů a nabídkové ceny došlo k navýšení nepřesahujícím 10 mil. Kč. Při nabídkové ceně objektu 260 mil. Kč se jedná o navýšení o 3.85%. Jak ukazuje následující graf, pohybovala se průměrná cena 1 bm tunelu o ploše výrubu 110 m² do 650 tis. Kč (tj. 5 900,- Kč/m³).

NÁKLADY NA 1 bm TUNELU PODLE PROJEKTU STAVBY



Ve spojení s NRTM bývá obvykle uváděno, že se jedná o metodu, která umožňuje přizpůsobení technologického postupu výstavby skutečně zastiženým geotechnickým podmínkám a tím i optimální návrh technicko-ekonomického řešení podzemního díla. Použití NRTM není však samo o sobě ještě zárukou eko-

nomicky výhodného technického řešení. Výsledek ovlivňuje celý komplex opatření, která je pro úspěšnou realizaci podzemního díla nutno splnit. Je to zejména:

- kvalitní geotechnický průzkum odpovídající rozsahu díla, použité tunelovací metodě a složitosti geologických podmínek
- výběr zkušeného zpracovatele všech stupňů projektové dokumentace, který garantuje požadovanou vysokou odbornou úroveň (úspory na ceně projekčních prací jsou nesrovnatelné se ztrátami vzniklými při realizaci podle nekvalitní dokumentace)
- výběr kvalifikované dodavatelské firmy včetně jejích subdodavatelů
- zajištění erudovaného technického dozoru investora vybaveného potřebným personálním i technickým zázemím, který je vyškolen pro kontrolu činností prováděných v rámci NRTM

Úspěšná realizace prvního tunelu v síti Českých drah budovaného NRTM je dobrým začátkem budování tunelů na železničních koridorech v České republice.

Literatura a podklady:

- [1] ČD-DDC, Modernizace trati Kralupy nad Vltavou – Vraňany, SO 30-20-01 Tunel v km 445,975 – 446,375. Přípravná dokumentace - část D.2. (SUDOP Brno, a. s. 12/1997)
- [2] ČD-DDC, Modernizace trati Kralupy nad Vltavou – Vraňany. Zadávací dokumentace projektu stavby
- [3] ČD-DDC, Modernizace trati Kralupy nad Vltavou – Vraňany, SO 30-20-01 Tunel v km 445,975 – 446,375. Ekonomické posouzení variant (ILF Consulting Engineers, s. r. o. 06/1999)
- [4] ČD-DDC, Modernizace trati Kralupy nad Vltavou – Vraňany, Podrobný geotechnický průzkum SO 30-20-01 Ražený tunel (ILF Consulting Engineers s. r.o. 07/1999)
- [5] ČD-DDC, Modernizace trati Kralupy nad Vltavou – Vraňany, SO 30-20-01 Tunel v km 446,030 – 446,420. Projekt stavby (ILF Consulting Engineers spol. s r. o. 06/2000)
- [6] Mařík, L.: Projekt prvního železničního tunelu v síti českých drah raženého novou rakouskou tunelovací metodou (časopis Tunel 4/2000, str. 23 – 31)
- [7] Mařík, L.: Dvoukolejný železniční tunel na trati Kralupy nad Vltavou - Vraňany. Předpoklady a skutečnost z pohledu projektanta. (časopis Tunel 3/2001, str. 29 – 33)

GEOMONITORING PŘI STAVBĚ TUNELU MLČECHVOSTY, MODERNIZACE TRATI KRALUPY NAD VLTAVOU – VRAŇANY, TUNEL V KM 446,030 – 446,420

Doc Ing. Alexandr Rozsypal, CSc., Ing. Václav Veselý

SG GEOTECHNIKA a.s.



Abstract

V rámci modernizace železničních koridorů na území České Republiky byl v úseku trati Kralupy nad Vltavou – Vraňany vyražen nový dvoukolejný tunel. Při jeho výstavbě byla poprvé na železnici využita Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM).

Nedílnou součástí NRTM je soubor kontrolních geotechnických měření – geomonitoring. Při výstavbě tohoto tunelu byl monitoring efektivně uplatňován spolu s nezávislým geotechnickým dozorem.

Článek popisuje průběh a výsledky komplexního geomonitoringu při realizaci tunelu.

Princip NRTM

Principem Nové rakouské tunelovací metody je maximální zapojení samotného horninového masivu do přenášení zatížení, které působí na ostění tunelu po provedení výrubu. Toho se dosahuje povolením určitých přetvoření ostění a to tak, aby poměr zatížení přenášených ostění a zatížení přenášených vlastní horninou byl optimální. Jedná se tedy o observační metodu, založenou na měření. Pro její účinné uplatnění je proto důležité, aby byla prováděna erudovaným subjektem, zkušeným v oblasti měření, geotechniky a nezávislým na subjektu, který provádí vlastní ražbu tunelu.

Cíl geomonitoringu

Cílem geomonitoringu, jinak též kontrolního sledování, je:

- ověřit hypotézu o mechanickém chování systému hornina – ostění tunelu během jeho ražby,
- korigovat tuto hypotézu podle výsledků měření a používat ji pak pro předpověď deformační reakce horninového masivu na ražbu v dalších fázích výstavby tunelu,
- průběžně přizpůsobovat technologii ražby dosahovaným výsledkům měření tak, aby deformační reakce horninového masivu nevybočila z projektem daných mezí,
- kontrola bezpečnosti výstavby.

Lze též konstatovat, že geomonitoring zaručuje dosažení předepsaných kvalitativních parametrů stavby a je tudíž i nezbytnou součástí systému řízení jakosti.

Nedílnou součástí geomonitoringu prostřednictvím měřicí techniky je i vizuální sledování ostění a čelb spolu s podrobným geotechnickým hodnocením zastiženého horninového masivu na čelbách. Cílem podrobného geotechnického hodnocení je:

- ověřit, do jaké míry se shoduje prognóza se skutečnými geotechnickými podmínkami a tím skutečné zastoupení jednotlivých technologických tříd výrubu
- včasné identifikování neočekávaných geotechnických poměrů jako podklad pro operativní návrh dodatečného vyzbrojení výrubu
- získání podkladů pro fyzikálně výstižnou interpretaci výsledků geomonitoringu a zpřesňování hypotézy o přetvárném chování horninového masivu.

Použité metody měření

Pro sledování přetváření systému hornina-ostění tunelu se standardně používá měření konvergencí ostění výrubu. Deformace horninového masivu se obvykle sledují pomocí extenzometrů a inklinometrů ve vrtech. Dále se provádějí mikroseismická měření, měření tlaku horniny na primární ostění tlakovými poduškami a měření normálových tlaků v primárním ostění rovněž tlakovými poduškami. Geodeticky se sleduje stabilita portálových svahů. Extenzometry ve vrtech je možno instalovat jak z tunelu (vysoké nadloží), tak z povrchu terénu nad tunelem. Výhodnější je osazovat extenzometry v předstihu před ražbou do vrtů prováděných z povrchu terénu. Vzhledem k tomu, že deformace horninového masivu způsobené ražbou se iniciují již v předstihu před čelbou, hodnoty získané z extenzometrů osazených až po projití čelby daným měřičským profilem (z tunelu) by totiž byly zkreslené a neúplné. Mikroseismická měření se využívají u hlubokých tunelů pro zjištění rozsahu rozvolněné zóny v okolí výrubu, jejich využití u mělkých tunelů je řídké. S přihlédnutím k minimalizaci ovlivnění plynulosti ražby a zastiženým geologickým poměrům bylo při realizaci tunelu Mlčechvosty použito:

1. měření konvergencí výrubu
2. extenzometrické měření ve vrtech prováděné ve dvou příčných profilech z povrchu nad tunelem (staničení TM 70,00 a TM 150,00), viz. obr. 2 a 3.
3. nivelace povrchu terénu nad tunelem (dva příčné a jeden podélný profil), viz. obr. 2
4. trigonometrické sledování svahů portálových jam a svahu nad stávající tratí.

Nedílnou součástí geomonitoringu bylo i nepřetržité sledování geologických a geotechnických podmínek na čelbě tunelu zkušeným geotechnikem. Přesný popis horninového masivu a stability čelby s ohledem na výsledky geotechnických měření umožnily správné zatřídění výrubu do technologických tříd NRTM.

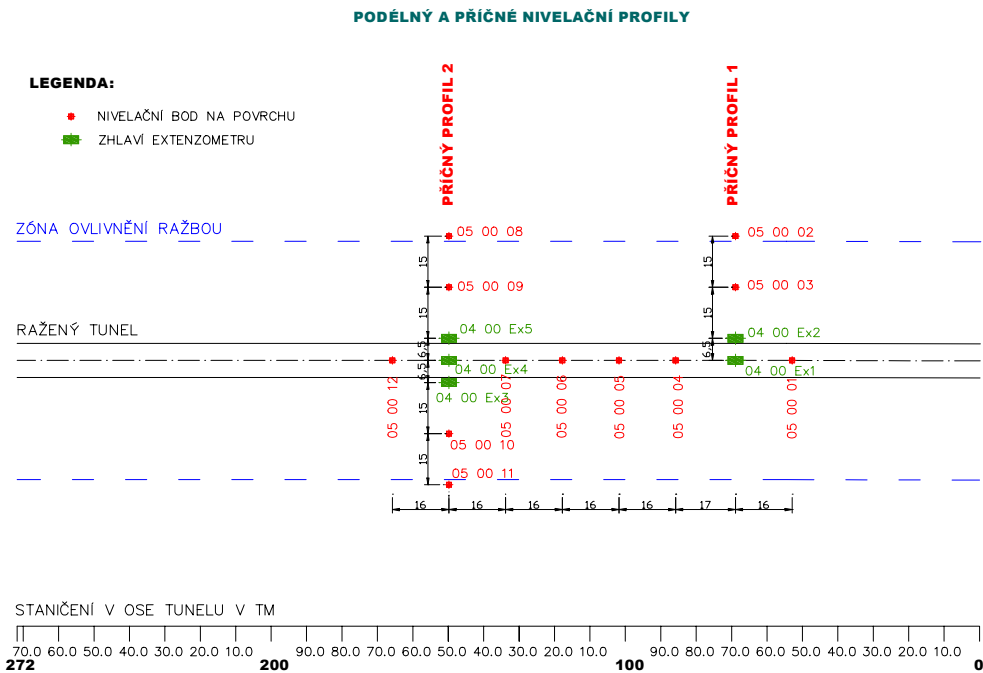


Obr.1: Čelba kaloty ve staničení TM 77,00:

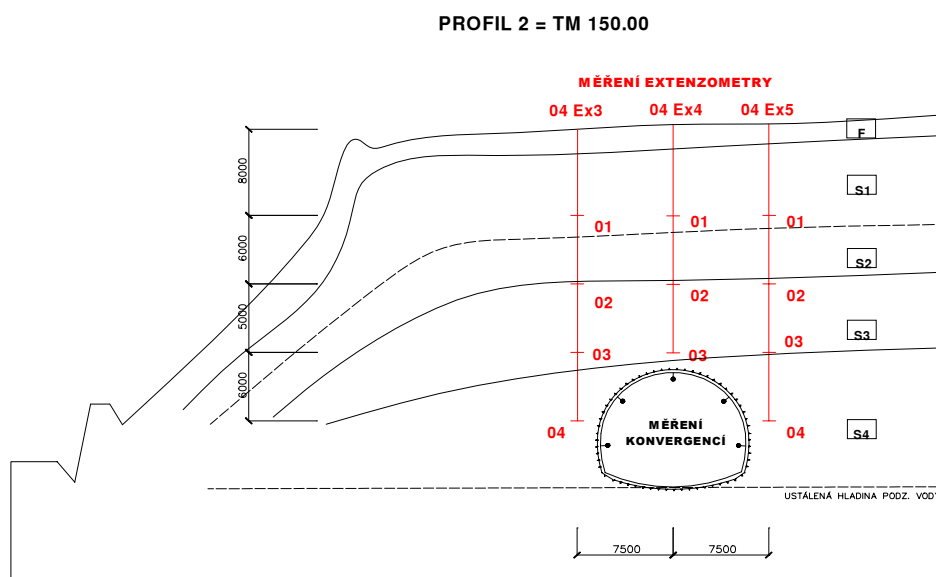
Slabě zvětralý slínovec, šedý, plochy odlučnosti okrově zbarvené, lavicovitě odlučný se střední až nízkou hustotou diskontinuit, suchý, plochy vrstevnatosti sevřené, průběžné, hlavní svislé pukliny ($140^{\circ}/85^{\circ}$) rozevřené 2-3mm, neprůběžné.

Měření bylo zahájeno v prosinci 2000 při realizaci stavebních jam pro děčínský a pražský portál (kontrola stability portálů a svahů jam) a pokračovalo během vlastní ražby tunelu (konvergenční měření, nivelace na povrchu, extenzometry a sledování stability svahu nad stávající tratí). Systém a četnost měření se odvíjel od technologie ražby tunelu. Profil tunelu byl členěn horizontálně na kalotu, jádro (levé a pravé) a dno.

Výsledky měření byly ihned nebo nejpozději do 6-ti hodin po změření a vyhodnocení, předávány zhotoviteli a projektantovi. Investor (ČD DDC Praha) byl o výsledcích pravidelně informován na kontrolních dnech s podzhotovitelem. Ucelený přehled výsledků měření byl obsahem pravidelných měsíčních zpráv o geomonitoringu.



Obr. 2: Schéma rozmístění nivelačních a extenzometrických profilů



Obr. 3: Příčný řez kontrolním profilem č. 2: kombinace měření deformací extenzometry a měření konvergencí

Měření deformace svahu stavební jámy

Děčínský portál

Výkop stavební jámy pro děčínský portál byl zahájen v listopadu 2000. S postupem odtěžování a zajišťování svahů jámy byly osazovány body pro sledování stability svahů. Celkem bylo osazeno 12 měřičských bodů: po 3 bodech ve 2. a 3. etáži portálového svahu, po 2 bodech ve 2., 3. a 4. etáži stěny při děčínském portálu. Tato měření umožnila grafické znázornění časové závislosti přetváření svahů stavební jámy, resp. podélného nebo příčného posunu.

K výraznějšímu nárůstu deformace došlo při prohloubení jámy na úroveň dna kaloty a při zahájení ražby v kalotě. To se projevilo logickým sednutím bodu 10103 o 12mm (roh mezi portálem a stěnou v úrovni 2. etáži, kde vždy dochází ke koncentraci napětí). K dalšímu poklesu došlo při zahájení ražby dna tunelu, kdy body v ose tunelu a v rohu portálu vykázaly nárůst sedání o 2-4mm. Celkové hodnoty deformace dosáhly ve směru sedání 11mm. Deformace ve směru kolmém k portálu dosahovaly minimálních hodnot (do 4mm) a vždy se rychle ustálily (obecně po zanoření čelby 15m do hory). V žádném okamžiku proto nedošlo k překročení stability a nebylo nutno přistoupit k dodatečnému zajištění svahů.

Deformace stěny při děčínském portálu vykazovaly obecně menší hodnoty. Při prohloubení jámy na úroveň dna tunelu došlo k mírnému nárůstu sedání. Hodnoty se však rychle ustálily a dosáhly max. 6mm. Rovněž deformace ve směru kolmém ke svahu byly minimální a dosahovaly do 4mm, což svědčilo o dostatečné stabilitě stěny.



Obr. 4: Děčínský portál

Pražský portál

Stavební práce na pražském portálu byly zahájeny v březnu 2001. Stavební jáma je rozdělena na celkem 5 etáží, na nichž je osazeno celkem 12 bodů (+ 1 na stožáru VN nad portálem) pro trigonometrické sledování stability svahů. S prohlubováním jámy bylo postupně osazeno po 3 bodech ve 3. a 4. etáži portálového svahu, po 2 bodech ve 3., 4. a 5. etáži stěny při pražském portálu. Výsledkem je grafické znázornění časové závislosti sedání, resp. podélného nebo příčného posunu.

S dotěžením jámy na úroveň nivelety koleje došlo k mírnému nárůstu sedání portálu (do 5mm). Výrazněji se dotěžení portálové jámy a zahájení ražby kaloty projevilo na deformacích portálu ve směru kolmém ke svahu. Tam hodnoty narostly o 7mm (bod 10003 na kraji 3. etáže a bod 10007 v ose tunelu ve 4. etáži) a při zahájení ražby jádra, resp. dna tunelu z pražského portálu dosáhly max. 9mm. Vzhledem k rychlému ustálení deformací, jak ve směru kolmém ke svahu, tak ve směru svislém, nebyla překročena stabilita portálového svahu a nebylo tudíž nutno přistoupit k dodatečnému zajištění svahů.

Deformace stěny při pražském portálu dosahovaly ve svislém směru max. 8mm, kterých docílily po dotěžení jámy na úroveň nivelety koleje (dno 5. etáže). Výrazněji se dotěžení jámy projevilo na deformacích ve směru kolmém na stěnu, kdy do 10-ti dnů po dotěžení deformace narostly o 8mm na celkových 10mm. Tato deformace se v polovině června 2001 projevila také trhlinou ve stříkaném betonu na styku lavice a stěny v úrovni mezi 2. a 3. etáží. Podle výsledků kontrolních měření však nedošlo k dalšímu nárůstu deformace. Hodnotu 10mm tak bylo možno považovat za konečnou a stěnu za stabilní bez nutnosti dalšího zajišťování.



Obr. 5: Pražský portál – dotěženo na úroveň dna kaloty

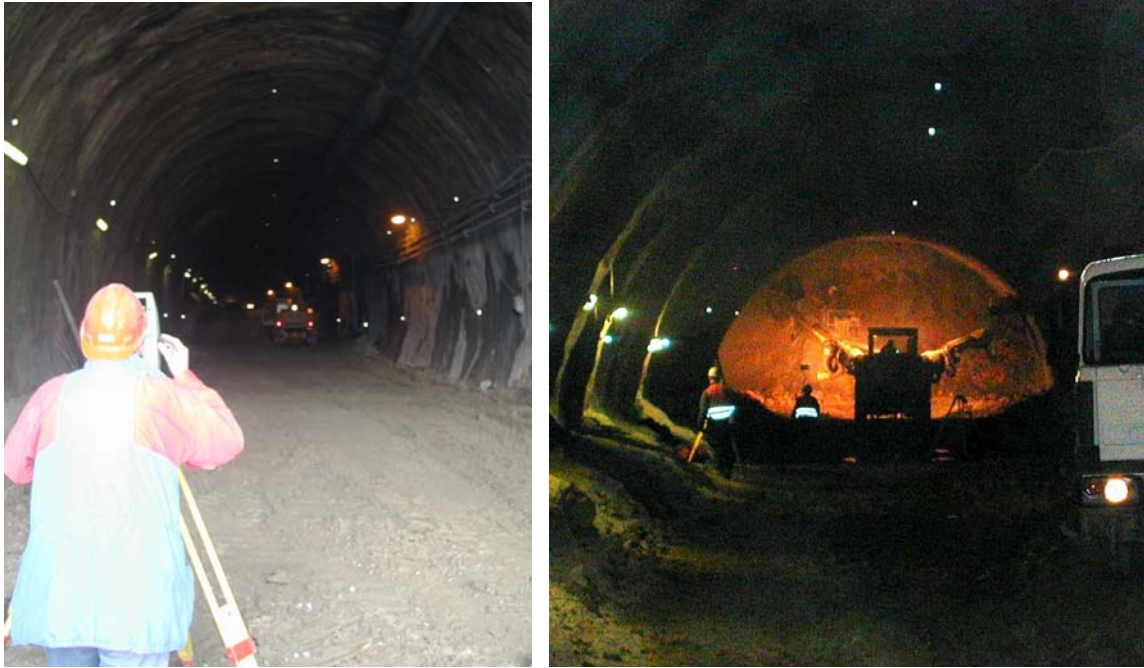
Měření deformace výrubu

Klasická konvergence je změna vzdálenosti protilehlých bodů osazených na ostění. Moderněji se určují absolutní polohové změny respektive vektory pohybu každého z měřených bodů. Vektory se pak rozkládají do vodorovných a svislých složek a do složky rovnoběžné s osou tunelu. Měření ve větších profilech se dnes zásadně provádí optickými přístroji.

V daném případě jsme použili automatickou totální stanici LEICA TCA 2003. Přesnost přístroje je $0,5^{CC}$, tedy přesnost metody jako takové je 10^{-3} m v určení prostorové polohy bodu.

Vlastní měření bylo prováděno na profilech, které sestávají z 5 bodů. V kalotě jsou umístěny 3 body (1 x ve vrcholu a 2 x na boku), v jádře je na každém boku jeden bod (viz. obr. 6). Při ražení profilu členěným výrubem byly v jednotlivých fázích výrubu osazovány měřičské body a postupně byly napojovány na předešlá měření. Měřičský bod byl osazen vždy v posledním záběru intervalu mezi měřičskými profilem před provedením dalšího záběru.

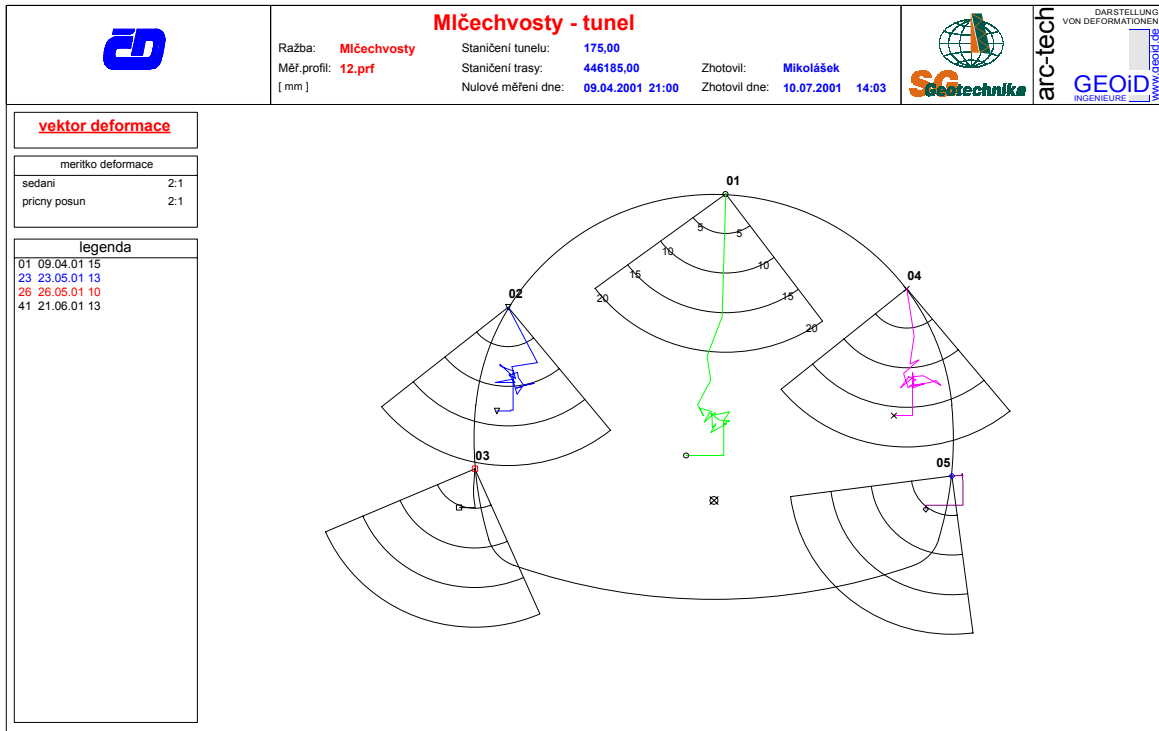
Výsledkem měření je grafické znázornění časové závislosti deformací v jednotlivých bodech měřičských profilů. Každý bod profilu je v grafu označen svou křivkou, která ukazuje vývoj jeho deformací v čase. Současně je v grafu uveden časový postup ražby vzhledem ke staničení daného profilu (vzdálenost čelby jednotlivých výrubů od měřičského profilu).



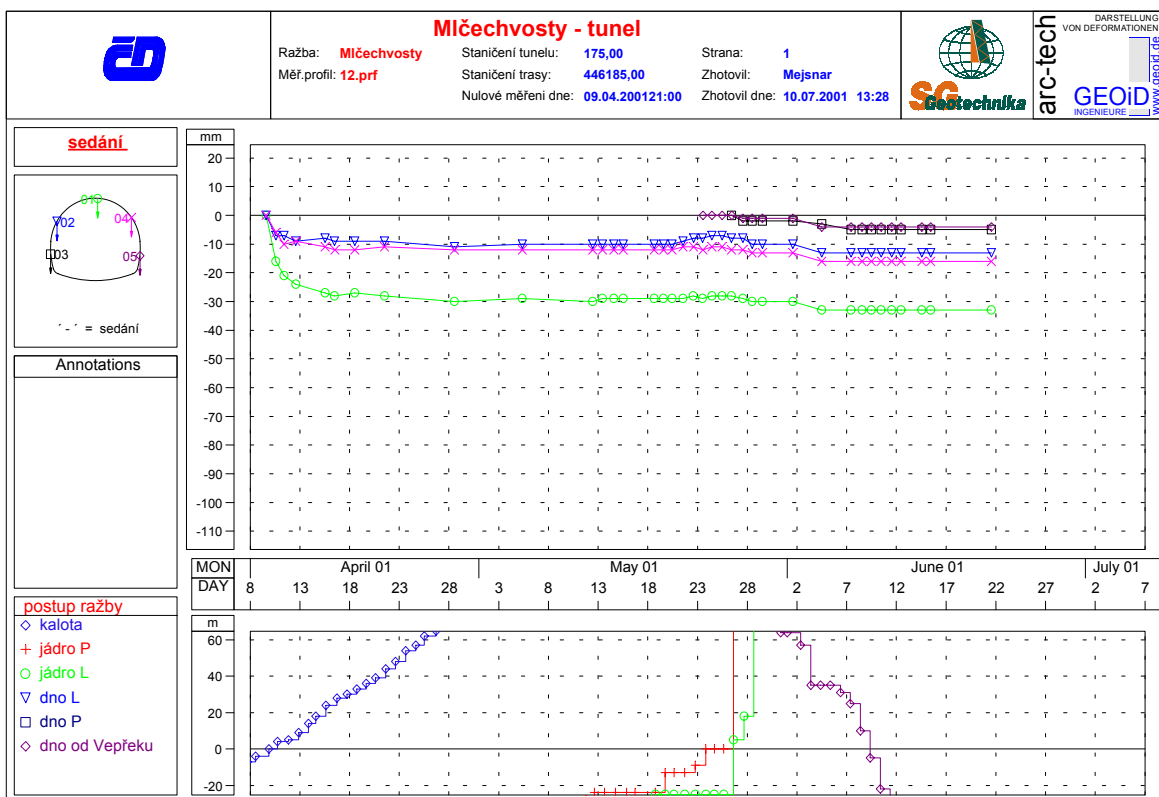
Obr. 6: Měření konvergencí plného 5-ti resp. částečného 3-bodového profilu

V průběhu ražby bylo postupně osazeno 18 konvergenčních profilů. Po osazení bodů bezprostředně za čelbou kaloty docházelo k vývoji deformace, která se postupně ustálila do 5-ti dnů po osazení, tzn. po vzdálení čelby od profilu na 10-15m (vzdálenost cca. 2 výšky výrubu). Na všech profilech převažovaly svislé deformace (sedání). Ty po průchodu kaloty dosahovaly 8-10mm. S průchodem čelby jádra tunelu docházelo k dalšímu poklesu bodů o 2-4mm (celkem 10-15mm), aby po průchodu dna tunelu body poklesly o konečných 4-5mm. Celkové deformace ve svislém směru (sedání) tedy dosáhly 18-22mm. Deformace způsobené ražbou jádra a dna tunelu se ustalovaly podstatně rychleji (do 2dnů), tzn. po vzdálení čelby 5-10m od profilu (vzdálenost cca. 1-1,5 výšky výrubu). Deformace výrubu ve vodorovném směru dosahovaly čtvrtinových hodnot jak ve směru konvergence, tak divergence a většinou nepřesáhly 5mm. V příportálových úsecích byly vodorovné deformace větší a neměly směr konvergence, ale směřovaly ven ze svahu. Tento trend odpovídá rozdílu vodorovných tlaků vpravo od tunelu (v hoře) a vlevo od tunelu (štíhlý horninový pilíř mezi tunelem a lícem svahu). V žádném profilu však nepřesáhly 7mm.

