KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

9. ROČNÍK

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
22. ledna 2004

pořádá
SUDOP PRAHA a.s.
a
České dráhy a.s.

KONSTRUKCE
ODBORNÝ ČASOPIS PRO STAVEBNICTVÍ A STROJ ŘENSTVÍ
mediální partner konference - časopis **Konstrukce**

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

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

9. ROČNÍK KONFERENCE

ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

setkání správců, investorů, projektantů a stavitelů

Kongresové centrum hotelu Olšanka,
Olšanské náměstí, Praha 3
22. ledna 2004

pořádá
SUDOP PRAHA a.s.
a
České dráhy a.s..

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

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

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 Číčenice 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.Stečínský, 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 Chrlicích 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 Svítek :
    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.Stečínský, 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 :
    Dotěsňování izolací staveb metodou gelových injektáží
22. Ing.Michal Grossmann, Carbotech :
    Injektážní materiály Crackseal pro injektáž aktivních trhlin

Nový most přes dálnici D8 na trati Ústí n. L. - Most

Ing. Tomáš Wangler, SUDOP PRAHA a. s.
Ing. Milan Kučera, GŘ ČD, OMT
Martin Šťáva, Metrostav a. s.

V místě křížení nové trasy dálnice D8 se stávající železniční tratí byl v r. 2003 realizován nový železniční most o dvou mostních otvorech s ocelovými nosnými konstrukcemi o rozpětích 41,08 m a 71,28 m. Obě nosné konstrukce jsou dvoukolejné s dolní mostovkou, kratší z nich je provedena jako plnostěnný nosník, delší jako trám vyztužený obloukem. Most je založen v obtížném prostředí výsypek na pilotách délky až 32 m.

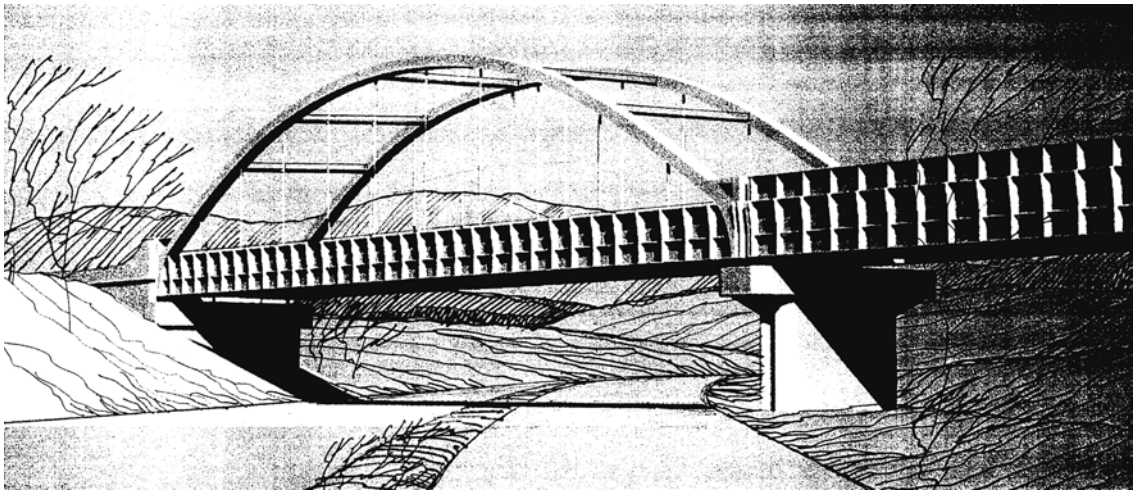
Územní podmínky

Nově budovaná dálnice D8 křižuje v úseku D807/I Trmice - Knínice v katastru obce Chabařovice západně od Ústí nad Labem stávající železniční trať Ústí nad Labem - Most. Vzhledem k projektované niveletě dálnice a stávající poloze železniční trati na náspu bylo optimální navrhnout křížení novým železničním mostem. Pod železniční most se zároveň překládá silnice III/25364 Hrbovice – Český Újezd.

Geotechnické podmínky v dané lokalitě jsou velmi složité. Most se nachází v prostoru vyuhlené zbytkové jámy dolu Milada – Petri, zasypané mohutnou vrstvou nezkonsolidovaných a neulehlých jílovitých zemin tříd F7 až F8, které po zatížení vykazují značné sedání. Stáří výsypky je cca 25 až 30 let a její mocnost se mění od 11,0 m do 22,5 m. V 70. letech byl navíc na tehdejší temeno výsypky ukládán tuhý komunální odpad. Předkvartérní podklad tvoří vrstvy jílů, prokládané vrstvami uhlí, zařazené do tříd F6 až F8, které postupně přecházejí do jílovců, zatříděných jako R6 až R4. Podzemní voda je zjevně ovlivněna vyluhováním látek z tělesa výsypky a je proto vysoce agresívní.

Železniční trať Ústí nad Labem - Most je v dotčeném úseku součástí tzv. chabařovické přeložky, která byla realizována v letech 1979 - 1982. Trať je dvoukolejná a elektrizovaná stejnosměrnou trakcí. Těleso přeložky za dobu jejího provozu pokleslo vlivem sedání výsypky o 0,30 - 0,50 m. Železniční spodek ani svršek přesto nevykazují žádné významné závady, sedání tedy zjevně probíhá rovnoměrně.

Obr. 1 Návrh dispozičního řešení mostu (skica ing. arch. Šafránek)



Celková koncepce mostu

Mostní objekt má dva otvory. Přeložka silnice III/25364 je vedena mostním otvorem č. 1 a oba směry dálnice D8 mostním otvorem č. 2. Při dané dispozici křížení bylo nutno navrhnout dolní mostovku. Osovou vzdálenost kolejí přitom v podstatě nebylo mož-

no upravit, neboť železniční násyp by v případě rozšíření vykazoval značné nerovnoměrné sedání. Na základě toho musely být nosné konstrukce navrženy jako dvoukolejné - v mostním otvoru č. 1 plnostěnný nosník, v mostním otvoru č. 2 trám vyztužený obloukem (obr. 1). Vzhledem k obtížným geotechnickým podmínkám jsou nosné konstrukce uspořádány jako prosté nosníky s kolmým uložením a ocelovou ortotropní mostovkou, která redukuje jejich vlastní tíhu a účinky na základy.

Spodní stavba

Šikmostí křížení cca 37° byly značně omezeny možnosti dispozičního řešení pilíře, který nesmí narušit průjezdní průřezy komunikací D8 a III/25364 ani omezit průchod jejich odvodnění. Pilíř byl proto navržen se značně vyloženým úložným prahem na oválném dutém dříku, s revizním žebříkem a odvodněním uvnitř.

Opěry jsou krabicové. Jejich rovnoběžná křídla jsou provedena jako úhlové zdi, přičemž zemní tlak na jejich rub je redukován vyztužením železničního náspu geomřížemi. Všechny části spodní stavby byly založeny na velkoprůměrových pilotách, vetknutých do podložních vrstev jílů a jílovců. Délka pilot průměru 900 mm, 1220 mm a 1500 mm dosahuje až 32,0 m.

Nosná konstrukce č. 1 (s plnostěnnými hlavními nosníky)

Nosná konstrukce v mostním otvoru č. 1 o rozpětí 41,04 m je dvoukolejná, s plnostěnnými hlavními nosníky a dolní mostovkou. Při dané stavební výšce cca 2,07 m byla rozhodujícím kritériem pro návrh výšky nosníků poloha dolní hrany oken železničních osobních vozů, která je cca 2,05 m nad temenem kolejnice. Horní pásnice hlavního nosníku je v této úrovni, aby nebyl omezen výhled cestujících a nedocházelo k akustickým rázům při průjezdu soupravy. Výsledná výška hlavních nosníků potom činí 4290 mm. Stabilita stěn nosníků je zajištěna podélnými a příčnými výztuhami, jejichž tvar byl architektonicky upraven s cílem opticky sjednotit obě navazující nosné konstrukce. Hlavní nosníky jsou provedeny v plném rozsahu z oceli S355.

Uspořádání mostovky bylo přizpůsobeno možnostem výrobce ocelových konstrukcí, který byl schopen dodat za studena ohýbané profily pro trapézové podélné výztuhy mostovky o výšce 370 mm, tloušťce 10 mm a délce až 22,0 m. Pro takto provedené podélné výztuhy mohly být příčné výztuhy mostovky navrženy ve vzdálenostech 3160 mm, přičemž plech mostovky z oceli S355 má tloušťku 16 mm. Detaily trapézových výztuh byly provedeny podle ČSN 73 6205, příl. D. Celková hmotnost nosné konstrukce č. 1 činí 291 t, tzn. 7,09 t/m.

Nosná konstrukce č. 2 (trám vyztužený obloukem)

Nosná konstrukce v mostním otvoru č. 2 je dvoukolejná, s dolní mostovkou. Trám vyztužený obloukem (Langerův nosník) je pro dané rozpětí 71,28 m a stavební výšku cca 2,07 m optimálním typem konstrukce. Návrh proporcí nosné konstrukce byl veden snahou o omezení výšky vlastního trámu (výztužného nosníku), který by vzhledem k minimální volné výšce nad dálnicí neměl působit příliš mohutně. Výška trámu činí 3150 mm. Vzhledem k tomu, že pro její stanovení rozhodovala kritéria mezního průhybu, mezního pootočení koncových průřezů konstrukce a únavy, mohou být jeho rozsáhlé části provedeny z oceli S235.

Ztužující oblouk (obr. 2) z oceli S355 má tvar paraboly 2. stupně. Jeho profil mezi závěsy tvoří uzavřený truhlík o vnějších rozměrech 1160x800 mm, svařený z plechů tl. 20 - 40 mm, který zajišťuje maximální únosnost při namáhání vzpěrným tlakem. U závěsů jsou v dolní pásnici oblouku provedeny otvory o rozměrech 600x1200 mm, což zajišťuje dostatečný přístup k přípojům závěsů při výrobě, montáži i následných revizích a zároveň zjednodušuje provedení montážních styků oblouku. Profil oblouku

u závěsů potom rozhoduje při jeho dimenzování. Stabilita oblouku je zajištěna podélným ztužením, které sestává ze šesti rámových příčlí uzavřeného průřezu o rozměrech cca 500x900 mm.

Obr. 2 Detaily ztužujícího oblouku nosné konstrukce č. 2

Detaily oblouku a závěsů byly odvozeny ze vzorových listů Německých drah DB RZ 804.9010 STB. Dvoustěnný oblouk je do jednostěnného výztužného nosníku vetknut prostřednictvím soustavy výztuh, které vytvářejí uzavřenou svařovanou krabici. Toto uspořádání nevyžaduje použití odlitků či výkovků. Vzhledem k malým vnitřním rozměrům musí krabice být svařena jednostrannými tupými svary na kovovou podložku z vnější strany. Závěsy jsou subtilní tahové prvky se zanedbatelnou ohybovou tuhostí z běžné, svařitelné oceli řady S355. Obdélníkový průřez závěsů o rozměrech 50x200 - 260 mm odpovídá doporučení výše uvedených vzorových listů, které má vyloučit kmitání závěsů vlivem odtrhu vzdušných vírů. Závěsy v přípoji na výztužný nosník procházejí plynulými náběhy eliptickým otvorem v jeho horní pásnici a jsou vevařeny do jeho stěny, která je v horní části lokálně zesílena vsazením plechu tl. 30 mm a defektoskopicky kontrolována. Nahoře jsou závěsy připojeny koutovými svary k diafragmatům oblouku (obr. 3).

Je nutno konstatovat, že závěsy v daném provedení při průjezdu těžkých nákladních vlaků kmitají. Přestože následné dynamické posouzení prokázalo, že kmitání závěsů

Obr. 3: Detaily dolního přípoje závěsu k trámu (vlevo) a k oblouku (vpravo)

neovlivňuje jejich únosnost ani životnost, lze doporučit, aby závěsy byly nadále navrhovány z profilů o vyšší tuhosti, např. z kruhových tyčí.

Mostovka nosné konstrukce č. 2 je uspořádána zcela shodně jako mostovka nosné konstrukce č. 1 s tím rozdílem, že osová vzdálenost příčných výztuh činí 3240 mm. Celková hmotnost nosné konstrukce č. 2 činí 675 t, tzn. 9,47 t/m.

Vybavení mostu

Obě nosné konstrukce jsou uloženy na hrncových ložiskách MAGEBA ve standardní, staticky určité dispozici. Ložiska nosné konstrukce č.1 přenáší svislé (charakteristické) zatížení po 6000 kN, ložiska nosné konstrukce č.2 po 10000 kN. Průměr hrnců ložisek činí až 860 mm. Při daných rozměrech činilo obtíže podlití ložisek plastbetonem, které muselo být opakovaně sanováno.

Dilatační spáry mezi nosnými konstrukcemi, resp. mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou, jsou překryty lamelovými mostními závěry MAGEBA.

Dolní části konstrukcí, ohrožené rozstřikem slaného aerosolu z přemosťovaných komunikací, jsou opatřeny kombinovaným systémem protikorozní ochrany o celkové tloušťce 300 μm, složeným ze žárově stříkaného kovového povlaku ze směsné slitiny ZnAl15 (85% Zn, 15% Al) tloušťky 100 μm a trojvrstvého epoxypolyuretanového nátěrového systému celkové tloušťky 200 μm. Horní části konstrukcí jsou opatřeny čtyřvrstvým epoxypolyuretanovým nátěrovým systémem celkové tloušťky 310 μm, který odpovídá stupni korozní agresivity atmosféry v dané lokalitě. Na chodnících je aplikován protiskluzový nátěr se zaválcovaným křemičitým pískem. Použity byly nátěrové hmoty Derisol.

Žlab kolejového lože je opatřen celoplošným systémem vodotěsné izolace Sika Icosit Elastomatic TF s bezešvou syntetickou vodotěsnou vrstvou na bázi dvoukomponentní kombinace epoxidových pryskyřic a polyuretanu. Žlab mostovky je odvodněn příčnými dostřednými spády ve sklonu 3%. Na odvodňovače navazuje plně uzavřený skladebný odvodňovací systém VAO v nerezovém provedení s možností tlakového čištění.

Součástí dodávky ocelové konstrukce mostu byly hliníkové revizní věže BOSS, opatřené aretovatelným pojezdem pro použití na vozovce dálnice. Pro nasazení ve svahu před opěrami bude využita nastavitelná délka jejich stojek. V rámci odláždění svahů lomovým kamenem byly navrženy betonové pásy v rozteči sloupků věží.

Obr. 4 Provoz na provizorní přeložce železniční trati

Železniční svršek v bezstykovém provedení, který bylo nutno snést během přestavby mostu, byl nahrazen novým kolejivem tvaru UIC60 s pružným bezpodkladnicovým upevněním na betonových pražcích. Trakční i zesilovací vedení je zavěšeno na krajních příčlích ztužení oblouků. Kabelové trasy jsou vedeny v kolejovém loži, rezervní chráničky jsou zavěšeny pod mostovkou.

Postup provádění

Most byl realizován v termínu 04/2002 – 11/2003 Sdružením D807/IC, jehož členy jsou Metrostav a.s., Hutní montáže Ostrava a.s. a Stavby silnic a železnic a. s. Realizační dokumentaci mostu zpracoval SUDOP PRAHA a.s., výrobní dokumentaci IKON s.r.o. Investorem stavby bylo Ředitelství silnic a dálnic Praha, technický dohled za České dráhy jako budoucího správce vykonávala Správa dopravní cesty Ústí n. L. a GŘ ČD, oddělení mostů a tunelů.

Před zahájením prací na staveništi byla zřízena jednokolejná přeložka železniční trati (obr. 4). Nosné konstrukce byly vyrobeny v mostárně Stahlbau Plauen v SRN. Montážní díly byly na staveniště přepravovány na podvalnících po náročné trase přes hraniční přechod Vojtanov. Jejich maximální hmotnost činila cca 60 t, maximální délka cca 25,3 m, maximální šířka 6,4 m a maximální výška 2,95 m. Na staveništi byly díly složeny pásovým jeřábem DEMAG CC600 přímo na montážní podpěry v definitivní ose mostu. Terén pod mostem byl upraven jako montážní plocha v optimální úrovni cca 2 m pod dolní hranou konstrukce. Spodní stavbu mostu realizoval Metrostav a. s., montáž nosných konstrukcí provedly Hutní montáže Ostrava a. s.

Protikorozní ochrana mostu byla provedena v plném rozsahu na staveništi. Na mostě byla provedena statická i dynamická zatěžovací zkouška (obr. 5).

