

KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY (A TUNELY)

setkání správců, projektantů a stavitelů mostů

8. ROČNÍK

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
23.ledna 2003

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



8. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY (A TUNELY)

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů mostů

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
23.ledna 2003

pořádá

SUDOP PRAHA a.s.

ve spolupráci s

Českými drahami, a.s., 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.Tomáš Wangler, SUDOP Praha, Ing.Milan Kučera, ČD, Martin Šťáva, Metrostav](#) : Nový most přes dálnici D8 na trati Ústí n.L. - Most
2. [Ing.Ondřej Lojík, Ing.Libor Marek, Topcon, Ing.Martin Havelka, Ch&T Pardubice, Ing.Josef Klimeš, ČD](#) :
Rekonstrukce mostů zničených povodněmi na tratích Čičenice Volary a Protivín Zdice 1,5 roku poté
3. [Ing.Pavel Němec, Ing.Jan Komanec, Pontex, Ing.Petr Klimeš, stav.Junek, SSŽ](#) :
Most přes Doubravu na úseku koridoru Kolín Přelouč v km 336,950
4. [Ing.Blanka Karbanová, Ing.Václav Podlipný, ČD](#) :
Zkušenosti z realizací vodotěsných izolací na stavbách železničních mostních objektů
5. [Ing.Stečinský, Ing.Kratochvílová, Ing.Hloušek, ČD, doc.Ing.Hrdoušek, ČVUT Praha, Ing.Brožovský, VUT Brno, Ing.Wangler, Ing.Salava, SUDOP Praha](#) :
Novinky TKP a MVL z oboru konstrukcí a mostů
6. [Ing.Miroslav Teršel, ČD, Ing.Ladislav Klusáček, VUT Brno](#) :
Závěry z tenzometrického měření Jezernického viaduktu
7. [Ing.Roman Šafář, doc.Ing.Vladislav Hrdoušek](#) :
Porovnání návrhu železobetonového deskového mostu dle ČSN a EN
8. [Ing.Jan Kůrka, ČD, Ing.Libor Hökl, Firesta](#) :
Rekonstrukce mostu v Brně Chrlících v km 8,172 trati Brno Přerov
9. [Ing.Vladimír Veselý, Ing.Petr Adam, Ing.Tomáš Martinek, Ing.Tomáš Wangler, SUDOP Praha](#) :
Přestavba mostů v žst.Děčín
10. [Ing.Jaromír Zouhar, ViaCon ČR, Ing.Martin Havelka, Ch&T Pardubice, Ing.Ivan Šír, Ing.Jan Fiala](#) :
Využití ocelových ohybově měkkých trub z vlnitého plechu na tratích Českých drah
11. [Ing.Jiří Suchan, ČD, Ing.Stanislav Fousek, Ch&T Litoměřice, Ing.Vilém Svíték](#) :
Použití obloukových flexibilních ocelových konstrukcí B136 při rekonstrukci mostů v km 1,580 a 1,756 trati Postoloprty Louny
12. [Ing.Jiří Mára, Ing.Jiří Růžička, Metroprojekt, Ing.David Cyroň, Ing.Jiří Kolář, Metrostav](#) :
Nové Krasíkovské tunely
13. [Ing.Havelka, Ing.Kejval, Ing.Stečinský, Ing.Špaček](#) :
Sanace železničních tunelů v letech 2002 - 2003
14. [Ing.Michal Gramblička, Ing.Vladislav John, Ing.Petr Šenk](#) :
Zahloubení železniční stanice Bratislava Filiálka
15. [Ing.Libor Šíp, ČD, Ing.Jan Svitavský, Ing.Libor Marek, Topcon, Ing.Pavel Hrdina, Ch&T Pardubice](#) :
Rekonstrukce mostu v km 0,596 trati Babín Nymburk
16. [Ing.Jan Sýkora, ILF CE, Ing.Miloslav Látal, ŽS Brno](#) :
Projekt a realizace mostů v úseku Hranice na Moravě - Polom
17. [Ing.Václav Podlipný, ČD, Ing.Roman Šafář, SUDOP Praha, Ing.Petr Klimeš, SSŽ](#) :
Železniční estakáda u České Třebové
18. [Ing.Jan Sýkora, ILF CE](#) :
Otevřené kolejové lože na mostech - projektování a realizace
19. [Ing.Š.Štarha, Ing.J.Zahrada, ŽS Brno](#) :
Estakády na tramvajové trati Hlubočepy - Barrandov v Praze
20. [Prof.Ing.Vladimír Tomica, VŠB Ostrava](#) :
Šíření únavových trhlin dle EN 1993-1-9
21. [Ing.Radovan Matzner, Jan Dvořák, Mgr.Petr Zídek, Matteo](#) :
Dotěšňování izolací staveb metodou gelových injektáží
22. [Ing.Michal Grossmann, Carbotech](#) :
Injektážní materiály Crackseal pro injektáž aktivních trhlin

Správa železniční infrastruktury v podmínkách ČD a.s.

Ing. Mojmír Nejezchleb, České dráhy, a.s., Divize dopravní cesty o.z.

1. Úvod

V únoru roku 2001 byl poslaneckou sněmovnou parlamentu České republiky schválen "Zákon o akciové společnosti České dráhy, státní organizaci Správa železniční dopravní cesty a o změně zákona č. 266/1994 Sb., o dráhách, ve znění pozdějších předpisů, a zákona č. 77/1997 Sb., o státním podniku, ve znění pozdějších předpisů".

Tento zákon byl zveřejněn ve Sbírce zákonů České republiky dne 1. března 2002 pod číslem 77/2002, bývá zjednodušeně nazýván "transformačním zákonem" a jeho smyslem je realizace transformace Českých drah, státní organizace do nových právních subjektů.

Z tohoto cíle pak vyplývá i předmět úpravy zákona, který definuje:

- způsob zřízení a činnost akciové společnosti České dráhy a
- zřízení a činnost státní organizace Správa železniční dopravní cesty.

Ze státní organizace České dráhy, fungující do 31.12.2002 vznikly tedy od 1.1.2003 dva nové subjekty s odlišnou právní formou a různým posláním, jejichž činnosti však spolu v oblasti infrastruktury velmi úzce souvisejí.

2. Předmět činnosti Českých drah a.s. a Správy železniční dopravní cesty s.o.

Hlavním předmětem činnosti akciové společnosti České dráhy je

- provozování železniční dopravy a
 - provozování železniční dopravní cesty ve veřejném zájmu,
- příčemž oba tyto pojmy jsou definovány v §2 zákona č. 77/2002 Sb.

K tomuto předmětu podnikání využívají ČD a.s. od data svého vzniku státní majetek, se kterým hospodařily ČD s.o.,

s výjimkou majetku uvedeného v § 20 zákona č. 77/2002 Sb. Jedná se tedy zejména o majetek, který slouží k provozování železniční dopravy a železniční dopravní cesty. Jako příklad lze uvést kolejová vozidla (hnací i přípojná), objekty a zařízení sloužící k jejich opravám a údržbě, pozemky a budovy v obvodech železničních stanic a dep kolejových vozidel, účelová kolejiště sloužící pro potřebu správy a údržby zařízení infrastruktury, apod.

Se státním majetkem, se kterým hospodařily do 31.12.2002 České dráhy s.o. a který neslouží k předmětu podnikání ČD a.s., hospodaří od 1.1.2003 státní organizace Správa železniční dopravní cesty. Jedná se o **typický infrastrukturní majetek**, tvořící železniční dopravní cestu a definovaný v příloze č. 1 k zákonu č. 77/2002 Sb.:

- a) železniční spodek (zemní těleso, pražcové podloží, propustky, mosty, tunely, opěrné a zárubní zdi, výstroj dráhy, oplocení)
a zábradlí, zpevněné plochy, apod.)
- b) železniční svršek (zejména koleje a výhybky)
- c) přejezdy a přechody
- d) zařízení k ochraně proti nepříznivým vlivům provozu dráhy (protihlukové stěny, zařízení proti bludným proudům, korozi,

rušení telekomunikačních systémů, apod.)

- e) automatizační a zabezpečovací zařízení
- f) elektrická zařízení
- g) pozemky v obvodu dráhy (s výjimkou pozemků v obvodu železničních stanic a dep kolejových vozidel a pozemků pod stavbami ve vlastnictví ČD a.s.)

Hlavním předmětem činnosti SŽDC s.o. je tedy **hospodaření** s uvedeným státním **majetkem železniční infrastruktury** a dále hospodaření se závazky a pohledávkami ČD s.o., existujícími k 1.1.2003.

3. Spolupráce Českých drah a.s. a Správy železniční dopravní cesty s.o.

Z toho, co bylo dosud uvedeno, by se mohlo zdát, že nově vzniklé právní subjekty budou existovat zcela odděleně bez vzájemných těsnějších vazeb.

Není tomu tak.

§ 22 zákona č. 77/2002 Sb. totiž stanoví, že SŽDC s.o. hradí ČD a.s. **na základě smlouvy**

- náklady spojené s provozováním železniční dopravní cesty a zajištěním její provozuschopnosti ve veřejném zájmu a
- náklady na modernizaci a rozvoj železniční dopravní cesty

Uvedené činnosti souvisejí z větší části s péčí o železniční infrastrukturu, kterou bude bezprostředně **vykonávat právě akciová společnost České dráhy** a to na základě smlouvy uzavřené ve smyslu § 24 zákona č. 77/2002 Sb.

Ve vztahu k zákonu č. 266/1994 Sb., o dráhách je možno konstatovat, že státní organizace Správa železniční dopravní cesty bude vystupovat v roli **vlastníka dráhy** a akciová společnost České dráhy v roli **provozovatele dráhy a dopravce**.

Plnění funkce vlastníka dráhy znamená zejména následující povinnosti:

1. Zajištění údržby a oprav dráhy v rozsahu nezbytném pro její provozuschopnost
2. Umožnění styku dráhy s jinými drahami
3. Péči o rozvoj a modernizaci dráhy v rozsahu nezbytném pro zajištění dopravních potřeb státu a dopravní obslužnosti územního obvodu
4. Zajištění provozování dráhy, např. i prostřednictvím jiné osoby
5. Nabídnutí dráhy k zajištění jejího provozování MDS, nemůže - li její provozování sám zajistit

Spolupráce mezi SŽDC s.o. a ČD a.s. je tedy od samého začátku vytvářena jako vztah dvou subjektů, které mají mimo jiné tyto společné cíle:

- zajištění provozuschopnosti železniční dopravní cesty
- modernizaci a rozvoj železniční dopravní cesty
- provozování železniční dopravní cesty

Odpovědnost za provozuschopnost dráhy leží na SŽDC s.o., odpovědnost za bezpečné provozování dráhy na ČD a.s.

4. Smluvní zajištění povinností vlastníka dráhy a konkrétní výkon správy železniční dopravní cesty

V návaznosti na již zmiňované §§ 22 a 24 zákona č. 77/2002 Sb., bude mezi SŽDC s.o. a ČD a.s. uzavřena "Smlouva o způsobu zajištění provozování železniční dopravní cesty, její provozuschopnosti a modernizace a rozvoje ve veřejném zájmu".

Na základě této smlouvy budou akciovou společností České dráhy zajišťovány v rámci provozování infrastruktury a péče o ni činnosti v těchto oblastech:

1. Provozování železniční dopravní cesty ve veřejném zájmu
 - veškeré povinnosti provozovatele dráhy vyplývající ze zákona o dráhách
2. Provozuschopnost železniční dopravní cesty
 - zajištění údržby a oprav železniční dopravní cesty v souladu s technickými normami a platnými předpisy, zejména s ohledem na bezpečnost provozu a provozní potřeby a v souladu s finančními možnostmi SŽDC s.o.
3. Modernizace a rozvoj železniční dopravní cesty
 - zajištění realizace investičního plánu z finančních prostředků SŽDC s.o.

Budeme - li "správu" železniční infrastruktury definovat jako souhrn činností spočívajících v evidenci majetku, účtování o něm, dohlédací a kontrolní činnosti ve smyslu platné legislativy a předpisů a péči o stavebně - technický stav jednotlivých částí infrastruktury, pak je zřejmé, že všechny výše **uvedené činnosti (1., 2., 3.),** zajišťované na základě smlouvy akciovou společností České dráhy pro státní organizaci Správa železniční dopravní cesty **jsou v podstatě částí správy železniční infrastruktury.**

V rámci akciové společnosti České dráhy je tedy od 1.1.2003 zachována organizační struktura platná v předchozím roce včetně zachování divizního uspořádání (Divize obchodně - provozní, Divize dopravní cesty). Divize dopravní cesty jako hlavní nositelka správy infrastruktury pracuje dále se svými výkonnými a organizačními jednotkami (SDC, SŽT, SŽE, TÚDC, TSS, SS, SŽG, HZS, SRDM), které tvoří základní článek pro správu nejen majetku akciové společnosti, ale i majetku státu v hospodaření SŽDC s.o.

Naproti tomu je vytvořena státní organizace Správa železniční dopravní cesty jako plnohodnotná organizace s odpovědnostmi a pravomocemi vyplývajícími z transformačního zákona.

V oblasti péče o železniční dopravní cestu bude SŽDC s.o. vykonávat zejména tyto činnosti :

1. Modernizace a rozvoj železniční dopravní cesty (ŽDC)

- a) stanovování investičních priorit, zajišťování součinnosti při tvorbě plánu obnovy, modernizace a dalších investic,
- b) schvalování plánu a dokumentace investiční výstavby a technického zařízení,
- c) rozhodování o smluvním zajištění významných investičních a modernizačních akcí,
- d) finanční zajištění investic
- e) příprava podkladů pro hrazení nákladů na modernizaci a rozvoj ŽDC,
- f) kontrola účelnosti a správnosti použití finančních zdrojů, vyhodnocování ukončených staveb,
- g) výkon činností účastníka územního a stavebního řízení,
- h) zajišťování modernizace a rozvoje ŽDC podle vládou schválené koncepce MDS
- i) příprava 3 – leté smlouvy s ČD, a.s. v části zajišťování modernizace a rozvoje

ŽDC,

- j) příprava upřesňujícího ročního dodatku ke smlouvě s ČD, a.s. v části zajišťování modernizace a rozvoje ŽDC,
- k) věcné prověřování ekonomických kalkulací nákladů na modernizaci a rozvoj ŽDC,
- l) ověření věcné správnosti nákladů na modernizaci a rozvoj ŽDC

2. Provozování ŽDC

- m) dohled nad dodržováním metodiky a zásad evidence výkonů dopravců na ŽDC,
- n) dohled nad evidencí výkonů dopravců na ŽDC,
- o) účast na přípravě prováděcího právního předpisu k vymezení nákladů, spojených s provozováním ŽDC (přípravi MDS)
- p) příprava 3 – leté smlouvy s ČD,a.s. v části zajištění provozování ŽDC,
- q) příprava upřesňujícího ročního dodatku ke smlouvě s ČD,a.s. v části zajištění provozování ŽDC,
- r) věcné prověřování ekonomických kalkulací nákladů na provozování ŽDC,
- s) stanovení základních technických parametrů součástí ŽDC,
- t) stanovení rozsahu železniční dopravní cesty, řízení a organizace optimalizace zařízení,případně jeho jednotlivých prvků nebo řízení a organizace útlumu zařízení,
- u) výkon kontroly, zda ŽDC je užívána řádně podle zákona a podle smluv:
 - a. způsobu zajištění provozování ŽDC, její provozuschopnosti, modernizace a rozvoje ve veřejném zájmu
 - b. povinností smluvních stran , včetně podmínek pro kontrolu a výše úhrad,
 - c. podmínek umožnění styku dráhy s jinými drahami,
 - d. podmínek zajišťování plynulého a bezpečného provozování dráhy a drážní dopravy ve vztahu k užívání ŽDC

3. Provozuschopnost ŽDC

- a) zajištění (prostřednictvím ČD,a.s.) takového technického stavu dráhy, který zaručuje její bezpečné a plynulé provozování,
- b) stanovení zásad správy a údržby zařízení, která jsou součástí ŽDC,
- c) zásady koncepce technických pasportů (železniční svršek, spodek, mosty, tunely, budovy,inženýrské sítě, přejezdy, zabezpečovací a sdělovací zařízení, trakční a silnoproudé vedení),
- d) vydávání stanovisek ke stavbám cizích investorů na pozemcích ve správě SŽDC,s.o. a ochranném pásmu dráhy,
- e) rozpracování ustanovení prováděcího právního předpisu, týkajícího se vymezení nákladů, spojených se zajištěním provozuschopnosti ŽDC,
- f) příprava 3 – leté smlouvy s ČD , a.s. v části zajištění provozuschopnosti ŽDC, včetně určení minimální výše úhrady za zajištění údržby a opravy dopravní cesty,
- g) příprava upřesňujícího ročního dodatku ke smlouvě s ČD,a.s. v části zajištění provozuschopnosti ŽDC, věcné prověřování ekonomických kalkulací nákladů na zajištění její provozuschopnosti,
- h) ověření věcné správnosti nákladů na zajištění provozuschopnosti ŽDC,
- i) příprava podkladů pro hrazení nákladů spojených se zajištěním provozuschop-

nosti ŽDC,

- j) stanovení základních technických parametrů tratí (rychlost, přechodnost, prostorová průchodnost, trakční vedení, elektrická zařízení, sdělovací a zabezpečovací zařízení),
- k) stanovení technického vybavení ŽDC (konstrukce železničního svršku, spodku, úrovnových přejezdů, typy zabezpečovacích zařízení, trakčního vedení, silnoproudých zařízení apod.
- l) předkládání stanoviska k návrhům zákonů, vyhlášek, předpisů, technických norem, výnosů, týkajících se ŽDC,
- m) problematika interoperability a změn souvisejících se vstupem ČR do EU a to zejména ve vztahu k novým normám a předpisům a k úpravám legislativy – souvisí s účastí UIC,
- n) stanovení základních podmínek pro informatiku týkající se ŽDC, grafické informační systémy,
- o) zajištění komunikačního prostředí ve vazbě na potřeby s.o. SŽDC a na potřeby provozovatelů drážní dopravy,
- p) dohled zda je ŽDC užívána řádně podle zákona o drahách a podle smlouvy.

Část uvedených činností bezprostředně souvisejících se správou infrastruktury

bude vykonávat pro SŽDC s.o. akciová společnost České dráhy a to buď na základě výše zmiňované smlouvy či na základě jiných (mandátních) smluv nebo smluv o dílo (např. zastupování v územních a stavebních řízeních souvisejících se zajištěním provozuschopnosti, modernizace a rozvoje, v územních a stavebních řízeních souvisejících se stavbami cizích investorů na dráze a v ochranném pásmu dráhy, zastupování ve styku s katastrálními úřady, vedení ekonomicko-účetní agendy, správa bytového fondu, hospodaření s majetkem dle přílohy č. 2 zákona č. 77/2002 Sb., úkoly v oblasti informatiky, zpracování podkladů pro pronájem, prodej a privatizaci majetku žel. dopravní cesty a majetku dle přílohy č. 2 zákona č. 77/2002 Sb., apod.)

5. Závěr

Naplněním ustanovení transformačního zákona a vznikem akciové společnosti České dráhy a státní organizace Správa železniční dopravní cesty došlo k oddělení železniční infrastruktury od podnikatelské činnosti na ní provozované.

Jak vyplývá z předchozího textu existuje však i nadále velmi úzký vztah mezi nově vzniklými subjekty zejména v oblasti reálných činností souvisejících s péčí o železniční infrastrukturu, její modernizaci a rozvoj.

Jedině korektní, nekonfliktní a vzájemně vyvážené vztahy obou subjektů mohou vést k naplnění podstaty transformačního zákona, spočívající v jasném oddělení funkce vlastníka dráhy, jejího provozovatele a dopravce, ve zvýšení transparentnosti v nakládání s prostředky z veřejných rozpočtů, ve zřetelném stanovení pravomocí a odpovědností ČD a.s. i SŽDC s.o. a v uvolnění prostoru pro podnikatelské aktivity ČD, a.s.

Povodňové mosty na tratích Protivín – Zdice a Číčenice - Volary

Ing.Martin Havelka, Chládek a Tintěra, silnice - železnice, Pardubice a.s.
Ing.František Šafránek, Ing.Libor Marek, TOP CON servis s.r.o.

Anotace

V srpnu v r. 2002 postihly třetinu území naší republiky ničivé záplavy. Přinesly s sebou nezměrné lidské utrpení a hmotné škody na majetku i infrastruktuře. Velká voda se nevyhnula ani železnici. Firma Chládek a Tintěra, Pardubice a.s. a projektová kancelář TOPCON servis se podílely na odstraňování povodňových škod a opětovném zprovoznění železničních tratí a mostů na tratích Protivín – Zdice a Číčenice – Volary.

Úvod

Rozsah poškození dále uvedených železničních mostů, zejména podemleté, pokleslé, př. odplavené opěry včetně navazujících částí železničních násypů, deformace ocelových nosných konstrukcí, a potřeba urychlení opětovného zahájení železničního provozu si vyžádaly rychlé nahrazení zničených mostů provizorními přemostěními s tím, že následně, na podkladě řádné projektové dokumentace a jejího projednání a schválení, budou rekonstruovány definitivně.

V součinnosti se Správou mostů a tunelů ČD SDC České Budějovice a Praha, oddělením mostů a tunelů Odboru tratí Divize dopravní cesty ČD, projekční firmou TOPCON servis a dalšími organizacemi, byl podrobně rekognoskován stav poškození mostů, navržena a realizována provizorní přemostění s přihlédnutím k následné optimální a definitivní rekonstrukci, vesměs s novými nosnými konstrukcemi s průběžným kolejovým ložem, tato konkrétní provizorní řešení:

Most v km 92,922 tr. Protivín – Zdice (Lochovice)

byl tvořen železobetonovou deskou s průběžným KL na kamenných opěrách o světlosti 4,0 m, který převáděl jednokolejnou železniční trať přes účelovou komunikaci. Řeka Litavka se od mostu vyskytuje ve vzdálenosti cca 200 m, přesto povodňová vlna zasáhla tento objekt, ale z druhé strany.

Při povodních byly podemlety obě opěry a křídla mostu. Opěry se zhroutily a nosná konstrukce se propadla do vymletého koryta o šířce cca 30,0 m.

Bezprostředně po povodních bylo zřízeno provizorní přemostění z IP nosníků. Provizorní nosná konstrukce byla uložena na panelových rovinách v žel. tělese. Provizorní přemostění bylo zprovozněno 31.8.2002 se sníženou traťovou rychlostí 30 km/h.

Most v km 50,299 tr. Protivín – Zdice (Dobrá Voda)

byl tvořen kamennou přesýpanou klenbovou konstrukcí o světlosti 4,0 m z roku 1876, která převáděl jednokolejnou železniční trať přes účelovou komunikaci a zároveň sloužil jako inundační otvor řeky Vlčavy, která teče v souběhu s tratí.

Při povodních byly podemlety obě opěry a křídla mostu. Opěry nerovnoměrně poklesly, naklonily se a došlo k posunům jednotlivých obkladových kamenných bloků a celá konstrukce hrozila zhroucením.

Bezprostředně po povodních bylo zřízeno provizorní přemostění z IP nosníků. Provizorní nosná konstrukce byla uložena na panelových rovinách v žel. tělese. Provizorní přemostění bylo zprovozněno 30.8.2002 se sníženou traťovou rychlostí 30 km/h.

Most v km 4,207 tr. Protivín – Zdice (Heřmaň)

byl příhradový nýtovaný ocelový most s dolní prvkovou mostovkou o jednom poli s rozpětím 31,20 m z roku 1910, převádí jednokolejnou železniční trať, která je v úseku Putim- Protivín elektrizována jednofázovou trakční soustavou 25 kV Hz, přes řeku Blanici a mlýnský náhon.

Při povodních byly podemlety obě opěry mostu, poklesla a pružně se deformovala ocelová nosná konstrukce, došlo ke zborcení kolejového roštu a k přetrhání některých sdělovacích a zabezpečovacích kabelových vedení, vedoucích po mostě.

Na základě podrobné prohlídky pokleslé dosavadní ocelové mostní konstrukce bylo rozhodnuto využít ji pro provizorní přemostění. Byla zvolena varianta mostního provizorního přemostění o dvou polích, složeného z dosavadní ocelové nosné konstrukce a mostního provizoria z volných nosníků MP-VN – 2 x 3 IP 1000 délky 24 m. Původní ocelová konstrukce byla zdvižena a posunuta směrem za protivínskou opěru o 10 m a uložena na panelové rovnanině zřízené v železničním tělese. Jako střední opěra přemostění byla v říčním korytě postavena provizorní podpora PIŽMO na nánožkách. Na zdické straně mostu bylo 2. pole, mostní provizorium z IP nosníků, uloženo na panelové rovnanině obdobně jako na protivínské straně. Provizorní přemostění bylo zprovozněno 13. 10. 2002 se sníženou traťovou rychlostí 30 kmh⁻¹.

Plnostěnný ocelový most v km 10,391 tr. Čičenice – Volary (Svinětice)

s dolní prvkovou mostovkou o jednom poli s rozpětím 10,60 m převáděl jednokolejnou železniční trať přes Svinětický potok v blízkosti zast. Svinětice.

Při povodních byly podemlety obě opěry a křídla mostu. Opěry se naklonily směrem do profilu koryta a nosná konstrukce jako rozpěra zabránila jejich zhroucení do potoka.

Pro obnovení železničního provozu bylo zřízeno provizorní přemostění z MP-KN-215, uložené na prefabrikovaných úložných prazích v tělese dráhy. Provizorní přemostění bylo zprovozněno 31. 10. 2002 se sníženou traťovou rychlostí 30 kmh⁻¹.

Plnostěnný ocelový most v km 23,562 tr. Čičenice – Volary (Husinec)

s dolní prvkovou mostovkou o jednom poli s rozpětím 10,60 m převáděl jednokolejnou neelektrifikovanou železniční trať přes Živný potok v blízkosti volarského zhlaví ŽST Těšovice.

Při povodních byly podemlety obě opěry a křídla mostu. Čičenická opěra se zhroutila do potoka a voda ji odplavila současně s částí železničního násypu v délce cca 30 m směrem do stanice. Nosná konstrukce zůstala viset na této straně pouze na kolejnicích.

V sousedním traťovém úseku u obce Blanice bylo odplaveno celé těleso dráhy v délce cca 500 m Vzhledem k časově náročné výstavbě nového železničního tělesa, která vylučovala zahájení žel. provozu, bylo této skutečnosti využito pro technické řešení a zprovoznění tohoto mostu. Tento časový prostor umožnil hydrotechnicky posoudit průtok stoleté vody pod zničeným mostem a navrhnout a realizovat definitivní spodní stavbu nového mostu v předstihu již v rámci provizorních úprav s tím, že nová nosná konstrukce je zatím nahrazena mostním provizoriem MP-VN z nosníků 2 x 4 IP750 dl. 20,0 m, založeným za novými opěrami na panelových rovnaninách. Provizorní přemostění bylo zprovozněno 29. 11. 2002 se sníženou traťovou rychlostí 30 kmh⁻¹.

Plnostěnný nýtovaný ocelový most v km 46,792 tr. Čičenice - Volary (Spálenec)

bez mostovky o jednom poli s rozpětím 12,43 m z roku 1899 převáděl jednokolejnou železniční trať přes řeku Blanici.

Při povodních byly podemletry obě opěry mostu a volarská opěra se zhroutila do řeky a byla odplavena. Pokroucená nosná konstrukce zůstala viset na kolejovém roštu.

Vzhledem k rozsahu destrukce spodní stavby a výšce násypu přesahující 6,0 metru nad úroveň terénu bylo pro provizorní přemostění zvoleno použití inventární ocelové příhradové jednostěnné jednopatrové konstrukce ŽM16. Provizorní most je uložen vždy prostřednictvím trojice roštových nosníků na podkladní betonové bloky zřízené v železničním tělese.

Provizorní přemostění bylo zprovozněno 12.11.2002 se sníženou traťovou rychlostí 30 km/h.

Provizorní a definitivní řešení tohoto mostu je neobvyklé a zajímavé skutečností, že leží v I. zóně chráněné krajinné oblasti Šumava a v prostoru „Národní přírodní památky Blanice“, vyhlášené k ochraně populace perlorodky říční žijící v Blanici s neobvykle přísnými podmínkami pro stavební práce v tomto prostoru.

Nedílnou součástí provizorních rekonstrukcí výše uvedených železničních mostů byly související úpravy železničního svršku a spodku a železničních sdělovacích a zabezpečovacích kabelových vedení vedoucích přes poškozené mosty, jakož i potřebné úpravy příjezdných komunikací apod.

Závěr

Provizorní rekonstrukce uvedených železničních mostů, včetně určení jejich rozsahu, přípravy a projednání, probíhaly bezprostředně po srpnových povodních. Díky aktivní a účinné spolupráci všech zúčastněných firem a příslušných složek Českých drah a přes značný rozsah poškození, obtížnou přístupnost stavenišť a kumulaci přípravy i realizace všech prací se podařilo realizovat provizorní rekonstrukce uvedených mostů ve velmi krátké době a tím urychlit obnovení železničního provozu na tratích Protivín – Zdice a Číčenice – Volary. Tím byly zároveň vytvořeny podmínky pro optimální přípravu a realizaci jejich definitivní rekonstrukce v roce 2003.

V současné době je již zpracována, projednána a schválena zjednodušená projektová dokumentace na definitivní rekonstrukce všech uvedených mostů a proběhly rovněž i soutěže na výběr jejich zhotovitelů.

Seznam obrázků mostů po povodních:

- 1) Most v km 92,922 tr. Protivín – Zdice
- 2) Most v km 50,299 tr. Protivín – Zdice
- 3) Most v km 4,207 tr. Protivín – Zdice
- 4) Most v km 10,391 tr. Číčenice – Volary
- 5) Most v km 23,562 tr. Číčenice – Volary
- 6) Most v km 46,792 tr. Číčenice – Volary

1)



2)



3)



4)



5)



6)



Rekonstrukce mostu přes Seifertovu ulici, 1.část

Ing. Karel Štěrba, SUDOP PRAHA a.s.

Ing.Václav Sláma, METROSTAV a.s.,divize 4

V pátek, 16.listopadu 2001 v pozdních nočních hodinách odtrhl železniční jeřáb z ložisek mostní konstrukci „č.VII“ v km 186,282 na trati České Velenice - Praha hl.n. Tím v podstatě začaly práce na výstavbě nového železničního spojení hlavního nádraží v Praze a stanicemi Praha Holešovice, Libeň a Vysočany. Bylo zahájeno přemostění Seiferfovy ulice novým železničním mostem u křižovatky „Bulhar“. Staré mosty, ocelové příhradové s dolní mostovkou z doby „Muchovské secese“, sloužily v různém časovém období od let 1871, od doby kdy byla postavena první z tratí, mířících na hlavní nádraží ze severu. Mostů bylo postupně postaveno sedm, ocelový most s dolní mostovkou dvoukolejný, a šest jednokolejných. V listopadu 2001 bylo v provozu šest mostů pro celkem sedm kolejí. Rozpětí mostu bylo v nejužším profilu 19 m a světlost 17,5 m (most č. VII - první od centra).

Snesení ocelové konstrukce mostu „č.VII“ bylo ukončeno 17.listopadu v časných raních hodinách úspěšně, následně pak 18. a 19. listopadu byly v nočních hodinách sneseny mosty č.“VI“ a „V“. Od té chvíle se začal odpočítávat čas, nutný na vybudování zcela nového mostu, mostu jakoby opravdu pro nové tisíciletí ...

Práce byly naplno zahájeny 3. ledna 2002 demolicemi kamenných mostních opěr a betonové opěrné zdi do Husitské ulice, stavební jámy byly zajištěny záporovými stěnami. V únoru byly zahájeny práce na jižní opěře. Základová deska opěry o rozměru 8 x 36 x 1,5m spočívá na 46 pilotách o průměru 120cm, délky v průměru 12m. Dva nosné dřívky krabicové opěry jsou v šíři 130 cm a 60 cm. Betonáž desky byla prováděna samozhutnitelným betonem.

Na dlouhou dobu, do června, se pak stavba pro oko nezúčastněných jakoby zastavila. Práce v tu dobu probíhaly v zemi: přeložky inženýrských sítí v komunikaci Seifertova, kabelů, plynovodu, vodovodu. Při provádění zemních prací byly zjištěny další kabelové trasy, nezahrnuté v projektu, které bylo nutné identifikovat, a se správcí a projektantem bleskově navrhnout a zrealizovat jejich přeložky (při provádění přeložky plynovodu bylo nutno demontovat ještě další dvě nefunkční plynovodní vedení). V červnu a červenci začaly vyrůstat po stranách Seifertovy mohutné mostní opěry.

7.července byly dopraveny na hlavní nádraží svařované nosníky konstrukce mostu: 18 nosníků tzv. „obdélníkové části“ a 19 nosníků „lichoběžníkové části“, v délce 37,5m rámově uložených na dvojici dřívků krabicových opěr na každé straně; severní opěra šíře přes 36m, jižní 26m dává mostu v půdorysném pohledu lichoběžníkový tvar. Rozpětí mostu 29,3m, světlost 28,0m. Výška svařovaných „I“ nosníků : nad opěrou 1084 mm a 790 mm ve středu rozpětí. Železobetonová deska nad ocelovými nosníky výšky 11cm ve sklonu 1%. Montáž nosníků mostu byla prováděna na montážním prostoru předpolí jižní opěry. Byla rozdělena do dvou částí a prováděna na výsuvném roštu. 7.srpna byl zahájen výsun „obdélníkové části“, následně výsun „lichoběžníkové části“. Výsun probíhal postupně, za plného dopravního provozu. Po vysunutí sestavené části OK nad opěry byla celá konstrukce na lisech spuštěna do své konečné polohy a provedena rektifikace. Nosníky OK byly v tu dobu usazeny na montážních podporách, umístěných 100cm od vnitřních líců opěr. Po výsuvu a definitivním směrovém a výškovém osazení OK byla provedena příčná a rozdělovací výztuž desky mostu. 31.srpna byla zahájena postupná betonáž mostovky: betonáž obou částí nad opěrami, do vzdálenosti 550 cm od opěr, a betonáž středu mostovky. Betonáž byla ukončena 6. září. Dne 8.září bylo zahájeno provádění izolace – vrstva Sikafolor Epocem 5, s natavením

dvou vrstev pasů Paralon Ponts, ochrana LA 3 cm. 18 září byla zahájena montáž kolejového svršku. 12. listopadu byl most a celá část zhlaví zprovozněny. Od 3. ledna uplynulo deset měsíců a devět dnů...

Několik poznámek ke vzniku projektu :

- **Prostorové podmínky :**

Nově navržený most, jehož projekt vypracoval SUDOP Praha a.s., je navržen tak, aby po konečném dokončení obou částí mostu vyhověl nejen současnému dopravnímu řešení při výjezdu ze železniční stanice Praha hlavní nádraží na sever, ale předpokládá napojení na trasu „Nového spojení“.

Nové spojení je zamýšlená a projektovaná stavba, jež by měla zajistit rychlé a mimoúrovňové propojení trasy prvního železničního koridoru s terminálem Praha Hlavní nádraží. Dvě dvoukolejné trati projedou po výjezdu z hlavního nádraží po nové estakádě obloukem nad částí starého Žižkova a Karlína, ve dvou dvoukolejných tunelech projedou pod horou Vítkov a pak již odděleně budou směřovat po estakádě do žst. Holešovice a žst. Praha-Libeň, kde se napojí na koridorové trasy směr Ústí nad Labem a Pardubice. Most je proto navržen zcela univerzálně, a předpokládá se, že kolejové zhlaví hlavního nádraží bude v této části v budoucnu změněno. Vlaky směr Berlín či Vídeň s naklápečími vlakovými soupravami dojedou do centra Prahy důstojnou rychlostí. Původní stav - 10 km/hod činil z krátkého úseku tratí mezi hlavním nádražím a Holešovicemi či Libní zdroj velkých časových ztrát. Projektovaná rychlost na zhlaví mostu při výjezdu je 50 km/hod. Současně s novým kolejovým zhlavím hlavního nádraží bude při výstavbě druhé části mostu zcela rekonstruován úsek Seifertovy ulice od křižovatky Bulhar až po křižovatku s ulicí Italská: nový kanalizační sběrač, plynovod, vodovod, kabelovody pro Telecom a další přeložky. Rozšíření vozovky a tím zvýšení počtu pruhů pro automobilovou dopravu, snížení vozovky a tím i zvýšení průjezdného profilu mostu zlepší dopravní situaci v centru Prahy pro tramvajovou a automobilovou dopravu.

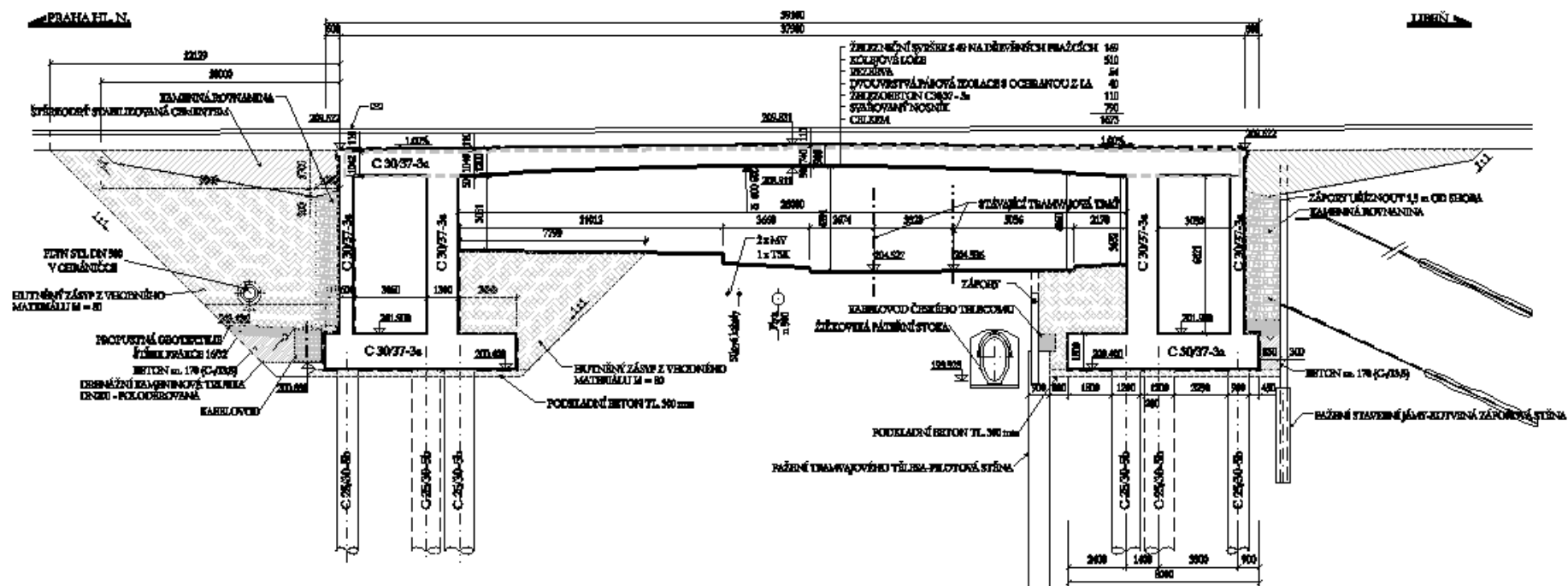
- **K vlastní konstrukci mostu :**

Z výše popsaných prostorových požadavků plyne, že nový most by měl mít nejlépe „zápornou“ konstrukční výšku (zejména pro minimalizaci zahloubení Seifertovy ulice). Nebylo tudíž možné navrhnout nějakou tradiční konstrukci. Ing. Šafář zkoumal v přípravné dokumentaci řadu variant - ocelovou konstrukci, předpjatý beton, nosníky „Preflex“ - vybrána byla nakonec rámová konstrukce se zabetonovanými nosníky. Ta má krabicové opěry, kdy nosná konstrukce prochází dál přes přední stěnu opěry a je vetknuta do zadní stěny, přenášející i tahové reakce. Autor statického výpočtu výsledné varianty Dr. Ing. Dolejš nakonec dospěl ke konstrukční výšce 900 mm, což je při rozpětí 29,3 m méně než 1/30. Průřezy nosníků bylo třeba přizpůsobit průběhu vnitřních sil, takže proměnné jsou nejen tloušťky pásnic (max. 60 mm), ale i šířka pásnic, výška nosníku a tloušťka stojiny. Toto uspořádání vedlo i k extrémnímu vyztužení dřívků opěr, což byl jeden z důvodů použití samozhutnitelného betonu (viz samostatný příspěvek Ing. Mazurové).

Investorem stavby za 259 mil. Kč jsou České dráhy, Stavební správa Praha Stavbu "ČD DDC, Modernizace západní části Praha hl. n., mosty Seifertova ulice. - 1. část" realizovalo sdružení firem „Metrostav a.s., divize 4“ a „Skanska - ŽS“. Hlavním zhotovitelem mostního objektu byly „Stavby silnic a železnic a.s., závod 09“.

Zbýlé tři železniční příhradové ocelové mosty „č.I“, „II“ a „III“ přes Seifertovu ulici čekají na zahájení druhé části stavby a budou sneseny. Zmizí tím sice kousek z nostalgické části pražské železniční dopravy, ale bude nahrazen novým. O tom, že se účastníkům výstavby podařilo vytvořit důstojné nástupce, je možné se přesvědčit již dnes při průjezdu Seifertovou ulicí...

PRAGATI N.





3.1.2002 Opěra „Praha hl.n.“ – zajištění provozované koleje, hloubení jámy



18.3.2002 Opěra „Praha hl.n.“ – piloty, podkladní beton pod základový pas



5.5.2002 Opěra „Praha hl.n.“ – armování základového pasu a stěn skříňové opěry



28.5.2002 Opěra „Praha hl.n.“ – vybetonovaný základový pas, bednění stěn opěry



20.8.2002 Opěra „Praha hl.n.“ - svařované nosníky před spuštěním do definit. polohy



30.10.2002 Opěra „Praha hl.n.“ – most 14 dní před otevřením, zatěžovací zkouška

Samozhutnitelný beton a jeho použití na mostě přes Seifertovu ulici

Ing. Milada Mazurová, TBG Metrostav s.r.o

1. Historie, vlastnosti, laboratorní zkoušky

Rozvoj betonových konstrukcí koncem století prošel bouřlivým vývojem. Zatímco před několika desetiletími se věnovala maximální pozornost rozvoji konstrukcí a vyztužování, beton byl klasickým materiálem s poměrně pevně definovanými vlastnostmi, dnes se beton jako materiál rozvíjí velmi rychle. Umožnil to především rozvoj chemického průmyslu.

Vývoj konstrukcí, směřující k hustě vyztuženým průřezům, ukázal, že klasické zpracování betonu pomocí vibrace může být obtížné a zároveň je silně závislé na lidském faktoru. Po odbednění se v řadě případů zjistilo, že beton nepronikl do všech míst a konstrukce byla znehodnocena.

Samozhutnitelný beton, v zahraničí označovaný zkratkou SCC (anglický výraz Self-compacting concrete), byl před téměř dvaceti lety vyvinut v Japonsku. Tam k vývoji samozhutnitelného betonu přispěly problémy s výslednou kvalitou betonové konstrukce. Japonci se snažili se odstranit vliv lidského faktoru na dostatečné zhutnění betonové směsi. Tento vliv byl označen jako prvořadý důvod špatné kvality a nízké produktivity betonáže. Obvyklá kontrola vlastností hotového betonu pomocí separátních vzorků, které lze snadno zhutnit, často nepostihuje skutečný nedostatečně zhutněný beton již uložený in-situ. Nedostatečné zhutnění dokáže zásadně ovlivnit konečné vlastnosti i optimálně navrženého betonu.

První výzkumné práce na samozhutnitelném betonu započaly v Japonsku v roce 1983 prof. Okamura na Kochi University of Technology a v roce 1986 prof. Ozawa na University of Tokio. První praktická aplikace tohoto betonu byla provedena v roce 1988. K prudkému rozvoji samozhutnitelného betonu došlo v roce 1992, kdy se začal používat na běžných stavbách. Informace o vývoji a počátečních aplikacích z Japonska pronikaly do evropských zemí a do Ameriky. V roce 1996 byl ve společnosti RILEM založen výbor, který se zabývá problematikou samozhutnitelného betonu. Mezníkem v jeho činnosti bylo Symposium uspořádané v září 1999 ve Stockholmu, kde byly prezentovány první výsledky, mající charakter souhrnných zpráv z různých oblastí světa. Dnes je v Japonsku samozhutnitelný beton využíván na stavbách mostů (např. kotevní bloky mostu Akashi-Kaikyo s 530 000 a 250 000 m³, při denní ukládce 1900 m³), tunelů, nádrží na vodu i plyn, budov i v prefabrikaci.

Do České republiky přinesl první informace o samozhutnitelném betonu a o jeho použití v roce 1997 na Betonářských dnech prof. Bartos ze skotské university Paisley a experimentálnímu vývoji se věnují na FAST VUT v Brně a na FAST ČVUT v Praze.

Samozhutnitelný beton kombinuje vysokou schopnost pohyblivosti a tečení bez působení vnějších dynamických sil s velkou odolností proti rozměšování a segregaci hrubých složek betonové směsi. Hrubé kamenivo je udržováno stále ve vznosu a viditelně plave na povrchu betonu bez známek odlučování vody. Těchto vlastností je dosaženo použitím speciálních superplastifikačních přísad na bázi polykarboxylátů a vhodným složením kameniva.

Tento beton dokáže bez vibrace a hutnění zaplnit složité tvary bednění a vyplnit všechna místa s hustou armaturou bez vzduchových pórů a bublin. Beton protéká mezi jednotlivými pruty výztuže, aniž by se znatelně změnilo jeho složení. Beton je hutný po celé výšce konstrukce. Povrchové vrstvy těchto betonů jsou homogenní a bez vad, dosahuje se hladkého povrchu i u jemných detailů, hran a zaoblení.

Samozhutnitelný beton lze použít ve výrobních prefabrikátů, čímž se minimalizuje hluk a opotřebení forem vlivem vibrací, také jej lze použít při výrobě monolitických konstrukcí s omezenou možností vibrace (vrtané piloty, podzemní stěny, opěrné zdi), pro hustě vyztužené konstrukce, pro průmyslové podlahy a pod.

V TBG Metrostav s.r.o. jsme s vývojem samozhutnitelného betonu začali v roce 1999. Po zkouškách jednotlivých druhů kameniva, jemných plniv a plastifikátorů jsme odlaďovali vhodné složení betonové směsi s ohledem na požadované vlastnosti betonu. Pro výrobu samozhutnitelných betonů používáme materiály, které splňují požadavky platných norem. Omezili jsme množství a velikost hrubého kameniva, snížili poměr vody a jemných součástí a použili velmi účinný typ plastifikační přísady na bázi polykarboxylátu. Složení samozhutnitelného betonu má příznivý vliv i na některé mechanické vlastnosti. Zrna hrubého kameniva nedoléhají přímo na sebe, mají mezi sebou vrstvu jemných složek, tím při zatěžování nedochází ke koncentracím napětí na hranách zrn. Důsledkem je pak vyšší pevnost betonu. Naopak dochází ke stlačování jemných vrstev, takže moduly pružnosti jsou nižší než u odpovídajícího běžného betonu. Vlivem nízkého vodního součinitele samozhutnitelné betony dosahují vyšších pevností v tlaku a vzhledem k velkému podílu jemných částic, které zaručují hutnou strukturu, jsou vodotěsné.

Reologické vlastnosti samozhutnitelných betonů se značně liší od běžných betonů a pro sledování konzistence nelze použít běžné zkušební metody. Zkoušení čerstvého samozhutnitelného betonu je mimo rozsah jakékoliv normy včetně ČSN EN 206-1. Přesná a výstižná metoda pro jeho zkoušení se v Evropě ještě vyvíjí. Při návrhu směsi se používají různá zkušební zařízení. Běžná kontrola na stavbě se provádí pomocí upravené zkoušky rozlití kužele. Obrácený Abramsův kužel se naplní v jedné vrstvě bez propichování a po jeho zvednutí se zjišťuje rozlití. Obvyklá hodnota pro naše betony je 650-750 mm, ale lze vyrobit i samozhutnitelný beton s rozlitím 550 mm. Na stavbě je zakázáno upravovat konzistenci přidáním vody. Úprava konzistence je možná pouze technologem nebo jím pověřeným pracovníkem, a to pouze přidáním přesně určeného množství přísady. Samozhutnitelné betony jsou velice citlivé na dodatečné přidání vody, které může způsobit dramatickou ztrátu stability betonové směsi.

Z laboratorních metod je v Evropě nejrozšířenější tzv. L-box, kde se měří čas, za který směs proteče z vertikální části do horizontální přes zábrany z výztuže. Jakmile se směs přestane pohybovat, měří se výška sloupce zbylé směsi ve vertikální části a na konci horizontální části. Poměr výšek ukazuje na schopnost směsi protékat mezi jednotlivými pruty výztuže a odolnost proti blokování kameniva. Dalšími obdobnými zařízeními na sledování a vyhodnocování tekutosti, segregace a blokování jsou Orimet a J-ring.

Doba zpracovatelnosti čerstvé samozhutnitelné směsi je minimálně 2 hodiny v závislosti na vnějších klimatických podmínkách. Na základě provedených zkoušek se počátek tuhnutí pohybuje v rozmezí 3 až 12 hodin. Po této době nastává strmý nárůst počátečních pevností. Pevnost po 7 dnech dosahuje obvykle cca 75% výsledné pevnosti v tlaku.

Samozhutnitelný beton je dobře čerpateľný i na velké vzdálenosti. Před zahájením čerpání je potřeba věnovat zvýšenou pozornost přípravě čerpadla. Přes velmi vysokou tekutost čerstvé směsi nesmí být samozhutňující beton použit jako tzv. najížděcí směs. Směs nelze ředit vodou. Přidáním vody do samozhutnitelného betonu dochází k jeho rozmíšení a následné segregaci, která beton znehodnotí a čerpadlo ucpe. Samozhutnitelný beton, který vykazuje „medovitou“ konzistenci by měl být ukládán plynule, aby se předešlo případnému ucpání čerpacího stroje.

Při betonáži se samozhutnitelnými betony jsou kladeny větší nároky na bednění než při betonáži s klasickými betony. Jde především o větší namáhání tlakem od čerstvého betonu, protože čerstvý samozhutnitelný beton v bednění je v průběhu betonáže stále

tekutý a na bednění působí plným hydrostatickým tlakem na celou výšku betonované konstrukce. Skladbu bednění proto doporučujeme konzultovat s jeho dodavatelem. Čerstvý samozhutnitelný beton vykazuje vysokou tekutost a protéká i malými otvory. Problémy způsobují především netěsnosti u obednění čel a různých prostupů. V bednění je dále nutné důsledně zaslepit všechny otvory. Exponovanými místy jsou především nevyužité otvory pro spínací tyče. Dále je nutné zabránit podtékání betonu pod bedněním a zamezit tak jeho vyplavání. Bednění musí být čisté a řádně ošetřené odbedňovacím prostředkem, který musí být kompatibilní s použitou přísadou v betonu. Jako nevhodné se jeví přípravky ředitelné vodou.

2. Použití betonu na mostě přes Seifertovu ulici

Na stavbu mostu bylo uloženo 2728 m³ samozhutnitelného betonu C 30/37 sap 3a. Do základů byl beton čerpán volně a mezi hustou výztuží se roztékal do krajů.

Při betonáži svislých konstrukcí, kdy se provádí betonáž do bednění shora, nesmí samozhutnitelný beton padat z větších výšek, neboť je do něj vnášen vzduch, který se později uvolňuje podél bednění. Toto lze vyloučit ukládáním betonu ode dna pomocí plnicího kusu, kdy je hmotnost betonu přetlačována tlakem čerpadla. Tato metoda byla použita při betonáži opěr mostu, kdy byly po výšce konstrukce použity plnicí kusy firmy Doka a beton se ukládal ve třech vrstvách po cca 1800 mm tak, aby nedošlo k porušení bednění nadměrným zatížením hydrostatickým tlakem. Popsaný způsob zajistil velmi kvalitní uložení betonu. Výztuž nad ukládaným betonem nebyla znečištěna ulpěnými zbytky betonu, což je negativní jev typický pro běžné ukládání betonu do konstrukce ze shora.

Plnicí kus pro betonáž stěn samozhutnitelným betonem se skládá ze dvou uzavíratelných šoupat. První šoupě je přímo součástí těla plnicího elementu a pracovně uzavírá ještě tekutý samozhutnitelný beton v bednění. Druhé šoupě je k plnicímu elementu připevněno rychlospojkou a uzavírá beton v hadici od čerpadla. Hlavní účel druhého šoupěte je zabránění vytékání betonu z čerpacího potrubí při odpojování. Pro dosažení hladkého povrchu betonu v místě čerpání je plnicí element ještě vybaven speciálním pístem, který dotlačí beton nahromaděný u prvního šoupěte do roviny, čímž v místě nasazení plnicího kusu nevzniká na betonované konstrukci žádný nálietek.

Z hlediska TBG Metrostav s.r.o. jako dodavatele betonu bylo nejsložitější zabezpečit požadavek na plynulost dodávek betonu, kdy bylo nutné, aby se beton čerpal bez přestávek, při dopravní situaci ve stále zablokované Praze, kde běžné zácpy ještě zkoplikovaly povodně.

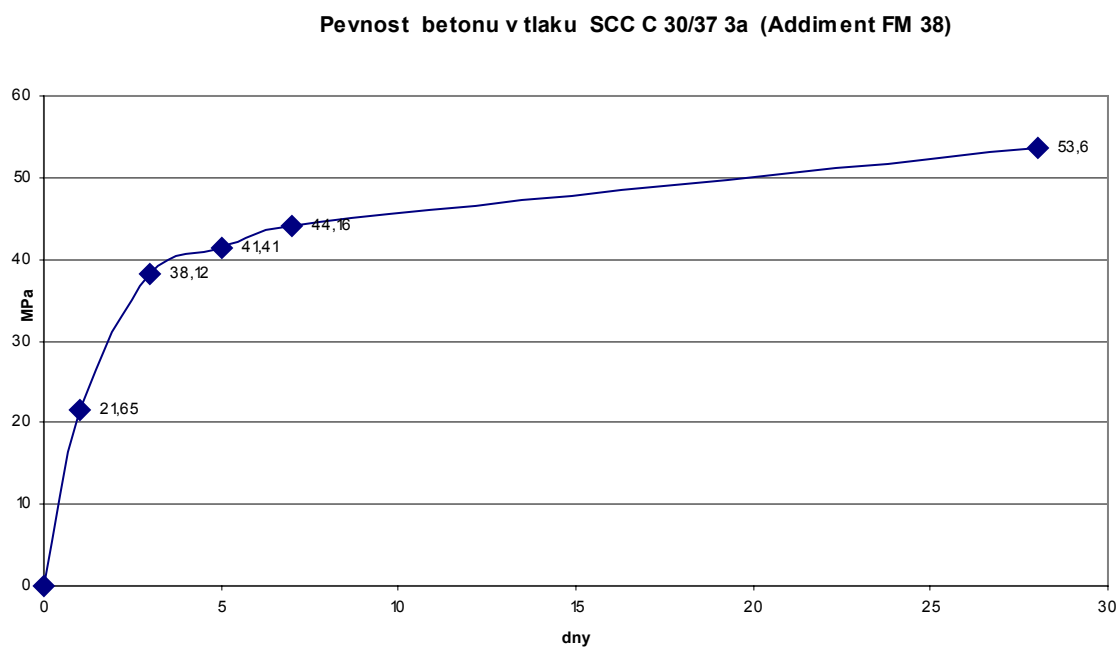
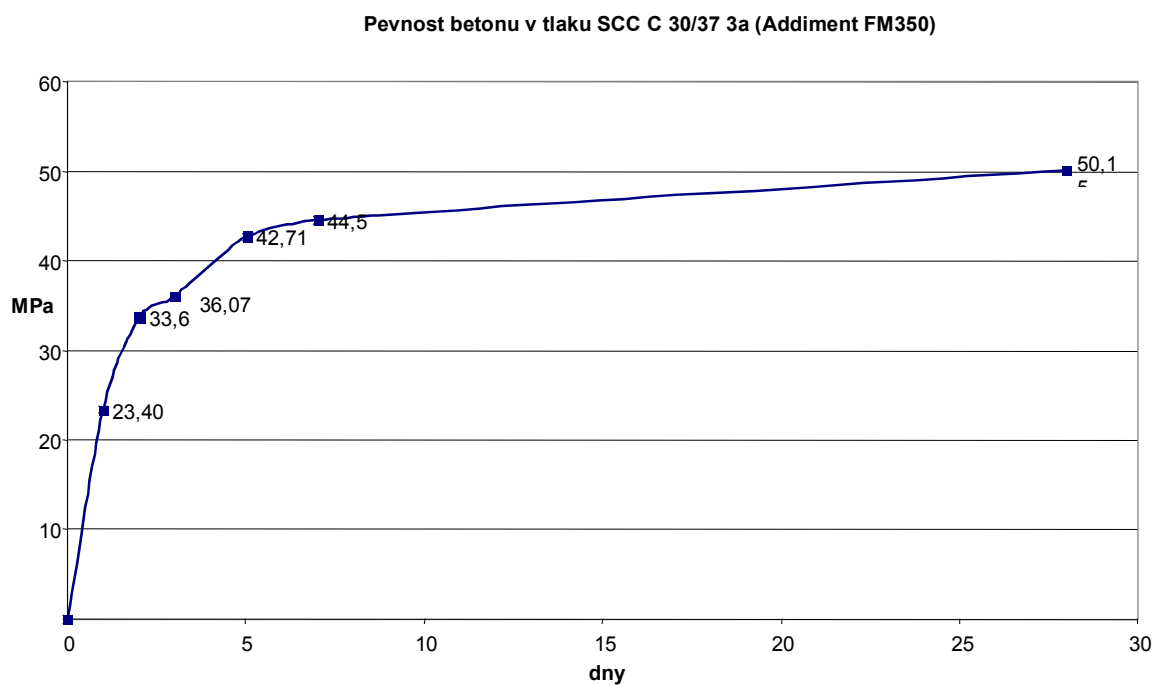
Pro velkoobjemové nebo časově náročné betonáže je nutné nenechávat čerpadlo delší dobu bez dodávky betonu. Z praktických zkušeností je možno doporučit pomalejší čerpání mixu až do přistavení dalšího s čerstvým betonem.

Hlavní pevnostní parametry, které podmiňovaly další postup výstavby byly :

Pevnost v tahu za ohybu a modul pružnosti pro beton C 30/37 sap 3a

Průměrná pevnost v tahu ohybem		
dle ČSN ISO 4013	po 1 dnu	2,65 MPa
	po 2 dnech	4,44 MPa
	po 3 dnech	5,18 MPa
	po 28	8,75 MPa
dnech		
Modul pružnosti ČSN ISO 6784		33,0 GPa

Grafy vývoje pevnosti v tlaku :



Pozn.: Pro betonáže mostu byly využívány dva druhy superplastifikačních přísad s různým počátkem tuhnutí.

Most přes Seifertovu ulici – porovnání výsledků geotechnického průzkumu a skutečnosti na stavbě

RNDr. Petr Vitásek – GeoTec-GS, a.s., Praha

V letech 1992–99 bylo prováděno několik etap geotechnických průzkumů zaměřených zejména na ověření geologické skladby pod stávajícím železničním mostem přes Seifertovu ulici v Praze. Cílem bylo stanovit průběh skalního podloží dostatečně únosného pro opření pilotových základů projektovaných opěr nového mostu. Při hloubení pilotových základů byly předpoklady uvedené v geotechnickém průzkumu porovnány se skutečností na stavbě. Po ukončení všech pilotovacích prací byla konstatována velmi dobrá shoda předpokladů a skutečnosti.

Úvod

V rámci realizace projektu stavby „Modernizace západní části žst. Praha hl. n.“ probíhá výstavba nového přemostění Seifertovy ulice, která kromě toho, že tvoří hranici mezi Prahou 2 a 3, je i významnou dopravní tepnou z oblasti Žižkova do centra Prahy. Původní historické mostní objekty byly postaveny v několika etapách. Podle archivních podkladů byly jednotlivé skupiny postaveny v letech 1871, 1894 a 1905 a následně sanovány v letech 1916 a 1993. S ohledem na nárůst dopravní zátěže Seifertovy ulice, nevyhovujícím průjezdním parametrům jednotlivých mostních konstrukcí a dále nutností řešit západní zhlaví žst. Praha Hlavní nádraží bylo rozhodnuto o výstavbě nového mostního objektu.

Původní přemostění tvořilo 6 ocelových, příhradových, přímopásových, nýtovaných konstrukcí s dolní mostovkou. Ocelové konstrukce budou nahrazeny předpjatou betonovou konstrukcí s kolejovým ložem v rozsahu celého kolejiště. Základ bude tvořit řada velkopřůměrových pilot, na kterých bude přibetonován úložný práh nové opěry.

Zpracovatel přípravné dokumentace a projektu stavby SUDOP PRAHA a.s. původně navrhoval snesení opěry „Hlavní nádraží“ a její novou výstavbu v posunuté poloze o cca 8 m směrem k žst. Hlavní nádraží a rekonstrukci opěry „Vítkov“. S ohledem na různé vlivy a též výsledky stavebnětechnického průzkumu opěry „Vítkov“ bylo rozhodnuto o snesení obou opěr.

Popis území

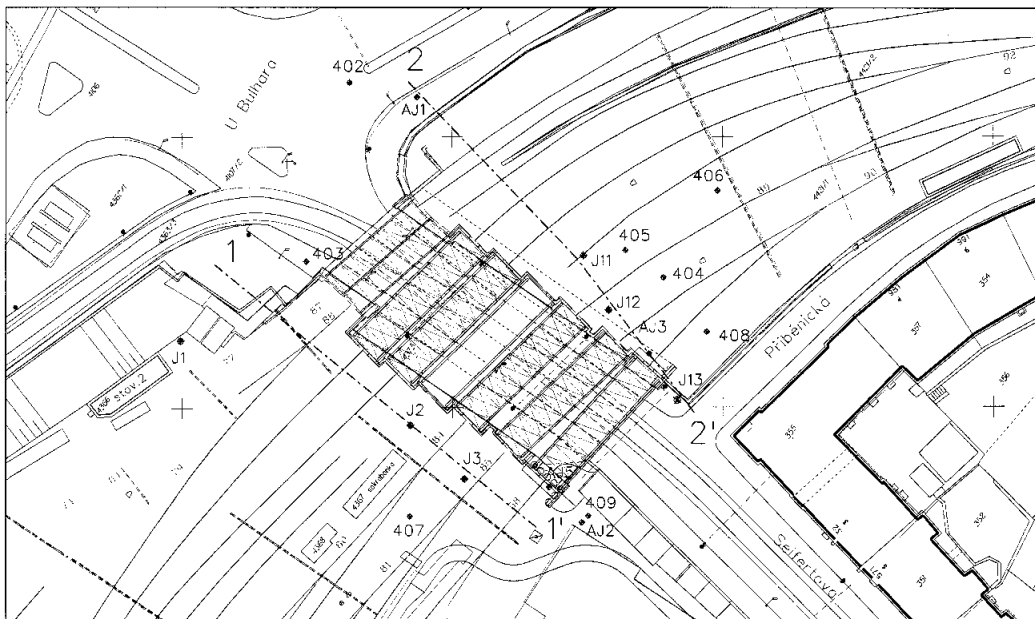
Zájmové území je v celé ploše poznamenáno lidskou činností. Terén v prostoru stávajícího železničního mostu je upraven navážkami do plochého svažitého profilu se směrem spádnice k severozápadu a s nadmořskou výškou, pohybující se na úrovni cca 207 m n.m. u horní partie mostu (u Příběnické ulice) až po úroveň cca 202 m n.m. u spodní partie mostu (křižovatka Bulhar). Prostředkem Seifertovy ulice jezdí tramvaj MHD, která je na obou stranách lemována jedním jízdním pruhem pro automobilovou dopravu. Na obou stranách komunikace je chodník pro pěší.

Průzkumné práce

Průzkumné práce probíhaly v několika etapách v letech 1992 – 1999. Kromě vlastních průzkumných prací byly použity i materiály získané z archivu ČD a dále odborná literatura zabývající se geologickými poměry vnitřní Prahy.

Pro účely vyhodnocení geologických poměrů v oblasti nových opěr bylo použito 8 archivních vrtů a 9 nových jádrových vrtů (GeoTec - GS, a.s.; 1997 – 1999). Vrtly byly hloubeny soupravami WIRTH B0 a UGB 50, technologií rotačního jádrového vrtání s pažením nestabilních stěn vrtů zavrtávací kolonou, ve skalních horninách bylo použito vrtání pomocí diamantové korunky. Počáteční profil vrtání 220 mm, konečný profil 76 mm, výnos 100%.

Pro zachycení průběhu geologických vrstev a zejména povrchu skalního podkladu jsme sestavili 2 geologické profily. Situování vrtů a geologických profilů je patrné z obrázku č. 1.



Obrázek č. 1 – Situace archivních a nově provedených vrtných prací

Geologické poměry

Zkoumané území a jeho širší okolí je budováno paleozoickými horninami stáří ordovik, v podrobnějším členění se jedná o stupeň dobrotiv – souvrství dobrotivské, facie dobrotivských břidlic a facie skaleckých křemenců. Tyto horniny jsou překryty svahovými hlínami a sutěmi nebo náplavy vltavské terasy IVa - maninská, pokud nebyly odstraněny a vyrovnány navážkou.

Hydrogeologické poměry

V prostoru Seifertovy ulice se vyskytuje voda údolní terasy a puklinového zvodnění. Terasové vody jsou tvrdé až velmi tvrdé, lokálně se zvýšenou síranovou, příp. uhličitou novou agresivitou (agresivní CO_2).

Geologická stavba ověřená průzkumnými pracemi

Geologické stavba se v prostoru mostu výrazně mění. V dalším textu uvádíme stručnou geologii území interpretovanou na základě provedených průzkumných prací.

Navážky se vyskytují v celém prostoru staveniště a dosahují mocnosti v rozmezí cca 5,2 – 11,4 m. Charakter navážek je různorodý, lze však konstatovat, že převažují písčité a štěrkovité zeminy.

Fluviální sedimenty jsou zastoupeny zeminami vltavské terasy a byly zastiženy v bezprostředním podloží navážek. Vzhledem k poměrně strmým stupňům povrchu hornin předkvartérního podkladu je mocnost terasových sedimentů v prostoru staveniště značně proměnlivá a kolísá v rozmezí cca 1 – 12 m, přičemž mocnost vzrůstá směrem ke křižovatce Bulhar, a to většinou skokem. Místy se v terasových sedimentech vyskytují vložky svahových (deluviálních) sedimentů, které mají podobný charakter jako terasové štěrky.

Písčité zeminy jsou zastoupeny ulehými hlinitými písky třídy S4/SM, které přecházejí v ulehle písky s jemnozrnnou příměsí třídy S3/S-F. Písčité zeminy jednoznačně

převažují v prostoru opěry „Hlavní nádraží“ a u opěry „Vítkov“ budují svrchní část souvrství.

Štěrkovité zeminy jsou zastoupeny většinou ulehými štěrkami hlinitými (G4/GM) a štěrkami s příměsí jemnozrnné zeminy (G3/G-F). Hrubou frakci tvoří opracované i částečně opracované úlomky břidlic a křemenců velikosti do 80 mm, v množství cca 60% - 80%. Mezerní výplň u štěrků hlinitých tvoří hlína písčitá, pevná. Ojedinele (již mimo předpokládaný prostor budoucí opěry) byly zastiženy i vložky štěrků jílovitých (G5/GC) v polohách do mocnosti cca 0,2 m. Štěrkovité zeminy se vyskytují v bazálních polohách terasy, přičemž v souvislejších a mocnějších polohách byly zastiženy na straně opěry Vítkov, zatímco směrem k opěře Hlavní nádraží tvořily většinou pouze vložky o malé mocnosti v písčitých zeminách.