Výjimkou byl profil č. 12 ve staničení TM 175,00 (třída výrubu NRTM IV.), kdy po průchodu kaloty došlo k nárůstu sedání až o 28mm (viz. obr. 7 a 8). Deformace se však ustálila klasickým tempem (do 5-ti dnů, tzn. vzdálenost cca. 2 výšky výrubu) a další vývoj při ražbě jádra a dna již byl totožný s ostatními profilemi, tzn. nárůst o 2mm, resp. 4mm. Celková deformace (sedání) dosáhla 34mm. Tato hodnota překročila limit stanovený projektantem (30mm). Po pravidelném sledování ostění a konzultaci s projektantem (ILF CE,s r.o.) nebylo přistoupeno k zesílení primárního ostění. Průběh deformací ve vodorovném směru měl klasický vývoj a hodnoty nepřesáhly 5mm.



Obr. 7: Vektorové vyjádření deformací výrubu



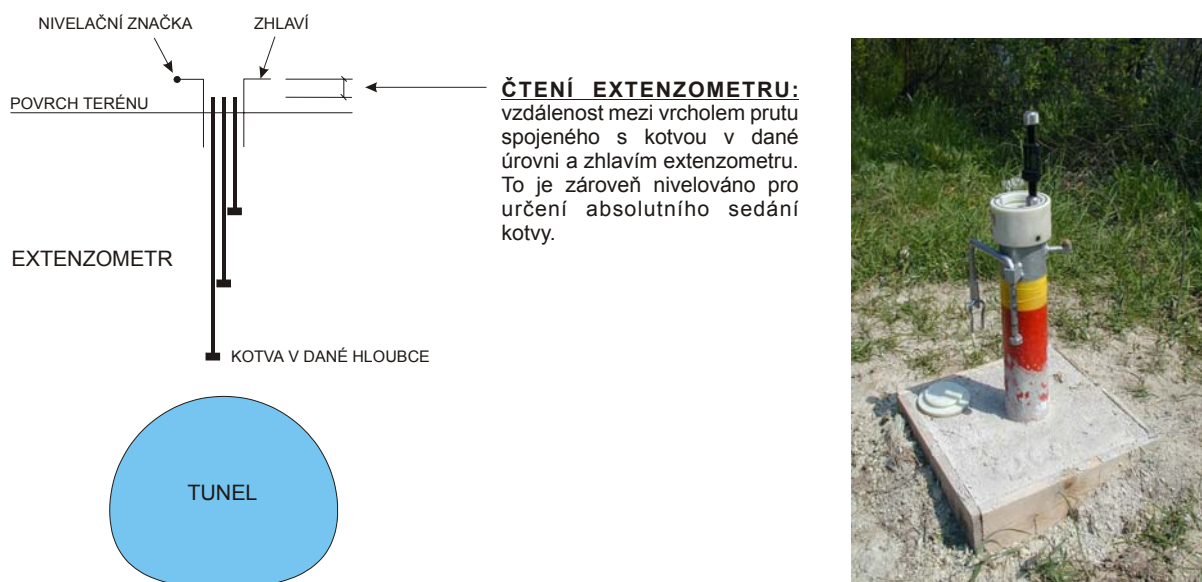
Obr. 8: Sedání bodů ve výrubu v závislosti na čase a vzdálenosti jednotlivých čelb

Ražba v profilu	deformace – sedání [mm]		podíl na celk. deformaci [%]
	dílčí	celková	
kaloty	10	19	52 %
jádra	4		21 %
dna	5		27 %

Tab. 1: Vliv jednotlivých částí ražby na celkovou deformaci výrubu. V tabulce jsou uvedeny typické hodnoty deformací.

Extenzometrická měření

Extenzometr je zařízení, které umožňuje měřit deformace horninového masivu ve směru jeho podélné osy. Zpravidla se konstruuje jako vícenásobné tyčové extenzometry osazované do vrtu.



Obr. 9: Princip fungování extenzometru

Extenzometry (výroba SG-Geotechnika a.s.) jsou tvořeny laminátovými pruty (odolné vůči teplotním změnám) ukotvenými v daných úrovních a zhlavím pro odečet deformací. Jako vztažný bod je bráno zhlaví, které je při každém odečtu nivelováno.

V předstihu před ražbou tunelu bylo z povrchu nad tunelem odvrtno 5 vrtů a do nich osazeno celkem 5 extenzometrů. Extenzometry byly situovány do dvou příčných profilů, tzn. ve staničení TM 70.00 a TM 150.00. Profil TM 70.00 sestává ze dvou extenzometrů: jeden v ose tunelu s kotvami v úrovni 8, 14 a 20m pod terénem a druhý byl situován vedle profilu tunelu s kotvami v úrovni 8, 14, 20 a 27m pod terénem. Profil TM 150.00 je tvořen třemi extenzometry: jeden v ose tunelu (úrovně 8, 14 a 19m) a dva symetricky vedle tunelu (úrovně 8, 14, 19 a 25m). Nejnižší kotevní úrovně byly voleny tak, aby u extenzometrů v ose tunelu končily do 1m nad stropem kaloty a u extenzometrů vedle tunelu zasahovaly min. do poloviny výšky

tunelu. Základní měření bylo provedeno v dostatečném předstihu před ražbou tunelu. Vyhodnocení probíhalo formou grafických výstupů, kde byly zobracovány jak celkové sedání všech úrovní, tak relativní sedání jednotlivých úrovní vůči terénu.

První sedání nad osou tunelu zaznamenaly extenzometry již v okamžiku, kdy se k nim čelba kaloty přiblížila na vzdálenost 15m. V momentě, kdy čelba kaloty byla v rovině extenzometrů, změřená sedání dosahovala pouze 30% ze své konečné hodnoty. Výraznější zpomalení nárůstu sedání nastalo po vzdálení čelby kaloty 15-20m za profil (7 dnů, tzn. vzdálenost cca. 3 výšky výrubu). Konečné hodnoty pak bylo dosaženo až po vyražení dalších 50m. To si vyžádalo okolo 20 dnů. Podobně tomu bylo i během průchodu čelby jádra a dna tunelu (viz. tab. 2 a obr. 10).

Extenzometr	Úroveň pod terénem [m]	Dílčí sedání [mm]				Celk. sedání [mm]	% sedání			
		před průchodem čelby	kalota	jádro	dno		před průchodem čelby	kalota	jádro	dno
v ose tunelu 04Ex4	terén	1	5	7	8	8	12 %	62 %	22 %	16 %
	8	2	9	11	12	12	17 %	78 %	14 %	8 %
	14	3	17	19	20	20	15 %	82 %	13 %	5 %
	19	10	26	30	31	31	33 %	86 %	12 %	2 %
vedle tunelu 04Ex3 04Ex5	terén	0	5	6	8	8	0 %	61 %	20 %	19 %
	8	1	6	8	9	9	11 %	72 %	14 %	14 %
	14	1	7	8	10	10	10 %	72 %	15 %	13 %
	19	1	6	7	9	9	11 %	69 %	16 %	15 %
	25	0	5	6	8	8	0 %	63 %	20 %	17 %

Tab. 2: Vliv dílčích výrubů tunelu na celkové deformaci horninového masivu

Extenzometry vedle profilu tunelu (04Ex2, 04Ex3 a 04Ex5) vykazovaly mnohem menší hodnoty sedání, než tomu bylo nad osou tunelu. To potvrzuje, že se nad tunelem prováděným v lavicovitě uložených horninách vytvářela poměrně úzká poklesová kotlina. Vývoj sedání měl obdobný průběh jako u extenzometrů nad osou tunelu, pouze celkové sedání dosahovalo třetinových hodnot.

V tabulce č. 2 je uveden podíl jednotlivých částí výrubu na celkovém sedání horninového masivu nad tunelem. Rozdíl ve výsledcích extenzometrů v profilu 1 a 2 je způsoben tím, že profil 1 je ve staničení, kde je tunel umístěn blíže svahu a vektor deformace nemá svislý směr. Potom je hodnota sedání menší než u extenzometrů ve 2. profilu, kde tunel prochází více v masivu a vektor deformace má převážně svislý směr.

osy tunelu dosahovalo sedání max. 3mm. Šířka poklesové kotliny dosahovala do 30m od osy tunelu. Rychlý úbytek sedání směrem od osy tunelu svědčil o příznivém vývoji příčné poklesové kotliny a o bezpečném chování celého horninového masivu nad tunelem.

Trigonometrické sledování svahu při stávající trati

Horninový pilíř oddělující výrub tunelu a povrch svahu nad stávající tratí dosahoval při portálech šířky pouze 6m. V ostatních místech tunelu nepřesáhla mocnost 12m. Vzhledem k tomu, že v tunelu bylo při ražbě používáno trhacích prací, bylo kvůli zajištění bezpečnosti provozu na stávající trati osazeno pod temenem svahu celkem 6 bodů pro trigonometrické sledování stability svahu. Body byly osazeny po celé délce tunelu. Byly sledovány po celou dobu ražby tunelu, tzn. měření bylo zahájeno v únoru 2001 a skončilo v červnu 2001.

Přestože se seismické účinky od trhacích prací šířily v lavicovitě uložených horninách do velkých vzdáleností a se silnými účinky, na deformacích svahu se projevíly minimálně. Hodnoty svislých a vodorovných posuvů se pohybovaly jen do 6-9mm. Oproti tomu zvýšené jarní srážky (březen – duben) vyvolaly pohyby ve svrchní vrstvě svahu. Po zavodnění výchozu písčitých štěrků došlo dokonce k suťovému pohybu svrchní, cca 0.5 m mocné vrstvě spraší. Tento pohyb indikovalo měření bodu 65002, kdy ve směru kolmém ke svahu došlo k nárůstu až na 65 mm. Po zmírnění srážek se deformace ustálily. Po důkladné obhlídce svahu bylo zjištěna řada zátrhů staršího data, která svědčila o tom, že svah byl už v historii (a zřejmě pravidelně) postihován podobnými suťovými sesuvy. Celková stabilita svahu ale narušena nebyla a nebyl proto důvod vydat podnět pro omezení provozu na stávající trati.

Závěr

Dvoukolejný železniční tunel Mlčechvosty na traťovém úseku Kralupy nad Vltavou – Vraňany je prvním tunelem v síti Českých drah ražený pomocí Nové rakouské tunelovací metody. Nedílnou součástí metody je soubor kontrolních měření, které přispívají k optimalizaci ražby a úspornému ale bezpečnému dimenzování ostění. Na základě výsledků měření konvergencí a jejich včasného předávání všem zúčastněným stranám byl operativně upravován způsob ražby a vystrojení v jednotlivých technologických třídách. Zpětná analýza výsledků měření konvergencí, extenzometrů a nivelace vedla k upřesnění modelu pro výpočet statického působení sekundárního ostění.

Ražba pomocí NRTM se již v minulosti osvědčila při výstavbě tunelů na německých klasických i vysokorychlostních tratích. V součinnosti s komplexním geomonitorem, prováděným v rámci nezávislého geotechnického dozoru, byla nyní úspěšně aplikována i při modernizaci železničního koridoru Českých drah v naší republice.

Přestavba železničního mostu v km 535,437 trati Praha Masarykovo n. – Děčín („Četrans“)

Ing. Stanislav Fousek, Chládek + Tintěra a. s.

Ing. Tomáš Wangler, SUDOP PRAHA a. s.



Návrh přestavby objektu

Základní koncepce řešení

Železniční most v km 535,437 trati Praha Masarykovo n. - Děčín se nachází v katastru obce Malšovice na území CHKO České Středohoří a převádí dvoukolejnou železniční trať I. tranzitního koridoru ČD přes polní cestu, Račí potok a příjezdovou komunikaci do kamionového překladiště firmy Četrans.

Původní nosná konstrukce mostu z r.1849 byla tvořena pěti půlkruhovými klenbami o světlosti po 5,60 m. V roce 1971 bylo zdivo mostu sanováno injektáží a torkretovým nástřikem, izolace však dle dostupných podkladů obnovena nebyla. Vrstva torkretu proto zjevně uzavřela vlhkost ve zdivu, což jeho degradaci vlivem vlhkosti a mrazového zvětvávání dále urychlilo. Klenby nad komunikací byly navíc značně poškozeny opakovanými nárazy vozidel.



Pro účely zpracování přípravné dokumentace optimalizace traťového úseku Ústí n.L. - Děčín v roce 1996 byl zpracován stavebně technický průzkum, který stanovil výpočtovou pevnost hrubě mezerovitého zdiva

kleneb na pouhých 1,3 MPa. S přihlédnutím k problematickému prostorovému uspořádání na mostě i pod mostem bylo proto již během zpracování přípravné dokumentace rozhodnuto o jeho přestavbě.

V přípravné dokumentaci byla navržena přestavba na most o čtyřech mostních otvorech (sloučením mostních otvorů nad komunikací), přičemž nosné konstrukce z desek se zabetonovanými nosníky měly být uloženy na rekonstruované stávající spodní stavbě. Doplňkový průzkum však prokázal, že rekonstrukce stávajících pilířů není vzhledem ke stavu zdiva účelná a rovněž jejich základy by bylo nutno podchytit. Horní části spodní stavby by během přestavby musely být odbourány hluboko pod paty kleneb v sousední provozované koleji, což by zjevně komplikovalo zajištění jejich stability. V neposlední řadě estetické působení objektu o čtyřech polích v dispozici 3x 7,12 m + 14,41 m bylo nutno považovat za problematické.

Na základě výše uvedeného byl v projektové dokumentaci rozpracován alternativní návrh přestavby mostu na objekt se spojitou spráženou nosnou konstrukcí o dvou polích, jehož dispozice byla uspořádána tak, aby novou spodní stavbu bylo možno vybudovat ještě před demolicí stávající klenby. Toto uspořádání mostu vychází z požadavků na minimalizaci výluk trati ČD během přestavby.

Při návrhu stavebních postupů byly zvažovány dvě varianty. Podle první z nich by v oboukolejně výluce byly demolovány nosné konstrukce kleneb pod oběma kolejemi a následně by byla do koleje č. 2 příčně zasunuta nová nosná konstrukce. V takovém případě by podle konzultací se specializovanými firmami oboukolejná výlučka musela trvat minimálně 96 h, což bylo pro provozní složky ČD nepřijatelné. Proto bylo nutno rozpracovat technicky náročnější variantu postupné přestavby objektu v jednokolejných výlukách, která je podrobně popsána ve druhé části příspěvku.

Střední pilíř, společný pro nosné konstrukce v obou kolejích, byl situován do stávajícího mostního otvoru č. 3, aby mohl být vybudován zcela nezávisle na železničním provozu. Štěrkové podloží s proměnlivou ulehlostí muselo být vylepšeno tryskovou injektáží, která byla provedena pod stávajícími klenbami. Nové úložné prahy krajních opěr byly umístěny vně krajních kleneb a uloženy částečně na stávajících opěrách a částečně v železničním náspu za jejich rubem. Homogenita jejich podloží a stabilita dřívku stávajících opěr byla zajištěna rovněž tryskovou injektáží, prováděnou přímo ze železničního svršku mezi pražci. Opěry byly provedeny po polovinách pod ochranou pažení. Nosná konstrukce v koleji č. 2 mohla být při této dispozici mostu osazena po odbourání části podélně rozříznutých kleneb, přičemž původní spodní stavba zůstala zachována v celém rozsahu a stabilizovala provozovanou část kleneb v koleji č. 1.

Nové nosné konstrukce o rozpětí 2x 19,38 m byly navrženy jako spojitě sprážené ocelobetonové se čtyřmi hlavními nosníky. Hlavní nosníky jsou opatřeny náběhy nad střední podporou a nemají žádné příčné ztužení v poli. Stavební výška činí 1,794 m, takže přes značné zvětšení světlosti mostního otvoru odpovídá volná výška nad přemostovanou komunikací (min 4,866 m) výšce klenáků původních kleneb a nepředstavuje tak nadále omezení pro průjezd kamiónů.

Sprážené ocelobetonové konstrukce

Ve snaze zjednodušit montáž na staveništi byly navrženy nosné konstrukce s monolitickými ocelobetonovými úložnými příčnicí. Toto uspořádání vychází z koncepce integrovaného rámového mostu, u kterého je nosná konstrukce zmonolitněním provázána se spodní stavbou. U takového mostu odpadají ložiska i mostní závěry, což výrazně zjednodušuje jeho provádění a následnou údržbu.

Při daném harmonogramu provádění (nutnost příčného přesunu nosných konstrukcí) nebylo možno rámový most zřídit. Zmonolitněné rámové rohy byly upraveny na použití úložných příčniců sprážených. Ocelová část těchto příčniců má tvar korýtky, které tvoří



dolní pásnici pod železobetonovým obdélníkovým průřezem masivního úložného příčnicku.

Ocelová část příčnicku je spřažena s betonovým průřezem trny, a proto výrazně staticky spolupůsobí. Zároveň slouží jako ztracené bednění příčnicku a montážní podpora hlavních nosníků.



Vetknutí hlavních nosníků do krajního úložného příčnicku je realizováno spřahovacími trny a příčnou výztuží procházející otvory ve stojině. Do vnitřního úložného příčnicku jsou hlavní nosníky vetknuty prostřednictvím čelní desky. Spřahovací trny, rozmístěné na čelní desce, přenášejí svislé smykové síly. Tlakové síly od záporného momentu nad podporou jsou do železobetonového průřezu vnášeny prostřednictvím zesílené roznášecí desky v oblasti náběhu hlavního nosníku. Tahové síly od záporného momentu nad podporou jsou přenášeny podélnou výztuží

železobetonové desky mostovky a průběžnou horní pásnicí hlavního nosníku, která je v místě podpory zesílena.

Při provádění nosné konstrukce tedy postačuje osadit ocelové části úložných příčnicků na montážní podpory, průběžně je podepřít a přesně geometricky vyrovnat. Součástí ocelové části příčnicků jsou montážní tangenciální ložiska, na která se osadí ocelové hlavní nosníky. Uspořádání ložisek zajistí přesnou a jednoznačnou geometrickou polohu nosníků. Stabilita nosníků se zajistí ocelovými plechy, které budou vešroubovány mezi příčné výztuhy nosníků a při betonáži příčnicků poslouží zároveň jako bednění.

Ocelové nosníky se osazují jako běžné prefabrikáty či zabetonované nosníky. Montážní styky ocelové konstrukce se omezují na svařované styky horní pásnice hlavních nosníků nad podporou. Díky jejich následnému zabetonování odpadá i nutnost obnovy protikorozní ochrany po montážním svařování. Také ostatní detaily jsou z hlediska protikorozní ochrany jednodušší. *(Optimálním řešením detailu nad podporou by bylo přenést tahové síly výhradně betonářskou výztuží a tím zcela eliminovat montážní styky ocelové konstrukce. Pro železniční zatížení a danou dispozici mostu se však detail nepodařilo v prostém betonu nadimenzovat - alespoň za předpokladu, že předpětí desky by provádění spíše zkomplikovalo).*

Tuhé úložné příčnický umožňují osadit na každé opěře pouze dvě ložiska a zjednodušují i provizorní podepření konstrukcí při montáži a osazování. Zároveň zajišťují dolní pásnice u mezilehlé podpěry proti klopení a přispívají ke stabilitě konstrukce proti nadzdvížení krajních ložisek a překlopení.

Most je navržen na účinky návrhového zatěžovacího schématu ČD T a ČD SZS dle ČSN 73 6203, traťová rychlost pro soupravy s naklápečími skříněmi bude na mostě činit 160 km/h.

Nosné konstrukce jsou provedeny z oceli S355. Celková hmotnost konstrukční oceli včetně zábradlí a odvodňovačů činí 104,2 t (tj. 505 kg/bm 1 NK).

Nosné konstrukce jsou uloženy na vyztužených elastomerových ložiskách. Žlab kolejového lože je v plném rozsahu opatřen membránovou nástřikovou izolací Stirling Lloyd Eliminator. Podélná spára mezi nosnými konstrukcemi je těsněna lamelovými mostními

závěry typu Mageba RS. Spřažená deska mostovky je ukončena přesahem přes závěrnou zídku. Odvodňovací systém nosných konstrukcí je proveden jako uzavřený, v nerezovém provedení.

Nezabetonované části ocelové nosné konstrukce (tzn. hlavní nosníky a úložné příčníky) byly opatřeny čtyřvrstevným epoxipolyuretanovým protikorozním ochranným systémem, zábradlí je chráněno kombinovaným protikorozním systémem, sestávajícím ze žárového zinkování a epoxipolyuretanových nátěrů. Krycí vrstva je provedena ve smaragdově zeleném odstínu.

Provádění objektu

Technologický postup rekonstrukce mostu vycházel z celkového harmonogramu stavby „ČD DDC, Optimalizace traťového úseku Ústí n.L. – Děčín“. Limitujícím požadavkem bylo zachování železničního provozu alespoň v jedné traťové koleji po celou dobu rekonstrukce mostu a zachování silničního provozu na příjezdové komunikaci do areálu ČETRANS.

S ohledem na tyto požadavky musel být, kromě rutinních stavebních postupů při výstavbě nových masivních částí mostu a samotné nosné konstrukce, kladen zvýšený důraz na zajištění stability stávajících kleneb v 1. traťové koleji (dále TK), které po úplném odbourání kleneb ve 2. TK musely zajistit bezpečný a plynulý železniční provoz až do dokončení nové konstrukce ve 2. TK a jejího zprovoznění. Tyto práce zahrnovaly zejména vybudování záporových stěn a pažení, podélné rozříznutí kleneb mezi 1. a 2. TK a následné stažení kleneb v 1. TK kleštinami.

S výjimkou prací prováděných za provozu se rozhodující procesy realizovaly ve dvou hlavních nepřetržitých výlukách, z nichž výluka 2. TK trvala celkem 92 dnů a výluka 1. TK jen 77 dní.

Práce před hlavními výlukami

Před zahájením hlavních výlukových prací byly v předsunuté 7 denní výluce 1. TK realizovány přípravné práce nezbytné pro zajištění stability kleneb. Pro zřízení kotvené záporové pažící stěny bylo z úrovně šterkového lože vyvrtáno celkem 88 vrtů průměru 245 mm, do kterých byly osazeny zápory z válcovaných profilů I 160 a 180, přičemž jejich paty byly zabetonovány. Stejnými vrtnými soupravami byla poté provedena trysková injektáž podzákladí krajních opěr v 1. TK.

Je třeba přiznat, že v této fázi se projevil jedině vážnější problém celé realizace, neboť některé z vrtů, nasazovaných ve šterkovém loži, poněkud „ujely“ z roviny pažící stěny, což následně poněkud zkomplikovalo provádění vlastního pažení. Rovněž při tryskové injektáži za opěrami vnikla vlivem mezerovitosti podkladu injektážní směsí do šterkového lože a způsobila výškovou deformaci koleje, kterou se však před skončením výluky podařilo odstranit.

Nezávisle na výluce byla provedena trysková injektáž podzákladí nového pilíře ve stávajícím mostním otvoru č. 3.

Práce ve výluce 2. TK

Výluka 2. TK byla zahájena 16. 6. 2001. Po demontáži železničního svršku ve 2. koleji byla provedena trysková injektáž obou opěr ve 2. TK, kde stejně jako v sousední koleji byly použity vrty průměru 105 -140 mm tak, aby průměr sloupu tryskové injektáže byl min 1,15 m a pevnost injektované zeminy v prostém tlaku 0,5 MPa. Pro cementovou injekční směs byl použit cement třídy C II. Nové krajní opěry v koleji č. 2 a střední pilíř, společný pro obě konstrukce byly vybetonovány monoliticky, klasickým způsobem.



Na volném prostranství vedle 2. TK byla souběžně vybudována konstrukce PIŽMO pro montáž ocelové části nosné konstrukce. Osazení a montáž ocelové konstrukce se díky použití spřažených ocelobetonových úložných příčniců značně zjednodušily. Na průběžně podepřené a geometricky vyrovnané ocelové části úložných příčniců byly osazeny hlavní nosníky. Poloha nosníků byla stabilizována plechovými deskami vešroubovanými mezi příčné výztuhy, které zároveň s ocelovými „korýtky“ úložných příčniců posloužily jako bednění při následné betonáži. Roštové působení hlavních nosníků při betonáži desky mostovky bylo zajištěno příhradovými montážními ztužidly, připojenými šroubovanými úhelníky ke stojinám hlavních nosníků ve třetinách rozpětí. Střední část spojitě konstrukce byla před betonáží nadvýšena o 40 mm.

Pro betonáž nosné konstrukce byla použita výztuž z oceli 10 505 (R) a beton C-/35-3b. Nejprve byly vcelku zabetonovány úložné příčnice. Po jejich zatuhnutí byla provedena deska mostovky rovnoměrnou betonáží od střední podpory k oběma koncům. Aby byla zaručena nepřetržitá betonáž, byl zajištěn nepřetržitý přísun beto-

nové směsi pumpami a průběžně na místě prováděny předepsané zkoušky betonu. S ohledem na uspořádání výztuže byl kladen důraz na optimální používání ponorných vibrátorů.

Následně betonovaná římsa rozdělena příčnými dilatačními spárami s plastovou výplní, aby bylo vyloučeno její spolupůsobení s nosnou konstrukcí. Po technologické přestávce na zrání betonu byl otryskán povrch žlabu kolejového lože, na který byla aplikována membránová izolace Eliminator. Po vyztužení betonu byla popuštěním střední podpory redukována tahová napětí v desce mostovky nad pilířem.

Souběžně pokračovaly práce na zajištění provozu v 1. TK. Do předem připravených zápor osazeno pažení z fošen a záporová stěna byla ukotvena převázkami ze dvou svařených dvojic profilů U 120, kotvenými prostřednictvím tyčí Dywidag o průměru 15,5 mm za hlavy prážců a do průčelní zdi kleneb. Tato pažicí stěna zajistila kolejové lože a přesypávku kleneb, současně však bylo nutno zamezit uvolnění věnce klenby, do kterého byly zápory vetknuty. Pro tento účel byla klenba stažena soustavou kleštin a spínacích tyčí, osazených do jádrových vrtů v rubovém betonu. Všech pět kleneb bylo rozříznuto diamantovým lanem a postupně odbouráváno. Je nutno podotknout, že přes počáteční obavy proběhla tato fáze naprosto bez problémů.



Co nejdříve po demolici kleneb ve 2. TK byla kompletní nosná konstrukce zasunuta po příčné zasouvací dráze z materiálu ŽM16 do osy a pomocí soustavy lisů HYRA spuštěna do definitivní polohy. Ložiska byla zalita plastbetonem a aktivována.