Terénní úpravy, které souvisí přímo s prováděním hlavní trasy dálnice, budou provedeny již za plného provozu na mostě.

Obr. 5 Dynamická zatěžovací zkouška mostu (červenec 2003)

Rekonstrukce mostů zničených povodněmi na tratích Číčenice - Volary a Protivín - Zdice 1,5 roku poté

Ing. Ondřej Lojík, Ing. Libor Marek, TOPCON servis s.r.o.
Ing. Martin Havelka, Chládek a Tintěra Pardubice a.s.
Ing. Josef Klimeš, ČD a.s., SDC České Budějovice

V srpnu v roce 2002 postihly třetinu území naší republiky povodně, které poškodily mnoho mostních objektů. Ne jinak to bylo na železničních tratích Číčenice – Volary a Protivín – Zdice. U těchto mostů došlo zejména k podemletí opěr, případně odplavení opěr včetně navazujících částí železničních násypů a k deformaci ocelových nosných konstrukcí. Potřeba urychleného opětovného zahájení železničního provozu si vyžádalo rychlé nahrazení zničených mostů provizorními přemostěními s tím, že následně, na podkladě projektové dokumentace, byly rekonstruovány definitivně. Vzhledem ke končící životnosti původních mostů a značnému poškození konstrukcí byly provizorní konstrukce nahrazeny převážně novými.

PŮVODNÍ A PROVIZORNÍ STAV MOSTŮ

Most v km 10,391 tr. Číčenice – Volary

Původní ocelová konstrukce o rozpětí 10,6 m byla tvořena plnostěnnými hlavními nosníky s dolní prvkovou mostovkou. Most převádí jednokolejnou železniční trať přes Svinětický potok v blízkosti zast. Svinětice. Při povodních byly podemlety obě opěry a křídla mostu. Pro obnovení železničního provozu bylo zřízeno provizorní přemostění z MP-KN-215.

Obr. 1 Původní a provizorní stav mostu v km 10,391 trati Číčenice - Volary

Most v km 23.526 tr. Číčenice – Volary

Původní ocelová konstrukce o rozpětí 10.6 m byla tvořena plnostěnnými hlavními nosníky s dolní prvkovou mostovkou. Most převádí jednokolejnou neelektrifikovanou železniční trať přes Živný potok v blízkosti volarského zhlaví ŽST Těšovice. Při povodních byly podemlety obě opěry a křídla mostu. Číčenická opěra se zhroutila do potoka a voda ji odplavila současně s částí železničního násypu v délce cca 30 m.

Vzhledem k dostatečnému časovému prostoru, který vznikl při rekonstrukci železničního tělesa v tomto úseku, byla realizována definitivní spodní stavbu nového mostu v předstihu, již v rámci provizorních úprav s tím, že nová nosná konstrukce byla dočasně nahrazena mostním provizoriem MP-VN z nosníků 2 x 4 IP750 dl. 20,0 m.

Obr. 2 Původní a provizorní stav mostu v km 23.562 trati Číčenice - Volary

Most v km 46.792 tr. Číčenice – Volary

Most převádí jednokolejnou železniční trať přes řeku Blanici. Nosnou konstrukci tvořily plnostěnné nýtované hlavními nosníky bez mostovkou o rozpětí 12.43 m. Při povodních byly podemlety obě opěry mostu. Ocelová příhradová jednostěnná jednopatrová inventární konstrukce ŽM16 byla vložena pro provizorní přemostění.

Obr. 3 Původní a provizorní stav mostu v km 46.792 trati. Číčenice – Volary

Most v km 92.922 tr. Protivín – Zdice

Nosná konstrukce byla tvořena železobetonovou deskou s průběžným KL uloženou na kamenných opěrách o světlosti 4.0 m. Most převádí jednokolejnou železniční trať přes účelovou komunikaci. Řeka Litavka se od mostu vyskytuje ve vzdálenosti cca 200 m, přesto povodňová vlna zasáhla tento objekt, byly podemlety obě opěry a křídla mostu. Provizorní přemostění bylo provedeno komorovým nosníkem MP KN 245 dl. 24 m.

Obr. 4 Původní a provizorní stav mostu v km 92.922 trati. Protivín - Zdice

Most v km 50.299 tr. Protivín – Zdice

Most byl tvořen kamennou přesypanou klenbovou konstrukcí o světlosti 4,0 m. Objekt převádí jednokolejnou železniční trať přes účelovou komunikaci a zároveň sloužil jako inundační otvor řeky Vlčavy, která teče souběžně s tratí. Při povodních byly

podemlety obě opěry a křídla mostu. Bezprostředně po povodních bylo zřízeno nad klenbou provizorní přemostění z IP nosníků.

Obr. 5 Původní a provizorní stav mostu v km 92.922 trati. Protivín – Zdice

Most v km 4.207 tr. Protivín – Zdice

Objekt převádí trať přes řeku Blanici a mlýnský náhon. Nýtovaná nosná ocelová konstrukce s dolní prvkovou mostovkou byla tvořena příhradovými hlavními nosníky se složenou soustavou prutů. Rozpětí mostu činilo 31.2 m. Spodní stavbu mostu tvořily tížné kamenné opěry. Vlivem povodně došlo k podemletí základů jedné opěry, po kterém následoval její pokles společně s deformací konstrukce a vytržením ložisek z úložných prahů.

Původní OK byla zvednuta z poškozených ložisek a podélně přesunuta směrem přes protivínskou opěru o délku 10,0 m. Konstrukce byla uložena na jedné straně na provizorní opěru z panelové rovnaniny a na druhé straně na provizorní podpěru PIŽMO (umístěnou cca v polovině koryta řeky Blanice). Druhé pole mostu bylo vytvořeno z volných nosníků MP-VN 2x3ks IP1000 dl. 22,0 m, které byly rovněž uloženy na společné podpěře v řece.

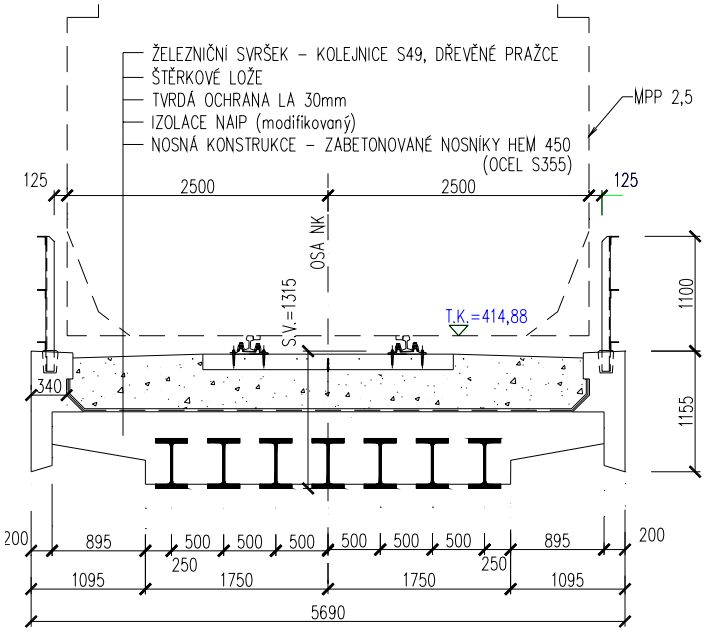
Obr. 6 Původní a provizorní mostu v km 4.207 trati. Protivín – Zdice

DEFINITIVNÍ STAV

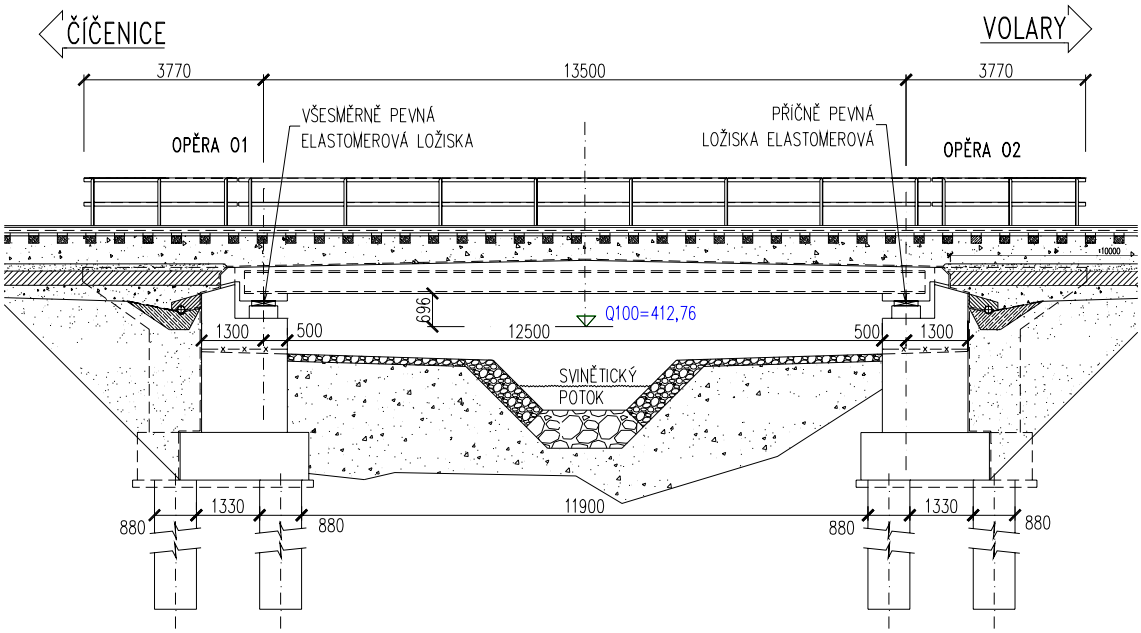
Most v km 10,391 tr. Číčenice – Volary

Byla navržena desková nosná konstrukce s průběžným kolejovým ložem ze zabetonovaných nosníků. Rozpětí mostu činí 13.5 m a stavební výška je 1.29 m. Nosnou konstrukci mostu tvoří 7 válcovaných nosníků HE450M z oceli S355 J2G3. NK je opatřena podporovými příčníky a je uložena dvojicemi ložisek na úložné prahy. Nosná konstrukce byla vybetonována na plošině, umístěné nad svinětickým potokem a příčně zasunuta do otvoru na nové opěry.

Opěry jsou založeny hlubinně na čtyřech velkoprůměrových pilotách (ϕ 880 mm) pod každou opěrou. Nové dříky opěr, úložné prahy a křídla jsou železobetonové, křídla jsou rovnoběžná, konzolovitě vyvěšená.



Obr. 7 Příčný řez



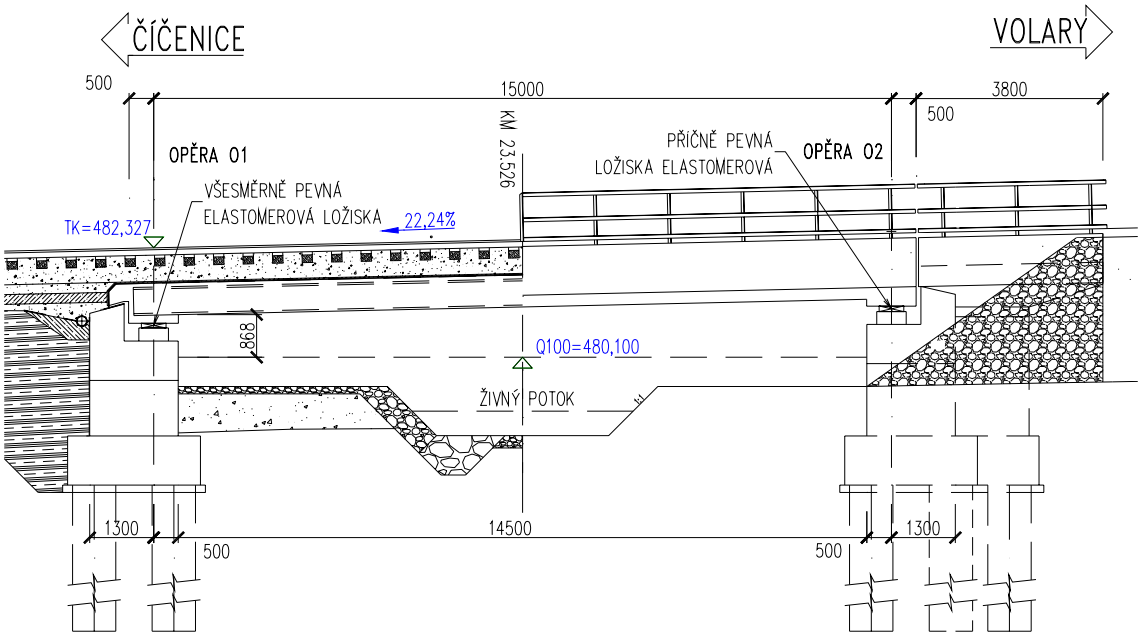
Obr. 8 Podélný řez

Obr. 9 Realizace mostu v km 10.391 trati Číčenice - Volary

Most v km 23.526 tr. Číčenice – Volary

Desková nosná konstrukce s průběžným kolejovým ložem ze zabetonovaných nosníků. Rozpětí mostu činí 15.0 m a stavební výška je 1.365 m. Nosnou konstrukci mostu tvoří 7 válcovaných nosníků HE550M z oceli S355 J2G3. NK je opatřena podporovými příčníky a je uložena dvojicemi ložisek na úložné prahy.

Nové základy opěr byly založeny hlubinně na velkoprůměrových pilotách ϕ 880mm, 3 ks pod dříkem opěry a 1+1 ks pod křídly. Nová křídla jsou rovnoběžná, konzolovitě vyvěšená. Nosná konstrukce byla vybetonována na plošině umístěnou vedle opěry. Po snesení mostního provizoria byla NK podélně vysunuta nad vodoteč a příčně zasunuta na nové opěry.

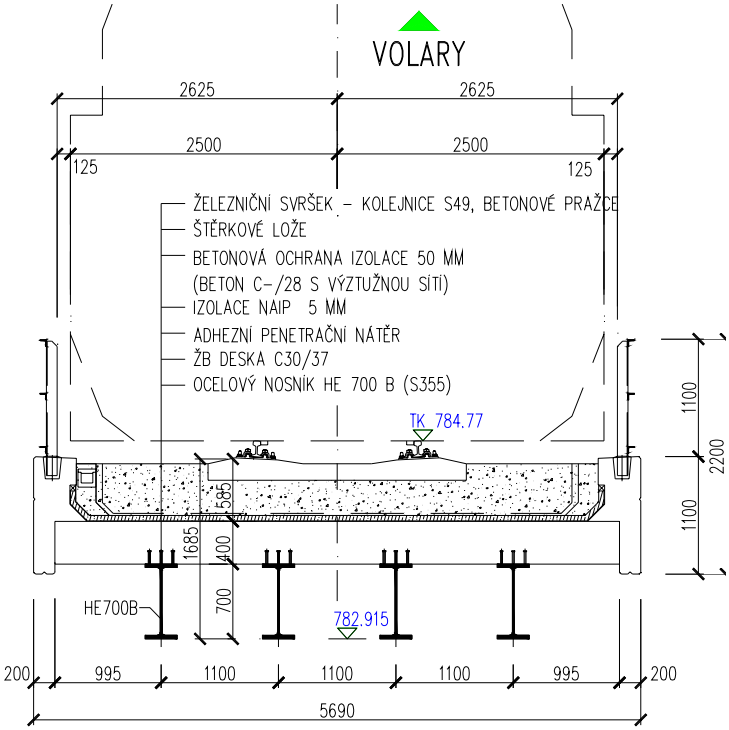


Obr. 10 Podélný řez a pohled

Obr. 11 Realizace mostu v km 23.526 tr. Číčenice – Volary

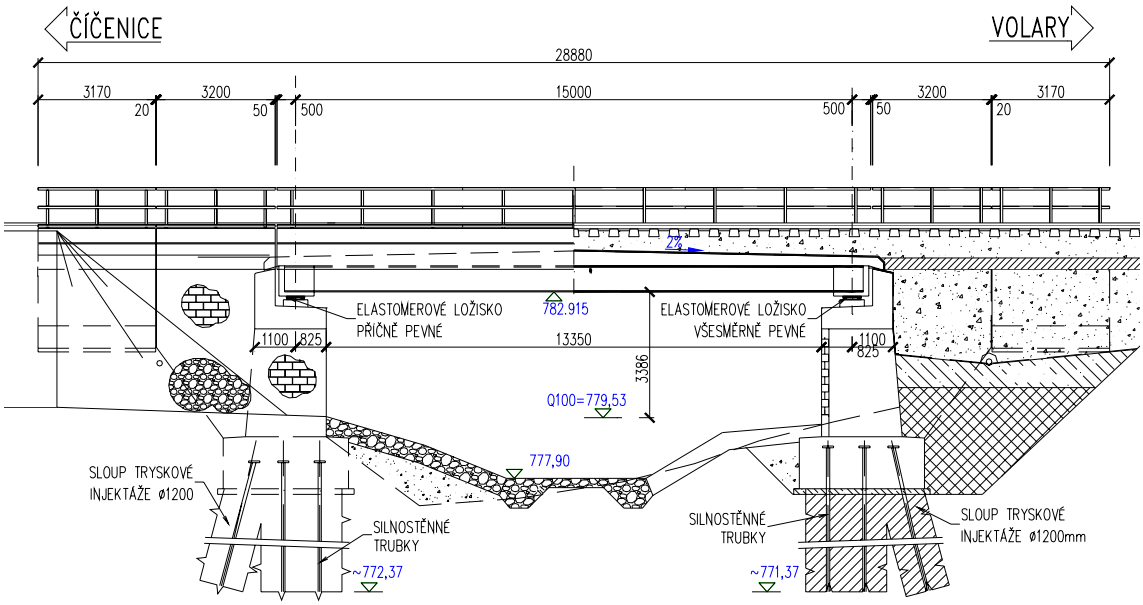
Most v km 46.792 tr. Číčenice – Volary

Hlavní nosný systém tvoří spřažená ocelobetonová konstrukce s horní mostovkou a s průběžným kolejovým ložem o rozpětí 15.0 m. Stavební výška konstrukce činí 1.685 m. Nosnou konstrukci tvoří 4 hlavní ocelové válcované nosníky HE700B dl. 15.6 m z oceli S355 J2G3, které jsou spřažené s ŽB žlabem KL. Nad opěrami jsou ŽB příčníky, do kterých jsou nosníky zabetonovány.