Předkvartérní podklad

Povrch předkvartérního podkladu je v prostoru staveniště značně nerovný, resp. stupňovitě zvlněný, přičemž svahy stupňů jsou velmi strmé a relativní výškové rozdíly mezi stupni dosahují až cca 11 – 12 m. Výskyt strmých stupňů povrchu hornin předkvartérního podkladu lze na vítkovské straně mostu očekávat v prostoru mezi vrtly J12 a AJ3, kde svah v horninách upadá směrem k SZ a na opačné straně mostu (k žst. Hlavní nádraží) v prostoru mezi vrtly J3, AJ2 a AJ5, kde svah upadá směrem k S (k vrtu AJ5 – viz dokumentace vrtu). Předkvartérní podklad je budován dobrotivskými břidlicemi, které se střídají s polohami skaleckých křemenců, přičemž křemence byly zastiženy většinou v prostoru opěr blíže k hlavnímu nádraží. Ojedinele se v horninách vyskytují vložky žilného křemene. Z geotechnického hlediska lze v horninách vyčlenit následující charakteristické typy hornin.

Břidlice zcela zvětralé (rozložené horniny třídy R6) mají charakter písčité hlíny pevné konzistence, ve které je proměnlivé množství úlomků a střípků břidlice. Úlomky jsou měkké, v ruce se dají rozlomit. Zcela zvětralé břidlice se většinou vyskytovaly při povrchu předkvartérního podkladu, ve vrstvách o mocnosti cca 0,2 – 0,8 m, pouze ve vrtu J3 dosahovala jejich mocnost až 2,2 m. Dále byly zcela zvětralé horniny zastiženy ve vrtu J3 v hloubce 16,5 – 17,4 m, kde tvořily vložku v tvrdých skalních horninách. Jedná se zřejmě o polohu tektonicky porušených břidlic (vrtným nářadím byl vynesena jíl tuhé konzistence s drtí břidlic – konzistence byla ovlivněna vrtným výplachem).

Břidlice silně zvětralé až zvětralé (třídy R4 až R5). Jedná se o středně pevné prachovité horniny poloskalního charakteru, rozpadavé na drť a ploché úlomky velikosti cca 50 mm.

Břidlice navětralé (třídy R3 - R2). Mají charakter skalních hornin, se střední až vysokou pevností. Místy byly prokřemenělé s limonitickými záteky na odlučných plochách.

Křemence zvětralé (třídy R3 – R4). Mají charakter skalních hornin se střední pevností, jsou silně rozpukané, místy až podrcené na ostrohranné úlomky a silně limonitizované.

Křemence navětralé (třída R2). Jsou to horniny s vysokou až extrémně vysokou pevností, silně rozpukané, limonitizované, při vrtání se rozpadaly na úlomky velikosti do 120 mm

Žilný křemen (třída R2) byl zastižen pouze ve vrtu J3, v hloubce 19,0 – 19,2 m pod terénem. Jedná se o tvrdou horninu, při vrtání se rozpadající na úlomky velikosti do 70 mm

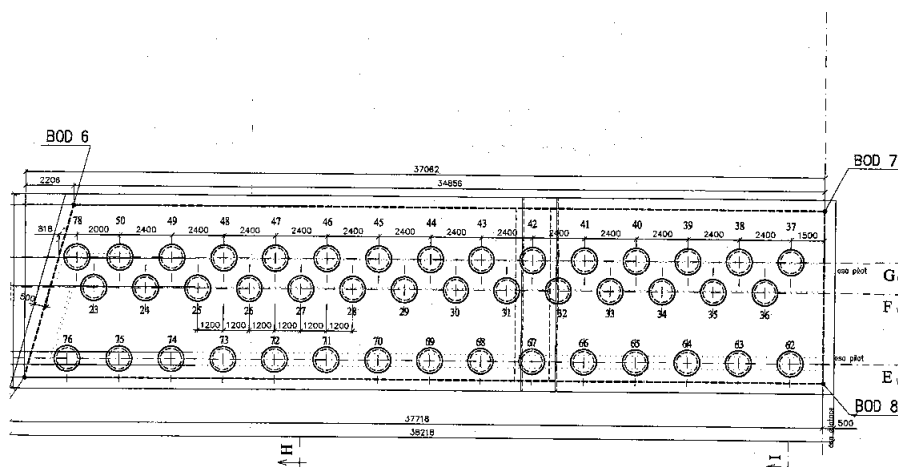
Pilotové založení

Pro založení objektu byly projektem stanoveny piloty o průměru 1200 mm. Při vrtání ve vrstvách nesoudržných zemin byly použity ocelové pažnice. Jako rozhodující kritérium bylo, že piloty musí být vetknuty do vrstvy navětralých břidlic, resp. křemenců, třídy R3 (ČSN 73 1001) v délce 2,0 m. Při zastižení „nevrstvených“ křemenců třídy R2 bylo povoleno vetknutí piloty do hnízda o výšce 0,3 – 0,5 m. Minimální délka piloty byla stanovena v délce 7,0 m. Na základě výsledků geologického průzkumu byly orientačně navrženy délky pilot s tím, že při vrtání pilot je nezbytná trvalá přítomnost geologa na stavbě, který bude průběžně kontrolovat zda již byla dosažena úroveň s požadovanými parametry skalního podloží. Při zastižení skalního podloží s požadovanými parametry bylo hloubení ukončeno a byl proveden zápis do stavebního deníku. Do vyčištěného širokoprofilového vrtu pak byl centricky umístěn armokoš a pilota byla zabetonována.

Kontrolní činnost

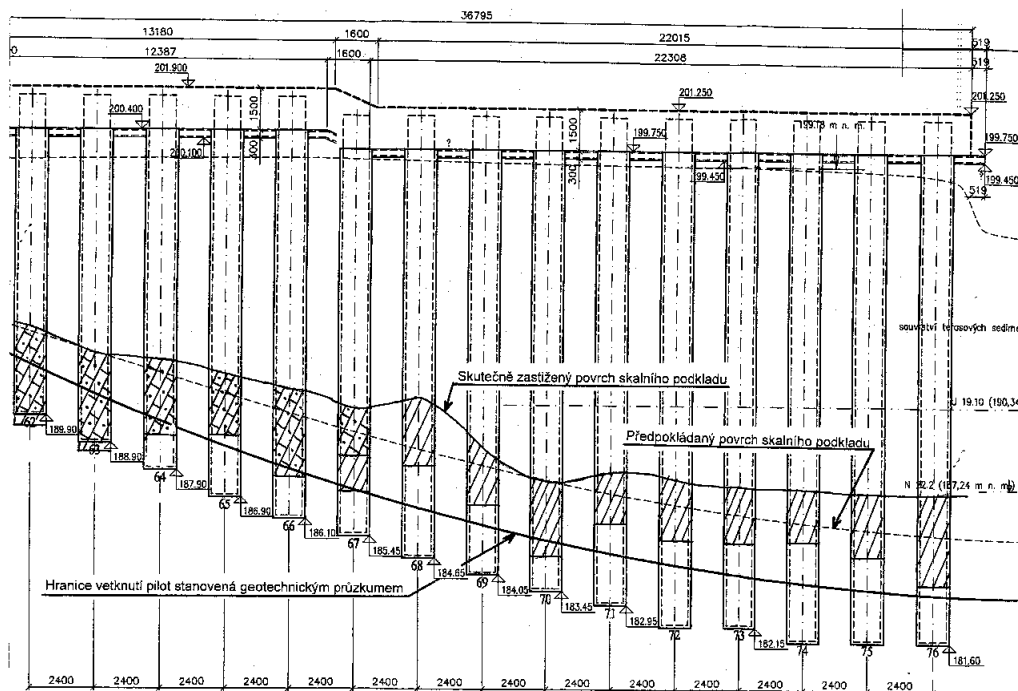
GeoTec - GS, a.s. jako zpracovatel geotechnického průzkumu byl pověřen výkonem geologické služby na stavbě. Práce probíhaly ve dvou etapách :

- Hloubení pilot pro opěru Hlavní nádraží probíhalo ve dnech 6.2. – 25.2.2002. Celkem bylo realizováno 29 pilot ve dvou řadách a 15 tahových pilot v jedné řadě – na obrázku č. 2 je zobrazeno vrtné schéma a na obrázku č. 3 schématický profil předpokládaného a skutečného průběhu skalního podkladu a dále návrhová a skutečná hloubka založení pilot. Z prezentovaného obrázku č. 3 je patrná dobrá shoda předpokládaného únosného podloží a skutečnosti dokumentované na stavbě. U obou dalších profilů byl průběh jednotlivých hranic obdobný jako na níže uvedeném příkladě.



Obrázek č. 2 – vrtné schéma pilot opěry Hlavní nádraží

- Hloubení pilot pro opěru Vítkov probíhalo ve dnech 11.6. – 22.6.2002 Celkem bylo realizováno 23 pilot ve dvou řadách a 13 tahových pilot v jedné řadě. V průběhu dokumentace byla konstatována obdobná shoda předpokladů a skutečnosti na stavbě jako v případě opěry Hlavní nádraží. S ohledem na poskytnutý prostor není možné zde další profily prezentovat.



Obrázek č. 3 – Schématický profil skutečného stavu

Závěr

Cílem tohoto článku bylo dokumentovat, že i přes velmi nepříznivé podmínky pro provádění průzkumných prací

- složitá výluková činnost v kolejišti
- problémy při požadavku na vypnutí trakce v západním zhlaví
- extrémní množství podzemních inženýrských sítí
- nemožnost provádět geofyzikální průzkum pro silné rušivé vlivy, aj.,

je možné při důsledném využitím všech dostupných archivních materiálů interpretovat bodové údaje získané geotechnickým průzkumem s dostatečnou přesností.

Dále je nutné zdůraznit neopominutelnou úlohu geologické služby na stavbě tohoto charakteru. Trvalým dozorem a důkladnou přebírkou je zabezpečeno vyhloubení vrtů do takové úrovně, která svými geotechnickými parametry odpovídá předpokladům projektu.

Na závěrem uvádíme několik ilustračních fotografií z průběhu kontrolní činnosti firmy GeoTec - GS, a.s. na stavbě železničního mostu přes Seifertovu ulici v Praze.



Opěra Hlavní nádraží



Opěra Vítkov



Pohled směrem od Seifertovy ulice – 10/1998



Pohled směrem od Bulhara – 11/2002

Provádění systémů vodotěsných izolací železničních mostů - aplikace na podchodech pro cestující

Ing. Blanka Karbanová ČD DDC O 13, Ing. Miroslav Teichman ČD TÚDC

Stavební stav nově budovaných nebo rekonstruovaných podchodů pro cestující bývá poslední dobou jedním z často diskutovaných problémů. Na základě opakujících se připomínek bylo rozhodnuto o vypracování studie, v níž by byl proveden rozbor nejčastějších poruch a závad. Proto byla zpracována studie s názvem „Analýza poruch a závad ve stávajících podchodech - doporučení pro navrhování a realizaci“. V současné době jsou zapracovávány připomínky a bude v nejbližším období dokončena.

Výsledný stav podchodů je záležitostí všech zúčastněných na realizaci těchto stavebních objektů (tzn. zhotovitele projektové dokumentace, zhotovitele stavebního objektu, systému vodotěsné izolace, technického dozoru investora i budoucího správce). Rozhodli jsme se proto v tomto příspěvku informovat o této studii, která popisuje stav podchodů vybudovaných během posledních 10 let se zaměřením na problematiku aplikace systémů vodotěsných izolací.

1. Úvod

Součástí významných investičních akcí (především stavby koridorů), které byly a v současné době jsou realizovány, jsou často rekonstrukce či výstavby nových podchodů pro cestující ve stanicích. Podchody zabezpečují příchod cestujících k vlakům, proto je velmi důležitý jejich stavební stav. Ten by v žádném případě neměl ohrožovat a ani omezovat cestující veřejnost.

V průběhu posledních let se vyskytovaly stížnosti jednotlivých správců na špatný stavební stav nově vybudovaných a rekonstruovaných podchodů. Nejčastějším problémem je zatékání vody. Odbor stavební DDC, oddělení mostů a tunelů proto iniciovalo záměr prošetřit pokud možno objektivně stav podchodů (v rámci daných možností). Zpracování studie bylo zadáno Technické ústředně dopravní cesty Praha.

2. Předmět studie

Úkolem studie bylo zmapování mostních objektů – podchodů, které byly vybudovány v posledních deseti letech (tzn. novostavby, rekonstrukce a sanace). Z podkladů mostního evidenčního systému (MES) a informací ze Správ mostů a tunelů (SMT) jednotlivých Správ dopravních cest (SDC), především od správců objektů, byly vytipovány podchody. Následně byly podrobně prohlédnuty a posléze roztříděny podle závažnosti (typu) závad. U podchodů, které vykazovaly nejvážnější poruchy, byly prostudovány dostupné podklady pro přípravu a realizaci příslušného objektu (přípravná dokumentace, projekt stavby, technologický předpis, dokumentace skutečného provedení, stavební deník systémů vodotěsných izolací, stavební deník objektu, atd.).

Podklady z MES a materiály předložené příslušnými SMT byly prostudovány a zhodnoceny. Ke sledování ve studii bylo nakonec vybráno celkem 70 podchodů. Většina stavebních objektů se nachází na koridorových tratích (viz. tabulka č. 1). V tabulce je sestaven přehled sledovaných podchodů podle jednotlivých SDC – SMT (uspořádáno podle abecedního pořadí).

Tabulka č. 1 – Přehled sledovaných podchodů podle SMT

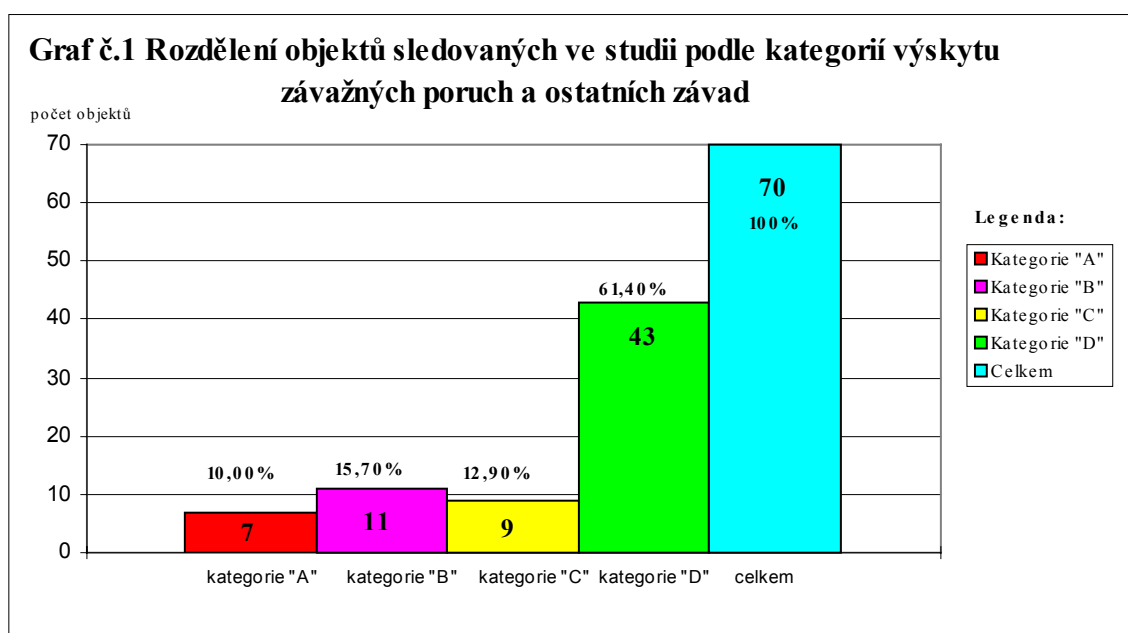
SDC - SMT	počet podchodů		
	koridor	ostatní	celkem
Brno	16	0	16
České Budějovice	0	2	2
Liberec	0	1	1
Olomouc	4	0	4
Ostrava	3	2	5
Pardubice	9	0	9
Plzeň	0	1	1
Praha	6	7	13
Ústí nad Labem	11	0	11
Zlín	8	0	8
síť ČD	57	13	70

3. Rozdělení podchodů podle závad

Pro lepší orientaci v takovém množství podchodů rozdělil autor studie podchody podle závažnosti závad na 4 kategorie:

- „A“ - zařazeny objekty vykazující závažné poruchy (zatékání vody do podchodu). Tyto objekty jsou v současné době v reklamačním řízení.
- „B“ - zařazeny objekty vykazující známky poruch závažného charakteru (vlhká místa, místní výskyt vody). Nelze jednoznačně určit, zda výskyt vlhkosti a přítomnost vody v objektu má příčinu ve vadě vodotěsné izolace. Závažné poruchy se mohou objevit (potvrdit) později.
- „C“ - zařazeny objekty s jinými závadami (např. vadná elektrická instalace, apod.), které však nesouvisí se zatékáním vody do podchodu.
- „D“ - zařazeny objekty bez závažných poruch a ostatních závad.

Graf č. 1 Rozdělení podchodů podle závad



Ve studii je sestaven z dostupných podkladů přehled všech 70 objektů, v něm jsou vypsána jednak identifikační data (např. evidenční km, název objektu, atd.), dále obsahuje některé ze základních údajů (např. hydrogeologické poměry staveniště, zařazení podchodu podle výskytu závažných poruch a ostatních závad, zhotovitel projektové dokumentace, zhotovitel stavebního objektu, zhotovitel systému vodotěsné izolace, typ vodotěsné vrstvy, atd.) - viz tabulka č. 2.

Všem podchodům zařazeným do kategorie „A“ je věnována samostatná část, v níž jsou podrobněji popsány všechny zjištěné závažné poruchy a jejich pravděpodobné příčiny. Dále je u některých popsán navržený (případně realizovaný) způsob sanace těchto závad.

Tabulka č. 2 – ukázka přehledu sledovaných podchodů

č. objektu, ev. km, název, charakter objektu a nosné konstrukce, datum výstavby, hydrogeologické poměry staveniště						
1. Kategorie podchodu podle výskytu závažných poruch a ostatních závad	2. Zjištěné závažné poruchy a ostatní závady	3. Pravděpodobné příčiny závažných poruch a ostatních závad	4. Projektant firma a jméno	5. Zhotovitel objektu	6. Zhotovitel systému vodotěsné izolace	7. Použitý typ vodotěsné vrstvy
č. 31 km 292,181 - podchod pod kolejištěm v žst. Moravany, novostavba ŽB monolitického rámu z roku 2000, zbudován pod hladinou spodní vody						
A	průsaky vody do podchodu	vada vodotěsné izolace	SUDOP PRAHA a.s. Ing. Halgaš	DS HOLDING a.s. středisko Litomyšl	FIRESTA - Fišer a.s. Brno	AIP Teranap 431 TP
č. 35 km 303,388 - podchod na nástupiště v žst. Pardubice - Pardubičky, sanace ŽB monolitické prosté desky (mostovky) z roku 2001, obnova vodotěsné izolace na desce						
B	průsaky a výluhy ve spárách obložení stěn podchodu	neřešená vodotěsná izolace spodní stavby	MCO Olomouc a.s. Ing. Švidmoch	ŽS Brno a.s. divize MOSAN	ŽS Brno a.s. divize MOSAN	AIP Paralon Ponts

Ze shromážděných údajů vyplynulo, že poruchy systémů vodotěsných izolací podchodů velice těsně souvisí s výškou hladiny spodní vody. Proto je tedy velice důležité brát zřetel na tuto skutečnost nejen při navrhování, aplikaci vodotěsné izolace podchodů, ale také při následných pracích. Ze 70 podchodů, kterými se studie zabývala, bylo založeno 38 objektů pod hladinou spodní vody.

Tabulka č. 3 – Statistika objektů založených pod hladinou spodní vody

Počet podchodů	kategorie "A"	kategorie "B"	kategorie "A" + "B"
38	7	9	17

4. Typické závady na podchodech

Na sledovaných podchodech se vyskytovalo několik typů závad. Většina z nich byla zapříčiněna průsakem vody. U několika podchodů byl zjištěn průsak vody podlahou, pracovními spárami, dilatačními spárami nebo v jejich těsné blízkosti. Závady na elektroinstalaci nebyly způsobeny přímo vodou, ale měly nezanedbatelný význam na funkčnost celého podchodu. V několika případech je u podchodů závada na přístřešku. Pravděpodobnou příčinou porušení vodotěsné izolace může být např. nedokonale připravená podkladní konstrukce pro aplikaci vodotěsné vrstvy, proražení vodotěsné vrstvy při vkládání armatury či jejím sváření, nesprávné provedení ochranné vrstvy atd.

Mnoho závad vzniklo technologickou nekázní na stavbě, tedy nerespektováním technologických postupů. Některé chyby při realizaci nemusely nastat, protože zhotovitel projektové dokumentace při zpracování projektové dokumentace neřešil v dostatečném rozsahu projekt vodotěsných izolací. Podíl na poruchách lze přičíst také výkonu stavebního dozoru, často totiž nebyly dokladovány ve stavebním deníku přejímky jednotlivých vrstev systému vodotěsné izolace, kontrolována neporušenost vodotěsné vrstvy po provedení armovacích prací atd. Na některých koridorových stavbách totiž není zabezpečen dostatečný počet kvalifikovaných stavebních dozorů. Velmi důležitým bodem jsou také termíny výstavby, protože se vyskytují velmi časté případy, kdy jsou vodotěsné izolace aplikovány bez ohledu na klimatické podmínky. Pokud se sejdou některé z výše jmenovaných faktorů (stačí mnohdy jen jeden jediný), nemůže fungovat výsledné dílo v požadované kvalitě po dobu své životnosti.

5. Návrh opatření

V závěru studie bude rozpracován návrh opatření, který by měl řešit současný stav podchodů, ale také vymezit oblasti, které je nutné nadále sledovat, aby k poruchám podchodů nedocházelo. Návrh opatření je rozdělen na dvě části, první na řešení stávajícího stavu, druhá na opatření k zamezení vzniku závad na podchodech (nově budovaných).

5.1 Náprava stávajícího stavu

Stávající závady je nutno v první řadě důkladně zmapovat, následně pak uplatnit reklamaci u zhotovitele. Po té je nutné sanovat stávající závady vhodným způsobem, který by zaručil, aby byl splněn původní záměr stavby - podchod plně funkční s dostatečnou životností a s minimálními požadavky na údržbu. Při opravách podchodů je nutné si uvědomit, že voda v mnoha případech prosakuje tam, kde má nejmenší odpor. Sanování pouze oblasti v současné době vlhkých míst nepovede pravděpodobně k úspěšnému vyřešení všech problémů, vždy je nutné odstranit příčinu pronikající vody do podchodu. Při návrhu technologií sanací závad na podchodech je nutné brát zřetel na požadavek minimálního omezení provozu a cestující veřejnosti.

5.2 Opatření na zamezení vzniku závad na podchodech

Opatření k zamezení vzniku závad lze rozdělit do čtyř základních fází - příprava, projekt, realizace, správa.

- I. fáze - záměr a předprojektová příprava

V této fázi je nutno mít představu o budoucím díle, respektive představu, jak dílo řešit technicky. Na základě této rozvahy je nutné zajistit finanční prostředky, které by měly být co nejefektivněji využity. V předprojektové přípravě je nutno zajistit takový inženýrsko geologický průzkum, který by byl dostatečným podkladem pro projektovou dokumentaci, aby v dalších stupních nevznikly zásadní změny v koncepci stavebního objektu. V této fázi je nutné určit, které předpisy a normy musí být respektovány v dalším stupni projektové dokumentace. Tyto normy a předpisy musí dostatečně specifikovat požadavky ČD nejen na technická řešení, ale i na ucelenost projektové dokumentace.

- II. fáze - projekt objektu

Zhotovitel projektové dokumentace musí řešit stavební objekt v celé jeho šíři, tzn. komplexně se zabývat nejen návrhem nosné konstrukce a jejím posouzením, technologií provádění, ale také detaily. Především promyšlené řešení detailů má zásadní význam na budoucí funkčnost celého objektu. V této fázi je nutné, aby byl projekt vypracován v souladu s Obecnými technickými podmínkami Českých drah, s. o. pro dokumentaci železničních mostních objektů. Tento dokument TNP Českých drah

určuje obsah a rozsah jednotlivých stupňů projektové dokumentace. Při vypracovávání projektové dokumentace je proto třeba řešit nejen návrh systému vodotěsné izolace objektu, ale také s tím související rozdělení podchodů na dilatační celky s ohledem na vodotěsnou izolaci. Dilatační spáry je nutné umístit mimo tvarově komplikované části stavebního objektu, je třeba navrhnout správné ošetření pracovních spár, řešení odvodnění konstrukce (trvalé odvodnění za rubem, odvodnění vnitřních částí podchodu), vhodný zásyp konstrukce, atd.

- III. fáze - realizace objektu

Rozhodující vliv na výsledné dílo mají jednotliví zhotovitelé. Aplikační firma zpracovává konkrétní technologický předpis pro provádění vodotěsných izolací. V technologickém přepisu je nutné navrhnout řešení všech detailů, které se vyskytují v projektové dokumentaci, tedy ty detaily, které bude firma na stavebním objektu muset řešit. Kompletní a kvalitně zpracovaný technologický předpis je prvním předpokladem úspěšné provedené izolace. Dalším nutným předpokladem kvalitního díla je jeho plnění.

Technologický předpis schvaluje stavební dozor, současně potvrzuje jeho plnění ve stavebním deníku. Po dobu realizace stavebního objektu je jeho funkce nezastupitelná. Proto je třeba zajistit na stavbách koridorů optimální počet stavebních dozorů, aby byly pečlivě kontrolovány a přebírány jednotlivé fáze. Pro výsledné dílo není rozhodující jenom kvalitně zhotovená vodotěsná izolace, ale také podkladní betonová konstrukce pro vodotěsnou vrstvu, která odpovídá normovým požadavkům, zajištění odpovídající ochranné vrstvy izolace, opatření proti porušení systému vodotěsné izolace následnými pracemi (zásyp, doprava na stavbě, apod.).

- IV. fáze - konečná správa objektu

Pokud se při přebírání objektu do správy příslušné Správy mostů a tunelů vyskytnou na stavebním objektu závady, musí na ně správce upozornit a vyžadovat jejich neodkladné odstranění. Během záruční doby je třeba průběžně sledovat stav objektu a reklamovat případné závady.

6. Závěr

Stavební objekty mapované studií vykazují mnoho závad. V kategorii „A“ a „B“ je zařazeno 18 podchodů z celkového počtu sedmdesáti sledovaných podchodů, což činí 25,7 %. Z této statistiky plyne, že prakticky každý čtvrtý podchod vykazuje závažné poruchy či známky poruch závažného charakteru.

Budeme-li posuzovat podchody založené pod hladinou spodní vody, bude údaj o závadných podchodech ještě nepříznivější (viz tab. č. 3). Skoro každý druhý podchod (44,7 %) vykazuje poruchu závažného charakteru nebo některé příznaky porušené izolace. Tento stav je alarmující.

Zjištěné závady mají nejčastěji jednoho jmenovatele, tím je technologická nekázeň. Cílem studie nebylo však pouze upozorňovat na nedostatky, ale navrhnout taková opatření, která by měla v budoucnu zabránit vzniku závad.

Literatura: Studie „Analýza poruch a závad ve stávajících podchodech - doporučení pro navrhování a realizaci“ - Ing. Pavel Matyáš, TÚDC Praha

příloha: obrázky podchodů se závadami



obrázek č.1 podchod v Hodoníně (TÚ: 2401, km:104,259)



obrázek č. 2 podchod v Poděbradech (TÚ:1191, km:315,082)



obrázek č. 3 podchod v Modřicích (TÚ:2001, km:94,153)



obrázek č. 4 podchod v Podivíně (TÚ:2001, km:94,153)

Rekonstrukce mostu v km 57,745 trati Olomouc - Opava

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

1. Identifikační údaje stavby

Stavba: ČD DDC, Rekonstrukce mostu v km 57,745 Valšov - Bruntál
Objekt: stavba není dělena na samostatné objekty
Objednatel: České dráhy s.o., DDC, Správa dopravní cesty Ostrava
Správce objektu: České dráhy s.o., DDC, SDC Ostrava, SMT
TDI: Ing. Miloslav Schneider, přednosta SMT SDC Ostrava
Projekt stavby: SUDOP Brno spol. s r.o., Kounicova 26, Brno
Stavbu provádí: FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s., Mlýnská 68, Brno
Podzhotovitel: GEOING s.r.o., Jihlava
Katastrální území: 613 304 Moravský Kočov
Obec: Moravskoslezský Kočov
Okres: Bruntál
Trať: Olomouc - Krnov
Mezistaniční úsek: Valšov - Bruntál
Staničení: evidenční km 57,745

2. Účel stavby

Předmětem stavby je odstranění havarijního stavu mostu.

3. Rozsah navrhovaných stavebních opatření

Stávající klenbová konstrukce mostu byla jak z hlediska stavebně technického, tak i z hlediska prostorového uspořádání mostního otvoru nevyhovující. Na základě vyhodnocení poruch mostu a jejich dalšího rozvoje bylo rozhodnuto nahradit stávající konstrukci z kamenného zdiva novou železobetonovou klenbovou konstrukcí v profilu vyhovujícím prostorovým požadavkům na převedení jednopruhové obslužné komunikace.

Navržený profil nové nosné konstrukce vychází z technologických možností provést stavbu pomocí tunelářské metody ražení otvoru při minimálním omezení železničního provozu a bez použití mostního provizoria.

4. Prostor výstavby - územní podmínky

Most je situován ve vysokém železničním náspu jednokolejné železniční trati. Převáděná místní komunikace spojuje část obce Moravskoslezský Kočov se silnicí I. třídy Valšov - Bruntál. Komunikace je velmi slabě zatížená, využívána místními obyvateli a pravidelnou autobusovou linkou ČSAD. Terén v okolí mostu je mírně zvlněný a porostlý stromy. V souběhu s místní komunikací na olomoucké straně mostu vede vodoteč Kočovský potok.

5. Geologické a geotechnické podmínky

Geologický profil vedený stávajícím mostním profilem byl stanoven na základě dvou vrtů hloubky 4,0 a 5,5 m. Skladba zemního tělesa nad objektem byla ověřena dvěma kopanými sondami, provedenými u levého čela mostního objektu.

Dle provedeného průzkumu je objekt založený na jílovitých hlínách písčitých až štěrkových s kameny, tuhé konzistence na podkladu drob. Navrtná podzemní voda v úrovni 2,0 m pod vozovkou, ustálená v hloubce 1,2 m. U hladiny spodní vody lze předpokládat její vazbu na hladinu v souběžném Kočovském potoce.

6. Stávající stav objektu (obr. 1,2)

Klenutý most převádějící jednokolejnou železniční trať přes místní komunikaci. Nosná konstrukce mostu polokruhová kamenná klenba o světlé šířce 4,5 m, volné výšce pod vrcholem klenby 3,5 m a délce opěr 21,73 m, součet výšky přesypávky a tloušťky kolejového lože 7,77 m. Křížení mostu kolmé. Trať nad mostním objektem v pravém směrovém oblouku o poloměru $R = 283$ m, převýšení koleje 119 mm. Svršek S 49 na betonových pražcích. Niveleta koleje stoupá cca 11 ‰. Násypové těleso v místě objektu výšky cca 12 m se sklonem svahů až 1:1. Svahy nad římsami objektu jsou místně zpevněny kamennými rovnaninami.

Konstrukce mostu byly celkově ve špatném stavu. V kamenné klenbě byly trhliny, přecházející z klenby až do opěr, čelní zdivo bylo uvolněno a posunuto. Ve zdivu klenby byly uvolněné a vysunuté kameny, spárování zdiva je v rozsahu cca 50% poškozeno, konstrukcemi prosakuje voda. Křídla byly porostlé travinami a mechem.



obr. 1



obr. 2

7. Navržené řešení (nový stav) – použité technologie

7.1 Celková koncepce řešení

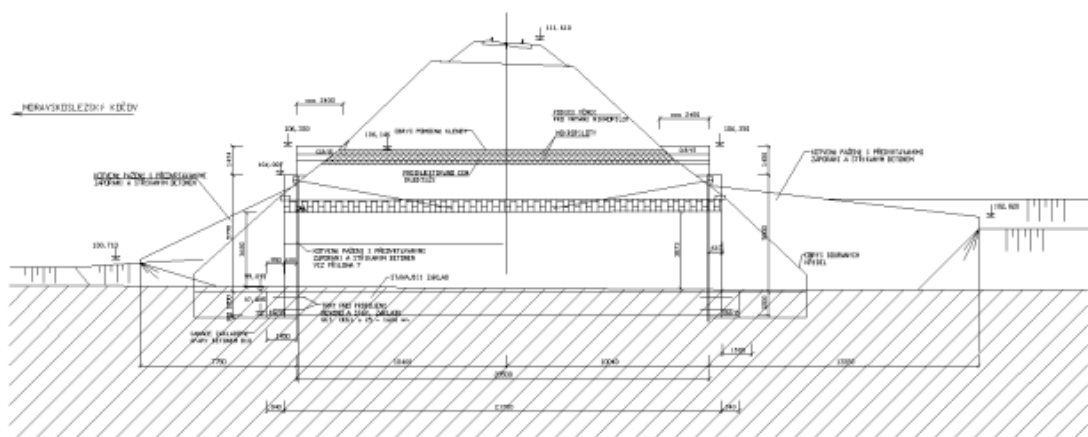
Návrh technického řešení rekonstrukce objektu uvažoval výstavbu nové železobetonové klenby v ose stávajícího mostního objektu. Nová klenba byla provedena za pomoci „tunelářských metod“ ražením nového otvoru pod ochrannou pomocnou klenbu, vytvořené po obvodě nové nosné konstrukce proinjektovanou vrstvou horniny, vyztuženou vodorovnými mikropilotami a vyztuženou vrstvou stříkaného betonu jako podkladu pro izolaci rubu nosné konstrukce. Ukončení nové konstrukce monolitickými šikmými svahovými křídly, navazující na železobetonové čelo klenby, které bylo vybetonováno jako součást nosné konstrukce.

7.2 Prostorové uspořádání a návrhové parametry

Most je situován v km 57,745 širé trati v mezistaničním úseku Valšov - Bruntál. Kolej v místě propustku je v pravém směrovém oblouku o poloměru 283 m s převýšením 119 mm. Niveleta stoupá 7,9 ‰. Návrhová rychlost 60 km/h. Požadovaný MPP 2,5R se není na objektu šířkově omezen. Součet výšky přesypávky a kolejového lože 6,0. Min. tloušťka kolejového lože 0,57 m. Zatížení zatěžovací vlak ČSD T.

Prostorové uspořádání mostního otvoru je provedeno pro jednopruhou místní komunikaci. Šířka průjezdného průřezu 3,5 m, výška 4,5 m s rezervou 150 mm pro výškovou

NOVÝ STAV - PŘÍČNÝ ŘEZ M 1:100
ČÍSLO 3068 KRYTO



7.3 Popis konstrukcí – rozčleněných dle jednotlivých etap provádění

Sanace základů:

Zajištění stability železničního tělesa

V rámci stavby bylo proto provedeno zajištění stability svahu záporovým pažením s předvrtávanými kotvenými ocelovými záporami. Zápor i zemní kotvy bylo prováděno do vrtů profilu $\varnothing 133$ mm. Pažení bylo provedeno za rubem krajních částí říms a podél šikmých svahových křídel. Zápor jsou navrženy z ocelových trubek profilu $\varnothing 89/10$, zabetonovaných do vrtů profilu $\varnothing 133$ mm. Zajištění stability svahu bylo provedeno kotvením zápor prostřednictvím vodorovných převázek z oceli U 140 a předpínaných kotech profilu 2x Lp $\varnothing 15,5$. Délka kotev 5,0 m, délka proinjektovaného kořene 3,0 m.

Výkopy a základy:

Výkopy v čelech mostu byly provedeny pod ochrannou stávajícího záporového pažení. Výkop byl v zapaženém prostoru postupně odebrán a pažení bylo zajištěno dalšími řadami zemních kotev a doplněno zajištěním stěny výkopu stříkaným betonem. Součástí výkopů jam byla i demolice stávajících svahových křídel.

Stávající základy klenby mostů se v čelech očistil otryskáním tlakovou vodou. Do takto upravených čel základů se osadily ocelové trny a provedlo se dobetonování nových základů pro rozšiřující konstrukce.

Pomocná čela:

Stávající čelní zdi byly odbourány a nahrazeny novými betonovými čely. vybetonovanými na rubech stávající klenby a ve svahu nad klenbou. Nová čela sloužila i jako vodítka pro vrtání vodorovných ztužujících mikropilot pomocné klenby. Pro bednění čel bylo použito bednění typu ALPI MECCANO.

Ochranná klenba (obr. 3,4):

Ochranná klenba byla vytvořena proinjektováním a vyztužením pomocí vodorovných mikropilot. Z pracovní plošiny byly vyhloubeny (strojem Klemm KR 806) vodorovné vrty $\varnothing 133$ skrz stávající čela mostní konstrukce, konstrukce pomocného portálu a skrz podkladní věnec z prostého betonu o tloušťce cca 500 mm zde se jedná o horní část provizorní klenby, která přesahuje stávající konstrukci. Vrty byly prováděny ve dvou pilotovacích úrovních, osová vzdálenost vodorovných vrtů (vertikální i horizontální) byla 500 mm. Do vyhloubených vodorovných vrtů naplněných cementovou zálivkou (c:v=2:1) byly osazeny výstroje vrtů a to ocelová roura $\varnothing 89/10$ mm resp. perforovaná PVC trubka $\varnothing 32/3,6$ mm. Pro mikropiloty ocelové trubkové byla výstroj tvořena ocelovými bezešvými trubkami $\varnothing 70/12,5$ mm. Celková délka každého vrtu je 21 m. Celkem bylo realizováno 69 ks vrtů. Po zavadnutí zálivky (min. 1 den) byla provedena vysokotlaká injektáž cementovou injektážní směsí (c:v=2:1) a následně se vyčistila vodním výplachem pro realizaci reinjektáže shodnou směsí nejdříve však po 16 hodinách od předešlé injektáže. V celé délce vrtů byla prováděna reinjektáž pro dosažení požadovaného tlaku.



obr. 3



obr. 4

III. Etapa - Rekonstrukce klenby mostu

Ražení nového mostního otvoru, zajištění výrubu (obr. 5,6,7,8):

Provádění stavby je navrženo při zachování železničního provozu proražením rozšířeného otvoru pod ochrannou pomocnou klenbu, vytvořené proinjektovanou zeminou vyztuženou vodorovnými mikropilotami. Ražení nového otvoru probíhalo po záběrech délky max. 1,5 m. Rozměry profilů byly následující:

Stávající světlý profil:	13,5m ²	Průřez (rozměry):	klasická klenba
Ražený rozšířený profil:	35,0m ²	Průřez (rozměry):	podkova
Směr:	přímý	Úklon:	+ 0,50%
Tvrdość (stupeň ražnosti) horniny:	II		



obr. 5



obr. 6

Výlom v záběru se očistil a bezprostředně zajistil vrstvou stříkaného betonu, byla osazena příhradová oblouková výztuž svařovaná z betonářské oceli (typ ASTA) a dokončeno pažení stříkaným betonem.

Druh a typ výztuže - dočasné: důlní ocelová výztuž ANKRA GT 78/18/25 zastříkaná betonem

Druh a typ výztuže - definitivní: monolitický beton C-/28 vyztužen KARI sítěmi

Vzájemná vzdálenost výztuže - dočasné: 0,33 m (3 ks oblouků GT na 1bm)

Vzájemná vzdálenost výztuže - definitivní: betonáž po úsecích 4,5-6 bm

Nejvyšší vzdálenost výztuže od čelby – dočasné: 1,5 m

Pro vlastní realizaci stříkaného betonu B 20 byl použit stroj SSB 24, který má možnost regulace výkonu změnou převodu na 4,0, 5,5 a 7,0 m³ hotové betonové směsi za hodinu.

Povrch stávajícího suchého podkladu byl před nástřikem v předstihu dvou hodin zvlhčen. Zbylá voda v prohlubních povrchu se musela před nástřikem odstranit. Vzhled správně provlhčeného povrchu byl matně vlhký (bez lesku).



obr. 7



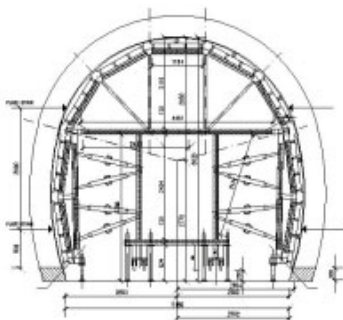
obr. 8

Uložení nové konstrukce je navrženo na stávající základy mostu, zpevněné injektáží. Horní částečně odbouraná část základů byla ukončena nadbetonováním. Prostor mezi základy byl rozepřen betonovou deskou tloušťky 450 mm, zřízenou na základové spáře sanované vrstvou hubeného betonu. Uložení svahových křídel na pasech z betonu C12/15.

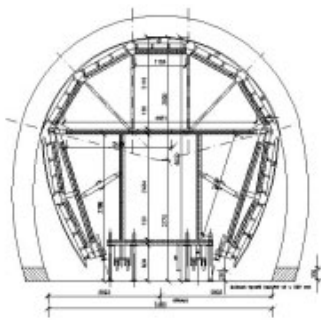
Železobetonová klenba (obr.9,10):

Novou nosnou konstrukci tvoří železobetonová klenba provedená formou tunelové obezdívky (betonovaná betonem čerpaným do prostoru mezi bedněním a pažením výlomu, které bylo opatřeno izolací). Prostorově profil klenby tvoří složený kruhový oblouk o poloměrech vnitřního líce ve vrcholu 2,85 m, ve stěnách a patě o poloměru 5,8 m. Beton klenby C-/28, S.a.p 3b. Výztuž klenby svařovaná síť z oceli 10 425 (ØV) u obou povrchů.

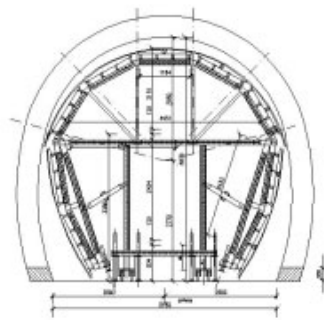
Pro bednění klenby bylo použito bednění typu ALPI MECCANO. Navržená skruž je řešena jako posuvná, tedy je zajištěn pojezd, přes klouby sklopení boků bednění a ponížení o cca 20 cm tímto je řešeno i bezproblémové odbednění. Při návrhu bylo nutno uvažovat s extrémním zatížením na bednění protože betonová směs, která je do bednění natlačena plnicími otvory zůstává oproti normální betonové směsi tekutá 2 až 3 hodiny. Samotné plnění probíhá velice rychle, není třeba hutnit. Délka maximálního možného záběru je 6 m.



Fáze pro betonáž pasu



1. Fáze odbednění



2. Fáze odbednění spuštění na pojezd a přemístění

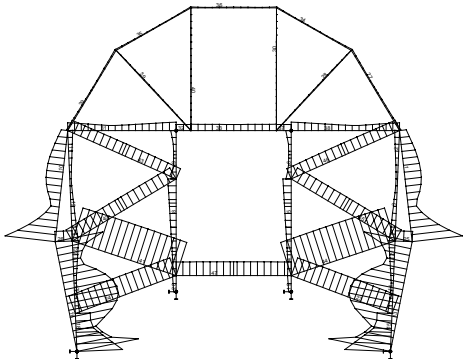


Diagram vnitřních sil rámu bednění (zatížení samozhutnitelným betonem)



Prostorové schéma nosného prvku (rámu) bednění



obr. 9



obr. 10

Pro betonáž klenby je použit samozhutnitelný beton C -/28 Sap 3b. Beton je plastifikován přísadami SIKA Viscocrete. Samozhutnitelnost betonu je ověřována u každé dávky betonu takzvanou zkouškou rozlitím. Velikost rozlití kužele 55 – 65cm.

Beton je do bednění dopravován pomocí dvou autočerpadel přes takzvané plnicí otvory firmy DOKA. Plnicí otvory budou umístěny ve výšce 0.9m nad podlahou a 4,9m z každé strany bednění. Plnění bednění probíhá současně z obou stran, aby bylo zatěžování konstrukce bednění symetrické. Při dosažení výšky betonu cca 4m je provedena technologická pauza 3-4 hodiny. Po této době by měla být betonová směs částečně zatuhlá a je možno pokračovat v betonáži až po vrchol klenby.

Ve vrcholu klenby je před betonáží umístěn injektovatelný profil SIKA Injektoflex HP, který po ukončení betonáže umožní provést dotěsnění případných vzduchových mezer injektážní směsí.

Veškeré dilatační spáry budou těsněny bobtnajícími pásky firmy Fosroc.

Odbednění konstrukce může být provedeno po 4 dnech od betonáže. Kontrolní zkoušky pevnosti betonu v tlaku po 2 dnech vykazovaly pevnost 10,4 MPa a po 7 dnech 34 MPa – tedy 100%.

Čelní zdi jsou navrženy jako monolitická součást konstrukce klenby. Ukončení čelních zdí římsou s ocelovým zábradlím, které bude na obě strany prodlouženo zábradlím délky 3,0 m, osazeným do prefabrikovaných žebet. patek.

Ukončení mostu svahovými kolmými a šikmými betonovými křídly. Beton křidel C16/20. Sklon líců křidel 5:1, římsa ve sklonu 1:1,25.

Těleso ČD:

Stávající násypové těleso bude po dokončení nové konstrukce mostu rozšířeno na profil koruny 6,2 m (3 m vpravo, 3,2 m vlevo), sklon svahů 1:1,25, odpovídající stávajícímu sklonu v navazujících částech zemního tělesa. Opevnění svahu zatravnovacímí tvárnici nebo geotextilí a hydroosevem.

Komunikace:

Vozovka místní komunikace bude po dokončení mostu obnovena v rozsahu stavby bez směrových a výškových úprav v navazujících úsecích. Vozovka v mostním otvoru epoxydová ve skladbě 10 mm epoxid s křemičitým vsypem (typ TARCO) na betonovém podkladu, která slouží jako přímopojížděná izolace. Jednostranný příčný sklon vozovky je navržen 1,5%. Odvedení vody z mostního otvoru podélným sklonem 0,4% směrem k Valšovu. Konstrukce podloží vozovky mimo vlastní těleso mostu bude obnoveno vrstvou vibrovaného štěrku v tloušťce 0,15 m.

Odvodnění rubů:

Odvodnění rubů klenby a říms drenážními trubkami profilu HDPE 120, osazenými do vrtů podél svislých rubů klenby, vyvedených z čel klenby s přesahem 100 mm. Odvodnění za rubem říms bude provedeno otevřenými žlábkami z příkopových tvární umístěných podél říms a ve svahu zemního tělesa za rubem křidel.

7.4 Izolace

Izolace rubů klenby byla nastříkana na ostění výlomu ze stříkaného betonu. Jako izolační systém byla provedena krystalizace betonového ostění materiálem XYPEX. Na projektantem navržený systém zpracoval dodavatel stavby k odsouhlasení technologický postup.

Spáry mezi čelními zdmi a svahovými křídly se vyplní polystyrénovými deskami a uzavřou můstky z trvale pružného tmele. Obsypané plochy monolitických nevyztužených konstrukcí křidel byly opatřeny izolačním nátěrem ve složení Np + 2x Na za horka.

7.5 Úpravy povrchů

Pohledové plochy betonů byly provedeny dle TKP ČD, kapitola 18 ve stupni kvality „d“. Ocelové konstrukce (zábradlí) bude opatřeno min. třívrstevným kombinovaným nátěrem (zinek + barva) na otryskaný povrch.

7.6 Železniční svršek

Před zahájením stavebních prací bylo v místě mostu provedeno podbití koleje se snížením převýšení v koleji na max 60 mm. Po dokončení prací bude dosypáno kolejové lože, vyrovnány stávající místní deformace průběhu nivelety koleje a zřízeno definitivní převýšení koleje. Předpokládaná délka úpravy cca 50 m.

8. Provádění objektu

Provádění objektu bylo uvažováno při zachovaném železničním provozu pouze s rychlostním omezením na 20 km/h v místě stavby. Pro předběžnou úpravu svršku (snížení převýšení koleje) a pro konečnou úpravu svršku pouze krátkodobá vyloučení koleje v délce max 6 hodiny .

Vypracováno na základě dokumentace (Ing.Jan Šedivý), technologických postupů zhotovitele (FIRESTA a.s.), technologických postupů podzhotovitele (Geoing s.r.o.), dílenské dokumentace a statického výpočtu bednění (FIRESTA a.s., Dopravoprojekt s.r.o. Ostrava), fotodokumentace.

První aplikace metody obvodového vrubu s předklenbou v ČR

Tunel „Březenský“ na přeložce trati Březno u Chomutova - Chomutov

Ing. Roman SMIDA, SUDOP PRAHA a.s.

Příspěvek popisuje vývoj návrhu nejdelšího železničního tunelu v síti českých drah v obtížných geotechnických podmínkách neogenní teplicko - mostecko - chomutovské pánve při aplikaci nové tunelovací metody obvodového vrubu s předklenbou (MOVP). Realizace Březenského tunelu je první aplikací této metody nejen v České republice ale i v středoevropském regionu. Metoda pochází z Francie kde byla široce uplatněna v podzemí Paříže, na železničních koridorech TGV, silničních a dálničních stavbách. Použita byla i na stavbách v Anglii, Španělsku, Itálii, Portugalsku.

1 ÚVOD

Postup těžebních prací v povrchovém hnědouhelném dole Libouš Severočeských dolů Chomutov a.s si v horizontu let 2004 - 2005 vyžádá zrušení stávajícího železničního spojení na trati Praha - Chomutov v traťovém úseku Březno u Chomutova - Chomutov. Náhradou za zrušený úsek tratě je nutné vybudovat přeložku tratě v délce 7,1 km s jednokolejným tunelem délky 1758 m. Zprovoznění přeložky umožní zrušit původní trať a uvolnit území pro další těžbu uhelného ložiska.

Výběru tunelovací metody vzhledem k obtížným geotechnickým podmínkám výstavby tunelu byla věnována velká pozornost i ze strany stavebníka. Požadoval zohlednění všech do úvahy přicházejících tunelovacích metod. Ke konečné analýze byly doporučeny dvě metody: nová rakouská tunelovací metoda a metoda obvodového vrubu s předklenbou. Výsledkem posouzení bylo doporučení metody obvodového vrubu s předklenbou. Tato metoda nejlépe vyhovuje daným podmínkám s nestabilním a tlačivým horninovým prostředím, nízkým hodnotám pevnosti jílovitých zemin, relativně nízkému nadloží vůči velikosti raženého průřezu tunelu. Podmínky pro aplikaci metody byly vyhodnoceny jako optimální až ideální.

Původní řešení tunelového objektu muselo být po zahájení prací přizpůsobeno skutečným podmínkám zjištěným po zahájení prací na tunelu. Vrtnými pracemi a následným dodatečným geotechnickým průzkumem bylo zjištěno, že část tunelu je situována na území poddolovaném neevidovanou hornickou těžbou. Jednalo se jednak o divokou těžbu probíhající patrně v 17 a 18 století ve svrchní sloji, primitivní technikou z povrchu až do hloubky cca 25,0 m a také o nelegální těžbu v dole Sírius nad rámec evidence v dochovaných důlních mapách, na počátku 20 století pravděpodobně při uzavírání dolu. Tato těžba je vázána na druhou sloj, nacházející se zhruba 10,0-12,0m pod slojí svrchní. Trasa přeložky v projektu byla volena tak, aby tunel ležel podle všech dostupných informací mimo území poznamenané předchozí známou důlní činností.

2 GEOLOGIE

Příprava stavby byla zahájena v dostatečném časovém předstihu neboť od počátku bylo jasné, že stavba tunelu bude realizována ve velmi obtížných podmínkách, které vyplývají z inženýrskogeologických poměrů neogenní teplicko-mostecko-chomutovské pánve. Podrobný geotechnický průzkum spočíval z vrtného průzkumu, laboratorních zkoušek odebraných vzorků, terénních presiometrických a dilatometrických zkoušek. Geofyzikálním průzkumem se upřesňovala geologická skladba v trase tunelu a ověřovala možnost výskytu nezdokumentovaných opuštěných starých důlních děl. V průzkumné štolě, která byla realizována jako hmotný model v měřítku 1 : 3 byly ověřeny nejen vlastnosti jednotlivých druhů zemin, ale získány i poznatky o jejich chování v masivu jako celku v dosahu prováděného výrubu.

Z průzkumu vyplynulo že výstavba tunelu bude realizována v jemnozrnných středně až vysoce plastických jílech a uhelných jílech F6,F8 (ČSN 73 10 01), s přechody do pevných jílovců. Stabilita horniny v otevíraném výlomu bude rozhodujícím způsobem ovlivněna uspořádáním ploch nespojitosti, jejich hladkostí, hustotou a všesměrnou klínovitou rozpukaností. Významným poznatkem průzkumu bylo, že nebyl zaznamenán vliv objemových změn jílu na zatížení výstroje štoly a že k ustálení přetvárných projevů masivu dochází po 40 - 50 dnech. V příportálových oslabených úsecích s velmi malým nadložím lze očekávat výskyt smykových ploch a zón se svahovým sesouváním, tedy složité až velmi složité podmínky s vysokou obtížností pro provádění.

Před zahájením realizace nebyla v trase tunelu průzkumem potvrzena žádná důlní činnost. Projekt pro úsek v km 1,650 až 1,690 přesto doporučil ověřit doplňkovým průzkumem z tunelu možnost výskytu důlního díla. Nižší odpor při vrtání a výnos jádrového průzkumného vrtu BO 276 totiž mimo trasu tunelu v hloubce cca 10 m pod dnem tunelu indikoval v úrovni uhelné sloje možnost výskytu zavalené nevidované důlní chodby. Ostatní i cílené průzkumné vrty byly negativní. Evidovaná stará důlní díla (Marie-Valérie, Sírius, Anton, Franz-Josef) podle dochované dokumentace byla lokalizována vně koridoru přeložky. V průběhu zajišťování stavební jámy pro vjezdový portál však byly vrtnými pracemi pro kotvy nalezeny volné prostory svědčící o neevidovaném historickém selském dobývání uhlí. Jednalo se o nedokonale zavalená důlní díla. Na základě zjištěných skutečností byla novým posudkem báňského znalce stanovena prognóza o možném rozsahu ovlivnění masivu poddolováním v trase tunelu v délce cca 500 m, která vycházela z polohy uhelných slojí v masivu a technických možností dobývání uhlí v dané historické době. Poddolování je pozůstatkem pravděpodobně jednotlivých selských dolů malého rozsahu (jáma s hvězdicovitě uspořádanými chodbicemi) dnes již zavalených, ve vzájemné vzdálenosti cca 50 m. Celkem tři uhelné sloje, z nichž svrchní se na začátku ražení tunelu nachází ve spodní třetině profilu tunelu, postupně zapadají pod dno tunelu až do hloubky víc než 15m. Prognóza poddolování byla proto prošetřena, z dnešního pohledu možno říci úspěšně, geofyzikální metodou – gravimetrií a stala se podkladem pro návrh sanačních prací provázejících výstavbu tunelu v jeho počáteční fázi.

3 NÁVRH VJEZDOVÉHO PORTÁLU A PODDOLOVANÉ ČÁSTI TUNELOVÉ ROU- RY

3.1 Vjezdový portál

Vjezdový portál byl původně navržen jako hloubený tunel v otevřené stavební jámě, která v místě začátku ražení byla zajištěna kotvenou pilotovou stěnou v plné šíři železničního zářezu. V okamžiku, kdy bylo započato s prováděním kotvení pilotové stěny z první kotevní úrovně bylo zjištěno, že prostor za pilotovou stěnou obsahuje množství



dutin, takže kořeny kotev nebude možno stabilizovat. Současně prováděná geodetická měření signalizovala pohyb pilotové stěny nad hodnoty předpokládané statickým výpočtem. Pilotová stěna byla proto ze strany výkopu opět zasypána a bylo hledáno východisko ze vzniklé situace. Tento neočekávaný vývoj dal impuls k novému prověření geotechnické situace, které mělo, jak už bylo poznamenáno, za následek prognózu 500 m dlouhé oblasti poddolovaného území. Jednou

z alternativ se jevila možnost sanace celého postiženého prostoru výplňovou a těsnicí injektáží z povrchu terénu, což však bylo řešení časově a hlavně finančně náročné. Na návrh projektanta bylo rozhodnuto, že sanace masivu se provede pouze na velmi omezeném prostoru na šířku cca 15m od osy tunelové roury na každou stranu a na vzdálenost cca 40,0 m od pilotové stěny a další sanace budou prováděny z tunelu v průběhu ražení. Pro přístup vrubovacího stroje k pilotové stěně tj. začátku ražení bude zprostředkován žel. bet. tuhou krabicí, která bude zároveň tvořit oporu proti pohybu pilotové stěny. Stěny krabice byly vytvořeny pomocí velkoprofilových pilot. Výhodou takové konstrukce bylo, že při ponechání zemního klínu před pilotovou stěnou bylo možné zcela vypustit kotvení pilotové stěny a omezit časové a finanční dopady.

3.2 Poddolovaná část tunelové roury

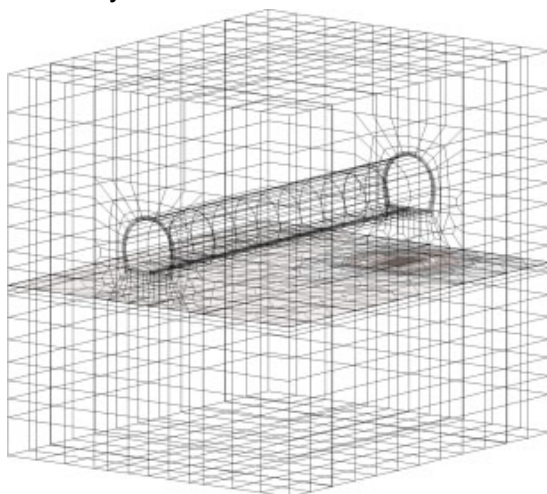
Projekt pro počáteční připořádkový úsek tunelu s intenzivním poddolováním neuvažoval. V dalším kroku bylo proto nutné navrhnout postup výstavby primárního i sekundárního ostění tunelové roury pro okamžik, kdy tunel opustí z povrchu sanovanou oblast za vjezdovým portálem. Představa sanovat injektáží celou nebezpečnou oblast v délce cca 500 m z povrchu byla projektantem zavržena pro finanční a časovou náročnost. S narůstajícím nadloží neúměrně vzrůstala „mrtvá“, neúčinná délka injekčních vrtů a posouval se v čase i okamžik zahájení ražby tunelu. Proto byl nakonec zvolen způsob, který je kompromisem mezi stoprocentní bezpečností výstavby, vynaloženými finančními náklady, časovou náročností a bezchybnou funkcí dohotoveného objektu. Konečný návrh způsobu výstavby byl následující :

- ✓ v místě největších tíhových anomálií, zjištěných zmíněným gravimetrickým měřením, byly provedeny z povrchu injekční vrtý (7 ks, cca 25,0m dlouhých) pro sanaci nejvíce postižených částí trasy, aby výstavba tunelu v těchto místech mohla postupovat pokud možno plynule, bez dlouhých časových prodlev, nutných pro provádění sanace zevnitř tunelu,
- ✓ průzkum těsně před čelbou byl prováděn během ražby prostřednictvím čelbových vrtů pro kotvy, dlouhých 16,0m, průzkum pod primární ostění tunelu byl v předstihu prováděn z čelby šikmými vrtý pro kotvy (9 ks), dlouhými 14,0m, zasahujícími 5,0m pod tunelovou rouru, průzkum na bocích tunelu prostřednictvím systémových radiálních kotev, dlouhých 6,0 m. V případě zjištění dutin nebo rozvolnění horninového masivu se provedla bezodkladná sanace postižené oblasti. Pro všechny typy sanačních prací byla v projektu stanovena kritéria a postupy při jejich dosažení. Kotvy v čelbě jsou součástí normálního technologického postupu, kotvy v oblasti pod tunelem, ve fázi primárního ostění plní funkci jednak průzkumnou, jednak by měly vytvořit spolu s injektáží horninový nosník, který zajišťuje stabilní chování primárního ostění, a později i celého tunelu. V případech, že by přes instalaci dodatečných radiálních kotev docházelo k dalšímu svírání předklenby, byly připraveny vyztužovací příhradové skruže, uzavřené rozpěrným nosníkem ve dně (zastříkané stříkaným betonem), které by se umísťovaly do volného prostoru, těsně před následující předklenbou. Bezpečnost výstavby je zajištěna podrobně propracovaným monitoringem.
- ✓ ani takto systémově pojaté opatření nemohou všechny dutiny a rozvolnění horninového masivu v okolí tunelové roury zcela jistě objevit. S touto skutečností bylo nutné počítat a proto byl pro bezpečnou dlouhodobou funkci železničního tunelu proveden další krok. Definitivní ostění bylo posouzeno jako nosník působící v podélném směru a vynášející se přes neobjevená oslabená místa horninového masivu, ve spolupůsobení s vytvořeným nosníkem horninovým. Podrobněji je způsob matematického řešení problému popsán v bodě 4.

Tak bylo vyhověno všem vysloveným pochybnostem a požadavkům, včetně a to především bezpečné funkce tunelu v době železničního provozu.

4 FILOZOFIE MATEMATICKÉHO MODELOVÁNÍ

Na základě analýzy nově získaných poznatků byl vliv poddolování na tunel a účinnost navrhovaných opatření jak v primárním tak sekundárním ostění posuzován matematickým modelováním. Prošetřovala se charakteristická situace představující nejčastěji se vyskytující případ, kdy tunel nadchází staré důlní dílo situované ve svrchní sloji těsně pod horninovým nosníkem. Podrobně byl simulován postup výstavby a studován vliv poddolování vzhledem na situační polohu poddolování vůči tunelové konstrukci. Za nejnepríznivější případ byl vyhodnocen ten, kdy poddolovaná oblast je asymetricky umístěna k ose tunelu a leží v krajní poloze dilatačního celku (viz.obr.). Při poklesu základny horninového nosníku o cca 60 mm, nerovnoměrný pokles vyvolává v krajních



pasech dilatačního celku definitivního ostění nepříznivé namáhání tunelového dna a spodní části opěr, v centrální části dilatačního celku vznikají tahová napětí v klenbě v podélném směru dosahující tahové pevnosti betonu. Jde o výrazně prostorový charakter namáhání tunelové konstrukce, které je v krajních pasech dilatačního celku významnější v příčném směru, v centrální části ve směru podélném. Zesílení výztuže spodní klenby definitivního ostění tunelu, zajištění flexibility klenby v podélném směru v přiznaných pracovních spárách a také sanační práce prováděné v průběhu ražení

(injektáže masivu v okolí profilu tunelu, horninový nosník pod dno tunelu) lze považovat za dostatečné opatření pro bezpečnost tunelového díla proti účinkům poddolování v území ovlivněném historickou, neevidovanou důlní činností. Nebezpečí nepříznivého namáhání ostění tunelu vlivem poddolování je závislé na nerovnoměrnosti poklesu tunelové konstrukce v příčném směru. Navržen je proto monitoring poklesů v celém průběhu realizace tj. ve stádiu primárního ostění před instalací definitivního ostění a také později za provozu tunelu. Výpočet matematickým modelováním potvrdil, že primární ostění tvořené předklenbami s možností vzájemného posunu a pootočení minimalizuje nepříznivé namáhání v podélném směru což prokazalo přednost metody obvodového vrubu při jejím použití na poddolovaném území.

5 KONSTRUKCE PORTÁLŮ A TUNELOVÉ TROUBY

Původní návrh konstrukce hloubeného tunelu postaveného v otevřené stavební jámě a následné zasypaného portálovým zemním svahem se šikmo seřízlým tubusem tunelové



ČD DDC Přeložka trati Břežno u Chomutova-Chomutov
VJEZDOVÝ PORTÁL BŘEZENSKÝ TUNEL

trouby musel být po zjištění výše uvedených skutečností modifikován. Nová koncepce portálu vychází z tuhé uzavřené rámu, který podepírá čelní pilotovou stěnu. Tato přechází do železobetonové konstrukce tvaru „U“, jejíž stěny paží ponechaný zemní klín před pilotovou stěnou. Definitivní vzhled portálu je proto přizpůsoben rámové konstrukci, která je změkčena obloukovými lamelami, na které navazují rovnoběžná křídla zajišťující portálový svah. V této části navazují na jednotlivé lamely nízké zídky stabilizující definitivní svah, který

bude upraven přibližně do sklonu 1:2 s ozeleněním.

Hloubený tunel na výjezdové straně v délce cca 250 m a umístění výjezdového portálu je ovlivněno komplexnějším pohledem na řešení přilehlého úseku trati. Vytažení tunelové trouby nad terén s následnou přesypávkou umožňuje odstranit problémy s odvodněním jinak hlubokého zářezu tratě v protispádu nivety v složitých inženýrsko-geologických poměrech (nízké geotechnické parametry, výrazné smykové plochy fosilních svahových sesuvů ve dvou úrovních). Hloubený tunel je realizován v otevřené stavební jámě v části zajištěné kotvenou pilotovou a záporovou stěnou, zbylá část jámy je navržena jako svahovaná. Vlastní konstrukce hloubeného tunelu v tomto úseku je navržena dvojího typu, jednak tunel vestavěný do pažících konstrukcí jámy a dále tunelová konstrukce budovaná ve svahované jámě. Následně se tunelová konstrukce zasype, portál provede jako zkosený tubus ve sklonu ozeleněného zemního tělesa.

Konstrukce raženého tunelu spočívá z dočasného primárního ostění, které je tvořeno kónickými předklenbami délky 5m ze suchého stříkaného betonu tloušťky 20 cm. Beton předkleneb má zvýšené nároky na nárůst pevnosti v čase zejména v počátečním stádiu po nanesení do vrubu (za 7 hodin - 8 Mpa, za 14 hodin - 12,5 Mpa, za 24 hodin - 17 Mpa, po 28 dnech - 28 Mpa). Primární ostění je doplněno radiálními kotvami v opěrách tunelu délky 4 až 6m. Vestavěné definitivní ostění se spodní klenbou je tvarem blízké kruhu. Je rozčleněno na dilatační celky délky cca 40m. Spodní klenba v délce dilatačního pasu je navržena jako průběžná armovaná monolitická deska, schopná překlenovat případné projevy poddolování. Opěří a klenba tunelu se budují za pomoci bednicího vozu po 10m následně po instalaci mezilehlé izolace. V počátečním úseku tunelu s vlivy poddolování jsou opěří a klenba tunelu armovány v prvním a posledním pasu dilatačního celku, přičemž flexibilita ostění v podélném směru je zajištěna prostřednictvím přiznaných pracovních spar. Ve zbývajících částech tunelu je armovaná pouze spodní klenba. Dispoziční řešení jednokolejného tunelu vyhovuje geometrické poloze koleje v přímé a v oblouku 550m, drážnímu technologickému vybavení a odvodnění. Tunel je vybaven jednostrannými bezpečnostními záchrannými výklenky po 20 m, pochozími stezkami na obou stranách tunelu. Odvodnění zajišťuje podélný drenážní systém v patě tunelové izolace s příčnými svody do centrální tunelové stoky.