Po obnově železničního svršku a trakčního vedení proběhla úspěšně hlavní prohlídka mostu a statická zatěžovací zkouška. Dne 15. 9. 2001 byla výluka 2. TK ukončena a mohl být obnoven železniční provoz.

Práce ve výluce 1. TK

Bezprostředně po obnovení provozu ve 2. TK byla 16. 9. 2001 zahájena výluka 1. TK. Hlavní změnou oproti postupům 2. TK byla možnost odbourat zbývající část klenb bez obav o stabilitu sousední koleje a možnost provádět nosné

konstrukce na rovinách přímo na připravené spodní stavbě. Ihned po zahájení výluky byla proto demolovány klenby v koleji č. 1 a zahájena výstavba krajních opěr.

Sled prací a použité technologie při výrobě nové konstrukce byly analogické jako v sousední koleji. Zkušenosti z 1. TK se projevily zkrácením termínů provádění. Proto se např. montážní prohlídka nosné konstrukce mohla konat pouhé 3 dny po dílenské přejímce u zhotovitele. Po betonáži byla nosná konstrukce spuštěna soustavou zvedáků HYRA za použití podpěrné bárky vedle nového pilíře do definitivní polohy.

Po úspěšném průběhu hlavní prohlídky a statické zatěžovací zkoušky byla dne 2. 12. 2001 ukončena výluka a obnoven železniční provoz na celém mostě.

Závěr

Přestavba mostu u Četransu proběhla bez vážnějších problémů. Na základě zkušeností z realizace se domníváme, že je tomu tak především proto, že se podařilo nalézt soulad mezi projektem a možnostmi zhotovitelů v oblasti konstrukčního řešení i stavebních postupů. Použitá koncepce nosné konstrukce si podle našeho názoru zaslouží další vývoj a jistě brzy znovu nalezne uplatnění.

Neskromně věříme, že řada koridorových mostních staveb byla rozšířena o další zajímavý a snad i pohledný objekt zásluhou přístupu všech zúčastněných.

Objednatel:	ČD DDC, Stavební správa Praha
Hlavní zhotovitel objektu:	Chládek + Tintěra a. s. (stavitel J. Vlček),
Výroba a montáž OK:	SOK Třebestovice s. r. o.
Trysková injektáž a pažení:	Zakládání staveb a. s.
Manipulace s OK:	SOŽ Olomouc
Projekt:	SUDOP PRAHA a. s. (Ing. T. Wangler, Ing. V. Veselý, Ing. P. Nosek)

Literatura

Sleich, J. B.; Witry A.: Neues Konzept für einfache Verbundbrücken mit Spannweiten von 20 m bis 50 m, Arbed, Luxemburg, 1993,

Stráský J.; Svadbík P.; Lapáček L.: Most přes Ploučnici ve Stružnici, sborník konference Mosty 2000, Brno, 2000.

Rekonstrukce železničních ocelových příhradových mostů přes řeku Radbuzu v Plzni.

Ing. Mirija Francouz, Ing. Stanislav Kejval, ČD, DDC, Stavební správa Plzeň

1. Úvod

V předkládaném příspěvku jsou shrnuty poznatky a zkušenosti z komplexní rekonstrukce stávajících mostních objektů přes řeku Radbuzu v Plzni. Samotné rekonstrukci mostů předcházely podrobný průzkum spodní stavby, ocelových nosných konstrukcí včetně korozního průzkumu, znaleckých posudků, posouzení a výpočtu zatížitelnosti a přechodnosti.

Rekonstrukcí stávajících mostních objektů bude zajištěna normová zatížitelnost vlaku UIC-71 a přechodnost pro traťovou třídu D4 na traťovou rychlost 60 km/hod.

Mostní objekty přes řeku Radbuzu mají klíčový význam nejen pro železniční uzel v Plzni, neboť přes ně přechází 3 traťové úseky, dvoukolejná trať Plzeň-Cheb, dvě jednokolejné trati Plzeň-Česká Kubice a Železná Ruda-Plzeň, které vytváří propojení železničních soustav ČD a DB A.G.

Nutnost rekonstrukce mostů dále podtrhuje skutečnost, že jsou zatíženy mimořádnými přechodnostmi nadrozměrných zásilek, které dosahují hmotnosti 440 t a jsou přepravovány jak v mezinárodní dopravě, tak ve vnitrostátní. Velkou měrou se na těchto přepravách podílí firma Škoda Plzeň, a.s. s výrobou a přepravou energetických zařízení. Tyto přepravy jsou z hlediska ČD lukrativní a z velké míry nelze tyto přepravy nahradit silniční dopravou.

2. Popis konstrukce mostu

Mostní objekty jsou pro přehlednost rozděleny na dva objekty, mají shodné parametry jak rozměrové, tak použití stavebního materiálu pro spodní stavbu.

2.1. Jednokolejný mostní objekt

Most je navržen pro jednu kolej, v traťovém úseku v km 96,783 trati Železná Ruda-Plzeň. Délka mostu $L = 121,07$ m, výška mostu od normální hladiny $h = 18,577$ m.

Hlavní pole přes řeku Radbuzu tvoří jednokolejná ocelová příhradová konstrukce o rozpětí 62,0 m. Mostovka je klasická, prvková, příčníky nemají krycí pásnice, jen horní a dolní krční úhelníky, podélníky svařované po výměně z roku 1980, mostnice s plošným uložením. Nosná ocelová konstrukce byla vyrobena a osazena Škodovými závody, a.s. v roce 1914.

Krajní pole přes nábrežní komunikace tvoří pískovcové klenby z kvádrového zdiva, na železnorudské opěře jednou klenbou o světlosti 8,94 m na plzeňské opěře dvě klenby o světlosti $2 \times 9,44$ m. Spodní stavba je z roku 1875-76 a byla přestavěna v letech 1914.

2.2. Vícekolejný mostní objekt

Most je navržen pro tři koleje, v současné době jsou na mostě dvě koleje, jedna pro traťový úsek v km 110,243 trati Plzeň-Česká Kubice, druhá pro kolej č.2 pro traťový

úsek v km 349,662 trati Plzeň-Cheb. (Kolej č.1 trati Plzeň-Cheb vede po novém jednokolejním mostě-viz.samostatný příspěvek Železniční technika). Délka mostu $L = 119,13$ m, výška mostu od normální hladiny $h = 17,277$ m.

Hlavní pole přes řeku Radbuzu tvoří dvě jednokolejné ocelové příhradové konstrukce o rozpětí 62,0 m. Mostovka je klasická, prvková, příčníky nemají krycí pásnice, jen horní a dolní krční úhelníky, podélníky svařované po výměně z roku 1980, mostnice s plošným uložením. Nosné ocelové konstrukce byly vyrobeny a osazeny Škodovými závody, a.s. v roce 1920. Konstrukčně jsou NK shodné s OK v km 96,783 trati Železná Ruda-Plzeň.

Krajní pole přes nábrežní komunikace tvoří pískovcové klenby z kvádrového zdiva, na plzeňské opěře dvě klenby o světlosti $2 \times 9,70$ m, na chebské opěře jednou klenbou o světlosti 9,48 m. Spodní stavba původně jednokolejná je z roku 1862, rozšířená v roce 1877 pro druhou kolej, přestavěna v letech 1920-22 pro tři koleje.

3. Diagnostika mostu

3.1. Spodní stavba

Zdivo opěr bylo v havarijním stavu. Pískovcové zdivo bylo silně poškozené, značně zvětřelé, některé části ztratily svojí nosnou funkci. Zdivo bylo silně zamokřené, což svědčilo o značném porušení hydroizolace na rubu klenby. Zdivo kleneb bylo plošně vypadané do hloubky až 15 cm zejména ve vrcholu klenby a v 1/3 nad úroveň paty klenby. Klenby bez zesílení a obnovy rubové hydroizolace kleneb nevyhověly normovým požadavkům a požadované přechodnosti. Destrukční proces rozkládání pískovcového zdiva způsobený nejen vlivy fyzikálními, ale značnou měrou též vlivy chemickými a nutnost neprodlené rekonstrukce prokázaly znalecké posudky TZUS Praha.

3.2. Nosná konstrukce

Nosné konstrukce vykazují korozní oslabení v důsledku působení vlivu povětrnosti, dále nevyhovující zatížitelnost příčníků, zcela zdegradovaný systém protikorozní ochrany.

Korozní napadení lze rozdělit do tří kategorií :

- a) Plochy napadené kombinací rovnoměrné koroze s důlkovou korozí, případně korozní články (horní pás hl.nosníků, styčnickové plechy zavětrování, horní plochy pásnic příčníků, podélníků, prvků zavětrování, vnitřních prostor svislic, diagonál a dolního pasu hl.nosníku, podlahy a revizní lávky).
- b) Štěrbinová koroze mezi snýtovanými profily (prvky zavětrování, spojek členěných svislic a diagonál hl.nosníků, jejich křížení a přípojů).
- c) Korozní napadení nýtů a plechů kolem nýtů, u některých nýtů zcela chybí jejich hlava.

Ocelové konstrukce podléhají koroznímu napadení atmosferickou korozí, korozní úbytky dosahují místy 5 až 8 mm. Povrchová ochrana OK je nevyhovující a nezajišťuje ochranu OK před postupující korozí a tím dochází ke snižování únosnosti OK.

4. Zatížitelnost a přechodnost

Zatížitelnost mostu byla před rekonstrukcí stanovena na základě statického přepočtu menší než 1,0 UIC-71, přechodnost byla proto omezena na traťovou třídu D3.

Zesílením kleneb a ocelové nosné konstrukce bude zajištěna zatížitelnost mostu 1,07 UIC-71 a přechodnost pro traťovou třídu D4 při rychlosti 60 km/hod. Rozhodujícím prvkem limitujícím zatížitelnost celého mostu je nosná ocelová konstrukce.

5. Navržená rekonstrukce mostu

K dosažení požadované přechodnosti a normového stavu mostních objektů byly navrženy následující zásahy do mostních konstrukcí.

5.1. Spodní stavba

Rozhodujícím parametrem pro zatížitelnost spodní stavby bylo zajištění únosnosti pískovcových kleneb a zajištění dostatečné únosnosti základové spáry. Pro zamezení dalšího zvětvávání pískovcového zdiva byla navržena reprofilace, u nejméně poškozených ploch výměna obkladního zdiva. Pro zabezpečení těchto parametrů byly navrženy následující práce.

5.1.1. Sanace zdiva

Veškeré zdivo opěr, pilířů, křídel včetně základů a poprsních zdí nad klenbami bylo injektováno výplňovou a těsnící injektáží metodou Colcrete.

5.1.2. Hydroizolace kleneb

Hydroizolace kleneb byla navržena z rubu, na plovoucí železobetonové desce, pásy z modifikovaného asfaltu Teranap 431 TP fy.Siplast. Ochrana hydroizolace na vodorovné ploše geotextilie Geofelt 700, štěrkopísek tl. 150 mm, na svislých stěnách a v prostoru kolejového lože cementová omítka s výztuží tl. 50 mm. Odvodnění bylo navrženo drenážními trubkami Ø 150 mm mimo most.

5.1.3. Zesílení kleneb

Zesílení kleneb bylo navrženo až po provedení rubové hydroizolace kleneb. Stávající klenby z pískovcového kvádrového zdiva byly na základě statického přepočtu zesíleny z líce dodatečně přidanou železobetonovou klenbou v tloušťce 0,25 m. Železobetonové klenby byly opřeny v úrovni paty klenby prostřednictvím ocelového úložného prahu do stávajícího zdiva opěr. Kvalita betonu byla navržena B 20, výztuže V 10 425.

Podmínkou pro to, aby byly garantovány výpočtové hodnoty pevnosti včetně nasákavosti pískovcového zdiva, bylo provedení hydroizolace a injektáže kleneb.

5.1.4. Reprofilace zdiva

Velké pískovcové kvádry opěr a pilířů včetně klenbových věnců byly reprofilovány cementovou omítkou s přísadou SikaCem 810. Drobné řádkové zdivo poprsních zdí a křídel u mostu na trati Plzeň-Cheb bylo reprofilováno cementovou omítkou s přísadou SikaCem 810. Drobné řádkové zdivo poprsních zdí a křídel u mostu na trati Železná Ruda-Plzeň bylo nahrazeno novým žulovým obkladem tl. 150 mm, vyzděného na cementovou maltu a kotveného nerezovými kotvami do podkladního zdiva.

5.2. Nosná konstrukce

Pro dosažení požadované přechodnosti a zajištění povrchové ochrany ocelové konstrukce byly navrženy práce v následujícím rozsahu.

5.2.1. Zesílení OK

Nejrozsáhlejší práce na rekonstrukci OK byly navrženy při zesílení příčníků. Nejprve se provedla demontáž podélníků s jejich vodorovným ztužením, které byly rozpojeny ve

stávajících montážních spojích a byly odvezeny mimo most. Dále byla provedena úplná demontáž horního vodorovného ztužení hlavních nosníků. Jednotlivé části OK vyžadovaly následující zásah.

- a) Podélníky vyrobené Mostním obvodem Plzeň v r.1980 nevyžadovaly žádný zásah.
- b) Příčnický - zkorodované části horních krčních úhelníků příčnicků byly odstraněny a vevařen nový materiál stejné tloušťky P10. Zesílení příčnicků bylo provedeno přidáním horní pásnice P 10/280, přípoje nýtované.
- c) Horní vodorovné ztužení hl.nosníků-vzhledem ke značnému koroznímu napadení byly vyměněny všechny styčnickové plechy horního ztužení hl.nosníků P 10/840. Dále byly vyměněny pruty diagonál ztužení se zkorodovanými částmi úhelníků.
- d) Dolní vodorovné ztužení hl.nosníků-provedena pouze výměna styčnickových plechů s hlubokým stupněm koroze.
- e) Diagonály, spojky členěných prvků diagonál, příčky příčného ztužení hl.nosníků – provede se odstranění deformace způsobené zkorodováním, vyrovnání prvků, opětné snýtování.
- f) Podlahové plechy byly upraveny utěsněním spar mezi sousedními plechy přivařením pásku P 80/6 a zatmelením spáry silikonovým tmelem. Dále byly upraveny výřezy podlahových plechů na hlavách mostnic pro žebrové podkladnice S4m.
- g) Mostnice byly vyměněny za nové, 240/240, celkem 104 ks.

5.2.2. Revizní lávky

Dřevěné podlahy revizních lávek se odstraní, nahradí novou podlahou šířky 670 (horní podlaha), šířky 500 (dolní podlaha) mm z ocelových roštů s oky 30/30 s novým okopovým páskem P 6/100 osazených na stávajících podélných ocelových nosnících.

5.2.3. PKO

Pro realizaci protikorozní ochrany byly navrženy tři nátěrové systémy.

- a) Hlavní nosníky, příčnický, zavětrování – čtyřvrstvý NS, celková tloušťka 320 μm .
- b) Podélníky, podlahové plechy, pojistné úhelníky - třívrstvý NS, celková tloušťka 240 μm .
- c) Ostatní prvky OK - třívrstvý NS, celková tloušťka 220 μm .

Nátěrový postup a nátěrové hmoty byly použity následující

- a) Otryskání OK na Sa 21/2.
- b) Základní nátěr Hempadur Mastic 4588, odstín 12430.
- c) Mezinátěr Hempadur Mastic 4588, odstín 12170, další vrstva odstín 12430.
- d) Vrchní nátěr Hempel's 551 DE, odstín DB 501.

Protikorozní ochrana byla aplikována při zakryté konstrukci s respektováním všech potřebných ekologických opatření. Pouze podélníky, které byly z konstrukce vyjmuty, byly natřeny v hale mimo mostní objekt a osazený na most v definitivním nátěrovém systému.

6. Realizace

Vzhledem ke značnému rozsahu stavebních prací a značným finančním nákladům byla rekonstrukce mostních objektů rozdělena do pěti samostatných staveb. V současné době jsou ukončeny tři stavby týkající se rekonstrukce spodní stavby trati Plzeň-Cheb a Ž.Ruda-Plzeň. V současné době je realizována čtvrtá stavba, která se týká rekonstrukce ocelové konstrukce v trati Železná Ruda-Plzeň. Realizace bude ukončena pátou stavbou, která se týká rekonstrukce ocelových konstrukcí trati Plzeň-Cheb. Reali-

zace prací byla dvakrát přerušena, v roce 1996 stavbou 3. koleje Plzeň hl.n.-Plzeň jižní př. a v letech 1998-2000 výstavbou nového přemostění řeky Radbuzy na vnitřním městském okruhu.

6.1. Spodní stavba

V první stavbě 06/95-12/95 byla provedena komplexní rekonstrukce spodní stavby plzeňské opěry trati Plzeň. Rubová hydroizolace kleneb byla provedena ve dvou jednokolejných 21-ti denních výlukách v 07-08/1995.

Ve druhé stavbě 09/97-05/99 byla provedena komplexní rekonstrukce spodní stavby chebské opěry trati Plzeň-Cheb. Rubová hydroizolace kleneb byla provedena ve dvou jednokolejných 15-ti denních výlukách v 09-10/1997.

Ve třetí stavbě 07/00-12/01 byla provedena komplexní rekonstrukce spodní stavby plzeňské a železnorudské opěry trati Železná Ruda-Plzeň. Rubová hydroizolace kleneb na obou opěrách byla provedena v jedné 14-ti denní výluce v 07-08/2000.

6.2. Nosná konstrukce

Ve čtvrté stavbě 07/01-08/02 je prováděna komplexní rekonstrukce ocelové konstrukce trati Ž.Ruda-Plzeň. Zesílení příčníků včetně výměny horního ztužení hlavních nosníků, protikorozní ochrany do úrovně horních revizních lávek a výměny mostnic bylo provedeno v jedné 25-ti denní výluce v 07-08/2001. Pro dokončení v roce 2002 zbývá provést nové horní a dolní ocelové revizní lávky včetně výměny zbylých zkorodovaných prvků na hlavních nosnících a dokončení protikorozní ochrany

Ve páté stavbě bude provedena komplexní rekonstrukce obou ocelových konstrukcí trati Plzeň-Cheb.

7. Závěr

Komplexní rekonstrukcí mostů přes řeku Radbuzy v Plzni bude zvýšena přechodnost z traťové třídy D3 na D4 při garantování min.hodnoty zatížitelnosti 1,07 UIC-71. Po provedení rekonstrukce bude prodloužena zbytková životnost mostů min. o 60 až 80 let za předpokladu řádné údržby, pravidelného čištění OK od usazených nečistot a včasné obnově PKO. Při použití současných kvalitních materiálů nátěrových hmot, hydroizolací a kvalitním provedením díla vybraného zhotovitele se dá očekávat jejich delší životnost.

Investor :	ČD DDC Stavební správa Plzeň
Zhotovitel projektu stavby :	Pontex Praha, s.r.o.
Zhotovitel stavby :	Firesta-Fišer, rekonstrukce, stavby, a.s.
Podzhotovitelé stavby :	
Železniční svršek	ŽPK Plzeň, s.r.o.
Montáž OK	Stamakocel Brodek u Přerova, s.r.o.
Kamenické práce	Inkasta Plzeň, s.r.o.

Stavby byly financovány v letech 1995-1997 ze systémových dotací, v roce 2000 z bankovních úvěrů, v letech jsou financovány 2001-2002 z programu SFDI.

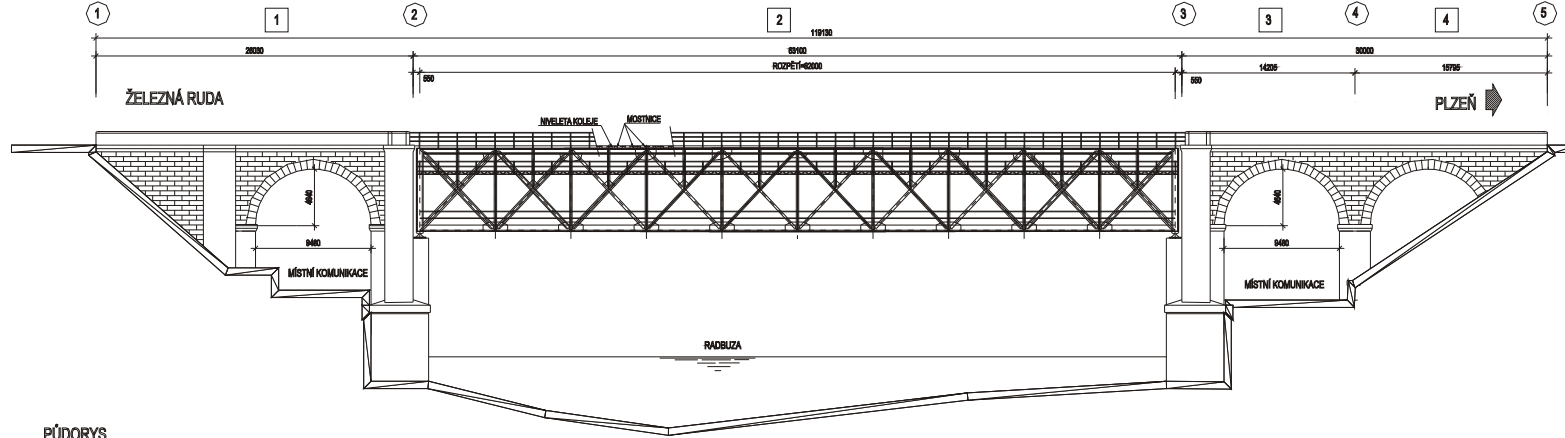
REKONSTRUKCE V ROCE 2000-2001

REKONSTRUKCE OK A PKO V ROCE 2001-2002

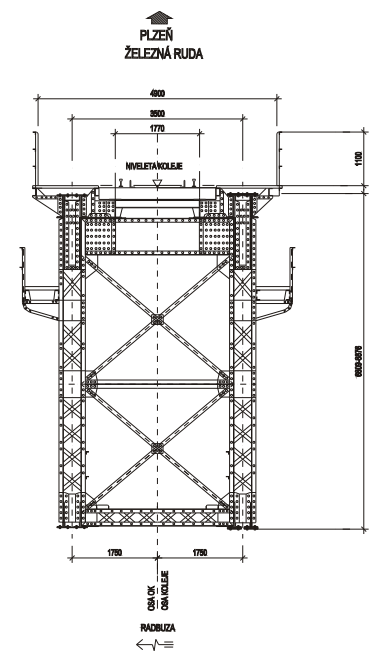
REKONSTRUKCE V ROCE 2000-2001

SITUAČNÍ VÝKRES

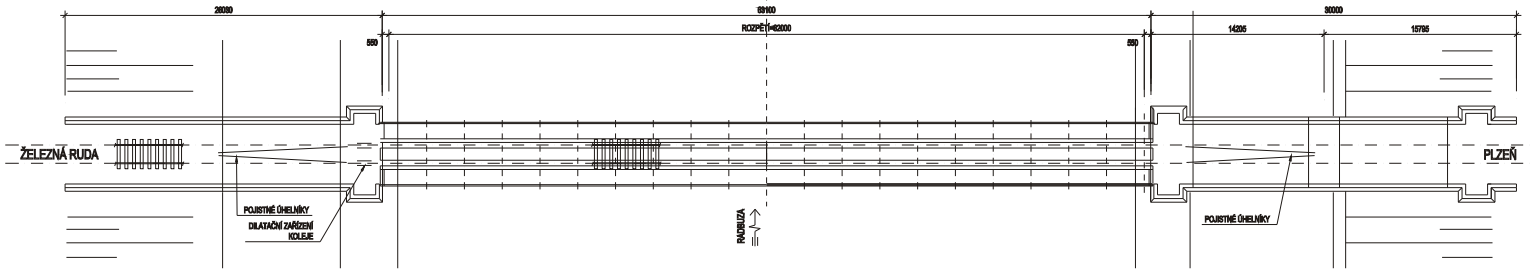
POHLED



PRŮČNÝ ŘEZ OK



PŮDORYS



Rekonstrukce železničního mostu v Ústí/Labem km 516.588 trati Praha - Děčín

Ing. Jaroslav Korbelař, Ing. Jiří Schindler, Ing. Martin Vlasák,
Ing. Miroslav Kroupar - Pontex, s.r.o., Praha

1. Účel mostu

Most převádí dvoukolejnou trať ČD Praha - Děčín přes rekonstruovanou komunikaci Žižkova – Střelecká – propojení na ul. Pražskou.

2. Volba konstrukčního systému

Most je zřízen v místě stávajícího ocelového jednopolevého mostu který byl v rámci rekonstrukce odstraněn, část pražské opěry byla zachována a využita pro nové přemostění.

3. Charakter překážky a převáděné komunikace

Přemostovaná překážka	:	místní komunikace
Kategorie komunikace	:	MS 25/60
Počet dopravních pruhů	:	2 x 2
Dopravní prostor na vozovce	:	2 x 8.00 m - výška 4.20 m
Převáděná komunikace	:	elektrifik. trať ČD Praha-Děčín
Charakter tratě	:	staniční obvod Ústí/L - hl. nádr.
Počet kolejí	:	2
Traťová rychlost současná	:	40 km/hod
Traťová rychlost po modernizaci	:	60 (80) km/hod
Zatížení mostu	:	dle ČSN 73 6203/86 zat. vlak T

4. Ocelová nosná konstrukce mostu

Nosná konstrukce mostu - ocelová, svařovaná, složená ze 2 samostatných částí (se 4 a 6 hlavními nosníky) a horní plechovou ortotropní mostovkou tvořící žlab kolejového lože

Hlavní nosníky - celkem 10 ks - ocelové plnostěnné otevřeného průřezu I, teoretické rozpětí spojitých nosníků je 2 x 11 500 mm, celková délka nosníků je 23 640 mm, vzájemná vzdálenost nosníků je 5 x 850 mm a 4 x 1050 mm na pražské opěře a 9 x 1050 mm na opěře děčínské.

Mostovka - horní ortotropní plechová tvořená žlabem pro kolejové lože, s kolmým zakončením, tl. plechu od 18 do 35 mm. Podélné výztuhy vždy mezi hlavními nosníky z pásové oceli 200 x 20 mm bez pásnic.

Materiál O.K. - konstrukční ocel S 235, S 355, 8.8

Ochrana O.K. proti korozi - kombinovaný

- metalizace Zinacor ZnAl15 : 100 μm

- nátěr ve 3 vrstvách celkové tl. : 220 μm

celkem : 320 μm

Služební chodník je opatřen protiskluzným povlakem s pískovým posypem.

5. Spodní stavba

Geologické podmínky

U pražské opěry byly základové poměry hodnoceny jako jednoduché, opěra je založena na únosných čedičích. U pilíře bylo nutno základ opřít pomocí mikropilot do čedičového podloží. U děčínské opěry jsou základové poměry složité, přítomnost mocné vrstvy jílovitých hlín si vynutila rošt z mikropilot opřených o skalní podloží.

Základy

Železobetonové, monolitické, beton ochráněn nátěrem 1 x ALP + 2 x ALN.

Materiál: výztuž - ocel R 10 505

Materiál: beton C20/25-2ba

Opěra pražská

U stávající opěry se odstranily stávající prefabrikované úložné prahy a dvě řady kvádřového pískovcového zdiva. Líc opěry a přilehlých křídel byl sanován.

Střední pilíř

Monolitický železobetonový dřík s prefabrikovaným úložným prahem.

Opěra děčínská

Monolitický dřík ze slabě vyztuženého betonu s železobetonovým prefabrikovaným úložným prahem a velkými šikmými železobetonovými monolitickými křídly.