Obr. 12 Příčný řez

Nosná konstrukce je uložena prostřednictvím dvou elastomerových ložisek na každé opěře. Tloušťka ŽB desky je v podélném směru proměnná od 260 mm do 400 mm. Opěry jsou ŽB, hlubině založené na sloupech tryskové injektáže. Konstrukce byla vybetonována na plošině, umístěna vedle opěry. Po demontáži MP byla NK podélně vysunuta nad řeku a příčně zasunuta na nové opěry.



Obr. 13 Podélný řez a pohled

Dříky opěr jsou masivní z prostého betonu s vázanou výztuží při povrchu. Nová křídla jsou rovnoběžná, konzolovitě vyvěšená.

Vzhledem k tomu, že objekt leží v I. zóně chráněné krajinné oblasti Šumava a v prostoru „Národní přírodní památky Blanice“, vyhlášené k ochraně populace perlorodky říční žijící v Blanici, byly kladeny neobvykle přísné podmínky pro stavební práce v tomto prostoru.

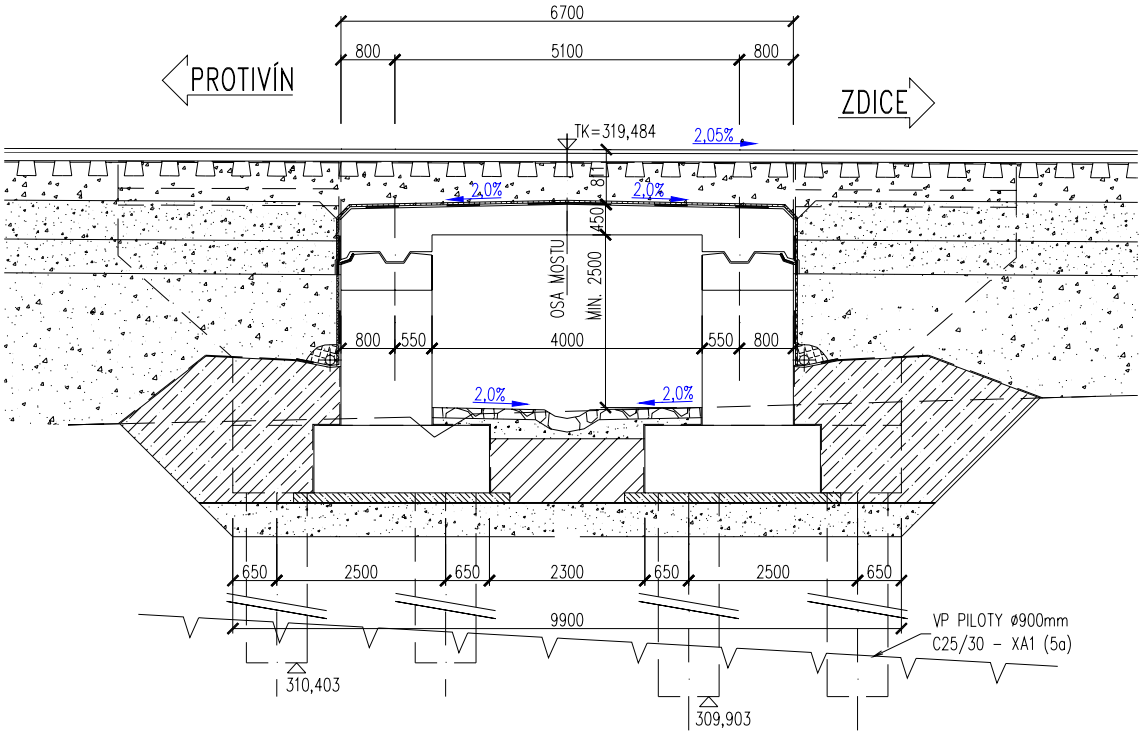
Obr. 14 Realizace mostu v km 46.792 tr. Číčenice – Volary

Most v km 92.922 tr. Protivín – Zdice

Nosná konstrukce je železobetonová deska, o jednom poli, uložená do ozubů na opěrách. Rozpětí mostu činí 5.10 m. Nosná konstrukce byla zhotovena jako staveništní prefabrikát betonovaný na pracovní ploše v nedalekém nádraží a k mostu byla

přivezena po kolejích. Osazení nosné konstrukce bylo provedeno kolovým jeřábu, který rovněž snášel mostní provizorium. Hmotnost prefabrikátu činila 58 t.

Spodní stavba je tvořena dvojicí opěr založených na velkoprůměrových pilotách ϕ 880mm. Nová křídla jsou rovnoběžná, konzolovitě vyvěšená. Spodní stavba byla postavena pod mostním provizoriem bez narušení provozu na trati.



Obr. 15 Podélný řez

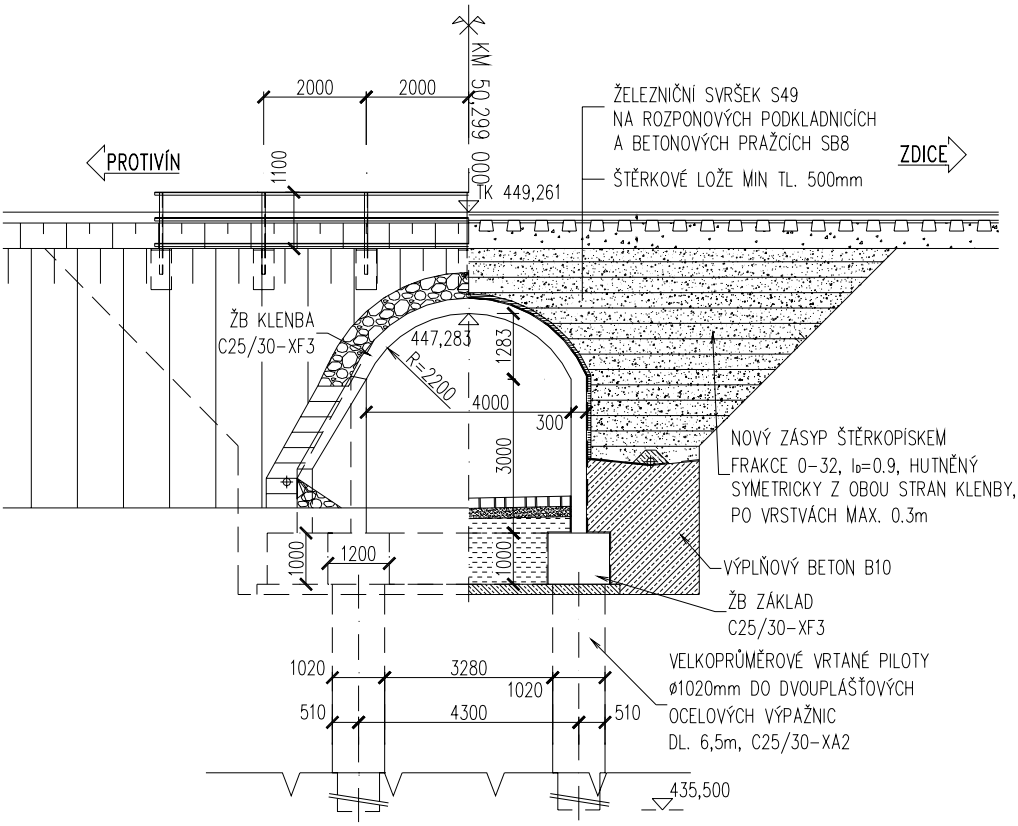
Obr. 16 Realizace mostu v km 92.922 tr. Protivín – Zdice

Most v km 50.299 tr. Protivín – Zdice

Nosná konstrukce byla navržena jako přesypaná monolitická železobetonová klenba o světlosti 4,00 m, vetknutá do opěr. Tloušťka klenby je 0,30 m, šířka činí 9.50 m. Nosná konstrukce je monolitická, betonována na pevné skruži.

Objekt je založen na osmi vrtaných hlubinných velkoprůměrových pilotách ϕ1020 mm délky 6,5 m, vetknutých do horniny třídy R4. Piloty jsou v hlavách spojeny

základovým železobetonovým roštem. Nové stěnové opěry jsou vetknuty do základového roštu a jsou doplněny šikmými monolitickými stěnovými křídly spojenými se spodní stavbou, vetknutými do nového základového roštu.



Obr. 17 Podélný řez a pohled

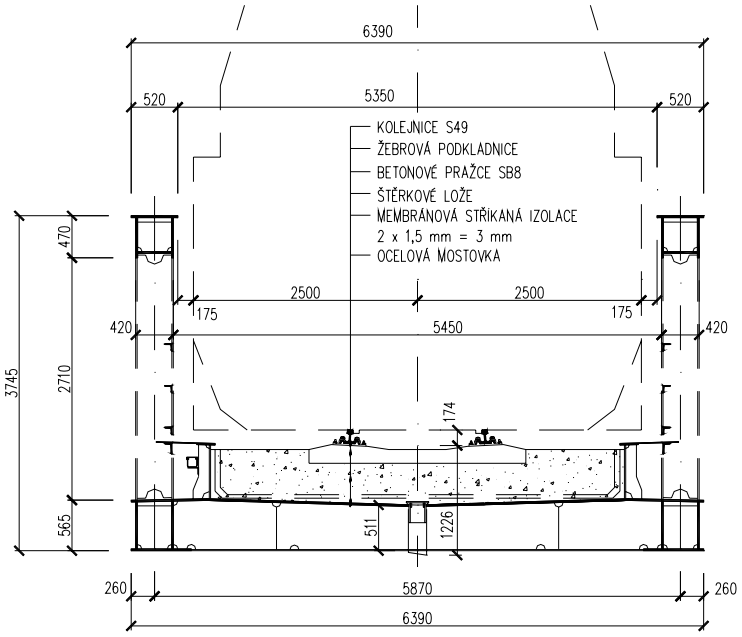
Obr. 18 Realizace mostu v km 50.299 tr. Protivín – Zdice

Most v km 4.207 tr. Protivín – Zdice

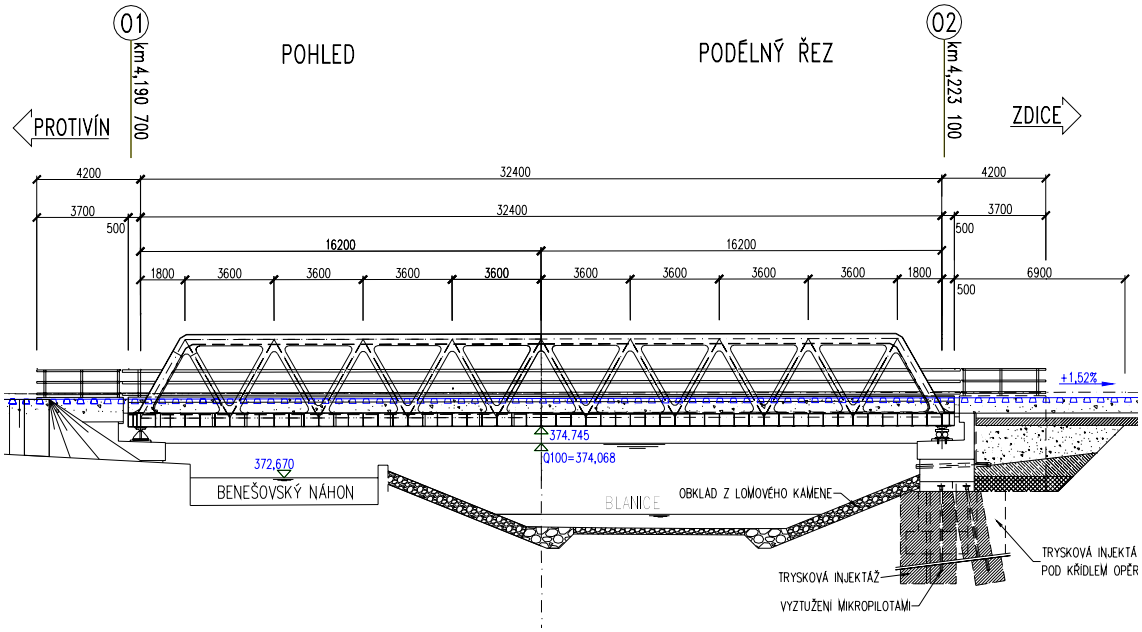
Pro přemostění řeky Blanice byl navržen ocelový příhradový most kosoúhlé bezsvislicové soustavy s dolní ortotropní mostovkou o rozpětí 32.4 m s průběžným kolejovým ložem. Hlavní nosníky se zárodky mostovky byly na stavbu přepraveny vcelku. Stavební výška konstrukce činí 1.226 m.

Mostovku představuje ocelový žlab kolejového lože, navržený jako ortotropní konstrukce z plechu tl. 20 mm, vyztuženého pouze příčnými výztuhami. Ty jsou tvořeny svařovanými průřezy ve tvaru obráceného písmene T a osově sledují pravidelný modul 0,60 m. Výjimku tvoří uzavřený průřez podporových příčných výztuh, které mají tvar obráceného písmene Π.

Příhradové hlavní nosníky mají osovou vzdálenýst 5.870 m a jejich Celková výška činí 3.745 m. Diagonály jsou vedeny pod úhlem 60.448°. Horní a dolní pás je tvořen uzavřeným svařovaným profilem. Diagonály jsou tvořeny symetrickým svařovaným průřezem ve tvaru písmene I. Nosná konstrukce je uložena prostřednictvím 4 ocelových svařovaných ložisek. Celá konstrukce je vyrobena z oceli S355 J2G3 resp. S355-NL s nadvýšení 25 mm. Montáž konstrukce se uskutečnila na plošině umístěné na pravém břehu řeky Blanice (u zdické opěry). Smontovaná konstrukce byla podélně přesunuta nad koryto řeky a příčně zasunuta na rekonstruovanou spodní stavbu.



Obr. 19 Příčný řez



Obr. 20 Podélný řez a pohled

Při přestavbě byla základová spára posílena sloupy trysková injektáž, která ze stran (od břehů řeky) vytvoří clonu zabraňující podemletí opěr. Nové dříky a úložné

prahy jsou železobetonové, budované pod mostním provizoriem za nerušeného provozu na trati.

Obr. 21 Realizace mostu v km 4.207 tr. Protivín – Zdice

Závěr

Vlivem aktivní a účinné spolupráce všech zúčastněných firem a příslušných složek Českých drah bylo možné rychle provizorně zprovoznit obě tratě a ve velice krátkém času realizovat rekonstrukce těchto mostů v definitivním stavu.

Hlavní účastníci výstavby

Investor: ČD a.s., Stavební správa Plzeň

Správce objektu: ČD a.s., SDC České Budějovice

Projektant: TOPCON servis s.r.o.