6 MONITORING A JEHO VLIV NA STAVEBNÍ POSTUP

6.1 Sledované veličiny

Vzhledem k problémům očekávaným během výstavby na poddolovaném území byla zpracování návrhu monitoringu věnována zvláštní pozornost. Ke sledování byly navrženy pohyby nejen konstrukce provizorního ostění a deformace po výšce nadloží ale také sedání povrchu nad tunelem. Během realizace bylo třeba průběžně rozhodovat o dvou skupinách problémů. Do první skupiny patří sledování a vyhodnocování poznatků souvisejících přímo s ražbou tj. průběžné vyhodnocování geotechnické situace z výlomu a odkryté čelby, dále z vrtných prací pro kotvy do čelby a pod tunel, z provádění radiálních kotev. Významným podkladem byl i průběh a spotřeby sanačních injektážních hmot. Z vyhodnocení řady sledovaných parametrů se stanovuje jaký typ předklenby bude v dalším kroku realizován, rozhoduje se o způsobu sanace v prostoru následující předklenby. Projekt nabízí celkem pět typů provizorního zajištění, podle obtížnosti geotechnické situace. Do druhé skupiny se řadí sledování již hotového provizorního tunelového ostění, kde byly měřeny jednak konvergence, jednak absolutní pokles ostění ve vertikálním směru. Pečlivě se vyhodnocovala nerovnoměrnost sedání jednotlivých patek primárního ostění. Svislý pokles mohl vzhledem k poddolování přes veškerá opatření dosáhnout takových hodnot, že by provizorní ostění kleslo až do prostoru definitivní obezdívky. Z toho důvodu byly z počátku stanoveny opatrné toleranční meze (profil primárního ostění v poddolovaném úseku byl radiálně zvětšen o 5 cm nad smluvní profil stanovený zadávacími podmínkami), které dávaly dostatečný prostor pro

opatření v případě kritické rychlosti pohybu provizorního ostění ve svislém směru. Pro všechny vyjmenované faktory byly v projektu stanoveny meze a popsána opatření, která bylo nutno učinit při dosažení těchto mezí. Vodorovné konvergence byly korigovány pomocí dodatečně osazovaných vodorovných kotev délky 6 až 8 m, svislé pak intensivní dodatečnou injektáží pod patky předklenby. V případech kdy přes adjustaci dodatečných radiálních kotev docházelo k dalšímu svírání předklenby a pokračovalo i sedání byly v několika místech instalovány vyztužovací příhradové skruže. Do třetí skupiny měření je třeba zařadit sledování chování hotového tunelu v období jeho užívání po dobu cca 2 let. Půjde o sledování spolehlivosti funkce podzemní konstrukce z hlediska působení statického zatížení s ohledem na dlouhodobost dotvarování konstrukce vlivem creppového efektu jílovitých hornin a poddolování.

6.2 Naměřené hodnoty

Do současné doby, kdy je vyraženo a zajištěno provizorním ostěním cca 600,0 m tunelu, byly zaznamenány tři kritické oblasti, výrazně postižené účinky poddolování, kde poklesy bylo nutno omezit okamžitě provedenou sanací pod patky předklenby, a následně zklidnit konvergence dodatečnými radiálními kotvami a uzavřením ostění vložením celoobvodových příhradových skruží. Jednalo se o úseky kdy tunel procházel přímo svisle ukloněnými nebo svislými zavalenými důlními díly. Vodorovné deformace byly ustáleny na hodnotách max. 27 mm a poklesy se podařilo zastavit na hodnotě max. 47 mm, což bylo ještě s dostatečnou rezervou. Poklesy povrchu terénu byly naměřeny do 55 mm, což je přijatelná hodnota, vzhledem ke komplikované geotechnické situaci. Projevy staré důlní činnosti byly z předpokládaného 500m dlouhého úseku zaznamenány zvýšenými hodnotami konvergence součtem na cca 200 m. V ostatních případech se přítomnost zavalených důlních děl nebo rozvolněných zón nad nimi projevovала ztíženými podmínkami, dílčí nestabilitou čelby a vrubu což mělo za následek nadvýlomy a podvýlomy zejména v oblasti spodní části opěr a v patkách. Propracovaný, předem stanovený vyhodnocovací proces s definovanými tzv. varovnými stavy“ pro chování konstrukce a úzká spolupráce kanceláře geomonitoringu, projektanta a zhotovitele přispěla k doposud nekoliznímu průběhu výstavby.

7 POPIS TUNELOVACÍ METODY, ZHODNOCENÍ

7.1 Metoda obvodového vrubu s předklenbou - MOV P

I když je s úspěchem řadu let používána v zahraničí nebyla dosud v ČR aplikována. Pro výstavbu Březenského tunelu byla vybrána kritériální analýzou. Základním technickým a technologickým principem této metody je vytvoření vrubu po obvodu výrubního průřezu tunelu. V horninách s krátkou dobou samonosnosti vytváří vrub vyplněný stříkaným betonem s rychlým nárůstem tvrdnutí tenkostěnné primární ostění pod jehož ochranou se následně provádí vlastní výrub tunelu. Základem mechanizace metody je



vyřezávací pila upevněná na nosiči, který pojíždí po portálu kopírujícím výrubní průřez tunelu. Souprava je samohybná a umožňuje podjíždění ostatní mechanizace potřebné na čelbě pro ražení. Výrub spodní klenby se provádí mechanizovaně klasickým způsobem s odstupem od čela, přitom doprava přes toto místo je zajišťována pomocí překlenovacího mostu. Postup prací na čelbě nebrání provádění definitivního ostění tunelu s odstupem cca 80 m. Obvodový vrub s předklenbou zajišťuje stabilizaci horninové

ho masivu v předstihu před výlomem jádra výrubu na délku 5m. Technicky podstatně dokonalejším způsobem tak nahrazuje předstihové zpevňování hornin injektáží, obrysovými mikropilotami, hnaným pažením s menší pracností, při nižší časové a materiálové náročnosti, a s vyšší kontrolovatelností prováděného zajištění. Obvodovým vrubem a kotvami do čelby se aktuálně upřesňuje geologie dalšího záběru v tunelu, lze včas identifikovat poruchy nebo místa, která vyžadují speciálních opatření. Při použití MOVP se v zásadě razí plným profilem. Stabilita čelby je zajišťována sklolaminátovými kotvami. Po výrubu se provádí provizorní dno z panelů, které tvoří pojezdovou dráhu vrubovacího stroje, zbývající část dna je zastříkána betonem.

7.2 Krátké hodnocení dosavadních zkušeností s provádění metody MOV v podmínkách Březenského tunelu

V počátečním úseku tunelu v narušených jílovitých zeminách až jílovcích (oxydovaný horizont, poddolování) vlivem velmi husté puklinatosti docházelo k nesoudržnosti vrubu což znemožňovalo provádět předpokládaný postup jeho vyřezání a zastříkávání v pěti až šesti lamelách dle technologického postupu. Problém byl řešen tak, že se předklenby vytvářely z velmi malých segmentů v podstatě na šířku vyřezávací pily s tím, že byly vynechávány mezpilířky horniny, které se vyřezávaly a vyplňovaly betonem následně. Pro tento postup se na stavbě vžil název systém postupného „vpichování“. Takto bylo primární ostění zhotovováno na prvních 130m tunelu. Z až 16 dílčích segmentů na předklenbu se postupně s lepší geologií zmenšoval jejich počet na 5 a čas potřebný pro vyřezání a zastříkání vrubu se zkrátil z původních 16 až 20 hod na 7-8 hod. Velké problémy z počátku činilo provádění stříkaných betonů do 5m dlouhého a 0,2m širokého vrubu. Na nosném stroji metody MOVP Perforex 3713, nebyly během výstavby zaznamenány závažnější poruchy přesahující dny. Po zácvicu osádek, zvládnutí principu metody, poznání chování horninového masivu se výkon na stavbě postupně zvyšuje a koncem roku 2002 již dosáhl 92m/měsíc.

8 ZÁVĚR

Je možné konstatovat, že navržená opatření v projektu se v průběhu dosavadních prací ukázala jako plně oprávněná. Práce postupují úspěšně bez zvláštních mimořádných událostí také díky dobré spolupráci všech účastníků výstavby. Metoda MOVP bude mít své místo mezi ostatními tunelářskými metodami v ČR.

Projekt tunelu Hněvkovského II. na traťovém úseku Zábřeh - Krasíkov

Ing.Radek Brokl, SUDOP PRAHA a.s.

1. ÚVOD

V rámci optimalizace traťového úseku Zábřeh na Moravě – Krasíkov zpracovaném v úrovni projektu stavby v srpnu 2002 bude stávající trať ČD o délce 15.644 km po změně parametrů zkrácena o 1008 m na 14.636 km. Podstatná část tohoto zkrácení připadá na úseky s novostavbami tří dvoukolejných tunelů celkové délky 964 m, z nichž nejdelší je tunel Hněvkovský II. o délce 461,85 m (km 34,755.40 – 35,217.25 nově navržené kolejové trasy).

Z celkové délky tunelu 461,85 m bude 433,0 m ražených a 28,85 m připadá na hloubené portálové úseky. Ražba bude probíhat pomocí Nové rakouské tunelovací metody (NRTM) dovrchně směrem od výjezdového k vjezdovému portálu (proti směru staničení).

Projekt tunelu byl vypracován podle zásad nové normy ČSN 737508 „Železniční tunele“ a podle „TKP ČD - kapitola 20 - Tunely“. Projektovou dokumentaci zpracoval SUDOP Praha a.s. Významným faktorem při návrhu tunelu bylo požárně-bezpečnostní řešení.

2. INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY

Trasa tunelu prochází pod vrchem Hejnice. Nadloží tunelu dosahuje až 80 m. Svahy vrchu Hejnice jsou poměrně strmé, upadají pod úhlem více než cca 30° směrem k západu, jihu a východu. Na těchto stranách je vrch obtékán řekou Moravskou Sázavou.

Geologicky je území budováno proterozoickými metamorfovanými horninami zábržského krystalinika. Z petrografického hlediska se zde mohou vyskytovat pararuly, fylity a lokálně i kvarcity a kvarcitické ruly. Převládajícím horninovým typem jsou však muskovit-biotitické pararuly. Horniny jsou převážně navětralé, pouze při povrchu a v okolí tektonických linií jsou místy mírně zvětralé. Horniny mají zřetelnou foliaci. Směr a sklon foliačních ploch se vzhledem k lokálnímu provrásnění hornin místy výrazně mění. Rovněž vzdálenost foliačních ploch se často mění v rozsahu od 5 do 200 mm. Horniny jsou nepravidelně a všesměrně rozpukané, pukliny jsou převážně sevřené, často vyplněné oxidy Fe. Z hlediska pevnosti převažují v masívu horniny se střední až vysokou pevností třídy R3 a R2, při povrchu a v místech tektonicky oslabených se lokálně vyskytují horniny s nižší pevností třídy R4.

V souvrství kvartérního pokryvu jsou zastoupeny deluviální, fluviální a v omezené míře antropogenní sedimenty. Celková mocnost kvartérního pokryvu se v trase tunelu podstatně mění. Zatímco u paty svahů a v místě křížení trasy tunelu s místní silnicí nad východním portálem dosahuje souvrství kvartérních sedimentů mocnosti až cca 6 m, na strmých svazích je často mocnost pokryvu menší než 1 m.

Výskyt významnějších zlomových linií se v trase nového tunelu nepředpokládá. Zájmové území nepatří do seismických oblastí.

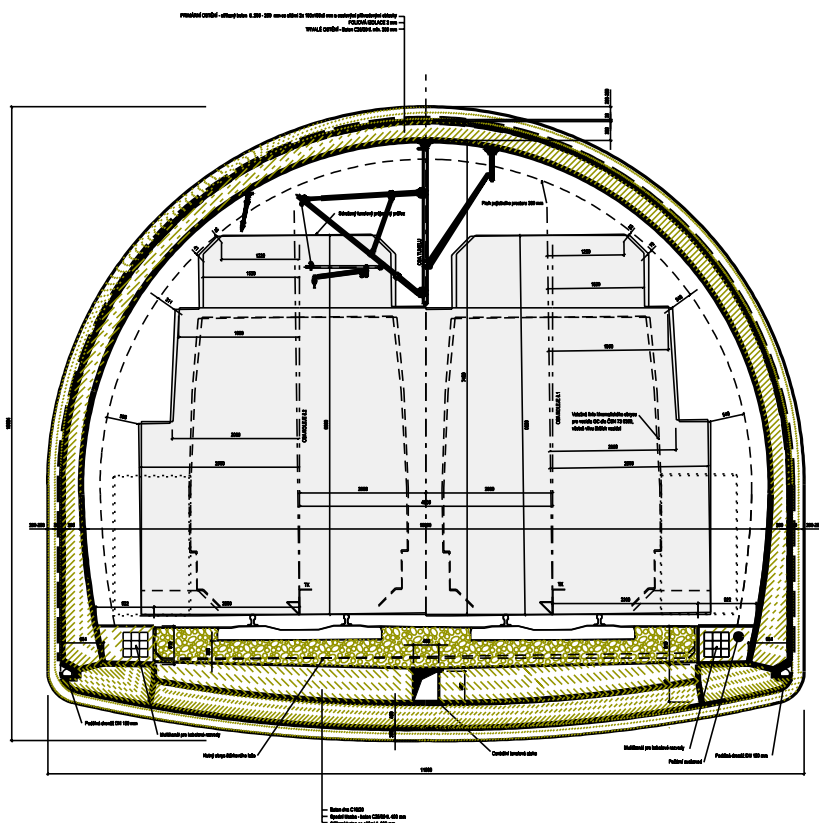
Podzemní voda je vázána na puklinový systém v masívu. Již mělce pod povrchem jsou pukliny sevřené a prakticky nepropustné. Vzhledem k sevřenosti puklin lze v celé trase tunelu očekávat na čelbě pouze lokální výrony podzemní vody malé vydatnosti.

3. SMĚROVÉ A VÝŠKOVÉ VEDENÍ TRASY

Návrh tunelu vychází ze sklonových a směrových poměrů trati. Tunel se nachází v přímé, posledních cca 29 m je v přechodnici oblouku o poloměru 1500 m. Převýšení koleje na výjezdovém portálu činí 20 mm. Výškově trať ve směru staničení klesá ve sklonu 9,00‰, od staničení km 35,162.539 klesá ve sklonu 11,50‰. Osová vzdálenost kolejí je 4000 mm.

4. POPIS KONSTRUKCE

Tunelový průjezdní průřez vyhovuje sdruženému tunelovému průjezdnímu průřezu (STPP) dle ČSN 73 7508. Světlý tunelový průřez (STP) o velikosti 70,6 m² zahrnuje



pruh pojistného prostoru o velikosti 300 mm. Výška tunelového průjezdního profilu je 6000 mm. V tunelu jsou dodrženy požadované minimální rozměry únikových cest po obou stranách tunelu (1200 x 2200 mm). Pro celý tunel je navržen jednotný STP vyhovující STPP jak v přímé, tak v přechodnici. Koleje jsou uloženy ve šterkovém loži, jehož rozměr vyhovuje požadavkům na strojní čištění.

Tunel je stavebně rozdělen po délce na tunelové pasy délky 12,0. Pouze pasy portálových úseků mají atypické rozměry.

Tunel je vybaven:

- kabelovými multikanály s šachtami umístěnými v chodnících po obou stranách tunelu
- záchrannými tunelovými výklenky po 24 m
- osvětlením po obou stranách tunelu ve vzdálenostech 12 m
- zásuvkovými rozvody
- madly
- požárním suchovodem
- deskami pro měření bludných proudů
- závěsy trakčního vedení
- evidenčními a měřicími značkami
- podélným (centrální tunelová stoka a drenáž ze rubem ostění) a příčným odvodněním (příčné svody v místech výklenků)
- bezpečnostním značením

4.1. RAŽENÝ TUNEL

Primární ostění je navrženo podle jednotlivých tříd NRTM. Je tvořeno stříkaným betonem tloušťky 150 - 250 mm s výztuží z ocelových sítí a příhradových ocelovými nosníky o výšce 100 - 150 mm. Celý systém je doplněn radiálními tyčovými SN kotvami délky 4,0 m. V místě zahájení ražby bude použit dvojíty mikropilotový deštník.

V následující tabulce jsou uvedeny základní návrhové parametry primárního ostění pro jednotlivé třídy výrubu NRTM.

Třída výrubu NRTM		III.	IV.	Va.
KALOTA	plocha teoretického výrubu	46,35 m ²	47,22 m ²	26,82 + 21,27 = 48,09 m ²
	Délka záběru	max. 2,5 m	max. 1,5 m	0,7 – 1,0 m
	tloušťka stříkaného beton primárního ostění	150 mm	200 mm	250 mm
	ocelové sítě	1x 150/150/8 mm (u výrubu)	2x 150/150/6 mm	2x 150/150/6 mm
	příhradové ocelové nosníky	nejsou navrženy	H = 100 mm (1ks/záběr)	H = 150 mm (1ks/záběr)
	radiální SN kotvy	6 ks / záběr	8 ks / záběr	10 ks / záběr
JÁDRO	plocha teoretického výrubu	46,61 m ²	41,34 m ²	41,71 m ²
	Délka záběru	max. 4,5 m	max. 3,0 m	max. 2,0 m
	tloušťka stříkaného beton primárního ostění	150 mm	200 mm	250 mm
	ocelové sítě	1x 150/150/8 mm (u výrubu)	2x 150/150/6 mm	2x 150/150/6 mm
	příhradové ocelové nosníky	nejsou navrženy	H = 100 mm	H = 150 mm
	radiální SN kotvy	2 ks / záběr	4 ks / záběr	6 ks / záběr
POČVA	plocha teoretického výrubu	-	13,31 m ²	13,95 m ²
	tloušťka stříkaného beton primárního ostění	-	200 mm	200 mm
	ocelové sítě	-	2x 150/150/6 mm	2x 150/150/6 mm
PLOCHA TEORETICKÉHO VÝRUBU		92,96 m ²	101,87 m ²	103,75 m ²
DÉLKA ÚSEKŮ RAŽENÝCH V PŘÍSLUŠNÉ TŘÍDĚ VÝRUBU		280 m	123 m	30 m

Tunel bude izolován mezilehlou foliovou izolací tloušťky 2 mm.

Definitivní ostění pro třídu výrubu III (NRTM) je navrženo bez spodní klenby, pro třídy výrubu IV a Va (NRTM) je navrženo ostění se spodní klenbou. Minimální tloušťka ostě-

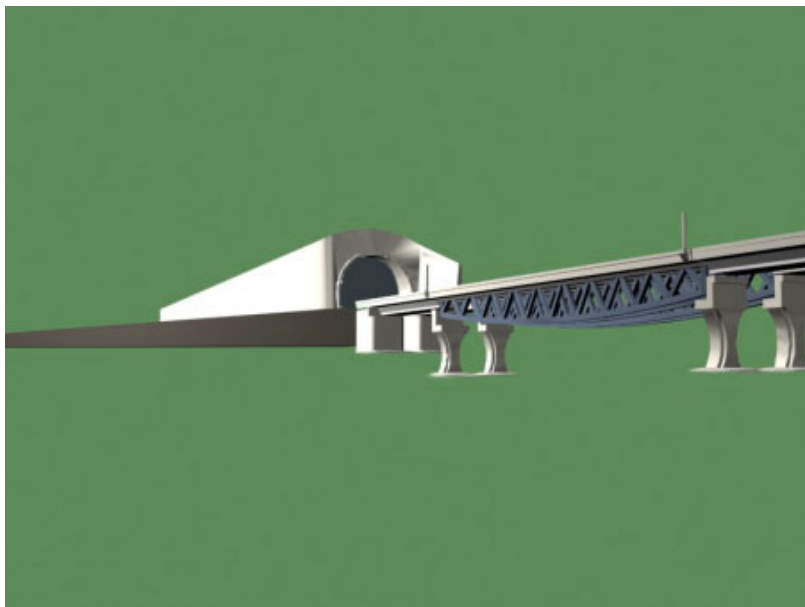
ní je 300 mm ve vrcholu klenby. Spodní klenba má tloušťku 400 mm, v patě opěří je ostění o tloušťce cca 500 mm. Betonáž bude probíhat po úsecích dlouhých 12 m. Beton definitivního ostění je C25/30, výztuž z oceli 10505 (R), jeho parametry odpovídají kapitole 17 TKP ČD.

4.2. HLOUBENÉ ÚSEKY TUNELŮ

Vjezdový portál

Vjezdový portál bude budován v otevřené stavební jámě na západním úbočí vrchu Hejnice v těsné blízkosti stávající silniční komunikace III/31535 ze Zábřehu do Hněvkova.

Stavební jáma je navržena jako trvale kotvený skalní svah se svahy ve sklonu 10:1. V nejvyšším místě dosahuje výška skalní stěny cca 45 m. Vlastní kotvení bude probíhat průběžně s odtěžováním jednotlivých etáží stavební jámy. Kotvení bude probíhat pomocí tyčových kotev CPS. Většina kotev je navržena jako trvalá. Ochrana železničního a silničního provozu pod skalní stěnou proti opadávání menších kamenů bude provedena ukotvením ochranné geomříže.



Konstrukce vjezdového portálu je tvořena opěrnými zdmi z prostého betonu C20/25. Zdi jsou navrženy ve sklonu líce 10:1. Z hlediska půdorysného umístění lze konstrukci rozčlenit na 3 úseky – boční portálovou zeď umístěnou souběžně s kolejí, čelní portálovou zeď kolmo na koleje a zeď vedoucí souběžně s přístupovou komunikací k portálu. V koruně zdi je zábradelní zídka s římsou. Z čelní zdi

vychází klenba hloubeného tunelu, která je předsazena před zeď o 600 mm.

Architektonické řešení portálu bylo navrženo v souladu s návrhem konstrukce přilehlé novostavby železničního mostu.

Výjezdový portál

Stavební jáma je situována ve strmém svahu mezi silnicí III/31535 a řekou Moravskou Sázavou. Půdorysně dochází k přerušení silniční komunikace, provoz bude zajištěn pomocí mostního provizoria. Přístup do stavební jámy bude umožněn přes provizorní most umístěný nad Moravskou Sázavou. Z této jámy začne ražba tunelu a přes ni bude probíhat veškerá stavení činnost související s výstavbou ražené části.

Stavební jáma je navržena jako dočasně kotvené skalní svahy se svahy ve sklonu 10:1. Čelní stěna je svislá, v horní etáži zajištěná mikropilotovou stěnou z mikropilot Ø108/16 mm délky 5,5 m. Vrtání mikropilot bude probíhat ze stávající silnice s omezením provozu vždy na jedné polovině vozovky. Odtěžování bude probíhat shora dolů ze silnice III/31535 a zároveň odspodu staveništní rampou od mostního provizoria přes Moravskou Sázavu.

Kotvení stěn stavební jámy bude probíhat pomocí tyčových kotev CPS 32. Kořeny kotev budou vytvořeny injektáží cementovou směsí.

Kotvení mikropilotové stěny bude provedeno tyčovými kotvami R38. Vrtání se provádí přímo kotevní tyčí s nasazenou korunkou. Kořeny kotev budou vytvořeny chemickou injektáží okamžitě reagující dvousložkovou polyuretanovou pryskyřicí. Doba na zhotovení jedné takové kotvy se pohybuje okolo 30 minut. Tento způsob zakotvení mikropilotové stěny byl zvolen z důvodu požadavku na okamžitou funkci kotev. Mikropilotová stěna musí přenést přetížení od mostního provizoria. Silničního provozu do Hněvkova smí být přerušeno maximálně na 3 dny, přičemž je nutno tuto výluku směřovat na víkend.



Konstrukce výjezdového portálu je navržena jako šikmo seříznutý tubus s portálovým vřemcem. Šikmost seříznutí v podélném směru je cca 37° od nivolety trati, v půdoryse pak cca 52° od osy tunelu (přičemž 90° je směr kolmý k ose tunelu).

Beton hloubeného tunelu musí

vyhovět na mrazuvzdornost a působení rozmrazovacích prostředků (možný průsak ze silniční komunikace). Proto je navrženo vodotěsné ostění z betonu C25/30 (SVP – XF4). Konstrukce výjezdového portálu nebude izolovaná foliovou izolací. V rozsahu staničení km 35,192 – 35,203 bude na rubu ostění umístěna drenážní folie, v km 35,203 – 35,217.25 bude konstrukce opatřena izolačním nátěrem.

Plocha svahu po stranách a nad výjezdovým portálem bude až k hraně silniční komunikace zajištěna gabionovou zdí. Souběžně s budováním gabionové zdi bude probíhat zásyp konstrukce tunelu.

5. POSTUP VÝSTAVBY

Výstavba tunelu bude probíhat od výjezdového k vjezdovému portálu. Rozpojování horniny bude probíhat pomocí trhačích prací. Nedílnou součástí projektu je návrh monitoringu výstavby tunelu. Významně omezujícími prvky pro výstavbu je těsná blízkost silnice III/31535 do Hněvkova u obou portálů, která musí být průjezdná po celou dobu výstavby, dále pak těžce přístupný terén u obou portálů, řeka Moravská Sázava a novostavby železničních mostů u obou portálů.

Projekt dvoukolejných železničních tunelů Malá Huba a Hněvkovský I. na traťovém úseku Zábřeh - Krasíkov

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

1 ÚVOD

Příspěvek pojednává o technickém řešení dvoukolejných železničních tunelů ležících na traťovém úseku Zábřeh na Moravě – Krasíkov v úrovni projektu stavby. Optimalizace traťového úseku patří ke stavbám budovaným v rámci modernizace železničních koridorů a vedení trasy v tunelu umožňuje zlepšení jízdních parametrů přípojně větve II. koridoru.

Projektovou dokumentaci zpracovala firma ILF Consulting Engineers, s. r. o. jako subdodávku pro firmu SUDOP Praha a.s. Projekt předpokládá ražbu obou tunelů

ZÁKLADNÍ PARAMETRY TUNELU		
Popis	Hněvkovský I.	Malá Huba
Délka tunelu	180 m	324 m
Ražená část + želva	132 m	300 m
Hloubená část	36+12 = 48 m	12+12 = 24 m
Podélný sklon	0,24 ‰ - 0,89 ‰	4,221 ‰
Poloměr směrového oblouku	754 m	850 m
Poloměr výškového oblouku	11 000 m	-
Výška nadloží	6 – 12 m	6 – 40 m

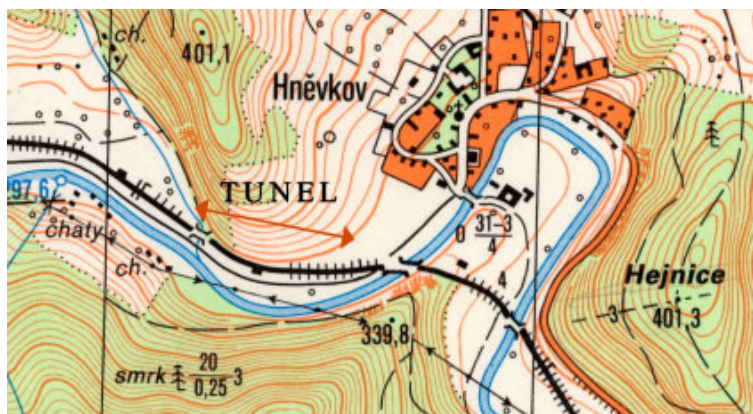
s použitím NRTM. Projektová dokumentace zohledňuje požadavky návrhu nové normy ČSN 737508 „Železniční tunely“ i nově přepracovaných technických kvalitativních podmínek staveb českých drah „ČD TKP 20 Tunely“.

2 INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY

2.1 Tunel Hněvkovský I.

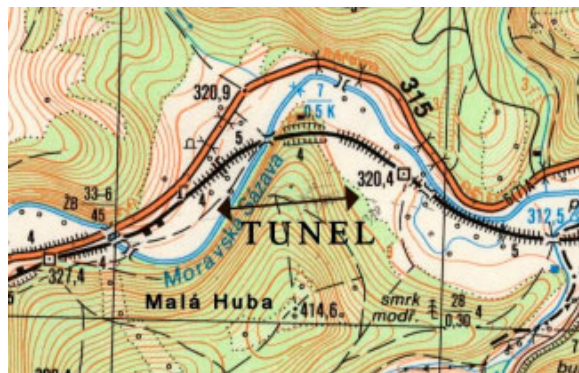
Trasa tunelu prochází pod jižním výběžkem vrchu Plechovec. Nadmořská výška povrchu terénu v trase tunelu kolísá od 298 m n. m. do 325 m n.m. Horninový masiv tvoří proterozoické metamorfované horniny zábřežského krystalinika. Z petrografického hlediska se v horninovém masivu vyskytují kvarcitické ruly, pararuly a fylity. Horniny v oblasti ovlivněné ražbou jsou z větší části navětralé, pouze při povrchu a v okolí tektonických linií místy mírně zvětralé. Pukliny nepravidelně a všesměrně rozpukaného masivu jsou převážně sevřené.

Z hydrogeologického hlediska patří zábřežské krystalinikum k jednotkám s puklinovými vodami velmi malých vydatností. Již poměrně mělce pod povrchem jsou pukliny sevřené a prakticky nepropustné. Výjimku tvoří pouze tektonicky porušené zóny. Významnější přítoky do tunelu lze při ražbě očekávat pouze v oblastech rozsáhlejšího tektonického porušení horninového masivu a v příportálových úsecích, kde vydatnost přítoků přímo závisí na množství atmosférických srážek a může se pohybovat až v jednotkách $l \cdot s^{-1}$.



2.2 Tunel Malá Huba

Trasa tunelu prochází pod severním výběžkem vrchu Malá Huba s nadmořskou výškou 415 m. n.m. Terénní elevace je součástí členité Zábřežské vrchoviny, která je v těchto místech ze severu ohraničena průlomovým údolím řeky Moravská Sázava. Patu skalního výběžku řeka obtéká ze západu, severu a východu. Údolní niva leží v nadmořské výšce 316 až 317 m n.m. Horninový masív je v trase tunelu budován proterozoickými metamorfovanými horninami zábřežského krystalinika, které jsou zastoupeny převážně fylity. Z petrografického hlediska jsou v masivu zastoupeny kromě fylitů i svory, metadroby, metaprachovce a metapelity. Převažující muskovit-biotitické fylity se na lokalitě vyskytují v různých odstínech šedé až šedozelené barvy. Horniny mají vyvinutou výraznou foliaci. Směr a sklon foliačních ploch se však často mění, což je způsobeno provrásněním hornin. Vzdálenost foliačních ploch se mění od 3 do 10 mm. Horniny jsou nepravidelně a všesměrně rozpukané, pukliny jsou převážně sevřené, často vyplněné oxidy železa. V okolí některých tektonických poruch jsou horniny porušené až podrcené, v ojedinělých poruchách byly dokumentovány i polohy tektonického jílu mocnosti až 0,4 m. Z hlediska pevnosti převažují v masivu horniny se střední až vysokou pevností třídy R3 a R2. V jejich nadloží, v zóně silně zvětřalých, silně rozpukaných a rozvolněných hornin pak převažují horniny s velmi nízkou až nízkou pevností třídy R5–R4. Obecně lze horninový masív v trase tunelu hodnotit podle stupně zvětřání jako navětralý až zdravý a v blízkosti východního portálu navětralý až slabě zvětřalý. Směrem k východnímu portálu se v nadloží metamorfovaných hornin zachoval relikt křídových sedimentů v podobě písčitých slínovců, které nezasahují do prostoru budoucí ražby.



3 SMĚROVÉ A VÝŠKOVÉ VEDENÍ TRASY

Jako podklad pro vypracování stavební části objektu sloužilo dříve navržené směrové a výškové řešení trasy. Oba tunely leží ve směrových obloucích, které jsou vzhledem k vynaloženým investičním nákladům nově budovaných tunelů a předpokládané životnosti díla relativně malých poloměrů. V případě tunelu Hněvkovský I. je poloměr směrového oblouku $R = 754$ m, u tunelu Malá Huba pak $R = 850$ m. Vzhledem k návrhové rychlosti 160 km/h a malému poloměru směrových oblouků je nutno provést rozšíření profilu tunelu. Minimalizace plochy příčného řezu tunelu je docíleno odsazením osy tunelu od osy kolejí o 160 mm. Geometrické parametry tunelu jsou patrné ze vzorových příčných řezů. Stupeň rozpracování projektové dokumentace v době zahájení prací na stavební části tunelů již neumožňoval provést korekci navrženého směrového a výškového řešení.

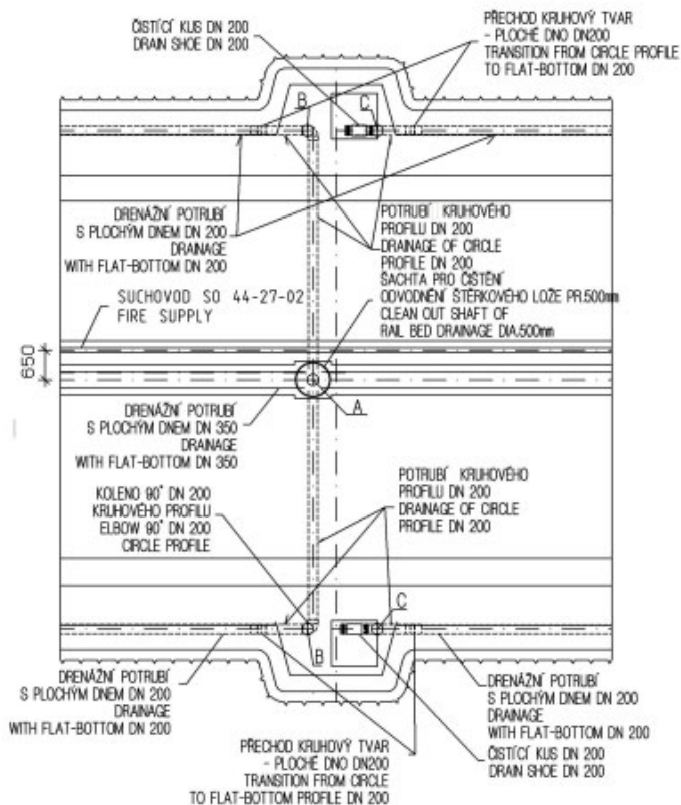
Z hlediska sklonových poměrů klesá v případě tunelu Hněvkovský I. trať ve směru staničení spádem 0,24‰ až 0,89‰. Nedostatečný sklon značně komplikuje situaci při odvodnění tunelu a zvyšuje nároky jak při výstavbě (přesnost provádění tunelových drenáží), tak zejména po celou dobu životnosti tunelu, kdy lze vzhledem ke složitosti odvodňovacího systému očekávat zvýšené riziko sedimentace jemných částic v potrubí. V případě tunelu Malá Huba je situace o málo lepší a sklon 4,221‰ se z hlediska odvodnění pohybuje těsně nad požadovaným minimem, které činí v zastižených inženýrskogeologických podmínkách 3‰.

4 POPIS KONSTRUKČNÍHO ŘEŠENÍ

Na základě požadavku investora byl tvar příčného řezu tunelu řešen podle návrhu novely normy ČSN 73 7508 Železniční tunely, která definuje nové požadavky na prostorové uspořádání příčného řezu tunelu a v době zpracování dokumentace ještě nebyla schválena Českým normalizačním institutem. Konstrukce je navržena tak, aby vyhovovala sdruženému tunelovému průjezdnému průřezu pro elektrizovanou trať. Zásadní změnou ovlivňující velikost plochy výrubu, kterou novelizovaná norma přináší, je zvětšení pojistného prostoru z původních 150 mm na 300 mm. K dalším parametrům určujícím rozměry tunelů patří výška průjezdného průřezu 6 m a vzdálenost os kolejí 4 m. Minimální rozdíl velikosti směrových oblouků a tím i převýšení kolejí umožnil pro oba tunely navrhnout totožný tvar konstrukce. Malá délka obou tunelů i příznivá vzdálenost staveb nabízí při betonáži definitivního ostění možnost použití jediného bednicího vozu. Konstrukci tunelu raženého NRTM tvoří primární a sekundární ostění s mezilehlou izolací. Revidované TKP 20 nepřipouští u novostaveb železničních tunelů průsaky vody ostěním. Hydrogeologické poměry zájmového území umožňují zajistit požadovanou třídu vodotěsnosti systémem „deštník“ a mezilehlá plášťová izolace je proto navržena pouze v oblasti horní klenby tunelu. Voda je sváděna k opěři a pomocí podélné tunelové drenáže dále k výjezdovým portálům tunelů.

Malý podélný sklon tunelu Hněvkovský I. neumožňuje odvádění vody k portálu průběžnou podélnou drenáží. Nedostatečný sklon je v případě boční drenáže řešen podélným "zazubením" se sklonem větším, než sklon tratě. Omezené prostorové možnosti za rubem definitivního ostění v oblasti patek umožňují návrh minimálního sklonu drenáže 3 ‰ pouze na vzdálenost max. 24 m. To vede k zdvojnásobení počtu šachet na čištění drenáže, které jsou umístěny jak v každém záchranném výklenku, tak i v prostoru kolejisti v ose tunelu. V místě šachet je voda svedena příčnou drenáží do střední tunelové stoky, jejíž sklon nekoresponduje se sklonem tratě a v podélném směru dochází k jejímu zahloubení až na úroveň spodní klenby tunelu.

Půdorysné schéma odvodnění tunelu Hněvkovský I.



Odvodnění tunelu Malá Huba podélnou drenáží umožňuje odvedení vody z bočních drenáží i střední tunelové drenáže v jednotném sklonu k výjezdovému portálu tunelu. Oba systémy nejsou propojeny a střední tunelová drenáž slouží pouze k odvedení vody použité např. při zásahu požárníků v tunelu.

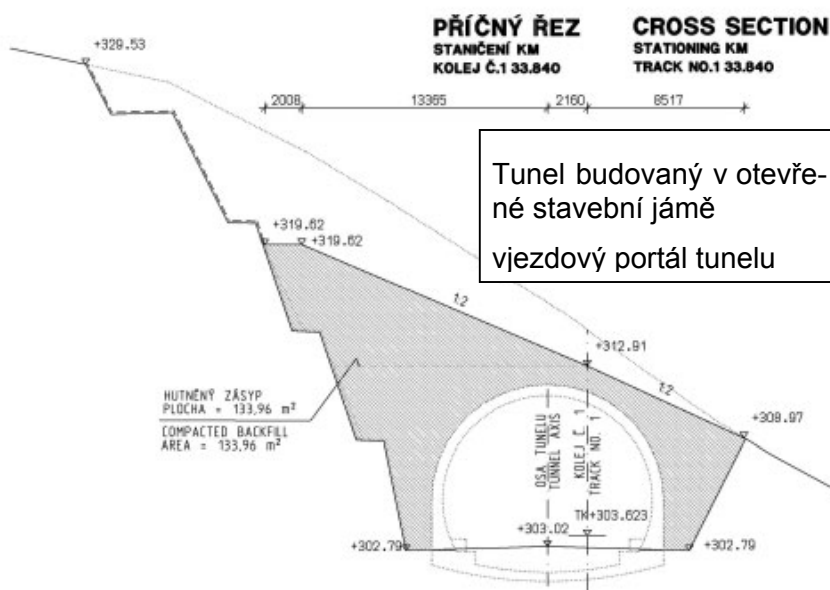
Tloušťka primárního ostění ze stříkaného betonu C25/30 se pohybuje v závislosti na technologické třídě výrubu NRTM od 150 mm do 250 mm.

Sekundární ostění ražených úseků z betonu C25/30 má minimální tloušťku ve vrcholu klenby 350 mm. Směrem k opěří se tloušťka zvětšuje až na cca 600 mm. Ostění hloubeného tunelu (portálových pásů) minimální tloušťky 600 mm tvoří železobetonová konstrukce z betonu C25/30 odolného proti průsakům vody. Betonáž konstrukce definitivního ostění probíhá po blocích délky 12 m do bednicího vozu. Tunel Hněvkovský I. je navržen v celé délce se spodní klenbou. Stabilitu střední části tunelu Malá Huba, ražené v technologické třídě výrubu III., zajišťuje klenba definitivního ostění založená na patkách. V ostatních částech tunelu je ostění navrženo se spodní klenbou. V ražené části tunelu spojuje horní klenbu a spodní klenbu (resp. patky) kloubový styk. Portálové pásy tvoří rámová konstrukce s vetknutím horní a spodní klenby, která lépe přenáší nesymetrické zatížení zpětným zásypem.

K normou požadovaným bezpečnostním prvkům, které ovlivňují konstrukční řešení, patří záchranné výklenky umístěné v rastru 24 m (v každém druhém tunelovém pásu). V místě výklenků jsou situovány i další prvky vybavení tunelu. Jedná se zejména o kabelové šachty, šachty na čištění drenáže, světelný a zásuvkový okruh, hydranty požárního vodovodu nebo body pro měření účinků bludných proudů. Pro zvýšení bezpečnosti pracovníků provádějících kontrolu tunelu slouží kromě záchranných výklenků pevná pochozí stezka situovaná na obou stranách tunelu. Osoby v tunelu jsou během pochůzky vystaveny účinkům pístového efektu projíždějícího vlaku. Nezbytnou oporu poskytuje v této situaci madlo upevněné k ostění ve výšce 1,1 m nad úrovní stezky. Pod úrovní stezky vedou kabelové kanály a požární vodovod.

4.1 HLOUBENÉ ÚSEKY TUNELŮ

Oba tunely vcházejí do hory pod ostrým úhlem. Rozsah hloubených úseků limituje taková výška nadloží, která zajišťuje možnost vytvoření dostatečně únosného horninového prstence v okolí výrubu. U šikmého vedení trasy vzniká v případě hloubených úseků problém nesymetrického zatížení ostění, které nepříznivě ovlivňuje průběhy statických veličin, zvyšuje nároky na dimenze ostění a tím i celkovou cenu díla. Materiál zpětných zásypů je zpravidla výrazně horších geotechnických parametrů než stávající rostlá hornina a není schopen spolu s ostěním plnit nosnou funkci. Působí pouze jako opora s obtížně stanovitelnými geotechnickými parametry a veškeré zatížení přenáší ostění hloubeného tunelu. Z uvedených důvodů bylo v průběhu

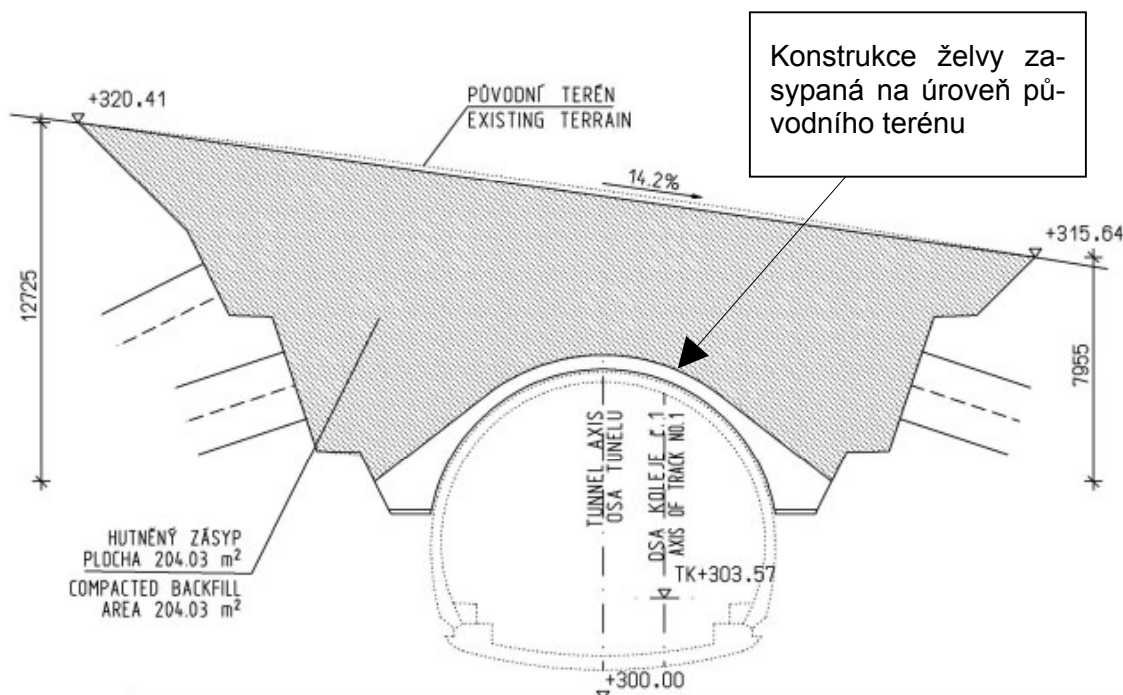


projektu snahou zpracovatelů minimalizovat délku hloubených úseků a nalézt takové řešení, které by v maximální možné míře využilo nosné funkce horninového masivu. K tomu přistupoval i požadavek omezení rozsahu zemních prací v obtížně rozpojitelném horninovém prostředí. Na vjezdovém portálu tunelu Hněvkovský I. dosahuje délka hloubené části 36 m, na ostatních třech portálech je rozsah hloubených částí omezen pouze na portálové pásy délky 12 m. U výjezdových portálů je problematika nízkého nadloží řešena použitím metody „želva“.

Výstavba vjezdového portálu tunelu Malá Huba je ztížena skutečností, že konstrukce portálového pásu přímo navazuje na nově budovaný most přes řeku Moravskou Sázavu. Přístup k portálu i vzájemná koordinace obou staveb bude klást zvýšené nároky na plán organizace výstavby i vlastní provádění.

4.2 ÚSEKY RAŽENÉ POD OCHRANOU KLENBY

Úseky tunelu s nízkým nadložím je možno budovat v otevřené stavební jámě nebo razit za zvláštních opatření s větším či menším rizikem prolomení nadloží. Vzhledem k tomu, že se v nadloží tunelů nenachází objekty ani inženýrské sítě, nebylo nutno navrhovat zvláštní technologické postupy a vynakládat další finanční prostředky k ražbě tunelu hornickým způsobem. Vysoká pevnost a obtížná rozpojitelnost horninového masivu vedla k požadavku snížení objemu zemních prací.



Metoda „želva“, navržená na výjezdových portálech obou tunelů, umožňuje snížit hloubku stavební jámy na úroveň kaloty tunelu se všemi výhodami, které tato skutečnost přináší (snížení objemu výkopů a zásypů, zajištění svahů stavební jámy, statické chování konstrukce ostění apod.). Až do úrovně vrcholu klenby budoucího tunelu probíhá odtěžování stavební jámy bez omezení a zvláštních opatření. Sklony jámy jsou navrženy v souladu s geotechnickými parametry zemin, resp. hornin v dané lokalitě. Pod úrovní vrcholu klenby začíná odtěžování se současnou úpravou výkopu do tvaru klenby tunelu. Hornina tvoří přirozené bednění klenby „želvy“. Před zahájením ražby je konstrukce „želvy“ zasypána a povrch území je možno upravit do definitivní podoby. Ražba probíhá následně pod ochranou klenby. Kromě již popsaných výhod umožňuje

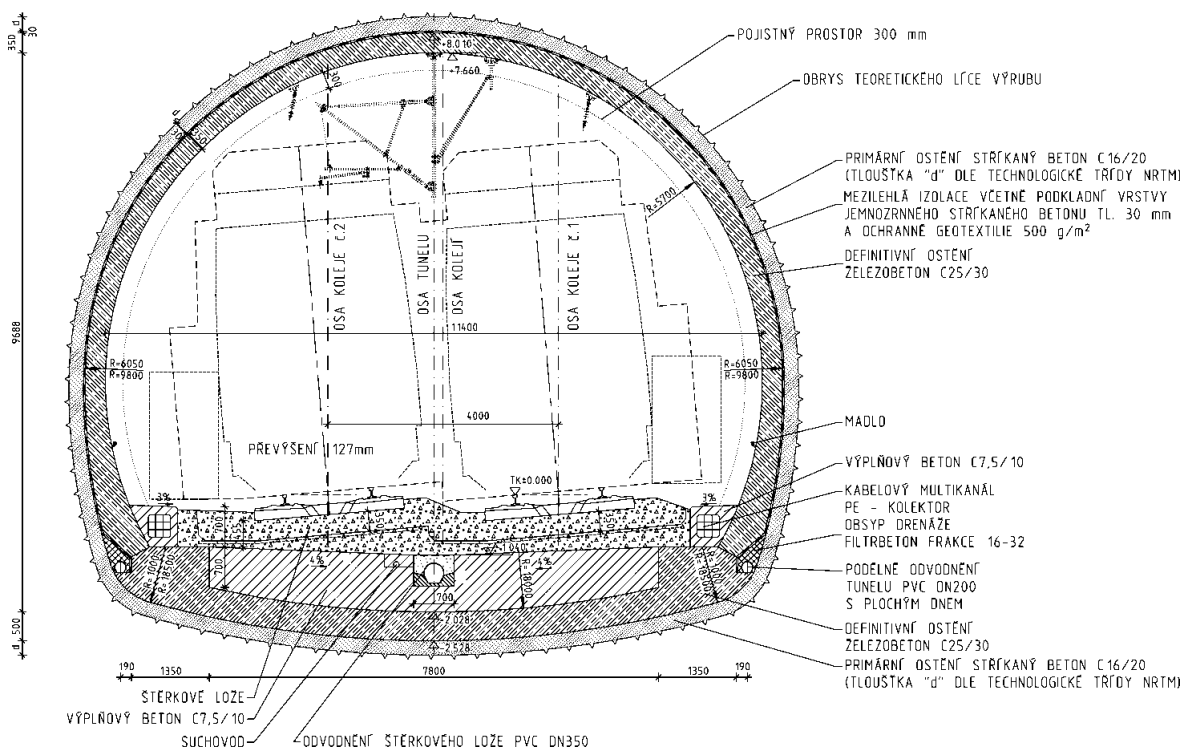
metoda použití stejných technologických postupů a zařízení jako v raženém tunelu, včetně tak nákladného zařízení, jakým je bednicí vůz.

4.3 ÚSEKY TUNELŮ RAŽENÉ NRTM

Po prostudování výsledků inženýrskogeologického průzkumu byly ražené úseky rozčleněny do technologických tříd výrubu NRTM. Každá technologická třída výrubu přesně definuje způsob členění výrubu, délku záběru a způsob zajištění stability výrubu po čas ražby. Délka úseku se stejnou technologickou třídou i jeho poloha závisí zejména na kvalitě horninového prostředí, výšce nadloží a vzdálenosti od portálu. Dobrá kvalita horninového prostředí umožňuje s výhodou použít hydraulicky upínatelné svorníky (HUS). Pouze v oblasti portálu v technologické třídě výrubu V. probíhá stabilizace vý

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ - RAŽENÝ TUNEL

M 1:50



rubu kotvami SN délky 4 m osazovanými do vrtů s cementovou zálivkou, jejichž vlastnosti lépe vyhovují předpokládanému způsobu porušení.

Požadavky na obsah projektové dokumentace i způsob provádění definují spolu s vyhláškami Českého báňského úřadu i zcela přepracované TKP 20 (zpracovatel ILF Consulting Engineers). Ražba probíhá u obou tunelů od výjezdového portálu s tím, že na vjezdovém portále je proveden zárodek kaloty a dále v kalotě vyraženo cca 10 m tunelu, aby prorážka probíhala v hoře. Upřesnění technologického postupu a způsobu

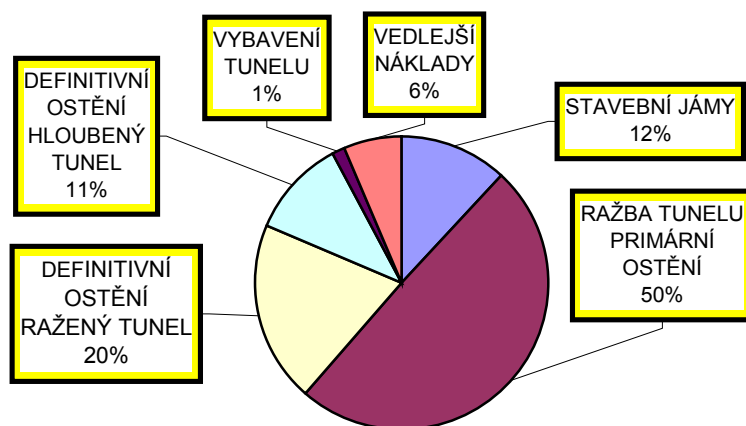
ZASTOUPENÍ TŘÍD VÝRUBU V TUNELECH.				
Třída výrubu	V.	IV.	III.	Želva
Malá Huba	64 [m]	44 [m]	168 [m]	24 [m]
Hněvkovský I.	60 [m]	36 [m]	-	36 [m]

zásadní vliv na ekonomický výsledek celé stavby tunelu. Podíl činností spojených

zajištění výrubu provádí přímo na stavbě odpovědní zástupci stran zúčastněných na výstavbě. Změny mají

s ražbou a zajištěním výrubu na celkové ceně ukazuje následující graf. V obdobném poměru je i míra zodpovědnosti za případné změny.

Jako příklad je použit již realizovaný tunel Vepřek, jehož parametry (tvar příčného řezu,



FINANČNÍ ZASTOUPENÍ JEDNOTLIVÝCH ETAP VÝSTAVBY
KONTROLNÍ ROZPOČET PROJEKTU STAVBY TUNELU VEPŘEK

délka tunelu, způsob zajištění výrubu apod.) přibližně odpovídají popisovaným tune-lům. Uvedené hodnoty odpovídají kontrolnímu rozpočtu v úrovni projektu stavby.

4.3.1 Tunel Hněvkovský I.

V celé délce raženého úseku se jedná o případ tunelu prováděného s nízkým nadložím, jehož výška se pohybuje v rozmezí od 6 do 12 m. Tomu odpovídá i zvolený technologický postup výstavby a způsob zajištění stability výrubu. Ražba probíhá dovrčně proti směru staničení tratě, tj. od začátku raženého úseku v km 33.983 až do staničení km 33.851. Pro větší přehlednost a možnost snazší orientace v tunelu během stavebních prací je osa tunelu staničena ve směru ražby v tunelových metrech. Počátek určuje poloha raženého portálu.

Pro předpokládané geotechnické podmínky byly stanoveny 2 základní technologické třídy výrubu NRTM (TV-IV. a TV-V.). Zahájení prací probíhá pod ochranou konstrukce želvy s technologickým postupem podle zásad NRTM. Ražba jádra pod želvou odpovídá technologické třídě výrubu V. Vzhledem k zastiženým inženýrskogeologickým poměrům nelze provádět rozpojování hornin bez použití trhacích prací. Primární ostění tvoří stříkaný beton se sítí, příhradovými nosníky a



kotvami. Profil tunelu je horizontálně členěn na kalotu, jádro a počvu. V podélném směru vzdálenost jednotlivých čeleb závisí na zastižených geotechnických podmínkách a je určena technologickou třídou výrubu. Ražba probíhá dovrchně od výjezdového portálu směrem k vjezdovému portálu. Z hlediska odvodnění po dobu výstavby je nutno zřízovat pracovní jímky a vodu čerpat do usazovací jímky před raženým portálem tunelu. Prakticky nulový podélný sklon tunelu neumožňuje odvádět vodu samospádem. Vzhledem k očekávaným malým přítokům podzemní vody půjde zpravidla o vodu technologickou, zejména z vrtání kotev a vrtů pro trhací práce. V technologické třídě výrubu V. zvyšuje stabilitu přístropí deštník z „jehel“ (betonářská ocel Ø 25 mm délky 4 m) osazovaných do vrtů s roztečí 400 mm v každém druhém záběru. Navržené opatření rovněž snižuje možnost vzniku nadvýrubů a tím i spotřebu stříkaného betonu na jejich vyplnění. Třída výrubu IV. je určena do střední části tunelu, tj. do oblasti s vyšším nadloží.

4.3.2 Tunel Malá Huba



Technologický postup i princip výstavby odpovídá zásadám popsaným v části týkající se tunelu Hněvkovský I. Vzhledem k výšce nadloží, dosahující až 40 m, parametrum horninového masivu a větší délce tunelu, byl ražený úsek rozdělen do tří technologických tříd výrubu. Doplněná technologická třída výrubu III. je určena do nejlepších geotechnických poměrů. Ražba v tomto úseku probíhá bez provádění spodní klenby a výztuž primárního ostění příhradovými rámy je navržena pouze v kalotě. To umožňuje spolu se zvětšenou délkou záběru až na max. 2

m podstatně zrychlit ražbu a tím i výslednou cenu za metr vyraženého tunelu.

ZÁKLADNÍ INFORMACE O TECHNOLOGICKÝCH TŘÍDÁCH VÝRUBU NRTM			
Popis	Třída výrubu III.	Třída výrubu IV.	Třída výrubu V.
Plocha výrubu kaloty	57,978 m ²	58,937 m ²	59,903 m ²
Plocha výrubu jádra	35,379 m ²	35,598 m ²	35,917 m ²
Plocha výrubu počvy	7,717 m ²	19,005 m ²	20,817 m ²
Tloušťka primárního ostění	150 mm	200 mm	250 mm
Délka záběru v kalotě	2,0 m	1,4 m	1,0 m
Použité kotvy	HUS, L = 3 m	HUS, L = 4 m	SN, L = 4 m
Výztuž primárního ostění	1 x síť, rámy v kalotě h = 100 mm	2 x síť, rámy h = 120 mm	2 x síť, rámy h = 150 mm
Předpokládaná deformace	≤ 30 mm	≤ 40 mm	≤ 50 mm

5 ZÁVĚR

Při trasování nových tratí by bylo vhodné přistupovat k návrhu trasy s vědomím, že tunely jsou stavby velmi nákladné a mají svá specifika. Při rozhodování o umístění tunelu zpravidla hraje zásadní roli cena, která odpovídá délce tunelu. Je však otázkou, zda nejkratší tunel představuje z hlediska dlouhodobé perspektivy vždy tu neoptimálnější variantu. V komplikované finanční situaci vede snaha o minimalizaci výkupu pozemků a zkrácení tunelové části stavby často k "uvěznění" kolejového řešení do tunelu ve směrovém oblouku malého poloměru. V konečném důsledku tato "úspora" znamená

degradaci tratě na několik generací a prakticky vylučuje možnost vylepšení parametrů trati v budoucnosti.

Nová rakouská tunelovací metoda se již pomalu začíná v případě železničních tunelů v síti Českých drah zabydlovat. Po úspěšné realizaci tunelu Vepřek (projekt ILF Consulting Engineers, realizace Metrostav) slavnostně uvedeném do provozu 27.5.2002, následovaly projekty tunelů Krasíkovský I. a II. (Metroprojekt Praha) a Nového spojení (SUDOP Praha). Pokud

pomineme Nový třebovický tunel (ILF Consulting Engineers), navržený jako ražený pod ochranou stropní desky a podzemních stěn, a jednokolejný tunel Březenský, kde v současné době probíhá ražba metodou obvodového vrubu (projekt SUDOP Praha, realizace Metrostav), budou nebo již jsou ostatní železniční tunely raženy pomocí NRTM. Tato skutečnost ukazuje, že NRTM je moderní metodou použitelnou v širokém spektru horninových prostředí, která umožňuje dosažení příznivých ekonomických výsledků.

Rok 2003 bude v České republice rokem železničních tunelů. V průběhu roku bude ve výstavbě 7 ražených železničních tunelů, což je stav, který nemá v historii Českých drah obdoby. Jedná se o jasný signál, že modernizace železničních koridorů a rozvoj železniční dopravy zastává v České republice nezastupitelné místo. Úspěšná realizace staveb s dobrými technicko-ekonomickými výsledky představuje společný cíl investorů, projektantů i dodavatelů.



PROJEKT NOVÉHO TŘEBOVICKÉHO TUNELU

Ing. Petr SVOBODA, ILF Consulting Engineers, s. r. o.

1 ÚVOD

Stávající Třebovický tunel se stal na dlouhá léta noční můrou všech „barabů“ a z hlediska obtížnosti inženýrskogeologických podmínek nemá v České republice obdoby. Jeho historie začíná v roce 1842, kdy začaly práce na výstavbě dvoukolejného železničního tunelu délky 508 m. Těžkosti, se kterými se naši předkové jen s velkými obtížemi dokázali vypořádat byly příčinou prodloužení doby výstavby až na 31 měsíců. Komplikace při



výstavbě zapříčinily pětinasobné překročení původního rozpočtu. Uvedením dvoukolejného tunelu do provozu v roce 1845 však smutná historie tunelu nekončí. Krátce po zahájení provozu se na obezdívce objevily závady, které vedly na některých místech k zajištění tunelu výdřevou. Situace vyvrcholila rozhodnutím o opuštění tunelu a zřízení objízdné trasy po povrchu se zahájením provozu v roce 1866. V tunelu došlo k degradaci ostění a četným závalům. Po vzniku Československé republiky bylo rozhodnuto tunel obnovit a provozovat v něm jednu z kolejí zdvoukolejné tratě Olomouc – Česká Třebová. Za 24 měsíců byl tunel znovu vyražen, tentokrát již jen jako jednokolejný. Ani nově navržené ostění nedokázalo vzdorovat bobtnacím tlakům plastických jíílů, které obklopují stávající tunel. Protože v současné době tunel opět nevyhovuje z hlediska průjezdného průřezu a ostění je místy poškozeno, zpracovala firma ILF Consulting Engineers, s. r. o. v roce 1996 studii proveditelnosti rekonstrukce stávajícího tunelu. Z mnoha variant byly do konečného posouzení vybrány tři. Jednalo se o ražbu tunelu se zlepšením prostředí zmrazováním, ražbu s využitím mikrotunelování a rekonstrukci tunelu v otevřené stavební jámě se zpětným zasypáním nově vytvořené konstrukce. Z technickoekonomického posouzení variant vyšla jako vítězná varianta třetí. Vývojem času byla myšlenka rekonstrukce stávajícího tunelu opuštěna a v rámci přípravné dokumentace stavby byla nalezena nová stopa, optimalizovaná jak z hlediska výstavby nového třebovického tunelu, tak zejména z hlediska provozních nákladů, které hrají v dlouhodobém časovém horizontu významnou roli. V úrovni dokumentace projektu stavby se opět „dostala do hry“ firma ILF Consulting Engineers, s. r. o., která projekt tunelu zpracovala formou subdodávky pro projektanta celého traťového úseku, firmu Metroprojekt Praha, a. s.

Článek popisuje navržené technické řešení Nového třebovického tunelu, který je budován v rámci optimalizace traťového úseku Krasíkov – Česká Třebová na 2. železničním koridoru.

2 INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY

Geologické prostředí, ve kterém bude stavba realizována, tvoří tercierní jíly tuhé až pevné konzistence s výskytem písčitých proplátek a čoček. Písečné polohy, uzavřené

v nepropustném komplexu neogenních jíľů, jsou zpravidla zvodnělé s napjatou hladinou podzemní vody. Kvartérní pokryv ležící na neogenních jíľech tvoří sedimenty o celkové mocnosti od 2,8 do 10,3 m. Fluviální sedimenty, zastoupené různě zrnitými písky, tvoří ve střední části tunelu podstatnou část nadloží.

V kvartérních sedimentech se vytváří mělký kolektor spodní vody závislý na množství srážek. Hladina podzemní vody se objevuje cca 1-7 m pod povrchem. Maximální zjištěný výkyv hladiny, způsobený povrchovými srážkami, činil maximálně 1-1,5 m. V terciérních jíľech je podzemní voda vázána téměř výhradně na písčité vložky a polohy s dobrou průlinovou propustností. Samotné jíľy tvoří pro vodu prakticky nepropustné prostředí. Ve střední části tunelu průzkum zastihl v hloubce 21,0 m rozsáhlou akumulaci zvodnělých písků, vytvářející významný kolektor se značnou kapacitou podzemní vody. Značný rizikový faktor představuje přítomnost zvodnělých poloh. Komplikaci při výstavbě tunelu představuje i v současnosti již uzavřená skládka tuhého komunálního odpadu. Během provedeného průzkumu ani místním šetřením se nepodařilo zjistit přesný rozsah skládky ani typ ukládaného odpadu. Pro zjištění alespoň přibližného rozsahu skládky navrhl zpracovatel dokumentace geofyzikální měření. Neocenitelné informace přináší historické materiály z výstavby a rekonstrukce stávajícího tunelu. Na rozdíl od IG průzkumu poskytují dobové materiály představu o chování zastižených materiálů při ražbě větších profilů, které nelze získat vzhledem k velikosti výrubu ani při ražbě průzkumných štol. Protože informace považujeme za zajímavé nejen z hlediska geotechnického, uvádíme v dalším textu krátký historický přehled.

3 STARÝ TUNEL

Archivní materiály popisují horninové prostředí a těžkosti spojené jak s výstavbou tunelu, tak i předportálových zářezů. Ještě před zahájením ražby tunelu v roce 1842 navrhl inspektor Negrelli zřízení tunelu v otevřeném zářezu. Proti této variantě stála celá řada námitek a zejména pak poukaz na obtíže spojené s výstavbou mnohem menších zářezů na portálech tunelu. Rovněž zřízení hlubokého zářezu na místo tunelu bylo odmítnuto s ohledem na vysoké náklady na údržbu a zajištění průjezdnosti. Při ražbě a zdění ostění způsobovalo velké problémy nestabilní horninové prostředí. V modrém plastickém jíľu se za přítomnosti vzduchu opět nastartovaly velkým tlakem pozastavené hnilobné procesy. Jíľ byl vydatně dotován podzemní vodou z písčitých proplátek a čouček, z kvartérních pokryvů, ale i srážkovou vodou přiváděnou do podzemí těžními a přístupovými šachtami. Působením vody a vzduchu měnil svou konzistenci a bobtnal. Ještě horší situaci popisují materiály v případě rekonstrukce tunelu. Vlivem deformací způsobených zavalením tunelu a za přítomnosti vody z těžních a přístupových šachet došlo k prohnětení jíľů, které vedlo ke změně konzistence. Při nové ražbě prováděné v rámci rekonstrukce byly v prostoru tunelu nalezeny předměty, které do tunelu „propadly“ nadloží. Lokálně byl tunel vyplněn materiálem až po úroveň horní klenby.

4 STÁVAJÍCÍ STAV A NOVÝ TUNEL

Stávající dvoukolejná trať je mezi stanicemi Třebovice a Rudoltice v Čechách vedena jako dvě samostatné jednokolejné tratě. Kolej č.2 provozovaná ve směru z Rudoltic do Třebovic prochází starým Třebovickým tunelem. Kolej č.1 vede po povrchu a je provozována ve směru z Třebovic do Rudoltic. Kolejové uspořádání vzniklo s ohledem na sklonové poměry ve třicátých letech minulého století při zdvoukolejňování hlavních železničních tratí ve směru západ – východ.

Předmětem dokumentace byl projekt nového třebovického tunelu v trase nalezené a schválené v úrovni přípravné dokumentace. Vzdálenost nové trasy od stávajícího tunelu nepřesahující 120 m a informace o složení masivu z hlediska inženýrskogeologických vlastností nám umožnilo zahájit přípravné práce na projektu ještě před konečným vyhodnocením výsledků inženýrskogeologického průzkumu.



Cenné informace získané při zpracování již zmiňované studie proveditelnosti byly postupně doplňovány dílčími výsledky paralelně prováděného IG průzkumu. Díky dobré spolupráci s firmou provádějící průzkum se nám podařilo částečně ovlivnit jeho rozsah a náplň a získat tak další cenné informace o parametrech a chování zemin zastoupených v zájmovém území

Nový třebovický tunel délky 550 m se nachází v širokém plochém sedle tzv. Třebovské bráně. Tunel je situovaný jižně od tunelu stávajícího, podchází vzdušné vedení 22 kV, silnici I/43 Česká Třebová – Svitavy a kolej č.1 stávající trati Krasíkov – Česká Třebová. Tunel leží částečně v přímé a částečně ve směrovém oblouku o poloměru 850 m.