Železobeton monolitický - výztuž ocel R 10 505, - beton C20/25-3b

Železobeton prefabrikovaný - výztuž ocel R 10 505, - beton C 25/30-3b

6. Mostní vybavení

Římky - svislé ocelové plechy, kryjící kabelové žlaby v městském prostředí.

Hydroizolace - nosná konstrukce - provedena na dně a stěnách žlabu pro kolejové lože v tl. 3 mm:

1. Otryskání plechu kolejového lože na Sa 2.5
2. Antikoroziní nátěr ZED S94 v množství 0.1 – 0.2 kg/m²
3. Systém ELIMINATOR HM/HG

Hydroizolace - spodní stavba - všechny betonové plochy na styku se zemí byly opatřeny penetračním nátěrem 1xALP, izolací z natavitelných asfaltových pásů a chráněny vrstvou geotextilie.

Chráničky pro kabely – vně obou zábradlí byly umístěny chráničky pro kabely.

Odvodnění - srážková voda na mostě je sváděna příčným sklonem dna kolejového lože 3 ‰ k úžlabí, které je umístěno ve středu každé samostatné části nosné konstrukce, dále pak k odvodňovačům a ležatým svodům k opěrám a pilířím.

Mostní závěry - jsou navrženy na obou opěrách jako lamelové vodonepropustné, s elektroizolačními vlastnostmi. Dilatační pohyby u pohyblivého ložiska jsou cca +16 mm a - 13 mm

Podélná spára mezi O.K - spojení konstrukcí koleje č.1 a č.2 se navrhuje stejnou technologií jako u mostních závěrů pomocí vodonepropustného pryžového dilatačního zařízení, umožňujícího i svislé pohyby od deformace při zatížení pouze jedné z obou nosných konstrukcí svislým pohyblivým zatížením.

Ložiska - 30 ks - na každé opěře a na pilíři po 10 ks.

Na opěře č. 1 a na pilíři jsou podélně a všesměrně posuvné, na opěře č. 3 pak pevná, příčně a všesměrně posuvná. Navržena jsou ložiska elastomerová kotvená na vodorovné síly, všechna ložiska na opěrách jsou navíc kotvena na tahovou reakci.

Zábradlí - ocelové, výšky 1 100 mm od podlahy služebního chodníku, se svislou výplní – městský typ.

Ukolejnění – ocelová konstrukce mostu bude ukolejněna přes průrazku.

7. Výstavba mostu

Výstavba nového mostu a demolice podstatné části stávajícího mostu proběhla za plného provozu železniční i silniční dopravy s pouze nezbytně nutnými výlukami. Děčínská opěra a střední pilíř mostu byly budovány za provozu pod mostními provizoriemi (MP).

Výstavba mostu proběhla na přelomu roku 2000/2001. Termín byl limitován možností výluk trati v souvislosti s probíhající optimalizací traťového úseku Prackovice – Ústí n/L jih a výhybny Chvalov – Ústí n/L jih. Úplná výluka železničního provozu pro vložení provizorií byla pro každou kolej byla 5 dní, úplná výluka pro demontáž starého mostu, provizoria a vložení nové OK byla pro každou kolej 8 dní. Montáž a demontáž provizorií, odstranění stávající konstrukce mostu a osazení nových úložných prahů na opěry a střední pilíř bylo provedeno pomocí drážních jeřábů EDK 750 při trolejových výlukách a krátkém nickolejném provozu. Kompletní O.K. pro oba mosty se sestavila na montážní plošině. Ocelová nosná konstrukce pro kolej č.2 byla podélně zavezena po mostní konstrukci pro kolej č.1 a za pomoci jeřábů příčně zasunuta a pomocí lisů spuštěna na ložiska . Obdobně se postupovalo i při montáži O.K. pro kolej č.1 Provoz na vedlejší koleji byl zachován. Na konstrukci koleje č.2 bylo KL hrazeno pomocí spínacích tyčí. Po zřízení konstrukce koleje č.1 byla tato úprava odstraněna.

Mostní provizoria - pro výstavbu děčínské opěry bylo nutno osadit mostní provizoria - kolej 1- provizorium MP VN75 18 – provizorium z volných nosníků (6 ks nosníků IP 750), délky 18.0 m, atypického rozpětí 17.5 m. Pojížděná rychlost MP – 30 km/hod.

Kolej 2 - provizorium KN 18 – komorové provizorium délky 18.5 m, rozpětí 18.0 m. Pojížděná rychlost na MP - 50 km/hod.

Demolice stávajícího mostu - Nosná konstrukce byla po polovinách snesena drážním jeřábem EDK 750. Část pražské opěry se odbourala, stejně tak i horní část šikmých křídel. Děčínská opěra se odstranila v celém rozsahu včetně šikmých křídel a kamenného zpevnění náspu.

8. Hlavní účastníci výstavby

Investor mostu :	ŘSD ČR, správa Liberec
Budoucí správce mostu :	ČD, SDC Ústí/L
Projektant mostu :	Pontex, s.r.o., Praha
Hlavní zhotovitel mostu :	SSŽ, a.s., závod 05, Ústí/L
Výrobce O.K. 1 :	DT Prostějov, a.s.
Výrobce O.K. 2 :	SOK Třebestovice, s.r.o.
Montáž O.K. 1 + 2	SOK Třebestovice, s.r.o.
PKO	SOK Třebestovice, s.r.o.
Izolace žlabu KL :	N+N Litoměřice, s.r.o.
Mikropiloty :	AZ sanace, a.s., Ústí/L
Železniční svršek :	Chládek & Tintěra, s.r.o., Litoměřice

Rekonstrukce mostu v km 1,707 Praha Bělehradská

Ing. Libor Marek, TOP CON servis s.r.o.

Všeobecné údaje o stavbě

V první polovině minulého roku zaznamenali obyvatelé Prahy, zejména ti, kteří bydlí, nebo pracují na pomezí Vinohrad a Nuslí, v blízkosti bývalé železniční zastávky Vinohrady, čilý stavební ruch. Jeho příčinou byla rozsáhlá přestavba železničního mostního objektu představovaného dvojicí ocelových nýtovaných nosných konstrukcí (dále jen NK), překračujících Bělehradskou ulici. Most je, z hlediska staničení, situován v km 1,707 dvoukolejné elektrifikované tr. Praha hl. nádraží – Praha Smíchov.

Samotnému rozhodnutí o rekonstrukci mostu, předcházelo období projektové přípravy, kdy se projektant zevrubně zabýval zkoumáním stavebně-technického stavu obou jeho nosných konstrukcí a jejich společné spodní stavby a podrobil je statickému přepočtu zatížitelnosti. Očekávaným výsledkem bylo zjištění, že nosné konstrukce jsou z hlediska korozního oslabení, únosnosti (zatížitelnost až $Z_{UIC}=0,45$) a s ohledem na více než stoletou historii zatížení, definitivně na konci své životnosti. Proto České dráhy rozhodly o nutné komplexní rekonstrukci mostu a zařadily tuto stavbu přednostně do plánu investic.

Vraťme se však v úvodu krátce k historii této trati.

V r. 1871 byla dána do provozu trať zvaná Dráha císaře Františka Josefa vedoucí z Vídně do Prahy. Trať procházela údolím mezi Vršovými a Nuslemi a vedla nově vyraženým tunelem pod Vinohrady, aby končila v nádraží Františka Josefa, v místě dnešního hlavního nádraží. V koncesní listině byla povinnost vybudovat rovněž spojení mezi touto tratí a Českou západní dráhou, která ve směru od Plzně končila na Smíchově. V r. 1872 byla dána do provozu Pražská spojovací dráha, vedoucí z Hrabovky, nádražím Františka Josefa – dnes hlavním - jako druhá kolej v již zmíněném tunelu, prostorem dnešní Bělehradské ulice, nuselským údolím a dále po železničním mostě přes Botič a Vltavu do Smíchovského nádraží.

Zprvu byl provoz na této trati jen nákladní a křížení s ulicí Bělehradskou, tehdy Tábořskou silnicí, bylo úroňové. Spojka byla jednokolejná a mostní konstrukce do ní byla vložena až v r. 1898, kdy se mohutně rozvíjela okolní bytová zástavba a z Tábořské silnice se stala městská ulice, kterou bylo nutné částečně zahloubit a překlenout mostní konstrukcí.

Zdvojkolejnění bylo uskutečněno až v r. 1944, kdy byla už trať ve směru na Benešov přeložena do nově vyraženého II. vinohradského tunelu. Tato kolej, původně vedená v I. tunelu, byla využita pro druhou kolej mezi hlavním nádražím a Smíchovem. Tehdy byla osazena druhá mostní konstrukce pro nově položenou 1. traťovou kolej. Tato konstrukce byla vyrobena v r. 1898 a byla osazena na lokální trati Petrovice – Karviná a v r. 1944 byla přemístěna do Prahy. Zároveň byla zesílena již sloužící sousední mostní konstrukce, která už nevyhovovala zvýšeným provozním nárokům.

Celkový rozsah rekonstrukce

Nové mosty byly navrženy pro zatížení vlakem ČSD T, mají průběžné kolejové lože, prostorově splňují MPP 2,5R a nezhoršují podjezdnou výšku pod mostem. Konstrukce splňují, po stránce architektonicko-urbanistické, požadavky Státního památkového ústavu a odboru památkové péče Magistrátu týkající se souladu stavby s okolní zástavbou a snižují hladinu šířícího se hluku z provozu železnice po mostě.

Samotná rekonstrukce mostu spočívala v postupném snesení dosavadních NK (v první fázi most v koleji č.2 - blíže centru města), dále v odbourání horních částí opěr, vybudování nových úložných prahů, závěrných zdí a křidel a konečně v osazení nových NK v polohách, odpovídajících prostorovým požadavkům. Protože vlastní hmotnost mostů

s průběžným kolejovým ložem je výrazně vyšší, než původní konstrukce s prvkovou mostovkou, byly také zlepšeny parametry základové půdy pod dosavadními opěrami tryskovou injektáží a zdivo sanováno.

Přímým důsledkem požadavku mostovky s průběžným kolejovým ložem je přirozeně i vyšší stavební výška mostu, ve srovnání s dosavadní konstrukcí s prvkovou mostovkou. Měla-li být zároveň dodržena, nebo dokonce zlepšena dosavadní podjezdná výška komunikace pod mostem, nezbyvalo než zdvihnout niveletu koleje na mostě o přibližně 0,50 m, s výběhy v potřebném rozsahu na obou předmostích. Kolej na mostě vede v pravostranném oblouku o poloměru $R_2 = 250,00$, resp. $R_1 = 285,350$ m, s převýšením $p = 90$ mm. Vzájemná osová vzdálenost kolejí byla, oproti původní, zvětšena o 0,735 m.

Pod mostem vedou dvě tramvajové koleje, obousměrná komunikace a chodníky. Rekonstrukcí byla zvýšena podjezdná výška pod mostem o 150 mm, odstraněny původní mezilehlé podpěry v chodnicích a celý prostor pod mostem se tak rozšířil a získal na přehlednosti i z hlediska dopravy.

Požadavku výrazného snížení hladiny hluku, působeného provozem na mostě, se podařilo úspěšně vyhovět použitím tlumící rohože firmy Phoenix, vložené mezi hydroizolaci mostovky a kolejové lože. Změřená hluková hladina v okolí mostu je nyní, ve srovnání s předchozím stavem, až překvapivě nízká i při podstatně zvýšené provozní rychlosti vlaků.

Návrh nového mostu

Pod každou kolejí je navržena samostatná ocelová, svařovaná NK s dolní plechovou ortotropní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Každá z konstrukcí má dva hlavní nosníky o rozpětí 27,68 m. Ty jsou vůči sobě vzájemně posunuté, v důsledku šikmosti mostu. Vnější - obloukový se šikmými závěsy, vnitřní - plnostěnný I průřez s parabolickým zakřivením horního pasu.

Ke zcela nekonvenční koncepci mostu s rozdílnými hlavními nosníky, kombinujícími v jedné konstrukci trám ztužený obloukem a plnostěnný nosník, nedospěl projektant v touze po originalitě a samoúčelné technické exhibici, ale po zralé úvaze o citlivém začlenění nového mostu do rámce okolní zástavby. Definitivnímu rozhodnutí o volbě typu konstrukce předcházela řada variantních návrhů, včetně vizualizací, projednávaných a diskutovaných v průběhu zpracování projektu v širokém okruhu odborníků, zejména investora a „památkářů“.

Základní, prvotně uvažované varianty dvou plnostěnných, či příhradových, resp. dvou obloukových hlavních nosníků mostu se ukázaly jako nepřijatelné. První vytvářel vysokou stěnu, brutálně přehrazující ulici. U dvou dalších variant působily čtyři vedle sebe stojící příhradové, či obloukové hlavní nosníky chaotickým dojmem, zdůrazněným navíc šikmostí mostu. Těmto nepříznivým pohledovým dopadům se konečný návrh, respektující exponovanou polohu mostu v památkově chráněné oblasti Vinohrad, zdárně vyhýbá tak, že pohledu pozorovatele jsou vystaveny pouze dva vnější obloukové nosníky a most vypadá jako jeden, ačkoli jsou dva.

S očekávanými technickými problémy, které netradiční konečné řešení OK mostu přineslo zejména v oblasti rozdílných tuhostí obou hlavních nosníků, se projektant vyrovnal pečlivou optimalizací jejich průřezů, která vyústila v proměnnou výšku vnitřních plnostěnných nosníků.

Z hlediska výroby OK byly stanoveny přísné požadavky na přejímání a kontrolu materiálů a výrobků dle platných ČSN, TKP ČD a dalších drážních předpisů. Konstrukce zařazené do výrobní skupiny Aa byly navrženy a vyrobeny z oceli jakosti S355 J2G3. Celková spotřeba konstrukční oceli činila 260 t (127 t na NK v 1. koleji a 133 t v koleji 2.).

Hlavní nosník vnější - obloukový

Obloukový nosník - trám ztužený obloukem, $L=27,68$ m, o maximální teoretické výšce $h=5,0$ m, má vějířovitě vedené závěsy. Trám oblouku tvoří svařované plnostěnné průřezy tvaru I o konstantní výšce. Závěsy (5ks na 1 trám) mají průřez svařovaného I a k horním pasům jsou připojeny v intervalech cca po 4,0 – 5,3 m. Oblouk, jehož řídící křivkou, vedenou těžištěm průřezu, je část kružnice o poloměru $R = 24,166$ m, má teoretické vzepětí ve vrcholu 4,327 m. Příčný řez obloukem má uzavřený komorový tvar. Polohy závěsů jsou symetrické, vzhledem k ose oblouku. Vzájemná osová vzdálenost hlavních nosníků činí 6,400 m kolej č.1 resp. 6,800 m kolej č.2 a je odvozena z nutných prostorových nároků MPP 2,5 R pro kolej v oblouku.

Hlavní nosník vnitřní – plnostěnný

Nosník průřezu svařovaného nesymetrického I, má proměnnou výšku 1950-2700 mm, v důsledku zakřivení horního pasu. Pásnice tl. 50 mm mají, s výjimkou rozšíření nad ložisky, šířku 440 mm.

Mostovka

Mostovku představuje žlab kolejového lože, navržený jako ortotropní konstrukce (tloušťka plechu 16 a 20 mm). Příčníky (příčné výztuhy žlabu) sledují pravidelný modul po 1,85 m, resp. 1,61 m v šikmých ukončeních mostu. Podélné výztuhy žlabu jsou rozmístěny symetricky podle jeho osy, ve vzájemných vzdálenostech 500 mm.

Závěsy oblouku, vetknuté do příčníků mostovky fungují společně, jako tuhé příčné polorámy.

Most byl výrobně příčně dělen na 3 dílce:

oblouk s částí mostovky šířky 1,4 m (k.1) resp. 1,24 m (k.2)

vnitřní mostovka šířky 3,0 m (k.1) resp. 3,5 m (k.2)

plnostěnný nosník s částí mostovky šířky 2,0 m (k.1) resp. 2,06 m (k.2)

Vnitřní část mostovky se vyráběla ve 2 dílcích. Montážní styky byly předepsány v místech dělení mostu na přepravitelné kusy a možnosti osazení jeřábem (max 50 t při vyložení 16 m).

Vybavení mostu

Každá z nosných konstrukcí je uložena prostřednictvím 6 elastomerových vyztužených ložisek Reisner&Wolff. Pevná ložiska jsou pod plnostěnným nosníkem, na protilehlé straně je pak ložisko příčně pevné. Zbývá 4 ložiska (dvě pod obloukem a dvě pod šikmými koncovými příčníky) jsou všesměrná.

Na mostě je aplikována celoplošná membránová stříkaná hydroizolace Eliminator v tl. 2x1,5 mm. Odvodnění žlabu KL je zajištěno pomocí odvodňovačů. Voda z nich je svedena pod mostovku a dále vodorovným a svislým potrubím z korozivzdorné oceli až do bahníkové šachty pod mostem.

Na obou mostních konstrukcích jsou instalovány vodonepropustné mostní závěry typu 3W, s krycí deskou z nevodivého materiálu.

Ocelového zábradlí, s výplní z plného polykarbonátu (Lexan), funguje nejen jako bezpečnostní prvek a architektonický doplněk konstrukce, ale plní rovněž dílčí úlohu snížení hluku vyvolávaného železničním provozem.

Štíty proti dotyku a podvlaky osazené v podhledu NK, plní funkci izolantu proti nebezpečnému dotyku s živými částmi trakčního vedení a OK.

Železniční svršek je z užitého materiálu kolejnic tv.S49 s pružným upevněním na betonových pražcích SB8. Kolej je bezstyková.

Závěr

Nový most byl jako celek uveden do provozu v září 2001, kdy bylo nejen správcům mostů a tratí, ale hlavně cestující veřejnosti a obyvatelům městské části Prahy 2 a 4, předáno dílo, které plní nejen náročná technická kritéria moderní železniční dopravy 21. století, ale vhodně esteticky dokresluje ráz okolí tohoto koutu Prahy.

Hlavními účastníky rekonstrukce mostu byli:

Investor: ČD DDC, Stavební správa Praha

Projektant: TOPCON servis s.r.o.

Hlavní zhotovitel – sdružení firem

SSaŽ, a.s. – oz 9 – rekonstrukce mostu

GJW Praha, spol. s.r.o. – rekonstrukce žel. svršku a spodku

Podzhotovitelé

MCE VOEST Czech republic s.r.o. – výroba a montáž OK

AŽD Praha s.r.o., EŽ Praha a.s., Spojstav – přeložky kabelů

Viamont, a.s. – trakční vedení ČD a DP

Zakládání staveb, a.s. – sanace podzákladí mostu

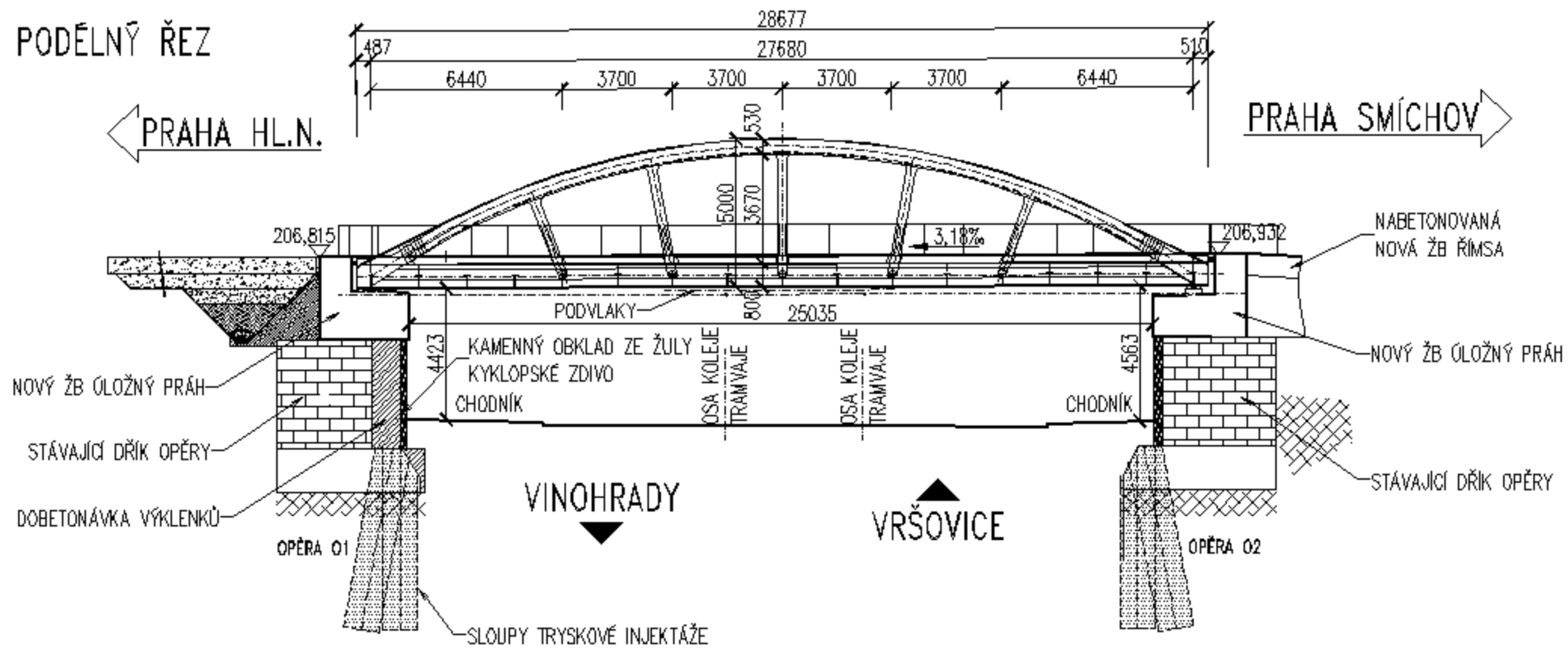
SOŽ, a.s. – pomocné podpěrné konstrukce a snášení SOK

N&N konstrukce a dopravní stavby s.r.o. – izolace žlabu KL

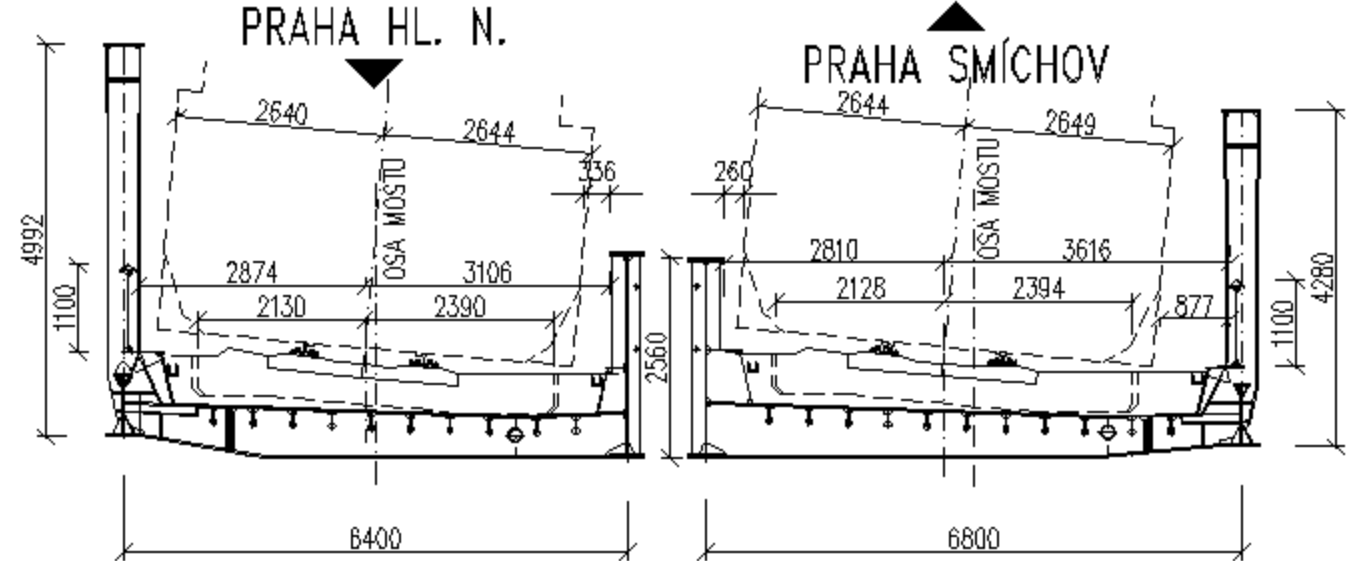
SGB Cz s.r.o. – dodávka a montáž pomocné pracovní plošiny

Gummi trading – antivibrační protihluková rohož Phoenix

PODÉLNÝ ŘEZ



PŘÍČNÝ ŘEZ







Most přes Klejnarku v km 342,246 trati Praha - Česká Třebová

Ing.Pavel NĚMEC, Ing.Jan KOMANEC, PONTEX s.r.o.

Úvod

V rámci modernizace trati Kolín – Přelouč byla rekonstruována mostní konstrukce přes Klejnarku. Konstrukce o třech polích překonává koryto řeky a inundační území a převádí dvoukolejnou železniční trať na hlavním tahu mezi Kolínem a Přeloučí. Původní mostní konstrukce je tvořena ocelovou otevřenou svařovanou konstrukcí s plnostěnnými nosníky bez mostovky. Světlost mezi podporami mostu je 9,36+9,38+9,30 m. Most je kolmý. Volná výška nad hladinou stoleté vody je 0,58 m. Opěry s křídly a pilíře jsou z kamenného zdiva založené na beraněných dřevěných pilotových roštech. Most byl vybudován v roce 1840-1845, zdivo bylo rekonstruováno v roce 1925. Na povrchu úložných prahů a pilířů byly při rekonstrukci v roce 1969 zřízeny železobetonové prahy, na které byla osazena nová ocelová nosná konstrukce. Spodní stavba mostu je bez zjevných závad.

Na základě výběrového řízení o dodávce stavebních prací, ve kterém zvítězila firma SSŽ a.s., došlo ke změně typu nosné konstrukce oproti původnímu projektu. Návrh variantního řešení byl vyvolán nutností výrazně zkrátit délku nepřetržitě výluky příslušné koleje pro provedení modernizace přilehlého traťového úseku; pro délku této výluky byl rozhodující čas nutný pro vlastní rekonstrukci mostního objektu. Modernizace traťového úseku Kolín – odbočka Starý Kolín, ve kterém leží most přes Klejnarku mohla trvat, s ohledem na koordinaci ostatních činností na stavbě a zadaný termín dokončení stavby, maximálně 2 x 36 dní, pro výstavbu vlastní mostní konstrukce pod jednou kolejí tedy zbývalo pouze 29 dní na přelomu března a dubna roku 2001.

Původně byla konstrukce navržena ze dvou samostatných ocelových spojitých mostních konstrukcí. Jednotlivá pole mostu se měla sestavovat a svařovat z montážních dílů na staveništi na pomocné skruži založené v prostoru vedle původního mostu. Vzhledem k nepříznivým klimatickým podmínkám by bylo nutno pro montáž a protikorozi ochranu montážních spojů provádět speciální opatření, aby práce probíhaly za podmínek stanovených TKP ČD.

Aby bylo možno konstrukci vybudovat v tomto krátkém termínu a za nepříznivých klimatických podmínek, bylo po projednání s ČD rozhodnuto o použití předpjaté betonové konstrukce složené z jednotlivých deskových prefabrikovaných dílců. Nová nosná konstrukce je navržena tak, aby bylo možno použít původní spodní stavbu, která byla pro tento účel rekonstruována.