Zhotovitelé:
Chládek & Tintěra Litoměřice - Most v km 10,391 tr. Číčenice – Volary:
Chládek a Tintěra, a.s., Pardubice -Mosty v km 23,562 a 46,792 tr. Číčenice – Volary
-Mosty v km 4,207 a 92,922 tr. Protivín – Zdice
Firesta, Fišer, rekonstrukce, stavby, a.s.- Most v km 50,299 tr. Protivín – Zdice:

Podzhotovitelé
DT výhybkárna a mostárna spol. s.r.o. Prostějov – výroba a PKO OK
Stamakocel s.r.o. – montáž a přesun ZBN
Keller, speciální zakládání – trysková injektáž
SOŽ a.s.–příčné a podélné přesuny konstrukcí

Most přes Doubravu na úseku koridoru Kolín - Přelouč v km 336,950

Ing. Pavel Němec, Ing. Jan Komanec, Pontex s.r.o.
Ing. Petr Klimeš, stav. Junek, SSŽ, a.s., závod Řevnice

Příspěvek pojednává o rekonstrukci mostního objektu přes řeku Doubravu na úseku koridoru mezi Kolínem a Přeloučí. Původní nosná konstrukce o čtyřech prostých polích ze zabetonovaných nosníků byla nahrazena novou spojitou spraženou konstrukcí typu beton-beton.

Úvod

V rámci modernizace trati Kolín – Přelouč byla rekonstruována mostní konstrukce přes řeku Doubravu. Stávající konstrukce o čtyřech polích ze zabetonovaných nosníků přemosťovala koryto řeky a inundační území a převáděla dvoukolejnou železniční trať na koridorové trati mezi Kolínem a Přeloučí.

Rozpětí konstrukce bylo 5,40+13,42+13,41+5,38 m, most byl kolmý. Volná výška nad hladinou Q_{100} byla 0,58 m. Opěry, křídla a pilíře byly z kamenného zdiva založeného na beraněných dřevěných pilotových roštech. Most byl vybudován v roce 1930.

Na základě výběrového řízení o dodávce stavebních prací, ve kterém zvítězila firma SSŽ a.s., došlo ke změně typu nosné konstrukce oproti PD ve stupni „projekt“. Návrh variantního řešení byl vyvolán nutností výrazně zkrátit délku nepřetržité výluky příslušné koleje pro provedení modernizace přilehlého traťového úseku.

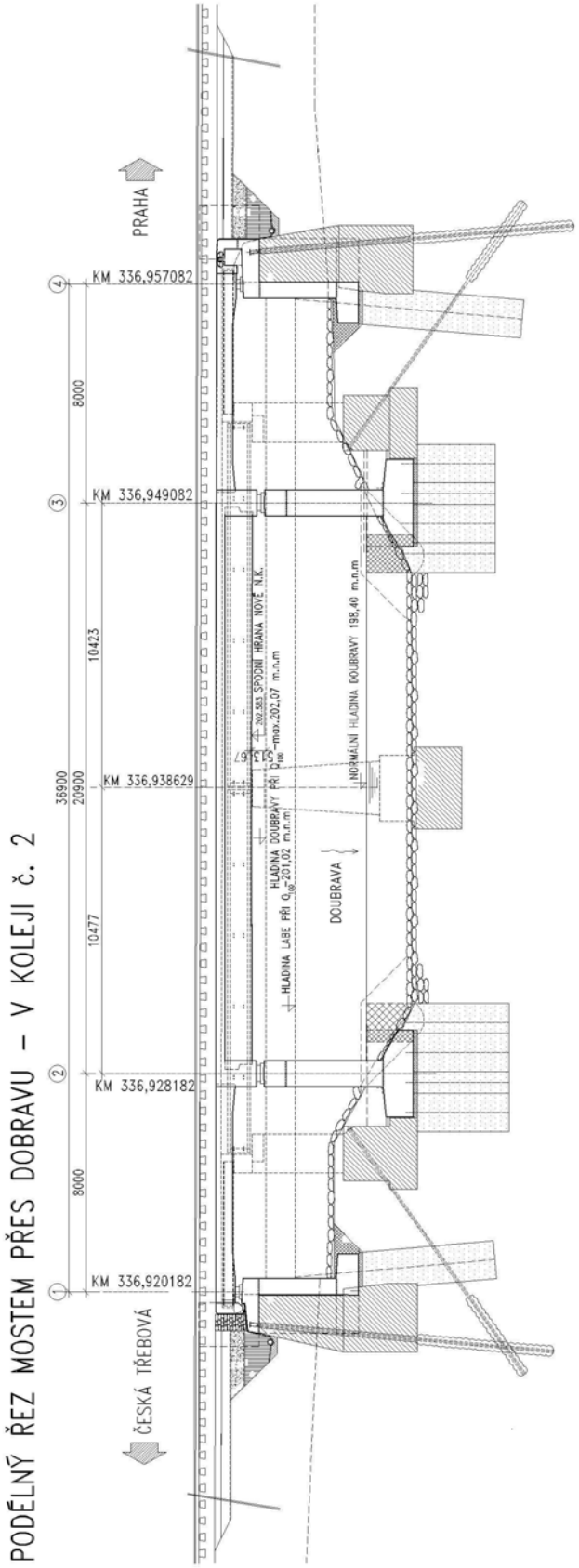
Aby bylo možno dodržet termín 22 měsíců pro rekonstrukci celého úseku koridoru, byla maximálně přípustná délka výluky jedné koleje v žst. Záboří pouze 2 x 55 dní. S ohledem na koordinaci ostatních činností na stavbě (most leží ve zhlaví stanice) a zadanému termínu dokončení stavby zbývalo pro výstavbu vlastní mostní konstrukce pod jednou kolejí pouze 45 dní. Aby bylo možno konstrukci vybudovat v tomto krátkém termínu, bylo po projednání s ČD rozhodnuto o použití spřažené předpjaté betonové konstrukce složené z jednotlivých prefabrikovaných dílců namísto původně navržené konstrukce ze zabetonovaných nosníků. Dvě vnitřní pole původního mostu budou nahrazeny jediným a pilíř v řece zrušen.

Původně byla konstrukce navržena jako soustava tří prostých polí s kobercovými závěry nad vnitřními pilíři se šířkou 2,20 m. Před výstavbou nového mostu měla být provedena kompletní demolice staré konstrukce až do základů. Alternativní návrh předpokládá spojitou konstrukci, což umožňuje navrhnout vnitřní stěnové pilíře se šířkou 0,95 m s hydraulicky vhodně zaobleným zhlavím a vybudovat je v těsné blízkosti původních pilířů. Krajní opěry jsou podchyceny mikropilotami a zabudovány do nových rozšířených opěr.

Koncepce rekonstrukce mostu je založena na principu, že spodní stavba bude budována pod stávající konstrukcí za neomezeného provozu na trati. Po snesení původní konstrukce a spodní stavby se na úložné prahy opěr a provizorní podpory zřízené vedle nových pilířů osadí prefabrikované dílce a po vybetonování monolitických částí bude konstrukce dodatečně předepnuta.

Výhodou nového řešení je výrazné zkrácení doby výstavby, zmenšení rozsahu prací a zjednodušení založení celého mostu, odstranění vnitřních dilatací (konstrukce je spojitá) a použití vysokopevnostních betonů s minimálními nároky na údržbu a dlouhou životností.

Nová konstrukce je robustní a je vyrobena z vysokojakostního betonu C45/55-3a (zn.600) event. C30/37-3b (zn.425), což zajišťuje dlouhodobou životnost konstrukce. Mezi další důležité přednosti konstrukce patří i vysoká tuhost spojité konstrukce, což vede k malým průhybům od nahodilého zatížení a celkově nižším nárokům na údržbu oproti průvodní konstrukci ze zabetonovaných nosníků.



V novém řešení je plně respektován lichoběžníkový tvar koryta i v prostoru pod mostem a přirozeně tak navazuje na koryto před a za mostem. Průtočná kapacita mostního otvoru je zachována v plném rozsahu. Opěry jsou navrženy se šikmými svahovými křídly, která zajistí lepší usměrnění vodního proudu do mostního otvoru, než křídla rovnoběžná. Je dodržen požadavek ČSN 736201, aby spodní hrana konstrukce byla min. 500 mm nad hladinou Q_{100}.

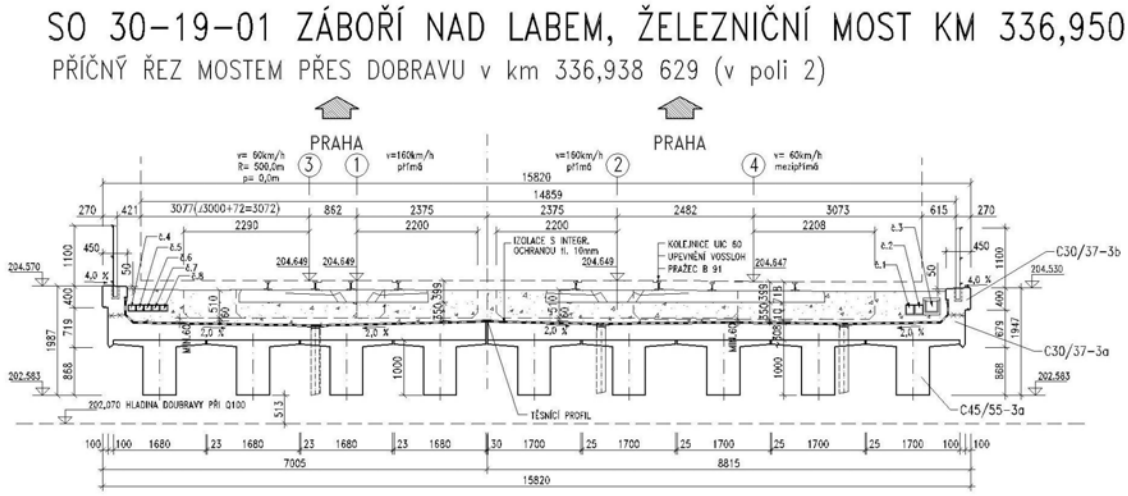
Popis konstrukce mostu

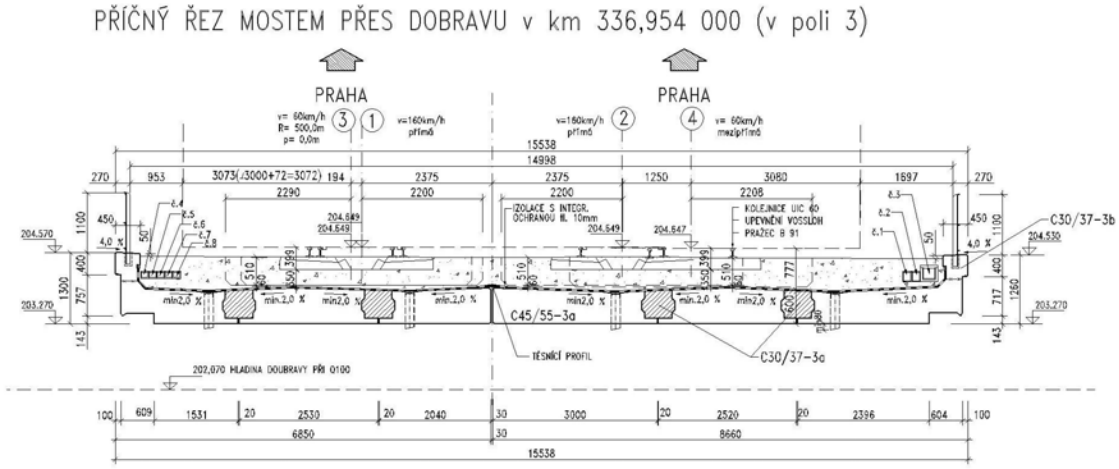
Spodní stavba

Rekonstrukce opěr spočívá ve vybudování nových částí opěr a šikmých svahových křídel u obou opěr. Nové opěry rozšiřují a zpevní původní kamenné opěry mostu. Před lícem původních opěr je navržen dřík nové opěry s předsazeným základem, do boků pak masivní část odpovídající tloušťce původní opěry a přibetonovaného dříku. Původní opěry tak jsou zabudovány do opěr nových. Základ předsazených dříků a přední části rozšíření opěr je podporován sloupy tryskové injektáže ∅ 1.4 m délky 5-6,0 m. Původní opěry budou zesíleny a společně se zadní části rozšíření opěr budou podporovány řadami mikropilot. Základy opěr jsou zapuštěny pod úrovní terénu a dříky mají výšku ~ 2,8 m. V ose mostů jsou ve dřících opěr zřízeny tzv. jalové spáry do výšky 2,0 m, které umožní smrštění dlouhého betonážního celku na starším betonu základu bez vzniku větších smršťovacích trhlin. Rohy opěr jsou zaobleny R = 475 mm stejně jako zhlaví dříků pilířů. Opěra je

vybudována společná pro oba mosty bez dilatační spáry. I. fáze výstavby opěr byla zakončena pracovní spárou mezi dříkem a úložným prahem s vyčnívající výztuží do prahu. Tato část výstavby probíhala za plného provozu na obou polovinách mostu. Pouze mikropiloty zpevňující původní opěry byly provedeny v krátkodobých výlukách. Založení křídel a jejich základy byly vybudovány současně se shodnými částmi opěr.

Po zřízení záporové stěny mezi kolejemi a snesení původní konstrukce první poloviny





mostu a bylo možno provést demolici horní části původních opěr. Opěry byly odbourány až do úrovně spodního povrchu nového úložného prahu. Nové úložné prahy, závěrné zdi a zavěšená křídla s římsami jsou navrženy z betonu C30/37-3b. Krátká zavěšená rovnoběžná křídla jsou doplněna šikmými svahovými křídly založenými na sloupech tryskových injektáží v přední řadě a mikropilotách v zadní řadě. Nové pilíře jsou vybudovány vedle stávajících pilířů směrem ke korytu Doubravy. Vedle původního pilíře byly postupně nasypány hrázky z nepropustného materiálu, z jejichž povrchu proběhlo zpevnění podloží pod základy budoucích pilířů sloupy tryskové injektáže. Krajní sloupy byly zřízeny až k povrchu nasypané hrázky a tvořily tak stěnu jímky. Základ původních pilířů mostu byl v průběhu výstavby stabilizován pomocí zemních kotev, aby nedošlo po otevření základové jámy k posunu původního pilíře provozovaného mostu.

Základy a dříky nových pilířů jsou navrženy z betonu C30/37-2bb. Základy jsou zapuštěny pod úrovní terénu a dříky mají výšku ~ 3,6 m. Konce stěn pilířů jsou hydraulicky zaobleny R = 475 mm. Zaoblené konce byly betonovány do bednění z nehoblovaných prken, aby byl vytvořen drsný členěný povrch, zbylá část stěny směrem do polí mostu byla bedněna

velkoplošnými deskami. Nové úložné prahy jsou navrženy z betonu C30/37-2bb.

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

Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je navržena jako betonová dodatečně předpjatá s využitím prafabrikovaných dílců zmonolitněných na místě. Nosná konstrukce je kolmá a je navržena jako spojitá pro přenášení ostatního stálého a nahodilého zatížení. Má tři pole o rozpětích 8,00+20,90+8,00 m. Konstrukce je uložena na hrncová ložiska. V krajních polích je konstrukce tvořena pod každou kolejí samostatnou deskou sestávající v příčném řezu ze tří nebo čtyř prefabrikovaných dílců. Dílce mají šířku 2390 až 3000mm, výška dílců je 600 mm. Ve vnitřním poli je konstrukce tvořena pod každou kolejí 4 nebo 5 ks nosníků T93 spřažených železobetonovou deskou. Nosníky mají výšku 1000 mm, šířka žebra je 600 mm a šířka v místě konzol od 1625 do 1930 mm.

Mezi samostatnými konstrukcemi je navržena těsněná podélná dilatační spára. Nosná konstrukce je navržena na zatěžovací vlak ČSD-T dle ČSN 736203/86. Konstrukce je posouzena i pro případný posun osy koleje ± 100 mm od teoretické osy koleje a je navržena dle teorie dovolených namáhání v souladu s ČSN 736207 „Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu“.

Dílce jsou na stavbě spojeny do jediného celku zabetonováním vnitřních příčníků nad pilíři, spřahující desky ve středním poli a 500 mm širokých podélných spojů mezi deskami v krajních polích. Konstrukce je po předepnutí doplněna koncovými příčníky, z nichž jeden ve směru na Prahu slouží pro zakotvení dilatace.