S ohledem na inženýrskogeologické poměry dotčené lokality a dochované materiály o stavbě a rekonstrukci starého třebovického tunelu jsme zvažovali několik variant výstavby nového tunelu nebo i zřízení hlubokého zářezu. Vzhledem k dříve schválenému směrovému a výškovému vedení trasy byl vyloučen hluboký otevřený zářez. Z celé řady možností, od zřízení tunelu v otevřené stavební jámě po cyklickou ražbu pod ochranou klenby vytvořené mikrotunelováním popř. zmrazováním horniny, zvítězila metoda kombinující hloubení s ražbou pod ochranou stropní desky a podzemních stěn. Ražené varianty, výhodné zejména z hlediska omezení přeložek a výluk na komunikacích vedoucích v nadloží tunelu, se vzhledem k složitosti IG podmínek ukázaly jako nevhodné.

4.1 Popis konstrukčního řešení a návrh příčného řezu

V podélném směru je tunel rozdělen na 44 tunelových pásů délky 12,5. Ostění tunelu tvoří dvě řady podzemních stěn, prostě uložená stropní deska a částečně vetknutá spodní deska. Pouze portálový pás P2 rudoltického portálu je budován v otevřené stavební jámě jako uzavřený rám. Délka bloku betonáže odpovídá délce tunelového pásu. Boční stěnu tunelového pásu tvoří dvě lamely podzemní stěny délky 6,25 m.

V místech zámků podélných lamel jsou pod úrovní dna tunelu vybudovány rozpěrné příčné lamely. Na nutnost rozepření podzemních stěn i ve spodní úrovni v předstihu před začátkem ražby poukázal statický výpočet. Konstrukce byla řešena metodou konečných prvků jako 3D úloha.

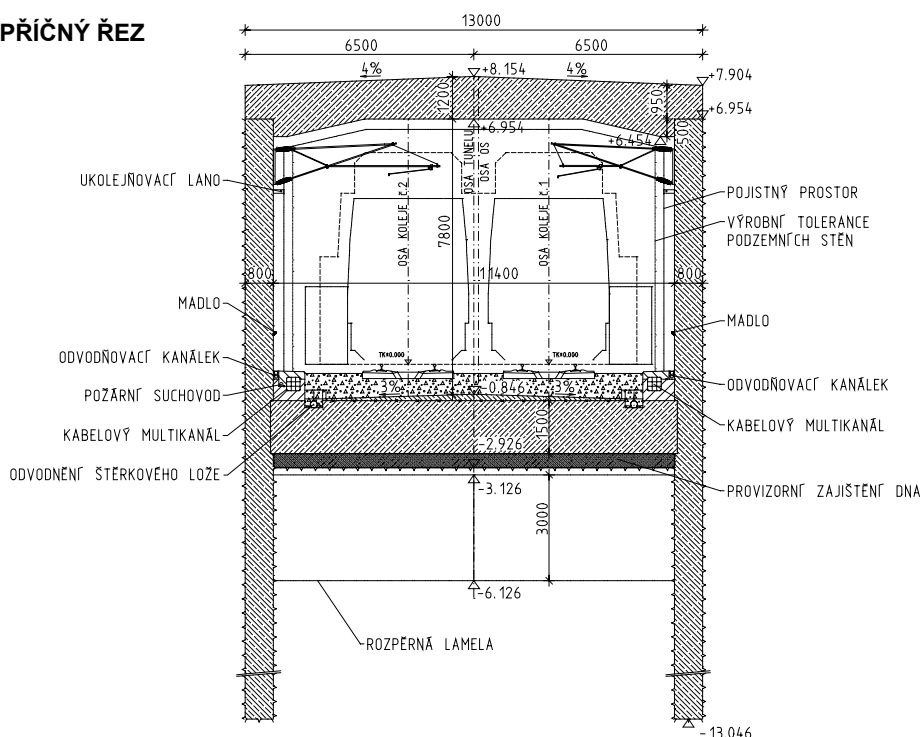
Z hlediska použité nosné konstrukce je tunel rozdělen na dva typy, které se liší tloušťkou stropní desky a hloubkou podzemních stěn. Použití příslušného typu konstrukce odpovídá výšce nadloží a dělí tunel na dva příportálové úseky a jeden úsek mezilehlý. V příportálových úsecích délky 125 m a 100 m má stropní deska tloušťku 900 mm, podzemní stěny o tloušťce 800 mm dosahují hloubky 18 m. Ve střední části tunelu o délce úseku 312,5 m mají podzemní stěny hloubku 20 m a tloušťka stropní desky dosahuje 1200 mm. Tloušťka spodní desky je v celé délce tunelu 1500 mm.

Příčný řez tunelu je navržen pro „Sdružený tunelový průjezdný průřez pro elektrizovanou trať“ s pojistným prostorem 300 mm podle návrhu normy ČSN 73 7508 – Železniční tunely. Nutné rozměry vnitřního teoretického líce ovlivňuje dále převýšení koleje 135 mm a výrobní tolerance podzemních stěn. Osa tunelu je od osy kolejí odsazena o 130 mm. Tunnel je vybaven záchrannými výklenky situovanými vstřícně po obou stranách tunelu ve vzdálenosti 25 m. Ve výklencích jsou umístěny kabelové šachty a v každém druhém výklenku šachty s výtakovými ventily požárního suchovodu, zásuvky pro odběr elektrické energie a vypínače osvětlení. Požární suchovod je stejně jako devítiovorové kabelové multikanály pro převod slaboproudých a silnoproudých vedení zabetonován do pochozí stezky o šířce 900 mm. Další bezpečnostní prvek představuje madlo osazené po obou stranách tunelu.

Trakční vedení je zavěšeno na nosných konzolách připevněných k boku ostění pomocí vysokopevnostních ocelových kotev $\varnothing 20$ mm, resp. $\varnothing 16$ mm, osazovaných dodatečně do vrtů v železobetonovém ostění z betonu C25/30.

Odvodnění kolejového lože je řešeno v příčném směru vyspádováním výplňového betonu pod kolejovým ložem od středu tunelu ve sklonu 3% k postraním tunelovým stolkám o $\varnothing 200$ mm s plochým dnem. Voda je v podélném směru svedena ve sklonu tratě cca 7‰ k výjezdovému portálu. Podél podzemních stěn definitivního ostění jsou v pochozí stezce navrženy podélné odvodňovací žlaby. Úkolem žlabů je zachytit případné průsaky přes ostění tunelu a zabránit tak namrzání pochozí stezky v zimním období.

PŘÍČNÝ ŘEZ



4.2 Technologie výstavby

4.2.1 Práce na povrchu

Všechny práce prováděné z povrchu musí být z důvodu přeložky komunikace I/43 Svitavy – Česká Třebová rozděleny na dvě etapy. Po vybudování objízdny komunikace budou zahájeny práce na části jámy u rudoltického portálu. V první fázi dojde k odtěžení stavební jámy na úroveň pro hloubení podzemních stěn. Stavební jáma bude odtěžována postupně po jednotlivých etážích s výškou max. 4 m Dočasnou stabilitu

všech etážích zajišťuje jednotný sklon 1:2 a 100 mm stříkaného betonu s jednou výztužnou sítí. Druhou etáž navrženou v písčitých sedimentech navíc zajišťují zarážené hřeby Ø25 mm a délky 4 m. Z úrovně dna stavební jámy budou po jednotlivých lamelách do předem připravených vodících zídek hloubeny a betonovány podzemní stěny. Podélné železobetonové lamely ostění tunelu z betonu C25/30 a s výztuží 10 505 (R) mají délku 6,25 m. Současně s podélnými lamelami jsou v místech zámků lamel betonovány rozpěrné lamely příčné. Nosnou část rozpěrné lamely tvoří beton C25/30. Zbývající část lamely, určenou k vybourání při ražbě tunelu, vyplňuje beton C8/10. Po úpravě koruny jednotlivých lamel se na upravený terén mezi podzemní stěny vybetonuje vrstva podkladního betonu, položí separační folie a následně smontuje výztuž stropní desky.

Upravená koruna podzemních stěn bude ošetřena krystalizačním nástřikem. Do spár se připevní expanzní těsnicí pásy. Na upravený terén je vybetonována stropní deska tunelu. Délka bloku betonáže desky 12,5 m odpovídá délce tunelového pásu. Po odbednění je do připravených žlábků zhutněn krystalizační tmel a vnější líc stropní desky se ošetří krystalizačním nástřikem. Následně se okolo stropní desky zřídí jílové těsnění a deska je zpětně přesypána do tvaru původního terénu. Po provedení první fáze výstavby je komunikace I/43 Svitavy – Česká Třebová přeložena zpět do své původní osy a celý postup se opakuje na straně tunelu blíže k třebovickému portálu.

4.2.2 Práce pod ochranou stropní desky a podzemních stěn

Po ukončení zpětných zásypů následuje od rudoltického portálu dovrchní ražba kaloty tunelu. Rozhodující roli hraje ochrana dna před poškozením těžkou dopravou, ale i před rozmáčením technologickou vodou nebo vodou z pískových čoček. Maximální délku záběru v kalotě určuje vzdálenost příčných rozpěrných lamel. Bezpečnost ražby zvyšují 10 m dlouhé průzkumné předvrty prováděné v předstihu pro zjištění a odvodnění zvodnělých poloh písků. Kalota bude odtěžena v celé délce tunelu. Ražba druhé etáže probíhá ze dna kaloty s ústupem. Provizorní zajištění dna betonem C16/20 s výztužnou sítí následuje ihned po odtěžení. S minimálním technologickým odstupem za provizorním zajištěním musí být provedena betonáž spodní desky definitivního dna tunelu. Před montáží výztuže se ošetří pracovní spáry krystalizačními nátěry a osadí těsnicí expanzní pásy. Po montáži výztuže je na povrch betonu provizorního zajištění dna aplikován krystalizační nástřik. Betonáž spodní desky probíhá v blocích délky 12,5 m. Do předem připravených žlábků u pracovních spár bude zhutněn krystalizační tmel. Zároveň se zatmelí i spáry zámků jednotlivých lamel podzemních stěn. Na očištěný povrch podzemních stěn je nanesen krystalizační nátěr.

4.2.3 Hloubený tunel

Tunelový pás P2 rudoltického výjezdového portálu je jako jediný budován v otevřené stavební jámě. Technologie vyplývá z nevhodných terénních podmínek pro budování podzemních stěn. Stabilitu jámy zajišťuje kotvená pilotová stěna. Návrh pilotové stěny je vyvolán nutností zajistit základ mostního provizoria převádějící po dobu výstavby kolej č.1.

4.3 Zajištění požadované třídy vodotěsnosti ostění

Ostění tunelu, navržené jako jednoplášťové z betonu odolného proti průsakům vody, přebírá a plní mimo funkce nosné i funkci izolační. Pro posílení vodotěsnosti betonového ostění budou aplikovány na ostění krystalizační nátěry. Jedná se o doposud největší použití těchto materiálů v síti Českých drah. Krystalické materiály jsou práškové kompozity na bázi portlandského cementu, velmi jemného křemičitého písku a mnoha aktivních chemikálií. Před aplikací se směs míchá s vodou, čímž vznikne kašovitá směs, která se formou nátěru nebo nástřiku aplikuje na povrch betonu. Chemikálie vyvolávají katalitickou reakci, způsobující tvorbu nerozpustných vláknitých krystalů v pórech a kapilárách betonu. Samotná vrstva krystalického nátěru nemá těsnicí funkci, beton se proti průnikům kapaliny ve všech směrech dotěsní přímo uvnitř kapilární

struktury. K aktivaci potřebují krystalizační látky vodu pronikající do konstrukce. Krystalizační nátěr se aplikuje vždy na dostupné plochy ostění, tzn. horní líc stropní desky, vnitřní líc podzemních stěn a horní líc provizorního zajištění dna. Na povrch pracovní spáry je opět použit nátěr krystalizačním materiálem jako základní opatření proti průniku vody. Do každé spáry se osadí dva expanzní těsnící pásy a po zabetonování druhé části konstrukce

se do předem připraveného nebo do ostění vysekaného požlábků ve tvaru „U“ zhutní krystalizační tmel, který plní funkci pojistky při selhání expanzních pásků.



4.4 Návrh geotechnického monitoringu

Kontrolní geotechnické sledování během výstavby je rozděleno na systém povrchového sledování během hloubení stavební jámy a měřicí systémy během ražby. V rámci realizace povrchových zemních prací navrhujeme pro sledování chování horninového masivu standardní geodetickou metodu. Systém měření spočívá ve vytvoření měřicích profilů z pevných bodů, jejichž posun v čase se sleduje a vyhodnocuje. Monitoring realizovaný z tunelu během ražby slouží k měření deformací železobetonové konstrukce a změn v okolním geologickém prostředí, vyvolaných touto činností. Ke zjištění velikosti deformací včetně vývoje deformací v čase a následnému porovnání s výpočtovými hodnotami jsou navržena geodetická měření, doplněná měřeními deformačními. Měření zajišťují malé strunové deformetry ve stropní a spodní desce a tyčové strunové deformetry v podzemních stěnách. Při sledování změn v geologickém prostředí se omezuje na sledování otevřeného dna tunelu. Při sledování deformací dna se jedná především o kluzný deformetr. Toto zařízení umožňuje monitorovat axiální deformace (zkrácení příp. prodloužení) podél měřené přímky, kterou představuje speciálně vystrojený svislý vrt. Samotný měřicí přístroj je přenosná sonda a měření mají etapový charakter. Pro doplnění informací ze dna hloubeného tunelu jsou navržena měřidla pórového tlaku. Předpokládáme, že vztlak působící na dno tunelu se projeví poklesem pórových tlaků, další vývoj pórových tlaků očekáváme při následném zatížení spodní desky a konsolidaci jílu v podzákladí. Osazení měřidel předpokládáme zatlačením přímo do odkrytého dna před pokládkou podkladního betonu. Navrhujeme použití piezometrů se strunovým čidlem na snímání tlaku vstupující vody.

5 ZÁVĚR

Nový třebovický tunel je objemem investičních nákladů určitě jedním z největších stavebních objektů v rámci modernizace koridorových tratí v České republice. Jedná se zároveň o dílo unikátní kubaturou budovaných podzemních stěn, navrženým jednoplášťovým ostěním i rozsahem použitých krystalizačních nátěrů. Navržené řešení představuje transparentní systém těsnění konstrukce s možností sanací případných lokálních průsaků opět pomocí krystalizace. V případě použití mezilehlé plášťové izolace by byla sanace bez dalších rozsáhlých opatření nemožná.

Realizace stavby klade velké nároky na koordinaci jednotlivých stavebních postupů, ale i kvalitu prováděných prací. Naší snahou bylo maximálně zjednodušit konstrukční řešení a tím vlastní provádění stavebních prací. Přesto bude záležet na všech účastnících výstavby a především na technickém dozoru investora zda bude tunel realizován

v požadovaném termínu i kvalitě. Tak bude konečně po více než 150 letech realizován záměr inženýrů budujících dráhu z Olomouce do Prahy - převést trať sedlem u Třebovic dvoukolejným tunelem.

Literatura:

Hons Josef - Velká cesta (1947)

ČD, DDC Optimalizace traťového úseku Krasíkov - Česká Třebová, „nový třebovický tunel“ - podrobný geotechnický průzkum. GeoTec-GS a.s., leden 2001

ČD, DDC Optimalizace traťového úseku Krasíkov - Česká Třebová, „nový třebovický tunel“ - doplňkový geotechnický průzkum. GeoTec-GS a.s., září 2001

ČD, DDC Optimalizace traťového úseku Krasíkov - Česká Třebová, SO 55-21-01 Tunel Třebovice II, projekt stavby, ILF Consulting Engineers, říjen 2001

Nová ČSN 73 7508 „Železniční tunely“

Ing. Roman SMIDA, SUDOP PRAHA a.s.

V září 2002 byl ukončen úkol č. 73/1119/96 technické normalizace vydáním nové české technické normy ČSN 73 75 08 „Železniční tunely“. Pro obor železničního podzemního stavitelství platila do této doby TNŽ 73 75 08 „Projektování a provádění železničních tunelů“, která vznikla prostým převodem bývalé ON 73 75 08 (z roku 1983) se stejným názvem poté co oborové normy byly zrušeny dnem 31.12.1993.

Návrh nové ČSN byl vypracován na základě formulovaných požadavků zadavatelem normalizačního úkolu tj. Ministerstvem dopravy a spojů České republiky. Šlo především o :

- přizpůsobení návrhu normy novým podmínkám, vyplývajícím z nových právních předpisů a nejnovějším technickým poznatkům
- zahrnout do návrhu normy nové techniky a technologie ražení a výstavby tunelů, používané vyspělými světovými firmami
- uvést do souladu technické parametry staveb s normami a technickými parametry států EU, dosáhnout návaznosti na ustanovení ČSN 73 7501 a využít případně i některá ustanovení TNŽ 73 7508, bývalé ON 73 7508 či i dřívější ON 737010.
- stanovením jednotných pravidel a požadavků pro projektování a výstavbu tunelových objektů umožnit podle nového zákona o drahách vykonávání drážní dopravy různým právníkům a fyzickým osobám.

Respektování výše uvedených požadavků usměrnilo svým způsobem koncepční přístup řešitele k vypracování návrhu normy, která by měla přispět k vytváření nezbytných podmínek pro dosažení vyšší technicko-ekonomické úrovně podzemních staveb v ČR tím, že podporuje projektování a provádění podzemních staveb v souladu s progresivními metodami světové tunelářské praxe. Norma se přitom orientuje jak na zvýšené využití nosné funkce horninového masivu ve všech případech, kdy je tato prakticky využitelná, tak i na racionálnost výběru a užití tunelovacích metod a technologií především podle toho, do jakých podmínek jsou předurčeny. V tomto směru neabsolutizuje postavení a výhodnost žádné z existujících metod. Lze předpokládat, že tímto přístupem lze z hospodárnit výstavbu, snižovat její finanční i materiálovou nákladovost a rizika, zvyšovat bezpečnost a spolehlivost úspěšného dokončení díla.

Při zpracování návrhu normy bylo využito kromě příslušných domácích pramenů i zahraničních norem a směrnic, zejména však :

- SIA NORM 198 – Untertagbau – Ražené podzemní stavby
- ÖNORM B 2203 – Untertagebauarbeiten – Podzemní stavební práce
- Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux. FASCICULE No. 69 - Travaux en souterrain. – Všeobecná technická ustanovení ve stavebnictví, sešit svazku č.69 – Podzemní práce.

I studiem těchto pramenů jsme si potvrdili nezbytnost revize původní TNŽ (ON 737508) a také nezbytnost poměrně zásadní změny při formulování koncepce nové normy. Studium ukázalo na zásadní odlišnost zahraničních norem v oboru podzemních staveb, kterých je celá řada a které jsou v podstatě zpracovány buď jako čistě metodický dokument nebo jako dokument sloužící pro zpracování smlouvy o dílo, který se stává nedílnou součástí podkladů pro výběrové řízení zhotovitele.

Ukázala se potřeba univerzálněji pojatého předpisu s pronikavější orientací na ustanovení smluvního charakteru. V tomto směru jsme se jako řešitelé normalizačního úkolu pokusili učinit první krok, k čemuž byla převzata i řada ustanovení ze zahraničních pramenů, zejména SIA 198. Nutno přiznat, že přechod na toto zaměření normy naráželo na odpor ČSNi i když odbornou veřejností z projektové a dodavatelské sféry bylo vítáno.

Nová norma ČSN 73 75 08 „Železniční tunely“ zachovává současný trend domácí normotvorby v oboru podzemního stavitelství tj. schema se základní normou ČSN 73 75 01 „Navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů“ a sadou navazujících technických norem podle účelu využití podzemního díla, ČSN 73 75 07 „Projektování tunelů pozemních komunikací“, ČSN 73 7503 Projektování a stavba tunelů městských drah“.

Norma platí pro projektování a výstavbu ražených i hloubených tunelů na drahách celostátních, regionálních a vlečkách o normálním rozchodu 1435 mm a traťovou rychlostí do 160 km /hod. Pro rekonstrukce, opravy a údržbu dosavadních tunelů platí ustanovení normy ve využitelném rozsahu.

Zcela nově koncipovaná norma ve svém poněkud univerzálnějším pojetí :

- ✓ sjednocuje terminologii používanou v železničním podzemním stavitelství doposud uváděnou roztržštěně v různých drážních předpisech,
- ✓ definuje : - základní požadavky na tunelovou stavbu jako stavbu dráhy
- výchozí podklady pro zahájení přípravy novostaveb, oprav a rekonstrukcí tunelů včetně odpovědnosti za jejich obstarání
- účel a rozsah geotechnického průzkumu a geotechnického kontrolního sledování v průběhu výstavby
- ✓ pro navrhování a provádění nepreferuje žádnou s tunelovacích metod. Doporučuje využití všech v praxi ověřených progresivních postupů a technologií tunelování, které umožňují nasazení výkonných mechanismů při současném zvyšování úrovně bezpečnosti práce, spolehlivosti a hospodárnosti provedení podzemní konstrukce
- ✓ formuluje zásady pro volbu tunelovacích metod u ražených tunelů a zásady návrhu hloubených tunelů
- ✓ vzhledem k tomu, že ČSN 73 6320 „Průjezdny průřezy na celostátních, drahách regionálních a vlečkách normálního rozchodu“ nedefinuje průjezdné průřezy pro tunelové stavby bylo nutné do normy včlenit na žádost zadavatele i tuto problematiku. Norma tak stanovuje tunelové průjezdné průřezy pro jednokolejné a dvukolejné tunely na elektrizovaných a neelektrizovaných tratích. Vychází přitom ze zásad základní ČSN 73 6320, která již respektuje předpisy Mezinárodní železniční unie UIC. Průjezdné průřezy jsou odvozeny od vztažné linie kinematického obrysu pro vozidla GC včetně vlivu širších vozidel. Na rozdíl od dosavadní praxe již není do tunelového průjezdného průřezu začleněn volný schůdný a manipulační prostor a také nově definovaný únikový prostor podél vlakové soupravy. Dodržení těchto prostorů je dáno vyhláškou MD ČR č. 177/1995 Sb. (ve znění vyhlášky č. 243/1996 Sb.) a požadavky požární ochrany. S ostatními požadavky tak jsou formulovány nutné podklady pro návrh světlého tunelového průřezu.
- ✓ uvádí zásady pro navrhování vybavení železničních tunelů a jejich ochrany. Zcela nově je koncipováno požární zabezpečení novostaveb železničních tunelů. Po dlouhých odborných diskusích nebyl přijat model unifikovaných (schematických) řešení obdobný modelu pro silniční tunely. Sofistikované řízení železničního provozu na dráze dává možnost preferovat návrh koncepce požárního zabezpečení konkrétní tunelové stavby na základě podrobné analýzy. Analýza rizik a návrh jejich

eliminace odpovídajícími stavebními, technologickými opatřeními v tunelu a organizačně provozními opatřeními v příslušném úseku železniční tratě dávají možnost dosáhnout přiměřené úrovně bezpečnosti, realizovatelnosti navrhovaných opatření a efektivnosti vynaložených prostředků.

- ✓ z hlediska činnosti stavebníka je významné, že norma nově formuluje tzv. dohodnuté meze tj. hranice mezi obrysem teoretického a přípustného výrubu a dále mezi vrstvami dočasného a trvalého ostění tunelu.
- ✓ v kapitolách o provádění ražených tunelů se normou nově zavádí obecná klasifikace ražení podle druhu výrubu, třídy výrubu, způsobu rozpojování a stupně zajištění čela tunelu při různých způsobech ražení - technikou trhacích prací, tunelovacím strojem s dílčím záběrem (TSM), tunelovacím strojem s plným záběrem (TBM), ražení v nezpevněných horninách.

Závěr

Proces přípravy a tvorby této normy, zejména však živá diskuse nad jednotlivými etapami normalizačního úkolu dává zpracovatelům přesvědčení, že práce která byla vykonána je krokem vpřed a přinese uživatelům normy tj. investorským, projektovým a stavebním firmám užitek.

Problematika ochrany mostních a tunelových objektů proti účinkům bludných proudů

*Ing. Blanka Karbanová, Ing. Bohuslav Stečinský, ČD, a. s.
Ing. Bohumil Kučera, JEKU, s.r.o.*

S problematikou bludných proudů se na stavbách českých drah setkáváme již řadu let. Nejčastěji jsou diskutovány otázky vlivu stejnosměrných proudových trakčních soustav, méně již otázky vlivu jednofázových (střídavých) proudových trakčních soustav. Připomeňme, že ne ve všech zemích světa je nutno se uvedenou problematikou zabývat v takovém rozsahu jako v ČR. Důsledně se v Evropě problematice věnují odborníci ve Francii, Švýcarsku, Polsku, Itálii a v některých severních zemích (Nizozemí, Švédsko) - tedy v těch zemích, kde dominantním zdrojem bludných proudů v zemi jsou soustavy elektrizované stejnosměrnou proudovou trakční soustavou. Z mimoevropských zemí se jedná např. o USA a Japonsko, ale také např. Filipíny. Významně menší pozornost mohou věnovat problematice korozním účinkům bludných proudů s jednofázovými trakčními soustavami jako je Německo nebo Rakousko.

Z hlediska legislativních opatření jsou pro ochranu všech konstrukcí (ocelových a železobetonových) nastaveny evropské i národní předpisy. Z hlediska evropských standardů byla přijata prozatím obecná norma EN 50162 „Ochrana proti korozi vlivem bludných proudů způsobených stejnosměrnými proudovými systémy“. Předpis je uváděn jako „preliminary“ (návrh), byl vydán r. 1993 a o jeho osudu se v současné době vede diskuse. Je oprávněnou snahou členů komise TNK 32 při ÚNM ČR tento předpis zásadním způsobem přepracovat a upravit. Předpis je prozatím souborem obecných zásad popisujících zdroje bludných proudů, typy ochrany a pro některá zařízení (zásobníky, potrubí, tunely) předepisuje velmi strohé principy řešení ochrany. Standard mj. popisuje stručně kritérium ochranného potenciálu tak, jak se s ním setkáváme u klasických liniových zařízení. V celém standardu není jediný konkrétní detail, jakým způsobem ochranu staveb řešit. Standard je značně orientován směrem k aktivním ochranám.

Tento předpis pochází ze stejného pramene, jako švýcarský předpis „Richtlinien zum Schutz gegen Korrosion durch Streustrome von Gleichstromanlagen“ (C3d SGK 95). V tomto předpise, který je doposud platný a byl aktuálním podkladem již při tvorbě SR 5/7(S), se uvádí v některých částech podrobnější informace, než ve zmíněné normě. Ani tento předpis však nepostihuje žádné detailní řešení ochranných opatření staveb, relativně podrobně se věnuje tunelovým stavbám a opět aktivním ochranám.

Kromě uvedených předpisů na území Evropy je aktuální německý standard UIC 605 VE „Schutz gegen Korrosion (1). Massnahmen bei Gleichstrombahnen zur Verringerung der Korrosionsgefahr durch Streustrome“ (1981). Tento předpis však detaily týkající se ochranných opatření železobetonových konstrukcí rovněž neřeší; zároveň je v našich podmínkách dostatečně známá neshoda mezi požadavky německých dodavatelských firem na neprovařování výztuží z obav oslabování průřezu prvků a našimi požadavky na provařování výztuže z důvodu ochrany stavby proti účinkům bludných proudů, jejich měřitelnosti a eventuálně aplikovatelnosti následných aktivních opatření.

Zásadním posunem v oblasti ochrany proti účinkům bludných proudů je další evropský standard vydaný v červenci 2001, a to ČSN EN 50122-2 (341520) „Dražní zařízení - Pevná trakční zařízení - Část 2: Ochranná opatření proti účinkům bludných proudů, způsobených DC trakčními soustavami“. Standard definuje normativně řadu

požadavků, ve kterých je možné najít při tvorbě novely oporu. Zároveň však řadu zásadních bodů nepostihuje vůbec nebo jejich formulace není dostatečně přesná či vhodná; v některých případech se jedná o koncepčně zcela odlišná ustanovení od našich předpisů.

Konečně i platnými národními „resortními“ předpisy jsou služební rukověti nebo technických podmínek. Danou problematikou se zabývá v podmínkách ČD služební rukověť SR 5/7 (S) Ochrana železničních mostů proti účinkům bludných proudů. Předpis existuje od r.1997 ve vztahu ke shora citovaným předpisům má funkci prováděcího předpisu. V současné době je tento předpis v revizi. Bude nezbytné, aby v nepřesně formulovaných ustanoveních ČSN 50122-2 novela SR 5/7 (S) převzala zpřesňující a objasňující, ale i rozhodující úlohu pro praktické aplikace. Některé požadavky týkající se požadavků na uzemnění a ukolejnění ve vztahu k dané problematice zmiňuje norma ČSN EN 50122-1 „Drážní zařízení - Pevná trakční zařízení - Část 1: Ochranná opatření vztahující se na elektrickou bezpečnost a uzemňování“.

S ohledem na značný důraz, který je kladen na aktivní ochrany proti korozi bude nutné i do novely SR 5/7(S) zahrnout kapitolu s podobným názvem. Zde bude jedním z výchozích podkladů i nový převzatý předpis ČSN EN 12696 (038340) „Katodická ochrana oceli v betonu“.

1.1 České platné standardy a legislativní opatření pro ochranu staveb českých drah proti účinkům bludných proudů

S výjimkou nově zavedených (převzatých) evropských norem zmíněných v předchozím odstavci se stav ČSN, souvisejících vyhlášek a zákonů od uvedení SR 5/7 do praxe nezměnil. Výjimkou je novela Zákona o drahách č. 266/94 a novely vyhlášky MD č.177/1995. Zásadním přínosem těchto legislativních změn je pro oblast ochrany mostních a tunelových objektů a ostatních konstrukcí proti účinkům bludných proudů zavedení povinnosti měření vlivu korozních účinků bludných proudů na mostní objekty nejen nové, ale i stávající. Tento požadavek, provozně i finančně značně náročný, bude nutno v novele SR 5/7(S) případně v její původní příloze č.1 „Dokumentace elektrických a geofyzikálních měření“ jednoznačně specifikovat. Novela bude vázat na ostatní předpisy ČD s. o. - TKP, OTP apod.

Samozřejmě od roku 2001 je standardem, o nějž se lze opřít (a to i se zmíněnými výhradami), převzatá ČSN EN 50122-2 navazující na ČSN EN 50122-1. Obě normy spolu tvoří celek, který definuje nadřazenost bezpečnosti provozu a osob nad ochranou proti účinkům bludných proudů. To však neznamena, že ochranná opatření proti účinkům bludných proudů není nutno realizovat pod stejnou záminkou. K oběma novým normám patří řada starších souvisejících norem, z nichž si alespoň zmínku zaslouží ČSN 341500, která byla nosným bezpečnostním předpisem do doby uvedení obou shora uvedených evropských norem do praxe v ČR. Připomenout je nutno i řadu norem týkající se korozní problematiky ČSN 03 83xx.

Předpokládá se, že i nadále předpisem, který bude zahrnovat prováděcí instrukce a pokyny pro návrh a realizaci ochranných opatření proti účinkům bludných proudů železobetonových konstrukcí v podmínkách ČD, bude služební rukověť SR 5/7(S) navazující na Technické kvalitativní podmínky staveb Českých drah, kapitola 25A „Protikorozní ochrana úložných zařízení a konstrukcí“ (2000) a nový předpis „Obecné technické podmínky Českých drah s. o. pro dokumentaci železničních mostních objektů“ (2000) - s rozšířením na ostatní stavby železničního spodku.

1.2 Vztah ČSN EN 50122-2 a SR 5/7 (S)

Služební rukověť SR 5/7 (S) je dokument, který byl sestaven v polovině devadesátých let na základě mnohaletých zkušeností s ochranou mostních staveb v ČR a s přihlédnutím k dostupným zahraničním předpisům. Nosným zahraničním materiálem byl v daném případě zmíněný švýcarský předpis C3d SGK 95. Nebyla však převzata ta ustanovení, která se ukázala v naší praxi jako chybná nebo nerealizovatelná. Vzhledem k tomu, že autorský tým tohoto předpisu (pocházející z mezinárodní organizace pro korozi liniových zařízení CEOCOR) se podílel i na tvorbě evropské normy EN 50122-2, je nasnadě, že se nedostatky zjištěné ve švýcarské směrnici objevují i v této nové normě.

Minimálně je s podivem, kolik prostoru je v tomto předpisu věnováno tunelovým stavbám na rozdíl od jiných železobetonových konstrukcí (mostních staveb), jakoby autoři normy ani jiné (železobetonové) stavby neznali. Ustanovení uvedené v čl.7.3 citované normy, že pro tyto objekty mostů a viaduktů platí stejné zásady jako pro tunely, je o této skutečnosti důkazem a je zásadně chybné. Jak se ukazuje (dnes je popsáno již například v TP 124¹) zásadním způsobem při návrhu a koncepci ochranných opatření záleží na typu železobetonové konstrukce a na jejím individuálním řešení. S ohledem na téma přednášky i význam převzaté normy se věnujme malinko v normě EN 50122 preferovaným tunelovým stavbám.

Koncepční stavební řešení tunelových konstrukcí lze rozdělit v zásadě (a zjednodušeně) do dvou hlavních kategorií:

- **Tunely hloubené**

Tyto tunely konstruované jako mostní stavby s neoddělenou nosnou konstrukcí zpravidla využívají k založení stavby pilotových nebo mlánských stěn. U těchto tunelů prakticky nepřipadají celoplošné izolace typu fólie v úvahu, při návrhu ochranných opatření se postupuje podobně jako u mostních staveb se specifiky týkajícími se instalace trakční soustavy v tunelu a to jak při návrhu primárních tak sekundárních ochranných opatření (příkladem takové stavby je „Husákovo ticho“ v Praze nebo připravovaný Třebovický tunel.

- **Tunely ražené**

Tunely ražené mohou mít několik typů konstrukcí. Klasickým starším typem konstrukce je Strahovský tunel, kde obrovský profil tunelu sestává z primárního ostění a vyskládaných částí segmentů (ve formě spojovaných velkých „kvádrů“ do klenby) doplněné o injektáž prostoru mezi primárním ostěním a konstrukcí tunelu. Tento tunel není vybaven celoplošnými sekundárními izolacemi (fóliemi), a přestože je vybaven určitým systémem pro sledování a odvod bludných proudů, ve stavební části mnoho ochranných opatření realizováno není - konstrukce tunelu taková opatření ani příliš neumožňuje.

Tunely navržené v posledních letech v podmínkách ČD, z nichž prvním vzorkem je tunel Mlčechovský, mnohem lépe postihují celou problematiku ochrany proti korozi. Jedná se o tzv. princip rakouského zakládání tunelu, kdy na primární ostění je instalována velmi kvalitní sekundární izolace s důsledným provařováním pásů. Pod touto izolací se pak vystaví armování pro desetimetrové betonové segmenty betonované na místě s pomocí speciálního pojízdného bednění. Množství výztuže v segmentech se definuje až na základě posouzení geologickým poměrů zjištěných po ražení štoly tunelu. Nutno poznamenat, že tyto segmenty se usazují na již dokončenou

¹ Technické podmínky TP 124 Základní ochranná opatření pro omezení vlivu bludných proudů na mostní objekty a ostatní betonové konstrukce pozemních komunikací

spodní část segmentů a např. tato spodní část se liší dle podloží stavby. Může být z prostého betonu, částečně ze železového betonu nebo zcela ze železového betonu. Každá „odruď“ takové konstrukce vyžaduje individuální přístup a ve spolupráci s projektantem stavby i vhodnou volbu koncepce a řešení ochrany proti účinkům bludných proudů. Tak například zkušenosti získané při návrhu tunelu v Mlčechvostech vzaly lehce za své při návrhu krasíkovských tunelů. Bylo nutno znovu stanovit koncepci řešení zohledňující stavební požadavky každého tunelu samostatně.

Je již asi nasnadě, že vzletně formulované zásady v ČSN EN 50122 nenajdou v praxi uplatnění a budou zdrojem neshod a sporů.

Principy řešení ochrany tunelových staveb proti účinkům bludných proudů

Je nad rámec této přednášky popis komplexního řešení ochrany tunelových staveb proti účinkům bludných proudů a posluchač se s nimi může do doby vydání novely SR 5/7 podrobněji seznámit v citovaných TP 124. V další části se budeme orientovat na dvě témata. Nejprve zmíníme v bodech řešení ochrany proti účinkům bludných proudů tunelu v Mlčechvostech, a po té stejným způsobem třetí plochy mezi zavedenými principy ochrany proti účinkům bludných proudů v ČR aplikované na zmíněný tunel a požadavky uvedenými v ČSN EN 50122-2.

Koncepce řešení ochrany stavby proti účinkům bludných proudů tunelu Mlčechvosty

- na základě základního korozního průzkumu bylo provedeno vyhodnocení a stanovení stupně ochranného opatření (č. 5),
- podrobná diskuse s projektantem stavby - části tunelu hloubené, části ražené, části spodních kleneb bez výztuže, části s výztuží. Z části oddělené výztuže mezi spodní a horní klenbou a z části propojené, sekundární izolace na horních částech kleneb, segmenty 10 m, instalace, trakční zařízení, suchovod, chráničky, šterkové lože, zábradlí, ukolejnění,
- návrh ochranných opatření pro primární ochranu: provaření výztuže v segmentech, ale vyvedení jen ve vybraných částech, vývody ze spodních kleneb. Definované krytí výztuže, distančníky, zvýšené krytí výztuže mezi dvěma sousedními segmenty, posuzování kvality betonů, požadavky na oddělení primárního ostění od konstrukce tunelu, definované požadavky na vyrovnávací betony,
- návrh ochranných opatření pro sekundární ochranu: shoda na použití sekundární celoplošné izolace horních částí segmentů, požadavek na kvalitu spojení pásů izolace, kompromis při volbě zakončení celoplošných izolací, řešení celoplošných izolací v hloubených částech stavby,
- návrh konstrukčních ochranných opatření: definování (dodatečné) požadavků na provařování výztuže a její řešení vývodů včetně zohlednění požadavků na nepoškození celoplošných izolací, definování měřících skříní včetně vývodů pro měření vlivu BP, návrh trvalých zařízení pro sledování vlivu BP - kabelová vedení a monitorovací systém pro sledování koroze výztuže. Požadavky na elektrické izolační uložení zábradlí, trakční systém, úprava ukolejňovacího vodiče, posouzení a jednání ve věci ukolejňovaných prvků. Postupné řešení ochrany suchovodu, stanovení požadavků na provedení elektrických zařízení v tunelu s ohledem jak na ochranu proti nebezpečnému dotyku, tak ochrany proti účinkům bludných proudů, odsouhlasení řešení systému řešení chrániček a poklopů, problematika navazujících gabionových stěn,
- řešení je zakončeno specifikací kontrolních měření v průběhu stavby a po dokončení stavby.

S ohledem na skutečnost, že se podařilo navržená ochranná opatření realizovat a především tak kontrolovat postup výstavby, byly získány zásadní zkušenosti a zpětná vazba týkající se navržených ochranných opatření. Praxe na stavbě byla pak ověřována (a současnosti ještě je ověřována) měřeními v průběhu stavby a po dokončení stavby. Výsledky některých měření jsou uvedena v závěru této přednášky.

Návrh ochranných opatření v tunelu Mlčechvosty versus požadavky ČSN EN 50122-2

Pozn.: Uvádí se jen nejbolavější chyby v uvedené ČSN EN, formální či koncepční nedostatky se nezmiňují; normu by bylo nutno zásadním způsobem přepracovat.

Základním rozporem pro praxi, který je prozatím na základě stejného literárního pramenu zakotven i v SR 5/7, čl. 2.3.1 i v ČSN 50122-2 čl.7.2.2 je požadavek izolačních styků v koleji na začátku a na konci tunelu (mostu). Toto opatření vychází sice z dobré myšlenky, aby z koleje nevystupovaly bludné proudy přímo do konstrukce tunelu (mostu), ale pro železobetonovou konstrukci má však nedozírné následky - veškeré zpětné trakční proudy tak opouští kolej a řítí se přímo zemí do slušně elektricky vodivé konstrukce stavby a po té zpět do koleje. Naštěstí tuto hloupost nelze realizovat z řady jiných důvodů a ustanovení norem ani v tunelech ani na mostních stavbách. Zbývá jen tento bod odstranit jak z převzaté ČSN EN, tak z našeho předpisu SR 5/7(S).

Uvedení na stejný potenciál kovovými tyčemi, spoji a kabely, jak zmiňuje čl. 7.2.3 normy je velmi citlivá věc a souvisí s poměry bludných proudů v konstrukci. K řešení se v našich podmínkách přistupuje až jako alternativa při nevyhovujících výsledcích s navrženými realizovanými ochrannými opatřeními. Toto řešení obvykle vyžaduje značné náklady, dobrou přípravu na úrovni provaření výztuže a její vyvedení a následně vybudování obětovaného uzemnění, zpravidla se směrovým řízením výstupu proudu z konstrukce. Zde se však objevuje řada jiných technických problémů souvisejících s funkcí celého systému při možném vzniku rozdílu potenciálů mezi chráněnou konstrukcí a obětovaným uzemněním. V každém případě však v tunelu Mlčechvosty jsou provedeny kroky, které by takové opatření umožnily, autor je však nespátřuje jako realizovatelné a potřebné.

V ČR existuje několik návrhů, kdy se tato myšlenka uplatnila formou návrhu kabelových vedení CYKY 3 x 240 mm² podél staveb (Strahov, některé moravské stavby) - toto řešení však má však jen pramalé technické opodstatnění a vychází z principů použití odsávacích kabelů (tramvajová doprava) a spíše z neznalosti principů působení BP ve stavbách.

Dělení na sekce s elektrickými izolačními styky. Tato myšlenka pocházející rovněž z citovaných zahraničních pramenů je u spodních staveb železobetonových konstrukcí v podstatě zcela zcestná a může způsobit více škod než užitku. V našich podmínkách je aplikována (mnohdy i úspěšně) na mostních stavbách formou oddělování nosných konstrukcí od spodní stavby. U tunelů lze řešení aplikovat pouze na typu popisované konstrukce v Mlčechvostech. Jistě by však posluchač i zde našel úskalí, kdy ani tato stavba není pro dané řešení zcela vhodná. Podélné dělení konstrukce vychází z principů ochrany liniových staveb (potrubí) a u železobetonových konstrukcí je aplikovatelné jen například u celoplošně izolovaných staveb jakými jsou např. kolektory. Obecně však platí, že při návrhu ochrany proti účinkům bludných proudů lze jen výjimečně zasahovat do navržené konstrukce tak, aby ji bylo možné od základu měnit.

Nadřazenost ochrany proti nebezpečnému dotyku (bezpečnost osob) je nepochybná. Je však nutno zdůraznit, že v podmínkách ČR máme zavedeny systémy umožňující provozovat dvě blízké elektricky oddělené soustavy se zajištěním bezpečnosti proti

úrazu elektrickým proudem s využitím např. průrazek s opakovatelnou funkcí a vhodným prahovým napětím a další v praxi již ověřená ochranná opatření.

Posledním bodem je požadavek týkající se měření vlivu bludných proudů. Příloha č. 1 DEM SR 5/7 (S) stanovuje pravidla, kdy, za jakých podmínek a jak se některá speciální měření provádí. Požadavky normy EN 50 122-2 na měření jsou převážně do našeho předpisu již zahrnuty. Z interpretací výsledků měření uváděných v citované normě však souhlasit nelze.

Některé výsledky měření vlivu bludných proudů v průběhu stavby a po dokončení stavby tunelu Mlčechvosty

Jak již bylo naznačeno, řada ověřovacích měření probíhala v průběhu stavby tunelu. Závěrečná měření po úplném dokončení stavby jsou před dokončením. Jak ukazuje praxe, tato měření vyžadují odlišný přístup, než doposud zavedená měření na mostních objektech. Především se jedná o organizační postup při provádění měření a komunikaci s provozovatelem stavby. Ukazuje se značně náročné provádět tato měření za běžného provozu při plné rychlosti vlakových souprav a pístového efektu vlaku v tunelu. Zároveň tato měření pozbývají smyslu při zavedení speciálního režimu provozu v tunelu (výluka, omezení rychlosti apod.). Jedním z výstupů závěrečných měření proto bude doporučení, jak postupovat v dalších případech a zda nebude nezbytné navrženou koncepci omezeného počtu měřicích míst rozmístěných v tunelu upravit na vyvedení do jednoho společného místa na kraji tunelu. Toto řešení je jistě vhodné pro kratší tunely, u dlouhých tunelů se nejeví jako ideální.

Měření v průběhu stavby

Prvním krokem každých měření musí být **prohlídka stavby**, kdy zhotovitel takových měření stavbu zkontroluje a ověří, zda v průběhu stavby nedošlo k vadám s následkem poškození realizovaných ochranných opatření (pospojení tam, kde není dovoleno, překlenutí izolačních styků, apod.). Na stavbě tunelu v Mlčechvostech byl tento významný bod organizován pravidelnými prohlídkami stavby a kontrolními zápisy do stavebního deníku ve spolupráci s dodavatelem stavby METROSTAV a. s. Zjištěné závady byly odstraněny vždy před betonáží (provaření výztuže, nevhodné distančníky, apod.). V průběhu stavby však dodavatel ctil stanovené požadavky na ochranu proti účinkům bludných proudů a tento přístup zásadně ovlivňoval dosahované výsledky pozitivním způsobem.

Měření kvality provaření výztuže

Jedná se o doplňující měření nad rámec SR 5/7 (S) zavedené požadavkem ČD. Více než vlastní měření je důležitá kontrola provaření výztuže, volby distančníků a přípravy vývodů z výztuže.

Měření zemního odporu vybraných sekcí stavby:

- zemní odpor sekce č.1 od Prahy (tj. opačně číslováno): 0,75 Ω
- zemní odpor sekce č.1 od Prahy, vývod z výztuže dolní: 0,84 Ω
- zemní odpor sekce č.1 od Prahy, vývod z výztuže horní: 0,84 Ω
- zemní odpor sekce č.3 od Prahy, vývod z výztuže ve skříní: 1,08 Ω
- zemní odpor sekce č.8 od Prahy, vývod z výztuže ve skříní: 0,54 Ω
- zemní odpor sekce č.7 od Prahy, vývod z výztuže ve skříní: 0,41 Ω
- zemní odpor sekce č.15 od Prahy, vývod z výztuže ve skříní: 0,86 Ω

Stručné hodnocení: Zemní odpory hloubených částí odpovídají předpokládaným hodnotám a systému uložení této části stavby. Jedná se o velkou železobetonovou masu uloženou v zemi.

Výsledky měření zemních odporů v ražené části byly s využitím velmi kvalitní sekundární izolace očekávány poněkud vyšší. Výsledky nelze považovat za vadu stavby a souvisí s postupem výstavby a založením spodních částí kleneb.

Pozn.: Měření bylo provedeno metodou 100/200, přístroj ABB 5032 pro měření malých odporů, kalibrováno 2000. Metoda měření je volena s ohledem na SR 5/7 (S), příloha 1 a považuje se pro daný účel měření za vyhovující.

Měření potenciálu mezi vybranými sekcemi

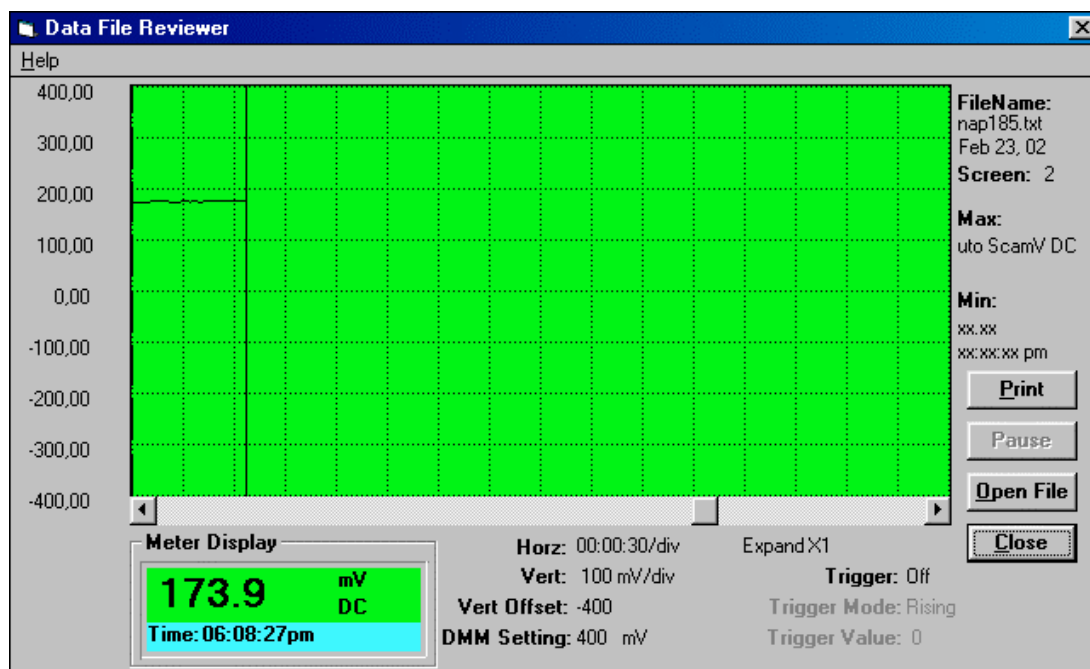
Zvoleno bylo měření mezi krajními sekcemi s připravenými vývody. Měření bylo provedeno mezi sekcí 1 (směrem od Prahy), sekcí 3 a sekcí 8. Měření byla zaznamenána s využitím PC a jsou přiložena v následujících grafech.

Na výsledcích měření je pozoruhodná stejnosměrná složka potenciálu mezi jednotlivými sekcemi s výrazně menší dynamickou složkou danou projíždějícími trakčními soupravami - v té době ještě mimo tunel.

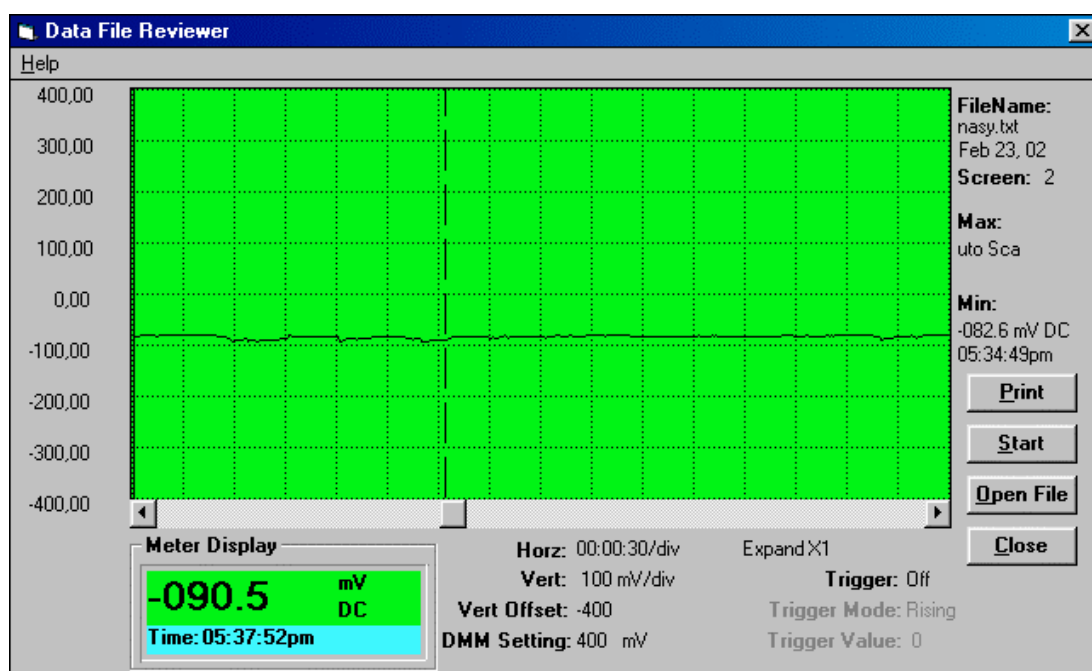
Naměřené průměrné hodnoty:	sekce 1(-) – sekce 3(+)	U = -89 mV
	sekce 3(-) – sekce 8(+)	U = -165 mV

Stručné zhodnocení: Především je nutno určit příčinu vzniku potenciálu. Ten je nepochybně dán dělením jednotlivých sekcí, rozdílnými elektrochemickými vlastnostmi a konečně procházejícím elektrickým polem. Uspokojivým závěrem v dané chvíli je skutečnost, že dynamická složka bludných proudů - tedy bezprostřední vliv trakčních souprav je potlačen do minoritního prvku v měřeném průběhu. Podrobnější rozbor výsledků bude proveden v rámci závěrečných měření.

obr. č. 1. Průběh napětí sekce 1 (hloubená) – sekce 8 (ražená)



obr. č. 2. Průběh napětí sekce 3 (hloubená) – sekce 8 (ražená)



Měření potenciálů mezi výztuží různých částí tunelu

sekce +7 vůči -1		sekce +15 v -1		SK+4 v. SK-3		SK+5 v. SK-3		SK+5 v. SK-4	
U [mV]	I[mA]	U [mV]	I[mA]	U [mV]		U [mV]		U [mV]	
-209	-65.9	-116	-21.3	99				121	
-212	-65.9	-120	-21.5	87		87		112	
-209	-59.9	-121	-17.2	82		82		106	
-216	-55.2	-115	-16.2	91		91		100	
-210	-52.7	-128	-13.8	94		94		112	
-245	-56.1	-151	-20	93		93		113	
-277	-58.3	-170	-19.4	96		96		124	
-266	-58.1	-164	-20.5	94		94		121	
-213	-59.2	-151	-20.1	94		94		119	
-223	-57.6	-109	-19.9	95		95		116	
-221	-57.6	-112	-20	93		93		113	
-227.36	-58.77	-132.45	-19.081	92.545		83.545		114.272	

Pozn.: Výsledky měření proudu jsou měřeními překlenovacích proudů již po uvedení první poloviny tratě do provozu, tj. měření se uskutečnilo později než výsledky dle následující kapitoly.

Měření proudu (překlenovacího) mezi vybranými částmi tunelu

Společně s měřením potenciálu v prvních fázích dokončování tunelu byl kontrolně sledován i proud mezi sekcí 3 a 8 a sekcí 1 a 8. V obou případech byly registrovány nulové hodnoty proudu ($< 0,5\mu\text{A}$) v období provozu tratě ČD mimo tunel. Měření je překlenutím oddělení dvou sekcí, tj. v podstatě simulací poruchového stavu, ke kterému může dojít např. závadou při nevhodném elektrickém izolačním uložení zábradlí.

Výsledek nenapovídá pro dané měření o jakémkoliv nežádoucím vlivu bludných proudů a bez dalších podkladů se k němu nelze více vyjádřit.

Měření elektrického izolačního odporu trakčních podpěr – namátkově

Bylo provedeno měření na čtyřech zcela dokončených trakčních podpěrách kotvených do tunelu. Výsledek měření je nutno zdůraznit jako neočekávaně příznivý. Dosažené hodnoty elektrického izolačního odporu garantují eliminaci vlivu bludných proudů zavlékaných do konstrukce trakčními podpěrami.

Naměřené hodnoty: podpěra č. 1: **60MΩ**
podpěra č. 2: **28MΩ**
podpěra č. 3: **30MΩ**
podpěra č. 4: **100MΩ**

Pozn.: měřeno vůči vývodu z výztuže sekce 8 (vzájemný odpor mezi sekcemi ověřen měřením viz výše do 1Ω) přístrojem NORMA 500 a PU 311 při napětí 1000 V. Jedná se o vynikající výsledky.

Měření elektrického izolačního odporu suchovodu – namátkově v libovolné sekci

Měření elektrického izolačního odporu suchovodu bylo provedeno v sekci 8. Měření bylo provedeno mezi hrdlem suchovodu a vývodem z výztuže sekce 8.

V tomto odstavci je nutno poznamenat, že zhotovitel měření v průběhu stavby byl účasten změny řešení ochrany ocelové trubky a volby ochrany potrubí proti korozním účinkům bludných proudů. Na základě shora provedených měření se konstatuje, že provedená úprava (volba trubky v HDPE svařovaném obalu) byla správná. Naměřená hodnota elektrického izolačního odporu byla v sekci 8 zjištěna **970 Ω**.

S ohledem na délku potrubí a styčnou plochu obalu s betonem se považuje tato hodnota za vyhovující. V přepočtu se jedná přibližně o 2 kΩ.m². *Pozn.: Měřeno čtyřvodičovou metodou, ABB 5032.*

Měření elektrického izolačního odporu zábradlí – namátkově na vybraných částech

Bylo provedeno měření madel zábradlí v blízkosti sekce 8. Jednotlivá madla vykazovala značný rozptyl měřených hodnot. Hodnoty izolačního odporu větší než 5 kΩ lze považovat za vyhovující, naměřeny byly hodnoty do 25 kΩ. Při těchto prvních měřeních však byly výsledky nevyhovující, řada prvků zkratovala segmenty tunelu. Celé zábradlí bylo rozebráno a bylo zjištěno, že byly nesprávně zkracovány hmoždinky. Po opravě zábradlí byly naměřeny ve všech případech hodnoty vyšší než požadovaných 5 kΩ (v rozmezí 6,1 kΩ až 1000 kΩ, průměr cca 50 až 100 kΩ).

Elektrický odpor mezi vývody z výztuže jednotlivých skříní

ohm	SK1	SK2	SK3	SK4	SK5
SK1	XXXXX	2.16	2.28	2.95	2.95
SK2		XXXXXX	2.62	3.28	3.28
SK3			XXXXXX	3.37	3.37
SK4				XXXXXX	3.76
SK5					XXXXXX

Pozn.: měření dvouvodičem, chyba měření: 1.77Ω - neodečteno, výsledky jsou nad očekávání nízké.

Kompletní výchozí měření na elektrodách CMS

Po dokončení instalací trvale zabudovaných rozvodů byla provedena první kompletní - výchozí měření potenciálu na elektrodách pro sledování koroze výztuže CMS. Jedná se o instalaci monitorovacího systému koroze výztuže - tj. elektrod reagujících na vznik kyslíčnicků železa v blízkosti článku výztuž - elektroda. Pro podrobný popis systému se odkazuje na literaturu²:

Výchozí hodnoty potenciálu na elektrodách CMS

skříň SK1

elektroda:	[mV]	analýza
1DES	-186	pasivace, bez koroze
1DEL	-197	pasivace, bez koroze
1HEP	-111	pasivace, bez koroze
1HES	-213	pasivace, bez koroze

skříň SK2

elektroda:	[mV]	analýza
15HIS	-170	pasivace, bez koroze
14DES	-92	pasivace, bez koroze
17HIP	-293	pasivace, bez koroze
14DIV	-220	pasivace, bez koroze

skříň SK3

elektroda:	[mV]	analýza
33HEL	-216	pasivace, bez koroze
33DES	-343	bez pasivace, mez pro rozpouštění železa (korozi)

33HEP	-39	Pasivace, bez koroze
33HIS če	-195	Pasivace, bez koroze
žlz	-155	Pasivace, bez koroze

skříň SK4

elektroda:	[mV]	analýza
40DEP	-186	pasivace, bez koroze
40DIVuskř	-125	pasivace, bez koroze

skříň SK5

elektroda:	[mV]	analýza
49DES	-244	pasivace, bez koroze
48DIS	-102	pasivace, bez koroze
49HIS	-44	pasivace, bez koroze
49HEP	-45	pasivace, bez koroze
49HEL	-135	pasivace, bez koroze

Popis měřených míst: 33 ... číslo sekce tunelu

H ... horní část sekce

D ... dolní část sekce

E ... elektroda na vnější výztuži

I ... na vnitřní výztuži

L, P, S ... levá, resp. pravá, resp. střední část sekce,

SK3, 4 ... instalované měřicí skříně v tunelu Mlčechvosty

² PD ochrana stavby proti účinkům bludných proudů – tunel Mlčechvosty, přednáška na konferenci SELOP Ostrava, 2000, Výzkumný úkol MD ČR Korozní průzkum mostů z hlediska vlivu bludných proudů, 2001.

Hodnocení měření:

První výsledky měření vlivu bludných proudů v tunelu Mlčechvosty prokázaly několik velmi zajímavých skutečností:

1. Potvrzení skutečnosti, že beton není izolant a nelze vycházet z teorie o zásadním významu podélného dělení staveb, a to ani při aplikaci kvalitních sek. izolací, pokud zcela stavbu neoddělují od země.
2. Vliv celoplošné sekundární izolace je s ohledem na řešení založení stavby a spodní části kleneb tunelu prakticky nekontrolovatelný od samotného dokončení betonáže horních kleneb.
3. Je měřitelný potenciál mezi jednotlivými sekcemi.
4. Lze vysledovat bezprostřední vliv (a omezení vlivu) trakčních souprav na průběhu měřených potenciálů.
5. Bude nutno věnovat pozornost analýze měřených potenciálů ve vztahu k zavedeným kritériím s ohledem na celoplošné izolace a oddělení výztuží mezi segmenty.
6. Je realizovatelné, a to na velmi kvalitní úrovni elektrické nejen izolační uložení zábradlí, ale i zavěšené zařízení – nosičů trakce od železobetonové konstrukce.
7. Elektrické izolační oddělení koleje od tunelu je nutno realizovat kvalitním šterkovým ložem, sekundární izolací a průběžným kvalitním propojením kolejnic - tj. nikoli elektrickými izolačními styky na začátku a na konci železobetonových staveb.

Další, komplexní výsledky měření na dokončené stavbě získané za plného provozu trati s multitaskingovým záznamem dat budou publikovány v roce 2003.

Závěr

Přednáška poukázala na některá úskalí při návrhu ochranných opatření proti účinkům bludných proudů ve vztahu k platným předpisům. Byly popsány základní principy ochranných opatření aplikovaných na stavbě tunelu pro trať ČD v Mlčechvostech u Kralup nad Vltavou. Byly presentovány první výsledky měření vlivu bludných proudů zjištěné v průběhu výstavby a po dokončení stavby.

Rekonstrukce železničního mostu v km 311,171 trati Dětmárovice - státní hranice ČR/SR; „Myší Díra“ v Třinci

Ing. Tomáš Chalupa, Firesta - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.:

Rekonstrukce – úplná přestavba - drážního mostu byla součástí stavby s názvem „Rekonstrukce podjezdu Myší díra na silnici II/468, Frýdecká, Třinec“. Jednalo se o rozhodující stavební objekt této stavby – na realizaci byla určena více než čtvrtina nákladů celé stavby (1,1 milionu €). Stavba byla rozčleněna na 42 stavebních objektů. Kromě uvedené přestavby drážního mostu zahrnuje rekonstrukci silnice v úseku dlouhém zhruba 370 m včetně veškeré kanalizace, rekonstrukci silničního mostu přes Olši, rekonstrukci potrubního mostu horkovodu včetně vlastního horkovodu, výstavbu čerpací stanice odpadních vod, stavbu nových opěrných zdí, které jsou z části postaveny na kotvených milánských stěnách, stavbu okružní křižovatky, rekonstrukci světelné křižovatky, stavbu nové energolávky na rozšířeném silničním mostě, demolice pozemních staveb, rekonstrukce chodníků a mnoho, většinou komplikovaných, přeložek inženýrských sítí.

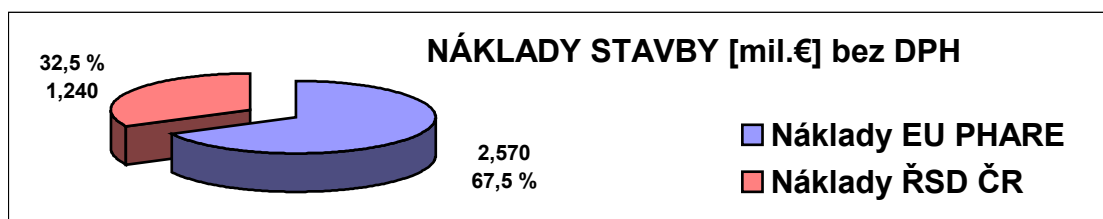


Ředitelstvím silnic a dálnic České republiky a Komisí Evropského společenství v rámci programu přeshraniční spolupráce CBC Phare (CBC CZ 9909/0101) byla na jaře roku 2001 vyhlášena výzva k podání nabídky na realizaci projektu, který od počátku nesl v souladu s tradovanou skutečností neoficiální název „Rekonstrukce Myší díry v Třinci“. Společně vypracovaná nabídka sdružení firem, které jsme vytvořili k realizaci stavby na základě vyhlášených soutěžních podmínek, byla vyhodnocena objednatelem jako nejlepší a byla nám přidělena k realizaci. Smlouva na zakázku byla podepsána dne 19.6. a 30.6.2001 po předání staveniště byla stavba zahájena.

Sdružení firem „MYŠÍ DÍRA V TŘINCI“:

Vedoucí sdružení:	Členové sdružení:	
 Firesta - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. Brno	 D5 akciová společnost Třinec	 Stavební společnost CZ a.s. Valašské Meziříčí

Lhůta výstavby: 17 měsíců (červen 2001 – listopad 2002).



Úsek rekonstruované komunikace v těsné blízkosti centra Třince má značný význam. Město zde jako přirozená překážka rozděluje řeka Olše a současně v bezprostřední blízkosti souběžně vedené náspové těleso železniční tratě Dětmárovice – státní hranice. Jde o jeden ze dvou nejdůležitějších železničních tahů z Česka na Slovensko. Na silniční komunikaci bezprostředně v blízkosti drážního mostu navazuje vjezd do jižní brány nejvýznamnějšího průmyslového podniku regionu TŽ a.s.

Stavba byla od počátku hodnocena pro provádění jako velmi náročná, jak z územního pohledu, pro dosavadní zástavbu, tak pro koncentraci inženýrských sítí, v neposlední řadě i z hlediska geologických a hydrogeologických poměrů v zájmovém území stavby. Zvláště náročným byl pro zhotovitele požadavek na trvalé zajištění veřejné silniční i pěší dopravy po celou dobu stavby. Výstavba komunikace byla prováděna po polovinách vozovky se snahou minimálně omezit dosavadní silniční dopravu. Po dobu výstavby byl, až na nevyhnutelné ojedinělé krátkodobé úplné uzavírky, vždy zachován alespoň jednopruhový střídavě obousměrný provoz silniční dopravy řízený světelnou signalizací a přes nemalé problémy byly vždy zajištěny koridory pro průchod pěších. Úplné uzavírky byly především pro demontáž a montáž mostu horkovodu, pro zvednutí silničního mostu a provedení betonáží spřažených železobetonových desek, pro vkládání mostních provizorií na dráze, pro zřízení obrusné vrstvy vozovky a společné pro demontáž mostních provizorií, odbourání původního drážního mostu, vložení úložných prahů a nových ocelových konstrukcí drážního mostu. Železniční provoz na mostě byl po celou dobu rekonstrukce zachován s výjimkou krátkodobých výluk jednotlivých skupin kolejí.

Původní podjezd pod drážním mostem s nevyhovující podjezdnou výškou i šířkou – právě proto nazývaný „Myší dírou“ - měl naprosto nedostatečnou kapacitu, která byla v příkrém rozporu se stále rostoucí dopravní intenzitou na tomto úseku silnice. Navíc byla komunikace v podjezdu odvodněna nedostatečně, nevyhovujícím způsobem.

Silnice II. třídy byla rekonstruována na čtyřpruhovou komunikaci s podstatně zvětšenou šířkou na 16,5 m pro návrhovou rychlost 60 km/h.

Prvním skutečně náročným úkolem stavby bylo provedení rekonstrukce horkovodu včetně výroby a montáže jeho nové mostní konstrukce do konce měsíce srpna. Horkovod zásobuje část města a nemocnici „Sosna“ teplou vodou a přerušení dodávky teplé vody bylo povoleno pouze na 14 dnů v určeném termínu.