Výhodou bylo zejména vyloučení budování pomocných skruží pro montáž ocelové konstrukce a vyloučení montážních svarů, jejichž provádění termínově vychází do zimního období s nepříznivými podmínkami. Vzhledem k místním podmínkám je patrné, že výstavba pomocné skruže v tůni říčky Klejnarky u opěry č.4 by byla obtížná a finančně nákladná. Pomocné skruže v těsném sousedství mostu by rovněž výrazně ztížily přístup na beztak již komplikovaně přístupné stavenišť.

Nová konstrukce byla montována rovnou na rekonstruované opěry a pilíře spodní stavby bez nároků na další pomocné konstrukce. Konstrukce je robustní a je vyrobena z vysokojakostního betonu C30/37-3a event. 3b (zn.425), což zajišťuje dlouhodobou životnost konstrukce. Rovněž zajištění vhodných podmínek pro betonáž rozměrných

monolitických spojů mezi jednotlivými prefabrikáty je z technologického hlediska snazší než zajištění podmínek pro náročné svařování velmi členité ocelové konstrukce s malou výškou. Mezi další důležité přednosti konstrukce patří i její vysoká tuhost, což vede k minimálním průhybům od nahodilého zatížení a celkově nižší nároky na údržbu oproti ocelové konstrukci.

Další změnou oproti původnímu projektu je snížení stavební výšky konstrukce, což se příznivě projevilo ve zvětšení průtočné výšky pod mostem. Spodní hrana nové nosné konstrukce je o 80 mm výše než u nosné konstrukce dle původního projektu a o 103 mm výše než u původní ocelové konstrukce z roku 1969. Vzhledem k tomu, že betonová konstrukce je těžší a robustnější než ocelová konstrukce, má most vyšší odolnost proti poškození při průchodu velkých vod.

Konstrukce byla v průběhu projekčních prací projednávána a následně během své výstavby velmi pečlivě sledována odpovědnými pracovníky ČD, neboť se jednalo po dlouhé době o první použití předpjaté spojitě prefabrikované konstrukce na ČD.

Popis konstrukce mostu

Technické řešení - spodní stavba

Rekonstrukce spočívala ve vybudování nových úložných prahů opěr a šikmých svahových křídel u obou opěr. Podchycení základů opěr a pilířů bylo provedeno pomocí mikropilot. Tyto mikropiloty byly pro úsporu času prováděny za krátkodobých výluk již před zahájením hlavní výluky. Mikropiloty byly vrtány přes dřívky opěr a pilířů a kořeny mikropilot jsou ukončeny v štěrkopískových terasách. Podchycení mikropilotami má za úkol posílit únosnost stávajícího založení na dřevěných beraněných pilotových roštích.

Po zřízení dělicí záporové stěny mezi oběma kolejemi byla snesena původní ocelová konstrukce a byly ubourány vrchní části opěr a železobetonové úložné prahy v hlavách pilířů.

Nové úložné prahy opěr jsou z betonu C30/37-3b. Prahy mají výšku 1450 a 1760 mm. Do boku úložného prahu je pro urychlení výstavby zakotven při jeho betonáži lícni prefabrikát, který tvoří čelo úložného prahu a zároveň krátké zavěšené rovnoběžné křídlo opěry, ke kterému přiléhají svahová křídla. Prefabrikáty jsou vyrobeny z betonu C30/37-3b. Úložné prahy na obou opěrách jsou provedeny monolitické vyjma koncového prefabrikátu mostního křídla. Vzhledem k provádění konstrukce po polovinách je jejich spojení do jediného celku pod oběma kolejemi dosaženo šroubovými spojkami betonářské výztuže.

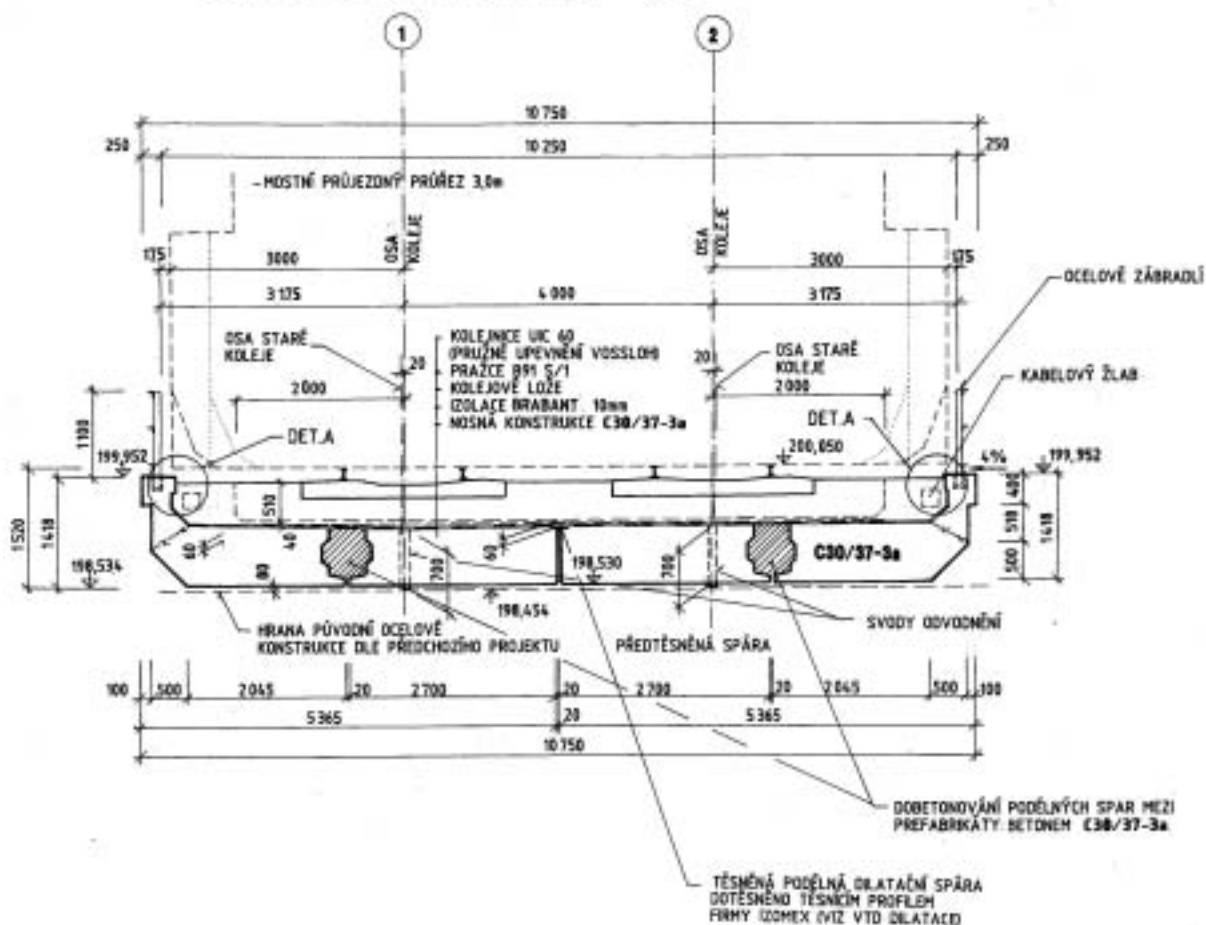
Krátká zavěšená rovnoběžná křídla byla doplněna šikmými svahovými křídly založenými na pěti mikropilotách vrtaných z úrovně základové spáry křídla. Zadní řada má 2 svislé mikropiloty, přední pak 3 šikmé mikropiloty skloněné pod 25° vpřed. Základy i dřívky křídel budou provedeny z betonu C25/30-2bb.

Části konstrukce ve styku se zemí jsou proti zemní vlhkosti chráněny nátěry ALP+2xALN, rubová část opěr a závěrných zídek a svahových křídel pak natavovací pásovou izolací s výztužnou tkaninou z polyesteru ochráněnou geotextilií.

Nové úložné prahy pilířů jsou navrženy z betonu C25/30-3a. Prahy mají výšku 750 mm. Úložné prahy na obou pilířích jsou provedeny jako monolitické. Vzhledem k provádění konstrukce po polovinách je jejich spojení dosaženo šroubovými spojkami betonářské výztuže. Nové úložné prahy respektují tvar a polohu původních kamenných pilířů.

Technické řešení – nosná konstrukce

SO 20-19-04; PŘÍČNÝ ŘEZ 1:50

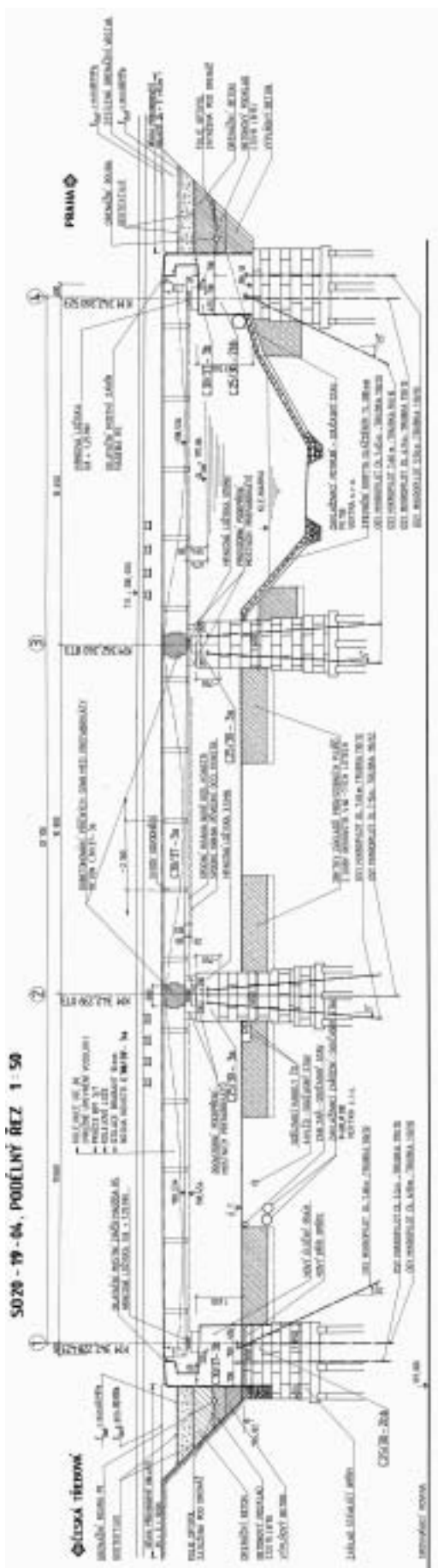


Nosná konstrukce je navržena jako betonová dodatečně předpjatá s využitím prefabrikovaných částí zmonolitněných na místě. Nosná konstrukce je kolmá a je navržena jako spojitá pro přenášení ostatního stálého a nahodilého zatížení; má tři pole o rozpětích 10,65+10,80+10,65 m. Konstrukce je uložena na hrncová ložiska. Na pilíři č.2 jsou navržena ložiska pevná, na ostatních podporách ložiska posuvná.

Pod každou kolejí je konstrukce tvořena samostatnou deskou sestávající v příčném řezu ze dvou prefabrikovaných dílců. Dílce mají šířku 2645 nebo 2700 mm, výška dílců je 700-755 mm, v místě římsy pak 1418 mm. Mezi samostatnými konstrukcemi je navržena těsněná podélná dilatační spára. Nosná konstrukce je navržena na zatěžovací vlak ČSD-T a SZS-ČD dle ČSN 736203/86. Konstrukce je posouzena i pro případný posun osy koleje ± 100 mm od teoretické osy koleje. Návrh je proveden dle teorie dovolených namáhání v souladu s ČSN 736207 „Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu“.

Dílce jsou na stavbě spojeny do jediného celku zabetonováním skrytých příčníků nad pilíři a 500 mm širokého podélného petlicového spoje mezi oběma dílci pod jednou kolejí.

Odtok vody z povrchu mostovky je zajištěn nerezovými odvodňovači v ose koleje cca po 2,1 m, k nimž jsou obě části desky včetně monolitického dobetonování uměle vyspádovány spádem min. 2%.



Součástí krajního prefabrikátu je i římsa, která je rozdílatována příčnými spárami na krátké úseky, aby nedocházelo ke spolupůsobení římsy s nosnou konstrukcí.

Dilatační závěry jsou navrženy povrchové Mageba RS zakryté jaridovou deskou proti vnikání šterku mezi F-profily.

V souladu s předchozím projektem jsou na mostě navržena opatření proti bludným proudům. Při zřizování všech zařízení na ochranu konstrukce proti bludným proudům byl dodržen předpis ČD SR 5/7 (S) – Ochrana železničních mostních objektů proti účinkům bludných proudů. Měřící body, které jsou umístěny v šikmých částech (okosení) na konci desky jsou vodičem FeZn \varnothing 10 mm propojeny se všemi kotvami předpínacích kabelů a s betonářskou výztuží desek a dobetonování.

Aby bylo zabráněno pronikání bludných proudů do konstrukce, je vodorovná nosná konstrukce nevodivě oddělena od spodní stavby. Rovněž zábradlí na mostě a křídlech je odděleno vzduchovou mezerou šířky 50 mm. Zábradlí na mostě je ukolejněno přes průrazku.

Deskové prefabrikované dílce

Prefabrikáty byly betonovány ve výrobě. Pro výrobu desek je použit beton C 30/37 - 3a (zn. 425), římsy jsou z betonu C 30/37 - 3b (zn. 425), ocel 10505 (R) a jako předpínací systém je použit systém DSI Dywidag pro 12 lan průměru 15,7 mm (0,62") z oceli St 1570/1770 s velmi nízkou relaxací. Pro zakotvení jsou použity kotvy řady MA6812. Předpínací systém je certifikován pro použití v České republice. Viditelné povrchy dílců (boky včetně říms) byly bedněny z hoblovaných prken na polodrážku. Ostatní části jsou bedněny pomocí překližek.

Při stáří mim. 14 dnů byly desky transportovány na stavbu a uloženy do konstrukce. Byly vyarmovány podélné petlicové spoje a střední příčnicků včetně propojení kabelových kanálků a provlečení předpínací výztuže. Podélné spáry a střední příčnicků byly zabetonovány. Viditelné povrchy monolitických středních příčnicků jsou bedněny pomocí hoblovaných prken na polodrážku, aby bylo dosaženo jednotného vzhledu

s prefabrikovanými dílci.

Celá konstrukce byla předepnuta při stáří desky více než 21 dnů a pevnosti min. 34 MPa a při pevnosti dobetonovaných spár min. 30 MPa na konečnou hodnotu 1375 MPa. Konstrukce byla napnuta 11 kabely z 11 či 12 lan $\varnothing 15.7/1770$ MPa. Po předepnutí byly zainjektovány kabelové kanálky.

Mostní vybavení

Ložiska

Mostní konstrukce je uložena na elastomerová vyztužená ložiska standardu DIN 4141 ve standardním uspořádání. Na pilíři č.2 jsou ložiska pevná a na ostatních pilířích ložiska posuvná.

Izolace

Izolace na nosné konstrukci je navržena ve dvou úrovních. Aby bylo naprosto vyloučeno jakékoliv prosakování vody pracovními spárami mezi prefabrikovanými dílci a monolitickou dobetonávkou, byly tyto spáry překryty nejprve izolačním pásem se zvýšenou průtažností, který byl kladen do připraveného vybrání hloubky 5 mm. Na takto připravenou konstrukci byly rozprostřeny a lokálně nataveny asfaltové izolační pásy s integrovanou ochranou „BRABANT“ od firmy SIPLAST. V horní části římsy pod ozubem římsy byla izolace připevněna přitlačným ocelovým metalizovaným páskem k římsě.

Dilatační spára mezi mostními konstrukcemi byla překryta pryžovým dilatačním profilem SERVICEAL S, který je zapuštěn do kapsy o hloubce 5 mm pod povrch mostovky. Tento profil je překryt samolepicím pásem BITUTHENE 4100X, na který je kladena pásová izolace

Dilatační závěry

Nad oběma opěrami nosné konstrukce jsou navrženy povrchové dilatační závěry MAGEBA RS pro posun ± 40 mm. Dilatační závěry jsou v římsách zvednuty až k vybrání pod horním povrchem římsy. Těsnící gumový profil dilatačních závěrů je zakryt jaridovou deskou proti vnikání šterku do mezery mezi F-profilů. Použití těchto desek je nutné z hlediska zajištění nevodivého překrytí spáry, které je schopno přenášet vysoké tlaky od železničního provozu.

Odvodnění

Vzhledem k nulovému podélnému spádu mostu je nosná konstrukce odvodněna vytvořením spádu v desce mostovky. Deska včetně dobetonování je rozčleněna po cca 2,1 m na obdélníkové části, které jsou vyspádovány ke svému středu, kde je v desce zapuštěn atypický nerezový odvodňovač. Spád desky je vždy min. 2%. Z přečnávajících trub voda odkapává na povrch terénu chráněný proti vymílání rovnaninou z hrubého šterku \varnothing cca 500 mm pod každým odvodňovačem. Odvodňovače mají vyjímatelnou mřížku proti vypadávání šterku a v případě zanesení je možno je proplachovat z prostoru pod mostem.

Zábradlí

Mostní zábradlí je standardní ocelové svařované z otevřených profilů. Sloupky zábradlí jsou osazeny do kapes v římsách a jsou zalévány plastbetonem, který je u sloupků vyvýšen o 10 mm nad povrch římsy.

Vlastní realizace

Snesení původní nosné ocelové konstrukce předcházelo provedení zápor pro dělicí stěnu mezi jednotlivými kolejemi, podchycení základů opěr a pilířů pomocí mikropilot.

Tyto práce byly prováděny v denních výlukách vždy jedné koleje bez snesení železničního svršku; oproti původně plánovaným 2 x 15 denním výlukám se podařilo dobu realizace zkrátit na 24 výluky. Mezitím byly připraveny přístupové komunikace a zpevněné plochy pro postavení jeřábu pro montáž nosné konstrukce u každé koleje.

V nepřetržité výluce vždy jedné koleje byla snesena stávající ocelová nosná konstrukce, odbourány úložné prahy pilířů a opěr včetně šikmých křídel. Následovalo postupné zřízení nových monolitických úložných prahů na opěrách a pilířích. Velmi dobrým logistickým zajištěním přepravy prefabrikátů z výroby na staveniště se podařilo všechny prefabrikáty dopravit a osadit na ložiska těžkým silničním jeřábem v průběhu jediného dne. Zmonolitnění nosné konstrukce, osazení odvodňovačů, předepnutí, osazení dilatačních závěrů předcházelo provedení izolačního souvrství BRABANT. Skutečnost, že je dimenzováno na přímé zatížení štěrkem kolejového lože umožnila další zkrácení nutných technologických přestávek v průběhu výstavby a tím i dodržení velmi krátké délky plánované nepřetržité výluky.

Důsledkem dobré výrobní přípravy zhotovitele vlastního objektu, dobré spolupráce s ostatními zhotoviteli na staveništi i s projektantem variantního řešení rekonstrukce mostního objektu je rekonstrukce mostního objektu realizovaná v požadované kvalitě a velmi krátké době výstavby.

Využití konstrukcí z prefabrikovaných dílců

Používání prefabrikace v mostních stavbách bylo po roce 1990 hromadně odmítáno, zejména pro závady, která vznikaly v minulém období. Existují však racionální důvody, které jasně ukazují, že použití moderních prefabrikovaných konstrukcí je plně oprávněné a to jak z hlediska ekonomického, tak i funkčního a estetického.

Nové typy prefabrikovaných konstrukcí je výhodné používat u konstrukcí s velmi krátkou lhůtou výstavby nebo konstrukcí nad provozovanými komunikacemi či tratěmi, kde je obtížné zajistit výstavbu pomocných skruží pro monolitické konstrukce.

Důležitou zásadou nových prefabrikovaných konstrukcí je, že tvar konstrukce a výztuž je vždy optimalizována dle statického výpočtu konkrétního objektu. Konstrukce je vždy maximálně přizpůsobena místním podmínkám. To je samozřejmě výhodou při rekonstrukcích, kdy je třeba nahrazovat původní nosné konstrukce a nové nosné prvky přizpůsobovat původní spodní stavbě jak šířkově, tak i svoji délkou.

Při výstavbě je nutno se vyvarovat používání nepřiměřeně tenkých zmonolitňujících spár, při jejichž betonáži nelze zajistit dokonalé zpracování betonové směsi nebo používat spřažené konstrukce s monolitickou deskou mostovky. Tyto úpravy spolu s moderním a spolehlivým předpínacím systémem umožní odstranit zásadní závady, které dříve vznikaly na prefabrikovaných mostech, dovolují vytvořit dokonalý podklad pro izolaci a odstraní nutnost zřizovat nad vnitřními podporami dilatační spáry, které jsou i při maximální péči potencionálním zdrojem rozhodujících poruch u mostních konstrukcí.

Díky dobrému řemeslnému zpracování prefabrikovaných dílců a při patřičné péči návrhu spodní stavby působí tato prefabrikovaná konstrukce příznivým dojmem. Důležitým aspektem je také ekonomické hledisko, neboť tyto konstrukce mají příznivou spotřebu materiálu a rychlou výstavbu, a tím jsou i cenově zajímavé.

Sanace zděných propustků a tunelů pomocí velkorozměrových ocelových trub od firmy VOEST-ALPINE KREMS FINALTECHNIK

Jejich životnost a protikorozní ochrana

Manfred Harbich, Günther Kompek, Vilém Svítek; Voest-Alpine Krems Finaltechnik

Úvodem

Sanace zděných propustků a tunelů z období 1840 až 1920 přináší sebou mnoho technických a hospodářských problémů. K tomu se řadí i otázka dopravní, tzn. problémy při přerušení dopravy v důsledku stavebních prací. Především u železničních tratí způsobuje někdy i krátkodobá výluka značné potíže.

Na příkladech sanace dvou železničních objektů v Německu, bychom Vám chtěli ukázat technické možnosti a výhody, které nabízí použití ocelových trub OndaSteel.

V závěru příspěvku projednáme jejich životnost v různých korozních prostředích.

Podstata konstrukčního řešení sanace pomocí trub OndaSteel

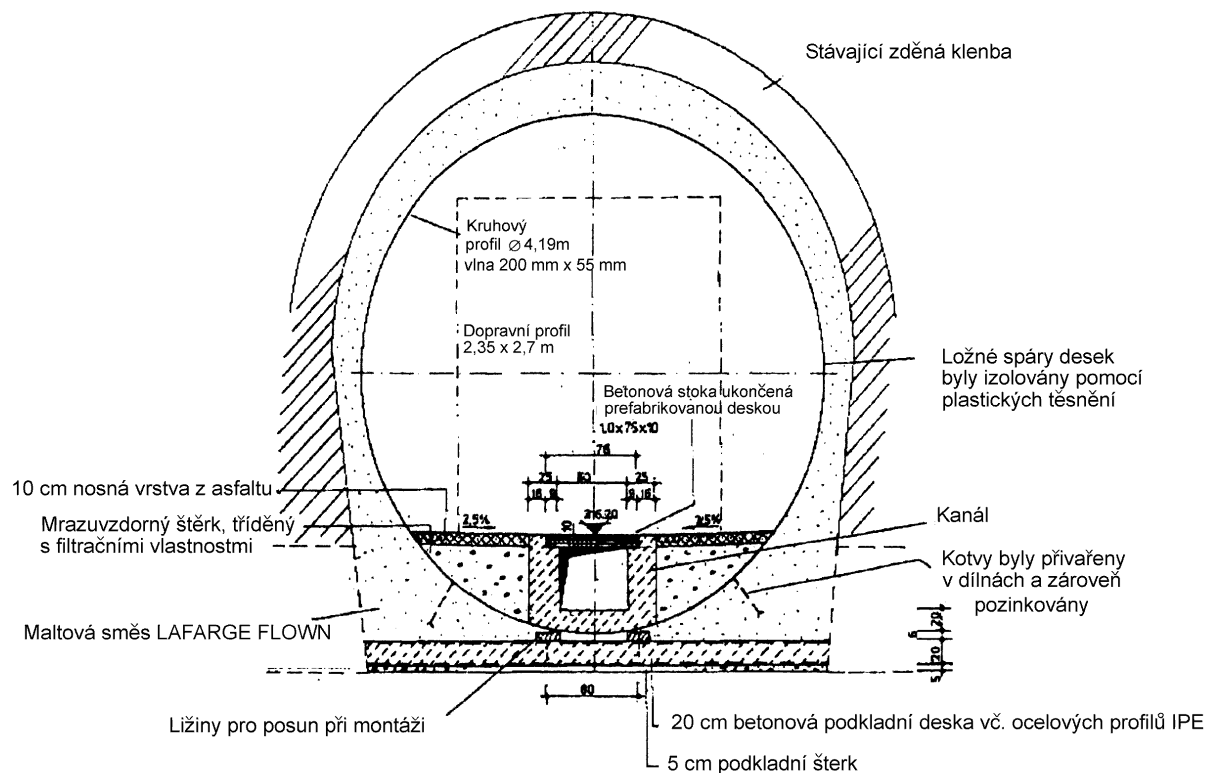
Zděné konstrukce propustků a tunelů jsou dnes, někdy i po více než sto letech provozu, tak dalece staticky narušeny, že jejich únosnost vzbuzuje po zásluze nedůvěru, a to nejen u odborníků. Jsou to především voda a mráz, dvě veličiny, někdy nazývané „zubem času“, které jsou příčinou podstatné části destrukce nosné zděné klenby. V některých případech je možno vycházet z toho, že první mezní stav únosnosti zdiva byl už překročen a že se proto, v důsledku deformací původně samonosné zděné konstrukce, vytvořila v obklopujícím zemním násypu klenba, která z větší či menší části převzala nosnou úlohu zdiva.

Vestavbou trub z vlnité oceli (které jsme dali název „ OndaSteel “) do profilu propusti resp. tunelu se vytvoří flexibilní ochranná, staticky spolupůsobící konstrukce, která je schopná zabránit další destabilizaci objektu, tzn. mimo jiné i vypadávání částí zděné konstrukce. Ocelová trouba nemůže samozřejmě úplně přerušit proces destrukce zdiva, který je z velké části způsoben průnikem vlhkosti z nadnásypu, a tím i další ztrátu jeho pevnosti. Tento proces bude a může pokračovat dál i po sanaci a to teoreticky až do stadia, kdy se pevnost zdiva v tlaku vyrovná pevnosti okolního zemního železničního tělesa. V tomto momentě nastává situace, která je srovnatelná se stavem novostavby tunelu, kdy se nové ocelové trouby zabudovávají do násypu. I v tomto případě je nosná konstrukce tunelu tvořena ze dvou staticky spolupůsobících částí, ocelové skořepiny a zemního klenbového tělesa. Stabilita zvětralé konstrukce je sanací zajištěna na další desítky let a možná, že i celé další století. K životnosti ocelové skořepiny se vrátíme v závěru článku.

Z tohoto krátkého rozboru vyplývá, že je nutné, ačkoliv se jedná o sanaci, ocelovou troubou dimenzovat na únosnost novostavby, tzn. na stoprocentní zatížení z násypu a dopravy.

1. projekt : Úsek mezi Chemnitz (dříve Karl-Marx-Stadt) a Riesa, km 59,430, v blízkosti zastávky Kinderwaldstätte.