Součástí krajních prefabrikátů je i římsa, která je rozdilatována příčnými spárami na krátké úseky, aby nedocházelo ke spolupůsobení římsy s nosnou konstrukcí. Ve středním poli je římsa monolitická betonovaná po betonáži spřahující desky.

Nosníky T93

Jedná se o jednodílné, dodatečně předpínané nosníky betonované vcelku. České dráhy, divize dopravní cesty vydalo dne 12.12.1995 stanovisko č.j. 1432/1995 k využití nosníků SSŽ-T93 pro nosné konstrukce železničních mostů. V souvislosti s tratěmi ČD byly nosníky T93 použity při rekonstrukcích nebo novostavbách drážních mostů např. SO 18-19-02 přes Kyjovku na traťovém úseku Lužice Hodonín, most SO 1-203 nadjezd na železniční trati Kralupy nad Vltavou - Velvary v km 8,359, most SO 8-19-03 Doubravice na traťovém úseku Rájec – Jestřábí – Skalice n. Svitavou a dalších a množství dalších nadjezdů přes tratě ČD, především na nově rekonstruovaných koridorových tratí ČD.

Nosníky jsou vyráběny dle certifikátu výrobku č. 01-920 vydaném státní zkušebnou TAZÚS Praha. Jsou vyráběny individuálně pro každý objekt podle samostatně zpracované realizační dokumentace v souladu se vzorovým projektem a technologickými pravidly, které zpracovaly SSŽ Praha. Nosníky jsou betonovány do ocelové formy. Pro výrobu nosníků je použit beton C 45/55 - 3a (zn. 600), ocel 10505 (R) a jako předpínací systém je použit systém DSI Dywidag a ocel St 1570/1770 s velmi nízkou relaxací.

Deskové prefabrikáty

Jedná se o dodatečně předpínané deskové dílce. Prefabrikáty byly betonovány do individuálních forem. Do formy jsou v místech ložisek zabetonovány ocelové kotevní desky

s trny, přes které je dílec uložen na ložiska na opěrách.

Pro výrobu desek je použit beton C 45/55 - 3a (zn. 600), římsy jsou z betonu C 30/37 3b (zn. 425), ocel 10505 (R) a jako předpínací systém je použit systém DSI Dywidag a ocel St 1570/1770 s velmi nízkou relaxací. Do desek jsou osazeny kabelové kanálky a kotvy předpínacího systému pro kabely spojitosti a přídavné kabely nad vnitřními podporami. Tyto kabely se osazovaly a napínaly až na stavbě.

Postup montáže

Nejprve byly osazeny na pomocné podpory nosníky T93. Montáž desek byla provedena až po namontování nosníků středního pole. Po ukončení montáže byly vyarmovány podélné petlicové spoje, vnitřní příčníky a spřahující deska včetně propojení kabelových kanálků a provlečení předpínací výztuže.

V konstrukci je celkem 4+5 kabelů spojitosti z 19 lan. Kabely procházejí deskovými prefabrikáty krajních polí a žebry nosníků T93 ve středním poli a byly napínány oboustranně. Dále jsou v konstrukci přídavné kabely nad vnitřními podporami (celkem 7+9 v prvním poli a 6+7 ve třetím poli). Kabely jsou kotveny v koncových čelech krajních polí a procházejí přes vnitřní podpory do středního pole, kde jsou cca v 1/4 rozpětí zakotveny ve spřahující desce v tlačené zóně pomocí koštětové kotvy. Kabely jsou navrženy ze 6 lan. Konstrukce je nejprve předepnuta oboustranně kabely spojitosti ve stáří, kdy pevnost betonu desky a příčníků dosáhne min.70% výsledné krychelné pevnosti 42.5 MPa, tj. 30 MPa. Při dosažení pevnosti min.80% výsledné krychelné pevnosti 42.5 MPa, tj. 34 MPa, byly jako druhé napnuty přídavné kabely. Po předepnutí byly zainjektovány kabelové kanálky. Následně byly zabetonovány koncové příčníky včetně dilatace nad opěrou č. 4. Příčníky jsou z betonu C 30/37 – 3b (zn. 425), ocel 10505 (R).

Mostní vybavení

Ložiska
Mostní konstrukce je uložena na hrncová ve standardním uspořádání. Na pilíři č.2 jsou ložiska pevná a na ostatních pilířích ložiska podélně a všesměrně posuvná

Izolace
Izolace na nosné konstrukci je navržena ve dvou úrovních. Aby bylo vyloučeno prosakování vody pracovními spárami mezi prefabrikovanými dílci a monolitickou dobetonávkou, byly tyto spáry překryty nejprve stěrkovou polyuretanovou izolací, která byla kladena do připraveného vybrání hloubky 5 mm. Na takto připravenou konstrukci byly rozprostřeny a lokálně nataveny asfaltové izolační pásy s integrovanou ochranou „BRABANT“ od firmy SIPLAST. V horní části římsy pod ozubem římsy byla izolace připevněna přítlačným ocelovým metalizovaným páskem k římse.

Dilatační spára mezi mostními konstrukcemi byla překryta nataveným pásem Brabant Joint s pryžovým dilatačním profilem Cordon Neodyl, který byl zapuštěn do kapsy vzniklé okosením desek. Tento profil byl překryt pásem Brabant Joint.

Dilatační závěry, odvodnění, zábradlí
Nad opěrou č. 4 nosné konstrukce jsou navrženy povrchové dilatační závěry MAGEBA RS pro posun ± 40 mm. Dilatační závěry jsou v římsách zvednuty až k vybrání pod horním povrchem římsy. Těsnící gumový profil dilatačních závěrů je zakryt polypropylenovou deskou proti vnikání štěrku do mezery mezi F-profily.

Nosná konstrukce je odvodněna vytvořením spádu v desce mostovky. Deska včetně dobetonování je rozčleněna po max. 5,2 m na obdélníkové části, které jsou vyspádovány ke svému středu, kde je v desce zapuštěn atypický nerezový odvodňovač. Spád desky je vždy min. 2%. Mostní zábradlí je ocelové svařované z otevřených profilů.

Úpravy okolí mostu

Po dokončení demolice původních břehových pilířů do potřebné úrovně byla provedena oprava původního odláždění dna koryta Doubravy těžkým kamenným záhozem. Byly odstraněny zbytky nasypaných hrázek v korytě. Vedle sloupů tryskových injektáží byly zřízeny těžké záhozové patky z kamenů velikosti min. 300 mm a hmotnosti min. 80 kg, které tvoří základ pro šikmou část odláždění koryta. Na březích řeky a pod krajními poli mostu je provedena kamenná dlažba do betonového lože. Dlažba v krajních polích mostu bude je vyspádována 2 % tak, aby voda stékala od opěry směrem k pilíři. Za křídly jsou zřízeny skluzy ze žlabovek šíře 250 mm, do kterých je zaústěna drenáž za opěrami.

Využití konstrukcí z prefabrikovaných dílců

Používání prefabrikace v mostních stavbách bylo po roce 1990 plošně odmítáno, zejména pro závady, které se na těchto typech konstrukcí hromadně vyskytovaly. Vzniklé závady byly způsobeny především konstrukčním řešením, které bylo poplatné době vzniku, kdy byla preferována prefabrikace a unifikace tzv. „za každou cenu“ a dále použitím nevhodných materiálů nebo materiálů s nízkou životností. Existují však racionální důvody, které jasně ukazují, že použití moderních prefabrikovaných konstrukcí je plně oprávněné a to jak z hlediska ekonomického, tak i funkčního a estetického.

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

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

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

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

Ing. Němec, Pontex s.r.o., 244462243, nemec@pontex.cz
Ing. Komanec, Pontex s.r.o., 244462235, jkm@pontex.cz
Ing. Klimeš, SSŽ, a.s., závod Řevnice, 241724246/102, klimesp@ssz.cz

Zkušenosti z realizací vodotěsných izolací na stavbách železničních mostních objektů

Ing. Blanka Karbanová, Ing. Václav Podlipný
České dráhy, akciová společnost,
Generální ředitelství

Anotace

Kvalita provedení vodotěsných izolací závisí na mnoha faktorech. Jednak je důležitý kvalitně vypracovaný Projekt izolací, ve kterém jsou určeny zásady řešení vodotěsných izolací (včetně hlavních detailů) konkrétního objektu. Neméně podstatný je správně zpracovaný Technologický předpis, kde jsou specifikovány výrobky, které budou použity, pracovní postupy a dopracovány všechny detaily. Při aplikaci systému vodotěsných izolací je velmi podstatný zodpovědný přístup pracovníků prováděcí firmy, tzn. včetně dodržování Technologického předpisu. Příspěvek popisuje některé z chyb při provádění vodotěsných izolací, se kterými jsme se setkali na železničních mostních objektech. Zkušenosti z některých staveb železničních mostních objektů ukazují, že požadovaná životnost je ohrožena jednak drobnějšími, ale i zásadnějšími chybami při realizaci. Je třeba si uvědomit, že i malá chyba může způsobit vážné zatékání vody do mostního objektu a následně i jeho degradaci. Odstranění těchto vad je pak mnohdy velmi komplikovanou a drahou záležitostí.

Úvod

Hlavním důvodem aplikací vodotěsných izolací na mostních objektech je zabránění nežádoucímu působení všech forem vody na masivní i ocelové mostní objekty. Současně mají vodotěsné izolace ochránit materiál všech druhů konstrukcí (kámen, cihly, malta, beton) před degradací a ocelové části (mostovky, výztuž) před korozí. Průsaky vody do betonové konstrukce způsobí snížení kvality betonu, jsou vyplavovány rozpustné vápenaté součásti pojiva - cementu. To primárně snižuje pevnosti betonu, sekundárně se zvětšuje pórovitost betonu a zvyšuje se nebezpečí zhoršení jeho kvality. Otvírá se tím cesta pro agresivní účinky dalších chemických korozivních látek obsažených ve vodě i vzduchu. To vše může vést až ke ztrátě únosnosti mostní konstrukce. Druhým důvodem je částečná ochrana mostních objektů proti bludným proudům, jejichž působení může vést ke korozi výztuže a rovněž ke ztrátě únosnosti.

Pro navrhování, provádění a kontrolu vodotěsných izolací železničních mostních objektů byla zpracována Technická norma železnic **TNŽ 73 6280 „Navrhování a provádění vodotěsných izolací železničních mostních objektů“** s účinností od 1. dubna 2000. Technické kvalitativní podmínky staveb Českých drah (dále jen **TKP ČD**) jsou dokumentem, kterým je vymezen a upřesněn smluvní vztah mezi objednatelem a zhotovitelem. **Kapitola 22 „Izolace proti vodě“** (účinnost od 1. listopadu 2001) stanovuje požadavky na vodotěsné izolace staveb Českých drah. Obsahuje ustanovení určující základní požadavky na výrobky systémů vodotěsných izolací, o úpravách izolovaného podkladu (podkladní konstrukce) a o pracích souvisejících s prováděním vodotěsných izolací - technologii. Určuje povinnost zpracovat Projekt vodotěsných izolací - rozsah, obsah, uspořádání jsou stanoveny v „**Obecných technických podmínkách Českých drah, s. o., pro dokumentaci železničních mostních objektů**“ (dále jen OTP pro dokumentaci). V dokumentaci zhotovitele musí být vypracován kvalitní a podrobný Technologický předpis systému vodotěsné izolace (v OTP pro dokumentaci je vypsán základní obsah technologického předpisu). Dokumentace skutečného provedení vodotěsné izolace musí být součástí „Dokumentace skutečného provedení stavby“.

Dále v kapitole 22 TKP ČD jsou popsány průkazní a kontrolní zkoušky, přejímky, klimatická omezení atd. Záruční doby všeobecně stanoví kapitola 1 TKP ČD, záruční doba 10 let se vztahuje na vodotěsnost SVI a platí pro použité výrobky i provedení SVI včetně detailů vodotěsné izolace.
Výše zmíněné dokumenty definují požadavky investora jak na dokumentaci, tak na vlastní provádění vodotěsných izolací. Praxe však ukazuje, že kvalita Projektu izolací (pokud je zpracován) je závislá v první řadě na projektantovi. Důležitá je volba systému vodotěsných izolací, vyřešení izolace detailů. Projekt izolací slouží jako podklad pro vypracování Technologického předpisu vodotěsných izolací (dále jen TP).

Technologické předpisy systémů vodotěsných izolací

Smyslem Technologického předpisu je, aby stavební dozor objednatele mohl kvalifikovaně posoudit systém vodotěsných izolací s ohledem na lhůty výstavby, proveditelnost v daném čase (délka výluk, klimatické podmínky v období realizace) a odsouhlasil jej. Technologický předpis slouží rovněž zpětně stavebnímu dozoru ke kontrole provedení detailů, pracovních postupů, zkoušek, atd. To znamená, že by v něm měly být dořešeny všechny detaily (na základě projektu izolací), které se vyskytnou na tom konkrétním stavebním objektu. Úroveň zpracování TP je velmi rozdílná, protože je zpracováván velmi často v časové tísni, a tak v něm nejsou vyřešeny všechny detaily. Na stavbě pak dochází při aplikaci SVI k improvizacím, především při izolování již zmíněných detailů. V mnoha případech totiž není rozsah a podrobnost řešení detailů vodotěsných izolací v TP dostačující, např. chybí některé z těchto detailů:

- řešení SVI v místě tvarových změn podkladní konstrukce,
- řešení SVI v místech ukončení vodotěsné izolace,
- řešení SVI při napojení na veškeré druhy odvodnění,
- řešení SVI u dilatací příčných a podélných,
- napojování různých typů izolací (např. na svislé a vodorovné ploše),
- navázání nové izolace na starou u rekonsrukcí, atp.

Detaily vodotěsných izolací je nutno řešit tak, aby nedocházelo k zadržování vody na vodotěsné vrstvě. Napojení vodotěsné vrstvy na všechny vodotěsné prvky musí být provedeno tak, aby byla zajištěna vodonepropustnost v místě napojení.

Ukončení systému vodotěsné izolace se provádí pod okapním ozubem římsy. Pod ozubem betonové římsy se vodotěsná vrstva asfaltová pásová a syntetická fóliová včetně měkké ochranné vrstvy kotví pomocí přítlačných ukončovacích lišt z nerezové oceli. TNŽ 73 6280 požaduje na mostních objektech použití kotvicích prvků vyrobených z austenitické nerez oceli kvality A2, což není v některých případech splněno. Vzdálenost kotvicích prvků bývá větší, než povolených maximálně 300 mm (mezi kotvícími prvky) a cca 50 až 70 mm (od konce přítlačné lišty).

U některých mostních objektů ohrožených bludnými proudy není prováděno kotvení do hmoždinek ze syntetických hmot. Bývá překračován zákaz kotvení pomocí nastřelovacích hřebů, atd.

Velmi důležitá je role stavebního dozoru (technického dozoru investora). Při schvalování dokumentace (především Projektu stavby a Dokumentace zhotovitele) je proto třeba požadovat dopracování rozhodujících detailů. Při vlastní realizaci je nutná účast stavebního dozoru při přejímání podkladní konstrukce i jednotlivých vrstev systému vodotěsné izolace včetně kontroly provedených detailů.

Kvalita přebírané podkladní konstrukce

Povrch podkladní konstrukce musí zaručit optimální podmínky pro provedení, bezporuchovou a spolehlivou funkčnost systému vodotěsné izolace (po celou dobu předpokládané životnosti). Podkladní konstrukci železničních mostních objektů tvoří nejčastěji žlab kolejového lože (ocelová nebo betonová podkladní konstrukce). U spodních staveb je nejčastěji podkladní konstrukce betonová. U mezilehlých SVI je tvořena podkladní konstrukce zhutněnou, případně stabilizovanou vrstvou přesypávky (u přesypaných mostních objektů).

Ve většině případů při realizacích mostních objektů povrch ocelové podkladní konstrukce splňuje požadavky TNŽ 73 6280 při otryskání na stupeň přípravy povrchu Sa 2 1/2 a zbavení veškerých nečistot. V některých případech však nebyly opracovány spoje a styky s požadovanou pečlivostí, a tak se vyskytly ostré hrany a výstupky.

U betonové podkladní konstrukce jsou požadavky na vlastnosti povrchu rozdílné pro vodotěsnou vrstvu plnoplošně spojenou s podkladní konstrukcí a vodotěsnou vrstvu volně položenou na podkladní konstrukci. Zkušenosti z konkrétních staveb železničních mostních objektů ukazují, že v některých případech povrch betonové konstrukce vykazuje při vizuální kontrole různé lokální nerovnosti, trhliny, rýhy, důlky a dokonce i ostré výstupky zbytků výztuže. Přesto je takto „připravený“ povrch předán zhotoviteli vodotěsné izolace.