Postup výstavby rozhodujícího stavebního objektu stavby, drážního mostu v km 311,171 trati Dětmárovice – státní hranice ČR/SR, byl projektem rozčleněn do osmi základních etap a každá etapa dále do několika navazujících fází. Do konce září byly provedeny podmiňující úpravy zatrolejování. V říjnu 2001 byla do obou hlavních kolejí na mostě a pod odbočnou výhybku z výtažné koleje na vlečku TŽ a.s. vložena mostní provizoria z volných nosníků.

Provizoria byla uložena na odbouraný rub původní bohumínské opěry mostu a na inventární úložné bloky směrem do žst. Pod ochranou provizorií se postavila nová bohumínská opěra a střední pilíř, těsně za odbouraným rubem původní bohumínské opěry. Současně se stavěly opěrné zdi a zárubní zdi na kotvených milánských stěnách

podél nového chodníku na straně k TŽ. Po dokončení nové spodní stavby, všech zárubních a opěrných zdí, dokončení chodníku, zřízení odvodnění pod mostem, betonáží železobetonové údolnicové desky, zřízení vozovky a po dokončení plánovaných přeložek na straně k TŽ a.s. byla na konci května 2002 do nového mostního otvoru pod mostní provizoria převedena silniční doprava. Od dubna probíhala stavba nové jablunkovské opěry v otvoru původního mostu pro pěší. Dosavadní opěra sloužila jako ztracené pažení jablunkovského náspu a zhruba po dobu jednoho měsíce byl převeden silniční provoz i oddělený provoz pěších do silničního otvoru starého mostu. Od 3. do 16. června 2002 probíhaly hlavní výluky železničního provozu pro vynětí mostních provizorií, úplné odbourání původního mostu a vložení nové ocelové konstrukce včetně úložných prahů.

Projekt nosné ocelové konstrukce šikmého železničního mostu s průběžným kolejovým ložem o dvou polích s vějířovitým uspořádáním hlavních nosníků byl od počátku podřízen požadavku na maximální stlačení stavební výšky mostu při zachování průběžného kolejového lože na mostě a normou předepsané podjezdové výšky pod mostem. Od konce ledna byla firmami TŽ Strojírenská výroba a.s. a D5 akciovou společností vyráběna nová ocelová konstrukce. Každý ze tří montážních dílů mostu byl na dílně vyráběn jako čtyři nestejně části, o hmotnosti od 12 do 30 tun. Vyrobené části byly po sesazení a dílenské přejímce vyvezeny na montážní kompletační plošinu na vlečce TŽ a.s. v blízkosti mostu. Zde byly znovu sesazeny a svařeny v montážní díly pro vkládání. Každý montážní díl vlastně představuje konstrukci o dvou polích pro jednu průběžnou kolej na mostě. Dílenské přejímky byly dokončeny na montážní kompletační plošině postupným sesazením vždy dvou sousedních (již svařených kompletních montážních) dílů k sobě. „V této fázi si svářeči na montážní plošině vlastně nanečisto vyzkoušeli náročnou práci, která je čekala při svařování dvou osmadvacetimetrových svarů mostovkového plechu včetně kompletního svaření obou příčníků. (Příčníky jsou situovány v souladu s klasickým uspořádáním roštových konstrukcí uprostřed rozpětí každého pole.) Sestavení montážních dílů na montážní kompletační plošině bylo provedeno pomocí dvou silničních jeřábů Demag AC 395 (Hutních montáží Ostrava a.s.). Manipulace s montážními díly OK ve výlukách železničního provozu včetně postupného ukládání na podpěry mostu byly prováděny dvěma kolejovými jeřáby EDK 750 (ČD s.o., DOP DKV Ostrava), přesuny montážních dílů pomocí železničních oplenových vozů. V pečlivě připravené technologii montáže docházelo k plnému využití nosnosti obou vždy přesně situovaných jeřábů. Vybrané jeřáby a zpracovaná technologie montáže prakticky zcela vyloučily další úpravy na zatrolejování železniční stanice. Montáž byla komplikovaná i z hlediska nároků na prostor pro přepravu a příčný přesun montážních dílů. Každý díl při přepravě obsadil průjezdné profily tří kolejí, takže bylo například velmi obtížné najít místo pro překládkovou plošinu na zhlaví železniční stanice pro příčný přesun mezi kolejemi vlečky a žst. Jedinečnost montáže spočívala také v provedení kvalitních nosných montážních svarů v krátkých termínech. Provedení každého ze dvou již zmíněných montážních svarů včetně přípravy, všech předepsaných zkoušek a také všech případných oprav bylo v harmonogramu výluky omezeno na 24 hodin s tím, že pouze po dobu 3:45 hodiny na počátku svařování byl zcela vyloučen železniční provoz. Na provaření kořene svaru mostovkového plechu tl. 25 mm a svarech obou příčníků zahájilo práci 16 svářečů, kteří měli za úkol vytvořit dostatečný spoj, který odolá následnému namáhání. Po 3:45 hodiny byl totiž provoz v jedné z kolejí (nad jedním z dílů OK) plně obnoven samozřejmě včetně všech nepříznivých dynamických vlivů, které mohly vážně ohrozit kvalitu či dokonce proveditelnost požadovaných svarových spojů. Nejen u vlastní ocelové konstrukce mostu hrál roli každý milimetr, ale i spodní stavba musela být zhotovena s přesností na deset milimetrů, což vůbec nebylo jednoduché vzhledem k rozměrům celého dvoupolého mostu a především s ohledem na to, že úložné prahy opěr se osazovaly na dřívky opěr jako staveništní prefabrikáty vždy v téže výluce železničního provozu, ve které byly násled-

ně osazovány na tyto prahy montážní díly OK. Navíc bylo třeba v rámci výluky osadit každý díl konstrukce do definitivní polohy na ložiska, protože výluka byla vždy ukončena zprovozněním železniční koleje, se kterou tak potom nebylo možné následně manipulovat. Osazený díl OK musel být správně osazen na ložiska, současně musel v přesazích žlabu kolejového lože přes závěrnou zídku přesně navazovat na lemování závěrné zdi výškově i polohově (zde je projektem předepsána 10 mm mezera) a nakonec musel umožnit přesné sesazení navazujícího montážního dílu OK pro provedení svarového spoje (navazující díl OK se však vkládal až v další následné výluce). Po celou dobu montážních výlukových prací od 3. do 16.6.2002 nikdy nebyl vyloučen železniční provoz ve všech kolejích na mostě současně (tzv. „nickolejný provoz“) na dobu delší než 3:45 hodiny. Obavy, které panovaly z toho, že se nepodaří přes veškerou pečlivost sestavit navazující montážní díl OK pro svarový spoj s dostatečnou přesností, se nenaplnily.

Na vnitřní povrch žlabu kolejového lože byla provedena nástřiková izolace CONIPUR 255 tl. 5 mm na dně žlabu a 3 mm na jeho stěnách, které ukončují kolejové lože napříč mostu. Tato izolace nevyžaduje ochrannou vrstvu, přesto na žádost správce mostu má ještě ochrannou vrstvu z gumotextilních recyklovaných pásů a desek tl. 7 – 10 mm. Na závěr výluky bylo kolejiště na mostě uvedeno do původního stavu před rekonstrukcí. Následně po železničních výlukách se bezprostředně prováděly práce na opěrných stěnách chodníku, na podkladních a vozovkových vrstvách silniční komunikace včetně všech souvisejících prací.



Základní údaje:

prekonávané překážky:	Silnice II/468 v kategorii M16,5/60 s oboustrannými chodníky
úhel přemostění:	cca 70°
světlá šířka otvorů:	11,2+12,2 m

světlá výška otvorů:	4,95m
kolmá délka přemostění:	24,40 m
šikmá délka přemostění	26,06 m
šířka mostu:	17,56 až 19,11 m
výška mostu:	6,55 m
konstrukční výška:	Průměrně 0,51 m
stavební výška:	Průměrně 1,12 m
osová vzdálenost kolejí:	Nemění se (4,75 m)

Na mostě přes Olši byly rozšířeny dosavadní opěry i pilíř na straně po proudu i proti proudu řeky tak, aby na mostě mohlo být zajištěno prostorové uspořádání vozovky dle projektu a aby současně mohly být po mostě na nové energolávce převedeny požadované inženýrské sítě. Na podzim 2001 byla celá nosná konstrukce mostu zvednuta cca o 300 mm pro výměnu ložisek a provedení úprav na úložných prazích mostu. Po dokončení úprav uložení byly nosné desky znovu uloženy dle projektu. Původní desky mostu byly odbourány po polovinách až na předpjaté „I“ nosníky. Pro rozšíření desek mostu byly jako staveništní prefabrikáty vybudovány čtyři nové předpjaté nosníky, které byly následně spuštěny a uloženy prostřednictvím ložisek na rozšířené podpěry. Na původní a současně nové rozšiřující nosníky desek mostu byla nadbetonována spojitá spřahující železobetonová deska. Následovalo zřízení izolačních a vozovkových vrstev, dobetonování říms, osazení nového zábradlí a výstavba nových chodníků.

Součástí stavby bylo postupné vybudování nové okružní křižovatky silnic II/468 a II/476 ve třech navazujících etapách. Obdobně byla provedena rekonstrukce křižovatky ulic 1.Máje a Frýdecké také ve třech jiných samostatných etapách během srpna a září 2002. Současně s rekonstrukcí silnice došlo samozřejmě k úplné rekonstrukci jejího odvodnění, rekonstrukci veřejného osvětlení a bylo provedeno nové dopravního značení vždy v celém rozsahu úseku dotčeného stavbou.

Rekonstrukce silniční komunikace, přestavba tří mostů, výstavba nových inženýrských stavebních objektů a překládky inženýrských sítí řešené projektem stavby jsou v celém svém rozsahu součástí schváleného územního plánu města Třince, ve kterém je stavba vedena jako veřejně prospěšná. Rekonstrukce úseku silnice II/468 a především řešení podjezdu této komunikace pod drážním mostem na trati ČD Dětmárovice – státní hranice je plně v souladu s programem rozvoje sítě pozemních komunikací.

Realizací stavby dochází jednak k podstatnému zlepšení propojení centrální části Třince s areálem nemocnice a sídliště Sosna a dále pak ke značnému zkvalitnění přístupu k hraničnímu přechodu Horní Lištná – Leszna Gorna. Stavební dílo bylo dokončeno dle projektu stavby a dle nabídkového harmonogramu ve vysoké kvalitě tak, aby odpovídalo potřebám města - jeho občanů i návštěvníků.

INFORMACE PRO SDĚLOVACÍ PROSTŘEDKY

Sdružení firem pro výstavbu:

Vedoucím členem sdružení byla **akciová společnost Firesta - Fišer, rekonstrukce, stavby**.

Další členové sdružení:

Třinecká **D5 akciová společnost** a Silniční stavby a mosty z Valašského Meziříčí. Tato firma během realizace změnila název a nyní se jmenuje **Alpine stavební společnost CZ a.s.**

Další zúčastněné firmy + významnější práce na subdodávkách:

DOPRAVOPROJEKT Ostrava - projekt stavby, realizační dokumentace stavby;

DOPRAVNÍ PROJEKTOVÁNÍ - část realizační dokumentace stavby;

FUNDOS - část realizační dokumentace stavby;

INFRAM – stavební dozor na některých objektech pro objednatele stavby;

Firma TŽ STROJÍRENSKÁ VÝROBA společně s D5 vyrobila ocelovou konstrukci mostu;

COMMODUM - práce na komunikacích mimo silnice, na chodnících a terénních úpravách, práce na většině přeložek inženýrských sítí, zábradlí podél křižovatek a u polské základní školy, schodiště do školy;

MRÓZEK - práce ve výškách, bourací a těžební práce, odbourání původní mostní konstrukce;

COLORSPOL - nátěr železničního mostu;

HUČÍK – nátěr horkovodu, energolávky a některých částí zábradlí;

PROGAS – přeložky vodovodů;

ČESKÉ DRÁHY SDC SEE Ostrava - přeložky silových kabelů ČD a úpravy troleje;

ČD SDC Ostrava Správa Trati Český Těšín – některé úpravy na železničním svršku;

ČD SDC Ostrava Správa Sdělovací a Zabezpečovací Techniky - přeložky sdělovacích a zabezpečovacích kabelů, práce na přepojování a zkoušení zabezpečovacího zařízení;

ČD SDC Olomouc MO Brodek u Přerova - mostní provizoria z VN a jejich vkládání;

ERDA - přeložky sdělovacího a zabezpečovacího vedení ČD a úpravy na zabezpečovacím zařízení, světelné signalizační zařízení křižovatky;

ELEKTROMONTÁŽE KRIŠTOF – přeložka dálkového kabelu ČD;

GEOSPOL - milánské zdi, těsnicí zdi, kotvení, mikropiloty a speciální zakládání;

SEKNE – dopravní značení při výstavbě

(SKANSKA) TRANSBETON IPS výroba a doprava betonových směsí pro betonáže

ARMOSTAV Frýdek Místek – výroba a ukládání železářské výztuže

INGSTAV OSTRAVA – čerpací stanice

IN PROJEKT Ostrava – některé sanační a těsnicí práce

RESA – zajištění svahů výkopů

SANTECH Rožnov pod Radhoštěm – sanační práce a povrchové finální úpravy některých zdí

PŘEHLED O PRŮBĚHU STAVBY

Objekt	Datum	Text
	22.6. 2001	Zahájeno předání staveniště.
Příprava území	30.6. 2001	Práce na stavbě byly zahájeny v rámci stavebního objektu „Příprava území“ bouráním budov.
Most přes Olši	Od 17.7. 2001	Práce na mostě přes Olši přerušeny z důvodu vysokého stavu vody. Vyhlášen II. stupeň povodňové aktivity.
Železniční most	7.8. 2001	Výluka pro zaražení 8 silnostěnných trubek v ose mezi kolejemi 2 a 1 pro stavbu pažení pro vložení mostních provizorií.

	8.8. 2001	Slavnostní zahájení stavby (za účasti velvyslance delegatury Evropské Unie v ČR pana Ramiro Cibriana.)
Most horkovodu	15.8. a 21.8. 2001	Krátkodobé uzávěry silnice II/468 pro demontáž původního mostu horkovodu a osazování konstrukce nového mostu horkovodu.
	Od 29.8.2001 do 30.4. 2002	Částečná uzávěra pravé poloviny komunikace podjezdu a mostu přes Olši.
	Od 29.8.2001 do 30.4. 2002	Úplná uzavírka levého ramene okružní křižovatky od Českého Těšína směrem na Horní Lištnou.
Železniční most	Od 3.9. – 7.9. 2001	Výluky pro převěšování trakčního vedení na nové sloupy a brány TV.
Most přes Olši	15.9. - 16.9. 2001	Úplná uzávěra silnice – zvednutí nosné konstrukce mostu.
Most přes Olši	17.11. – 18.11. 2001	Úplná uzávěra silnice – spuštění nosné konstrukce mostu na nová ložiska. Obě uzávěry byly z důvodu provedení výměny ložisek a úpravy úložných prahů mostu.
Železniční most	Od 2.10. – 10.10. 2001	Výluka: Vkládání úložných bloků v kolejích č. 2, 1 a 3 pro mostní provizoria. Byla vložena mostní provizoria do kolejíště dle projektové dokumentace (výkopy, ubourání závěrné zídky, zásypy, obsypy, vložení úložných bloků, mostních provizorií, zřízení podlah, zatěžovací zkouška, hlavní prohlídky).
	14.2. 2002	Kolaudace 3 dokončených objektů stavby, tj. Most horkovodu, Přeložka horkovodu a Přeložka kabelu NN ET a.s.
Most přes Olši	18.3. 2002	Betonáž poloviny spřažené desky mostovky na pravé straně komunikace (po směru toku Olše).
	15.5. 2002	Částečná uzávěra komunikace z důvodu převedení pěšího i silničního provozu na pravou stranu komunikace do nového mostního otvoru pod MP.
Železniční most	Od 3.6. do 16.6. 2002	Výluky kolejové dopravy na železničním mostě. V těchto výlukách byla vyjímána dosavadní mostní provizoria, byla zcela odbourána konstrukce původního mostu a po částech byla vložena nová ocelová konstrukce mostu. Celá OK byla v rámci výluky svařena ze 3 montážních dílů, opatřena hydroizolací včetně její ochrany a definitivně osazena na ložiska. Provedena obnova šterkového lože a železničního svršku včetně výhybek. Dokončeny přeložky drážních sítí a zapojení zabezpečovacího zařízení.
	Od 15.7. – 23.8. 2002	Částečné uzávěry komunikace na křižovatce ulic Frýdecká a 1. Máje. Rekonstrukce křižovatky ve 3 časové navazujících etapách.
Most přes Olši	Od 9.8. – 10.8. 2002	Úplná uzávěra komunikace z důvodu provedení betonáže spřažené desky mostovky na levé straně – proti toku řeky Olše.
	4.10. – 6.10. 2002	Úplná uzavírka stavby pro souvislou pokládku poslední obrusné vrstvy vozovky v celém rozsahu rekonstruovaných vozovek silnice na stavbě.
	Od 6.10. do 22.11.	Práce na dokončování zárubních zdí na levé straně komunikace (u polské školy), práce na dokončení čerpací stanice, práce na dokončení oplocení TŽ a.s., úpravy svahů a vegetační úpravy, ohumusování a osetí, výsadba vegetace, dopravní značení, čištění kanalizací, dokončení schodiště k polské škole, montáž zábradlí, zřízení výustního objektu

		kanalizací, dokončování úprav v korytě řeky a dokončovací práce na ostatních stavebních objektech stavby.
Most přes Olši	17.11.2002 od 8:00 do 13:00	Krátkodobá úplná uzávěra komunikace – provedení zatěžovací zkoušky mostu.
	V týdnu do 30.11.2002	Dokončení kolaudačních řízení všech stavebních objektů stavby
	16.12. 2002	Slavnostní ukončení stavby.

PŘEHLED STAVEBNÍCH OBJEKTŮ STAVBY

FIRESTA a.s.

SO 201	Výstavba nového železničního mostu – podjezdu „Myší díra“
SO 203-1	Rekonstrukce mostu přes Olši
SO 241-1	Opěrné zdi podél komunikace
SO 241-2	Opěrné zdi podél chodníku
SO 411	Přeložka kabelu ČD 6kV
SO 412	Přeložka silových kabelů ČD
SO 463	Přeložka sdělovacích kabelů ČD
SO 464	Úprava trakčního vedení ČD
SO 465	Ukolejnění kovových konstrukcí
SO 466	Přeložky kabelů dálkového ovládání úsekových odpojovačů ČD
SO 471	Přeložka zabezpečovacích kabelů ČD
SO 472	Úpravy zabezpečovacího zařízení
SO 481	Přeložka dálkových kabelů ČD
SO 601	Úprava trati ČD – železniční svršek

D 5

D 001	Příprava území	
D 111-2	Pěší komunikace	
D 202	Nová konstrukce mostu horkovodu	
D 203-2	Zřízení nové energolávky na mostě přes Olši	
D 311	Odvodnění okružní křižovatky	Alpine pro D5
D 312	Silniční kanalizace	Alpine pro D5
D 331	Úprava stropu vodovodní šachty	
D 351	Přeložky vodovodu	
D 352	Čerpací stanice	
D 353	Vodoměrná šachta	
D 431	Přeložka venkovního vedení nízkého napětí ve správě SME	
D 432	Přeložky kabelů TŽ DOPRAVA	
D 433	Přípojka nn čerpací stanice	
D 434	Přeložka kabelu nn Energetika Třinec a.s.	
D 435	Přeložka kabelu nn TŽ Slévárna	

D 436	Přeložka kabelu nn pekárna
D 451	Stavba nového veřejného osvětlení
D 452	Přeložka kabelů pro Světelné Signalizační Zařízení křižovatky včetně rekonstrukce SSZ
D 461	Přeložka sdělovacího vedení TŽ a.s.
D 462	Přeložka sdělovacího vedení Českého Telecomu
D 511	Přeložka plynovodu
D 541	Přeložky horkovodu
D 542	Demontáž parovodu
D 761	Oplocení
D 801	Vegetační úpravy

SMS Valašské Meziříčí

D 111-1	Silnice II/468 – rekonstrukce v prostoru dotčeném stavbou, rekonstrukce obou křižovatek
D 151	Zajištění veřejného provozu po dobu výstavby



Původní stav - 2x pohled z M do Žst. Trinec

Původní pohled na Žel.M od C. Tešína a od města



Původní pohled na Žel.M od Č.Těšina



Bednění pilíře Žel. mostu



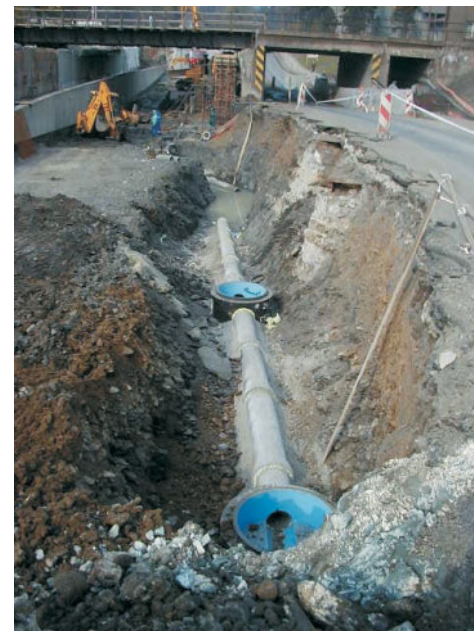
Opuštěný náhon



Energolávka před bet.římou



Výstavba v otvoru pod MP



Kanalizace v dubnu



Žel.M v říjnu 02



Nový stav od M přes Olši



Část OK na jeřábu 1



Část OK na jeřábu 2



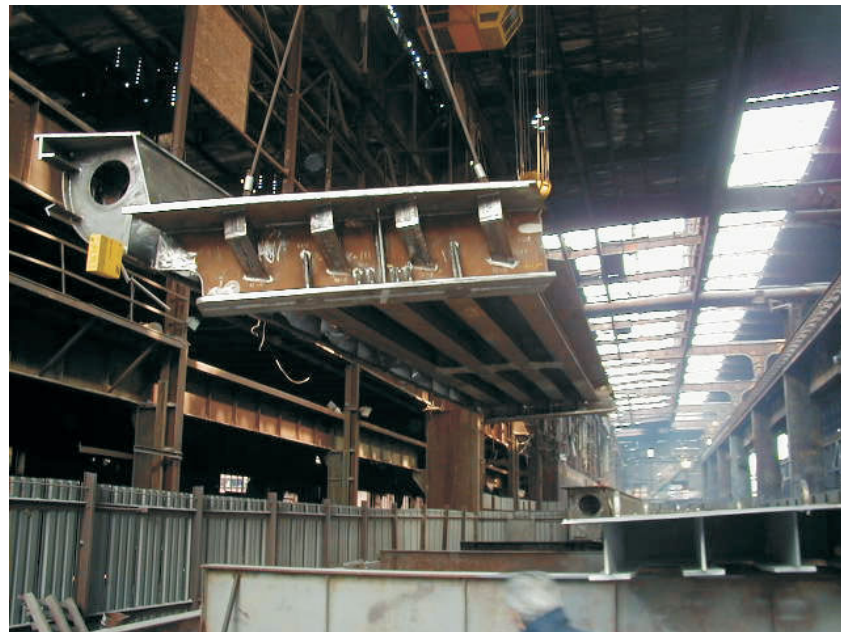
Část OK na jeřábu 3



Výroba OK z boku



Část OK před nátěrem



Sesazování částí OK pro nátěr

Oprava mostu v km 20,356 trati Jaroměř - Královec

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

ANOTACE

Netradiční opravu dvoupatrového klenbového mostu s vysokou přesypávkou. Kromě standardních metod sanace, byla pro hydroizolaci mostu použita nopová drenážní vrstva s kombinací s plovoucí izolací, které byly uloženy na tuto přesypávku.

ÚVOD

Jednokolejná neelektrifikovaná trať Jaroměř - Královec byla postavena v r. 1857 – 1859 pro přepravu černého uhlí z dolů ve Svatoňovicích. Investorem stavby byl tehdy majitel dolů, hrabě Schamburg Lippe. Postupně byla trať prodloužena a napojena na další směry. V dotčeném úseku vede trať z obce Studnice do Řešetovy Lhoty většinou v náspu, který podchází dva mostní objekty, pomocí kterých je umožněn průchod na druhou stranu. Náplní této stavby byla oprava jednoho z nich, v km 20,356. Trať, včetně mostu, se nachází na okraji lesa. Pod mostem vede účelová cesta do lesa a bezejmenná vodoteč.

STAV MOSTU PŘED OPRAVOU

Klenutý, kamenný, patrový, přesýpaný viadukt o jednom otvoru. Příčná rozpěra (patro klenby) byla budována dodatečně, až po výstavbě mostu, pravděpodobně v r. 1860.

Počet otvorů:	1
Délka mostu:	24,85 m
Světlost :	4,25 m v úrovni terénu
Délka přemostění:	4,10 – 5,35 m
Výška objektu:	11,80 m nad okolním terénem
Výška mostního otvoru:	9,20 m
Šířka mostu:	15,93 - 19,80 m
Vzepětí klenby:	2,80 m
Výška přesypávky:	4,10 m

Zdivo mostu je kvádrové, nepravidelné, řádkové, ze slepenců až pískovců. Klenbu tvoří zdravé slepence až droby, křídla jsou z prokřemenělých pískovců až slepenců. Na první pohled havarijním stavem hrozily vyduté části poprsních zdí v několika místech o velikosti až 1m². Průsaky vody na povrchu klenby pramenily z nefunkční hydroizolace mostu. Spárování bylo místy vypadané (vyplavené) a ve spárách byla uchycena vegetace. Kamenné římsy křídel byly lokálně rozvolněné, s vyplavenou maltou. Zábradlí zcela chybělo.

Na mostě je žel. svršek tv. S 49 na dřevěných pražcích rozdělení „d“. Kolejové lože je průběžné, šterkové – před opravou bahnité, zarostlé trávou. Kolejnice jsou v dobrém stavu, nejsou svařené. Na levé straně mostu, u paty kolejnice, prochází sdělovací kabel. Viadukt sleduje průběh širé trati ve směrovém levostranném oblouku o poloměru R=281 m. Základní šířka MPP je 2,5R.

Pro návrh sanace mostu byl proveden stavebně-technický průzkum, který stanovil rozsahy sanačních (injektážích) prací na celém objektu a potvrdil dostatečnou únosnost základů mostu.

STAV MOSTU PO OPRAVĚ

Délka mostu, jeho rozpětí a šířka zůstaly beze změn.

Části vydutých poprsních zdí byly přezděny na vápenocementovou maltu z původního kamene z pracovního lešení, postaveného podél obou stran mostu. Kamenné zdivo klenby, opěr, křídel i čel bylo proinjektováno v plné tloušťce a všechny lícni plochy byly hloubkově přespárovány.

Kamenné římsy opěr i křídel byly nově přikotveny k původnímu zdivu pomocí ocelových výztužných prutů, vrtaných přes římsy s přesahem cca 500 mm do nových částí říms, které byly zvýšeny o 1,0 m oproti původním. Líce nových říms byly vyzděny ze stejného kamene z místních zdrojů, jako celý most. Za rubem této kamenné vyzdívky se provedla monolitická římsa z betonu C30/37 s vázanou výztuží prokotvenou pomocí trnů s původním zdivem. Za ruby nových říms byla položena podélná drenáž.

Po odstranění náletových křovin a stromů na přesypávce objektu byl, ve výluce, snesen žel. svršek včetně štěrkového lože. Šikmé části přesypávky byly tvarově upraveny (dosypány až k římsám) a opatřeny drenážní nopovou vrstvou s ochranou geotextilií. Železniční pláň byla srovnána vrstvou ze štěrkopísku, na kterou byla uložena hydroizolace Paralon s 2 vrstvami geotextilie. Tato hydroizolace byla přetažena přes nopovou vrstvu. Drenážní nopová vrstva byla přitížena zatravňovacími betonovými tvárnicemi. Ty byly v patě náspu opřeny o ocelové trny, zabetonované do základu podélné povrchové drenáže za římsou. Otvory v tvárniciích byly vyplněny zeminou a osety trávou. Nad přesypávkou bylo zřízeno nové štěrkové lože. Všechny viditelné kamenné části mostu (klenba, poprsní zdi, křídla) byly, po vyspárování, opatřeny ochranným hydrofobizačním nátěrem. Do otvorů v římsách a nových patek byly osazeny sloupky ocelového zábradlí z otevřených profilů.

Oprava železničního svršku byla navržena v celé délce oblouku, ve kterém se nachází mostní objekt. Oprava spočívala v odstranění a znovu vložení kolejových polí v délce 25 m, v úpravě GPK a v úpravě štěrkového lože do profilu. Celková délka úseku byla 450,667 m. Min. tloušťka štěrkového lože je 350 mm pod spodní hranu pražců. Kolej na mostě byla vyrovnána do levostranného oblouku o poloměru $R = 281$ m s převýšením $p = 140$ mm. Návrhová rychlost 70 km/h. Trať v daném úseku stoupá 11,248‰.

Před zahájením prací byl sdělovací kabel, rozpojen a prodloužen tak, aby mohl být, po výstavbě lešení podél klenby, vyvěšen na její líc. Po provedené opravě byl uložen zpět na původní místo.

TECHNOLOGIE OPRAVY MOSTU

Při opravě mostu bylo nezbytné jednotlivé práce koordinovat, s cílem omezit doby výluk provozu ČD. Dlouhodobá výluka trvala pouze 8 dní. Návrh opravy mostu byl volen tak, aby bylo možné zásobovat stavbu potřebným materiálem jak z koleje, tak i po zpevněné obecní cestě, vedoucí k objektu od státní silnice.

Některé práce, spojené se zvýšením trvanlivosti spodní stavby, např. spárování, injektáže, vyztužení zdiva atd. byly prováděny v předstihu a bez dlouhodobých výluk. Rovněž sanace původních a betonáže a vyzdění nových říms probíhaly za provozu na trati z lešení. Dlouhodobá výluka byla zahájena odstraněním žel. svršku na mostě. Poté bylo odebráno štěrkové lože a upravena přesypávka klenby pro pokládku drenážní nopové vrstvy a hydroizolace pod železničním svrškem. Po osadění nového železničního svršku byla kolej směrově a výškově vyrovnána.

ZÁVĚR

Stavba, která v době projektové přípravy vyvolávala určité obavy a pochybnosti ze strany investora k netradičnímu návrhu hydroizolace objektu, se nakonec stala ukázkou rychlého řešení záchrany kamenného mostu za přiměřené finanční náklady a za minimální výluky na trati. Rovněž provedení opravy mostu v klimaticky vhodném obdo-

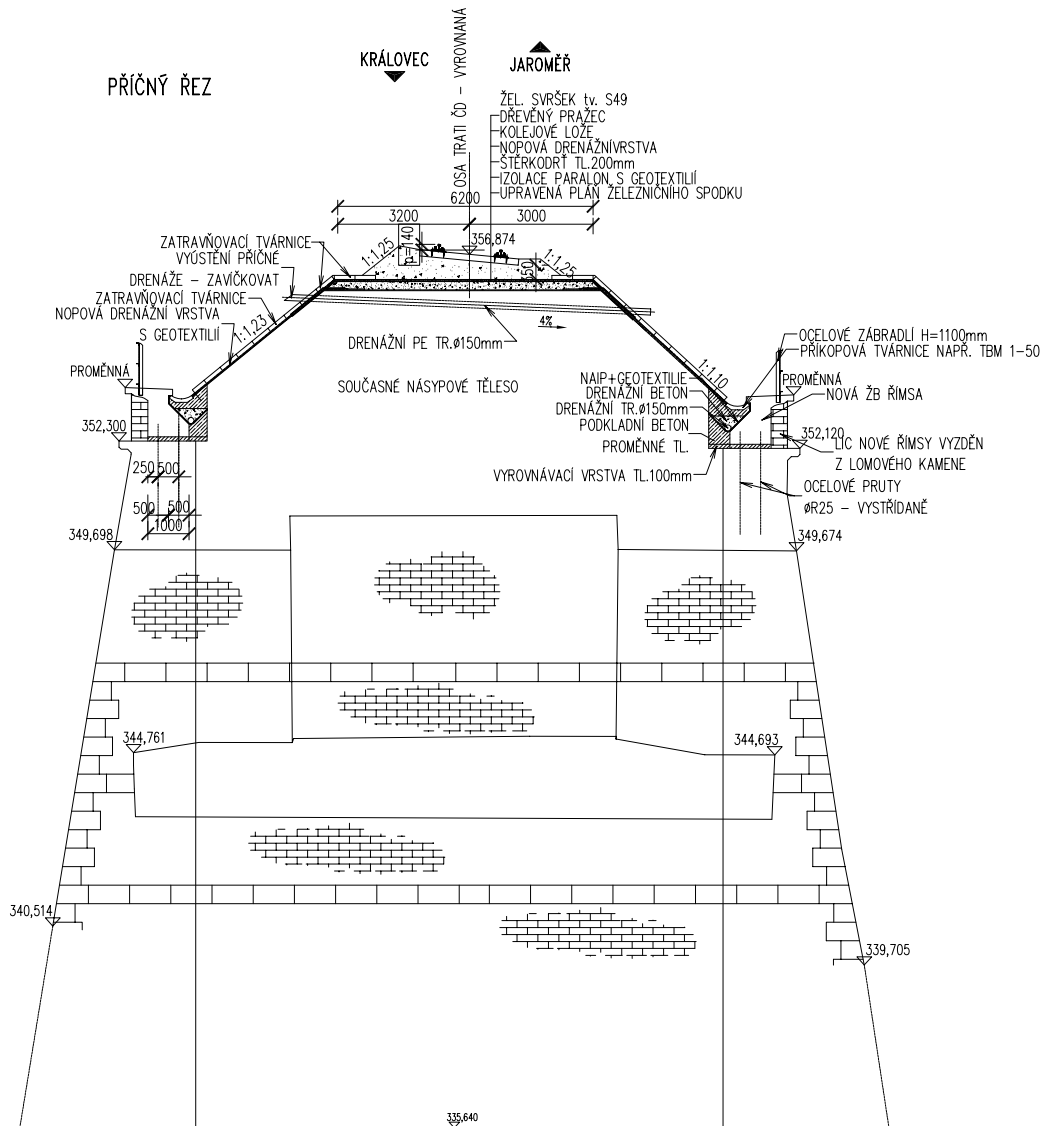
bí, od dubna do září, výrazně ovlivnilo kvalitu prováděných prací zhotovitelskou firmou. Nezbyvá než konstatovat, že za přispění všech zúčastněných stran se povedla zdařilá oprava mostu, která prodlouží jeho životnost o další desetiletí.

Investor: České dráhy s.o., SDC, o.z., Hradec Králové

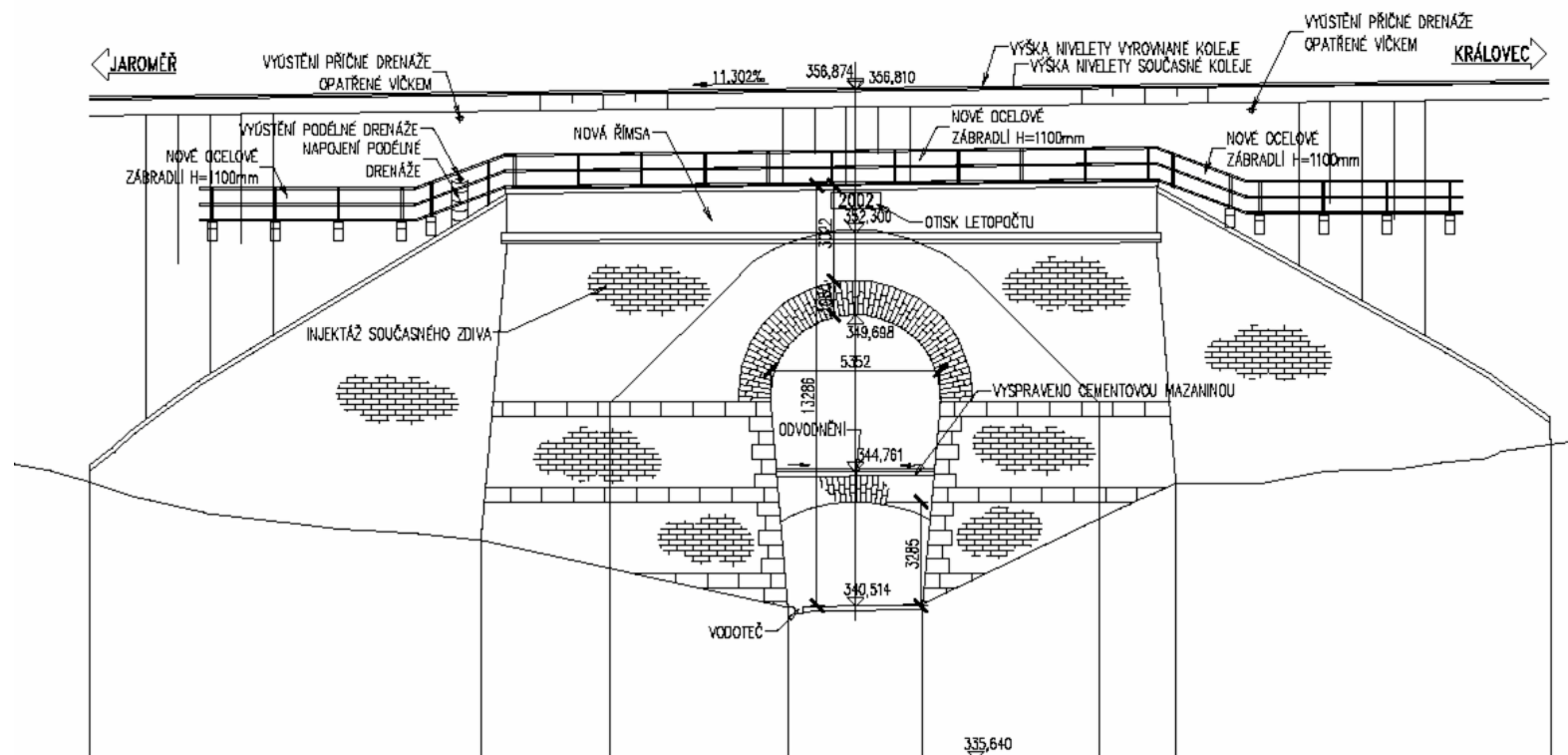
Správce mostního objektu: České dráhy s.o., SDC, o.z. Hradec Králové

Projektant : TOP CON servis, s.r.o., Praha

Zhotovitel: Chládek a Tintěra, silnice železnice, Pardubice
a.s.



POHLED



Původní stav



Nový stav



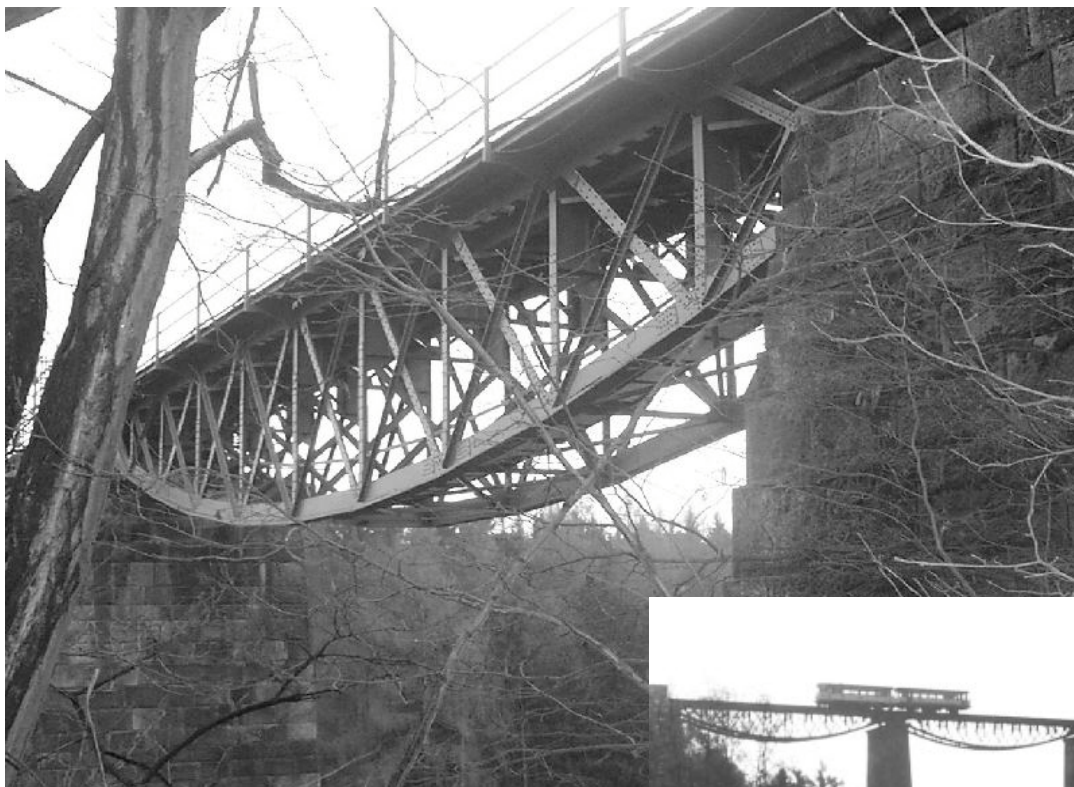
Oprava OK mostu v km 12,061 trati Chrást-Stupno

Martin Vlasák, SUDOP PRAHA a.s.

Pavel Konečný, STAMAKOCEL s.r.o.

Silvestr Vildman, SDC Plzeň, Správa mostů a tunelů

Příspěvek pojednává o přípravě opravy a zkušenostech z opravy železničního mostu přes řeku Klabavu v Chrástu u Plzně. Most o třech polích má ocelové, příhradové, nýtované nosné konstrukce s parabolicky zakřiveným dolním pásem z roku 1892.



1. HISTORIE OBJEKTU

Radnicko bylo v dávných dobách obdařeno velkým nerostným bohatstvím. Přeprava zejména uhlí a chemických výrobků (kyseliny sírové tehdy zvané oleum) si vyžádala stavbu odbočky západní dráhy Chrást–Stupno–Radnice. V roce 1862 se začalo s výstavbou pilířů a opěr. Následovala stavba 38 m vysokého a 190 m dlouhého železničního dřevěného provizoria o 6 patrech. V říjnu roku 1863 byla dokončena železná konstrukce mostu.

Již v roce 1892 bylo zjištěno, že stávající konstrukce je nevyhovující a bylo rozhodnuto o její výměně. Novou železnou nýtovanou konstrukce vyrobili v pražské mostárně Českomoravské společnosti. Ta byla navezena na stávající most, který byl postupně rozebrán. Následovalo její spouštění do definitivní polohy, při němž došlo k havárii a konstrukce 1. pole spadla z výšky 1 m, ale naštěstí se zachytila mezi pilíři a zůstala nakloněná viset. Toto neštěstí si vyžádalo 6 lidských životů. Most byl uveden do provozu a spolehlivě sloužil téměř sto let. Stavební stav mostu se postupem doby zhoršoval, protože protikoroziční ochrana provedená naposledy v roce 1938 degradovala.

Začátkem roku 1990 byla zpracována přípravná dokumentace na výměnu nosných konstrukcí. Nové konstrukce byly navrženy z plnostěnných nosníků se zapuštěnou prvkovou mostovkou.

Se změnou politického režimu nastala i změna v potřebách využívání železnice a velké investice do vedlejších tratí se nedařilo prosazovat.

Přepočtem v roce 2000 byla stanovena přechodnost 80% traťové třídy A při rychlosti 10 km/h a uvažovalo se o ukončení provozu na mostě a tím i po jedné z regionálních tratí Plzeňska od roku 2003.

V dnešní době je trať více využívána pro osobní dopravu. Nákladní doprava pro dřevařské a keramické společnosti je pouze omezená. Přestože most není uzpůsoben pěšímu provozu, slouží k tomuto účelu zejména v letních měsících. Důvodem je výrazně kratší cesta přes hluboké údolí Klabavy do sousedních obcí. "Pěší a cyklistický provoz" udržoval, během dosavadní životnosti mostu, hlavy nýtů horního pásu hlavního nosníku v kovovém lesku.

Lehká nýtovaná konstrukce dnes vytváří významný krajinný prvek.

2. POPIS STÁVAJÍCÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

Jednokolejný mostní objekt o třech otvorech tvoří ocelová trámová, příhradová, nýtovaná nosná konstrukce ve všech mostních otvorech shodná. Rozpětí hlavních nosníků je 37,00 m a jejich vzdálenost je 2,8 m. Příhradové nosníky jsou složené soustavy s přímým horním pásem a parabolicky zakřiveným dolním pásem. Výška nosníku nad podepřením je 1,498 m a ve středu rozpětí je 4,575 m. Hlavní nosník má 11 příhrad o vzdálenostech $2,95+3,3+7\times 3,5+3,3+2,95$ m.

Horní pás je tvaru T složeného ze stěny, krčních úhelníků a pásnice. Dolní pás je tvaru $\perp$ a jeho konstrukce je obdobná.

Diagonály jsou v první příhradě vytvořeny ze čtveřice úhelníků a nad podporou jsou doplněny stěnou, která spojuje horní a dolní pás hlavního nosníku. V dalších příhradách jsou diagonály a svislice z dvojic úhelníků, sesazených do tvaru T.

Prvková mostovka je tvořena příčníky a podélníky, na které jsou plošně uloženy dubové mostnice. Příčníky jsou příhradové tvaru I s výjimkou podporových, které jsou plnostěnné. Podélníky v osové vzdálenosti 1,8 m jsou plnostěnné tvaru I, sestavené ze stojiny a krčních úhelníků.

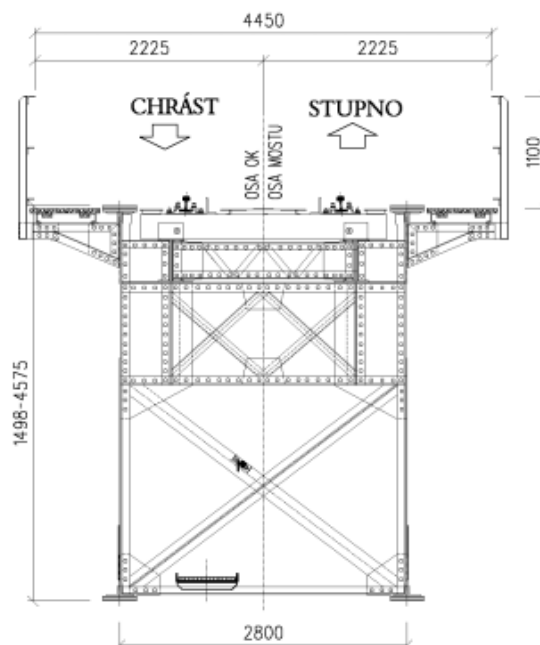
Styčnickové plechy příčníků a svislic jsou vytaženy až k horním krčním úhelníkům podélníků. Horní okraj plechu je vyztužen úhelníky, které propojují podélník se svislicí hlavního nosníku. Konstrukční řešení tohoto detailu spolehlivě přenáší podélné i příčné vodorovné síly od železničního provozu bez únavových poškození, které bývá častou příčinou poruch prvkových mostovek.

Horní vodorovné ztužení je z pásů z ploché oceli. Propojením s podélníky působí také jako spojitě brzdné ztužidlo. Dolní vodorovné ztužení je z úhelníků.

Podlaha chodníku je z borových fošen, které jsou uloženy na podélnících z U profilu.

Konstrukce je uložena na ocelolitinových ložiskách.

Železniční trať přechází přes most v přímé a vodorovné bez převýšení. Železniční svršek S49 na rozponových pokladnicích je osazen na dřevěných, plošně uložených mostnicích. Nad oběma pilíři a radnické opěře jsou umístěna malá dilatační zařízení.



Příčný řez mostem po opravě

3. ODŮVODNĚNÍ OPRAVY

Stavební stav nosné konstrukce vyvolal potřebu odborného posouzení a návrhu opravy. Přípravná dokumentace, zpracovaná koncem roku 2000 firmou MCO Olomouc, a.s., prokázala, že pro odstranění nevyhovující zatížitelnosti $Z_{UIC} = 0.38$ (rozhoduje podélník) je nezbytná oprava nosné konstrukce.

Z jejích závěrů vyplynulo, že provedením opravy PKO a zesílením příp. výměnou nevyhovujících prvků bude stabilizován stavební stav a zajištěna požadovaná přechodnost B2/60 a minimální průchodnost MPP 2,2.

Od roku 2003 hrozilo zastavení provozu. S ohledem na stav mostu by tedy SMT Plzeň v blízké době riskovala jeho zřícení. Současně OPŘ Plzeň požadovala udržení provozu.

Přes dlouholeté problémy (od roku 1980) s realizací opravy mostu se nakonec, těsně před ukončením provozu, podařilo opravu zahájit a tím i zachovat provoz po trati, která příznivě ovlivňuje obslužnost regionu.

4. DIAGNOSTIKA MOSTU

Před návrhem oprav byl proveden stavebně technický průzkum zaměřený na korozní úbytky, způsobené zcela degradovanou protikorozní ochranou.

Horní pásy hlavních nosníků byly zkorodovány pouze povrchově. Na dolních pásech byly patrné korozní úbytky pásnic a krčních úhelníků.

Diagonály a svislice byly zkorodovány mírně, zejména pak ve formě „pecek“ v místech styků a křížení. Místy patrné lokální roztážení spáry mezi spojovanými prvky rží způsobila větší vzdálenost spínacích nýtů až 10d.

Korozní oslabení horního ztužení bylo zejména v místech křížení pásek diagonál, kde došlo k roztážení přeplátovaného spoje rží. U dolního ztužení byly zkorodovány zejména styčnickové plechy v přípoji k dolnímu pásu, kde se hromadily nečistoty. Dále to byla místa uložení dřevěných revizních lávek. V několika případech byly příčle dolního vodorovného ztužení zcela přerušeny.

Korozní úbytky na krčnících úhelnících podélníků byly především v místech uložení mostnic. Tyto úhelníky byly navíc oslabeny i otvory po původních svislých mostnicových šroubech. Zábradlí chodníků je plošně poškozeno korozí. Chodníkové fošny jsou místy zahnilé. Korozní oslabení je u všech tří konstrukcí obdobné.

Pro potřeby opravy mostu byly odebrány vzorky. Chemický rozbor prokázal svařitelnost materiálu a při zkoušce tahem byla naměřena mez kluzu 240 MPa a mez pevnosti 310 MPa.

5. NÁVRH OPRAVY MOSTU

Celkový rozsah opravy mostu zahrnuje:

- opravu železničního svršku vč. výměny mostnic
- opravu konstrukce vč. zesílení a provedení protikorozní ochrany
- opravu vodorovných ploch úložných prahů spodní stavby

Z hlediska náročnosti stavebních prací, omezení provozu a objemu finančních prostředků je oprava OK mostu rozdělena na etapy.

První část opravy tzn. kompletní 1. pole a zesílení hlavních nosníků 2. pole byla provedena v roce 2002. Zbýlá část opravy je předpokládána v průběhu roku 2003.

Před realizací opravy byla velká pozornost věnována její přípravě. Jednotlivé montážní kroky byly řešeny ve spolupráci se zhotovitelem. Výhodou při zpracovávání byly dochované archivní výkresy, které odpovídaly skutečnému provedení. Výsledkem byla projektová dokumentace s podrobnými výkresy jednotlivých položek včetně detailního postupu provádění opravy OK.

Pro všechny tři ocelové konstrukce byly navrženy tyto úpravy:

- zesílení hlavních nosníků a podélníků
- výměna horního a dolního ztužení vč. revizní lávky
- výměnu zábradlí vč. chodníkových fošen

Nejnáročnější částí přípravy a následně i opravy bylo zesílení hlavních nosníků.

Příčinou nízké zatížitelnosti bylo kromě korozního oslabení také konstrukční řešení přípoje diagonál a svislic. Prvky tvaru T byly připojeny jednostranně ke stěnám dolního resp. horního pásu tzn. s excentricitou, která nebyla při původním návrhu zohledněna a způsobovala přidavné namáhání prvků ohybovým momentem. Tyto přidavné účinky vyčerpávaly nezanedbatelnou část únosnosti prvků.



Detaily zesílení diagonál a svislic hlavního nosníku

Diagonály a svislice byly zesíleny přidavnou pásnicí, která byla připojena k dolnímu resp. hornímu pásu pomocí příložky s vložkou. Příložka byla zapojena přes polovinu

nýtů ve styčníku (min.4 nýty). Tento způsob zesílení prutů zároveň omezil vliv jejich excentrického připojení. Tím, že nemusely být zcela uvolněny zesilované pruty bylo umožněno provádění opravy bez zajišťování tvaru konstrukce a bez obav z přerozdělování vnitřních sil .

Oprava protikorozní ochrana (PKO)

Pro obnovu PKO nosné konstrukce byl zvolen čtyřvrstvý nátěrový systém DERISOL ONS 14a s celkovou tloušťkou 280 μm od firmy Dr. Demuth, GmbH, Německo. Vrchní vrstva s obsahem železité slídy je v červenohnědém odstínu DB 301. Odstín byl vybrán po dohodě s referátem životního prostředí OÚ Plzeň.

Pro plechy na hlavách mostnic se použil úsporný ONS s celkovou tloušťkou 180 μm . Podlahové rošty revizní lávky jsou žárově pozinkovány (tloušťka 80 μm).

Pro zamezení koroze ve spáře nové pásnice se stávajícími prvky bylo navrženo očištění kontaktní plochy stávajících prvků na St 2 s následnou ochranou základním nátěrem v tl. 40 μm (u 1.pole bylo provedeno strojní očištění na Sa 2,5).

Spáry a mezery mezi spojovanými prvky do šířky 10 mm byly zatmeleny. V místech, kde nová pásnice a stávající prut nedoléhaly těsně k sobě z důvodu jeho stříškovitosti, a dokonalé sevření kontaktní plochy nebylo možno provést, byl upraven postup nýtování tak, aby došlo k sevření spáry alespoň u horní hrany prutu. Tím se zabránilo vniknutí vody do spáry před jejím zatmelením. Tmelení bylo provedeno po základním nátěru tmelem SIKAFLEX-11 FC.

Oprava železničního svršku

Součástí opravy železničního svršku byla kromě výměny mostnic i výměna pozednic. Dvě řady narušeného zdiva závěrné zídky byly přezděny.

Plechy na hlavách mostnic byly přizpůsobeny novým žebrovým podkladnicím S4M, které nahradily stávající rozponové. Kolejnice S49 byly ponechány vč. dilatačních zařízení.

Na předpolích je navržena výměna vadných pražců a doplnění šterku, na chrásteckém předpolí v délce 9,0 m a na radnickém v délce 17,0 m. Směrová a výšková úprava koleje v délce 100 m proběhne až po dokončení prací a úpravách na radnickém předpolí.

Oprava vodorovných ploch úložných prahů

Cílem opravy vodorovných ploch úložných prahů je omezení degradace spodní stavby zatékající vodou a mrazem. Vodorovné plochy byly mechanicky očištěny. Spáry mezi kamennými kvádry byly vyplněny sanační maltou PERMAPATCH P-35-AC. Kovové spony spojující kvádry byly ošetřeny NITOPRIME ZINCRICH. Pro zajištění vodoodpudivosti povrchu úložných prahů je navržen transparentní nátěr s hydrofobním účinkem NITOCOTE SN502, který nezabraňuje difuzi vodních par.

Výrobcem sanačních materiálů je firma FOSROC International Company.

6. POPIS OPRAVY OK

Oprava mostu začala montáží zavěšeného třípatrového lešení v 1. poli. Závěsy pro lešení byly uchyceny na horních pásech. Fošnová podlaha byla opatřena ochrannou geotextilií pro zachycení nečistot a písku použitého při čištění povrchu OK.

Pro urychlení provádění oprav byla konstrukce 1. pole nejprve očištěna a opatřena základní vrstvou PKO. Tím se kvalitně ošetřily i styčné plochy, které následně překryly nové příložky také předem opatřené základním nátěrem. Tento způsob přípravy konstrukce se osvědčil. Je však nutné, aby vrstva nátěru vytvořila kompaktní povlak. V našem případě byla částečně podceněna hrubost povrchu, povlak nátěru se na některých místech neuzavřel, a v krátké době se vytvořily výkvěty rzi.

Zesílení hlavních nosníků bylo prováděno postupně max. ve čtyřech příhradách najednou.

Po rozpojení kříže ve styku diagonál byly připojeny nové pásnice ke stávajícím prutům spínacími nýty. Ve středních příhradách, kde délka pásnic je téměř 5,0 m, byla jejich montáž přes trubky lešení velmi náročná.

Následovalo postupné zapojování pásnic ke styčnickům. Nejprve u dolního pásu a pak u horního pásu. Subtilnost konstrukce ztěžovala nýtování, protože docházelo k rozechvívání nýťovaných prvků. Zkušební zámečníci překonali prvotní obtíže a nakonec se jim podařilo zanyťovat i křížení diagonál dolního ztužení, které bylo navrženo jako svařované.

Horní ztužení a mostovka byly opravovány v 28 denní výluce (08-09/2002). Horní krční úhelníky podélníků byly vyměněny. Spoje krčních úhelníků jsou svařované. Vodorovná příruba tupým V swarem a svislá příruba koutovým swarem po obvodě příločky. Tak bylo zajištěno, že nedojde ke svarovému spojení úhelníku se stávající stěnou podélníků, které by mohlo způsobovat poruchy. Na nové krční úhelníky byla přivařena přídatná pásnice. Na nové pásnice byly přivařeny svislé příčné plechy pro připevnění mostnic přes vodorovný šroub s distančními kroužky dle MVL 701.

Různou velikostí opracování mostnic a ocelových podložek bylo redukováno velké nadvýšení konstrukce (cca 50 mm). Optimalizací počtu podložek a velikosti zářezů mostnic byla hodnota nadvýšení stanovena na 25 mm, což je stále více než doporučuje ČSN, ale vyhovuje požadavkům provozu. Před koncem výluky byla provedena PKO mostovkové části, aby mohly být osazeny mostnice. Po výměně pražců na chrásteckém předpolí a osazení koleje došlo k obnovení provozu.

Zároveň s prováděním PKO probíhala výměna zábradlí a montáž podélníků nové revizní lávky. Po jejím dokončení bylo zavěšené lešení postupně demontováno a přesouváno do 2. pole. Během demontáže lešení byly prováděny závěrečné opravy PKO a instalována pochozí plocha revizní lávky z podlahových roštů s protiskluznou úpravou a nové dubové fošny na chodníku. Provedení hydrofobního nátěru na úložných prazích bylo z důvodu nepříznivého počasí přesunuto na rok 2003.

Ve 2. poli byla oprava OK zahájena výměnou dolního ztužení, po které následovalo zesílení diagonál a svislic hlavního nosníku.

S ohledem na nepřístupnost styčnicku u horního pásu bude jeho připojení provedeno v další etapě.

Osazením plechů na hlavách mostnic byla na začátku prosince 2002 ukončena první část opravy mostu.

Částečně zesílené 2. pole přezimuje do jara se zavěšeným lešením, kdy je předpokládána další část opravy.



Zima 2002-opravené 1. pole a lešení v 2. poli

7. PROVOZ NA MOSTĚ BĚHEM OPRAVY OK

Zajištění bezpečnosti provozu během opravy OK vyžadovalo podrobnou přípravu omezení dopravy s ohledem na velmi nízkou zatížitelnost stávající konstrukce.

Jednotlivé pracovní kroky byly navrženy tak, aby osobní doprava byla přerušena pouze v úplné výluce.

Při zavěšeném lešení a čištění OK pro první vrstvu ONS nebylo možno zachovat nákladní dopravu. Omezená nákladní doprava (vložené prázdné vozy) byla umožněna během zesilování OK a nanášení dalších vrstev ONS. Provádění oprav v dopravních pauzách umožnila součinnost s OPŘ Plzeň (žst. Rokycany).

8. ZÁVĚR

Postupnou výměnou prvků a celkovou obnovou PKO se podařilo při velmi přijatelných nákladech (cca 6,5 mil. Kč na jedno pole) opravit most. Technologie opravy mostu umožnila její postupnou realizaci, dle finančních možností SDC Plzeň. Výměna stávajících konstrukcí by se při dnešní situaci a cenách obtížně prosazovala.

Při opravě mostu dojde k odstranění 23 t starých položek a k dodání 52 t nových položek. Celková nátěrová plocha vč. podlahových plechů je $3 \times 1220 \text{ m}^2 = 3660 \text{ m}^2$.

Po dokončení opravy mostu bude zajištěna přechodnost B2/60.

Záchranou této ojedinělé konstrukce se podaří udržet provoz na trati Chrást–Stupno, která v roce 2003 oslaví 140 let.

Investor :	ČD DDC, Správa dopravní cesty Plzeň
Zpracovatel dokumentace:	SUDOP PRAHA a.s.
Hlavní zhotovitel opravy mostu :	CHLÁDEK & TINTĚRA, a.s., Litoměřice
- zhotovitel opravy OK mostu :	STAMAKOCEL, s.r.o., Brodek u Přerova
- zhotovitel opravy PKO :	PROFICOLOR, s.r.o, Praha 10 - Hostivař

Konverze evropské normy EN 1993 – 2 Ocelové mosty

Hynek Šertler, Prof. Ing. DrSc, Dopravní fakulta Jana Pernera, Univerzita Pardubice

Anotace

Cílem příspěvku je obeznámit technickou veřejnost se současným stavem konverze EN 1993 –2 Ocelové mosty. Autor je kontaktní osobou se zpracovatelským týmem normy za ČR. Je podán přehled o celkové koncepci EN a stavu jejich konverze, je prezentována práce zpracovatelů normy a způsob jejich kontaktu s národními skupinami, je podán přehled vývoje normy na základě připomínek členských zemí a je podán stručný popis posledního návrhu této normy a její odlišnosti od předběžného, u nás přeloženého znění.

1. Úvod

O koncepci a vývoji evropských norem byl již čtenář mnohokrát informován v odborném tisku a na různých konferencích. O posledním vývoji těchto norem ve stavu přechodu od předběžných norem P ENV k normám EN (Evropské normy) pojednávají podrobně [1] a [2]. Omezím se proto jen na krátké připomenutí některých skutečností, nutných pro porozumění dalšího výkladu a zaměřím se podrobně na mostní normu.

Začlenění našeho systému technické standartizace do evropského systému započalo přijetím ČR k 1. 4. 1997 za plnoprávného člena CEN (Comité Européen de Normalisation). Eurokódy jsou v současné době zavedeny v ČR jako soubor předběžných norem ČSN P ENV. V letošním roce nastartoval proces konverze základních ocelářských norem P ENV na EN. Národní vydání prvních částí EN a to ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991–1–1 se předpokládají v r. 1993, ostatní, mezi nimi i mostní normy pak v r. 1994. Po období společné platnosti evropských a národních norem se národní normy přestanou obnovovat. Hierarchické uspořádání jednotlivých článků EN je v podstatě rozčleněno do dvou skupin a to na zásady a aplikační pravidla. Zásady obsahují elementární, závazné principy, aplikační pravidla doporučují metody, jak tyto principy naplnit. Pokud navrhovatel konstrukce použije alternativní pravidla, požaduje se od nich, aby byla zajištěna stejná spolehlivost, bezpečnost jako při použití EN.

Při konverzi na EN se přihlíží k národním připomínkám a k podmínkám spolupráce, k odezvě uživatelů a k redakční jednotnosti a návaznosti celého systému EN. V současné době jsou P ENV doplněny národními aplikačními dokumenty (NAD), respektujícími národní zvláštnosti a zajišťujícími plynulý přechod k dosud používaným národním normám. Při konverzi na EN budou NAD nahrazeny národními přílohami NA (National Annex). Jednotlivé EN se tedy budou skládat z vlastního textu normy včetně příloh a z NA. Ty budou obsahovat národně stanovené parametry spolehlivosti NDT (National Determined Parameters) podle národních podmínek, výběr alternativních postupů navrhování a specifické geografické a klimatické údaje. NP nesmí měnit nebo upravovat zásady EN. Národní přílohy jednotlivých členských států budou uvedeny na internetových stránkách Eurokódů. Předpokládá se, že budou přeloženy do základních jazyků EN, t. j. do jazyka anglického, francouzského a německého. Před přijetím do souborů národních norem bude třeba ověřit, zda přijetím Eurokódů nebude snížena bezpečnost a spolehlivost navrhovaných staveb a zda nedojde k neúměrnému nárůstu nákladů. Konverze Eurokódů probíhá třemi stadii a to:

- Jednoleté období překladu EN do národních jazyků.
- Dvou až tříleté období verifikace a tvorby NP.
- Přibližně tříleté období ekvivalentní platnosti národních předpisů a EN včetně NA.

2. Proces konverze mostní normy

Evropská mostní norma je částí normy pro navrhování ocelových konstrukcí. Její předběžná verze z r. 1997 byla přeložena do českého jazyka a byla vydána Českým normalizačním institutem jako česká verze PENV 1993-2: 1997 se statutem české předběžné normy. Pro technickou veřejnost o ní byla podána informace na konferenci „Železniční mosty- správa a údržba“ v r. 1997 [4]. S prací na konverzi z PENV na EN bylo započato v r. 2000. Zpracováním normy byl pověřen projekční tým pod vedením Prof. G. Sedleceka z Univerzity v Cáchách. Současně s mostní normou zpracovává tento tým konverzi následujících norem, které spolu vzájemně souvisí:

- EN 1993-1-5 Prvky plošných konstrukcí
- EN 1993-1-11 Návrh konstrukcí s prefabrikovanými taženými komponenty

Styk řešitelského týmu s národními skupinami je zajištěn prostřednictvím národních kontaktních osob NTC (National Technical Contacts). V první fázi konverze byly připomínkovány na národních úrovních předběžné normy PENV. Na základě připomínkového řízení byl vytvořen první návrh, který byl dán do připomínkového řízení v r. 2001. Připomínky byly projednány na společné poradě řešitelského týmu s NTC dne 27. 9. 2001 v Bruselu. Za ČR se této poradě zúčastnil autor tohoto příspěvku. Hlavní závěry z této porady byly u následující:

- Pro navrhování konstrukcí se v budoucnu budou moci výhradně používat jen ty národní normy, do kterých budou implementovány EN-Eurokódy. Jako příklad byl uveden postup, odsouhlasený ministerstvem dopravy v Německu. Aby se usnadnilo užívání ENV spolu s NAD, byly vypracovány směrnice DIN-Fachberichte (celkem 5), obsahující všechny předpisy, vztahující se k mostům, rozptýlené do různých Eurokódů a NAD. Tyto DIN-Fachberichte jsou doplněny dalšími vyhláškami, usnadňujícími porozumění těchto předpisů a příklady výpočtů. Tyto směrnice budou testovány na návrhu 10 mostů. Zkušenosti tak získané budou využity při konverzi EN a k inovaci DIN-Fachberichte, která bude platit až do doby, než bude plně nahrazena národní normou s implementací Eurokodu.
- EN 1993-2 bude obsahovat jen doplňující pravidla k EN 1993-1 s úzkou návazností na její části 1-1, 1-5, 1-8, 1-9, 1-10 a 1-11.
- Mimořádně je důležitá role NTC, aby bylo zajištěno hladké přijetí EN na národních úrovních

Na základě připomínek k prvnímu návrhu byl projekčním týmem zpracován druhý návrh, který byl prostřednictvím internetu dán NTC k připomínkám v září r. 2002. O připomínkování tohoto návrhu v ČR byly požádány význačné projekční a výrobní organizace a osobnosti, zabývající se návrhy ocelových mostů. Odezva na tuto výzvu však byly velmi slabá. Byly proto řešitelskému týmu poslány připomínky NTC a Institutu ocelových konstrukcí. Projekční tým původně zamýšlel zpracovat dvě alternativy tohoto návrhu a to jednu rozsáhlou, přebírající veškerá ustanovení ze základních a návazných norem a jednu stručnou, navazující na tyto normy prostřednictvím odkazů. Od rozsáhlé varianty bylo upuštěno, protože jejich konverze nebyly ještě dokončeny.