Zděný propustek a zároveň podjezd o šířce 4,7 m, výšce 3,95 m a délce 30 m pochází z roku 1852. Když se v roce 1997 rozhodla německá správa železnic k rekonstrukci objektu, byla jeho konstrukce ve stavu pokročilé destrukce způsobené zvětráním zdiva. Pětimetrová výška násypu nad vrcholem klenby vyloučila rekonstrukci ze shora popř. novostavbu. Navíc se



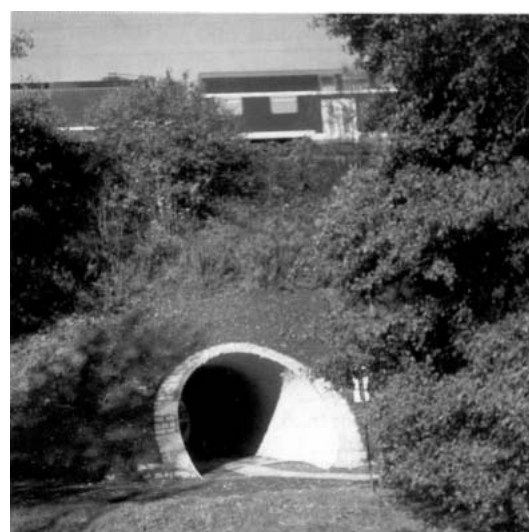
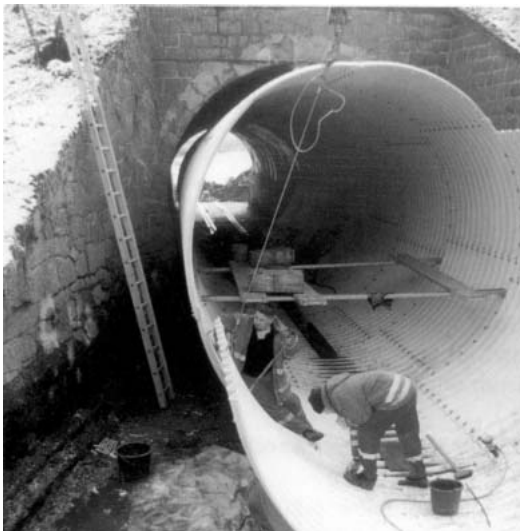
tento objekt nachází v ochranném pásmu přírodní rezervace a tak přísné podmínky ze strany správce přírodního parku doprovázely diskusi o projektu rekonstrukce.

Za těchto okolností se rozhodla německá správa drah pro sanaci objektu pomocí ocelových velkorozměrových trub od firmy VOEST-ALPINE. K sanaci byl zvolen profil ve tvaru kruhu o průměru 4,19, m a délce 46,9 m. Prodloužením tunelu o více než osm metrů na každé straně bylo umožněno zasypat i boční opěrná křídla, která byla rovněž podstatně narušena zvětráním a tudíž staticky v neutěšeném stavu.

Ještě před počátkem montáže bylo nutné zprůjezdnit starou, příjezdní lesní cestu pro stavební dělníky a připravit nevelký montážní prostor před objektem. Většina stavebního materiálu, tzn. ocelová konstrukce, injektážní směs i přírodní kámen na obklad včetně montážní zařízení byly samozřejmě na místo stavby přivezeny drezínou.

Troubu z vlnitého ocelového plechu bylo nutné (jako ostatně v drtivé většině případů) smontovat před objektem. Do šroubovaných spojů se mezi jednotlivé desky vkládalo elastoplastické těsnění o šířce 100 mm a tl. 3 až 4 mm, které zajišťuje těsnost smontované konstrukce po dobu injektáže meziprostoru. Ocelová trouba, která byla montována na ližinách, byla postupně pomocí lan a vrátku vtahována do objektu. Po konečném umístění trouby v sanovaném objektu byl meziprostor (mezera, nemusí být v ideálním případě větší než 5 až 15 cm) vyplněn vhodnou maltovou směsí. Hlavní podmínkou pro výběr a složení injektážní směsi jsou její deformační vlastnosti po ztuhnutí, které by měly být podobné okolnímu zasypanému materiálu. Důležité je, aby po dokončení sanace celé okolí ocelové trouby mělo podobné, vzájemně sladěné deformační vlastnosti. V našem případě byla použita maltová směs LAFARGE FLOWN. Konce trouby byly již v projektu přizpůsobeny novému úhlu násypu a v konečné fázi obloženy přírodním kamenem.

Stav objektu před sanací, stavební etapy a stav po sanaci



2. projekt : Úsek mezi Neubrandenburgem a Pasewalk, industriální zóna Warlin

Kruhový propustek o průměru 2,5 m a délce 30 metrů byla postavena v 1870. Únosnost zděné klenby byla silně narušena karbidovými solemi a konstrukce vykazovala škody způsobené mrazem. Také v tomto případě byla zvolena sanace pomocí ocelové trouby z vlnitého plechu od firmy VOEST-ALPINE neboť násyp o výšce sedmi metrů vylučoval jakýkoliv zásah z povrchu. K sanaci tunelu byl použit profil o průměru 2,4 m o celkové délce 34,9 m.

Stavební práce, které trvaly necelý měsíc, byly provedeny během září a října v roce 1997. Prostor mezi ocelovou troubou a zděnou klenbou byl vyplněn maltovou směsí FÜMA od firmy READYMIX.

Stav propustku před a po rekonstrukci



Protikorozní ochrana žárově pozinkovaných konstrukcí z vlnitého ocelového plechu.

Jak správa železnic tak i ředitelství dálnic požadují stoletou životnost konstrukcí, které jsou zabudovány do spodní stavby dopravních cest, přičemž životnost je definována normou jako časový úsek, který může uplynout od prvotního nanesení ochranného povlaku, v našem případě zinkové vrstvy, do takového jeho znehodnocení, že je nezbytná oprava.

Objekty, o kterých zde jednáme, jsou v kontaktu se zemínou (resp. zásypovým zemním materiálem), vodou (a to jak podzemní tak i povrchovou popř. odpadní) a samozřejmě také atmosférou a jsou proto vystaveny korozi, která je těmito třemi základními médii způsobena. Zde je ovšem nutné zdůraznit, že se vždy jedná o mikroklima, tzn. o prostředí, které existuje v bezprostřední blízkosti konstrukce, a které se navíc i u jednoho objektu může, např. v průběhu jeho podélné osy nebo i výšky může, a to dokonce zásadně, měnit.

Při tak vysokých požadavcích na životnost je proto nutné objekty z vlnitého ocelového plechu také chránit proti agresivním vlivům již výše uvedených medií vhodnými, ve většině případů jednoduchými, prostředky, které by měl projektant již v prvních projekčních fázích předpokládat a započítat do celkových nákladů.

Korozí v těchto třech základních prostředích se zabývá ČSN EN ISO 14713.

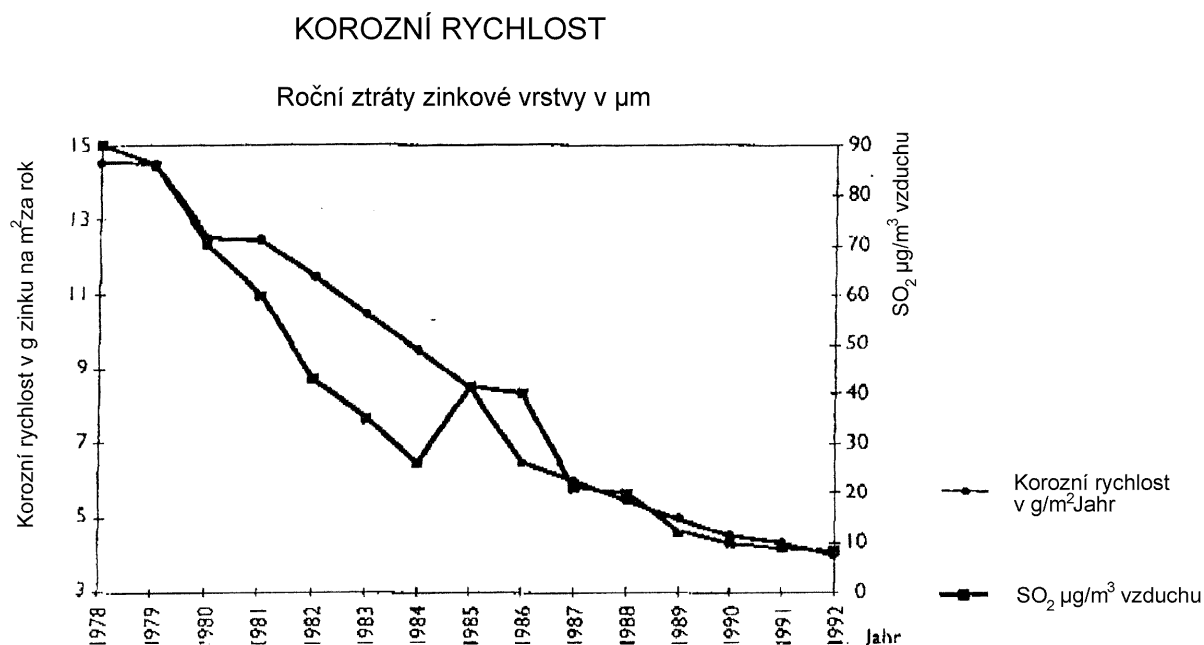
Další atraktivní zvýšení životnosti ocelové konstrukce poskytuje „ **Systém Duplex** “, tzn. že žárově pozinkovaná konstrukce je opatřena již ve výrobním závodě nátěrem. **Tento Systém**

Duplex dokáže více než zdvojnásobit životnost pouze žárově pozinkované konstrukce. Jeho aplikace využívá tzv. synergií-efekt, nátěr na pozinkovaném podkladu nemůže podrezávat a na druhé straně chrání zinkovou vrstvu před její redukcí.

Koroze v atmosféře

Od roku 1978 až do roku 1992 byl ve Švédsku, ve spolupráci s inž. Knotkovou ze Státního výzkumného ústavu ochrany materiálů (SVÚOM), prováděn výzkum závislosti ztrát zinkových ochranných vrstev na agresivitě atmosféry.

Diagram, ve kterém jsou vyneseny naměřené hodnoty, velice jednoznačně ukazuje **trojnásobné snížení rychlosti redukce zinkové vrstvy u ocelových konstrukcí za posledních cca. 20 let.**



Snížení rychlosti koroze v závislosti na obsahu SO₂ v atmosféře ve Stockholmu od roku 1978 (Knotková/Porter)

Tato skutečnost, která byla ověřena i jinými nezávislými měřeními a to samozřejmě i pro jiná prostředí než bylo stockholmské, byla proto velice rychle převzata do nové normy EN ISO 14713, která je u nás platná jako ČSN od prosince 1999.

Pro zajímavost uvádíme v následující tabulce vývoj korozní rychlosti (resp. ztrát zinkové vrstvy) za posledních cca. 20 let.

Atmosférické zatížení	venkov	město	průmysl	přímořská oblast	
DIN 50960 (1977)	1,0 – 3,4	1,0 – 6,0	3,8 – 19	2,4 – 15	
Starší různá měření	1,0 – 2,0	2,0 – 4,0	6,0 – 12	2,0 – 6,0	
Starší průměrné hodnoty	1,9	3,5	10	4,7	
Nová různá měření a jejich vyhodnocení 1996	0,1 – 1,0	1,0 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 4,0	+)
Nové průměrné hodnoty	0,5	1,5	3,0	2,5	

Všechny údaje jsou v mikrometrech

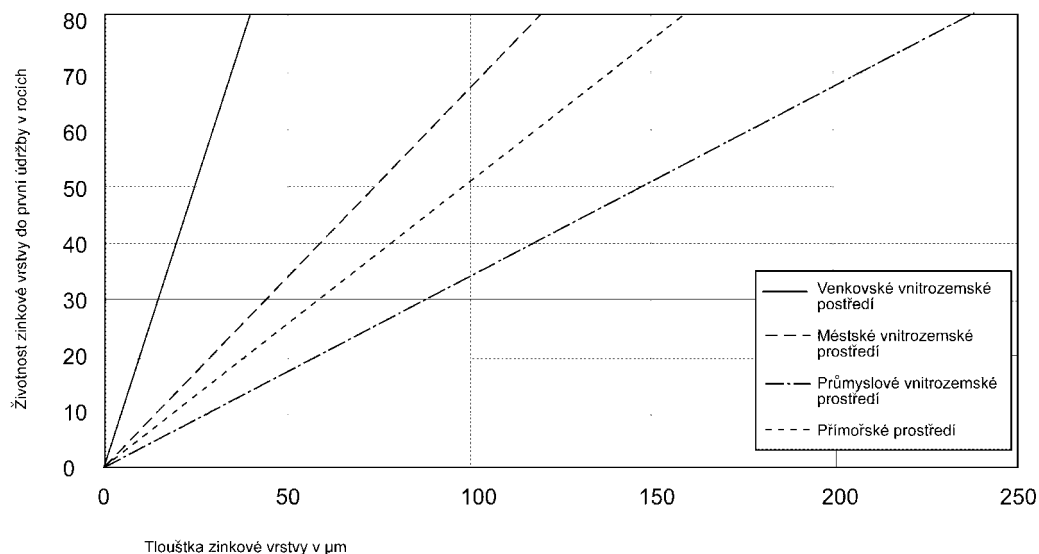
+) Orzessek, K., Van Tilborg, W.J.M., Reimerink, G.H.J.: „Zinkabtrag deutlich vermindert“. Feuerverzinken-25/1996-1, Seite 10-12.

Na základě těchto skutečností vypracovalo oddělení kontroly kvality od firmy VOEST-ALPINE níže zobrazený diagram, který má usnadnit projektantům a investorům formulaci protikorozních požadavků a opatření, přičemž hodnoty mimo tabulku je možné získat lineární interpolací.

VOEST-ALPINE KREMS
FINALTECHNIK GmbH

Oddělení kontroly kvality

Životnost zinkové vrstvy v různých atmosférických podmínkách



Literatura: EN ISO 14713
G-Q/DI.Kom.21.01.1999

Koroze v půdě

Koroze v půdě je u objektů, které přicházejí v souvislosti s naší konstrukcí v úvahu, ve velké většině problém ovlivnitelný a tudíž řešitelný.

Všeobecně je známo, že zeminy písčité a vápenité (pokud neobsahují chloridy) je možno označit jako neagresivní (Klas u. Steinrath, Korrosion und Korrosionsschutz – Korrosion im Boden). Na druhé straně je nutné se vyvarovat zeminám velmi agresivním, což jsou, zjednodušeně řečeno, půdy bažinaté popř. rašelinové.

Problém půdní koroze je nutné řešit v souladu s požadavkem na nenamrzavost zásypového materiálu, jinými slovy **je zde nutný kontrolovaný zásyp chemicky neutrálními štěrko-písky**, které půdní korozi redukuje tak, aby bylo dosaženo požadované životnosti.

Koroze ve vodě

Stejně jako u betonů je i u ocelových konstrukcí nutné již v průběhu prvního návrhu konstrukce získat dostatečně jistou a jasnou představu o druhu a agresivních vlastnostech podzemních a povrchových vod, které přijdou do styku s pozinkovanou konstrukcí.

Hlavním kritériem pro agresivitu vod ve vztahu na zinek je pH-faktor. Všeobecně je možné říci, že pozinkované konstrukce jsou použitelné ve vodách s hodnotou mezi pH 6 až 12.

Tuto podmínku splňují automaticky např. všechny splaškové vody, které je možné vypouštět do recipientu.

U objektů, které jsou umístěny pod komunikacemi zásadně navrhujeme tzv. plovoucí hydroizolaci, která zabrání přístupu povrchových vod znečištěných odmrzovacími solemi, které se např. používají k posypu vozovek. Tyto objekty je nutné, pokud leží nad hladinou podzemní vody, opatřit také drenážním systémem ležícím pod objektem, který ve spojení s ne-namrzavým zásypovým materiálem tvoří ideální ochranný systém. Konstrukce z vlnitého ocelového plechu se při správném provedení stavby vůbec nedostane do styku s vodou a zůstává po celou dobu své existence v podstatě suchá.

Závěrem

Sanace starých dopravních objektů pomocí ocelových trub je jistě technicko-ekonomickou ale i dopravně výhodnou variantou. Další výhodou je minimální redukce původního profilu. Investor i projektant mají k dispozici 417 geometricky různých standardních profilů v 6 tloušťkách plechů, tzn. celkem přes 2500 různých ale přitom prefabrikovaných profilů. Práce na stavbě jsou minimalizovány při zachování vysokého stupně flexibility.

Že se VOEST-ALPINE požadavku stoleté životnosti konstrukcí z OndaSteel nebrání, a že je možné tento požadavek ve většině případů splnit, v krajním případě pomocí „Systému Duplex“, bylo jedním z cílů tohoto příspěvku. Na tento vysoký cíl je ovšem nejlepší, i když ne přímo nutné, se připravit již v prvních fázích projekce.

Nové tunely na vysokorychlostní trati Nürnberg - Ingolstadt, úsek „Mitte“

Mgr. Jiří Zmítka, ILF Consulting Engineers, spol. s r. o.

1 ÚVOD

Příspěvek stručně charakterizuje jednu z největších v současnosti realizovaných staveb v Evropě. Jsou zde zahrnuty poznatky a skutečnosti z let 1999 a 2000. V základních rysech popisuje jednotlivé tunely a největší problémy spojené s jejich výstavbou. Podrobnější charakteristika jednotlivých tunelů, geologie a technologie výstavby by ovšem vyžadovala mnohem větší prostor než ten, který byl příspěvku vymezen.

Vysokorychlostní trať Nürnberg – Ingolstadt (München) je součástí nově projektované vysokorychlostní sítě v SRN. Po sjednocení Německa vznikla v rámci jeho začlenění do dopravní infrastruktury EU potřeba nového železničního propojení měst: Berlín - Halle – Leipzig – Erfurt – Nürnberg. Výsledkem má být trasa vysokorychlostní trati vedoucí od Skandinávie přes Berlín do Mnichova s napojením na Veronu v severní Itálii.

Takzvané „severojižní propojení“ stanovila Evropská Unie jako prvořadý úkol v rámci „Transevropské sítě“.

Realizace vytyčeného úkolu probíhá jak rekonstrukcí a optimalizací stávajících traťových úseků, tak i výstavbou zcela nových traťových úseků.

Parametry tratě Nürnberg – Mnichov :

Celková délka:	171 km
Norinberg – Ingolstadt	89 km
Ingolstadt – Mnichov	82 km
Doba jízdy:	1 hodina
Sklonové poměry:	
Nové úseky:	max. 20 ‰
Optimalizované úseky:	max. 12,5 ‰
Cena:	1,98 Mld. Euro

Trasa Norinberg – Ingolstadt je rozdělena na pět úseků: úseky 7.2 a 1.1, "jih", "střed" a "sever". Úsek "střed" je předmětem dalšího textu příspěvku.



2 ÚSEK STŘED

Směrové řešení úseku "střed" kopíruje přibližně trasu dálnice A9 a průchod trasy pohorím Jura řeší prostřednictvím tří tunelových objektů. Směrem od jihu k severu jsou to: 7260 m dlouhý tunel Irlahüll, 650 m dlouhý tunel Schellenberg a 7700m dlouhý tunel Euerwang. Mezi tunely Irlahüll a Schellenberg překonává přetíná trasa údolí řeky Altmühl a mezi tunely Schellenberg a Euerwang údolí řeky Antlauter.

Firma ILF Consulting Engineers Innsbruck prováděla na objednávku Deutsche Bahn následující činnosti:

- vypracování projektové dokumentace

- geologická dokumentace, interpretace výsledků geotechnických měření, prognóza geologické situace (optimalizace technologického postupu v závislosti na IG podmínkách, případně změna technologických tříd výrubu)
- provádění technického dozoru investora (kontrola kvality a množství prováděných prací)

Geodetická měření a tunelový scanner Dibit zajišťovaly firmy Angermaier a Geodata. Systém **Dibit** (**D**igitales **B**ildmeßsystem für den **T**unnelbau) umožňuje pomocí stereofotogrammetrického snímání povrchu tunelu v jednotlivých dílčích etapách výstavby sledovat a prostorově vyhodnocovat odchylky od projektovaného tvaru v kterémkoli místě díla. Obrovskou výhodou systému DIBIT je, že nesleduje pouze jednotlivé body (jak je tomu při klasickém geotechnickém měření), ale snímkuje, vyhodnocuje a dokumentuje celý povrch zájmové plochy. V případě, že je nasazen ihned po provedení záběru před nastříkáním primárního ostění, umožňuje provádět snímkování pro geologickou dokumentaci výrubu. dále může být snímkována primární i sekundární obezdívka. Je-li DIBIT použit při více stavebních fázích, vzniká možnost sledovat též objemy použitého materiálu a tloušťky jednotlivých vrstev ostění. Je-li snímkována jedna etapa v určitých časových odstupech, lze sledovat rovněž sedání a příčné a podélné posuvy. Jednotlivé fáze lze později porovnávat s projektovaným profilem nebo vzájemně mezi sebou. Tím vzniká možnost sledovat nadvýruba či podvýruba v kterémkoli místě tunelu, neboli lze přesně určit, jak se liší skutečné provedení od projektu.

Realizaci stavby zajišťovala firma HOCHTIEF, která si najímala jednotlivé subdodavatele. Z českých firem v rámci subdodávek prováděla ražbu od portálu Euerwang jih firma Metrostav, a.s., která po počátečním „seznamování“ dosahovala nejlepších výkonů v rámci úseku "střed". Firma Subterra, a.s. se podílela na ražbě únikových východů a šachet.

3 TUNELY

3.1 Stručná geologická charakteristika

Celá oblast tvoří komplex několik stovek metrů mocného souvrství sedimentárních hornin s převládajícím sklonem vrstev mírně ukloněných k jihu.

Tunel Irlahüll prochází od jižního portálu třetihorními jílovitopísčitymi sedimenty, po nichž následují druhohorní (jurské) a dolomitické vápence. Prakticky celá ražba probíhala v karbonátech specifických vysokým stupeň zkrasovění, které se projevovalo jak špatnou kvalitou horniny, tak i výskytem podzemních dutin. Dutiny nabývaly často rozměrů několika desítek metrů. Některé podzemní prostory vyplňovaly sesuté hlinité zvětraliny s bloky vápence, jiné byly volně průchodné. Po zkrasovatělých vápencích následovala formace vrstevnatých (místy až masívních), krasověním prakticky nepostižených vápenců.

Ražba **tunelu Schellenberg** probíhala mimo portálových úseků v celé délce ve vrstevnatých vápencích.

Tunel Euerwang byl od jihu ražen ve vápenatých prachovcích, které později přecházely v jílovité prachovce až jílovce. Horniny často obsahovaly velké množství fosílií, zvláště schránek amonitů. Směrem k severu následovaly střípkovitě rozpadavé, jemně písčité jílovce, tvořící podstatnou část délky tunelu. Severní portál tvořily převážně jemnozrnné sedimenty. Ve dně stavební jámy se nalézaly černé plastické jíly, v nadloží s vrstvami slabě zpevněných pískovců, písků a jílovitých písků.

3.2 Technologie výstavby tunelů

Všechny tunely byly raženy Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM), která díky své flexibilitě nejlépe vyhovuje požadavku bezpečné a ekonomické realizace tunelů ve složitých a proměnlivých IG podmínkách.

Vzhledem k délce tunelů **Irlahüll** a **Euerwang** začala ražba vybudováním přístupových tunelů ražených úpadně směrem ke středu budoucího tunelu. Toto řešení umožnilo razit tunel směrem od středu k portálům. S určitým zpožděním za ražbou od středu tunelu pak započala i ražba od jižních a severních portálů. Otevření 4 čelb na každý tunel výrazně zkrátilo celkovou dobu výstavby. Po dobu ražby sloužily přístupové tunely k dopravě rubaniny a větrání pracovišť, po dokončení objektů budou plnit funkci únikových cest. Optimalizace organizace práce i úsporu nákladů umožnilo využití pouze jednoho zařízení staveniště, zajišťujícího obě ražby a operativní přemísťování techniky mezi tunely.

Ražba tunelu Irlahüll ze středu směrem k portálům probíhala za použití kombinace trhačích prací a ražby tunelovým bagrem, ve zvlášť zkrasovělých úsecích postačoval k rozpojování horniny tunelový bagr. Při použitím horizontálním členění výrubu se pohybovala délka záběru od 1 m do max. 1,7 m (u jižní ražby), resp. max. 2 m (u severní ražby). Jako nezbytné se ukázalo pravidelné předvrtávání čelby, které sloužilo k jednoduché a rychlé detekci krasových dutin. Při provádění předvrtů se sledovala rychlost vrtání a barva výplachu. Na výsledcích průzkumu závisel návrh dalšího postupu, eventuálně vrtné schéma. Zhruba ve staničení 1530 m jižní ražby došlo k extrémnímu zhoršení situace, kdy se na jedné straně čelby objevila dutina o výšce cca. 20 m, v jejímž stropě „visely“ zaklíněné bloky o objemu 2 – 3 m³ (viz obr. č. 1,2). Dutina pokračovala šikmo ve směru ražby do nezjištěné hloubky. K vyplnění dutiny došlo až po nasypání přes 1500 m³ rubaniny ze severní ražby. K oddělení nebezpečného prostoru od vlastního ostění tunelu sloužila deska a ochranná stěna vybetonovaná pod „vysícímí“ bloky horniny. Ve středu kaloty byla poté vyražena zhruba 50 m dlouhá štola, která zastávala funkci průzkumné štoly. Po ověření rozsahu problémového úseku pokračovala ražba rozšířením výrubu štoly do celého profilu kaloty. Klenba štoly tvořila součást klenby kaloty, čímž tuto část v předstihu zajišťovala proti vypadávání materiálu. V podstatě se jednalo o modifikaci vertikálního členění výrubu s tím, že boky byly odtěženy a zajištěny následně.

Severní ražba probíhala v poměrně kvalitní hornině a problémy s krasovými dutinami se nevyskytovaly tak často. Několikrát se objevily nevelké podzemní „kanály“, kterými protékaly drobné podzemní toky. Při začišťování profilu jádra ve staničení 335 m (zhruba 200 m za čelbou kaloty) došlo náhodně k otevření nevelkého otvoru, jenž zpřístupnil zhruba 2 – 5 m širokou trhlinu situovanou kolmo k ose tunelu. Rozměry dutiny na jejímž dně tekla velký potok dosahovaly až 50 m hloubky a více než 100 m délky. Jelikož se tunelu prakticky nedotýkala, byla ponechána v původním stavu, pouze oblast v jejím okolí byla detailněji prozkoumána a poté dodatečně zpevněna a prokotvena.



(obr. č. 1,2) jeskyně zastížené během ražby tunelu Irlahüll

Častý a mnohdy zcela neočekávaný výskyt dutin, jejichž rozsah předčil původní očekávání, vedl k nutnosti zpětného detailního ověření jejich rozsahu. Nejjednodušší se jevílo využití geofyziky. Pro výběr dodavatele geofyzikálních měření byl vybrán 100 m dlouhý úsek tunelu, ve kterém došlo k ověření rozsahu a velikosti dutin již během ražby. Geofyzikální měření však buď nebyla schopna dutiny detekovat vůbec nebo poskytovala pouze nedostatečné a nejednoznačné výsledky. K detekci dutin proto sloužilo zdlouhavé a pracné předvrtávání plnoprofilových vrtů do dna tunelu. Stejně jako v případě předvrtávání čelby se dokumentovala rychlost vrtání a barva výplachu. Dodatečné práce IG průzkumu značně zpomalily stavbu tunelu.