Na některých mostních objektech byl předán zhotoviteli vodotěsných izolací povrch, který nebyl zbaven volných nečistot a prachu, vyskytly se i chemické nečistoty. Penetračně adhezní nátěr bývá aplikován na povrch betonové pokladní konstrukce, ze které nebylo odstraněno cementové mléko nebo na špatně očištěnou podkladní konstrukci

zašpiněnou např. od bahna. Pokud je natavena na takto „připravený“ podklad vodotěsná vrstva, lze očekávat, že tento systém vodotěsné izolace nebude fungovat v budoucnu jako plnoplošně spojený s podkladní konstrukcí.

Po odbednění některých konstrukcí vystupuje na povrchu betonu kamenivo, což ukazuje buď na chyby ve zvolené technologii betonáže nebo při hutnění betonu. Tato situace bývá následně řešena dvěma způsoby. Pokud nikdo na tento jev neupozorní, je rychle vodotěsná vrstva aplikována na tento povrch. Druhé řešení je častější - kamenivo je rychle ukryto pod „vysprávku“ („sanaci“) betonu. Způsob provádění však vede k otázce, jaká bude životnost a následné fungování spojení starého a nového betonu, když v mnohých případech není použito spojovacího můstku.

Termíny výstavby železničních mostních objektů jsou v některých případech krátké (s ohledem na povolené výluky železniční dopravy), a tak nelze v takovýchto případech dodržet dostatečné stáří betonové podkladní konstrukce. Podle TNŽ 73 6280 by mělo být pro vodotěsnou vrstvu plnoplošně spojenou s podkladní konstrukcí minimální stáří betonu 21 dní. Pro aplikaci systému vodotěsné izolace (dále jen SVI) v kratším čase je proto nutno učinit technická opatření k dosažení požadovaných vlastností betonů nebo použít SVI, jejichž přípravná vrstva zajišťuje adhezi vodotěsné vrstvy na vlhký a nevyzrálý beton. Pokud je aplikována vodotěsná vrstva volně položená, má být stáří betonové podkladní konstrukce zpravidla 3 dny a současně minimální pevnost v betonu v tlaku 15 MPa.

Podkladní konstrukce ze zhutněné přesypávky (vodotěsná vrstva volně položená na podkladní konstrukci - jedná se nejčastěji o přesypané mostní objekty) musí být rovnoměrně a plnoplošně zhutněna na předepsanou hodnotu (požadavky TNŽ 73 6280 jsou stanoveny v souladu s předpisem **ČD S4 – Železniční spodek**) a přesypávka na povrchu nesmí mít ostré lokální nerovnosti, zbytky ropných produktů a jiných organických látek.

Provedení systému vodotěsné izolace

U systémů plnoplošně spojených s podkladní konstrukcí je důležité pečlivé provedení přípravné vrstvy. Na ocelovou podkladní konstrukci je nutno při aplikaci adhezních nátěrů s protikorozními účinky, které zajišťují přilnavost vodotěsné vrstvy a současně chrání ocelovou konstrukci před korozí, respektovat předpis **ČD S 5/4 - Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí**. Podle tohoto předpisu není možné nanášet základní nátěr (přípravnou vrstvu – adhezní nátěry s protikorozními účinky) válečkem, aplikace je povolena jen stříkáním a nátěrem štětcem. Přípravná vrstva musí být provedena do 2 hodin (podle TNŽ 73 6280) od začátku úpravy povrchu ocelové podkladní konstrukce. Při kontrole na jedné stavbě bylo zjištěno, že pod adhezním nátěrem s protikorozními účinky (nejčastěji v místech „překryvu“ nátěru) začíná korodovat ocelová konstrukce. Nebyl zde dodržen předpis ČD S 5/4, adhezní nátěr s protikorozními účinky byl aplikován válečkem.

Na betonové podkladní konstrukci zvyšuje přilnavost vodotěsné vrstvy penetračně adhezní nátěr. Ve většině případů jsou adhezní nátěry aplikovány tak, aby dokonale pronikly do pórů betonové podkladní konstrukce.

Větším problémem bývá dodržování aplikačních teplot, ne vždy jsou minimální i maximální teploty dodržovány. Adhezní nátěry na bázi asfaltu lze provádět při teplotě vzduchu a podkladní konstrukce +5 °C (pokud Technologický předpis nestanoví jinak). Adhezní nátěry na bázi pryskyřic lze provádět při teplotě vzduchu obvykle od +10 °C do +40 °C, teplotě podkladní konstrukce od +12 °C do +40 °C a alespoň 3 °C nad teplotou rosného bodu a při relativní vlhkosti vzduchu maximálně 75 %. Vodotěsná vrstva může být prováděna po vyprchání ředidel (penetračně adhezní nátěry a adhezní nátěry s protikorozními účinky na bázi asfaltu) nebo po vytvrdnutí všech vrstev (penetračně adhezní nátěry a adhezní nátěry s protikorozními účinky na bázi pryskyřic), což opět někdy nebývá dodržováno.

V souladu s vypracovaným Projektem izolací by měla být provedena asfaltová pásová vodotěsná vrstva jako jednopásová, dvou nebo vícepásová. Asfaltové pásy je nutné spojit pečlivě v přesazích (po celé jejich ploše), minimální šířka přesahu by měla být dodržována (podle TNŽ 73 6280). Na některých stavbách, kde je aplikována jednopásová vodotěsná vrstva plnoplošně spojená s podkladní konstrukcí, nebyl respektován požadavek na minimální přesah 80 mm v podélném směru a 100 mm v příčném směru pásů. Volně položená jednopásová vodotěsná vrstva na podkladní konstrukci musí mít přesah pásů 150 mm v obou směrech. Při provádění dvoupásové vodotěsné vrstvy plnoplošně spojené s podkladní konstrukcí je nutné dodržet minimální přesah 80 mm v podélném směru pásů. Vzájemné posunutí spojů ve spodní a vrchní vrstvě pásů (minimálně 300 mm) nebývá v některých případech provedeno.

Kontrolou pomocí diagnostické koule bývají zjištěny chyby při natavování spodního pásu k podkladní konstrukci nebo vrchního pásu ke spodnímu, často i v místech přesahů. Chybí pečlivost při provádění přesahů, byly zjištěny nedostatečně stavené přesahy (např. místo 80 mm bylo kvalitně spojeno pouze cca 15 mm). Při následném rozříznutí tohoto „spoje“ bylo zjištěno, že při provádění nebyla natavena ani spalná fólie. Špatné provedení svaření v přesazích vede následně k selhání SVI a zatékání vody do mostního objektu.

V některých případech bylo při vizuální kontrole vodotěsné vrstvy zjištěno, že na několika místech došlo ke „spálení“ asfaltové modifikované hmoty pásu. K tomu mohlo dojít při natavování, kdy byl pás zahříván déle, až došlo ke vznícení asfaltové hmoty. U takto poškozené vodotěsné vrstvy nelze předpokládat, že budou splněny její požadované fyzikální a mechanické vlastnosti po celou dobu požadované životnosti.

Pro syntetickou fóliovou vodotěsnou vrstvu je nutné respektovat obdobná pravidla jak pro přípravu povrchu podkladní konstrukce, tak přípravnou vrstvu (geotextilie o minimální plošné hmotnosti 300 g/m^2) i pečlivost při svařování (či lepení) v přesazích. Právě nepozornost při svařování v přesazích (především při ručním svařování) vede

k problémům na stavbě, protože následné podtlakové kontroly těsnosti jednotlivých sektorů je třeba provádět opakovaně, musejí se vyhledávat chybně svařená místa, a tím dochází ke zpožďování předávání SVI oproti harmonogramu prací.

Provádění SVI v místech konstrukčních detailů nebývá prováděno v některých případech pečlivě. Někdy není navrženo zcela správné provedení příslušných detailů již v Projektu izolací (pokud je vůbec vypracován). Protože není včas proveden výběr zhotovitele vodotěsných izolací, nezbývá již mnoho času některé nevhodné návrhy detailů dořešit v Technologickém předpisu. V jiných případech je Projekt izolací zpracován správně, ale není předán zhotoviteli vodotěsných izolací. Nejčastěji potom časová tíseň vede k improvizacím pracovníků firmy, která aplikuje vodotěsné izolace na stavbě. Některá zvolená řešení přivodí časté problémy, kdy je mostní objekt reklamován kvůli tekoucím izolacím.

Některá provizorní řešení nebývají dořešena pro krátké termíny výstavby mostních objektů. Například přes odvodňovací systém byly položeny geotextilie - měly tento systém chránit během výstavby před zanesením. Před zřizováním kolejového lože však nebyly odstraněny. V některých případech je zvolen nevhodný sled prací - např. kotevní železa jsou odstraňována až v době, kdy je již na mostní konstrukci aplikována vodotěsná vrstva. Přitom dochází často k poškození SVI, protože nebývá ničím chráněn.

Dojem, že vodotěsná vrstva vydrží hodně, je zřejmě prozatím na stavbách zažitý. Nebývá běžným zvykem opatřit již položenou vodotěsnou vrstvu ochrannou vrstvou v co možná nejkratší době, přestože se to doporučuje (s ohledem na povětrnostní podmínky a technologii prací). Po položené vodotěsné vrstvě v lepším případě chodí lidé, v horším případě pojíždí mechanizmy. Pokud tam spadne lešenářská trubka, či vznikne jiné poškození vodotěsné vrstvy, nikdo se k tomu nechce znát. Pro stavební objekt pak vzniká nebezpečí, že pokud nebudou před provedením ochranné vrstvy objevena všechna poškozená místa SVI, může docházet k průniku vody do konstrukce a k její následné degradaci.

Jednou z chyb, které se prozatím stále ještě objevují na našich stavbách, bývá nedodržování předepsaných teplot vzduchu a podkladu při aplikaci SVI. Tyto teploty jsou určeny výrobcem, jsou popsány v Technických podmínkách dodacích, na jejichž základě byl SVI schválen a v odsouhlaseném Technologickém předpisu, podle kterého smí být na konkrétním stavebním objektu prováděn SVI. Běžně platí, že minimální teplota vzduchu při pokládání musí být minimálně o 20 °C vyšší než jsou teploty, při kterých vyhoví zkouška ohebnosti na trnu (pro asfaltové pásové vodotěsné vrstvy) nebo zkouška ohybu za snížené teploty (pro syntetické fóliové vodotěsné vrstvy). Pro asfaltové modifikované pásy schválené pro používání na železničních mostních stavbách by neměla teplota vzduchu při natavování klesnout pod +3 °C a podkladu pod 0 °C. Při lepení syntetické fóliové vodotěsné vrstvy je minimální teplota vzduchu +10 °C (rozhodující je však v obou případech teplota vzduchu a podkladu v Technologickém předpisu, která musí být respektována!).

Pro používání na železničních mostních objektech byly prozatím schváleny jen syntetické bezešvé vodotěsné vrstvy, které se provádí stěrkováním nebo stříkáním v jedné nebo více dílčích vrstvách. Při jejich aplikaci je nutno respektovat předepsané klimatické a aplikační podmínky stanovené v TP, neboť nedodržení může vést např. k nevytvrdnutí vodotěsné vrstvy. Neméně důležitá je průběžná kontrola nanášené tloušťky vodotěsné vrstvy během její aplikace. Protože provádění závisí na lidském faktoru, je třeba tloušťku vodotěsné vrstvy pečlivě sledovat. Spoje bezešvých systémů vodotěsných izolací jsou jen pracovní, vynucené postupem stavebních prací nebo klimatickými podmínkami. Způsob napojení včetně šířky napojení na vrstvu již provedenou je individuální a závisí na použitém systému, je nutné je provádět tak, jak jsou navrženy a řešeny v TP vodotěsných izolací.

Před aplikací SVI na konstrukce, které jsou namáhány tlakovou vodou, je třeba návrh řešení SVI včetně detailů vypracovat důsledně již v Projektu izolací. Měly by být navrženy jen takové SVI, u kterých výrobce nebo dovozce deklarují jejich použití v tlakové vodě. Protože však není běžné, aby jako součást Projektu stavby byl zpracován Projekt izolací, řeší TP jen část detailů (s ohledem na časovou tíseň), „waterstopy“ nebývají zabetonovány v dilatacích (projektant je často opomene navrhnout), tím je dán na stavbě opět volný prostor improvizacím (více či méně zdařilým). Proto je bilance, která vychází z posledních sledování, velice nepříznivá – skoro každý druhý podchod postavený v posledních deseti letech v tlakové vodě vykazuje závady na vodotěsných izolacích.

Tento výsledek není způsoben jen improvizacemi, velký vliv mají i následně prováděné práce - svařování výztuže na měkké ochranné vrstvě, její propálení jiskrami, padajícími elektrodami atd. Potom je otázkou, do jaké míry je poškozena vodotěsná vrstva a zda bude zaručena v budoucnu její vodotěsnost. Fóliové izolace bývají při pokládce výztuže protrženy, ne vždy stavební dozor či aplikační firma SVI dohledají všechny poruchy vodotěsné izolace, a tak je otázkou času, kdy se na zabetonovaných dílech mostního objektu (podchodu) objeví prosakující voda. V reklamačním řízení bývá velmi těžké opravit poškozenou izolací, protože na mostním objektu jsou již provozované koleje. Opravy materiály na bázi krystalizace (Xypex, Akvatron, Waterseal, atd.) vedou prozatím jen k částečným řešením problémů tekoucích podchodů (dle dosavadních zkušeností).

Při pracích, které následují po provedení systému vodotěsné izolace, není poškozena jen měkká ochranná vrstva, ale zasažena je často i vodotěsná vrstva. I když jsou tyto chyby objeveny, je někdy velmi těžké opravit poškozená místa pro velkou hustotu výztuže. Poruchy vodotěsné izolace by nemusely nastat, kdyby byly respektovány požadavky technologických předpisů např. na chránění měkké ochranné vrstvy během svařování, postup při zřizování kolejového lože, atd. Vedle porušení měkké ochranné vrstvy štěrkem nebo přímo mechanizací je nedostatečný přesah jednotlivých geotextilií jen malou chybou.

Při provádění tvrdé ochranné vrstvy z betonu bývá použita na některých stavbách nižší třída betonu, než je předepsána TNŽ 73 6280 (beton třídy C -/28). V TP je totiž nesprávně popisována tvrdá ochranná vrstva jako mazanina, což vede k použití nižších tříd betonu bez vyztužení. V některých případech není ocelová výztužná síť ve své poloze fixována distančními podložkami, a tak je položena na geotextilii. Pokud jsou použity distanční podložky, je třeba brát ohled na vodotěsnou vrstvu, proto nejsou vhodné distanční podložky s ostrohrannými „žebříčky“. Doporučuje se překrýt textilii tenkou separační fólií (např. PE) – běžně však není prováděno.

Při kladení tvrdé ochranné vrstvy z asfaltobetonu a litého asfaltu je třeba sledovat teplotu vodotěsné vrstvy z asfaltových modifikovaných pásů. Při vysokých teplotách vzduchu (nad +30 °C) a slunečném počasí dochází k nadměrnému zahřívání vodotěsné vrstvy i konstrukce mostu. Při těchto podmínkách je chladnutí litého asfaltu pomalejší. V místech spojů tak může snadněji dojít k poklesům vlivem rozředění litého asfaltu hmotou z modifikovaných asfaltových pásů. Většinou je litý asfalt kladen v povolených minimálních tloušťkách, proto nebývají tato minima dodržena v místech poklesů. Dále tyto poklesy brání rychlému odvedení vody z povrchu konstrukce, drží se v nich voda, která v zimních měsících zmrzne. Časem jsou tato místa porušena působením vody, kolejového lože a dynamického namáhání.

Na svislých stěnách mostních objektů pod plání tělesa železničního spodku bývají používány desky z extrudovaného polystyrénu tloušťky 50 mm překryté textilií o plošné hmotnosti 300 g/m^2. Při náhodných kontrolách některých stavebních objektů bylo zjištěno, že jednotlivé desky pokládané na sraz neměly spáry zajištěné proti poškození vodotěsné vrstvy (např. přelepené páskou). Rozestupy desek byly v některých místech větší než cca 5 mm. Zásypový materiál pak může proniknout do těchto mezer a následně poškodit vodotěsnou vrstvu.