Projednávání připomínek ke 2. návrhu se uskutečnilo na společné pracovní poradě řešitelského týmu a NTC ve dnech 16. – 20. 10. 2002. Na této poradě z důvodu nedostatku finančních prostředků neměla ČR zastoupení. Jednání směřovalo ke kompletizaci finálního návrhu. Hlavní závěry této porady jsou následující:

- Hlavní důraz byl kladen na: eliminaci chyb, na korekci struktury dokumentu pokyny k vypracování NDP.
- Písemně vypracované připomínky budou projednány na pracovní poradě dne 13. 12. 2002

- Konečný návrh bude zpracován do konce roku 2002

3. Rozdíly mezi předběžným návrhem a EN

Proti P ENV [3] je EN [5] stručnější s množstvím odkazů na základní a související normy.

Základní část má jiné uspořádání kapitol.

V úvodní části jsou striktně vymezeny články, ke kterým se umožňuje národní volba formou poznámek v Národní příloze. Proti P ENV je tato volba daleko bohatší, (např. volba detailů pro zajištění trvanlivosti mostů, stanovení intervalů prohlídek, atd.).

Propracovanější jsou specifické požadavky na materiál, zejména na lomovou houževnatost (způsob zkoušky, minimální teplota).

Samostatná kapitola je věnována strukturální analýze (kap. 5), která předchází kapitolám, věnujícím se meznímu stavu únosnosti a použitelnosti. Velká pozornost je věnována modelování konstrukcí. Kromě přesných počítačových modelů se připouští i použití zjednodušených výpočetních modelů a výpočetních postupů. Jsou uvedeny přibližné vzorce pro stanovení ohybových momentů podle teorie II. řádu.

Imperfekce pro globální analýzu nejsou zvlášť uvedeny, ale jsou stanoveny odkazy na základní normu.

K větším změnám v hlavní části došlo v důsledku návaznosti na pr EN 1993-1-5, kde došlo k novému systému číslování a včlenění nové sekce 10 s novou alternativní metodou výpočtu vlivu boulení u čtvrté průřezové skupiny transformací na 3. skupinu zavedením snížené návrhové pevnosti. Pro mezní stav únosnosti se tedy připouští kromě koncepce spolupůsobící šířky ještě koncepce redukce návrhové pevnosti v soulase s EN 1993-1-5. Větší pozornost je věnována kroucení a vlivu deformace příčného řezu (kap. 6.2.7).

Pro kombinované namáhání tlaku a ohybu je proti P ENV návrat k interakčním vztahům.

V kapitole, pojednávající o mezním stavu použitelnosti (kap. 7) jsou uvedeny podmínky, kdy je možno zanedbat vliv dýchání tenkých stěn.

Propracovanější je kapitola, zabývající se únavou deskových ocelových mostovek. Jsou uvedeny detaily s uvedením citlivých míst a modely pro výpočet na únavu.

Proti prvnímu návrhu došlo k totální změně skladby příloh. Příloha A obsahuje technické požadavky na uložení konstrukcí. Navazuje na EN 1337-1 a také na prEN 1991-1-5 "Tepelné účinky", obsahující návrhové hodnoty silových a deformačních tepelných účinků na ložiska. Zde uvedená výpočetní metoda je použitelná jak pro posuvná, tak i elastomerová ložiska. Bylo by užitečné doplnit navrhované výpočetní postupy příklady. Příloha B obsahuje technické požadavky na mostní závěry. Obzvlášť významná je příloha C, obsahující doporučení pro konstruování detailů ocelových deskových mostovek s ohledem na únavu. Tato příloha byla vypracovaná ve formě doporučení na základě úzké spolupráce mezi TU Delft, ministerstvem dopravy Německa a výrobcí. Obrazuje současný stav možností výrobců a úroveň poznání pro zajištění požadované návrhové životnosti a trvanlivosti mostních konstrukcí při těžkém provozu. Tato příloha byla dlouhodobě testována při realizaci velkého počtu zakázek. Není dořešena otázka hospodárnosti použití této přílohy pro lehký provoz, kdy účinky na konstrukční detaily jsou mnohem mírnější. Protože projekčnímu týmu nebyly dostatečně známy zkušenosti s navrhováním deskových ocelových mostovek v ostatních zemích, byla tato příloha zpracována formou doporučení, aby se tak vytvořil v národních přílohách prostor pro zpracování národních zkušeností.

4. Závěr

Konverze EN 1993 –2 Ocelové mosty je v současné době v poslední fázi připomínkového řízení. Dokončuje se konečný návrh , který bude příští rok muset proběhnout schvalovacím řízením na národních úrovních. Proti PENV došlo ke značným změnám, zejména z důvodů návaznosti na další návazné normy. Po schvalovacím řízení bude třeba před přijetím do souborů národních norem přeložit normu do národních jazyků a zpracovat Národní přílohu NA. K tomu bude zapotřebí zaktivizovat pracovní skupinu na národní úrovni a ze strany zainteresovaných pracovišť, zejména budoucích uživatelů normy, pro které bude závazná, věnovat tomuto problému náležitou pozornost.

Tento příspěvek byl zpracován v rámci výzkumného záměru Interakce dopravních prostředků a dopravní cesty

Literatura

- [1] Karbanová,B. Školení Eurocodes 0+1.2. Zpravodaj 8/2 str. 23-25
- [2] Melcher, J.: K zahájení závěrečné fáze konverze ocelářských norem ENV na EN.In: Sborník 40. celostátní konference OK „ Hustopeče 2002. Vydala Pobočka: Mostárna Hustopeče, a.s., str. 5-7
- [3] ČSN PENV 1993 - 2 : Navrhování ocelových konstrukcí-Část 2: Ocelové mosty. Vydal Český normalizační institut, Praha 1999
- [4] Šertler, H.: Nová evropská norma pro navrhování ocelových mostních konstrukcí PENV 1993 – 2. In:Železniční mosty- správa a údržba. Sborník z konference. Vydal SUDOP Praha a.s. ve spolupráci s ČD r. 1997
- [5] prEN 1993-2 Eurocod 3: Design of steel structures. Part 2“ Steel bridges . 2. návrh 2. 9.1.2002

Lávka přes Smíchovské nádraží v Praze a výluky železničního provozu

Ing. Jiří Schindler - Pontex, s.r.o., Praha;

Ing. Pavel Konečný - Stamakocel, s.r.o., Brodek u Přerova

V předloženém příspěvku jsou shrnuty poznatky z rekonstrukce ocelové lávky pro pěší přes zhlaví Smíchovského nádraží v Praze. Vzhledem k výstavbě městského okruhu Zlíchov – Radlická bylo nutno lávku výrazně zkrátit a zbytek zásadně zrekonstruovat. Při rekonstrukci bylo nutno konstrukčními a organizačními opatřeními omezit výluky a rušení železničního provozu tohoto frekventovaného železničního uzlu na minimum.

1. Popis lávky

Lávka postavená v letech 1929 - 1930 převádí pěší provoz mezi Smíchovem a Radlicemi přes kolejiště nádraží Praha – Smíchov. V rámci návaznosti na nově budovaný městský okruh Zlíchov – Radlická byla lávka na radlické straně oproti své původní délce 210.30 m o 45.5 m zkrácena a zcela rekonstruována.

Charakteristiky lávky dle článků ČSN 73 6201 (po zkrácení a rekonstrukci):

- Délka přemostění (čl.60)	: 164.800 m
- Délka mostu (čl.61)	: 174.510 m
- Šikmost mostu (č.65)	: kolmý
- Šířka vozovky mezi obrubníky	: -
- Šířka chodníku	: 2.880 m
- Šířka mostu mezi zábradlím	: 2.980 m
- Výška mostu (čl.74)	: 9.190 m
- Stavební výška (čl.75)	: 0.640 m
- Plocha mostu	: $164.80 \times 2.980 = 491.1 \text{ m}^2$
- Zatížení mostu	: 0.40 t/m^2

Přemostěvanou překážku tvoří kolejiště nádraží Praha Smíchov – severní zhlaví (trati Praha Smíchov – Plzeň ČD km 0.255, – Hostivice ČD km 0.607) v těchto celcích:

- 1.) vysehradské zhlaví – kolej č. 1, 2, 8, 9B
- 2.) kolej č. 12B – 18 - kolej č. 12B, 12D, 14, 16, 18
- 3.) společné nádraží – kolej č. S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7
- 4.) obvod seřadiště (po rekonstrukci) – kolej č. SVII, SIX, SXI

Ocelová nýtovaná konstrukce o 2 a 3 spojitých polích s dolní mostovkou, jedním polem s horní mostovkou a přilehlými schodišti. Dva příhradové hlavní nosníky rozpětí (od pole 2) 14.796 + 21.120 m, 42.840 + 42.840 + 32.130 m, plnostěnný nosník 10.000 m + ocelová konstrukce schodiště. Příčníky příhradové v každém příčniku po cca 3.5m + mezilehlé plnostěnné dodatečně vložené. Mostovka železobetonová monolitická do trapézových plechů, kryt z přímopochozí izolace. Ložiska z lité oceli stávající. Vodorovné ztužení v úrovni dolních pasů hlavních nosníků není. Příčné ztužení horními portály po 4 – 5 příhradách. Konstrukce je kolmá.

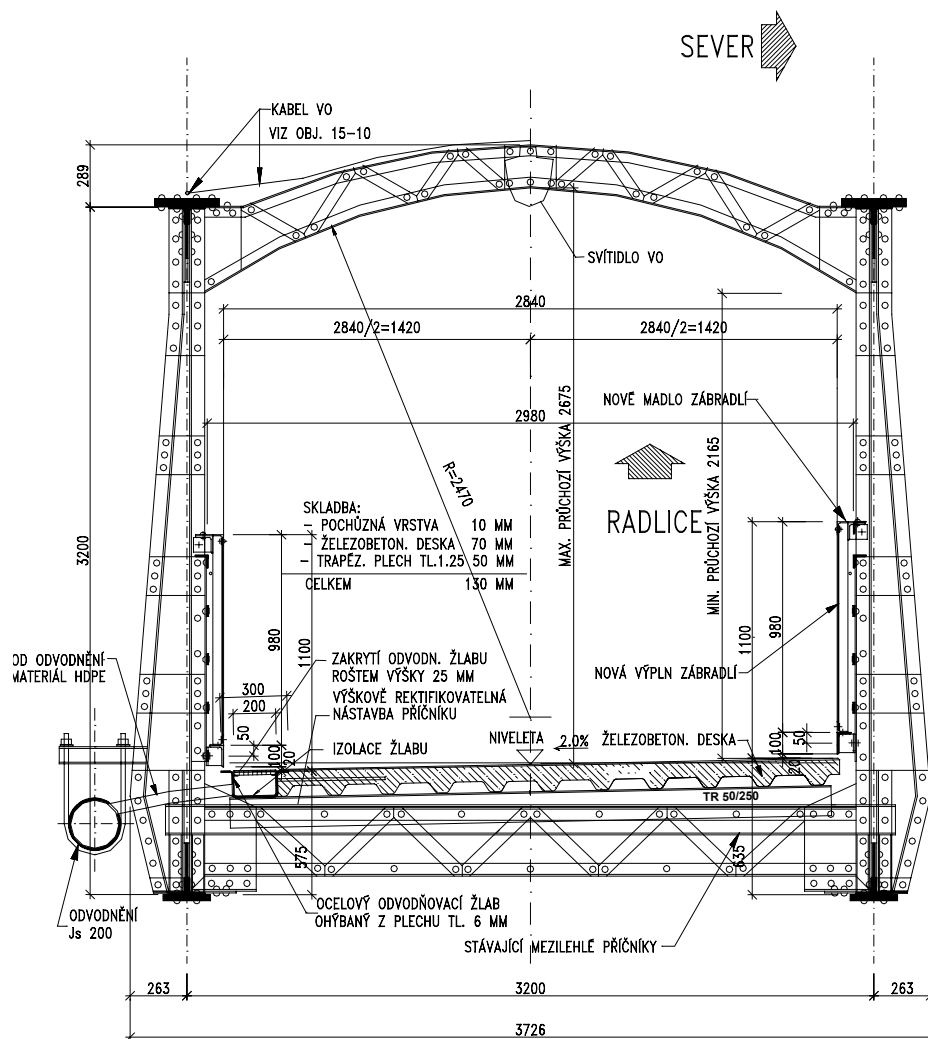
Zábradlí navržené ocelové s výplní pletivem (shodným jako u protidotikových sítí), resp. tahokovem. Svislá ocelová protidotyková síť jako ochrana chodců nad trolejovým vedením ČD. Veřejné osvětlení – svítidla na příčných portálech. Odvodnění – podélný ocelový žlab krytý roštem a HDPE spojky do stávajícího ležatého svodu u jižního hlavního nosníku. Svislé svody u pilíře č. 4 a v prostoru smíchovského schodiště.

Spodní stavba: Nová opěra č. 2 - masivní opěra ze železobetonu s rovnoběžnými křídly. Pilíře 3, 5, 6, 7 - ocelová příhradová kyvná stojka. Pilíř 4 - zděný pilíř v místě půdorysného zlomu osy lávky. Materiál – cihelné zdivo, pod ložiska žulové úložné kvá-

dry. Závěrná pochůzná zídka železobetonová monolitická. Pilíř č. 8 - ocelová příhradová konstrukce o 4 sloupech nesoucí podestu smíchovského schodiště.

Výškové řešení komunikace po rekonstrukci je shodné s původní niveletou - niveleta vodorovná, kromě radlické části lávky, kde zdvihem nad ložisky opěry 2 o 100 mm došlo k vytvoření podélného spádu 2,80 %.

Směrové vedení pěší komunikace nebylo upraveno. Podhled lávky zůstal v celém rozsahu zachován, kromě radlické části lávky, kde došlo ke zvýšení podhledu v rozmezí 0 (pilíř č. 4) až 100 mm (opěra č. 2). Šířkové uspořádání se vlivem vložení nové výplně stávajícího zábradlí redukovalo na volnou šířku 2840 mm.



Obrázek 1 Příčný řez lávkou po rekonstrukci

2. Stavební stav před rekonstrukcí

Lávka byla postavena v letech 1929 – 1930, výrobce ocelové konstrukce Pražská mostárna – Českomoravská Kolben Daněk. V roce 1953 byla na smíchovské straně lávky prodloužena o 10 m vložím pole č. 7, schodišťová věž byla o tutu vzdálenost posunuta směrem k Nádražní ulici.

V roce 1973 bylo v důsledku havarijního stavu mostovky přikročeno k výměně původní monolitické desky za prefabrikovanou, bylo zřízeno i nové odvodnění povrchu lávky do kanalizace. Po elektrizaci nádraží ČD byla lávka opatřena ochrannými sítěmi protidotykových zábran – svislé ochranné štíty u zábradlí nad trolejemi.

Přibližně v roce 1990 bylo rekonstruováno smíchovské schodiště lávky zesílením schodnicových nosníků a zábradlí s výměnou fošnových podlah a stupňů.

V roce 1999 provedla firma Pontex Praha diagnostický a korozní průzkum lávky, kde byly specifikovány závady a korozní oslabení konstrukce a spodní stavby objektu. Na základě tohoto průzkumu byla dle ČSN 73 6220 a 73 6221 konstrukce lávky zařazena do klasifikačního stupně stavebního stavu: **V. – VI. – špatný až velmi špatný.**

3. Návrh rekonstrukce lávky

Aby bylo dosaženo potřebné zatížitelnosti a životnosti konstrukce bylo nutno vyměnit zejména dožilou mostovku v celém rozsahu lávky.

K dosažení potřebné životnosti lávky bylo nutno provést i sanaci nosné konstrukce (zejména výměnu nadměrně zkorodovaných prvků O.K.), sanaci ložisek, cihelného pilíře, komplexní opravu ochranného povlaku proti korozi, zřízení nové konstrukce mostovky s pochůznou izolací, dřevěných stupňů schodiště a podest, zřízení mostních závěrů na vozovce, zřízení nových ochranných sítí protidotykových zábran, rekonstrukce zábradlí, komplexní sanaci ocelových stojek vč. základů a opravu systému odvodnění konstrukce.

Pro zamýšlené zkrácení lávky bylo nutno vybudovat novou krajní opěru na radlické straně a demolovat stávající opěru a pilíř č. 2 (základ zůstal zachován).

Barevné řešení vrchního nátěru nosné konstrukce lávky a ocelových konstrukcí pilířů a schodiště – tmavě zelená - určil příslušný pracovník Státního památkového ústavu hl. města Prahy (lávka se nachází v chráněné zástavbě starého Smíchova).

Nová radlická opěra byla plošně založena pod úroveň základů tubusu MO. Jedná se o tížní masivní železobetonovou konstrukci, příčného řezu tvaru U s úložným prahem a rovnoběžnými symetrickými křídly. Sanace poškozeného líce cihelného zdiva pilíře č. 4 byla provedena výměnou poškozených lícových cihel za nové do cementové malty s přespárováním zbytku plochy a konečným vodoodpudivým bezbarvým nátěrem. Povrch smíchovského schodiště (stupně i podesty) byl dle požadavku památkářů obnoven v původním materiálu – dubové fošny neprofilované.

Pro ocelovou nosnou byl zpracován statický výpočet, který prokázal, že z hlediska čistě statické únosnosti **pro zatížitelnost 0.40 t/m² není nutno provést její zesílení.** Stávající stavební stav některých prvků či jejich částí byl však v důsledku **korozí oceli** natolik konstruktivně nepřijatelný pro zajištění požadované únosnosti po celou dobu zbytkové životnosti mostu [cca 20-30 roků], že bylo nutno tyto prvky či jejich části vyměnit za nové. Rovněž tak pokud bylo oslabení nýtové hlavy > 50% byl nýt nahrazen novým. Rozsah výměn prvků OK (replik) a lokální sanace (přeplátování, zavaření, zabroušení ostrých hran) bylo vždy upřesněno po odkrytí mostovky, očištění a zpřístupnění (lešení) za přítomnosti investora a projektanta.

Nová deska mostovky byla navržena jako monolitická železobetonová deska tl. 70 mm + žebra trapézového plechu jako ztraceného bednění. Byla použita veškerá dostupná opatření k omezení tvorby smršťovacích trhlin betonu. Použitý beton má v rámci tolerancí co nejnižší vodní součinitel a obsah cementu. Do betonu byla použita vlákna (vláknobeton) a přísady redukující smrštění betonu. Deska mostovky byla betonována šachovnicově, délka úseku 4-5 m, časový odstup sousedních úseků 1 týden. U spar desky zvýšená tl. stěrky se separační vrstvou. Projektant požadoval při betonáži: ochranu vybetonovaných úseků stříškou proti dešti do doby aplikace stěrkové izolace,

protokolární přebírání a detailní kontrolu jednotlivých fází betonáže, prokázání požadovaných vlastností betonového podkladu před položením stěrky.

Pro ochranný povlak O.K. byl navržen **organický povlak vícevrstevným nátěrovým systémem**.

- | | |
|---|---------------------------------------|
| - 1. Základní atikorozní vrstva na bázi modifikovaných epoxidových
pryskyřic tolerantní k povrchu očištěnému na St 2 | : 120 μm |
| - 2. Mezivrstva na bázi modifikovaných epoxidových pryskyřic
ve 1-2 vrstvách | : 100 μm |
| - 3. Vrchní polyuretanová vrstva tl. | : 70 μm |
| <hr/> | |
| celková tl. | : 290 μm |

Pochůzná vrstva na konstrukci lávky je tvořena tenkovrstvou úpravou (tl. do 10 mm), která současně tvoří hydroizolaci mostovky. Povrch této úpravy je protiskluzně opatřen posypem. Navržena byla hmota QUBIK TK - dvousložkový epoxydový izolační systém.

Mostní závěry jsou navrženy vodonepropustné transflexové typu Euroflex.

4. Realizace stavebních prací

Realizace stavebních prací byla limitována dvěma faktory :

- pěší provoz po lávce musí být zachován mimo prázdninové měsíce, kdy byla povolena úplná uzavěra lávky,
- provozem Českých drah s požadavky na výluky, které musely být s předstihem cca 6 týdnů zahrnuty do plánu výluk před jejich skutečným provedením.

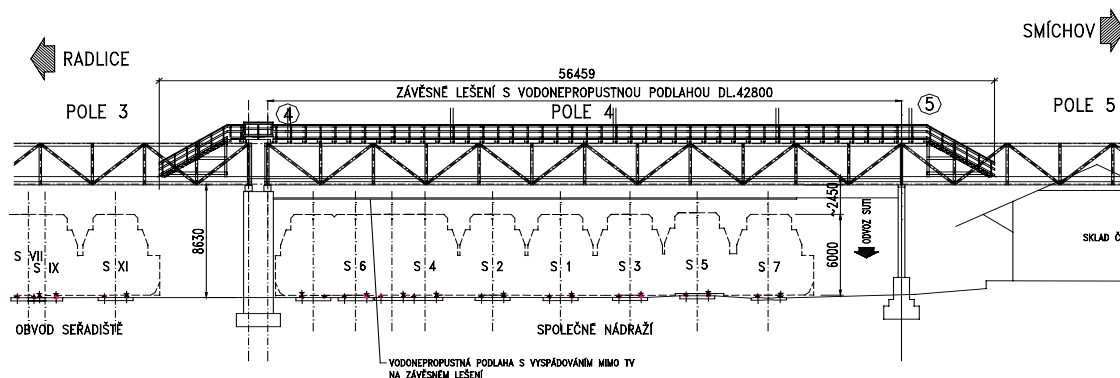
Rekonstrukce lávky byla realizována v průběhu roku 2002. Délka rekonstrukce cca 8 měsíců s ukončením v měsíci 11/2002. Přípravné práce (výroba prvků OK, dřevěných provizorních lávek, rámu sítí a zábradlí apod.) probíhaly v předstihu. Hlavní stavební práce byly orientovány na letní měsíce 06 - 08, kdy jsou pro provádění ochranného povlaku O.K. nejvhodnější klimatické podmínky.

Rekonstrukce lávky byla prováděna v 5 základních etapách. Při 1. až 4. etapě byl pěší provoz veden po provizorní dřevěné lávce šířky 1.5 m umístěné nad horními pásy hlavních nosníků. Přístup na tuto lávku byl jednoramennými schodišti. Pod ochranou této lávky byla vždy prováděna jedna etapa opravy lávky. Po ukončení této etapy byla lávka demontována a opětovně použita pro další etapu rekonstrukce.

Pěší provoz byl plně vyloučen pouze ve 3. etapě rekonstrukce při současné demolici radlického konce lávky s osazením konstrukce na novou opěru a při rekonstrukci pole č. 7 a smíchovského schodiště. Tato plná výluka pěšího provozu byla v délce 2 měsíců (07-08/2002).

V jednotlivých etapách byly provedeny tyto hlavní práce :

- vybourání původní mostovky včetně odvodňovacího žlabu a ochranných sítí,
- očištění OK od nečistot, zjištění jejího stavebního stavu,
- sanace OK – výměna nýtů a jednotlivých prvků OK,
- provedení rektifikovatelných nástaveb příčníků a odvodňovacího žlabu,
- provedení kompletní protikoroze ochrany,
- provedení mostovky: bednění z trapézových plechů, monolitická železobetonová deska tl. 70 mm, odvodňovací žlab, stěrková izolace mostovky - Qubik TK,
- montáž protidotykových zábran a zábradlí.



Obrázek 2 Schema rekonstrukce pole 4 pod ochranou dřevěné lávky na horním pase hlavních nosníků

5. Výluky a rušení železničního provozu

Pro provádění prací bylo nutno pod nosnou konstrukci lávky zřídit **závěsné lešení**, které sloužilo jako montážní podlaha pro práce na dolní části lávky a současně jako podpora pro boční lešení okolo příhradových hlavních nosníků lávky pro provádění protikoroze ochrany. Závěsné lešení nesmělo zasahovat do průjezdného průřezu a jeho montáž a demontáž musela probíhat ve výlukách železničního provozu. Vzdálenost lešení od živé části trakčního vedení nesplňovala platné normy v úseku nad vyšehradským zhlavím a z tohoto důvodu bylo nutno v předstihu provést odizolování nosných lan, které se nacházely cca 200mm od dolní hrany nosné konstrukce lávky. Po zavěšení lešení dokonce některá lana procházela nad dřevěnou podlahou lešení. Podlaha závěsného lešení byla vyspádovaná mimo trolej, vodonepropustná a sloužila jako provizorní protidotykový štít. Všichni pracovníci byli proškoleni z bezpečnostních předpisů Českých drah.

Výluky železničního provozu probíhaly pouze v noci, kdy bylo možné na smíchovském zhlaví zcela zastavit provoz na celé trati. Délka výluk byla však maximálně čtyři hodiny a to včetně zapnutí a vypnutí troleje. Vlastní práce spojené se závěsným lešením bylo tedy možno provádět v době cca 3 hod., což kladlo značné nároky na organizaci práce. Zde je nutné vyzdvihnout vstřícný postoj Českých drah, zejména jeho složky SDC – Elektroúsek Praha.

Dobrou spoluprací všech účastníků výstavby bylo možno zkrátit výluky provozu ČD na těžko uvěřitelné minimum při splnění všech úkolů rekonstrukce lávky.

6. Hlavní účastníci výstavby

Investor:	Magistrát hl.m. Prahy zastoupený VIS, a.s. Praha
Správce lávky:	Technická správa komunikací hl.m. Prahy
Projektant:	Pontex, s.r.o., Praha
Hlavní zhotovitel :	SSŽ, a.s., závod 03, Praha
Výroba a montáž OK:	Stamakocel, s.r.o. Brodek u Přerova.
Mostovka, sanace pilířů:	Chládek & Tintěra, a.s., Litoměřice
Protikoroze ochrana:	Proficolor, s.r.o., Praha.
Nová opěra č. 2:	Metrostav, a.s., Praha
Izolace odvod. žlabu :	N+N Litoměřice, s.r.o.
Přímopochozí izolace:	Firesta Brno, s.r.o.
Úpravy troleje:	ČD s.o., SDC, EÚ Praha



Betonát' mostovky



Líc pilíře



Mostovka



Patka schodiště



Podhled mostovky



Podhled schodiště



Portál schodiště



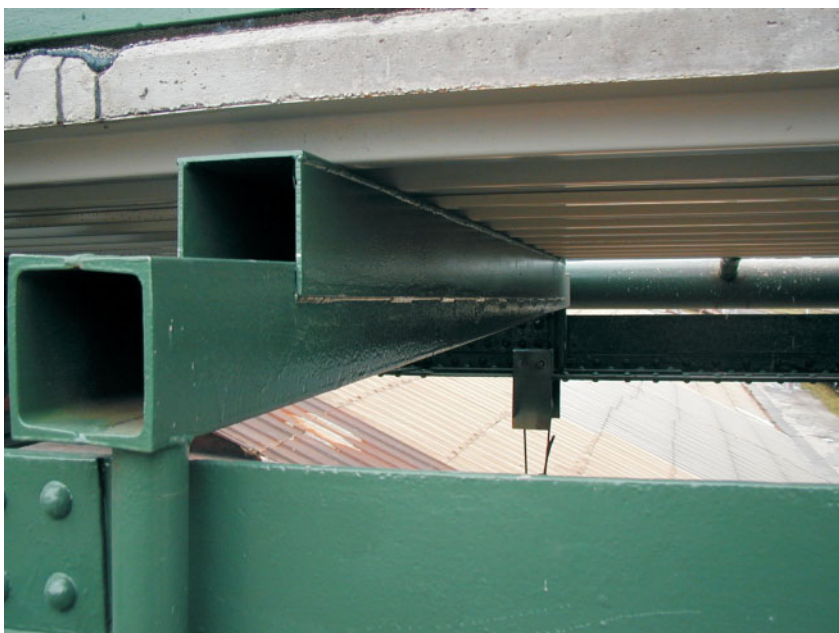
Průhled lávkou



Radlická část



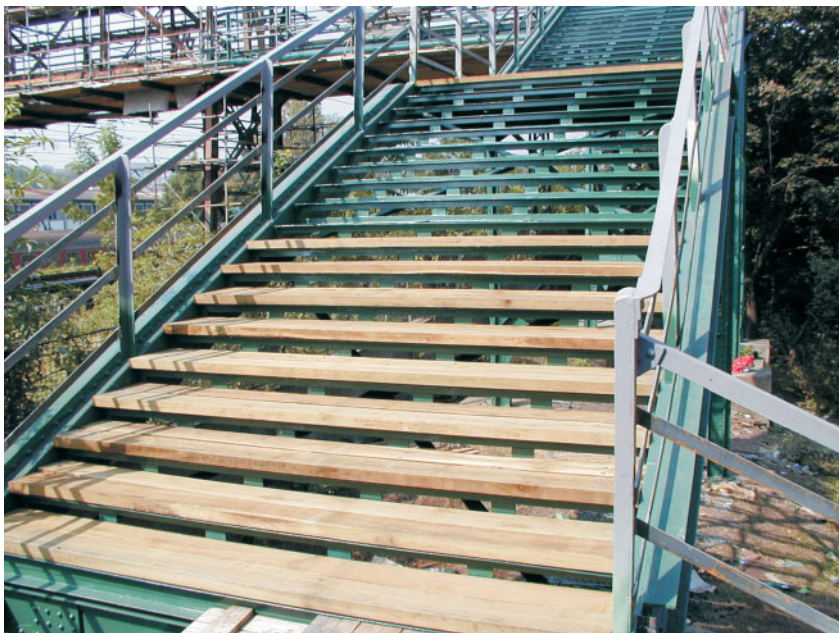
Rekonstrukce pole



Rektifikovatelná nástavba příčnicku



Replika portálu schodiště



Schodišťové stupně



Základna pilíře



Závěry nad pilířem

Železniční most v km 19,459 tratě ČD Děčín - Oldřichov přes dálnici D8 v km 87,715

Ing.Jankůj, SDS EXMOST s.r.o. Brno

Ing.Josef Adamčík, SaM silnice a mosty a.s., Česká Lípa

Jan Vacek, Vodohospodářské stavby s.r.o. Teplice

Ing. Neuvald, Ing.Antonín Pechal, CSc. - Projektové a inženýrské služby.

Jednokolejný železniční most přes budoucí dálnici D807 o třech mostních otvorech, ocelová konstrukce s plnostěnnými hlavními nosníky, s dolní mostovkou a s kolejovým ložem. Trámový spojitý nosník o třech polích. Opěry – kombinované železobetonové (prefabrikované a monolitické), s rovnoběžnými mostními křídly, pilíře železobetonové. Opěry i pilíře založené na velkopřůměrových pilotách.



Dálnice D8 pokračuje výstavbou úseku 0807 Trmice - státní hranice ČR/SRN. Stavba D807/I Trmice - Knínice v délce 12,244 km. Na trase je plánováno celkem 19 mostů (2 železniční). V současné době se realizuje železniční most na trati Ústí nad Labem – Most. Zprovozněn je Železniční most v km 19,459 tratě ČD Děčín - Oldřichov přes dálnici D8 v km 87,715. Ze stavby 0807/II Knínice - státní hranice ČR/SRN (délka 11,475 km, 11 mostů) je dokončena průzkumná

štola tunelu Panenská (celková délka tunelů 2006 a 2031 m), další plánované tunely Libouchec (535 a 454 m). Stavba D807 byla zahájena právě dvěma železničními mosty aby uvolnila staveniště pro MÚK Knínice s rozsáhlými zemními pracemi (1,5 mil m³).

Železniční most v km 19,459 tratě ČD Děčín - Oldřichov přes dálnici D8 v km 87,715

Sdružení Drážní most 0807/ID se stalo vítězem veřejné obchodní soutěže s termíny realizace březen 2002 až prosinec 2002.

Celkové náklady stavby jsou 75 502 tis. Kč.

Umístění stavby:

Dálnice D8 v úseku Trmice – státní hranice ČR/SRN se kříží s jednokolejnou neelektrifikovanou železniční tratí ČD Děčín - Oldřichov. Železniční most na trati ČD Děčín – Oldřichov nad dálnicí D807, která bude vedena v km 87,715 v zářezu maximální hloubky 5 m.

Křížení je řešeno mimoúrovňově třípolovým ocelovým železničním mostem v km ČD 19,459.

Základní informace k mostu:

Délka nosné konstrukce je 98,78 m

Celková délka mostu 110,06 m

Rozpětí jednotlivých polí 28,38 – 41,28 - 28,38 m.

Hmotnost ocelové konstrukce 324 t

Projekt

Realizační dokumentaci stavby SO D 264 – železniční most vypracovala projekční kancelář Ing. Antonín Pechal, CSc., Brno, zodpovědný projektant Ing. Petr Neuvald. Mostní objekt byl v rámci RDS členěn na vrchní stavbu (ocelovou konstrukci) a spodní stavbu včetně založení. Spodní stavbu provedl jako podzhotovitel fa. Dosting, s.r.o., zodpovědný projektant Ing. Ladislav Krejčík.

V úvodu RDS byl vypracován podrobný statický výpočet. Byl proveden ve 3 D (prostorovém) modelu programem IDA NEXIS. Cílem bylo posouzení proveditelnosti ocelové konstrukce v dané dispozici a co nejpřesnější vyčíslení hmotnosti oceli pro objednání materiálu. Hlubinné zatížení objektu bylo posouzeno na I. a II. mezní stav s využitím programu Ing. Hurycha, FG Consult, který posuzuje piloty metodou konečných prvků v trojrozměrném prostředí.

Na základě statického výpočtu byla zpracována výkresová část. V rámci RDS byly dopracovány detaily, konstrukce byla výrobně i montážně optimalizována. Oproti předchozímu stupni PD byla snížena o 400 mm výška stěny nad podpěrami, v důsledku čehož byla OK dílensky vyrobena z pěti dílů a takto dopravena na stavbu. Minimalizace montážních styků umožnila dodavateli značné zkrácení montážních prací. Požadovaná hmotnost oceli byla v RDS o 5 % nižší. V rámci spodní stavby byl snížen počet velko-
průměrových pilot.

Práce na RDS byly zahájeny v dubnu 2002, začátkem května byly předány požadavky pro objednání materiálu. Projektové práce byly průběžně konzultovány a projednávány s investorem (ŘSD ČR) a budoucím správcem mostu (ČD). V polovině června byla RDS předložena investorovi k vyjádření a po zapracování připomínek byla RDS dne 2. července 2002 investorsky schválena.

Souběžně s RDS byly v červnu zahájeny práce na výrobních výkresech ocelové konstrukce. Zpracovatel VV projekční kancelář Ing. Antonín Pechal, CSc., zodpovědný projektant Ing. Vojtěch Konečný. VV byly v červenci úspěšně dokončeny a předány do výroby.

Architektonický návrh mostu navrhl Ing. arch. Petr Šafránek, dokumentaci pro zadání stavby SO D 264 (jako předchozí stupeň pro vypracování RDS) zpracoval SÚDOP Praha v dubnu 2001.

Založení:

V předstihu byl proveden doplňkový geologický průzkum k upřesnění geologického průzkumu ze zadání stavby a pro založení železničních mostních provizorií.

Nesystémové piloty – před prováděním vlastních pilot byly provedeny 4 ks nesystémových pilot v souběžném staničení trati u opěr a pilířů a na nich 3 dynamické zkoušky a 1 statická zatěžovací zkouška, zkoušky integrity. Zkoušky nezávislou zkušebnou sloužily pro ověření statického návrhu projektanta založení.

Po vyhodnocení zkoušek byly stanoveny počty pilot a potvrzen průměr pilot 1200mm a navrženy délky pilot.

Systémové piloty - celkový počet 16ks, délky celkem 237,25m,.

Po provedení základové spáry byly provedeny šablony pro piloty z betonu B 15 a vlastní piloty z betonu tř. C25/30 SAP 5c s výztuží 10505 (R), 10216(E).

Piloty byly provedeny z úrovně stávajícího terénu s hluchým vrtáním, separovaným návleky z PVC. Po odtěžení do úrovně základové spáry byl přebytečný beton odbourán, a u vybraných pilot (po jedné na každém základu) nabetonován do ocelové výpažnice betonem C35/45, SAP 5c a provedeny dynamické zatěžovací zkoušky.

Testování nesystémových i systémových pilot a vyhodnocení provedla firma DUBA TESTING CZ s.r.o. Závěrečné vyhodnocení zkoušek pilot provedla SG Geotechnika a.s. Praha.

Na pilotách opěr byly zřízeny monolitické základové bloky z betonu C25/30 SAP 3b, výztuže z oceli 10505(R), 10216(E) půdorysného tvaru písmene U, výšky 2,0m. V bloku byly vytvořeny kruhové kapsy Ø 0,20m, dl. 1,0m pro kotvení prefabrikované části opěry.

Po dosažení požadované pevnosti byly ochráněny geotextilií a zasypány. Nad opěrami byla obnovena železniční trať.

Zemní práce:

Odkopávky, nezapažené a zapažené jámy v tělese stávající trati a konečné úpravy celkem 18.755m³. Zhutněné násypy do tělesa stávající trati celkem 2.633m³.

Konstrukce z kameniva 947m³. V rámci sdružení prováděla firma Vodohospodářské stavby s.r.o. Teplice.

Spodní stavba:

Beranící pokus prokázal nevhodnost způsobu pažení stavební jímky štětovnicemi, pažení jímky bylo proto provedeno záporovými stěnami (dřevěným pažením vloženým do zápor I č.40) rozepřenými ocelovým rámem.



Pod ochranou mostních provizorií za obnoveného železničního provozu pokračovala výstavba základů a pilířů P1 a P2. Patky jsou rozměru 4,80 m x 4,80m, výška 1,50 m, z betonu C25/30 SAP 3b. Pilíře jsou monolitické, železobetonové konstrukce proměnného obdélníkového průřezu. V patě je pilíř rozměru 1,35 m x 2,00 m, pokračuje svislou částí a postupně se rozšiřuje (příčně k mostu) až na 6,94 m. Výška 8 m a 9 m. Bednění bylo provedeno

systémem DOKA. Pilíř byl vybetonován současně s podložiskovými nálitky, ložiska byla kotvena do dodatečně vyvrtaných otvorů. Betonáž byla provedena bez přerušení betonáže, bez pracovních spar. Původní tloušťka pilířů 1,20 m byla zvětšena na 1,35 m z důvodu zajištění kvalitního zpracování betonové směsi v konstrukci.

Na plochách u opěr byly vyrobeny prefabrikáty opěr a křídel z betonu C25/30 SAP 3b, výztuže z oceli 10505(R). Vlastní montáž prefabrikátů na základ opěr byla provedena těžkými autojeřáby ve výlucce. Hmotnost prefabrikátů opěr byla 56 a 60 tun.

Spřažení bylo provedeno zabetonováním válcovanými nosníky I 120.

Práce na betonových konstrukcích provedla vlastními pracovníky firma SaM silnice a mosty a.s. Česká Lípa.

Společnost SDS EXMOST s.r.o. zajišťovala v rámci sdružení výrobu, montáž ocelové konstrukce, protikorozní ochranu OK, systém vodotěsné izolace žlabu kolejového lože a odvodnění mostu, vč. osazení drážních provizorií, což představovalo cca 70 % objemu mostního objektu. Byl vytvořen koordinační tým pro stěžejní část, t.j. ocelová konstrukce, ve složení: Ing. Kuba, Ing. Pechal, Ing. Janků, Ing. Syptáková, který v předstihu projednal veškeré požadavky se zástupcem ČD Ing. Kučerou. To byl první předpoklad, aby byl splněn velmi náročný termín realizace. Výroba OK byla přidělena Vítkovicím a. s., která taktéž zajišťovala PKO; montážní část zabezpečovala v koordinaci s Vítkovicemi a. s. a MCE VOEST Czech Republic, s.r.o. SDS EXMOST s.r.o. Veškeré stavební práce byly koordinovány na pravidelných poradách sdružení.

Výroba ocelové konstrukce

Nosná konstrukce je jednokolejná a je navržena jako spojitý trám s plnostěnnými hlavními nosníky s náběhy a s dolní mostovkou. Rozpětí trámu je 28 380 mm + 41 280 mm + 28 380 mm = 98 040 mm. Celková délka hlavních nosníků je 98 780 mm. Výška hlavních nosníků je u opěr 2 330 mm, nad pilíři 3 810 mm a uprostřed 2. pole je 2 605 mm. Mostovka sestává z mostovkového plechu s podélnými výztuhami a příčníky. Most je zařazen do výrobní skupiny "Aa". Hlavní nosníky jsou vyrobeny z oceli S355K2G3, mostovka pak z oceli S235J2G3.

Výrobce ocelové konstrukce byly Vítkovice, a. s. Výroba byla započata v polovině července 2002 a ukončena koncem září 2002. OK byla vyrobena v 5-ti montážních dílech D1 – D5 a pro dílenské přejímky sestavena do dvou sestav D1 – D3 a D3 – D5.

V areálu výrobce probíhala taktéž aplikace protikorozní ochrany a systému vodotěsné izolace žlabu kolejového lože. OK (mimo žlabu kolejového lože) je protikorozně chráněna následujícím protikorozním systémem (stupeň agresivity prostředí C5): žárová metalizace Zinakor 850 - 100 µm, penetrační uzavírací nátěr, základní nátěr - 80 µm, podkladní nátěr - 60 µm, vrchní nátěr - 60 µm. Celková NDFT je 300 µm, výrobcem NH je DR DEMUTH GmbH, DERISOL. Na stavbu byla OK expedována bez vrchního nátěru, ložiska a MDZ s kompletním nátěrovým systémem. Dokončení systému PKO bude provedeno za vhodných klimatických podmínek v roce 2003. PKO OK provedla fa. INVESTKOM, a. s., provádění PKO OK bylo kontrolováno nezávislou akreditovanou zkušebnou.

Na stěny a dno kolejového žlabu byl firmou CZ BAUSAN, s. r. o. aplikován systém vodotěsné izolace (SVI) Icosit Elastomastic TF, bezešvý, syntetický, bez ochranné vrstvy. Lze jej použít na ocelovou i betonovou podkladní konstrukci. Aplikace probíhala v zastřešené hale výrobce OK, kde jednotlivé díly mostovky byly izolovány samostatně. SVI byla dokončena na stavbě po zavaření montážních svárů. SVI byla prováděna v těchto základních krocích: příprava povrchu Sa 2½, aplikace přípravné vrstvy – adhezního nátěru s protikorozními účinky – Icosit EG Fosfát, posyp křemičitým pískem frakce 0,4 – 0,7 mm, aplikace SVI Icosit Elastomastic TF stěrkováním – na vodorovných plochách tl. 5 mm, na svislých plochách tl. 3 mm, aplikace ochranné vrstvy Sikafloor 363 – na stěnách žlabu kolejového lože a tam, kde je vodotěsná vrstva vystavena přímému působení UV záření po dobu delší než 30 dní.

Nosná konstrukce je na opěrách i pilířích uložena na hrncových ložiscích. K OK jsou připojena přes klínové desky a jsou podlita plastbetonem. Připojení umožňuje jejich výměnu. Dilatační spáry mezi nosnou konstrukcí a opěrami jsou navrženy jako vodotěsné, byly použity lamelové závěry typu MAGEBA RS 100. Závěr je opatřen krycími deskami z tvrzené pryže, které zabrání jeho poškození tlakem kolejového lože. Žlab mostovky je odvodněn příčnými dostřednými spády do úžlabí umístěného v ose konstrukce. Podélný svod je z nerezavějící oceli jakosti AISI 316 L, svislé svody jsou z litiny VON ROLL.

Montáž ocelové konstrukce

Montáž OK byla započata začátkem září 2002 stavbou podpěrné skruže zasouvací dráhy a ukončena koncem listopadu 2002. Jednotlivé díly OK mostu byly dopraveny na stavbu na speciálních podvalnících, vykládka dílů OK a jejich uložení na podpěrnou skruž byla provedena jeřábem LIEBHERR LTM 1300 o nosnosti 300 t.

Pro montáž OK mostu byla firmou SDS EXMOST, spol. s r.o. vybudována podpěrná skruž z podpěr PIŽMO. Osa podpěrné skruže pro montáž OK mostu byla vzdálena 10,0 m od osy koleje tratě ČD. Pod mostovkou a z vnějších stran podpěr PIŽMO bylo postaveno lešení pro svařování jednotlivých dílců OK.

Hlavice podpěr byla tvořena roštovými nosníky tak, aby se mohla konstrukce při montáži zvedat i podkládat. Úložný práh podpěr PIŽMO byl opatřen hydraulickými zvedáky 50 t pro dorovnání výšek při sestavě geometrického tvaru OK mostu.

Dílce D1 a D2 byly osazeny jeřábem LIEBHERR LTM 1300 na podpěrnou skruž a po ustavení do požadovaného geometrického tvaru zavařeny. Vzhledem k tomu, že nebyl možný pohyb jeřábu po celé délce podpěrné skruže, bylo nutno vybudovat podélnou vysouvací dráhu pro posun dílců D4 a D5. Podélná vysouvací dráha byla složena ze dvou pásů ŽM 16, které byly podepřeny podpěrami PIŽMO. Podélný výsuv dílců D4 a D5 byl proveden pomocí dvouosých vysouvacích stolic, lanových zvedáků a jeřábu LIEBHERR LTM 1300. Po odsunutí dílců D5 a D4 byl osazen jeřábem LIEBHERR LTM 1300 dílec D3 a sestýkován s dílcem D2. Pomocí hydraulických válců byl přisunut dílec D4 a po geometrickém vyrovnání zavařen k dílci D3. Obdobně byl proveden poslední montážní styk dílce D5 a D4.



Po odtěžení celého tělesa násypu se provedla prodloužením podpěr PIŽMO č.2 a č.5 směrem k stávající trati příčná zasouvací dráha složená ze dvou pásů ŽM 16 délky 19,0 m s osovou vzdáleností 59,34 m. Ocelová konstrukce byla osazena na čtyři čtyřosé vysouvací stolice a pomocí hydraulických zařízení HLZ připevněných k pásům ŽM 16 a předpínacích lan připevněných k vysouvacím stolicím se provedl příčný zásun OK do mostního otvoru. Délka příčného zásunu

byla 10,0 m. Následně byla OK na betonových pilířích přizvednuta hydraulickými zvedáky KGF nosnosti 90,0 tun, byly odstraněny vysouvací stolice a konstrukce byla spuštěna na ložiska.

Po dokončení PKO a SVI v místě montážních styků byl realizován železniční svršek – kolejivo UIC 60 s pružným upevněním na dřevěných pražcích, kolej bezstyková.

Vlastní realizace stavby byla v náročných geologických podmínkách s agresivní spodní vodou, které byly dokladovány doplňkovým geologickým průzkumem.

Zemní práce probíhaly v 5 etapách tj. v období 1. výluky, dále pod provizorii v zapažených jamách, v období 2. výluky a dokončovací práce v závěru stavby.

Výluka trati ČD Děčín – Oldřichov byla stanovena v zadání DZS na 269 dní, v nabídce na 210 dní a ve skutečnosti byly krátkodobé výluky při realizaci v celkové délce 70 dní.

Změna technologie výstavby mostu provedením spodní stavby mostu - pilířů pod mostními provizorii, uplatnění prefabrikace opěr a křídel, protikoroze ochrana a izolace dílů konstrukce přímo ve výrobní hale, montáž ocelové konstrukce mimo železniční trať na podpěrách PIŽMO, podélný a příčný zásun předmontované ocelové nosné konstrukce mostu umožnila omezení dlouhodobé výluky pro výstavbu mostního objektu.

Práce v zahajovací výluce trati

Na stávající trati byla snesena kolej trati ČD pro zřízení pilot pilířů a opěr.

Po provedení základové spáry byly provedeny vrtané velkopřůměrové piloty pro opěry a pilíře. Na pilotách opěr byly zřízeny monolitické základové bloky U, výšky 2,0 m, ochráněny geotextilí, zasypány. Nad pilíře byly vloženy 2 mostní provizoria a obnoven provoz trati ČD a ukončena výluka trati.

Práce za provozu pod mostními provizorii

Za provozu trati byly vybetonovány základy pilířů a vlastní pilíře P1 a P2, vybetonovány prefabrikáty opěr P1, P2 a křídel. Na konstrukci PIŽMO mimo trať byla svařena ocelová konstrukce mostu a připravena k zasunutí do definitivní polohy.

Stavba byla v srpnu 2002 při povodních zasažena přívalovými dešti, byly zaplaveny základové jámy pilířů. Práce byly zastaveny z důvodu ochromení dopravy v zatopených oblastech a uzavření mostů přes Labe. Na stavbě byl zřízen ochranný příkop podél podpěrné konstrukce PIŽMO, snížena čerpáním hladina spodní vody.

Práce v dokončovací výluce trati

V další výluce byla demontována mostní provizoria jeřábem LIEBHER 1800 přes již smontovanou ocelovou konstrukci mostu. Proběhla montáž prefabrikátů opěr a křídel.

V další etapě byla příčným zásunem vložena ocelová konstrukce.

Dokončovací práce - vybetonování závěrných zídek, říms na křídlech, montáž dilatačních závěrů.

Provedly se související objekty: „Úprava kolejí na trati ČD Děčín – Oldřichov u mostu 264“ a „Definitivní přeložka dálkového kabelu ČD.“

Hlavní mostní prohlídka a statická zatěžovací zkouška proběhly ve dnech 24.11.-26.11.2002.

Na základě kladného výsledku hlavní mostní prohlídky a zatěžovací zkoušky byl dne 27. 11. 2002 zaveden zkušební provoz.

Objednatel : ŘSD ČR, GŘ Praha

Uživatel: ČD DDC

Zhotovitel stavby, „**Sdružení Drážní most 0807/ID**“:

Vodohospodářské stavby s.r.o Teplice – vedoucí sdružení

SDS EXMOST s.r.o. Brno – partner sdružení

SaM silnice a mosty a.s. Česká Lípa – partner sdružení

Dodavatelé výrobků a podzhotovitelé :

založení – piloty: Zakládání staveb a.s. Praha

ocelové konstrukce mostu : Vítkovice a.s., divize Ocelové konstrukce

ložiska:	Doprastav, a.s. Nové Město nad Váhem
dilatační závěry:	SOK speciální ocelové konstrukce Třebestovice, s.r.o.
protikorozní ochrana:	INVESTCOM a.s.
izolace	CZ BAUSAN s.r.o
montáž:	MCE VOEST Czech Republic, s.r.o.(mimo již zmíněnou část SDS EXMOST)
úprava kolejí trati:	INSKY s.r.o. Ústí n.L.
přeložka dálkového kabelu ČD:	NTD group a.s. Ústí n.L.
mostní provizoria:	ČD DDC, mostní obvod Ústí nad Labem

Projekt : DZS stavby : VPÚ DECO Praha a.s.,
DZS objektu : SUDOP Praha a.s.
RDS zhotovitele : Ing.Antonín Pechal, CSc.- Projekt. a inženýr. služby



0107 piloty



0306 původní most



0810 detail odbednění



0810 odbednění P1



0910 D3 na příjezdu



0910 D3 podvalník



0910 D5 zasunutý do polohy



1207 uložení provizoria



1909 AJ při osazování



2306 zemařina



2310 pilř P1



bednění opO1



betonáž základu pod provizorii



celek se strojem



celkový záběr zima



celkový záběr



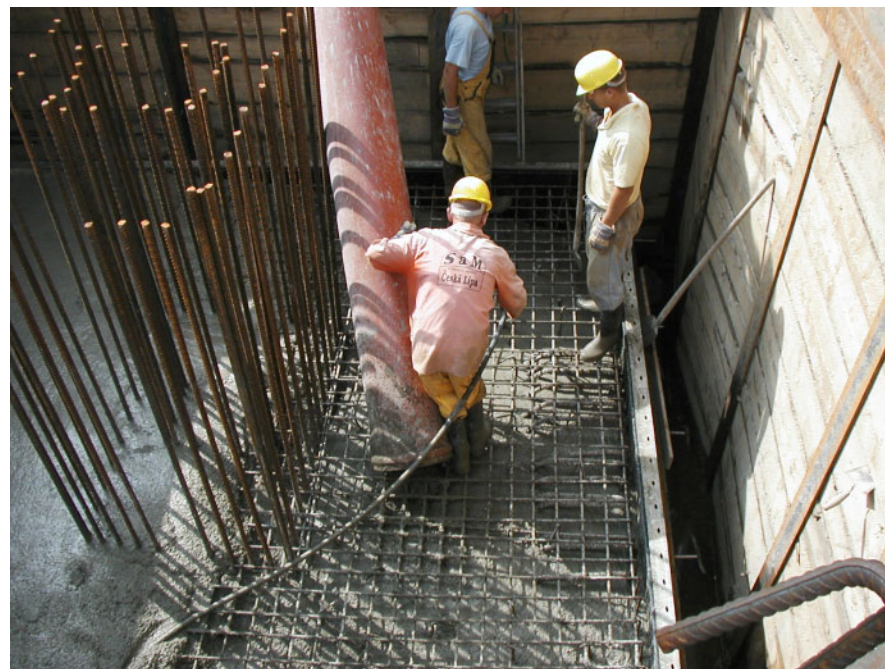
Dsc06099 hala



Dsc06101 hala nadhled



most v ose



P2 základ



příčný zásun I.



příčný zásun II.



prefabrikát křidel



šablony



záporové pažení



zatěžovací břemena

Zkoušení poddajných konstrukcí z vlnitého plechu v železnič-ním stavitelství

Leszek Janusz, Barbara Bednarek, Łukasz Mielnik - ViaCon Polska Sp. z o.o., Jaro-mír Zouhar – ViaCon ČR s.r.o.

Následující článek uvádí popis a výsledky měření provedeného na přesýpané poddaj-né konstrukci z vlnitého plechu průřezu obloukové trouby zabudované pod železniční tratí Zieleniec – Kiekrz u Poznaně v Polsku.

1. Úvod

Používání poddajných konstrukcí z vlnitého plechu v železničním stavitelství má ve světě dlouholetou tradici.

Poprvé byly tyto konstrukce použity v Rusku v roce 1885 (Kolokolov, 1973), patentová-ny však byly v USA roku 1896 (G.A.Sayed, 1994).

První použití v železničním stavitelství se datuje na roky 1887-1888, v okolí Kaspické-ho moře v Rusku, kde bylo použito přibližně 1300 m trub z vlnitého plechu o průměrech 0,53m-1,07 m. V letech 1887-1914 postavili Rusové pod železničními liniemi více než 64 000 m propustků – trub z vlnitého plechu. Americká společnost železničních inžený-rů (American Railway Engineering Association) se stala průkopníkem ve zkoušení těchto konstrukcí v USA. Roku 1923 provedla první měření na takové konstrukci ve Farině, stát Illinois. Dosud byly provedeny nejrozsáhlejší měření a testy na více než 50 000 takových konstrukcí (AISI, 1995).

Američané a Kanadáné vyvinuli technologii a následně získali zkušenosti při stavbě konstrukcí o větších rozpětích. Skandinávci v této věci významně přispěli zkoumáním významu zeminy obklopující konstrukcí a jejího spolupůsobení s ocelovou konstrukcí (Vaslestad, 1990). V posledních 10 letech se vyvíjely zejména nové výpočtové metody, nové materiály a také nová generace těchto konstrukcí – konstrukce o větších vlnách, umožňující stavět konstrukce o větších rozpětích, ochranné nátěry, odolné proti otěru, atd. Tento článek se zaměří na prezentaci měření, prováděném na těchto konstrukcích pod železniční linií.

2. Příklady realizovaných konstrukcí pod železničními tratěmi

Z mnoha příkladů konkrétního užití zde autoři prezentují některé, realizované v posled-ních 2 letech. Návrhová životnost všech těchto konstrukcí je 100 let.



Obr.2.1 Profil klenbový (vlna 150×50 mm) a rámový (vlna 380×140 mm), Prudnik (Polsko)

Obr. 2.2 Dva obloukové profily (zvlnění 150×50 mm), Krosnowice (Polsko)



Obr. 2.3 Profil rámový (zvlnění 380×140 mm), Kanada

3. Zkoušení poddajných konstrukcí z vlnitého plechu při železničním zatížení

Obecně můžeme rozdělit zkoušení poddajných konstrukcí z vlnitého plechu při železničním zatížení do 2 skupin:

- zkoušení konstrukcí ve skutečném měřítku v laboratoři,
- zkoušení konstrukcí ve skutečném měřítku "in situ"

V laboratoři je možno zkoušet pouze konstrukce jistých dimenzí, avšak zkoušky je možno plně kontrolovat a získat tak relativně přesnou představu o působení konstrukce i zeminy, která ji obklopuje. Tyto zkoušky umožňují zatěžovat konstrukci libovolným zatížením, zjišťovat skutečnou únosnost a také zatížení, při kterém dojde k havárii konstrukce.

Naopak zkoušky "in situ" jsou často prováděny na základě požadavku železniční správy a stavba se při nich, před svým uvedením do provozu, zatěžuje zkušebním zatížením. Poskytují informace o chování konstrukce v reálných podmínkách a jsou vhodné pro sledování jejího chování v dlouhodobějším časovém úseku.

Níže jsou ukázány výsledky zkoušky "in situ" trouby obloukového tvaru světlosti 8,90 m.

Laboratorní zkoušky flexibilních, spirálovitě vinutých ocelových a plastových trub o průměru 800 mm a laboratorní zkouška ocelové obloukové trouby světlosti 2,99 m jsou popsány Vaslestadem a Wysokowskim [6], [7], [8].

4. Rekonstrukce původního betonového mostu použitím poddajné ocelové obloukové trouby v Poznaři (Polsko)

4.1. Popis konstrukce

Původní konstrukce na km 8,656 trati Zieleniec – Kiekrz přes ulici Rubież v Poznaři byla betonový rámový most o 3 polích rozpětí 7,70 + 11,0 + 7,70 m (Obr. 3.1). Trať sestává ze 2 elektrifikovaných kolejí. Pro každou kolej byla samostatná konstrukce, šikmost mostu 73°.



Obr. 3.1 Pohled na původní betonový most

Roku 1998 byl tento starý objekt rekonstruován pomocí 2 poddajných konstrukcí uzavřeného profilu z vlnitého plechu. První – větší, byl navržen pro silniční dopravu a druhý – menší, jako podchod pro pěší. Větší konstrukce má rozpětí 8,90 m a výšku 6,72 m, menší konstrukce má rozpětí 3,64 m a výšku 3,45 m. Obě konstrukce jsou montované, z vlnitých plechů o vlně 150 mm šířky $\times$ 50 mm výšky a tloušťce plechu 7,0 mm. Proti korozi jsou plechy chráněny tzv. duplex systémem: žárovým galvanickým pozinkováním průměrné tloušťky 101,8 μm a epoxidovým nátěrem tloušťky 200 μm . Vypočtená životnost takto chráněné konstrukce je více než 100 let.

Rekonstrukce objektu proběhla bez přerušení železničního provozu - nejprve se odstranila betonová mostovka jedné původní konstrukce a pod tou se smontovala a zasypla ocelová trouba. Provoz vlaků probíhal na druhé koleji. Po zásypu a zhutnění části ocelové trouby se nad ni položily koleje, kam se přesunul provoz. Pak následovala montáž, zásyp, zhutnění a pokládka kolejí na zbývající části objektu. Betonové podpěry původního objektu byly zasypany (Obr. 3.2).

Ocelové trouby se zasyply štěrkopískem stejnoměrně zrněným $U=5$, velikosti zrna max. 45 mm. Zásyp byl zhutněn na 98% $\div$ 100% Proctor Standard. Výška překrytí, měřená od líce vrchu ocelového profilu po vrch kolejnice je u větší trouby 2,67 m.



Obr. 3.2 Zásyp a hutnění konstrukcí pod původním betonovým mostem



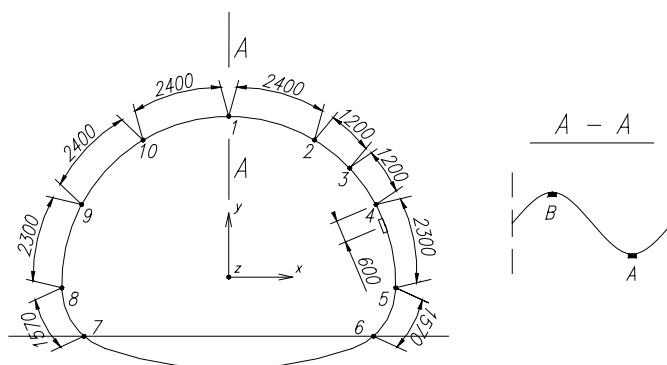
Obr. 3.3 Po rekonstrukci

4.2. Měření na konstrukci

Na konstrukci byly realizovány 3 skupiny měření:

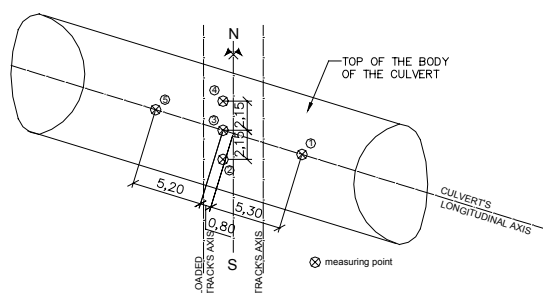
- standartní zkoušky během výstavby – míra zhutnění zásypu, deformace konstrukce
- měření napětí pomocí strunových tenzometrů během hutnění a po uvedení do provozu při zatížení vlaky
- měření při pojezdu zkušebních lokomotiv – deformace, napětí a sedání ocelové konstrukce

Tenzometry se umístily po vnitřním obvodě ocelového profilu (v párech A, B nahoře a vespod vlny) v 10 bodech v příčném řezu uprostřed délky konstrukce (Obr. 3.4).



Obr. 3.4 Rozmístění strunových tenzometrů

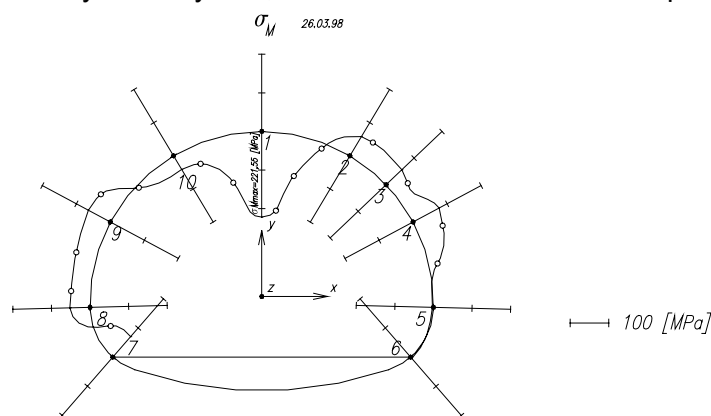
Deformace konstrukce (svislé i vodorovné přemístění) se měřily senzory a sedání přesnou nivelací. Měřicí body byly také ve 3 bodech ve vrcholu ocelové konstrukce, jejichž rozmístění sledovalo osu jedné koleje a dalších 2 bodech přilehlých (viz Obr. 3.5).



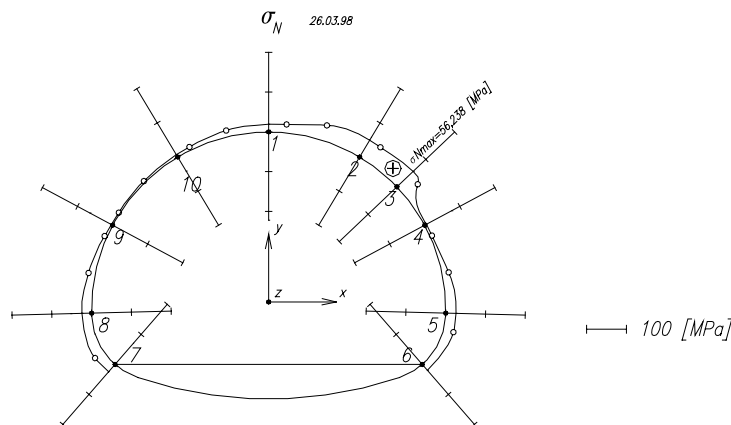
Obr. 3.5 Rozmístění měřících bodů

4.3. Výsledky

Napětí (od ohybového momentu a normálové síly) ve stěně ocelového profilu během zásypu a hutnění jsou vidět na obrázcích dole (Obr. 3.6 a Obr. 3.7). Ukázalo se, že největší napětí (od ohybového momentu) vznikly ve vrcholu ocelové konstrukce (bod 1) a dosáhly hodnoty 221,5 MPa. V ostatních bodech napětí nepřesáhlo 150 MPa.



Obr. 3.6 Napětí v oceli od ohybového momentu během zásypu a hutnění – σ_M



Obr. 3.7 Napětí v oceli od normálové síly během zásypu a hutnění – σ_N

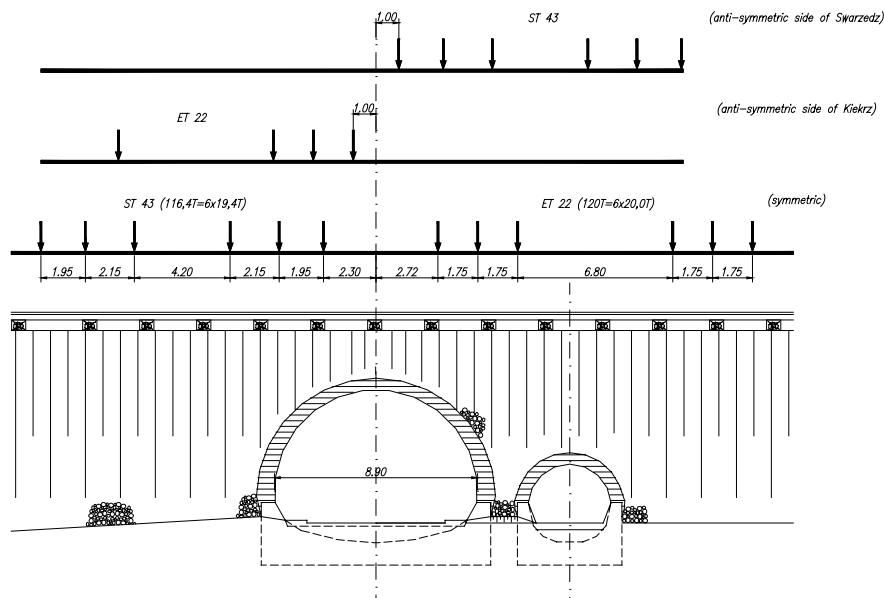
Při pojezdu zkušebních lokomotiv se provedla 2 měření:

- zkušební lokomotivy se umísťovaly na kolej č.2 a kolej č.1 stále spočívala na betonové mostovce a převáděla dopravu.
- zkušební lokomotivy se umísťovaly na kolej č.1 a kolej č.2 převáděla dopravu.

Zkušební zatížení bylo realizováno 2 lokomotivami o o celkové tíze 2 360 kN.