Jižní portál tunelu Irlahüll je situován ve svahované stavební jámě, zajištěné stříkaným betonem a kotvením. Vlastní ražba probíhala v soudržných terciérních zeminách převážně jílovitých pískách, jílech a jílovcích. Vzhledem k nepříznivým vlastnostem materiálu, probíhalo odtěžování pouze po záběrech v kalotě délky max. 1m s okamžitou stabilizací dílčích výrubů stříkaným betonem. Primární ostění se skládalo z příhradových nosníků, dvou vrstev KARI sítě a stříkaným betonem tloušťky 30 cm. K omezení deformací přispívalo rozšíření paty kaloty, do které byly v exponovaných místech navrtány mikropily. Obavy z výskytu tekutých písků vedly k použití vakuového odvodnění okolního masivu. Během ražby nedošlo k zastižení žádné z těchto poloh. Po postupném zlepšení kvality horniny se v některých místech začalo používat trhacích prací. Prostředí tvořily jednotlivé pevné bloky horniny obklopené pestrou škálou jemnozrnných zemin jílovitopísčitého charakteru. Jednalo se zřejmě o silně zvětralý povrch druhohorních vápenců s dutinami vyplněnými třetihorními sedimenty. Zcela neočekávaná situace nastala v místech, kde čelbu ze dvou třetin tvořil zvětralý vápenec a zbytky soudržné jílovitopísčité zeminy. Došlo zde k náhlému "vysypání" zhruba 80 m³ stejnozrnného suchého písku do volného výrubu. Nadloží tunelu v těchto místech nepřesahovalo 20 m. Zával se okamžitě projevil vznikem trychtýřovité propadliny v poli nad tunelem. Vysypaný písek utvořil v prostoru výrubu kužel, který po stabilizaci stříkaným betonem bránil po dobu sanačních prací dalšímu vysypávání písku z nadloží. Stabilitu oblasti nad klenbou zajišťovala proinjektovaná a zpevněna zemina. Po překonání místa závalu již probíhala ražba dál bez problémů. Přítomnost písčitého materiálu představovala značné překvapení jak pro razičskou osádku a stavební dozor, tak i pro místní geology.

Severní portál tunelu Irlahüll (viz obr. č. 3,4) je situován ve svahu pod šestiproudou dálnicí A9. Z tohoto důvodu bylo nutno zajistit maximální stabilitu výrubu a deformace nadloží omezit na minimum.



(obr. č. 3,4) pohled na severní portál tunelu Irlahüll

Ražba probíhala nejprve v náplavech řeky Altmühl, tvořenými nesoudržnými, středně ulehlými písky, místy s příměsí štěrku, které přecházely do svahových sutí tvořených

ostrohrannými úlomky vápence o velikosti do 8 cm, s písčitými a hlinitými vložkami. Poté již následovaly rozpukané vrstevnaté vápence.

První fázi prací představovalo přisypání přítěžovacího násypu ke stávajícímu násypu dálnice, z jehož etáže se realizovalo přikotvení části portálového svahu pramencovými kotvami. Vlastní ražba začala pod ochranou v předstihu navrtného deštníku z mikropilot. V celém úseku pod dálnicí probíhala ražba s vertikálním členěním výrubu a s důrazem na rychlé uzavření dílčích profilů. Díky provedeným opatřením proběhl podchod dálničního tělesa bez vážnějších problémů a bez negativních projevů tunelování na konstrukce v nadloží.

Vzhledem k malé délce **tunelu Schellenberg** probíhala ražba pouze od jižního portálu. Problematický portálový úsek v nestabilních nesoudržných zeminách s nízkým nadložím byl řešen metodou "želva". Jednalo se o ražbu tunelu pod ochranou v předstihu vybudované klenby. Bednění klenby tvořila vhodně vytvarovaná rostlá zemina. Výhodou metody je snížení objemu zemních prací, hloubky stavební jámy a tím i snížení rizika ztráty stability svahů jámy. Po vybudování klenby "želvy" byla stavební jáma opět zasypána a ražba probíhá bez nebezpečí prolomení nadloží.

Vzhledem k obtížnému zajištění stability opěří při ražbě jádra tunelu i vlastních patek želvy bylo navrženo zpevnění nesoudržných materiálů pomocí tryskové injektáže. Po překonání portálového úseku již ražba probíhala ve vrstevnatých vápencích bez výrazných problémů.

K zahájení ražby **tunelu Euerwang** došlo ze středového záchranného tunelu směrem k portálům. Jak jižní, tak i severní ražba probíhala v monotónním souvrství, tvořeném jemně písčitými jílovcí s tenkými vrstvičkami a čockami jemnozrnných pískovců. Masív byl zvodnělý a docházelo zde k plošným přítokům o vydatnosti několika l/s. Vlivem uvolňování primární napjatosti v hornině a přítoku vody, docházelo k neustálému vypadávání a odpryskávání horniny z čelby. Nezbytností se proto stalo okamžité zastříkání a zajištění čelby stříkaným betonem. Prakticky v celém úseku probíhala ražba bagrem s výjimkou několika míst s vyšším výskytem pískovcových poloh, kde se v malé míře použily trhací práce. Délka záběrů byla s ohledem na vlastnosti horniny jen 1,2 m, s osazením předrážených jehel v každém záběru.

Jižní portál je situován ve svahu zajištěném stříkaným betonem a hřebíkováním. Začátek ražby probíhal ve svahových sutích a silně zvětralých vápenatých prachovcích, které měly charakter zahliněné balvanité sutě. Materiál se choval jako značně nestabilní a neustále hrozilo vypadávání horniny z čelby a klenby. Pro zajištění bezpečnosti bylo nutno použít velké množství předrážených jehel.

Kvalita horniny se však postupně zlepšovala. Problém představovaly pouze rozevřené zahliněné pukliny, které někdy způsobovaly vypadávání velkých bloků horniny z čelby a klenby. S postupující ražbou a vzdáleností čelby od portálu se zvětšovala délka záběrů a přecházelo se výhradně k použití trhacích prací. Ve staničení 388,3 m se však neočekávaně objevila krasová dutina, kterou protékal podzemní potok o vydatnosti zhruba 10 l/s (obr.č.5). Zvláštností bylo, že se tento krasový systém nalézal v horninách, které běžně krasovění nepodléhají a ani zde se nevyskytl jiný projev krasovění. Celý podzemní systém je zřejmě pouze pokračováním krasového systému v nadloží tunelu a odváděl vodu z rozsáhlého okolí, o čemž svědčil výskyt valounků nejrůznějších hornin. Tato událost však pouze na krátkou dobu zpomalila postup prací a po zatěsnění a svedení vody mimo tunel pokračovala ražba bez problémů dál.

Lokalita **severního portálu** tunelu Euerwang byla tvořena kvartérními pokryvy zastoupenými písčitými hlínami s místy vyplněnými vápencovou zahliněnou sutí. V nižších polohách následovaly písky až silně zvětralé nesoudržné pískovce. V úrovni počvy tu-

nelu se nalézaly plastické jíly a jílovce tmavě šedé až černé barvy s obsahem fosílií. Tuhé až měkké konzistence.

Portálový úsek je řešen želvou délky 48 m (obr.č.6). Vzhledem ke specifickým geologickým podmínkám byla želva vybetonována mezi dvě pilotové stěny a sloužila tak jako rozpěra a náhrada kotvení pilotových stěn.



(obr. č.5) podzemní potok v tunelu Euerwang



(obr. č.6) želva, tunel Euerwang – Nord

Po odtěžení zemního tělesa pod želvou, započala ražba standardním způsobem v písčitých zeminách. Neustálý problém ovšem způsobovalo vysypávání a sesouvání nesoudržných písčitých poloh, což vyvrcholilo vznikem komínu v klenbě tunelu. Po sanaci pokračovala ražba dál, postupně však docházelo k plastickým deformacím okolních zemin, nárůstu přítoků vody. Situace vyvrcholila deformací a porušením části ostění. Došlo k zastavení ražby a celý úsek byl následně zajištěn vějíři z „vysokotlakých“ mikropilot. Další ražba pokračovala již pod ochranou těchto "vějířů" realizovaných v předstihu

3.3 Bezpečnostní vybavení tunelů

V rámci požadavků na zajištění bezpečnosti jsou každých 1000 m vyraženy únikové východy umožňující jak únik osob, tak i příjezd záchranných a požárních vozidel. Únikové objekty byly vyraženy jednak jako samostatné tunely (štoly) menšího profilu nebo rovnoběžně s tunelem a následně propojeny s tunelem prorážkou, jednak jako hloubené šachty.

4 ZÁVĚR

Realizace náročné stavby ve složitých a mnohdy nepředpokládaných inženýrskogeologických podmínkách, ukázala význam a nutnost stálé kontroly probíhajících prací, sledování IG podmínek a správnou interpretaci výsledků geotechnických měření. Důležitým předpokladem zdárné realizace tunelů je dodržování technologické kázně ze strany stavebních firem a jejich schopnost okamžitě zareagovat na vzniklou situaci. Neočekávané situace kladly vysoká nároky na odbornou úroveň všech účastníků výstavby a schopnost rychlého reagování na vzniklou situaci. Na základě zastižených podmínek docházelo operativně ke změnám v zajištění výrubu a úpravám technologického postupu ražby tak, aby bylo nalezeno bezpečné a ekonomické řešení.

Dodávky ražeb tunelů vysokorychlostních železnic prováděné Subterra a.s. v SRN 1999 – 2000

Ing. Jiří Smolík, Subterra a.s.

ÚVOD

Společnost Subterra a.s. prováděla v období od 03/1999 do 08/2000 dodávky ražeb a provizorního vystrojení tunelů na dvou úsecích vysokorychlostních železnic v SRN Frankfurt a.M. – Kóln a.R. a Ingolstadt - Nürnberg. V průběhu roku 2000 pracovalo na těchto úsecích současně celkem až sto pracovníků společnosti. Zkušenosti získané při provádění uvedených dodávek jsou v současnosti využívány jak při provádění obdobných ražeb tunelů MO Praha tunelu Mrázovka, tak při provádění ražeb tunelů trasy Metra IV C v Praze.

RAŽBA TUNELU NIEDERNHAUSEN TRASY Frankfurt a.M. – Kóln a.R.

Tunel Niedernhausen je celkovou délkou 2 765 m třetím nejdelším tunelovým úsekem z celkem třiceti tunelů trasy Frankfurt – Kóln. Součtová délka všech tunelových úseků /včetně jejich hloubených částí / 47 km tvoří významný podíl celkové délky trasy 218 km. Kromě ochrany krajiny řeší tunelové úseky zejména nesoulad požadavků výškových a směrových parametrů souběžného vedení dnešní vysokorychlostní železnice a dříve vybudované dálnice.

Ražená část tunelu Niedernhausen dl. 2 101 m byla převážně prováděna technologií NRTM ve stabilních pískovcových zvětralinách spodního devonu a kvarteru. Nejobtížnější částí ražby tunelu bylo provádění prvních 272 m délky ze severního portálu tunelu. V tomto úseku zvodnělých zvětralin spodního devonu a kvarteru rozpadlých na hlínu, písek a jemný štěrk bylo nezbytné provádět ražby s pomocí mimořádně náročného svíslého členění výrubu při trvalém snižování hladiny spodní vody o 20 m s pomocí čerpacích vrtů a studní. V úseku mezi 110 m a 272 m od severního portálu bylo kapacitami Subterra a.s. provedeno celkem 162 m ražeb. V nejobtížnějších úsecích byly ražby dílčích částí profilu celkové plochy 155 m² prováděny s délkou záběru 60 – 80 cm. V úsecích s ustupujícím zvodněním byly tyto délky záběrů prodlužovány na 80 – 120 cm. Odstup ražeb horní a spodní části profilu v bočních štolách byl povolen v rozmezí 1,2 – 3,6 m, odstup ražeb bočních štol se pohyboval v rozmezí 10 – 20 m. Stejný odstup 10 – 20 m byl dodržován mezi zadním pracovištěm ražby pravé boční štoly a pracovištěm ražby středového pilíře. Každý záběr dílčích částí ražby byl zajišťován výztužným obloukem (obdobného druhu jako výztuž Bretex), stříkaným betonem po obvodu díla tl. 45 cm, v čelbě tl. 7 cm, osazováním kotev dl. 4m v síti 1ks/2,5 m² a 18 ks injektovaných mikropilot průměru 139 mm, délky 14,5m, s roztečí 40 cm, odklonem od obrysu profilu 10° a vzájemným překrytím jednotlivých plášťů mikropilot 3,0 – 3,4 m.

Projektem stanovený rozsah provizorních konstrukcí byl na základě výsledků stálého měření a pozorování stability profilu ražby doplňován zahušťováním sítě kotev, doplňkovým kotvením čelby ražby, dodatečným jehlováním, prováděním doplňkových odvodňovacích vrtů a zvětšováním tloušťky konstrukcí stříkaných betonů.

Rozpojování zvětralin bylo prováděno skalním bagrem s alternativní úpravou tohoto zařízení na rozpojování s pomocí impaktoru. Manipulace s rubaninou byly zabezpečovány bezkolejovými mechanizmy výrobce Caterpillar s kapacitami nakladačů 3,5 m³ a přepravníků 25 t.. Vrtání pro potřeby kotvení, jehlování, provádění odvodňovacích vrtů a vrtání mikropilot bylo zajištěno vrtacími soupravami výrobce Tamroc. Konstrukce stříkaných betonů byly prováděny s použitím mokrych směsí s pomocí čerpadel výrob-

ce Schwing. Pomocné práce ve výškách byly zajišťovány pojízdnými pracovními plošinami.

Průměrný postup ražeb dosažený Subterra a.s. v popsaných náročných podmínkách byl při nepřetržitém provozu dosažen 27 m/měsíc, špičkově v měsíci 07/1999 bylo provedeno 35,2m/měsíc.

Provedení uvedených náročných dodávek ražeb včetně dosažených výkonů bylo pro společnost Subterra a.s. významnou zkušeností a potvrdilo vysokou profesionální úroveň tunelářů této společnosti.

RAŽBA TUNELŮ TRASY Ingostadt – Nürnberg

V období od 07/1999 do 08/2000 provedla společnost Subterra a.s. na výstavbě únikových tunelů střední části trasy vysokorychlostní železnice Ingolstadt – Nürnberg celkem 2 834,6 m tunelů a 35,7 m hloubené únikové šachty. Únikové tunely a šachty byly doprovodnými částmi hlavních tunelů Euerwang a Irlahüll střední části vysokorychlostní trasy.

Únikové tunely, podle původního záměru projektu, byly rozděleny s ohledem na velikost profilu ražby na tunely v konečném užívání projížděné a průchozí. Po provedení prvních 291,4 m prvního průchozího únikového tunelu Euerwang NA 6/průměrná velikost příčného řezu 14 m²/rozhodl zadavatel Deutsche Bahn o zrušení této kategorie velikosti únikového tunelu na celé stavbě a jednotném provedení všech únikových tunelů s průměrnou velikostí příčného řezu 28 m² raženého profilu. Rozhodující část dodávky ražby a provizorních konstrukcí únikových tunelů provedená Subterra a.s. v délce 2 543,2 m na tunelech Irlahüll NA 1 a Euerwang NA 1 a NA 7, byla proto provedena s jednotnou průměrnou velikostí příčného řezu ražby 28 m².

Ražby únikových tunelů byly prováděny v prostředí skalních vápencových hornin technologií NRTM s rozpojováním hornin pomocí trhacích prací a s nasazením bezkolejové techniky odpovídající velikosti příčného řezu tunelu. Subterra a.s se bohužel nepodařilo změnit rozhodnutí hlavního dodavatele stavby o provádění konstrukcí stříkaných betonů v únikových štolách z připraveného použití suché betonové směsi na používání mokré směsi. Používání suché směsi nejen ovlivňovalo hygienické podmínky na pracovištích dodávek ražeb, ale současně také výrazně nepříznivě prodlužovalo doby provádění jednotlivých záběrů. Průměrné měsíční výkony nepřetržitého provozu ražeb běžného profilu bez výhyben byly se u obou nasazených osádek pohybovaly na úrovni 170 m.

Subterra a.s. byla rovněž dodavatelem hloubení únikové šachty Euerwang NA 6 celkové hloubky 35,7 m s velikostí příčného řezu ražby 63 m². Hloubení bylo provedeno technologií NRTM s použitím rozpojování skalních hornin trhací prací během 30 dnů nepřetržitého provozu. Rozhodujícím zařízením pro dopravní obsluhu hloubení byly povrchové stavební jeřáby.

ZÁVĚR

Dodávky ražeb a jejich provizorních konstrukcí na tunelových úsecích vysokorychlostních železnic prováděné Subterra a.s. v SRN v letech 1999 –2000 spolu s navazující dodávkou betonáže tunelu S - Bahn ve Stuttgartu v období 2000 – 2001, / s trvalým postupem betonáže definitivní konstrukce tunelu na jednom pracovišti 10 m/den /, byly nejen vhodnou přípravou na dnes prováděné obdobné práce této společnosti na území hl. města Prahy ale současně přesvědčivým potvrzením schopností této společnosti při zabezpečování dodávek připravovaných tunelových úseků programu rehabilitace železničních tratí na území ČR.

Spřažené ocelobetonové železniční mosty

Doc.Ing. Tomáš Rotter, CSc., Fakulta stavební ČVUT v Praze

1. Úvod

Spřažené ocelobetonové železniční mosty s kolejovým ložem lze uplatnit v případě dostatku stavební výšky, kdy je možné navrhnout most s horní mostovkou. Použití spřažené ocelobetonové konstrukce je po všech stránkách výhodné a je proto správné tento typ konstrukcí pokud možno vždy využívat. Výhodami spřažených ocelobetonových železničních mostů jsou: jednoduchá konstrukce na výrobu, montáž a udržování, dobré statické působení mostu z hlediska kvality jízdní dráhy i z hlediska odezvy konstrukce na dynamické a únavové zatížení, nižší hlučnost konstrukce v porovnání s konstrukcí s ocelovým žlabem pro kolejové lože, dlouhodobě nízké náklady na údržbu, garantovaná požadovaná životnost mostu, příznivé pořizovací náklady aj. Mezi výhody lze zařadit i skutečnost, že spřažená betonová deska plní současně dvě funkce: jednak je součástí hlavního nosného průřezu a jednak vytváří žlab pro kolejové lože. Naopak nevýhodami těchto konstrukcí jsou: potřeba vyšší stavební výšky než u konstrukce ocelové, větší hmotnost konstrukce (hlavně s ohledem na spodní stavbu mostu), většinou delší doba montáže.

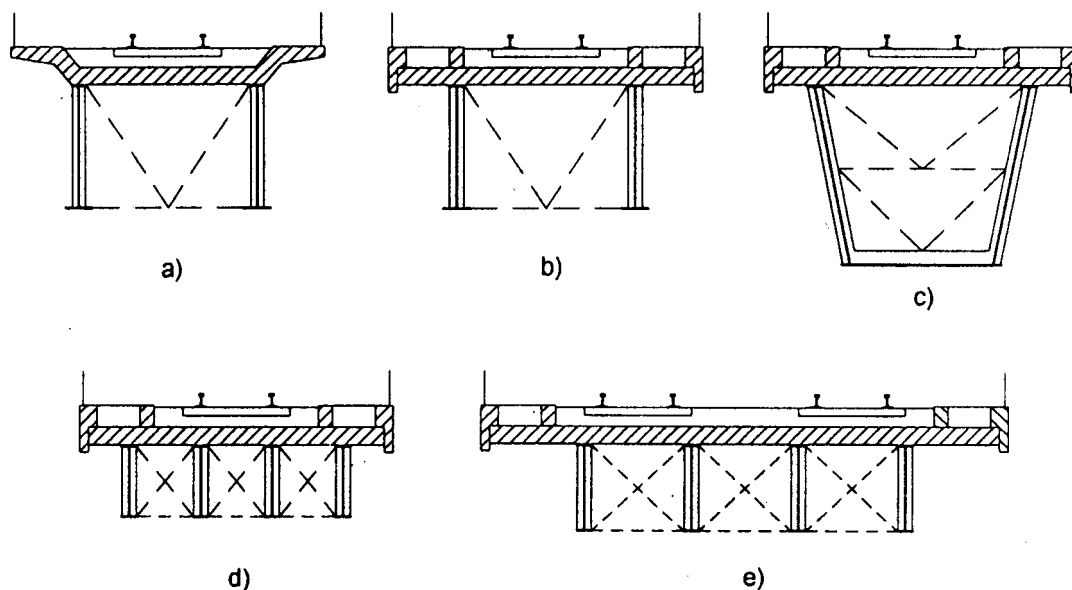
Vše, co zde bylo uvedeno, platí v plné míře pro prosté nosníky. Betonová deska je namáhána převážně tlakem a ocelová část spřaženého průřezu naopak tahem. Tím jsou výhodně využity přirozené vlastnosti obou materiálů a dále lze průřezy ocelových nosníků klasifikovat do třídy 1, příp. 2 a tudíž lze využít únosnosti plně zplastizovaného ocelobetonového průřezu.

V případě spojených nosníků tyto přirozené statické výhody klesají, protože v oblasti záporných ohybových momentů je ocelová část průřezu namáhána tlakem a betonová deska tahem. V důsledku toho bývá průřez ocelového nosníku klasifikován do třídy 3 nebo dokonce 4, tudíž lze využít pouze pružné únosnosti průřezu, příp. únosnosti efektivního průřezu. Dále je nutné zabezpečit tahové síly v betonové desce. Celkově lze říci, že efektivnost použití spřažených ocelobetonových železničních mostů pro spojitě nosníky klesá. Přesto lze spojitě nosníky většinou preferovat před řetězcem prostých nosníků. Hlavním důvodem je výrazně příznivější průběh průhybu a dále menší počet mostních závěrů. Průběh průhybu je zvláště významný u mostů navržených na vyšší nebo vysokou rychlost.

2. Tvary příčných řezů

Z hlediska hlavního nosného systému můžeme spřažené ocelobetonové železniční mosty s horní mostovkou s kolejovým ložem navrhnout buď jako deskové nebo trémové. Deskové mosty, provedené jako zabetonované nosníky, jsou vhodné pro menší rozpětí. Vyznačují se velmi malou stavební výškou. Jejich nevýhodou je velká spotřeba oceli. Naopak výhodou je jednoduchá montáž a minimální nároky na údržbu.

Trémové spřažené ocelobetonové železniční mosty můžeme rozdělit na nepředpjaté nebo předpjaté, plnostěnné nebo příhradové, jednokolejné nebo dvoukolejné, s kolejí v přímé nebo s kolejí v oblouku, mosty přímé nebo mosty v oblouku, mosty kolmé nebo mosty šikmé aj. Vzájemnou kombinací jednotlivých typů můžeme dostat velké množství různých konstrukcí spřažených ocelobetonových trémových železničních mostů s horní mostovkou s kolejovým ložem. Nejčastějším případem jsou plnostěnné trémové mosty, s kolejí v přímé, mosty přímé a kolmé. Různé tvary příčných řezů jsou uvedeny na obr.1.



Obr.1 Tvary příčných řezů plnostěnných trémových mostů

Předpjeté sprážené ocelobetonové mosty by bylo možno použít u spojitých trémových mostů. A sice vnesením předpětí v oblasti záporných ohybových momentů tak, aby betonová deska byla trvale namáhána tlakem. Avšak s ohledem na dotvarování betonu a na konstrukční komplikace vnesení předpínací síly do betonové desky není předpínání v tomto případě to nejlepší konstrukční řešení. Technicky i ekonomicky se jeví jako vhodnější přenesení tahových sil v betonové desce pomocí měkké výztuže.

Dalším speciálním typem předpjetých sprážených ocelobetonových trémových mostů jsou mosty z nosníků Preflex. Jedná se o dvojité sprážené a předpjeté nosníky, které je možno použít na železniční mosty v omezeném rozsahu rozpětí v případech extrémně stlačené stavební výšky. V České republice nebyl tento konstrukční systém dosud realizován.

Většina sprážených ocelobetonových trémových mostů je nepředpjetá. Pro jednokolejné mosty je staticky i ekonomicky výhodné použití dvou ocelových nosníků sprážených s betonovou deskou. Pouze v případě omezené stavební výšky lze navrhnout čtyři ocelové nosníky menší konstrukční výšky. Za cenu vyšší spotřeby oceli získáme možnost využití výhod mostu s horní mostovkou. Sprážený ocelobetonový průřez může být také komorový, se svislými nebo šikmými stěnami. Komorový průřez je staticky opodstatněný při vzniku kroutícího momentu po délce mostu, což je v případě přímého mostu s kolejí v oblouku, u mostu v půdorysném oblouku, u výrazně šikmého mostu nebo u dvoukolejného mostu. Mosty s komorovým průřezem jsou výrobně složitější a tudíž dražší než mosty otevřeného průřezu s ocelovými I nosníky.

U spojitých nosníků pracujeme vždy s proměnným průřezem po délce mostu. Proměna průřezu může být zajištěna buď pouze změnou tloušťky stěny a změnou průřezu pásnic při konstantní výšce ocelového nosníku nebo může být provedena navíc i proměnou výškou ocelového nosníku. Proměna průřezu po délce mostu je vyvolána dále proměnnou spolupůsobící šířkou betonové desky a různým efektivním průřezem.

3. Deska mostovky a prvky sprážení

Deska mostovky se v současné době navrhuje téměř výhradně jako monolitická. Založení betonové desky do tvaru žlabu (obr.1a) je pracné a již se téměř nepoužívá. Mnohem výhodnější je navrhnout desku v zásadě přímou (obr.1b až e). Mezi ocelovými

nosníky má deska vodorovný dolní líc a horní pásnice ocelových nosníků jsou do desky zapuštěny. Dolní líc desky na konzolách může být šikmý v závislosti na zmenšující se tloušťce desky. Horní líc betonové desky je většinou ve sklonu pro zajištění příčného odvodnění. Deska je tudíž po šířce většinou proměnné tloušťky. Běžně se tloušťka betonové desky pohybuje v rozmezí 300 až 400 mm.

Boky žlabu a římsové nosníky jsou vytvořeny nespolepůsobícími betonovými prvky, monolitickými nebo prefabrikovanými. Tyto prvky nemohou spolupůsobit s hlavním nosným průřezem z důvodů statických. Jinak by totiž v horních vláknech těchto prvků vznikala neúměrně velká normálová napětí od svislého ohybu konstrukce.

V případě velké osové vzdálenosti ocelových nosníků, např. u dvukolejných mostů se dvěma příhradovými hlavními nosníky, je výhodné navrhnout betonovou desku příčně předepnutou. Tento způsob řešení je v zahraničí běžný, u nás dosud nebyl uplatněn.

Nejčastějšími prvky spřažení jsou v současné době trny. Navrhují se dva až čtyři vedle sebe v závislosti na velikosti podélné smykové síly. Statické a konstrukční potíže však vznikají v případech přenosu velkých podélných smykových sil, což se objevuje u spřažených příhradových mostů a u mostů s velkou osovou vzdáleností ocelových nosníků. Řešením potom může být použití perforované lišty jako prvku spřažení. Perforovaná lišta může mít různou výšku a mohou být použity i dvě paralelní lišty. Nevýhodou tohoto prvku spřažení je vyšší cena perforované lišty vyráběné individuálně.

4. Statický výpočet

Statický výpočet může být proveden buď s použitím ČSN 73 6203 pro stanovení zatížení včetně součinitelů zatížení a dále s ČSN P ENV 1994-2 pro návrh a posouzení konstrukce nebo s použitím ČSN P ENV 1991-3 pro stanovení zatížení a s ČSN P ENV 1994-2 pro stanovení součinitelů zatížení, pro návrh a posouzení konstrukce.