Pro používání na železničních mostních objektech jsou schváleny asfaltové modifikované pásy s integrovanou ochrannou vrstvou (SVI Brabant). Naintegrovaná geotextilie na povrchu pásu vede některé pracovníky aplikačních firem k domněnce, že spoje není nutné již ničím chránit. Právě spoje jsou však nejzranitelnějším místem tohoto SVI, proto je nutné je překrýt pruhem geotextilie. Na jedné stavbě vznikla zajímavá situace. SVI Brabant použila aplikační firma jako „ochrannou vrstvu“ pro jiný systém vodotěsné izolace. Spáry nebyly překryty geotextilií, protože se prý jednalo o ochrannou vrstvu.

Jak již bylo výše zmíněno, k nečastějším poškozením SVI dochází zřejmě při provádění následných prací. Ať již při svařování výztuže, zasypávání stavebního objektu či zřizování kolejového lože. K poškození měkké ochranné vrstvy dochází nejvíce při zřizování kolejového lože, při nedodržení předepsaného postupu, je pod mechanizmy nedostatečná tloušťka kolejového lože. Často se stávají případy, kdy těžké mechanizmy pojíždějí po vrstvě štěrku cca 100 mm, ačkoliv je

požadovaná minimální tloušťka kolejového lože 250 mm až 300 mm. Prudké rozjezdy a brždění vozidel navážejících štěrk umožňují urychlení zřizování kolejového lože, ale vedou k poškození SVI. Zákaz používání vibrace při hutnění kolejového lože na mostních objektech (s ohledem na vodotěsnou izolaci) není v některých případech respektován. Obdobně je postupováno i na některých jiných stavbách, kde je zakázáno podbíjení mechanizací pro nedostatečnou výšku kolejového lože mezi ložnou plochou pražce a vodotěsnou vrstvou. Přesto obsluhující pracovník projede nad mostním objektem s pracující podbíječkou. Při zřizování kolejového lože musí být respektována novela předpisu **S 3/1 – Předpis pro práce na železničním svršku** (účinnost od 1. 1. 2003), na mostních objektech platí zejména články 220 až 227.

Při kontrolách na mostních objektech není nouze o překvapení různého typu. Pracovníci, kteří měli připravit plochy betonových říms pro aplikaci ochranných a sanačních nátěrů, otryskali současně s touto římsou i geotextilii, která chránila vodotěsnou vrstvu na stěnách žlabu kolejového lože. Znamená to, že bude nutné opravit ochrannou vrstvu vodotěsné vrstvy pod ozubem římsy před doštěrkováním.

Závěr

Výše zmíněné chyby jsou různě závažného charakteru, všechny však vedou ke snížení životnosti SVI a následně k degradaci nosné konstrukce, a tím i zkrácení životnosti mostního objektu. K mnohým by nemuselo a nemusí docházet při pečlivějším provádění SVI a ohleduplnějším chování všech pracovníků na stavbě k již provedeným vodotěsným izolacím. Snahou všech firem, které se podílejí na výstavbě mostního objektu, by mělo být, aby byla stavba předána v co možná nejvyšší kvalitě.

Novinky TKP a MVL z oboru konstrukcí a mostů

Ing. Stečínský, Ing. Kratochvílová, Ing. Hloušek - České dráhy a. s.
Doc. Ing. Hrdoušek, CSc. - ČVUT Praha
Ing. Brožovský, CSc. - VUT Brno
Ing. Wangler, Ing. Salava - SUDOP PRAHA a. s.

Příspěvek informuje o novelizovaných kapitolách TKP staveb ČD v souvislosti se zpracováním evropských norem a jejich zaváděním do soustavy ČSN. Podává informaci o nově zpracovaných mostních vzorových listech.

ÚVOD

Již několik let probíhá permanentní proces tvorby evropských standardů, které postupně přebírají členské státy CEN (Comité Européen de Normalisation), jehož členem je také Česká republika. Z formálního hlediska lze konstatovat, že relativně ucelený a konzistentní systém českých norem v oblasti stavebnictví je nahrazován novým systémem evropských norem, který zatím vykazuje velké množství mezer a mnohdy i nejasné vzájemné provázanosti jak mezi jednotlivými normami navzájem, tak ve vztahu k jiným typům předpisů, direktiv a nařízení, ať již národního nebo evropského původu. Kromě toho vznikají a jsou přebírány do soustavy ČSN normy ISO. K tomu je nutné připočíst stávající charakter českých technických norem, které jsou sice platné, leč ne obecně závazné.

V tomto stavu věcí je záležitostí investora stanovit pro investiční i neinvestiční výstavbu takové technické specifikace, které vymezí pokud možno jednoznačně předmět zakázky včetně kvalitativních parametrů. Vzhledem ke stále se měnícímu legislativnímu prostředí (jak z čistě právního hlediska, tak v oblasti technické legislativy) jde také o permanentní proces, který je v neustálém vývoji. Vedle základního prvku zadávací dokumentace, kterým je bezpochyby projektová dokumentace, patří mezi specifikace zakázky Technické a kvalitativní podmínky staveb Českých drah (TKP). TKP staveb ČD jsou základním smluvním podkladem pro smlouvy o dílo mezi ČD a zhotovitelem. Specifikují požadavky investora na kvalitu prováděných prací, zabudovaných materiálů atd. TKP staveb ČD je nutno považovat za součást projektové specifikace.

V oblasti betonových konstrukcí, mostů a tunelů se jedná o kapitoly 17, 18, 20, 23 a 24. Základní požadavky pro celé TKP jsou souhrnně definovány v kapitole 1. V minulých třech letech doznaly všechny tyto kapitoly TKP významných změn s výjimkou kapitoly 23, kterou zásadní novela teprve čeká. Novelizaci byla nejdříve podrobena kapitola 20 - Tunely, která ve svém předchozím znění obsahovala značně zastaralá ustanovení. V roce 2001-2003 byly novelizovány kapitoly 17 a 18 (v návaznosti na evropské předběžné normy - ENV a po jejich konverzi v návaznosti na evropské normy - EN) a v průběhu roku 2003 kapitola 24. K ENV je připojen Národní Aplikační Dokument (NAD), ve kterém bylo možno ve vymezeném rozsahu zaujmout národní stanovisko. K EN je tvořena Národní Příloha (NP), ve které je možné do vyjmenovaných článků uvést národní požadavky. Kromě toho je možné k EN přidat informativní přílohu, ve které budou uvedena ustanovení k problémům, které nejsou v EN řešeny.

Kapitola 17 TKP Beton pro konstrukce

Zpracovatelem kapitoly bylo Vysoké učení technické v Brně, fakulta stavební, Ústav technologie stavebních hmot a dílců, jmenovitě Ing. Jiří Brožovský, CSc., Doc. Ing. Rudolf Hela, CSc. a Prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.

Novela vychází z platného znění ČSN EN 206-1 Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda a ČSN P ENV 13670-1 Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení. Kapitola 17 TKP ustanovení těchto norem dále doplňuje, rozšiřuje a v některých případech i mírně pozměňuje, tam kde je to z hlediska potřeb zadavatele účelné.

České dráhy nemají ambice jakýmkoliv způsobem zasahovat do procesu certifikace stavebních výrobků dle Nařízení vlády č. 163/2002 Sb. a považují tento proces za ucelený s výstupem v podobě certifikátu a s požadavkem na předložení prohlášení o shodě na dodávaný beton od výrobce. Z toho také vyplývá, že v případě běžně vyráběných a dodávaných typových betonů jsou průkazní zkoušky záležitostí výrobce a procesu certifikace výrobku. Zároveň jsou však TKP dostatečným technickým podkladem pro tento proces a v případě potřeby mohou být v nutném rozsahu použity. České dráhy tedy přistupují k betonu jako k výrobku s předpokládanou jakostí a životností (trvanlivostí), u něhož se kontrolními zkouškami tato jakost potvrzuje. Na rozdíl od průkazních zkoušek je na kontrolní zkoušky kladen velký důraz.

Při zpracování kapitoly 17 byl kladen důraz na přehlednost údajů a v rámci možností transparentnost požadavků. I z těchto důvodů byla, tam kde je to možné, volena forma tabulkových přehledů.

Například tabulka 17-3 obsahuje převody dřívějších pevnostních tříd a značek betonů na třídy dle ČSN EN 206-1, aby byl umožněn bezproblémový přechod z návrhových norem dle různých metodik k požadavkům na provádění dle TKP staveb ČD.

Tabulka 17-4 obsahuje limitní požadavky na vybrané složky betonu a požadavky na minimální třídy betonu dle stupně vlivu prostředí. Jedná se o obdobu tabulky F.1 z ČSN EN 206-1 s úpravou některých požadavků a stanovením jejich závaznosti pro stavby ČD, resp. SŽDC.

Kapitola 17 TKP dále obsahuje základní požadavky na čerpatelný beton, samozhutňující betony, mezerovitý (drenážní) beton, polymermalty a polymerbetony; požadavky na specifikaci betonu, technologické postupy prací, dopravu, ukládání a ošetřování.

Kapitola 18 TKP Betonové mosty a konstrukce

Zpracovatelem kapitoly je České vysoké učení technické v Praze, fakulta stavební, jmenovitě Doc. Ing. Vladislav Hrdoušek, CSc., Doc. Ing. Jiří Krátký, CSc. a Ing. Roman Šafář.

Kapitola 18 uvádí zejména specifikace požadavků na betonové mosty a konstrukce v rámci smluvního vztahu mezi objednatelem a zhotovitelem, dále sumarizace požadavků na provádění betonových konstrukcí pro potřeby zhotovitele a pro potřeby stavebního dozoru.

Novela kapitoly 18 má nahradit ČSN 73 2400 a ČSN 73 2401 a vychází z požadavků ČSN P ENV 13670-1 Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení. Vzhledem k tomu, že ustanovení této ENV nepokrývají zcela ustanovení českých norem pro provádění, byla do TKP převzata vybraná ustanovení ČSN 73 2400 a ČSN 73 2401. Velmi složitá je část požadavků, týkající se geometrické přesnosti ve výstavbě. V ČSN P ENV 13670-1 nejsou všechny požadavky uvedeny a proto zůstávají v platnosti i české normy, týkající se této oblasti. Pro snadnější orientaci jsou mezní vytyčovací odchylky uvedeny v Příloze 4 kapitoly 18 TKP.

Novela kapitoly obsahuje čtyři přílohy. Příloha 1 stanovuje požadavky na návrhovou životnost konstrukčních prvků, minimální třídy betonu pro konstrukční prvek z hlediska trvanlivosti pro příklad pravděpodobného stupně vlivu prostředí. Příloha 2 uvádí příklady materiálových specifikací ve fázi projektové přípravy. Příloha 3 zavádí požadavky na minimální krytí výztuže betonem z hlediska trvanlivosti. Tyto hodnoty odráží hodnoty

dle návrhu Eurocodu 2. Zároveň prakticky pokrývají i hodnoty návrhových norem s ohledem na zajištění soudržnosti mezi ocelí a betonem, přesto je nutné vždy zkontrolovat a zohlednit i požadavky návrhových norem. Příloha 4 pojednává o požadavcích na geometrickou přesnost při výstavbě.

Kapitola 24 TKP Zvláštní zakládání

V roce 2003 proběhlo přepracování kapitoly 24 Zvláštní zakládání TKP. Nové, aktualizované vydání se zapracováním změn si vyžádal časový odstup od posledního vydání v roce 2000. V tomto meziobdobí došlo u řady norem k mnoha změnám. Některé normy zanikly, jiné doznaly při nových vydáních řady úprav. Většina úprav TKP souvisí s přejímáním evropských norem a zaváděním nových technologií, jejichž vývoj prochází rychlým tempem.

Zpracování novely kapitoly 24 Zvláštní zakládání bylo provedeno za účelem podrobné a kompletní revize stávajícího znění s důrazem na problematiku, uvedenou v následujících bodech:

1. Znění novely musí navazovat na stávající úpravy v systému českých technických norem. Ustanovení TKP požadavky ČSN dále specifikují, rozšiřují nebo upravují.
2. Novela kapitoly musí odzrcadlovat stávající stav v oblasti zakládání staveb a srozumitelně specifikovat požadavky investora.
3. Zvláštní pozornost věnovat na specifikaci průkazních a kontrolních zkoušek.

Nově zpracovaná kapitola 24 (Zvláštní zakládání) TKP byla zpracována tak, aby odpovídala české i mezinárodní legislativě, respektovala filozofii předchozí platné kapitoly 24 Zvláštní zakládání (účinnost od 1.12.2000) a logicky navazovala a doplňovala ostatní dotčené kapitoly TKP, především kap. č. 1, č.3, č. 17, č. 18 a č. 20 TKP ČD.

<u>Uspořádání kapitoly a její rozšíření o nové technologie</u>

V rámci přepracování kapitoly bylo zavedeno nové uspořádání. V zájmu zjednodušení a zamezení duality jsou v novém uspořádání všechny technologie vždy v jednotlivých oddílech vyřešeny kompletně. Mnohé články jednotlivých oddílů mají souhrnnou platnost pro více technologií. Důsledně je dbáno na využívání odkazů na související TKP, normy a předpisy. Výsledkem je obsahové zpřehlednění celé kapitoly. Aktualizované vydání se týká následujících prvků zvláštního zakládání :

- Piloty, podzemní stěny
- Štětové stěny
- Kotvy, mikropiloty, hřebíky
- Injektování hornin a zemin
- Trysková injektáž
- Deep mixing (hloubkové zlepšování zemin mísením s pojivy)

Do TKP byly začleněny dříve neuvedené či nové technologie, tj. štětové stěny, hřebíky (prEN 14490 „Execution of special geotechnical works – Soil nailing“) a hloubkové zlepšování zemin mísením s pojivy (prEN 14679 „Execution of special geotechnical works - Deep mixing“). Obě zmiňované evropské normy jsou v návrhu a s jejich schválením se počítá v roce 2004 a 2005.

Mostní vzorový list 511

Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými ocelovými nosníky

Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými nosníky jsou jedním z nejčastěji užívaných typů nosných konstrukcí pro malá a střední rozpětí (cca do 25 m), zejména pak v případech, kdy je požadována malá stavební výška.

Nosné konstrukce tohoto principu se realizují u ČD cca od r. 1870. V roce 1939 byly pro ně zpracovány první „normální plány". Tehdejší metodika návrhu předpokládala pouze statické působení ocelových nosníků, zatímco beton měl pouze funkci ztužení a výplně. V 70. letech 20. století se u ČD začalo uplatňovat nové pojetí konstrukcí se zabetonovanými nosníky. Ty byly nadále považovány za konstrukce ocelobetonové, ve kterých tlačená část železobetonové desky spolupůsobí s ocelovými nosníky v pružném stavu. V roce 1971 byly vydány vzorové výpočty, v roce 1981 následovaly směrnice pro návrh a provádění. Podle údajů mostního evidenčního systému u ČD (stav 12/2002) činí je v síti ČD 3724 nosných konstrukci se zabetonovanými nosníky nebo kolejnicemi. 67 % z nich přitom bylo provedeno před rokem 1920 a bude proto zjevně postupně vyžadovat rekonstrukci. Nosné konstrukce se zabetonovanými nosníky vzhledem ke své malé stavební výšce zároveň představují hlavní formu náhrady původních ocelových konstrukcí bez kolejového lože. V souvislosti s výstavbou železničních koridorů a zvyšováním traťových rychlostí lze tedy očekávat další nárůst počtu nosných konstrukcí tohoto typu.

Za hlavní výhody nosných konstrukcí se zabetonovanými nosníky lze považovat:

- malou stavební výšku (dosažitelný poměr rozpětí ke konstrukční výšce činí cca 25),
- přehledné statické působení,
- jednoduché konstrukční řešení,
- jednoduché provádění a krátkou dobu výstavby,
- absenci skruže při provádění,
- relativní bezpečnost proti nárazu silničních vozidel.

Konstrukce daného typu se uplatňují i v zahraničí. Všechny aktuální zahraniční podklady vycházejí z plasticitního výpočtu metodikou mezních stavů. Konstrukční řešení odpovídá soudobým poznatkům.

Za daných okolností vznikla potřeba inovovat stávající typizační podklady ČD, jejímž výsledkem je MVL 511. Jeho cílem je především vytvořit účinnou pomůcku pro návrh, provádění a údržbu tohoto typu nosných konstrukcí. MVL 511 vychází ze zahraničních podkladů, přičemž řešení v nich obsažená přizpůsobuje souvisícím TNP ČD, aktuálně platným ČSN i tuzemským zvyklostem návrhu i provádění. Pokud závaznější předpisy umožňují více variant řešení konkrétního problému, usiluje MVL 511 přímo vymezit řešení optimální.