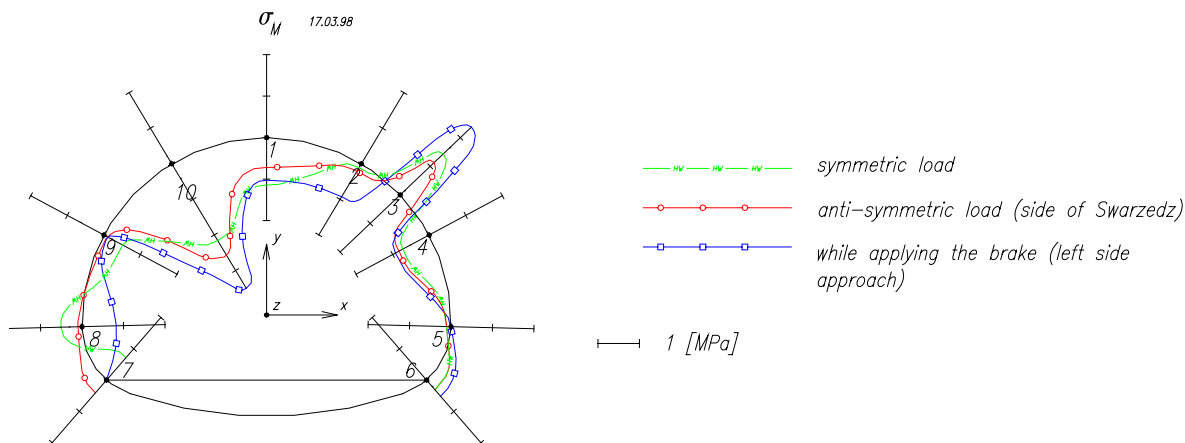
Zatěžovalo se podle 3 schemat (Obr. 3.8):

- zatížení symetrické k ose ocelové trouby
- dvě nesymetrická zatížení

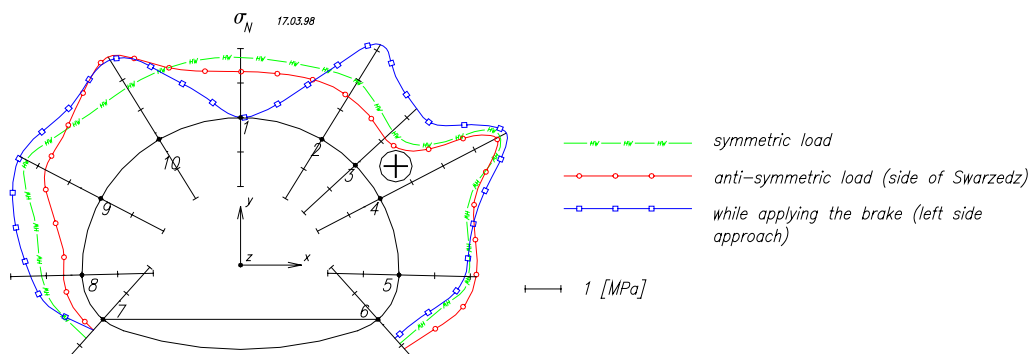


Obr. 3.8 Zatěžovací schemata

Deformace jsou naměřeny za intenzivního brzdění lokomotiv a jejich zastavení přímo na mostě. Lokomotivy přijížděly k objektu z obou stran. Rychlost jízdy lokomotiv byla 10 km/h. Rovněž se prostřednictvím strunových tenzometrů měřila napětí (Obr. 3.9, 3.10), deformace (svislé a vodorovné) a sedání ocelové konstrukce.



Obr. 3.9 Napětí ve stěně ocelové trouby od ohybového momentu (σ_M) během zkušebního zatížení na koleji č.2

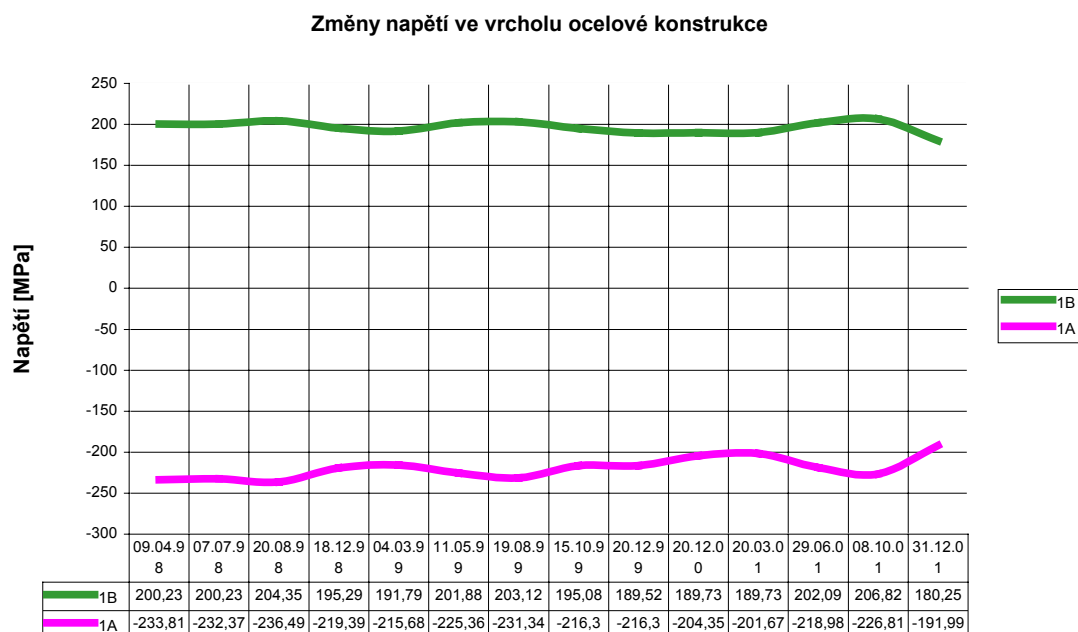


Obr. 3.10 Napětí ve stěně ocelové trouby od normálové síly (σ_N) během zkušebního zatížení na koleji č.2

Největší hodnota napětí ve stěně ocelové trouby od zatížení lokomotivami nepřesáhla 6,5 MPa. Veškeré deformace ocelové konstrukce elastické. Největší svislá deformace nepřekročila 0,45 mm, což je asi 1/20 000 světlosti trouby. Největší naměřená hodnota sedání nepřekročila 0,25 mm. Po odtížení se tvar ocelové trouby navrátil do původní podoby.

Pravidelná měření probíhají od postavení objektu (Březen 1998) dodnes, tj. již téměř po dobu 5 let – od roku 1998 do 2002

Výsledky těchto měření jsou na Obr. 3.11. Z grafu je patrná tendence, že se ve všech řezech napětí v oceli zmenšují, což lze přisuzovat konsolidaci okolního zásypu, který s troubou spolupůsobí a tudíž přenáší větší část zatížení než bezprostředně po zabudování trouby.



Obr. 3.11 Změny napětí ve vrcholu ocelové trouby (bod 1) v letech

5. Závěr

Dlouhá historie vývoje poddajných ocelových konstrukcí a trub v železničním stavitelství prokazuje jejich širokou použitelnost. Četné zkoušky a měření, provedené na těchto konstrukcích prokázaly jejich únosnost. Nové typy zvlnění a profilů umožňují pod železnicemi stavět konstrukce o rozpětích větších než 14 m (Toronto, Kanada). Spirálovitě vinuté ocelové a plastové trouby jsou prověřeny dlouholetou praxí a jsou vhodné pro aplikace v železničním stavitelství.

6. Použitá literatura

- [1] *Handbook of Steel Drainage and Highway Construction Products*, American Iron and Steel Institute, 2002.
- [2] Колоколов Н.М., *МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ ГОФРИРОВАННЫЕ ТРУБЫ ПОД НАСЫПЬЯМИ*, МОСКВА, ТРАНСПОРТ, 1973.
- [3] Madaj A., Sturzbecher K., *Projekt próbnego obciążenia I wyniki badań pod próbnym obciążeniem statycznym przepustu pod linią kolejową w ciągu ulicy Rubież w Poznaniu*, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, Zakład Budowy Mostów, L.dz. 12–179/B/98, Poznań, 1998.
- [4] Sturzbecher K., *Raport z badań odkształceń konstrukcji wiaduktu kolejowego w km 8.656 w ciągu linii kolejowej Zieliniec – Kiekrz (nad ul. Rubież w Poznaniu) do 31.12.2001*, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, Zakład Budowy Mostów, L.dz. 12–423/U/00, Poznań, 2001.
- [5] Vaslestad J., Madaj A., Janusz L., *Field measurements of a long span corrugated steel culvert replacing a corroded concrete bridge*, Transportation Research Board, Washington DC, 2002.
- [6] Wysokowski A., *Badania zagadnienia odporności zmęczeniowej przepustów ze stali karbowanej i tworzyw sztucznych w skali naturalnej*. IV Krajowa Konferencja Naukowo – Techniczna: Problemy projektowania i utrzymania mostów małych, Wrocław, 1999.
- [7] Wysokowski A., Korusiewicz L., Kunecki B., *Sprawozdanie z wykonania badań dla konstrukcji przepustów w systemie MultiPlate i z rur DV/Arot Optima i HelCor, część I: MultiPlate, część II: Rury DV/Arot Optima i HelCor*, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Żmigrod – Węglewo, 1999.
- [8] Wysokowski A., Vaslestad J., *Full scale fatigue testing of large-diameter Multi-Plate corrugated steel culverts*, Archives of Civil Engineering, XLVIII, 1, 2002.

Aplikace přesýpaných mostních klenbových konstrukcí TOM2 na tratích ČD

Ing. Petr Klimeš – Stavby silnic a železnic, a. s. , OZ 9 – Řevnice

Anotace

Příspěvek popisuje mostní přesýpané klenbové konstrukce TOM2 SSŽ, uvádí celkový přehled jednotlivých typů průřezů, které byly použity pro výstavbu mostních konstrukcí, včetně nových typů a příklad realizace nového typu S0c.

Úvod

Konstrukce TOM2 SSŽ jsou prefabrikované konstrukce vhodné pro výstavbu přesýpaných mostů a tunelů.

Tyto konstrukce lze z hlediska konstrukčního i časového rozčlenit do několika skupin.

První jsou konstrukce typu TOM. Jedná se o typ, který byl úspěšně používán v osmdesátých letech n.p. SSŽ. Jednalo se o konstrukce zmonolitňované z deskových prefabrikátů na skruži. Tento konstrukční systém se plně osvědčil po technické stránce, ale tehdejší způsob vyhodnocování ekonomických parametrů vyhovoval více větším objemům materiálu než technicky náročnějšímu řešení konstrukcí TOM. Za příklad realizace lze uvést např. objekt č. 156 v km 58.29350 na definitivní přeložce trati akce Třebušice – Chomutov. Tubus má délku 65 m, rozpětí 13,25 m, nadnásyp 7,1 m plus železniční svršek.

Na konstrukce TOM navázaly se značným časovým odstupem konstrukce typu TOM2 vyráběné SSŽ OZ9 - Řevnice od roku 96. V tomto případě se zvětšil rozsah prefabrikace a konstrukce se montuje z dílců spodních, bočních, pilířových a klenbových.

Posledním typem je konstrukce TOM2 S0. Tato konstrukce vhodná pro menší objekty byla vyvinuta speciálně pro železniční stavby. Umožňuje velmi rychlou výstavbu. Optimální je pro náhradu nevyhovujících mostních objektů, kdy umožňuje výstavbu bez výluk. Vzhledem ke klenbovému tvaru je jako náhrada klenbových objektů esteticky vhodná. Konstrukce se skládá z klenbových dílců, dole spojených monolitickou deskou.

Sortiment mostních konstrukcí TOM2 se během roku 2002 rozšířil o další průřezy. Mezi malými průřezy typu S0 je to průřez S0c. Mezi průřezy, kde se segment montuje z více dílců, jde o největší průřez Sd, který je dostatečný pro železniční i dálniční průjezdný průřez.

Sortiment se rozšiřoval na základě požadavků vyplývajících z prostorového uspořádání jednotlivých konkrétních objektů. Při tom byl sledován i záměr zajistit kompletní řadu velikostí průřezů.

Současný sortiment zahrnuje, zdá se, dostatečnou variabilitu průřezů, která umožňuje vybrat vždy optimální velikost průřezu dle konkrétních požadavků.

Popis konstrukce průřezů S1, S2, S3, Sd

Tubus objektu se skládá ze segmentů skladebné délky 2,2 m sestavovaných z prefabrikovaných dílců. Lze vytvářet rovněž objekty s vícenásobnými tubusy pomocí středních stojek. Koncové díly odpovídají tvaru násypu. Konstrukce se dělí dle velikosti průřezu na typy S1, S2, S3 a Sd.

Segment těchto průřezů se montuje ze dvou bočních dílců a klenbového dílce. Boční dílce mohou být s patkou jednostrannou pouze směrem do průřezu nebo s patkou oboustrannou. Průřez se uzavírá dole prefabrikovaným spodním deskovým dílcem a zmonolitňuje petlicovými styky mezi spodním deskovým dílcem a bočními dílci.

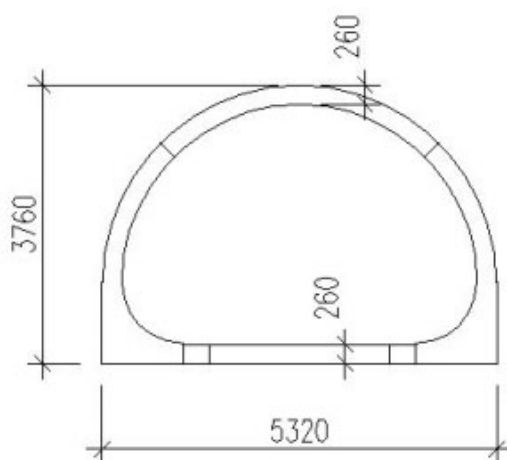
V případě příznivých základových poměrů lze použít konstrukci bez spodního deskového dílce.

Výhodou tohoto typu konstrukce je velmi rychlá doba výstavby /např. kompletní realizace objektu SO 241 – most v km 10.230 na trati ČD Roudnice n/L – Straškov odbočka systémem TOM2 SSŽ S1 za výluky 48 hodin, a to včetně zatěžovací zkoušky/.

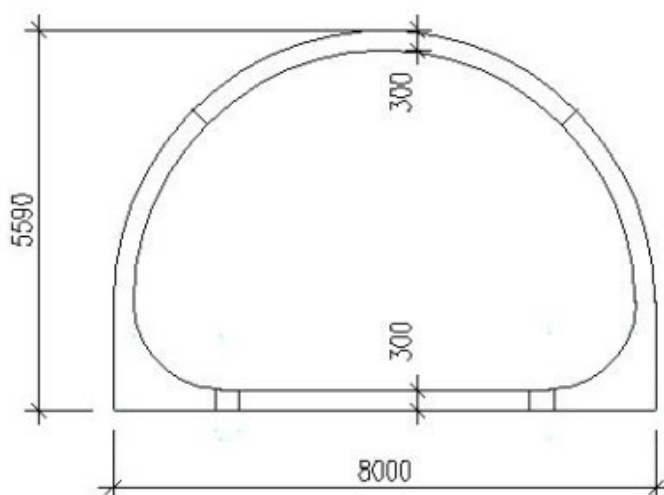
Dále, na rozdíl od klasických mostních konstrukcí, nepotřebuje tato konstrukce dilatace a ložiska, nezanedbatelné je příznivé působení klenbové konstrukce a nenáročnost na základové poměry (konstrukce působí jako součást násypu, který nepřitěžuje, na podloží jsou tedy kladeny stejné požadavky jako na okolní násyp).

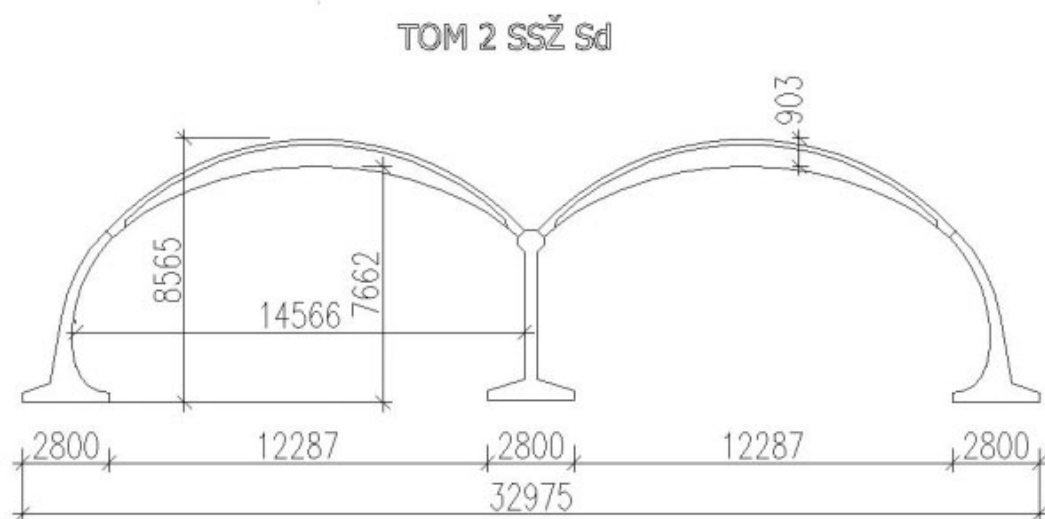
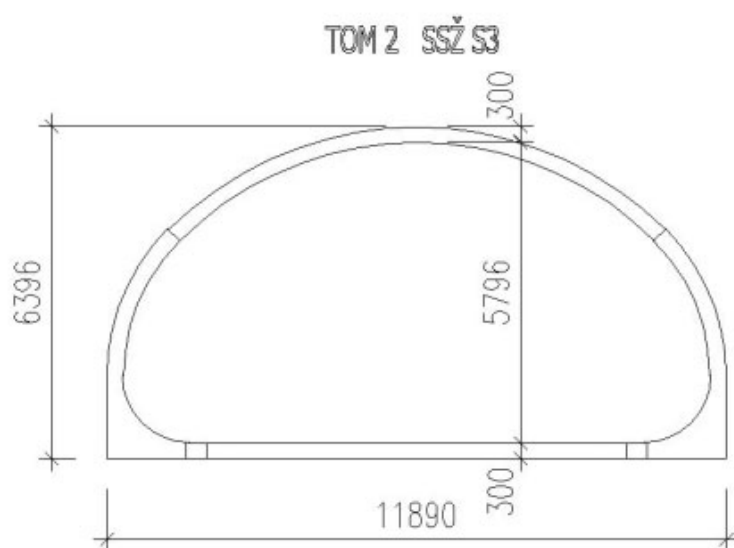
Podstatná je též ekonomičnost konstrukce v souvislosti se systémem statického působení.

TOM2 S1



TOM2 S2





Tubus průřezu S1, S2, S3 a Sd může být jednoduchý nebo vícenásobný včetně řešení se společnou vnitřní stojkou – ta se nevyrábí pro průřez S1. Pro tuto stojku se vyrábí speciální pilířový dílec, který může být vylehčený s otvorem (průchodem mezi tubusy) nebo plný. Systém umožňuje vzájemně kombinovat některé dílce různých průřezů.

Průřez S0

Jednotlivé segmenty se skládají z klenbového prefabrikátu tvaru obráceného U a spodní železobetonové desky, která se provádí monoliticky. Ta nejenom uzavírá jednotlivé segmenty, ale i vzájemně je spojuje v dolní části. Typy S0a, S0b a další se odlišují rozměry průřezu. Výšky jednotlivých průřezů lze snižovat, dle potřeby zkracováním ve spodní části profilu obráceného U.

Odlišná je délka prvku 1.5 m skladebně, na rozdíl od průřezů S1 a vyšších průřezů, které jsou délky 2.2 m skladebně.

Ze spodní části prvků směrem do průřezu vyčnívají oka betonářské výztuže sloužící k zmonolitnění se spodní železobetonovou deskou.

Prvky jsou opatřeny závěsy pro montáž.

V podélném směru tubusu jsou jednotlivé segmenty skladebné délky 1.5 m osazovány s mezerou 10 mm, vzájemné spojení segmentů je provedeno železobetonovou průběžnou deskou.

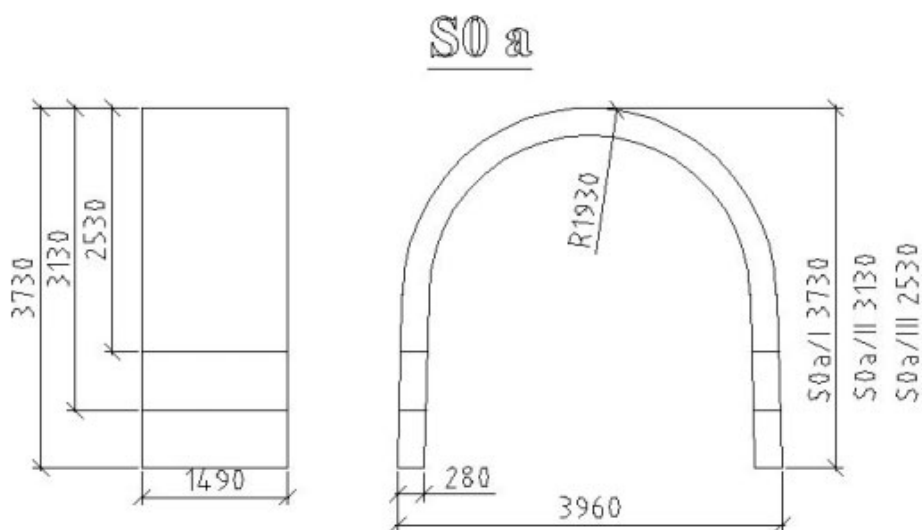
Konstrukce se zakončuje esteticky příznivými křídly kopírujícími tvar násypu. Křídla jsou vytvořena "seříznutím" standardního prefabrikátu. Tvary těchto upravených dílců jsou závazné.

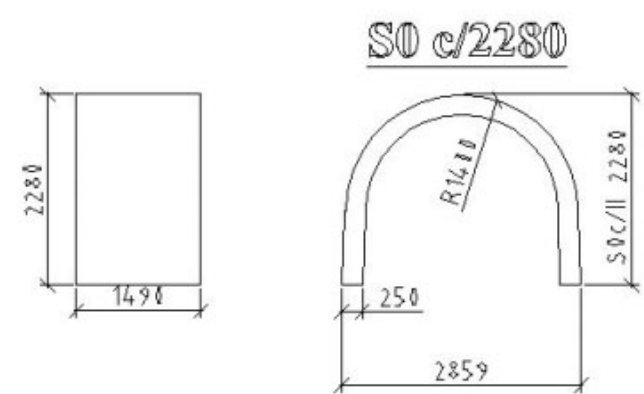
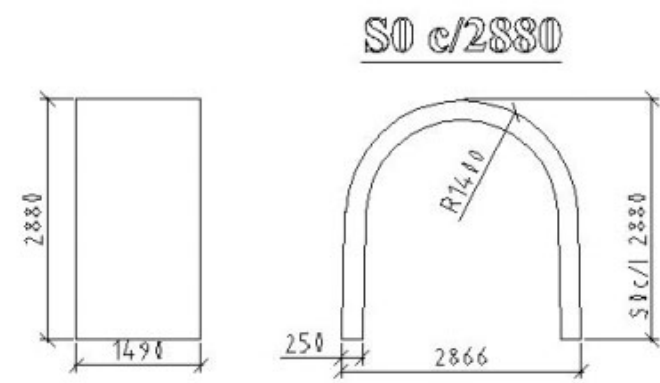
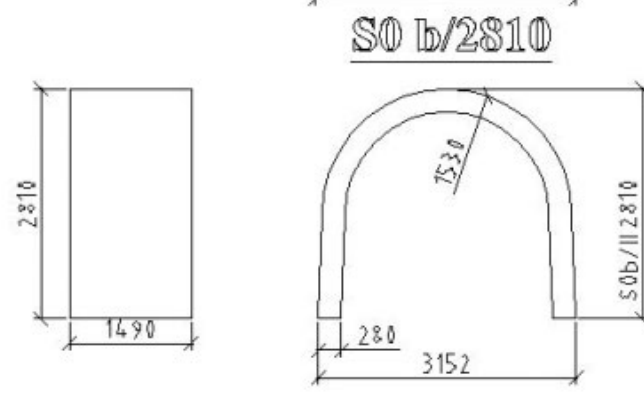
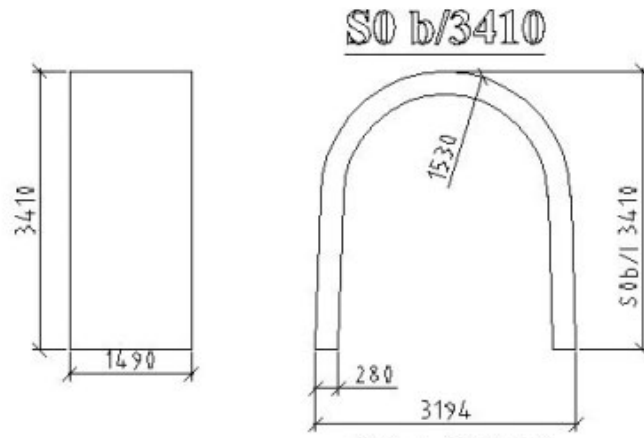
Prvek navazující na plný průřez je proveden s vybráním v horní části odpovídajícím seříznutí dalších prvků, z nichž jsou provedeny pouze boční části. Možné je rovněž vyvedení plného průřezu ze svahu nebo individuální řešení portálu z monolitického betonu či gabionů dle konkrétních požadavků.

Konstrukce S0 má stejné výhody jako konstrukce předchozí, navíc přibývá optimalizace pro zavážení nebo zasouvání pod stávající mostní objekty, což umožňuje výstavbu bez výluk a omezování provozu, dále se zjednodušuje montáž, protože se segment skládá pouze z jednoho dílce.

Konstrukce může být jednotubusová nebo vícetubusová. U konstrukcí S0a se jedná o několik samostatných tubusů vedle sebe, nikoliv o tubusy se společnou střední stojkou, jako je tomu u verzí S2, S3 a Sd.

Dílce S0a, b, c se vyrábějí v několika výškách, jak je patrné z následujících obrázků.





Příklad realizace konstrukce TOM2 SOc

SO 4310 Železniční most v km 429.400 na trati Praha Bubeneč – Kralupy nad Vltavou
Zpracovatel dokumentace DPSŘ byl Ing. Petr Doležal – PONTEX.

Stávající mostní konstrukce vytvořená dvěma symetrickými kamennými klenbami byla ve špatném stavu. Původní projektové řešení předpokládalo demolici dosavadních kleneb a dřívků opěr včetně pilíře. Poté by byla provedena nová desková železobetonová konstrukce. Tato varianta přináší řadu nevýhod a musí být provedena s použitím mostního provizoria.



Následně byly zvažovány další, ekonomičtější varianty včetně trubního propustku. Z různých variant byla zvolena varianta s klenbovými rámy zasouvány do mostních otvorů. Toto řešení zachovává potřebný průřez pro podchod, nevyžaduje provizorium a je ekonomičtější než původní návrh. Podstatné je rovněž estetické působení nové konstrukce klenbového tvaru.

Konstrukce byla navržena z klenbových železobetonových prefabrikátů TOM2 SOc výšky 2.880 m z betonu C30/37 –2bb. Podkladní deska byla navržena s úpravou pro uchycení tažného zařízení pro zásuv. Vzhledem k nedostatku prostoru mezi původní a novou konstrukcí byl zvolen způsob zásuvu již zaizolované konstrukce (v případech, kdy je dostatečný prostor, se používá zavážení vozíkem). Izolace se prováděla modifikovanými izolačními pásy fy. SIPLAST - Teranap. Ochrana izolace je zajištěna geotextilií GEOFELT. Zásuv prováděl TV SSŽ. Prefabrikáty byly po zásuvu zmonolitněny železobetonovou deskou z betonu C30/37 – 2bb. Po zásuvu následovalo vyplnění mezi prostoru a úprava koncových částí objektu.

Závěr

Systém TOM SO všech velikostí průřezů byl již použit pro celou řadu železničních mostů. Na projektech konstrukcí TOM2 se podílela řada projekčních organizací, lze uvést PONTEX, PROMO, SUDOP, VALBEK a VIN Consult. Dosavadní realizace přináší řadu zkušeností. Mimo technická a technologická řešení je důležité zjednodušení návrhu a výroby, které je potřebné především s ohledem na standardně velmi krátké termíny přípravy a výstavby. V současné době se dokončuje Typový projekt, který by měl výrazně zjednodušit návrh mostů typu SO. Projektant bude moci využít typových prvků s garantovanými statickými parametry.

Prefabrikáty S1, S2, S3 a Sd budou nadále staticky posuzovány pro konkrétní mosty.

Další informace jsou k dispozici na www.ssz9.cz.

Boulení ocelových deskostěnových konstrukcí podle EN 1993-1-5

Prof. Ing. Josef Macháček, DrSc., Fakulta stavební ČVUT

Anotace

Příspěvek uvádí hlavní principy návrhu nevyztužených a vyztužených štíhlých stěn a pásů podle Eurokódu, který má v roce 2003 nahradit předběžný Eurokód ENV 1993-1-5. Tento předpis popisuje navrhování průřezů z hlediska smykového ochabnutí a boulení (od spojitého normálového napětí, od smykového napětí a od lokálního napětí). Je též referenční normou pro navrhování štíhlých stěn průřezů mostního stavitelství podle ČSN 73 6205. Příspěvek popisuje hlavní zásady návrhu, rozdíly oproti předběžnému Eurokódu a návody k praktickému posouzení.

1. Úvod

V roce 2003 mají být po formálním hlasování zemí CEN (Evropská komise pro normalizaci) uvolněny další evropské normy pro navrhování konstrukcí (v roce 2002 jsou k dispozici pouze EN 1990 a EN 1991-1-1, týkající se základů navrhování a zatížení). Přejít od předběžných evropských norem ENV k normám EN vede od konečného návrhu vypracovaného odbornými komisemi každého Eurokódu („stage 34“) k návrhu ve 3 základních jazycích pro formální hlasování jednotlivými zeměmi („stage 49“) až ke schválenému „dostupnému dokumentu“ („stage 64“). Následné národní překlady budou mít národní přílohy (pouze s dovořeným obsahem, upravujícím dané alternativy: např. dílčí součinitele, národní klimatické účinky, výběr z alternativních postupů, odkazy ulehčující návrh). V druhé polovině roku 2003 mají být k dispozici první soubory norem EN ve fázi „64“ pro konstrukce betonové, ocelové, spřažené, dřevěné a navrhování pro zemětřesení. Změny prováděné v posledních návrzích mohou termíny ještě posunout. Například Eurokód pro navrhování ocelových konstrukcí EN 1993-1-1 zahrne obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby (do května roku 2002 se přitom pro pozemní stavby předpokládala zvláštní norma EN 1993-1-3). Tato změna vyvolala potřebu současného uvolnění EN 1993-1-5 Deskostěnové prvky (Plated structural elements).

V normě EN 1993-1-1 jsou totiž (oproti ENV) vypuštěna veškerá ustanovení týkající se boulení s odkazem na EN 1993-1-5, která pokryje moderním způsobem posouzení štíhlých nevyztužených i vyztužených stěn a pásnic. V ČR se však EN 1993-1-5 výrazně uplatní též v české normě pro návrh mostů, neboť ČSN 73 6205 se na ni v zájmu harmonizace (podobně jako evropská norma pro návrh ocelových mostů EN 1993-2) rovněž odkazuje.

2. Hlavní zásady návrhu

Obsah návrhu této EN je obdobný k ENV. Obsahuje tedy postupy k posouzení účinků smykového ochabnutí, boulení od spojitého normálového napětí, boulení při namáhání smykem, boulení pod lokálním zatížením a jejich interakce. Kromě formálních úprav, zahrnujících drobné úpravy a jiné pořadí odstavců, je návrh doplněn:

- metodou efektivních napětí pro posouzení účinků boulení;
- přílohou pro stabilitní posouzení prvků s proměnným průřezem;
- přílohou pro posouzení prvků s vlnitými stojinami;
- přílohou popisující užití MKP ke stabilitním výpočtům.

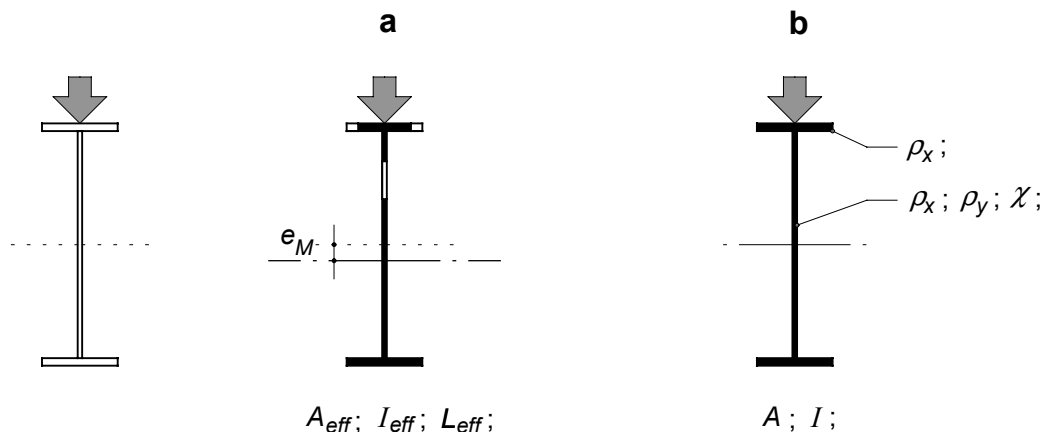
Další text uvádí stručně zásady obsažené v EN (byť převzaté z ENV) a více se zaměřuje na podstatu novinek oproti ENV.

Globální analýza konstrukce (stanovení vnitřních sil) zůstává bez podstatných změn. Smykové ochabnutí se tedy zahrnuje šířkou $b_{eff} = L/8$ po každé straně stojiny, konstantně po celém rozpětí, vliv boulení jen pokud součinitel $\rho < 0,5$.

Smykové ochabnutí (v tlačném i v taženém pásu), zejména stanovení spolupůsobící šířky $b_{eff} = \beta b_0$, zůstává bez podstatných změn. V mezních stavech použitelnosti (MSP) a pro únavu se však kombinuje s boulením a pro mezní stavy únosnosti (MSÚ) je zaveden dokonce konzervativní součin $A_{eff} = A_{c,eff} \beta_{ult}$ (β_{ult} je stanoven pro efektivní pásnici z hlediska boulení), alternativně však zůstává i vztah z ENV $A_{eff} = A_{c,eff} \beta^k$ (pro taženou pásnici se nahradí $A_{c,eff}$ její plnou plochou).

Boulení od spojitých normálových napětí (tzn. posouzení průřezů třídy 4) se může posoudit:

- jako v ENV *metodou efektivního průřezu* (vystihuje změnu polohy neutrální osy a redistribuci napjatosti mezi stojinou a pásnicemi), obr. 1a;
- nově i *metodou efektivních napětí* (posouzení napjatosti štíhlých částí průřezu vypočítané na plném průřezu a dále pro tuto napjatost posouzení boulení), obr. 1b.



Obr. 1 Příklad ohýbaného nosníku: a) efektivní průřez; b) efektivní napětí.

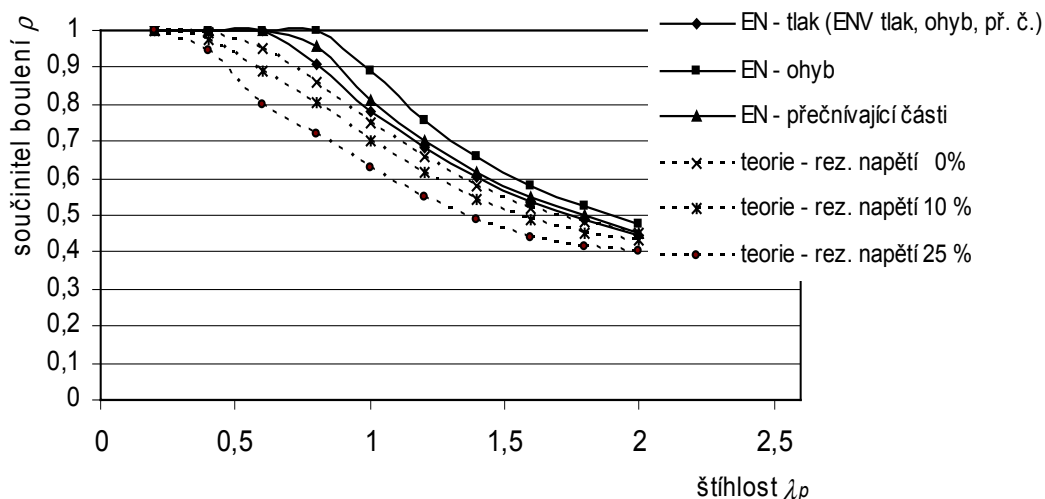
V metodě efektivního průřezu je oproti ENV upraven vztah pro spolupůsobící šířky. Místo obvyklého Winterova vzorce jsou zavedeny dva vztahy (první navíc závislý na poměru krajních napětí stěny $\psi = \sigma_1 / \sigma_2$):

$$\text{Pro vnitřní tlačené části: } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0$$

$$\text{Pro přečnávající tlačené části: } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0$$

Tato úprava přináší u malých štíhlostí vyšší součinitele boulení, pro ohyb ($\psi = -1$) až o 16 % a pro přečnávající části až o 5 %. Je však třeba poznamenat, že pro stěny s volným podélným okrajem a žádaný počáteční průhyb $b/200$ jde ve smyslu Winterových zkoušek o stěny bez reziduálních pnutí. Podrobné rozborů pro tlačené stěny ($\psi = 1$) dávají pro praktické hodnoty reziduálních pnutí podstatně méně příznivé

součinitele boulení [1], [2], obr. 2. Ještě nižší (než tyto ověřené teoretické součinitele) byly hodnoty v ČSN 73 1401/84 a ČSN 73 6205/85 i v jiných zahraničních normách (BS 5400/79) před zavedením Eurokódů. Hodnoty součinitelů pro tlačené stěny v EN odpovídají tedy zhruba stěnám s volnými podélnými okraji bez reziduálních prutů. Stěny s rovnými podélnými okraji (tzv. vnitřní stěny mezi výztuhami tuhými v rovině stěny) mají poněkud jiný průběh křivek součinitelů [3].



Obr. 2 Součinitele boulení pro nevyztuženou stěnu (podle EN, ENV, teorie [1], [2]).

Posouzení stěn vyztužených podélnými výztuhami zůstává podle ENV, tzn. kombinací prutové analogie s teorií ortotropní desky (pro 1-2 výztuhy se místo teorie ortotropní desky vezme opět prut pružně podepřený stěnou, vzorce v příloze normy):

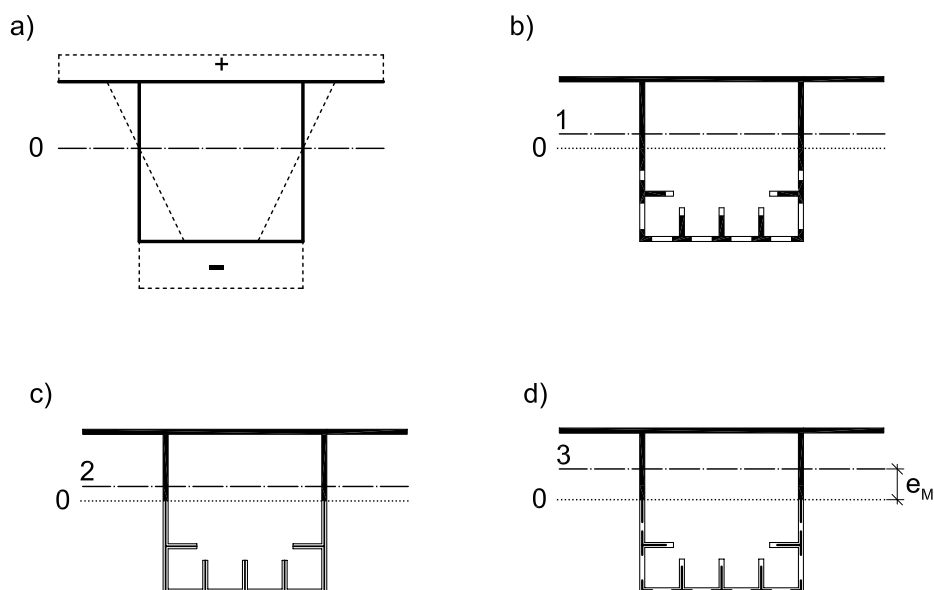
$$A_{c,eff} = \rho_c A_c = \rho_c \left(\sum_c A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{pan} b_{c,pan} t \right)$$

Je zde však významná změna pro stanovení fiktivního průřezu prutu v prutové analogii: spolupůsobící šířky stěny s výztuhou jsou $2 \times 15t$ (v ENV to byla celá šířka mezi výztuhami). Tato úprava vede u symetrických výztuh k větší hodnotě kritického napětí a větší únosnosti vyztužené stěny. Při stanovení únosnosti podle teorie efektivního průřezu je nutné redukovat šířky boulicích panelů (součinitele ρ_{pan} pro panely i výztuhy) a tloušťky vybočujících částí vyztužené stěny (součinitel ρ_c), obr. 3.

Únosnost podle teorie efektivního průřezu ve směru osy prutu (x) se posuzuje jako v ENV, tzn. podle vztahu (viz též příklad):

$$\eta_1 = \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M1}} = \frac{N_{Sd}}{f_y A_{eff} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{Sd} + N_{Sd} e_N}{f_y W_{eff} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Posouzení podle **metody efektivních napětí** může být výhodné z hlediska rutinních výpočtů (na počítači), neboť v prvním kroku se stanoví napjatost plného (neredukovaného) průřezu a v druhém kroku se posoudí boulení z hlediska jednotlivých druhů namáhání (normálové spojitě, smykové, lokální) i jejich interakce. Z hlediska únosnosti průřezu se tedy vlastně jedná o převedení posouzení průřezu třídy 4 na průřez třídy 3, ovšem s omezením napjatosti ve štíhlých částech průřezu. Metoda nevystihuje redistribuci napjatosti po vyboulení a lze ji použít za předpokladu, že účinky 2. řádu nejsou příliš významné a lze zanedbat změnu polohy neutrální osy. Tato metoda byla používána v mostní normě ČSN 73 6205/85, viz též příklad.



Obr. 3 Příklad zahrnutí účinků boulení do výpočtu metodou efektivních napětí (neuváděn vliv smykového ochabnutí):

- a) Průřez podle technické teorie (výztuhy v tažené ani v tlačené oblasti nezakresleny);
- b) Efektivní průřez od boulení panelů - zavedení spolupůsobících šířek;
- c) Efektivní průřez od vybočení vyztužené stěny - redukce tloušťek tlačných částí;
- d) Výsledný efektivní průřez.

Posouzení boulení při smyku zůstává bez podstatných změn. Po výpočtu redukčního součinitele χ_V (zahrnuje příspěvek stojiny podle teorie rotovaných napětí a příspěvek pásnic) se posoudí:

$$\eta_3 = \frac{\tau_{Ed}}{\chi_V f_{yw} l (\gamma_{M1} \sqrt{3})} = \frac{V_{Sd}}{\chi_V f_{yw} l (\gamma_{M1} \sqrt{3}) b t} \leq 1$$

Posouzení boulení pod lokálními břemeny rovněž zůstává bez podstatných změn. Nově je uveden vztah pro případ, je-li stěna v blízkosti zatížené pásnice (do vzdálenosti 30% výšky nosníku) vyztužena podélnou výztuhou. Po stanovení efektivní délky pro únosnost L_{eff} se posoudí:

$$\eta_2 = \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{yw} l \gamma_{M1}} = \frac{F_{Sd}}{f_{yw} L_{eff} t_w l \gamma_{M1}} \leq 1$$

Požadavky na podélné, příčné a podporové výztuhy zůstávají beze změn. V návrhu EN se nemění ani posouzení interakcí namáhání (η_1 , η_2 , η_3).

Nově zařazené části EN mají spíše informativní charakter. Pro **pruty s proměnným průřezem** se doporučuje posouzení metodou efektivních napětí, s obecným vyjádřením štíhlosti pro stanovení součinitelů boulení:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{crit}}}$$

kde α_{ult} je nejmenší násobek návrhového zatížení k dosažení charakteristické hodnoty únosnosti nejkritičtějšího průřezu (bez uvažování boulení nebo vybočení) a α_{crit} je nejmenší násobek návrhového zatížení k dosažení pružné kritické únosnosti prutu.

Pruty s vlnitými stojinami se mají posoudit s představou, že pásnice přenášejí normálové síly a stojina přenáší smyk. Pro trapézový tvar zvlnění jsou uvedeny vztahy pro únosnost stojiny ve smyku (interakce lokálního boulení rovných částí a globálního boulení několika vln).

Norma konečně obsahuje i **návod k výpočtům MKP**. Přicházejí v úvahu modely:

LA - lineární pružnostní analýza;

GNA - geometricky nelineární pružnostní analýza;

MNA - materiálově nelineární analýza;

GNIA - geometricky nelineární pružnostní analýza s imperfekcemi;

GMNIA - geometricky a materiálově nelineární analýza s imperfekcemi.

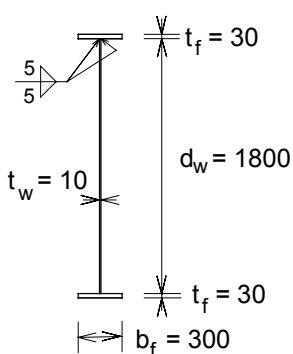
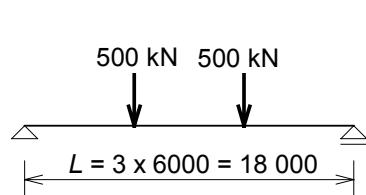
Vyžaduje se ověření modelu (včetně zvolené sítě), vhodný materiálový model s nominálními charakteristikami, musí-li být užity imperfekce tak je lze všechny nahradit ekvivalentními geometrickými, s kritickým tvarem (pro stěny s amplitudou $b/200$, pro výztuhy $a/400$). Jinak lze počítat zvlášť s geometrickými imperfekcemi, které mají mít amplitudy rovné 80 % výrobních tolerancí a zvlášť s reziduálním pnutím odpovídajícím očekávané technologii výroby. Pro iterační výpočty se doporučuje postupovat s násobkem **návrhového** zatížení α (využití viz výše). Mezní stav α_u pro stabilitní stavy je dán dosažením maxima křivky zatížení - průhyb, pro pevnostní stavy dosažením charakteristické meze kluzu pro srovnávacího napětí. Konstrukce musí splňovat podmínku:

$$\alpha_u > \alpha_1 \alpha_2$$

kde α_1 pokrývá nejistotu modelu MKP (určí se kalibrací výsledků podle EN 1090) a α_2 lze vzít jako součinitel γ_{M1} rozhoduje-li stabilita nebo γ_{M2} pro lom.

3. Příklad

Na jednoduchém příkladu ohýbaného nosníku průřezu I s tenkostěnnou stojinou je ukázán rozdíl posouzení mezi metodou efektivního průřezu a metodou efektivního napětí. Obdobně se metody aplikují pro komplikované konstrukce.



Ocel: S235J2 $f_y = 235$ MPa

$M_{Sd} = 3\,000$ kNm

$V_{Sd} = 500$ kN

$\chi_{LT} = 0,71$ (bez výpočtu)

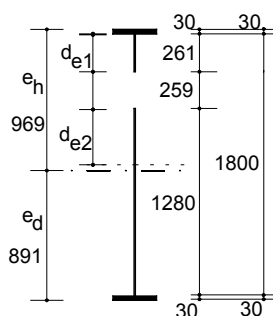
$\bar{d} = 1800 - 2(5\sqrt{2}) \cong 1786$ mm

$\gamma_M = \gamma_{M1} = 1,1$

Metoda efektivního průřezu:

Stojina je třídy 4 (boulí) a pro efektivní část platí :

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{d}/t_w}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{1786/10}{28,4 \cdot 1 \cdot \sqrt{23,9}} = 1,29$$



$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1,29 - 0,55(3 - 1)}{1,29^2} = 0,71$$

$$d_{e1} = 0,4 \bar{d}_{eff} = 0,4 \cdot 634 = 254 \text{ mm}$$

$$d_{e2} = 0,6 \bar{d}_{eff} = 0,6 \cdot 634 = 380 \text{ mm}$$

$$\Delta d = 1786 / 2 - 634 = 259 \text{ mm}$$

Podle obrázku pro efektivní průřez platí:

$$I_{eff} = 1,9192 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \quad W_{eff} = 1,9806 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

Stabilitní únosnost:

$$\eta_1 = \frac{M_{Sd}}{\chi_{LT} W_{eff} f_y / \gamma_{M1}} = \frac{3000 \cdot 10^6}{0,71 \cdot 1,9806 \cdot 10^7 \cdot 235 / 1,1} = 1,00 \dots \text{právě vyhoví.}$$

Metoda efektivního napětí:

Průřez se nejprve posoudí jako průřez třídy 3 (plný, bez boulení). Následně se kontrolují všechny části z hlediska účinků boulení, pro něž musí být náležitá rezerva.



$$x = 930 \text{ mm} \quad I = 1,9931 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$W = I / 930 = 2,1431 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \quad (\text{krajní vlákna zřejmě vyhovují})$$

$$W = I / 900 = 2,3812 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \quad (\text{pro stojinu})$$

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M}{\chi_{LT} W_w} = \frac{3000 \cdot 10^6}{0,72 \cdot 2,3812 \cdot 10^7} = 175,0 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{crit}}} = \sqrt{\frac{f_y / \sigma_{x,Ed}}{\sigma_{crit} / \sigma_{x,Ed}}} = 1,29 \text{ (viz výše); } \rho_x = 0,71$$

Posouzení stojiny na boulení:

$$\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}} = \frac{175,0}{0,71 \cdot 235 / 1,1} = 1,15 > 1 \dots \text{průřez při tomto posouzení nevyhovuje.}$$

Metoda efektivního napětí nemusí být vždy na straně bezpečné, jako u tohoto příkladu. Její výhody i nezbytné požadavky na její použití jsou zmíněny v textu.

Příspěvek byl vypracován v rámci grantu GAČR 103/01/1009, za jehož podporu je autor vděčen. Podporu poskytl i výzkumný záměr MSM 210000001.

4. Literatura

- [1] Macháček, J.: *Únosnost ocelových isotropních desek v tlaku*. Pozemní stavby, č. 2, 1988, s. 68-72
- [2] Macháček, J.: *Unstiffened plating under in-plane loading*. Acta technica ČSAV, č. 5, 1985, s. 551-574
- [3] Frieze, P.A.: *Ultimate load behaviour of steel box girders and their components*. Ph.D. thesis, Imperial College, London, 1975, 233 s.

Rekonstrukce železničního mostu přes Ohři v Bohušovicích nad Ohří

Ing. Marcel Pelech, Icopal s.r.o.

Most v km 487,870 trati Praha – Děčín přes řeku Ohři v blízkosti Bohušovic nad Ohří je součástí I. rychlostního koridoru v úseku státní hranice SRN - Praha a je na této trati mostem nejdelším. Jde o dvoukolejný klenutý kamenný most s šířkou 9,65 m o devíti otvorech se světlostí 12,65 m přes řeku Ohři s celkovou délkou (včetně opěr) 165 metrů. Výška mostu je 8,62 m, měřeno od hladiny řeky. Původní kamenná konstrukce byla postavena v roce 1853 a za svou dobu již byla několikrát upravována. V roce 1924 proběhla oprava opěr a pilířů. Protože šířka mostu již v dřívější době přestala vyhovovat požadovanému průjezdnému profilu byl z každé strany most rozšířen pomocí předpjatých nosníků. Poslední rekonstrukce začala na podzim roku 2000 kdy byla rekonstruována polovina mostu pod kolejí I a po zimní přestávce na jaře roku 2001 byla rekonstruována druhá polovina mostu pod kolejí II. Přestože hlavní práce skončily již v roce 2001, celková sanace mostu, která již probíhala za plného provozu, skončila až v roce 2002, kdy byl most oficiálně předán.

Při přípravě modernizace traťového úseku Hrobce – Lovosice nebylo počítáno s významnější rekonstrukcí tohoto objektu, protože most v Bohušovicích nad Ohří byl v nedávné minulosti (od 12/79 do 04/93) opravován a rozšířen. Protože se ale na mostě vyskytovala místa, která svědčila o nefunkčnosti vodotěsné izolace bylo rozhodnuto o její celkové výměně. Při prvních sondách a částečném odkrytí kolejového lože byly zjištěny kromě nefunkční izolace také závažné vady v ostatních konstrukcích.



Při poslední rekonstrukci byla provedena pouze malá a nekvalitní úprava podkladní konstrukce. Jak je z přiložené fotodokumentace zjevné, velkým problémem bylo napojení původní kamenné klenby s dodatečně přidanými předpjatými nosníky.



Při poslední rekonstrukci byla zvolena vodotěsná vrstva ze syntetické fólie ochráněná z obou stran geotextilií a betonovou mazaninou. Kromě výjimečně malé tloušťky samotné vodotěsné vrstvy (1 mm) bylo zásadní chybou spojování vodotěsné vrstvy. Spoje byly lepené a lepidlo se z fólie odlupovalo v celých plátech a ve spojkách byly prorostlé kořeny.



Po zjištění těchto skutečností byla ve spolupráci se zhotovitelem mostu firmou Be-tvar a.s., projektantem Ing. K. Štěrbou (SODOP Praha a.s.), Ing. V. Tolarem (ŽS Praha) a Ing. F. Vlkovou (Ř DDC stavební odbor) navržena kompletní oprava podkladní konstrukce tak, aby byly odstraněny veškeré stávající nedostatky a mohla být provedena funkční izolace. Na základě dobrých zkušeností z obdobně komplikovaných realizací byl zvolen systém vodotěsné izolace Brabant. Byl zvolen jednak pro rychlost pokládky, relativní nenáročnost na připravenost stavby, minimální klimatická omezení a možnost provedení kolejového lože okamžitě po položení izolace.

Vzhledem ke zjištěným skutečnostem došlo ke zdržení začátku samotné rekonstrukce, se kterou původní harmonogram prací nepočítal. Navíc došlo oproti původnímu předpokladu ke zvětšení objemu prací. Bylo nutno odbourat zejména dobetonované části z poslední rekonstrukce, provést sanaci předpjatých nosníků a provést zcela novou betonovou výplň podkladní konstrukce a nové odvodnění mostu. Další komplikovanou sanací bylo opravení betonové římsy nabetonované na předpjatých nosnících a doplnění chybějících dilatací.



Doba na zhotovení izolace se posunula do pozdních listopadových dnů a celkový čas na její zhotovení se zkrátil. Přes všechny tyto nepříznivé skutečnosti se vlivem dobré sešranosti firmy, možnostech izolačního systému a v neposlední řadě i výpomoci izolačních firem mohlo začít při první etapě včas provádět zásyp a zřizování kolejového lože, aniž by se původně plánovaný termín změnil.



Po dobrých zkušenostech z první etapy se druhá polovina mostu prováděla zcela identicky bez časových stresů navíc za lepšího počasí. Již druhý rok je možno se přesvědčit, že navržená a zrealizovaná rekonstrukce byla úspěšná a že k jejímu zdaru kromě obětavé a profesionální práce pracovníků firmy Betvar a.s. přispěl i zvolený systém vodotěsné izolace Brabant, který je v současné době na mostech ČD prováděn shodou okolností také osm let jako je trvání konference Železniční mosty a (tunely).



O tom, že most je celkově v dobrém stavu, svědčí i bezproblémové přežití loňských záplav. Došlo pouze k vyplavení kamenných závozů u pilířů. Oprava proběhla ještě do konce roku 2002. Je škoda, že se nenašlo více prostředků na kompletní obnovu vzhledu mostu a nemohl tak být splněn požadavek Odboru životního prostředí OÚ Litoměřice, který žádal navrácení původního vzhledu této kulturní památky (od 10. 6. 1964). Pro náhodného kolemjdoucího se totiž příliš mnoho na celkové podobě mostu nezměnilo.



Rekonstrukce železničního mostu na trati ČD Kralupy nad Vltavou – Vraňany.

Ing.Miloš Podhorský , **METROSTAU**, Divize 5, Na Zatlance 13, Praha 5

Ing.Daniel Filip, SUDOP Praha a.s., středisko 250, Hradec Králové

Anotace:

V rámci výstavby koridoru Českých drah v úseku Kralupy nad Vltavou – Vraňany se realizovala v ev. km 445,806 přestavba stávajícího železničního mostu o dvou polích, rozpětí po 10,5 m, na nový most o jednom poli s rozpětím 23 m. V pořadí je to již třetí most na stejném místě, první most byl kamenný obloukový o třech polích.

Úvod.

Železniční most situovaný v obci Vepřek převádí dvoukolejnou trať přes Bakovský potok a přes silnici III. třídy. Železniční trať na mostě je v přeložce do nového koridorového úseku. Asi 200 m za mostem je nově budovaný tunel. Osa nových kolejí je na pražské opěře posunuta o 3,8 m a na děčínské opěře o 5,9 m oproti ose stávajících kolejí.

Popis konstrukce mostu.

Založení.

Podloží je tvořeno zvětralými křídovými slínovci při povrchu zcela zvětralými na jílovitou hlínu. Založení mostu je řešeno hlubinným způsobem. Každá opěra pod každou kolejí je založena na skupině šesti vrtaných pilot Ø 900 mm s délkou od 8 m do 11 m, vetknutých na potřebnou hloubku do podložních slínovců.

Spodní stavba.

Základy i dříky opěr jsou železobetonové, monolitické. Pražská opěra je z betonu C 25/30-3b, děčínská opěra, založená v korytě Bakovského potoka, z vodostavebného betonu HV4 C 25/30-3b. U koleje č.1 navazují na opěry mostu betonové opěrné zdi, které mají funkci křídel. U koleje č.2 jsou za opěrami přechodové zídky délky 5 m, ve kterých probíhá výběh kolejového lože z mostu do širé trati. Ze stávajícího mostu byly u koleje č.2 zachována křídla a části opěr, které jsou kamenné, z kvádrového žulového zdiva. Sanována byla hloubkovým spárováním a novými izolacemi proti vodě za jejich ruby.

Stávající střední pilíř byl ubourán zhruba na úroveň silnice pod mostem a stal se tak součástí regulace koryta Bakovského potoka.

Přechodové klíny, jejichž délka činí cca 15 m, jsou ve spodní části tvořeny drenážním betonem, na těsnicí vrstvě z vyrovnávacího betonu je za ruby opěr drenážní vrstva tloušťky 600 mm ze štěrkodrtě, s navazujícím hutněným štěrkopískovým zásypem. Pod železničním svrškem je zesílená konstrukční vrstva tloušťky 500 mm zhotovená rovněž ze štěrkodrtě.

Nosná konstrukce.

Nosná konstrukce mostu je pod každou traťovou kolejí tvořena železobetonovou deskou se čtyřmi zabetonovanými ocelovými nosníky. Staticky působí jako prostý nosník o rozpětí 23,0 m. Beton nosné konstrukce je C 30/37 - 3a, výztuž z oceli 10 505(R). Ocelové nosníky jsou svařované I profily výšky 1 100 mm, horní pásnice z plechu 50 x 400 mm, dolní pásnice z plechu 50 x 900 mm, stěna má tloušťku 20 mm.

Osové vzdálenosti nosníků jsou 1050 mm. Délka každého nosníku činí 23,84 m a hmotnost 16,2 t. Nosníky jsou vyrobeny s nadvýšením 60 mm. Použit je materiál S 355 J2G3. Železobetonová deska má v příčném směru vyložené konzoly, v nichž je omezen vliv zabetonovaných ocelových nosníků na smršťování betonu. V bocích těchto konzol je proto navržena podélná rozdělovací výztuž $\varnothing$ 12 mm hustěji (po 82 mm), aby bylo zabráněno vzniku smršťovacích trhlinek.

Konstrukce je uložena na čtyřech vyztužených elastomerových ložiskách. Podélně pevná ložiska jsou osazena na nižší pražské opěře, podélně posuvná ložiska jsou na opěře děčínské. Na každé opěře je vždy jedno ložisko příčně pevné a jedno příčně posuvné.

Mostní svršek a příslušenství.

Izolace. Rub opěr, závěrných a přechodových zídek je izolován proti vodě asfaltovými pásy systému vodotěsné izolace (SVI) Teranap. Nosná konstrukce (žlab kolejového lože) je izolována proti vodě asfaltovými pásy SVI Brabant. Ostatní části stavby, které jsou ve styku se zeminou (zasypané části líce, základové bloky atd.) jsou opatřeny izolačními nátěry proti zemní vlhkosti, jednou penetračním a dvakrát asfaltovým nátěrem.

Příčné dilatační spáry mezi nosnými konstrukcemi a spodní stavbou jsou překryty mostními dilatačními závěry Mageba RS-100. Podélná spára je otevřená, s odvodňovací funkcí, překryta ocelovými krycími deskami.

Žlab mostovky je odvodněn jednak do podélné spáry, jednak prostřednictvím odvodňovačů do odvodňovacího potrubí na bocích mostu. Odvodňovací svody ústí do koryta Bakovského potoka pod mostem.

Výstavba mostu.

Přípravné práce.

Před zahájením výstavby byly v prostoru mostu přeloženy inženýrské sítě. Jednalo se o plynovod, obecní vodovod a kabelová vedení. Jako první je budován nový most v první traťové koleji. Pro zachování drážního provozu v této etapě výstavby bylo v dokumentaci pro zhotovení stavby navrženo využití dvou mostních provizorií o rozpětí po 18,5 m umístěných na obou předmostích ve druhé traťové koleji. Toto řešení se v průběhu technické přípravy ukázalo jako problematické (potíže se založením provizorií ve stávajícím zemním tělese, nutné úpravy převýšení stávající koleje, aj.). Na návrh zhotovitele proto bylo provizorní opatření na zajištění zemního tělesa provozované koleje projektově přepracováno a na obou předmostích bylo zhruba v délce přechodových klínů vybudováno pažení železničního náspu záporovými stěnami. Po dokončení mostu a zahájení drážního provozu v nově vybudované první traťové koleji byly záporové stěny překotveny pomocí táhel CPS $\square$ 32 mm k vybudovaným opěrným stěnám a pod jejich ochranou byl přestavěn most ve druhé traťové koleji.

Současně s budováním provizorních záporových stěn na obou předmostích bylo provedeno bourání stávajícího mostu. Ubourán byl střední pilíř, opěry a zbourána byla nosná konstrukce v první traťové koleji. Bourací práce byly provedeny pomocí hydraulického bouracího kladiva KRUPP 2000 na nosiči KOMATSU 340.

Bakovský potok byl pod mostem zatrubněn třemi ocelovými rourami $\varnothing$ 1200 mm a ve zbývajícím profilu koryta byla vybudována z ražených štětovnic jímka jako ochrana stavební jámy děčínské opěry.

Stavba nového mostu v první traťové koleji.

Spodní stavba mostu.

Nejprve byly provedeny výkopy pro základy obou opěr (pražské i děčínské). V rámci výkopových prací byly částečně odtěženy základy stávajícího mostu. Po dokončení výkopů byly stavební jámy částečně zpětně zasypány výkopkem, aby byl umožněn nájezd pilotové vrtací soupravy. Po zhotovení pilot (pod každým základem je skupina šesti pilot) byl zásypový materiál znovu odtěžen na úroveň základové spáry a po ubourání hlav pilot byly provedeny podkladové betony. Železobetonové základy a dříky mostních opěr, navzájem oddělené pracovní spárou, byly betonovány do systémového bednění (použity byly panely bednění PERI - DOMINO). Výstavba základů a dříků opěr byla koordinována s výstavbou sousedících dílů opěrných zdí.

Před zahájením výstavby nosné konstrukce byly obě opěry provedeny (včetně úložných bloků pro mostní ložiska) až po pracovní spáru pod závěrnými zídками. Po odbednění dříků opěr byly provedeny izolace jejich rubů, vrstvy zásypů přechodového klínu (obr.4) zhruba do úrovně spodní hrany budoucích závěrných zídek a obsypy boků konstrukce spodní stavby. Z jímky v korytě Bakovského potoka byla až do provedení zásypů průběžně čerpána voda.

Výše popsaná realizace spodní stavby mostu v první traťové koleji probíhala od počátku března do poloviny dubna 2002.

Nosná konstrukce mostu.

Stavba nosné konstrukce byla zahájena montáží ocelových nosníků. Před oběma opěrami (pražskou i děčínskou) byly vybudovány montážní podpory PIŽMO. Podpora u děčínské opěry byla ustavena na zhutněné zemině a silničních panelech v provizorní jímce v korytě Bakovského potoka.

Ocelové nosníky byly vyrobeny v době realizace spodní stavby v mostárně akciové společnosti Metrostav, divize 7. Po úspěšné dílenské přejímce a provedení protikoroziní ochrany první etapy (dolní pásnice s výběhem na dolní část stěny byly otryskány, metalizovány a opatřeny základním a podkladovým nátěrem, zbývající povrch nosníků, určený k zabetonování, byl pouze otryskán) byly nosníky dopraveny na stavbu. Z montážní plochy vedle mostu byly osazeny mobilním jeřábem na podpory PIŽMO během jedné noční výluky drážního provozu. Při této montáži se velmi osvědčily fixační ocelové přípravky, které byly prostřednictvím hmoždinek připevněny k horní části opěr a po montáži ocelové konstrukce byly odstraněny. Byla jimi formou dorazů vymezena půdorysná poloha vkládaných nosníků. Montáž čtveřice nosníků tak trvala pouze 1,5 hodiny.

Druhá etapa protikoroziní ochrany – vrchní nátěr spodních ploch a boků spodních pásnic ocelových nosníků - bude provedena v závěru prací, po betonáži nosné konstrukce.

Bednění nosné konstrukce mezi spodními pásnicemi ocelových nosníků je ztracené a je tvořeno cementovláknitými destičkami CEMVIN ve dvou vrstvách tloušťky 20 mm, bednění vyložených konzol desky je vybudováno na montážních příčnicích tvořených systémovými nosíky GT 24 PERI. Tyto příčníky jsou upevněny pomocí táhel a závor SRZ PERI k montážním kozlíkům profilu 2 x U10, uloženým na spodních pásnicích ocelových nosníků. Po odbednění byla závěsná táhla odstraněna a montážní kozlíky, na kterých byla provedena stejná protikoroziní ochrana jako na hlavních nosnících, zůstala zabudována v definitivní konstrukci.

Do bednění byla v rámci přípravy k betonáži osazena mostní elastomerová ložiska (vcelku, s horními a spodními deskami spojenými montážními ocelovými spojkami), odvodňovače, vodiče pro měření bludných proudů s měřicími deskami a lišta lemování podélné spáry mezi mosty v první a ve druhé traťové koleji.

Po betonáži byla celá nosná konstrukce ustavena do definitivní polohy pomocí hydraulických válců. Při volbě tohoto řešení postupu výstavby bylo využito jednak skutečnosti, že se jedná o konstrukci staticky určitou, jednak toho, že konstrukce je montážně podepřena pouze u obou opěr a bednění je na ni samonosně zavěšeno.

Při montáži podpor PIŽMO byla úložná plocha horních příčníků, připravená pro montáž ocelových nosníků, nastavena o několik cm výše, než by odpovídalo definitivní poloze nosné konstrukce. Na podpěrná místa na montážních příčnících byly nainstalovány hydraulické válce, čtyři na každé montážní podpoře. Po dosažení potřebné pevnosti betonu, která je projektantem stanovena na 26 MPa, byla ověřena zkouškou Schmidtovou metodou, se uskutečnila výšková rektifikace nosné konstrukce. Konstrukce byla pomocí hydraulických válců přizvednuta a po vyjmutí horních příčníků podpor PIŽMO opět spuštěna do definitivní polohy. Poté se provede podlití ložisek plastmaltou a po jejím vytvrdnutí byla ložiska aktivována odstraněním montážních spojek a uvolněním hydraulických válců.

Poté následovaly dokončovací práce: zhotovení říms, závěrných zídek, zbývajících izolací proti vodě, osazení mostních dilatačních závěrů, dokončení přechodových klínů, montáž odvodnění, protihlukových stěn a zábradlí, vybudování železničního svršku, trakčního elektrického vedení, zabezpečovacích a sdělovacích kabelů.

Celá realizace mostu byla sledována a vyhodnocována podle „Kontrolního a zkušebního plánu“ zpracovaného podle zásad norem řady ISO 9000.

Pro realizaci díla bylo vypracováno celkem 18 dílčích technologických předpisů.