Výpočet vnitřních sil se provádí na konstrukci pružně působící, avšak s respektováním proměny průřezu po délce nosníku. Navržené průřezy je nutno posoudit z hlediska mezního stavu únosnosti a mezního stavu použitelnosti. V mezním stavu únosnosti lze v případě ocelového průřezu klasifikovaného do třídy 1 nebo 2 využít plného zplastizování spřaženého ocelobetonového průřezu, v případě třídy 3 lze únosnost stanovit pouze na základě pružného působení a v případě třídy 4 je nutno redukovat ocelový průřez s ohledem na mezní štíhlosti tlačенých částí průřezu. Ve všech případech je však zapotřebí posoudit nosník v mezním stavu použitelnosti, kdy od provozního zatížení musí nosník zůstat v pružném stavu.

5. Závěr

Spřažené ocelobetonové železniční mosty jsou výhodné z hlediska provozního, výrobního, montážního i ekonomického. Jsou s nimi dlouholeté dobré zkušenosti. Pro návrh a posouzení těchto mostů existují stabilizované normy. Je proto účelné tyto mosty navrhovat vždy, kdy je k dispozici dostatek stavební výšky.

Příspěvek byl vypracován za podpory výzkumného záměru MSM 210000001 Funkční způsobilost a optimalizace stavebních konstrukcí.

Literatura:

1. Rotter,T.-Studnička,J.: Ocelové konstrukce 30. Ocelové mosty. Skriptum ČVUT v Praze, 2001.
2. Rotter,T.-Studnička,J.: Ocelové konstrukce 30. Ocelové mosty, pomůcka pro cvičení. Skriptum ČVUT v Praze, 2001.
3. ČSN 73 6203 Zatížení mostů.
4. ČSN P ENV 1991-3 Zásady navrhování a zatížení konstrukcí.
Část 3: Zatížení mostů dopravou.
5. ČSN P ENV 1994-2 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí.
Část 2: Spřažené ocelobetonové mosty.

Posouzení železničního mostu z hlediska mezního stavu únavy

Ing. Lenka Tovarová, ČVUT, FS.

Ocelové konstrukce, které jsou zatěžovány dopravou je nutné posuzovat z hlediska únavy. Působí-li na konstrukci časově proměnlivé vnější síly, dochází v konstrukci k mikroskopickým změnám ve struktuře materiálu a může dojít ke vzniku trhliny. Trhlina se může dále šířit a může vést až k úplné destrukci konstrukce. Při statické studii je síla tak malá, že vznik lomu nevyvolá. Je proto potřeba konstrukci posoudit při cyklickém zatěžování, které na ni bude působit v provozu.

Možnosti posuzování na únavu

V České republice lze podle platných norem posuzovat konstrukce na únavu dvěma odlišnými způsoby. Jednak je to postup, který sleduje kumulaci únavového poškození a nebo je možné využít ekvivalentní rozkmit napětí.

V současné době jsou u nás k dispozici dvě normy, podle kterých je možné posuzovat konstrukce zatížené dopravou na únavu. Za prvé je to norma ČSN 73 6205 z března 1999, která vychází z normy ČSN 73 1401 (březen 1998), doplňuje ji, upravuje nebo nahrazuje o nová ustanovení. Za druhé je možné posoudit konstrukci na únavu pomocí normy ČSN P ENV 1993 - 2, která doplňuje a nahrazuje normu ČSN P ENV 1993 - 1 - 1 (1992).

Obě dvě normy umožňují oba dva způsoby posouzení.

Posouzení pomocí kumulace únavového poškození

Pro únavové posouzení pomocí kumulace poškození je třeba použít spekter napětí. Tato spektra se buď zjistí experimentálně nebo v případě železničních mostů lze využít tabulky spekter v normě ČSN 73 6203.

Posouzení spolehlivosti konstrukčního detailu na únavu se provede srovnáním hodnoty celkového poškození únavou D_d , vyvozeného návrhovým spektrem zatížení, s přípustnou mezní hodnotou poškození únavou 1,0.

Podmínka spolehlivosti je:

$$D_d = \sum D_i = \sum (n_i / N_i) \leq 1,0 ,$$

kde D_i je velikost dílčího poškození odpovídající poměrům rozkmitů napětí od skutečného svislého pohyblivého zatížení k rozkmitům napětí od normového základního zatěžovacího vlaku.

Posouzení pomocí ekvivalentního rozkmitu napětí

Norma ČSN 73 6205 připouští ekvivalentní rozkmit napětí vztažený k $2 \cdot 10^6$ cyklů ve tvaru:

$$\Delta\sigma_{E,2} = [(\sum n_i \Delta\sigma_i^3) / N_c]^{1/3},$$

kde n_i je počet cyklů s rozkmitem $\Delta\sigma_i$,

N_c je $2 \cdot 10^6$ cyklů.

Posuzovaný detail musí splňovat podmínku spolehlivosti:

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2} \leq \Delta \sigma_c \varphi_r \varphi_t / \gamma_{Mf} ,$$

kde γ_{Ff} je dílčí součinitel spolehlivosti únavového zatížení,
 γ_{Mf} je dílčí součinitel spolehlivosti únavové pevnosti,
 φ_r je součinitel asymetrie cyklu (podle normy),
 φ_t je součinitel vlivu tloušťky materiálu (podle normy),
 $\Delta \sigma_{E,2}$ je ekvivalentní konstantní rozkmit normálového napětí při $2 \cdot 10^6$ cyklů v Mpa,
 $\Delta \sigma_c$ je únavová pevnost stanovená v příslušné tabulce v normě.

Podle normy ČSN P ENV 1993 – 2 se musí posouzení na únavu provést následovně:

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2} \leq \Delta \sigma_c / \gamma_{Mf} ,$$

kde γ_{Ff} je dílčí součinitel únavového zatížení,
 γ_{Mf} je dílčí součinitel únavové pevnosti,
 $\Delta \sigma_{E,2}$ je ekvivalentní rozkmit napětí při $2 \cdot 10^6$ cyklů v Mpa,
 $\Delta \sigma_c$ je mez únavy pro $2 \cdot 10^6$ cyklů (odpovídá kategoriím detailů).

Účinky poškození od spektra rozkmitů napětí lze vyjádřit ekvivalentním rozkmitem napětí vztaženým k $2 \cdot 10^6$ cyklů:

$$\Delta \sigma_{E,2} = \lambda \phi_2 \Delta \sigma_p ,$$

kde λ je součinitel ekvivalentního poškození,
 ϕ_2 je dynamický součinitel ekvivalentního zatížení,
 $\Delta \sigma_p$ je referenční rozkmit napětí.

Součinitel ekvivalentního poškození λ pro železniční mosty s rozpětím do 100 m se určí z výrazu:

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 ,$$

ve kterém λ nemá přesáhnout hodnotu $\lambda_{\max} = 1,4$ (maximální součinitel λ , který bere v úvahu mez únavy)

a kde

λ_1 je součinitel pro různé typy nosníků, který zahrnuje účinek poškození od dopravy a závisí na délce (rozpětí) příčinkové čáry nebo plochy (hodnota součinitele rozpětí se bere z tabulek v normě),

λ_2 je součinitel, který vyjadřuje vliv objemu dopravy (roční objem dopravy na kolej, viz. tabulka v normě),

λ_3 je součinitel, který vyjadřuje návrhovou dobu života mostu (viz. tabulka v normě),

λ_4 je součinitel, který vyjadřuje zatížení konstrukčního prvku více než jednou kolejí (viz. tabulka v normě).

Kombinované únavové posouzení

Při posouzení konstrukce na únavu pomocí kumulace únavového poškození lze použít jako rozkmit napětí referenční rozkmit napětí $\Delta\sigma_p$ určený pomocí ekvivalentního součinitele poškození a příslušné kategorie detailu vynásobený dynamickým součinitelem ϕ_2 .

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} ,$$

$$1,15\Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c ,$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda\phi_2\Delta\sigma_p ,$$

$$\Delta\sigma_p \leq \Delta\sigma_c (1,15\lambda\phi_2)^{-1} ,$$

Tento výpočet byl proveden konkrétně pro 14 detailů pěti různých rozpětí železničních mostů s životností 100 let . Hlavní nosník je podepřen prostě. Pro výpočet byla zvolena dvě zatížení a to standardní dopravou EC Mix s hmotností na nápravu do 22,5 tun se skladbou vlaků podle ENV 1991 – 3 tabulky F.1 a zatížení dopravou 25t Mix s hmotností na nápravu 25 tun a skladbou vlaků podle ENV 1991 – 3 tabulky F.2. Z důvodů zjednodušení byla do výpočtu zahrnuta pouze vybraná rozpětí mostů.

V následující tabulce jsou tímto způsobem vypočítané hodnoty celkového poškození únavou pro 14 kategorií detailů a pět různých rozpětí mostu.

Kat. det.	L = 10m		L = 20m		L = 30m		L = 40m		L = 50m	
	EC Mix	25t Mix	EC Mix	25t Mix	EC Mix	25t Mix	EC Mix	25t Mix	EC Mix	25t Mix
160	1,57	1,018	2,564	2,507	2,508	2,508	2,637	2,217	2,496	2,067
140	1,483	0,958	2,518	2,372	2,385	2,385	2,196	2,125	2,395	2,006
125	1,448	0,947	2,431	2,308	2,315	2,315	2,117	2,06	2,332	1,934
112	1,504	0,966	2,526	2,463	2,378	2,378	2,202	2,19	2,38	2,011
100	1,523	1,005	2,507	2,488	2,449	2,449	2,247	2,177	2,415	2,052
90	1,576	1,028	2,617	2,516	2,513	2,513	2,335	2,276	2,55	2,132
80	1,591	0,977	2,576	2,487	2,457	2,457	2,287	2,232	2,471	2,089
71	1,591	1,006	2,639	2,515	2,57	2,57	2,367	2,247	2,538	2,162
63	1,588	1,04	2,62	2,62	2,477	2,477	2,296	2,196	2,603	2,097
56	1,556	0,96	2,514	2,408	2,45	2,45	2,129	2,129	2,5	1,944
50	1,525	1,024	2,423	2,423	2,095	2,095	2,255	2,106	2,394	2,059
45	1,503	1,027	2,452	2,452	2,319	2,319	2,143	2,119	2,476	1,957
40	1,634	1,108	2,828	2,52	2,604	2,604	2,515	2,305	2,604	2,297
36	1,529	0,959	2,664	2,483	2,331	2,331	2,966	2,966	2,361	2,097

V tabulce je 140 výsledků únavového posouzení s využitím kombinovaného modelu únavového posouzení. V případě ekvivalence obou postupů posuzování na únavu by všechny hodnoty v tabulce byly rovny 1.

$$(D_d = \sum D_i = \sum (n_i / N_i) = 1,0).$$

Jsou zde patrné závislosti na vstupních parametrech. Podobné hodnoty v jednotlivých sloupcích ukazují, že celkové poškození únavou je více závislé na rozpětí než na kategorii detailu.

Výsledkem této studie je zjištění, že posuzovaný detail může při únavovém posouzení pomocí metody ekvivalentního rozkmitu napětí vyhovovat, ale při použití kombinovaného posouzení s využitím kumulace únavového poškození nevyhovuje.

Závěrem lze konstatovat, že postup posouzení konstrukce pomocí kumulace únavového poškození je přísnější než posouzení pomocí ekvivalentního rozkmitu napětí.

Literatura:

Klesnil, M., Lukáš, P. : Únava kovových materiálů při mechanickém namáhání. Academia, Praha 1975

Statistische Verteilung der Achslasten und Beanspruchung von Eisenbahnbrücken, Utrecht, April 1974, Frage D 128

Frýba, L.: Posuzování ocelových železničních mostů na únavu při provozním zatížení, srpen 1979

Schindler, A., Škaloud, M., Rotter, T.: Navrhování ocelových mostních konstrukcí

Normy :

ČSN 73 14 01 (březen 1998, Navrhování ocelových konstrukcí)

ČSN 73 62 05 (březen 1999, Navrhování ocelových mostů)

ČSN 73 62 03 (Zatížení mostů)

ČSN P ENV 1993 – 1 – 1 (1992)

ČSN P ENV 1993 – 2

Mimořádná nehodová zatížení od nárazů železničních vozidel na podpěrné konstrukce mostů a jiných staveb nad kolejištěm a opatření k omezení jejich účinků

Ing. Josef Sláma, CSc., České dráhy s.o. , Technická ústředna dopravní cesty

1. Úvod - nehodové události příčinou mimořádných zatížení

Nehody způsobené nárazy železničních vozidel včetně vozidel vykolejených na důležité části staveb mohou být způsobeny různými okolnostmi a příčinami, jejichž vzájemnou souvislost a spolupůsobení nelze vždy jednoduchou analýzou jednoznačně určit. Mezi faktory, které se na nehodových vzdálenostech podílejí patří např.:

- selhání lidského činitele,
- selhání techniky (bezpečnostně technické ochrany),
- rychlost, hmotnost a směr pohybu narážejícího vozidla nebo vlaku,
- poloha koleje a její geometrie (oblouky, výhybky, ...),
- tuhost a konstrukční uspořádání části stavební konstrukce dotčené nárazem,
- statický systém nosné konstrukce stavby nad kolejemi,
- způsob využívání stavby nad kolejemi v době nehody,
- způsob provozování železniční dopravy v dotčené oblasti v době nehody,
- stávající konstrukční opatření pro ochranu staveb proti nárazům kolejových vozidel,
- sabotáže apod.

2. Ochranná opatření

Ke zmírnění důsledků od nárazu kolejových vozidel na podpěrné konstrukce přemostění a jiných staveb nad kolejištěm se provádějí především statická a konstrukční opatření jak na podpěrných konstrukcích, tak na doplňujících ochranných zařízeních dle dále uvedeného členění podle třídy stavby a bezpečnostního pásma. Velmi účinná mohou být ochranná zařízení jak s odvratnou, tak se záchytnou funkcí. Jejich vhodným použitím lze účinně ochránit ohrožené nosné konstrukce a omezit a zredukovat jejich dimenzování na účinky mimořádných zatížení od nárazu kolejových vozidel. Viz [2].

Zařízení s odvratnou funkcí zabraňují nárazu na podpěrné konstrukce nebo jej podstatně redukuje. Patří mezi ně:

- a) **Základy vystupující nad úroveň terénu („nadmírné základy“), nástupiště a skladištní rampy** jsou účelové prostředky ke snížení rizika nárazů a jsou vhodné pro všechny rychlostní skupiny.
- b) **Vodicí stěny** jsou vhodné pouze v případě, jsou-li schopné zachytit značná horizontální zatížení a vykazují-li dostatečnou houževnatost. U vodicích stěn musí být pozornost věnována jejich ukotvení s nadzemními základy, které musí mít výšku nad temenem kolejnice nejméně 76 cm. Vodicí stěny vedle koleje je vhodné osazovat na nejmenší možnou osovou vzdálenost.
- c) **Ochranné a záchytné** kolejnice jsou účinným opatřením k ochraně části staveb vůči účinkům nárazů kolejových vozidel provozovaných malou rychlostí na seřaďovacích kolejích nebo na kolejích určených k přistavování vlakových souprav.

Zařízení se záchytnou funkcí nárazových sil musí být schopna absorbovat kinetickou energii pohybujících se vozidel. Jsou to:

- a) **Masívní zářezedla** jsou konstrukční prvky s progresívními vlastnostmi pro absorpci kinetické energie. Navrhují se tak, aby zároveň plnila i nejvyšší možnou odvratnou funkci. Mají být ukotvena takovým způsobem, aby při nárazu nedošlo k totálnímu vytržení základů, ale k porušení v předurčené lomové spáře s možností snadné opravy (náhrady) zářezedla.
- b) **Konstrukce s tlumicími funkcemi** slouží k absorpci kinetické energie. Prakticky se uplatňují pro nižší rychlosti, např. jako posuvné zářezedlo.

3. Zatřídění staveb

Stavby nad kolejemi železničních tratí a stanic jsou podle charakteru používání a způsobu provozování rozděleny do následujících tříd:

Třída A: stavby s nástavbami, které jsou určeny pro trvalý pobyt osob (kancelářské a obchodní prostory, obytné místnosti apod.), popř. k dočasnému shromažďování osob (kinosály, divadla apod.) nebo také vícepodlažní zařízení, která nejsou určena pro trvalý pobyt osob (např. vícepodlažní parkoviště a skladiště).

Třída B: stavby bez nástaveb (dopravní plochy, mosty a objekty mostům podobné, jednopodlažní zařízení bez trvalého pobytu osob); dále se člení na:

B 1: mosty k převedení pozemních komunikací, železnic, vodních toků, zvláštních dopravních ploch (parkoviště), jednopodlažní zařízení, která neslouží pro trvalý pobyt osob (jednopodlažní parkoviště, skladištní haly apod.);

B 2: mosty k převedení pozemních komunikací nižších kategorií, cyklistických stezek, lávky pro chodce, návěsní lávky a přemostění osázená vegetací.

4. Definice bezpečnostních pásem

Bezpečnostní pásma jsou stanovena s ohledem na bezpečnost a stabilitu staveb ve vztahu ke kolejišti a případným následkům nehodových událostí, zejména při vykolejení nebo čelním nárazům vozidel.

Pásmo 1 je určeno vzdáleností do 3 m od osy koleje a při vykolejení vozidla dojde zpravidla ke kontaktu s podpěrnými konstrukcemi umístěnými v tomto pásmu. Minimální vzdálenost pro mostní průjezdní průřez je 2,5 m. Viz obr. 1.

Pásmo 2 je ve vzdálenosti 3 až 5 m od osy přilehlé koleje a při vykolejení vozidla dochází ke kontaktu s podpěrnými konstrukcemi umístěnými v tomto pásmu pouze v ojedinělých případech. Viz obr. 2.

Pásmo 3 je oblast za kusým ukončením kolejí o rozměrech 5 m od osy koleje a max. 5 m od konce koleje. Tato oblast je riziková zejména při čelním nárazu vozidel. Viz obr. 3.

5. Mimořádná zatížení od železniční dopravy pod mosty nebo v blízkosti jiných konstrukcí (podle ČSN P ENV 1991-2-7 [1])

- (1) Návrhové hodnoty vodorovných ekvivalentních sil od nárazu na svislé nosné prvky (např. sloupy, stěny) jsou pro různé návrhové situace uvedeny v tabulce 1.

Tabulka 1: Vodorovné ekvivalentní statické návrhové síly od nárazu na spodní stavby mostů nebo na jiné konstrukce nad železničními tratěmi

Vzdálenost s od svislých nosných prvků k ose nejbližší koleje (m)	Síla $F_{d,x}$ (kN)	Síla $F_{d,y}$ (kN)
průběžné stěny a podpěry $s < 3$ m	[0]	[1 500]
členěné stěny a podpěry $s < 3$ m	první prvek [10 000] další prvky [4 000]	první prvek [3500] další prvky [1500]
$3 \text{ m} \leq s \leq 5 \text{ m}$	[4 000]	[1500]
$s > 5 \text{ m}$	[0]	[0]
POZNÁMKA: x = směr koleje, y = kolmo na směr koleje		

- (2) Vodorovné ekvivalentní statické návrhové síly podle tabulky 1 lze použít pro situace, kdy maximální dovolená traťová rychlost je nejvýše 120 km/hod. Pro rychlosti nad 120 km/hod. se mají stanovit návrhové hodnoty vodorovné ekvivalentní statické síly s ohledem na použití přídavných preventivních a/nebo ochranných opatření.
- (3) Jestliže maximální dovolená traťová rychlost je nejvýše 50 km/hod., lze síly z tabulky 1 vynásobit součinitelem 0,5.
- (4) Síly $F_{d,x}$ a $F_{d,y}$ působí ve výšce 1,8 m nad temenem kolejnic; není třeba je uvažovat současně. Předpokládá se, že plocha nárazu je 1 m vysoká a 2 m široká.
- (5) U podpěr, které jsou umístěné mezi pevnými nástupišti nebo obklopené pevnou podezdívkou soklu s horní úrovní alespoň 0,55 m nad temenem kolejnic, lze redukovat určené ekvivalentní síly na polovinu.
- (6) Pro koncové stěny se má uvažovat návrhová síla $F_{d,x} = [5 000]$ kN pro osobní vlaky a $F_{d,x} = [10 000]$ kN pro posunovací a seřadovací vlaky. Tyto síly se mají aplikovat ve výšce 1,0 m nad temenem kolejnic.
- (7) Není třeba uvažovat, že železniční vozidla jedoucí pod mostem narazí do hlavní nosné konstrukce. Předpokládá se, že železniční vozidla mohou narazit pouze do spodní stavby mostu.

6. Konstrukční a statická opatření

Účinky mimořádných nehodových zatížení od železniční dopravy lze příznivě zmírnit následujícími konstrukčními opatřeními, jež jsou dále uvedena v členění podle tříd, pásem, popř. skupin.

6.1 Stavby třídy A

Následující doporučení platí pro návrh konstrukčního uspořádání podpěrných konstrukcí, jejich zatížení a posouzení v závislosti na umístění podpěr (pásmo 1, 2, 3) a uspořádání kolejí a provozních podmínkách na nich.

Pásmo 1

Přípustné jsou průběžné stěny a železniční správa si stanoví zvláštní opatření, přičemž se vychází z následujících ustanovení. V průběžných stěnách jsou přípustné prostupy podle následujících pravidel. Prostupy mohou být ve výšce nejméně 1,1 m až nejvíce 3,0 m nad temenem kolejnice. Délka prostupu je maximálně 8,0 m. Začátek prostupu od začátku stěny musí být nejméně polovina délky prostupu nebo 3,0 m. Ochranné výklenky ve stěně se neposuzují jako prostupy.

Pásmo 2

Podpěrné konstrukce se v pásmu 2 navrhují s ohledem na provozní charakter přilehlých kolejí a rozlišují se 3 skupiny.

Skupina 1: Pravidelně jsou provozovány vlaky rychlostí 50 až 120 km/h.

Skupina 2: Pravidelně projíždějí vlaky rychlostí max. 50 km/h.

Skupina 3: Manipulační koleje pojížděné rychlostí max. 20 km/h.

Podpěrné konstrukce pro skupinu 1 se navrhují jako průběžná stěna, ve které lze umístit prostupy. Přípustné jsou také stěnové dílce. V případě řešení průběžných zdí stěnovými dílci musí být jejich rozměry stanoveny tak, aby při nárazu kolejového vozidla do jednotlivých dílců nedošlo ke zborcení a sesutí vrchní stavby. Rozměry dílců, zejména jejich šířka ve směru rovnoběžném s osou koleje, se stanoví tak, aby nedošlo ke kolapsu následkem nárazu kolejového vozidla. Minimální rozměry musí být: šířka (tloušťka) nejméně 0,8 m, délka je čtyřnásobkem šířky, nejméně však polovina výšky stěny mezi úrovní temene kolejnice a stropu. Průběžnou stěnu nebo nosný prvek není nutno použít, je-li u koleje nástupiště nebo zvýšený základ s výškou nejméně 55 cm (lépe 76 cm) nad temenem kolejnice.

Podpěrné konstrukce pro skupinu 2 se navrhují obdobně jako pro skupinu 1. Není-li možné požadavky z technických nebo provozních důvodů dodržet, lze navrhnout jednotlivé podpěry (sloupy). Před osamělým sloupem nebo krajním v řadě musí být osazeno zarážedlo. Zarážedla musí být navržena a zřízena tak, aby plnila funkci záchytného a odvratného zařízení, které při poškození lze snadno vyměnit. Je třeba posoudit výpadek jednotlivé podpěry. Narušení více sloupů není nutné uvažovat.

Podpěrné konstrukce pro skupinu 3 je třeba z provozních důvodů (např. rozhled při posunu) navrhovat jako osamělé podpěry. Pokud však situace umožňuje, dává se přednost podpěrným stěnám nebo stěnovým dílcům. Před osamělým sloupem nebo krajním v řadě se osazuje zarážedlo. Kromě toho se doporučuje osadit pojistný úhelník nebo ochrannou kolejnici délky nejméně 30 m.

Pásmo 3

Svislé nosné prvky situované v tomto pásmu mohou mít libovolný tvar a rozměry a únosností musí vyhovovat stejným vodorovným ekvivalentním statickým návrhovým silám od nárazu jako v pásmu 2 skupině 3. V zakončení koleje musí být záchytné zařízení schopné absorbovat nejméně 2 500 kNm a dále pak ukončovací konstrukcí (stěnou). Zakončovací konstrukce kolejí pro osobní dopravu musí být vysoká nejméně 1,5 m nad temenem kolejnice a dimenzuje se na vodorovnou sílu 5 000 kN ve výšce 1,0 m nad temenem kolejnice. U seřadovacích a manipulačních kolejí by zakončovací konstrukce měla být vysoká nejméně

ně 2,0 m nad temenem kolejnice a navrhuje se na vodorovné zatížení 10 000 kN.

6.2 Stavby třídy B:

- a) Kyvné podpěry (stojky) vedle kolejiště v pásmu 1 a 2 nejsou přípustné.
- b) Podpěrné konstrukce umístěné na nástupištích s výškou min. 38 cm nad temenem kolejnice lze navrhnout jako osamělé podpěry (sloupy).
- c) Vodorovné ekvivalentní statické návrhové síly od nárazu na spodní stavbu se nepoužívají.
- d) Podpěrné konstrukce staveb zařazené do **B 1** se navrhují:
 - pro **pásmo 1** jako průběžné stěny a
 - pro **pásmo 2** jako průběžné stěny nebo stěnové dílce s následujícími minimálními rozměry: šířka (tloušťka) musí být nejméně 0,6 m, délka je čtyřnásobkem šířky, nejméně však polovina výšky stěny mezi úrovní temene kolejnice a stropu.Dále je nutno posouzením prokázat, že
 - poloviční příčný průřez vyhovuje pro stálé a pohyblivé zatížení a
 - třetinový příčný průřez vyhovuje pro stálé zatížení.
- e) Podpěrné konstrukce staveb zařazené do **B 2**, jsou-li umístěny v **pásmu 1**, kde jsou koleje v nepříznivých poměrech (malé poloměry oblouků, oblast výhybek apod.) se navrhují jako průběžné stěny nebo stěnové dílce.

7. Závěr

Vyhláška UIC 777-2 [2] a evropská přednorma ČSN P ENV 1991-2-7 [1] uvádějí opatření k problematice ochrany staveb nad železnicí proti nehodám s následky vykolejení a nárazů nezvládnutých železničních vozidel. Pravidla platí pro nově navrhované stavby pro rychlosti do 120 km/h. Pro stavby na vysokorychlostních tratích stanoví železniční správa další zvláštní opatření. V Mezinárodní železniční unii se pracuje na doporučení pro stavby třídy B a rychlosti 120 až 300 km/h.

Literatura

- [1] ČSN P ENV 1991-2-7 (73 0035) Zásady navrhování a zatížení konstrukcí - Část 2-7: Zatížení konstrukcí - Mimořádná zatížení od nárazů a výbuchů
- [2] Vyhláška UIC 777-2 Stavby nad železničními tratěmi - stavebně technická opatření v prostoru kolejiště. Mezinárodní železniční unie (UIC), Paris, 1. vydání z 1.1.1997, anglicky, francouzsky, německy
Poznámka: pracovní překlad v češtině lze objednat pod položkou P 529 u ČD DDC Středisko železniční geodesie Praha, ZIS VTEI traťového hospodářství 110 15 Praha 1, Nábřeží L. Svobody 12