První hlavní prohlídka a statická zatěžovací zkouška mostu proběhla v neděli 26.května 2002, zahájení provozu na nové první traťové koleji v úseku Nelahozeves – Vraňany proběhlo 27.května 2002.

Po zatěžovací zkoušce následovalo odtěžení přechodových klínů ve 2.TK a postupná aktivace táhel-předepnutí, již předem vložených do oblasti přechodových klínů pod 1.TK. Další výstavba probíhala jako v případě mostu v 1.TK. Zatěžovací zkouška mostu proběhla počátkem srpna. Definitivní úprava pod mostem a vyčištění koryta potoka proběhlo oproti předpokladu o 14 dní později, jako důsledek srpnových povodní.



Nový most



Starý most

Stanovení sil působících na příčné přepážky v kolejovém loži

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

Anotace: V příspěvku je uvedena problematika dilatací nosných konstrukcí železničních mostů o velkých dilatujících délkách, kde v důsledku teplotních účinků dochází na koncích konstrukce ke „zředování a zhušťování kolejového lože“ s neblahými důsledky na geometrickou polohu koleje a bezpečný a spolehlivý provoz. Použití přepážek kolejového lože v místech dilatací s sebou přináší řadu problémů. Příspěvek se zabývá zejména těmi, které se týkají stanovení sil a dalších podmínek pro efektivní návrh a dimenzování přepážek. Navržené řešení je aplikováno pro estakádu SO 5102 Parník – Dlouhá Třebová.

1. Úvod - rozbor problému

Dlouhé nosné konstrukce mostů s velkými dilatujícími délkami vykazují na koncích s pohyblivými ložisky významné dilatační pohyby od teplotních změn, které v těchto oblastech u průběžného kolejového lože způsobují jeho „zhušťování a zředování“. Negativní zkušenosti ze zahraničí a také z ČD (např. mosty Třebíč a Kralice nad Oslavou – nosné ocelové konstrukce o dilatující délce cca 163 m) se „zředováním a zhušťováním kolejového lože“ a problémy s udržením geometrických parametrů koleje vedou ke konstrukční úpravě, která má zajistit spolehlivý a bezpečný provoz i za vyšších a vysokých rychlostí. Touto konstrukční úpravou jsou příčné přepážky v kolejovém loži pro zadržení kolejového lože v místech velkých dilatačních pohybů na koncích nosných konstrukcí. Toto řešení s sebou přináší také řadu negativních jevů, jako např. problémy s návrhem a dimenzováním přepážek, při údržbě koleje apod. Vyspělé železniční správy se s těmito problémy potýkají již řadu let a stále hledají vhodné řešení, o čemž svědčí i ta skutečnost, že Mezinárodní železniční unie UIC z podnětu francouzských drah SNCF rozeslala členským železničním správám v polovině roku 2002 dotazník, aby shromáždila jejich poznatky a dále je využila při řešení tohoto problému.

Při prvním použití příčných přepážek u ČD na estakádě SO 5012 Parník – Dlouhá Třebová (dilatující délky ocelobetonové spřažené nosné konstrukce 2*208,5 m), která se staví v rámci optimalizace traťového úseku Ústí nad Orlicí – Česká Třebová, chybí jakékoli vlastní zkušenosti. Zahraniční poznatky zatím nejsou publikovány a problematika není podrobněji zapracována do evropských norem a mezinárodních předpisů. Projektant SUDOP Praha a.s. si u ČD – TUDC objednal výpočet sil, kterými působí kolej na příčné přepážky pro zadržení kolejového lože. Dále je uvedeno řešení tohoto problému.

Při stanovení sil působících na příčné přepážky v kolejovém loži je třeba využít všech možností norem a předpisů českých, evropských a mezinárodních. Rovněž je nutné využít různých konstrukčních úprav, které umožní přijatelné řešení.

2. Vodorovné účinky od svislých zatížení

Na přepážky v kolejovém loži působí zemní tlaky od zatížení kolejovým ložem a od zvětšení zemního tlaku vyvozeného pohyblivým zatížením podle čl. 15, 42 a 43 ČSN 73 6203.

Podle ČSN 73 0037 se stanoví zemní tlaky následovně:

Svislý zemní tlak od kolejového lože na dně žlabu je

$$\sigma_z = \gamma z = 18 \cdot 0,7 = 12,6 \text{ kN/m}^2$$

a rovnoměrné svislé zatížení pro výpočet závěrných zdí a pro těžký zatěžovací vlak T je

$$f_a = \gamma h = 18 \cdot 3,75 = 67,5 \text{ kN/m}^2.$$

Zemní tlak v klidu podle čl. 39 vztahů (2), (4) a čl. 42, přičemž součinitel zemního tlaku v klidu je

$$K_r = 1 - \sin \varphi_{ef} = 1 - \sin 40^\circ = 0,357$$

a vodorovné tlaky v klidu na dně žlabu jsou

$$\sigma_r = \sigma_z K_r = 12,6 \cdot 0,357 = 4,5 \text{ kN/m}^2,$$

$$\Delta \sigma_r = f_a K_r = 67,5 \cdot 0,357 = 24,1 \text{ kN/m}^2,$$

$$\sigma_r + \Delta \sigma_r = 28,6 \text{ kN/m}^2.$$

Aktivní zemní tlak podle čl. 47 vztahů (15), (17) a čl. 49 vztahu (20), přičemž součinitel aktivního tlaku je

$$K_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) = \operatorname{tg}^2 (45 - 40/2) = 0,2174$$

a vodorovné aktivní tlaky na dně žlabu jsou

$$\sigma_a = \sigma_z K_a = 12,6 \cdot 0,217 = 2,75 \text{ kN/m}^2,$$

$$\Delta \sigma_a = f_a K_a = 67,5 \cdot 0,217 = 14,65 \text{ kN/m}^2,$$

$$\sigma_a + \Delta \sigma_a = 17,4 \text{ kN/m}^2.$$

Rozhodnutí, zda se pro zatížení a dimenzování přepážky bude uvažovat zemní tlak v klidu nebo aktivní zemní tlak, závisí na konstrukci přepážky a její tuhosti. Přepážku se doporučuje zatěžovat rovnoměrným vodorovným zatížením s intenzitou rovnou tlakům na dně žlabu.

3. Účinky podélných sil

Podélné síly (rozjezdové a brzdné síly, účinky způsobené teplotními změnami kolejnic a mostních konstrukcí, včetně nestejnoměrného oteplování a ochlazování kolejnic a mostu jak místně tak časově a z toho vyplývajícího vzájemného působení koleje a mostu apod.) mohou vyvozovat na přepážky v kolejovém loži v obecných případech velmi vysoké účinky, na které by nebylo možné je nadienzovat. Těmto případům se lze vyhnout využitím vhodných konstrukčních úprav železničního svršku a opatřeními, které silové účinky na přepážky výrazně sníží při zachování nezbytné potřebných funkcí. Tím je problém převeden z úlohy určit maximální kombinace zatížení a na ně provést návrh a dimenzování na úlohu minimalizace nebo optimalizace zatížení na kritické prvky, tj. příčné přepážky v kolejovém loži.

Jako účelné se jeví uvolnit vazby mezi kolejnicí a pražci v oblasti přepážek. Z hlediska funkčnosti dilatačního zařízení je nezbytné zajistit možnost posunu jazykové kolejnice mezi přepážkou a dilatačním zařízením na opěře a za ní. Tím se výrazně omezí podélné síly, které přecházejí z kolejnic přes pražce do kolejového lože a působí na přepážku. Tyto síly se převedou v místech dostatečně vzdálených od přepážky přes kolejové lože přímo do tělesa železničního spodku. Obdobně lze uvolnit vazbu v upevnění na druhé straně, tj. u přepážky na mostě a síly převést do žlabu kolejového lože. Schéma možného řešení je znázorněno na obr. 1 a 2.

Zbývá stanovit velikost sil působících na přepážku. Pro toto jsou důležité následující údaje, které jsou uvedeny např. v [5, 7, 8]:

a) Podélný odpor pražců v kolejovém loži:

- nezatížená kolej:
= průměrná údržba 12 kN/m,
= dobrá údržba 20 kN/m,
- zatížená kolej 60 kN/m.

Poznámka: Některé železnice používají pouze 20 kN/m pro nezatíženou kolej a pro zatíženou 40 kN/m (NS) nebo 60 kN/m (DB), tzn. v hodnotách je dosti značný rozptyl a železniční správy užívají různé hodnoty.

b) Podélný odpor kolejnic vzhledem k pražci je v běžných případech vyšší než podélný odpor pražců v kolejovém loži, a to jak pro upevnění klasické se svěrkami, tak upevnění pružné. Podélný odpor kolejnic vzhledem k pražci lze snížit tak, aby byl stejný nebo nižší než podélný odpor v kolejovém loži. Lze toho dosáhnout např. svěrkou ŽS2 umožňující kluzné posunutí nebo použitím pružných svěrek nebo spon s nižší přitlačnou silou. Při použití svěrek ŽS2 se podélný odpor prakticky blíží nule. Při použití pružných svěrek s nižší přitlačnou silou může klesnout podélný odpor na hodnotu asi 4 kN na 1 pražec. Toto zatížení pak působí na délku pražce 2,6 m a plochu asi 0,5 m². Při vyšších přitlačných silách svěrek nebo spon jsou podélné síly také vyšší. Podélný odpor kolejnice vzhledem k pražci pro některá upevnění může dosáhnout hodnot 20 kN a více pro 1 pražec.

Velkým problémem je vystihnout přenos podélných sil z pražců přes kolejové lože na přepážku a do žlabu kolejového lože. K tomu dochází jak při působení kvazistatického zatížení od účinků způsobených teplotními změnami kolejnic a mostních konstrukcí, tak od dynamicky působících účinků rozjezdových a brzdových sil. Protože jsem se dosud nesetkal s řešením tohoto problému ani v odborných publikacích, budu se ve svých úvahách držet na straně, pokud možno, bezpečné. Svislé zatížení se z pražce do kolejového lože roznáší podle [5] ve sklonu 4 : 1, což je hodnota dosti konzervativní proti nereálnému poměru 1 : 1 v ČSN. Při absenci podobných údajů ve směru vodorovném uvažuji analogicky poměr 1 : 4. Z toho vychází, že při běžných rozměrech by se podélná síla z páteho a dalších pražců již měla stále více roznášet do dna žlabu kolejového lože. Další otázkou je, jak se vodorovná síla (tlak) přenáší kolejovým ložem, které je svrchu otevřené. Jaké vodorovné tlakové napětí dokáže přenést? Kdy dojde k trvalému přetvoření, porušení, „nakypření“ kolejového lože apod.?

Vzhledem k výše uvedenému doporučuji přepážku zatěžovat plošně rovnoměrným zatížením o intenzitě odpovídající velikosti vazby v upevnění kolejnice na pražec. Při použití nižších přitlačných sil doporučuji následující hodnoty:

- pružné svěrky s nižší přitlačnou silou - 8 kN/m²,
- svěrky ŽS2 s možností prokluzu - 3 kN/m².

Pokud přitlačné síly v upevnění jsou vysoké a k prokluzu dochází mezi pražcem a kolejovým ložem, lze intenzitu rovnoměrného zatížení uvažovat rozdílnou pro působící plochu pražce na přepážku a pro plochu kolejového lože. Vycházet lze z hodnot dříve uvedených.

4. Doporučení pro uspořádání železničního svršku v oblasti příčných přepážek kolejového lože a přechodové oblasti

Umístění dilatačního zařízení UIC 60 lze provést podle obr. 1, tj. přepážky jsou uprostřed mezi svary dle výrobní dokumentace [10], neboť nebývá žádoucí svar

kolejnice umisťovat blízko přepážek a dilatací. Mezi přepážku a dilatační zařízení lze vložit 5 pražců s uvolněnou vazbou v upevnění. Na druhou stranu od přepážky na most může počet uvolněných vazeb být i vyšší.

Počet uvolněných vazeb v upevnění lze mezi přepážkou a dilatačním zařízením zvýšit, pokud se využije nového ustanovení v revidovaném předpise ČD S3 „Železniční svršek, kde se v části dvanácté „Železniční svršek na mostních objektech“ připouští větší rozsah vzdáleností mezi závěrnou zídou a kolenovou kolejnicí 2 až 8 m. Potom by byly oba svary na opěře a tělese železničního spodku a vzdálenost svaru bližšího k přepážce by činila asi 3 m. Počet uvolněných pražců mezi přepážkou a dilatačním zařízením by byl asi 13.

Řešení lze také optimalizovat, zejména pokud se s výrobcem dohodne dodání delší jazykové kolejnice (delšího návarku), aby svary byly ve vzdálenosti větší než 3,6 m. Při optimalizaci v oblasti přechodu koleje z mostu na těleso železničního spodku je třeba uvažovat faktory, které mají podstatný vliv (umožnění dilatací mostu od teplotních změn, zamezení přemáhání kolejnic a jejich svarů, zajištění potřebné tuhosti jízdní dráhy bez náhlých změn, zachycení rozjezdových a brzdných sil, omezení velikosti rozevření spáry po lomu kolejnic při nízkých teplotách, zajištění stability koleje apod.).

Použití pružných svěrek s nižší přitlačnou silou v oblasti přepážek umožní také použití betonových pražců B91. Předností je, že v případě lomu kolejnice je tato držena a je menší nebezpečí posunu kolejnice a rozevření spáry. Použití svěrek ŽS2 umožňujících snadnější prokluz je vázáno na žebrové podkladnice a pražce betonové, popř. dřevěné a bezprostředně u přepážky by bylo možné užít širších žlabových pražců, z každé strany asi po jednom.

Z dalších aspektů přechodu koleje přes přepážky je nutno zvážit maximální vzdálenost pražců přes přepážky; v případě estakády Parník 760 mm při max. dilataci 220 mm. Únosnost kolejnice vyhovuje, ale větší vzdálenost pražců z hlediska tuhosti je nehomogenitou v trati. Při dilataci nad 200 mm by měla být další podpěra mezi přepážkami. Nutno uvážit, zda max. dilataci nelze snížit na 200 mm nebo mírně pod 200 mm. Maximální osová vzdálenost pražců v dilatačním zařízení UIC 60 je jednou 700 mm. Popřípadě navrhnout jiná opatření, aby úvahy o mezilehlé podpěře kolejnice mezi přepážkami se staly pokud možno bezpředmětnými a zbytečnými. Antivibrační pružná rohož na ocelové přepážce kolejového lože a přisazení prvního pražce k ní je velmi žádoucí. Problémy s údržbou, zejména podbíjením pražců přilehlých k přepážkám.

Případným alternativním řešením je uložení kolejnic na masivní přepážky. Potom odpadají problémy s dimenzováním přepážek, ale je třeba řešit jiné problémy jako např. zajištění homogenity jízdní dráhy co do tuhosti (poddajnosti), možnosti výškové a směrové rektifikace uložení kolejnic na přepážce apod.

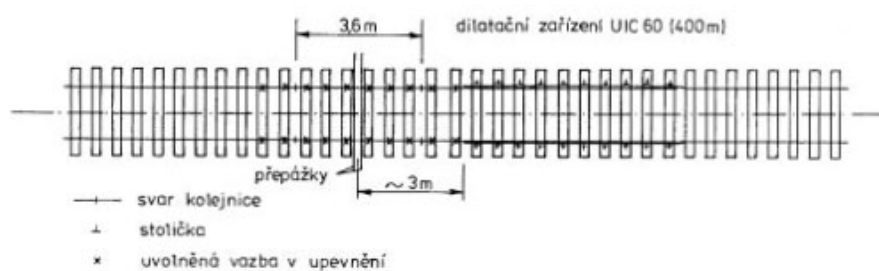
6. Závěry

Bylo navrženo řešení, jak postupovat při výpočtu zatížení příčných přepážek v kolejovém loži při jejich dimenzování. Dále byla doporučena řada konstrukčních úprav, které umožňují snížit účinky zatížení na přepážky a přispívají ke komplexnějšímu řešení celého problému přechodu koleje v místech velkých dilatačních pohybů. Problémem je řada informací, které je třeba získat experimentálním a teoretickým výzkumem. Jedná se zejména o přenos sil a silových toků v kolejovém loži a jeho chování při tom. První nadějí je vyhodnocení odpovědí v dotazníkové anketě UIC, což by měla být podrobná rešerše dosavadních poznatků. Na to by měl navazovat návrh na výzkum a doplnění poznatků potřeb-

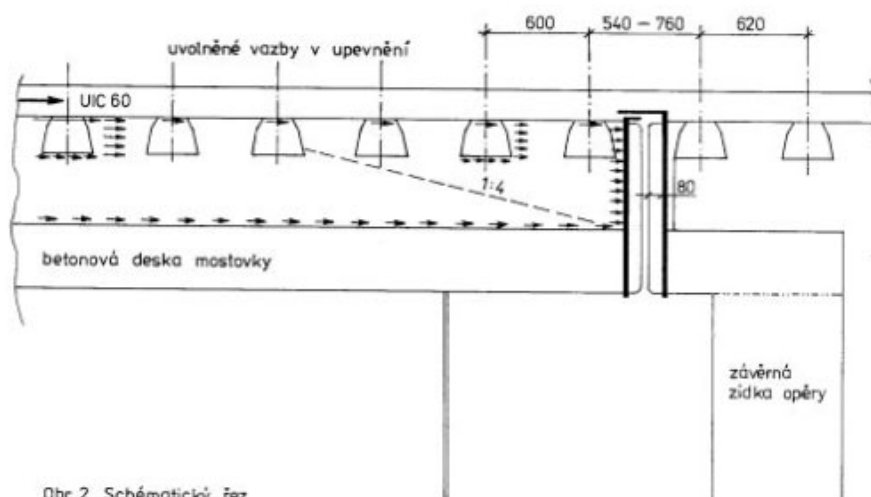
ných pro praxi, které se musí pomítnout do norem, předpisů a praktické realizace.

Dokumentace, předpisy a normy

- [1] Poskytnutá dokumentace k SO 5102 Parník – Dlouhá Třebová, estakáda, SUDOP Praha a.s.
- [2] ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce
- [3] ČSN 73 6203 Zatížení mostů
- [4] Předpis ČD S3 Železniční svršek, dosud platné a nově připravované znění
- [5] ČSN P ENV 1991-3 (73 6203) Zásady navrhování a zatížení konstrukcí. Část 3: Zatížení mostů dopravou
- [6] Vyhláška UIC 717 Doporučení pro nosné konstrukce mostů vyplývající ze stavebně technických požadavků železničního svršku a z potřeby omezení hluku
- [7] Vyhláška UIC 774-3 Interakce kolej – most. Doporučení pro výpočet
- [8] Final draft pr EN 1991-2 Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges, July 2002
- [9] Final PT draft EN 1990 Eurocode: Basis of structural design – pr Annex A2: Application for bridges (Normative), July 2002
- [10] Výrobní dokumentace – Dilatační zařízení UIC 60 (400 m), DT Výhybkárna a mostárna, spol. s r.o. Prostějov



Obr.1 Schéma uspořádání přechodu koleje z mostu na opěru



Obr. 2 Schématický řez

Železniční most z lehkého betonu

Ing. Jan Sýkora – ILF Consulting Engineers s.r.o., pracoviště Plzeň

Ing. David Chmelík – Statika konstrukcí, Plzeň

Ing. Vladimír Tomis – LIAS Vintířov, LSM, k.s. Vintířov

Klíčová slovní spojení: lehký hutný beton z expandovaného kameniva s přídavkem obyčejného kameniva (LWAC), „klasický“ monolitický železobeton (NWC), polorám s náběhy a se skříňovými opěrami, zabetonované nosníky s lehkým konstrukčním betonem, Liapor, nízkoúdržbová konstrukční varianta.

Souhrnné informace

Nový přes ulici Ptáckou (silnice I/38) je situován na místě bývalého úrovněvého křížení žel. trati Mladá Boleslav - Stará Paka s uvedenou komunikací. Tento objekt je součástí investiční akce Města Mladé Boleslavi – Křižovatka Ptácká – Laurinova. Most je situován v těsné blízkosti okružní křižovatky. V přípravné dokumentaci byla navržena konstrukce jednoplošného prostého nosníku–žlb. deska se zabetonovanými nosníky. Součástí opěry č.1 byl otvor pro podchod pro pěší. V dalším stupni – PSŘ navrhl zpracovatel sloučení podchodu a křížení komunikace do jednoho otvoru a především změnu konstrukčního schématu . Místo prosté deskové konstrukce byl navržen žlb. polorám s náběhy a se skříňovými opěrami se záměrem odstranit ložiska a dilatační závěry jako problematická místa z hlediska údržby- tzv. nízkoúdržbová konstrukční varianta. S ohledem na navazující žlb. zdi, do kterých je sevřeno žel. těleso a to, že se jedná o most v intravilánu, nebylo zvoleno i při zvětšeném rozpětí řešení s ocelovou konstrukcí s dolní mostovkou s kolejovým žlabem (hlučnost, narušení celkového vzhledu).

Na základě konzultací s Českými drahami byla upravena dispozice (původně kopírující tvar komunikací navazujících na okružní křižovatku) především u opěry č.1, kde byl upraven úhel křížení opěry s osou koleje.

Základní parametry mostu:

Jednokolejný směrově zakřivený most, kolej ve směrovém oblouku o $R=330\text{m}$, převýšení $p=50\text{mm}$, kolej stoupá 2,21% a 0,63 %, na mostě je výškový lom nivelety, svršek S49 na betonových pražcích SB 8. Světlost mezi opěrami v ose mostu 19 241 mm, šířka mostu 6315 mm, MPP 2,5 R, návrhové zatížení vlak Z. Volná výška pod mostem 5249 mm, přemostěná překážka silnice I/38, chodník pro pěší.

Vývoj koncepce řešení ve stupni PSŘ

Konstrukční výška mostu je limitována s ohledem na volnou výšku pod mostem (včetně rezervy) a podélný profil v rozhodující větvi komunikace hodnotou 1000 mm. Nejprve byl proveden návrh pro výše uvedené schéma pro žlb. monolitickou konstrukci-deska s náběhy vetknutá do opěr (dále pro srovnávání bude označován NWC dle zahr. pramenů) – jakost C 40/50-2bb. Při tomto materiálu se podařilo nadimenzovat rozhodující průřezy jen za cenu víceřadé výztuže max. profilu R32 s komplikovaným rozmístěním výztuže a problematickým probetonováním v místě stykování výztuže. Hodnota průhybu od nahodilého zatížení činila 18,2 mm (tj.L/1050). Jako druhý krok bylo zvoleno řešení za použití lehkého hutného betonu z expandovaného kameniva s přídavkem obyčejného kameniva (dále označován LWAC dle zahr. pramenů, někdy též LWC,LWA, SLC). Důvodem pro zvolení tohoto materiálu bylo snížení vlastní hmotnosti nosné kce a snížení celkového podílu dlouhodobých složek zatížení včetně ověření, zda dojde ke snížení celkové plochy a příznivějšímu využití betonářské výztuže. Pro toto použití hovoří mj. blízkost vhodné betonárny, která má zkušenosti s výrobou takových betonů a je technologicky napojena na výrobce expandovaného kameniva LIAS Vintířov. Toto řešení vzniká za podpory výrobce keramického kameniva, spolu-

práce je pokračováním využití tohoto kameniva v železničním mostním stavitelství – viz náš příspěvek "Železniční most v km 426,737 tr. P-Bubeneč-Kralupy n.Vlt.-Úholičky" v tomto sborníku, který se týká využití mezerovitého lehkého betonu.

Stručné seznámení s Liaporem a lehkým hutným betonem (LWAC)

LWAC je materiál, na který je třeba nazírat jako na variantu ke „klasickému“ (NWC) železobetonu. Masovému používání tohoto materiálu v podstatě brání pouze omezené možnosti výrobců kameniva, v našich zeměpisných šířkách se jedná o LIAS Vintřův LSM, k.s., který dodává toto kamenivo pod obchodním označením Liapor. Liapor je velmi lehký granulát vyráběný expandováním přírodního jílu. Svou podstatou se Liapor řadí mezi keramické hmoty. Vzhledem ke způsobu zpracování výchozí hmoty se ke standartním vlastnostem keramických materiálů (pevnost, malá nasákavost, stálost, zdravotní nezávadnost) přidává u Liaporu např. velmi nízká objemová hmotnost, vynikající tepelně izolační vlastnosti. Liapor se vyznačuje granulovanou formou s téměř kulovými zrny s vnitřní stejnoměrnou pórovitou strukturou a uzavřeným slinutým povrchem. Liapor je technicky označován jako lehké pórovité kamenivo z expandovaného jílu (jako lehké kamenivo je označováno kamenivo s objemovou hmotností do 2000 kg/m³ – u Liaporu je tato hmotnost v rozmezí 500-1500 kg/m³). Liapor se dále nejen mechanicky odolný, ale také chemicky stabilní. Zrno odolává kyselinám a louhům, ve vodě je stabilní a neutrální, nerozpouští se a neuvolňuje škodlivé výluhy a plyny. Liapor v žáru vzniká, je mu také odolný – je objemově stálý do teploty 1050°C a je klasifikován jako nehořlavý. Liapor není hygroskopický a nepřijímá vlhkost ze vzduchu. Vzhledem k porézní nekapilární struktuře je umožněno rozpínání zmrzlé vody v zrnech a proto Liapor odolává opakovanému zmrazování a dodává vynikající mrazuvzdornost i výrobkům, v kterých je použit. Celkový obsah síry je 0,2 až 0,5% hmotnosti, obsah sirníků činí 0,02 až 0,05% hmotnosti a obsah chloridů činí 0,005 až 0,01% hmotnosti – proto Liapor dobře vyhovuje pro použití pro vyztužený a předpjatý beton včetně vysokohodnotných betonů.

Při výrobě betonové směsi vyšších pevností se používá přídavek drobného těžného kameniva ve frakci 0-4 a hrubého těžného kameniva ve frakci 4-8. U čerpatečných betonů je zrnitostní křivka doplněna frakcí 0-1 a popílkem. Oproti NWC je u čerpání těchto betonů specifickým problémem tlak v čerpacím potrubí, kdy při překročení limitních hodnot dojde k vtlačení většiny záměsové vody do porézních zrn a tím se zhorší podmínky pro čerpání betonu. Proto je hodnota vodního součinitele při záměsi u těchto betonů uváděna s rozmezím od 0.55 do 0.6, protože určitou roli sehrává i vlhkost kameniva a proto je třeba určitých zkušeností při výrobě. Proto i průkazní a kontrolní zkoušky je třeba provádět pro stav směsi, kdy je uložena a hutněna po čerpání, nikoliv pouze odebráním z přepravníku. Zde je již poměr v/c nižší.

V zásadě jsou lehké hutné betony čerpateľné od objemové hmotnosti 1600 kg/m³, pro nižší objemovou hmotnost je nutno použít přepravní kontejnery i velkoobjemové (díky nízké hmotnosti materiálu)

Obdobně se využívá tohoto keramického materiálu pro mezerovité betony, kdy objemová hmotnost je v rozmezí 750-1200 kg/m³ podle požadovaných vlastností.

Obvyklé aplikace LWAC v zahraničí v mostním stavitelství

Zde uvádíme několik silničních mostů realizovaných v minulých letech. LWAC se používá jak pro nosnou konstrukci z předpjatého betonu, tak pro žlb. nebo pouze pro mostovkovou desku nebo chodníky. První realizace započaly již před 80 lety.

Stolma Bridge-Norsko – 94+301+72 m – LWAC ve středním poli – realizace 2000,

Stovset Bridge-Norsko – 100+220+100 – LWAC ve středním poli – realizace 1994

Koningspleijbridge Arnhem-Nizozemí – 80+133+80 – LWAC ve stř. poli - 1986

Neuse River Bridge – Sev. Karolina – LWAC – mostovka na estakádě

Benicia-Martinez Bridge- Kalifornie – estakáda – pole 161-200 m – LWAC-2001

V zahraničí je použití tohoto materiálu vcelku oblíbené nejen pro redukci přenášené vlastní hmotnosti, ale také z důvodů cenových – jedná se o cca 10% a větší finanční úsporu ve vztahu k NWC dle typu konstrukce.

Porovnání konstrukce při použití LWAC a NWC

Pro porovnání byla ponechána stejná konstrukční výška nosné konstrukce včetně náběhů. Snížením vlastní tíhy nosné konstrukce došlo k příznivějšímu rozdělení vlivu jednotlivých složek zatížení a ke snížení návrhových veličin – viz grafy za textem. Pro navržený beton LC 40/44 s objemovou hmotností 1600 kg/m^3 je nutná výztuž ve vetknutí umístěna v jedné řadě, vyhovuje profil R32. Výztuž v poli navržená pro mezní stav únosnosti (R25/100 mm) byla pro mezní stav použitelnosti - průhyb uprostřed - zvětšena na R32/100 mm. Průhyb od nahodilého zatížení činí po této úpravě 19,6 mm tj. cca L/980. Při návrhu konstrukce je třeba věnovat zvýšenou pozornost vlivu smrštění a dotvarování, které u tohoto materiálu má významnější vliv než u „klasického“ železobetonu (NWC). Pro dosažení průhybu od nahodilého zatížení s kriteriem L/800 lze snížit konstrukční výšku na 900 mm. Konstrukce z LWAC byla navržena i v opěře a to cca od výšky 2 m nad komunikací. Konstrukce s použitím LWAC umožňuje výrazné snížení betonářské výztuže především z hlediska stavu mezní únosnosti (v poli i v podpoře), pro mezní stav použitelnosti je množství výztuže v poli pro oba materiály srovnatelné , čili v celkovém součtu je množství výztuže (včetně přesahů při stykování) při použití LWAC nižší než při použití NWC.

Navržené řešení

Při konzultacích s pracovníky ČD byla preferována při použití lehkého konstrukčního hutného betonu konstrukce se zabetonovanými nosníky. Zpracovatel s ohledem na dříve zpracované varianty řešení ve stupni PSŘ ponechal řešení s nosníky s náběhy vetknutými do skříňových opěr, přestože toto řešení vyžaduje dořešení způsob vetknutí do opěr. Ocelové nosníky v počtu 8 ks (á 650 mm) jsou navrženy z profilu HEB 700 v poli (cca L/27,4), výška s náběhem u podepření činí 1100 mm na délce 1300 mm. Vrstva betonu nad nosníky činí 120 mm z konstrukčních důvodů – římsy, rámový roh. Konstrukční výška činí 820 mm – tj. cca L/23,45. Ocelové nosníky jsou na koncích propojeny koncovým ocelovým příčnickem, přes který jsou nosníky ukotveny do LWAC příčnicku výšky 1000 mm, který je součástí opěry. Kotvení je navrženo z přepínacích tyčí. Průhyb této konstrukce činí 8,65 mm – čili cca L/2225. Římsy jsou taktéž navrženy z LC 40/44. Odvodnění je s ohledem na sklon navrženo za opěrou, hydroizolace NAIP dle schválených typů pro ČD.

Založení objektu je plošné, základová spára je mimo dosah maximální spodní vody. Základovou spáru tvoří nesoudržné zeminy písčitého a štěrkového charakteru s ččkami soudržné zeminy. Založení mostu komplikuje křížení s trasou kanalizace, vodovodu a také provizorní přeložka žel.–především z hlediska zajištění stavební jámy.

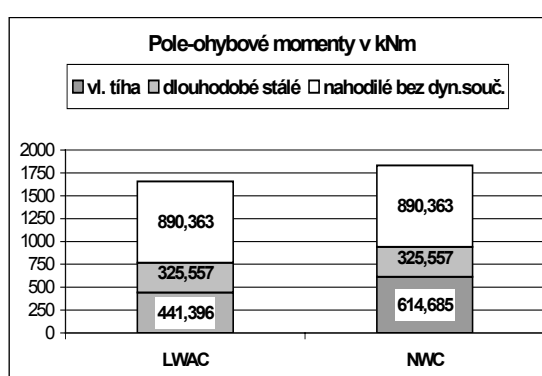
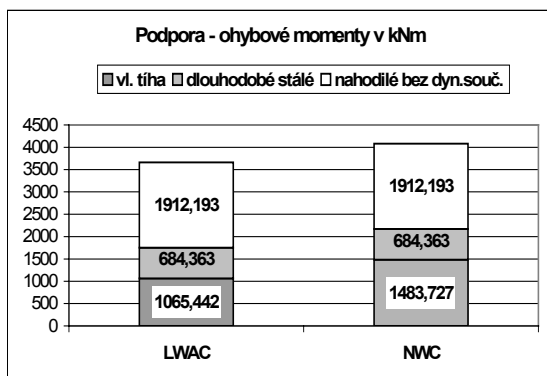
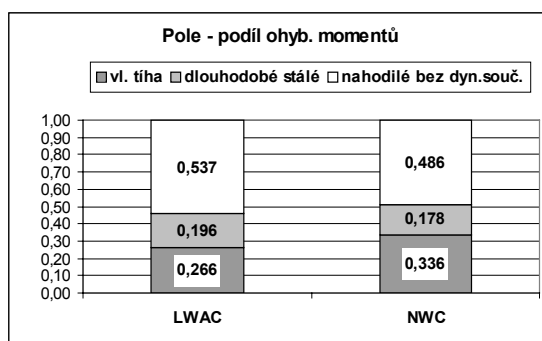
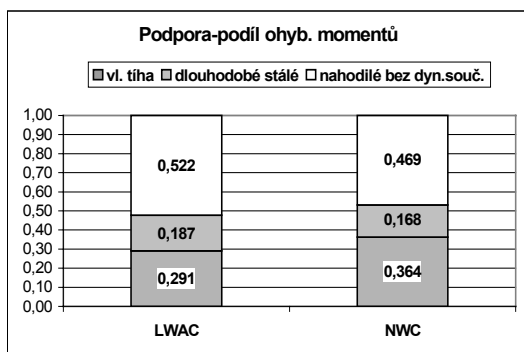
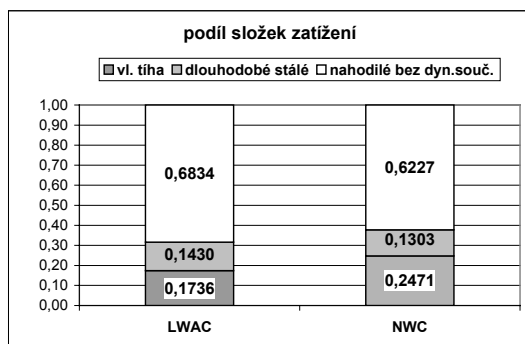
Technologie vlastní betonáže (pravděpodobně nejprve v rozmezí 0,1-0,9L bez podepření, pak ostatní části včetně rámové rohu po dopnutí táhel) , receptura betonové směsi a rozvržení etap prací se v současné době nachází ve fázi řešení variant, aby mohl být stanoven závazný postup pro dodavatele formou ZTKP.

Závěr

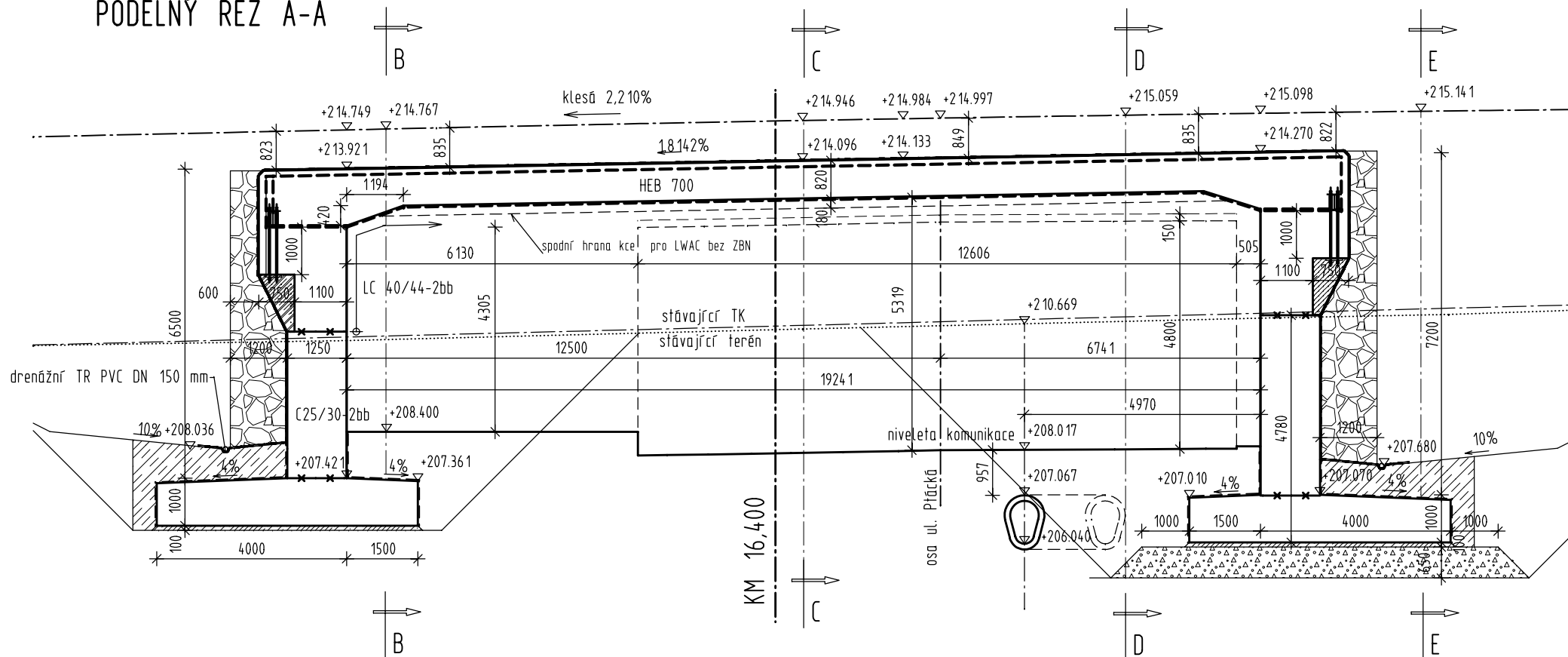
Mostní konstrukce z lehkého konstrukčního hutného betonu již mají své místo v silničních mostech. V železničních mostech dle dosud dostupných pramenů nebyl tento materiál použit (mimo MLB pro výplně). V ČR je první realizovanou vlašťovkou s použitím lehkého hutného betonu montovaná lávka pro pěší v Českých Budějovicích.

Je zřejmé, že konstrukce z lehkého betonu tvoří konkurenceschopnou alternativu ke konstrukcím z normálního betonu tam, kde vlastní tíha konstrukce tvoří velkou část zatížení, jako např. tento rámový most, kde nosnou konstrukci tvoří masivní betonová deska. Úspora vlastní tíhy umožnila navrhnout výztuž rámového rohu jednou řadou výztuže, zatímco při použití normálního betonu by bylo nutné navrhnout výztuž ve dvou řadách. V aktuální variantě řešení - zabetonované vetknuté nosníky - snižuje použití lehkého betonu namáhání v kritickém místě - v rámovém rohu. Úspora hmotnosti je navíc dosažena při použití vcelku jednoduchého tvaru příčného řezu.

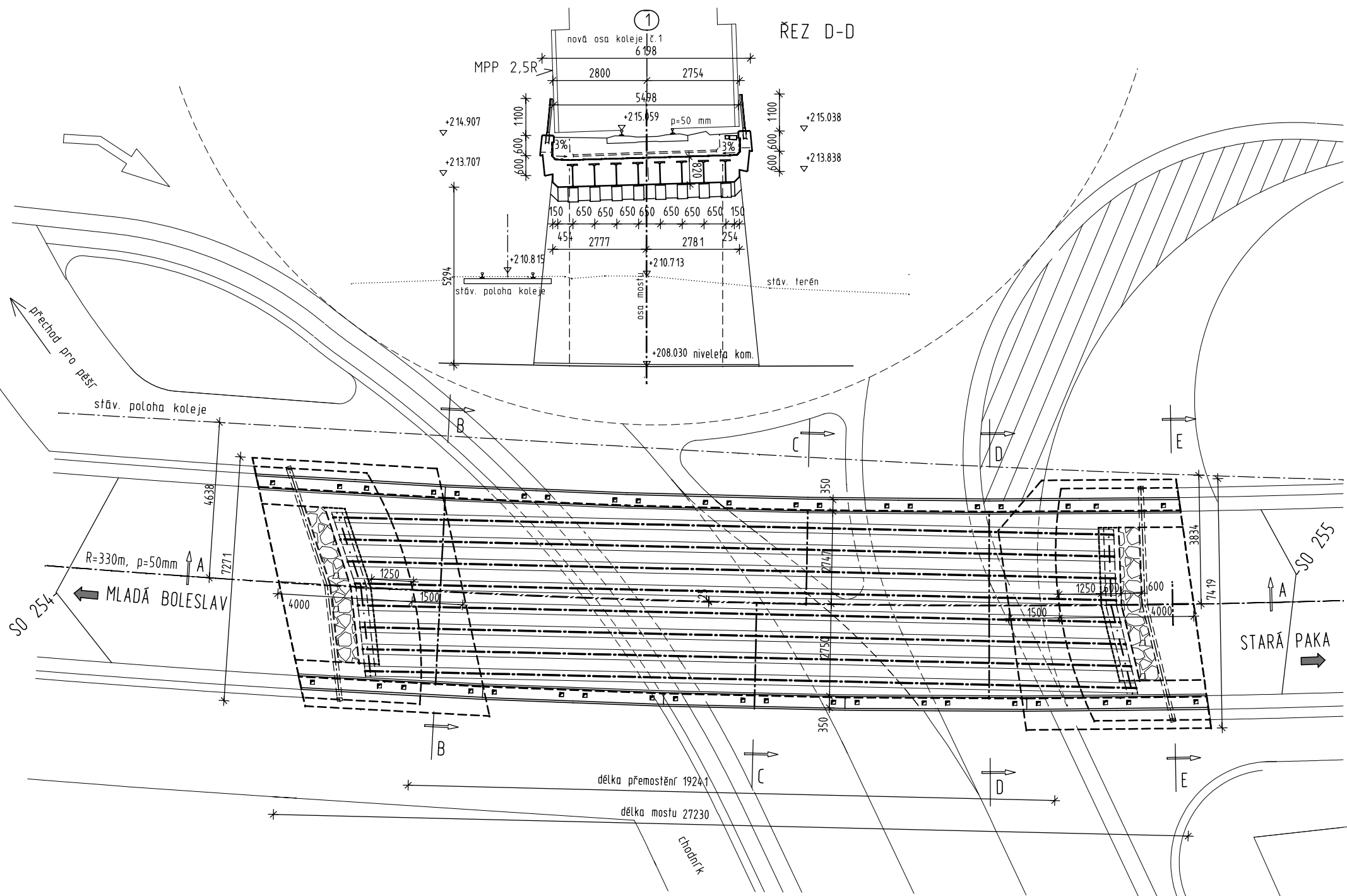
Jednou z nevýhod lehkého betonu je naopak nižší modul pružnosti oproti normálnímu betonu. To komplikuje návrh v místech, kde rozhoduje mezní stav použitelnosti (průhyb od nahodilého zatížení). Dále je třeba věnovat pozornost dotvarování a smršťování, jejichž vliv je větší, než u normálního betonu.



PODÉLNÝ ŘEZ A-A



+200.000



Žel. most v km 426,737 tr. P-Bubeneč-Kralupy n.Vlt. (Úholičky)

ing. Jan Sýkora - ILF Consulting Engineers, s.r.o - pracoviště Plzeň

Rekonstrukce uvedeného mostu je součástí stavby "ČD DDC, Optimalizace trati Praha Bubeneč– Kralupy n.Vlt.,2. část " - SO 4306

Stávající stav

Most se nachází v širé trati na levém břehu Vltavy nad ústím Podmoráňského potoka do údolí Vltavy. Dvoukolejná trať je elektrifikovaná stejnosměrně. Most podchází silnice III/2408- končí u objektu vodárny na břehu Vltavy. Tato silnice z obce Úholičky tvoří jediný přístup k vodárně a k nástupišti železniční zastávky Úholičky .

Stávající kamenný klenbový most o třech polích je původní z doby stavby trati v r.1850. Tloušťka kleneb z droby je 0,65 m , nadnásyp cca 1,20 m . Světlost kleneb je cca 4,5 – 4,7 m (povrch podpor je opatřen torkretem proměnné tloušťky), šířka cca 8,90 – 9,0 m. Spodní stavba je z téhož druhu kamene jako klenby. Pilíře mají tloušťku cca 1,40 m a přesahují obrys kleneb na obou stranách cca o 0,70 m zaoblením. Opěry mostu jsou též z droby a mají rovnoběžná křídla ukloněná 10:1 od svislé roviny.

Horní část mostu byla přestavěna a původní kamenné římsy byly v roce 1969 při sanaci nahrazeny betonovými-vpravo s podpurnými konzolami a s větším vyložení.

Podle výsledků IGP je most založen na vrstvě hlinitokamenitých sutí (G3-GF). Základová spára opěry č.4 a pilíře č.2 leží cca 2,0 m pod úrovní komunikace a cca 2,5 m nad hladinou podzemní vody. Lícni klenbový věnec a nároží podpěr tvoří hrubozrnný pískovec, pevnost zdiva se pohybovala od 0,3Mpa (klenba) do 1,05 MPa-podpěry.

mostní otvor č. 1: silnice III/2408, volná výška - 4,250 m, podjezdová výška- 3,80 m

mostní otvor č. 2: vodoteč - Podmoráňský potok (také Kamýcký potok-správce: ZVS Praha), volná výška nad Q_{100} Vltavy - 0,980 m, řkm Vltavy v místě mostu - km 33,150

mostní otvor č. 3 : nezpevněná pěší komunikace , volná výška-4,250 m trať kříží vodo-vod DN 450 , sdělovací kabel, silový kabel 5kV , vzdušné tel. vedení k objektu vodárny

Popis stávajícího stavu

Průčelní zdivo vlevo - beton. omítka v dobrém stavu, vpravo zdivo popraskané, vypadané spárování. Izolace silně poškozená, tvoří se krápníky. Odvodňovače zanesené. Římsy v dobrém stavu. Klenby a spodní stavba s betonovou omítkou popraskanou se sítí trhlin, s výluhy a krápníky a s vlhkými mapami. Izolace a odvodnění je evidentně nefunkční. Celý povrch zdiva mostu je opatřen torkretem v tloušťce 60-80 mm z roku 1969. Povrch opěr a pilířů pod mostem je také opatřen torkretem o tloušťce 40–100 mm s KARI sítí. Vlivem zatékání vody z kleneb je v horní části porušen sítí trhlin s výluhy a vlhkými mapami. Obdobný stav byl i v koleji č.2 - zde nebyl torkret jen na čelních zdech a křídlech. Zdivo pilířů je poškozeno vodou z nevhodně umístěných chrličů odvodnění. Spáry zdiva jsou vlivem zatékání vody cca z 50% vypadané. Pravé křídlo pražské opěry je porušeno šikmou prasklinou přes spáru v délce cca 2,0 m.

Vývoj koncepce řešení

V **přípravné dokumentaci** bylo na základě přepočtu rozhodnuto o rekonstrukci objektu. Ve **stupni PSŘ** (zpracoval SUDOP Praha) bylo vybráno řešení s použitím nových železobetonových parabolických kleneb při zachování stávající spodní stavby a její sanaci při zlepšení podjezdové výšky ze stávajících 3,80 m hodnotu 4,354m. Klenbová nosná konstrukce neporuší původní ráz mostu (požadavek Středočeského památkového úřadu a ref. regionálního rozvoje OÚ Praha-západ). Z důvodu omezení doby výstavby projektant PSŘ zvolil prefabrikované úložné prahy a zbývající konstrukce jako monolitické. Ve **stupni dPSŘ** byl zachován koncept řešení, došlo ke změně technologie výstavby. Důvodem byla konzultace s účastníky výstavby (více dodavatelů používá

mostní otvor č.1 pro přístup na jednotlivá stavenišť) spolu s požadavkem pro zachování přístupu k vodárně a dále zkrácení doby pro práce na vlastním mostním objektu. Byl zvolen postup s monolitickými úložnými prahy a jako prefabrikované jsou klenbové pásy a čelní stěny. Byl tak získán čas (klenbové pásy byly realizovány v souběhu s demolicemi) a zůstal volný přístup po komunikaci v otvoru č.1 (mimo krátkodobých uzavírek při demolici kleneb). Další změnou bylo použití lehkého betonu z agregovaného kameniva jako výplně za rubem kleneb, který současně sloužil jako podklad pro betonáž roznášecí desky nad klenbami.

Součástí tohoto SO byla také realizace nové lávky pro pěší přes Podmoráňský potok v blízkosti mostu, přístřešek s rampou pro zdvihací plošinu pro invalidní občany na nástupiště vlevo trati (vpravo trati toto řeší SO 5383 s přístupovou rampou na nástupiště) a provizorní přemostění Podmoráňského potoka pro staveništní dopravu

Základní údaje

Daný traťový úsek je řazen do 2. třídy tratí ČD. Rekonstrukce mostu je navržena na účinky zatěžovacího vlaku ČD T dle ČSN 73 6203. Zatížitelnost v novém stavu činí pro spodní stavbu $Z_{UIC} = 1,85$; pro vrchní stavbu – klenbu $Z_{UIC} = 1,27$.

Most se nachází v širé trati a v pravostranném směrovém oblouku o poloměru 530m v koleji č.1 a 526m v koleji č.2 s převýšením 100 mm. Výhledová traťová rychlost pro soupravy s výkyvnými skříněmi je 120 km/h. Na mostě je uplatněn mostní průjezdní průřez MPP 2,5R s rezervou 0,125 m a rozšířením dle ČSN 73 6201. Šířkové uspořádání kolejového lože plně respektuje jeho nutný obrys dle ČSN 73 6201. Zároveň je dodržena tloušťka kolejového lože - 350 mm pod ložnou plochou pražce. Niveleta koleje byla oproti stávajícímu stavu nepatrně snížena.

V průběhu výstavby zažil objekt po dokončení části v koleji č.1 povodeň, kdy byly překonány všechny dosud známé výškové limity vody. Voda dosahovala až nad povrch roznášecí desky do štěrkového lože-viz přiložené foto.

Nosná konstrukce

Novou nosnou konstrukci tvoří železobetonové klenby z betonu C25/30 - 2bb, vyztuženého bet. ocelí 10 505 (R), tloušťky 270 mm se světlostí 4640 mm a vzepětím 1510 mm. Klenby jsou kloubově uloženy na nových monolitických úložných žlb.pražcích spojených se spodní stavbou trny z bet. výztuže. Klenby v každé koleji jsou rozděleny do tří klenbových pásů, které byly zřízeny jako staveništní prefa. Jednotlivé pásy jsou spojeny ve vrcholové části monolitickým žlb. stykem, v uložení jsou dva trny pro zajištění polohy jednotlivých pásů před zřízením tuhé výplně za rubem kleneb a před zainjektováním styčné plochy klenba-úložný práh. Pro zainjektování styčné plochy byla použita hmota na bázi cementu. V def. stavu úlohu kloubového podepření přejímá styčná plocha na úložném prahu. Klenbové pásy byly betonovány na ploše ZS poblíž mostu na boku jako zakřivená stěna. Pro 2. kolej byl vyroben jeden klenbový pás v každém otvoru až po ověření rozměrů spodní stavby a def. tvaru nových kleneb v koleji č.1.

Při zvýšené tuhosti výplně za rubem kleneb (ve srovnání se zeminou) je deformace klenby omezena. Dále omezují deformace klenby žlb. průčelní stěny, které současně podepírají roznášecí desku a římsy se zábradlím. Průčelní stěny tl. 300 mm jsou navrženy jako staveništní prefa z betonu C 25/30 – 2bb, bet. výztuž 10 505(R), jsou opatřeny dvojicí transportních závěsů. Stěny jsou nasazeny na krajní klenbové pásy a zajištěny v montážním stavu pomocí přípravků z oceli a montážní vzpěrou z dvojice U100 upevněné do úložného prahu a stěny pomocí hmoždinek. Vzpěra umožňuje rektifikaci polohy stěny po osazení a je zabetonována do výplně za rubem kleneb. Stěny jsou na horním okraji opatřeny vyčnívající bet. výztuží pro spojení s roznášecí deskou. Po osazení čelních stěn je mezera mezi zdí a klenbou zainjektována jemnozrnnou cementovou maltou pomocí vložených injektážních trubek.

Výplň za rubem kleneb je z mezerovitého lehkého betonu z agregovaného kameniva

značky MLB 3,5-925 s objemovou hmotností 925 kg/m³. Toto bylo navrženo odchýlně od stupně PSŘ, protože došlo na jiných objektech k technologickým potížím při použití popílkobetonu -zdlouhavý nárůst pevnosti, nestejnorodost výsledného materiálu po vytvrdnutí apod. Zde nebylo možné riskovat tyto potíže-v def. koleji č. 1 je svislá styčná spára směrem ke koleji č.2 nepažená a výplň za rubem klenby současně nese příslušnou část roznášecí desky. Tato směs je navržena z Liaporu frakce 4-8, DTK frakce 0-4, cementu pevnostní třídy 32,5 a vody. Betonáž pomocí kontejneru zavěšeného na jeřábu (tento beton není čerpatelný) proběhla vždy během jednoho dne – jednalo se o cca 80-100 m³ . Povrch výplně tvoří podklad pro betonáž roznášecí desky s římsami a slouží jako " bednění" v koleji č.1 během výstavby koleje č. 2 po odstranění stávajících kleneb. Výplňový beton je rozdělen pracovní netěsněnou spárou. Spáry mezi úložnými prahy, výplňovým betonem a roznášecí deskou neleží nad sebou.

Roznášecí deska s římsami je navržena z betonu C 25/30-2bb a je vyztužena prutovou výztuží a svařovanými sítěmi. Deska je proměnné tloušťky 180 – 300 mm podle spádování desky pro odvodnění k odvodňovačům a za opěry. Deska je navržena jako nosník na podloží. Výztuž desky je spojena s výztuží průčelních zdí a současně tak tvoří táhlo spojující stěny u obou kolejí. Deska je dilatována s ohledem na délku na tři části – dilatační spára je navržena v šířce 15 mm. Dilatační spára se nachází nad opěrami. Protože je deska ve směrovém oblouku, je římsa u koleje K2 navržena jako zalomená po 3260 mm a kopíruje přilehlou kolej. Odvodňovače jsou umístěny ve 2. otvoru nad potokem. Odvodňovač je navržen z nerezové TR 121/6, zakrytý odvodňovače je navrženo jako integrované-upevňovací límec překrývá otvor trouby a je perforovaný pro odvod vody.

Hydroizolace je navržena z volně uložených asfaltových pásů z modifikovaného asfaltu s integrovanou ochranou – Siplast .

Protikoroziní ochrana konstrukcí

Zábradlí je opatřeno protikorozním systémem- žárové zinkování a epoxi nátěry dle ČD S 5/4–systémem ONS 02. Krycí vrstva - odstínu DB 610 (smaragdově zelená).

Dosažení požadované povrchové úpravy betonu spočívá pouze v použití kvalitního bednění pro docílení povrchu v souladu s TKP ČD. Sjednovací a jiné nátěry nebyly navrženy.

Sanace zachovávaných částí spodní stavby

Torkret na spodní stavbě byl odstraněn - předpokládalo se provedení hloubkového spárování zdiva. Kamenné zdivo je nepravidelné z menších kamenů s úzkými sparami. Množství spar je větší proti původním předpokladům , vysekání je obtížné . Spárování nebylo provedeno, v jarních měsících bude zdivo překryto sanační omítkou.

Vzhledem ke zjištěné mezerovitosti bylo zdivo pilířů a opěr proinjektováno cementovou aktivovanou maltou. Injektážní vrty byly rozmístěny vystřídaně se základní roztečí 0,5 m u pilířů a 0,75 m u opěr. Lokální opravy zdiva zahrnují náhradu vypadlých kamenů, dozdění přebouraného zdiva. Proti projektu došlo ke změně na zaoblení pilířů. Vzhledem ke stavu zdiva bylo nahrazeno betonovým zdivem do matrice.

Spodní stavba

Úložné prahy jsou navrženy na rozdíl od PSŘ jako monolitické (lze reagovat na rozměry spodní stavby po odstranění torkretu). Úložné prahy jsou navrženy z betonu C 25/30–2bb, výztuž 10505(R), výška prahu 530 mm. Prahy jsou navrženy s přesahem přes obrys spodní stavby a jsou s ní provázány ocelovými trny zabetonovanými do vrtů ve zdivu obouraných opěr v rastru cca 500 mm. Úložné prahy jsou navrženy ze dvou částí podle postupu výstavby, spára mezi prahy je pracovní a výztuž je provázána s navazující částí .

V úložných prazích jsou pro osazení klenbových pásů navrženy prohlubně, které po

osazení a výškové a směrové rektifikaci kleneb byly zabetonovány jemnozrnným betonem (max. zrno 8mm) C 25/30 –2bb.

Železniční svršek, přechod do pláne, opatření proti bludným proudům, zábradlí

V obou kolejích je svršek tvaru UIC 60 na bezpodkladnicových betonových pražcích B 91S/1. Kolej na mostě je bezстыková.

U opěry OP1 je zapuštěné štěrkové lože u obou kolejí – navazuje konstrukce nástupišť. U opěry OP4 přechází zapuštěné štěrkové lože do otevřeného kolejového lože šikmými rampami drážní stezky v podélném sklonu 12%.

Zábradlí na mostě je ocelové z profilů L. Zábradlí na přístupovém schodišti u koleje č.1 je vícemadlové trubkové. Zábradlí je navrženo bez montážních styků, sloupky jsou zality v kapsách plastmaltou, délka dílců a mezera mezi dílci nevyžaduje ukolejnění. Opatření proti bludným proudům jsou provedena dle předpisů ČD.

Provádění objektu – postup prací

Práce na rekonstrukci mostu byly rozděleny do etap. Práce byly zahájeny výlukou v koleji č. 1. Bylo provedeno zabezpečení koleje pomocí zavrtaných zápor, poté byl odtěžen nadnásyp, mostní objekt byl po délce rozříznut do úrovně uložení kleneb diamantovým lanem. Před zahájením demolice byly staženy pilíře a provedeno rozeptření k opěře OP4. Současně probíhalo odstranění torkretu a injektáž zdiva ponechané spodní stavby. Bourání kleneb proběhlo nejprve v otvorech 1 a 3 a nakonec ve středním otvoru. Následovala betonáž úložných prahů, osazení klenbových pasů a čelních zdí včetně spojení, zřízení MLB a betonáž poloviny roznášecí desky . Po uložení izolace, osazení zajištění pro štěrkové lože byl zřízen žel. svršek a obnoven provoz.

Pro kolej č. 2 byl postup prací obdobný, úložné prahy, klenbové pásy a roznášecí deska byly vzájemně propojeny.

Další práce související s úpravou dna vodoteče, rampou pro přesun invalidů pomocí plošiny a lávka pro pěší přes potok probíhaly v zákrytu za výlukou koleje č.2.

Shrnutí

Prefabrikované žlb. konstrukce mají stále své místo v mostním stavitelství. Použití tohoto typu polomontované konstrukce prokázalo svoje opodstatnění pro dané podmínky stavby a technické řešení objektu. Pro stísněné časové, prostorové a uživatelské podmínky je uvedené řešení další variantou při rekonstrukci obdobných objektů. Za zdařilou rekonstrukci patří dík dodavateli SO 4306 - Stavební obnově železnic Olomouc, VDS Skanska- ŽS Praha a Českým drahám- investoru, TDI a správci.

popis foto na následujících stranách:

č.1-původní stav vlevo trati-kolej č.1

č.2-nový stav-kolej č.1 - 13.08.2002

č.3-nový stav-kolej č.1 - 14.08.2002

č.4-nový stav-kolej č.1 - def. podoba

č.5-kolej č.2- MLB za klenbou+MLB pod K1

č.6- kolej č.2-MLB beton za klenbami

č.7-kolej č.2- klenby a čelní zeď

č.8-nový stav-kolej č.2 - def. podoba



↑ foto. č. 1

foto. č. 3 ↓



↑ foto. č. 2

foto. č. 4 ↓





↑ foto. č. 5

foto. č. 7 ↓



↑ foto. č. 6

foto. č. 8 ↑



Mosty vyrobené v DT Prostějov za poslední období

Ing. Petr Doškář, DT výhybkárna a mostárna, spol. s r.o. Prostějov

Představení mostárny DT Prostějov a nejvýznamnějších mostních zakázek realizovaných v letech 2001 a 2002.

Naše společnost patří již řadu let mezi přední výrobce ocelových mostních konstrukcí v České republice. Mostárna vlastní a pravidelně obnovuje všechny rozhodující certifikáty, které jsou potřebné pro výrobu ocelových konstrukcí a mostů („Rozšířený velký průkaz způsobilosti“ k výrobě, dodávkám a montáži ocelových konstrukcí a mostů podle změny 2 ČSN 732601; certifikát systému řízení jakosti podle ČSN EN ISO 9001; „Velký důkaz způsobilosti“ podle DIN 18800, část 7, rozšířený podle DIN 15018). V oblasti dodávek mostních konstrukcí si udržujeme stále vysoký standard svých dodávek, o čemž svědčí i realizovaná díla, která jsou předmětem tohoto příspěvku.

Z průměrného ročního objemu výroby, který činí zhruba 5000 tun ocelových konstrukcí připadá asi polovina na ocelové mostní konstrukce, i když kapacita mostárny je až 3500 tun mostů za rok. V letech 2001 a 2002 byla produkce mostárny určena především pro tuzemské zákazníky. Přesto bych zmínil některé exportní zakázky jako je výroba mostu MLK 467 (250 tun), MLK 462 (295 tun) pro investora ze SRN, most do Salzburgu (123 tun) nebo v současné době připravovaná zakázka mostu do Vídně (600 tun).

K nejvýznamnějším mostním konstrukcím, které byly v mostárně vyrobeny v letech 2001 a 2002 patří :

- silniční most přes kolejiště hlavního nádraží v Plzni „Propojení U Prazdroje – Lobežská“,
- ocelové nosníky pro rekonstrukci železničního mostu přes Seifertovu ulici v Praze,
- silniční most přes inundační údolí potoka Hrabinka „Projekt EII silnice I/48 Český Těšín – Žukov“

Silniční most nad kolejištěm hlavního nádraží v Plzni „Propojení U Prazdroje – Lobežská“, rok výroby 2001, hmotnost 920 tun

V polovině r.2000 bylo útvarem investic města Plzně vypsáno výběrové řízení na stavbu „Propojení ulic U Prazdroje – Lobežská v Plzni“, SO 201, 201A – Most přes hlavní nádraží s odbočující rampou. Podpisem smlouvy o dílo dne 26.3.2001 získala naše společnost zakázku na dodávku ocelové konstrukce mostu včetně jeho montáže na staveništi a provedení povrchové ochrany.

Ocelová konstrukce sestává z hlavního mostu, tvořeného řetězcem prostých nosníků o 6 polích s proměnným rozpětím od 34m do 57m, a z odbočné rampy, která je o dvou polích. Hlavní nosníky jsou v úrovni horních pásnic spřaženy s průběžnou železobetonovou deskou mostovky v celkové délce 257m u hlavního mostu a 80m u odbočné rampy. Hlavní most i odbočující rampa jsou šikmé, v přechodnici, směrovém a výškovém oblouku. Vzhledem k proměnlivé šířce mostu a různým rozpětím je v jednotlivých polích různý počet svařovaných plnostěnných nosníků tvaru nesymetrického I profilu, s proměnlivou výškou stěny od 1,4m do 2,15m. Směrové vedení trasy se promítlo rovněž do tvaru hlavních nosníků, které jsou z větší části půdorysně zakřiveny. Hlavní nosníky jsou propojeny příčnými ztužidly, která jsou v místě podpor plnostěnná, svařovaná tvaru I a v poli jsou ztužidla příhradová. Připojení ztužidel k výztuhám hlavních nosníků je provedeno třecími spoji. Celý most je vyroben z oceli S235 a S355.

Dodržení náročné geometrie mostu kladlo nejen vysoké požadavky na přesnost při výrobě, ale promítalo se i do složitosti sestav prováděných v rámci dílenských přejí-

mek, které probíhaly v návaznosti na postup stavebních a projekčních prací postupně od března do prosince roku 2001.

Aplikace kompletního nátěrového systému probíhala v lakovací lince naší společnosti, s výjimkou míst, kde bylo nutno provádět nátěry na staveništi, tzn. míst montážních styků, oprav nátěrů po dopravě a manipulaci. Na stavbě byla také realizována poslední sjednocovací vrstva vnějších pohledových ploch mostu. Nátěry na stavbě byly realizovány subdodavatelsky.

Doprava nosníků na stavbu byla realizována vzhledem k zakřivení a délce jednotlivých prvků kombinovaně po železnici nebo těžkou kamionovou přepravou. Zejména zakřivení nosníků vyvolávalo nutnost řešit uložení a zabezpečení každé přepravované dvojice nosníků samostatně.

Montáž ocelové konstrukce probíhala ve 3 etapách, postupně od května 2001 do března 2002. Manipulace s dílci hlavního mostu byla prováděna portálovým jeřábem DS Holding, který pojížděl po jeřábové dráze vybudované nad kolejištěm hlavního nádraží. Vkládání nosníků odbočné větve probíhalo za pomoci autojeřábů. Vzhledem ke složitým prostorovým poměrům a nedostatku pracovního místa bylo nutno využít smontovaných krajních polí mostu k vybudování montážních plošin a roštů, na kterých se postupně svařovaly nosníky pro 3, 4 a 5 pole mostu. Třecí spoje byly prováděny z pomocných plošin. Montážní přejímky probíhaly po montáži jednotlivých polí po geometrickém zaměření a vyhodnocení předepsaných zkoušek.

Most byl uveden do provozu 14. srpna 2002 jako součást řešení dopravní situace města Plzně v období povodní.



dílenská sestava



přeprava nosníků po železnici



montáž nosníků pomocí portálového jeřábu



celkový pohled na most

Železniční most pro stavbu „ČD DDC, Modernizace západní části žst. Praha hl.n. – mosty Seifertova ul., 1.část“, rok výroby 2001, hmotnost 630 tun

Pro 1. část stavby ČD bylo dodáno mostárnou celkem 37 kusů nosníků určených pro zabetonování do desky mostu. Jednotlivé nosníky byly vyrobeny z oceli S355, měly délku až 39 metrů a vážily cca 17 tun. Svařované nosníky mají po délce proměnnou výšku stojiny a šířku pásnic, u opěry jsou vysoké cca 1m a uprostřed rozpětí cca 0,8m. V souladu s plánovaným časovým harmonogramem stavebních prací byla konstrukce odeslána ve dvou etapách na stavbu v průběhu července 2002.



aplikace nátěru na dolní pásnici nosníku



manipulace s nosníky v mostárně

Silniční most přes inundační údolí potoka Hrabinka „Projekt EII silnice I/48 Český Těšín – Žukov“, rok výroby 2002, hmotnost 935 tun

Poslední dílenská přejímka tohoto mostu proběhla koncem října letošního roku. Jedná se o spřaženou ocelobetonovou konstrukci s horní mostovkou. Nosnou konstrukci tvoří 4 svařované plnostěnné hlavní nosníky tvaru nesymetrického I profilu, které jsou propojeny soustavou podporových a mezipodorových příčníků. Z hlediska směrových poměrů je most ve směrovém oblouku, kterého bylo dosaženo polygonálním zalomením hlavních nosníků. Ocelová konstrukce je vyrobena z oceli řady S355.



příprava na dílenskou přejímku



pohled na smontovanou konstrukci

Závěrem tohoto příspěvku bych Vás chtěl informovat, že i naše společnost se zapojila do likvidace následků povodňových škod nabídkou urychlených dodávek v oblasti mostních konstrukcí a finančním darem ve prospěch ČD ve výši 5 mil. Kč.