V období postupného zavádění evropských norem se MVL 511 snaží specifikovat jednoznačná pravidla pro jejich aplikaci, zejména v případech, ve kterých vznikají rozpory mezi předběžnými zněními jednotlivých norem. MVL 511 zároveň řeší i souvisící detaily mostního vybavení, které lze uplatnit i u konstrukcí jiných typů. Jeho součástí jsou vzorové výkresy a vzorový statický výpočet. MVL 511 v současné době prochází připomínkovým řízením a bude vydán v průběhu roku 2004.

Obr. 1 Nosné konstrukce mostů se zabetonovanými nosníky v aktuálním provedení

Mostní vzorový list 991 Ocelové ohybově měkké trouby ukládané do země

Nosné konstrukce mostů a inženýrských objektů dle MVL 991 představují *„kombinovanou stavbu“* jejíž nosnost je podmíněna spolupůsobením okolních vrstev zeminy. Ohebné ocelové trouby z vlnitých plechů, opatřené protikorozní ochranou, se na staveništi sešroubují do požadovaného tvaru a následně zasypou zeminou, ukládanou symetricky po vrstvách a dobře hutněnou. Ve zhutněném zásypu se vlivem ocelové skořepiny vytvoří nosná klenba. Spolupůsobením nosné klenby zemního zásypu a podpůrné ocelové skořepiny vznikne stabilní, statický definovatelný systém. Na základě ohybové pružnosti ocelových vlnitých trub je svislé zatížení je přenášeno pouze normálovými silami bez ohybových momentů, neboť tvar ohebné trouby se vlivem působení zatížení aktivního (zatížení zeminou a dopravou) a pasivního (odpor zeminy) přiblíží tvaru tlakové čáry. Ohebná trouba potom působí jako klenba se symetrickým zatížením a všechny ostatní síly přejímá zemní těleso vlivem svého vnitřního tření.

Ohebné ocelové trouby lze použít k výstavbě propustků, kolektorů pro různá technologická zařízení, ale i podchodů a mostů, v rozsahu přemostění od světlosti 0,30 m po volnou šířku 17,00 m. Jsou vhodné nejen pro nové objekty, ale i jako náhrada stávajících konstrukcí. Hlavními výhodami mostních objektů z ohebných trub jsou:

- interakci se zeminou při přenášení zatížení, což umožňuje navrhovat subtilní a ekonomické konstrukce,
- velmi rychlá doba výstavby,
- absence ložisek, dilatací, a přechodových desek,
- jednoduché založení, neboť konstrukce působí jako součást násypu a na její podloží jsou kladeny stejné nároky jako na podloží okolního násypu.

MVL 991 v současné době prochází připomínkovým řízením a bude vydán v průběhu roku 2004.

Obr. 2 Zahraniční mostní objekty z ohebných trub

Závěry z tenzometrického měření Jezernického viaduktu.

Ing. Miroslav Teršel, České dráhy a.s., GŘ, odbor stavební
Ing. Ladislav Klusáček, CSc., VUT Brno, Fakulta stavební, ÚBaZK

V roce 1999 až 2001 proběhla rekonstrukce tzv. Jezernického viaduktu, evidovaného jako železniční most v km 203,000 trati Přerov – Petrovice u Karviné – st.hr. Most má v koleji č.1 nově vybudovanou nosnou železobetonovou klenbovou konstrukci, na níž v průběhu výstavby a rok po dokončení bylo prováděno tenzometrické měření. Předkládáme tímto první závěry z tenzometrického měření nové nosné konstrukce a navazujícího geodetického měření. Závěry jsou přednostně zaměřené na důsledky pro zatížitelnost a přechodnost.

Úvod

Jezernický viadukt má bohatou historii související s výstavbou železničních tratí u nás tj. v daném případě s výstavbou „Severní dráhy císaře Ferdinanda“. Leží mezi železničními stanicemi Lipník nad Bečvou a Drahotuše a na železniční trati z Vídně do Krakova je nejdelším železničním mostem na přirozené historické cestě procházející „Moravskou branou“. Význam tohoto spojení severu a jihu Evropy se nejen nezmenšuje, ale dále roste.

Popis původního mostního objektu

Mostní objekt se skládá ze 2 relativně samostatných částí daných odlišnou dobou výstavby částí pod kolejí č.1 a č.2. Objekt má 42 otvorů rozdělených ze stavebních důvodů do 7-mi sekcí, u opěr (v koleji č.1) a mezi sekcemi jsou polokruhové klenby o světlosti cca 5,7 m s oboustranně zesílenými pilíři, vlastní sekce mají 5 polokruhových kleneb (u opěr v koleji č.1 jen 4 klenby) o světlosti po cca 7,6 m. Délka přemostění je 407,14 m, délka mostu 426,44 m. Výška mostu je cca 14 m.

- Nejstarší část (dnes pod kolejí č.1 tj. ve směru kilometráže z Vídně část pravá) byla budována v letech 1841 až 1845 jako jednokolejná. Spodní stavba je kamenná, opěry a pilíře jsou založeny v nivě Jezernického potoka na dubových roštech. Nosnou konstrukci původně tvořily cihelné klenby, nadklenbové zdivo je opět kamenné.
- Novější část (dnes pod kolejí č.2 tj. ve směru kilometráže z Vídně část levá) byla budována v letech 1870 až 1873 pro další kolej v těsné návaznosti na sousedící původní část z let 1841 až 1845. Podle zachovaných plánů výstavby byly nové základy, dříky opěr i pilířů, úložné prahy i nosné klenbové části, oddilatovány pouze pracovní spárou. Světlosti otvorů (s výjimkou otvorů přiléhajících k opěrám) byly zachovány stejné jako v koleji č.1. Materiál a postup výstavby spodní stavby je obdobný jako v koleji č.1. Tentokrát však byly nosné klenbové konstrukce z cihel nahrazeny kamenným zdivem.

V průběhu let 1845 až 1998 podléhal most klimatickým změnám, různorodému ssedání základového podloží a postupnému nárůstu železničního zatížení, a tím i řadě stavebních zásahů. Pilíře byly postupně v různé míře za provozu přezdívány a injektovány, nosné cihelné klenby byly ve značném rozsahu (v závislosti na míře vzniku trhlin) přezdívány různorodým materiálem tak, že před rekonstrukcí probíhalo přezdívání prakticky kontinuálně (zednická četa 1 + 5 pracovníků). Nadklenbové kamenné zdi v závislosti na vychýlení a vznikajících trhlinách byly rovněž přezdívány, event. stahovány ocelovými táhly ukončenými litinovými či ocelovými roznášecími plotnami. Současně v závislosti na dalších závadách byly prováděny práce na místní obnově hydroizolace kleneb, úpravy odvodňovačů atd.

Rekonstrukce mostu

Na základě usnesení vlády ČR č.77 z 16.2.1994 a č.432 z 9.8.1995 pro I. a II.železniční koridor byla zahájena modernizace a optimalizace železniční sítě. Projektovou přípravu zahájilo vypracování „Územně technické studie na rekonstrukci Jezernického a Hranického viaduktu“ v roce 1996. V letech 1997 a 1998 byla vypracována nejprve přípravná a poté projektová dokumentace rekonstrukce Jezernického viaduktu jako součást „Modernizace úseku železniční tratě Přerov – Hranice. Studii i projektovou dokumentaci [1] vypracoval SUDOP Praha a.s.

Rekonstrukce mostního objektu byla rozdělena na 2 samostatné mostní stavební objekty s tím, aby byly rekonstrukcí zajištěny tyto rozhodující parametry:

- Únosnost mostu pro návrhové zatížení 1.třídy kategorie mostů ve smyslu platného výnosu FMD ČSSR tj. předpisu 18/86-PMR tj. pro větší z účinků 2 schémat (těžký zatěžovací vlak ČSD T x specielní zatěžovací schéma SZS ČSD) dle ČSN 73 6203 / 1987. (tj. výhledovou možnost zvyšování současného provozního zatížení omezeného účinností traťové třídy zatížení D4 při rychlosti 120 km/hod).
- Průchodnost a navazující bezpečnost železničního provozu dodržením mostního průjezdného průřezu MPP 3,0 ve smyslu ČSN 73 6201 pro dvoukolejnou trať s osovou vzdáleností kolejí 4,0 m.
- Možnost osazení stožárů a provozování stejnosměrné napájecí elektrické trakce.
- Zvýšení stávající nejvyšší traťové rychlosti ze 110 km/hod na 120 km/hod pro klasické vlakové soupravy a na 160 km/hod pro naklápěcí osobní vlakové soupravy (jednotky řady 680 – tzv. PENDOLINO)

Rekonstrukce části mostu SO 65-80-03 (v koleji č.1) zahrnula výstavbu nových železobetonových nosných kleneb obložených dle požadavků památkového úřadu cihlami (s využitím původního nadklenbového zdiva), sanaci spodní stavby (injektáž, spárování, sepnutí vysokopevnostní ocelovou výztuží), provedení roznášecí desky řešící současně odvodnění a izolaci kolejového lože. Rekonstrukční práce provedla f-a DS Holding a.s. v roce 2000 – 2001, hlavní prohlídka proběhla 3. až 7.9.2001.

Rekonstrukce části mostu SO 65-80-04 (v koleji č.2) zahrnula sanaci kamenných nosných kleneb sanaci spodní stavby (injektáž, spárování, sepnutí vysokopevnostní výztuží), provedení roznášecí desky řešící současně odvodnění a izolaci kolejového lože. Rekonstrukční práce provedla f-a Subterra a.s. v roce 1999 – 2000, hlavní prohlídka proběhla 28.8. až 1.9.2000.

Materiálové odchylky od projektu

V průběhu realizace rekonstrukčních prací byly postupně řešeny některé podstatné odchylky od původně zpracovaného projektu a s tím souvisejícího pohledu na statické chování konstrukcí.

A. Při výstavbě části mostu pod kolejí č.2 v roce 1870 – 1873 měla být vybudována (jak bylo ověřeno ve Státním archivu ve Vídni) rovněž nová nadklenbová zeď na kamenných klenbách mezi kolejemi. Tato však nebyla vůbec provedena a musela být při rekonstrukci (v roce 1999 – 2001) nahrazena v prvé fázi mikrozáporovou stěnou kotvenou do kamenné klenby a v další fázi doplněna vyztuženou stěnou ze stříkaného betonu. Současně v místě výklenků nad zesílenými pilíři byl proveden konzolovitý podklad pro udržení štěrkového lože v koleji č.2.
B. Oproti přípravné dokumentaci namísto hubeného či mezerovitého betonu uvažovaného jako výplň mezi nosnou klenbovou konstrukcí a nasazenou roznášecí deskou měl být použit lehký výplňový beton (pěnobeton s popílkocementovou výplní) o objemové hmotnosti do 1000 kg/m^3 pevností v tlaku cca 1,0 MPa. Podle výsledků zkoušek krychlí z laboratoře dodaných zhotovitelem [2] byly objemové hmotnosti 841 - 1095 kg/m^3 a pevnosti v tlaku 0,9 - 1,3 MPa. Realizován byl [3] ale pěnobeton, který má značně různorodé pevnosti v tlaku 2,0 – 18,0 MPa s objemovou hmotností cca 1175 až 1670 kg/m^3 a který vykazoval

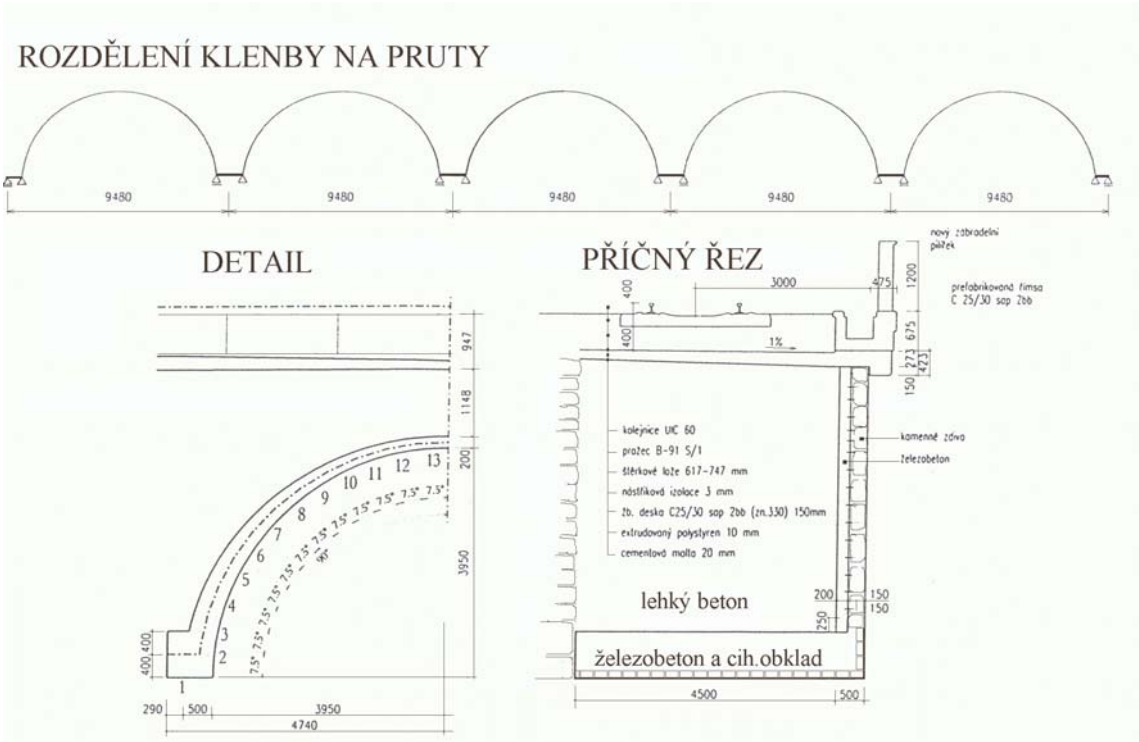
v počáteční fázi lití teplotu cca 90°C. Průměrně je navíc v každém krychlovém metru pěnobetonu 380 litrů volné vody.

C. Nosná klenbová železobetonová konstrukce byla navržena z betonu zn. 350 (C25/30-2bb), modul pružnosti nebyl předepsán. Podle výsledků zkoušek krychlí z laboratoře dodaných zhotovitelem [2] byly objemové hmotnosti 2161 - 2294 kg/m^3 a min. pevnosti v tlaku 31,1 – 40,4 N/mm^2 a průměr. pevnosti v tlaku 36,2 – 45,4 N/mm^2. Ve sledovaných otvorech č. 40 (42) byl realizován [3] beton objemové hmotnosti 2140 - 2240 kg/m^3, min. pevnosti v tlaku 24,9 (28,9) MPa [ČSN požaduje min. 29 MPa], průměr. pevnosti v tlaku 26,4 (32,1) {ČSN požaduje min. 35 MPa}.

Statický výpočet a výpočet zatížitelnosti dle projektu [1] **z prosince r.2000**

Výpočetní model použitý (viz obr.1) předpokládá :

- Posuzování pouze tzv. velkých kleneb sekce (malé jsou o 30% únosnější)
- Rovinný průmět sekce 5-ti kleneb do svislého řezu rovnoběžného s osou kolejí
- Patky kleneb jsou spojeny na pilířích tuhými rameny (ta jsou prostě uložena)
- Eliptická střednice kleneb je nahrazena polygonem o 24 prutech
- Spodní stavba se chová tak, že nosná konstrukce je stavebně spojitá, ale staticky se chová jako jednotlivé klenby. Stlačení ani ssednutí pilířů se nepředpokládá
- Využití programu IDA NEXIS 32



Obr.1 – Prutový model a charakteristický příčný řez dle projektu

Velikosti napětí a zatížitelnosti navržené a realizované nosné konstrukce:

Dle projektu [1]					Tenzometrie[4]
Posuzovaný prvek klenby	Číslo prutu	Materiál klenby	Maximální velikost normálového napětí	Zatížitelnost Z_{UIC}	Zatížitelnost Z_{UIC}
patka – 0 l	24	beton	-9,30 MPa	2,60	~ 12,00
patka – 0 l	24	výztuž	221,12 MPa	1,37	~ 12,00
střed – ¼ l	19	beton	-8,45 MPa	3,36	~ 10,00
střed – ¼ l	19	výztuž	175,94 MPa	1,47	~ 10,00
vrchol – ½ l	13	beton	-12,04 MPa	2,12	~ 8,00
vrchol – ½ l	13	výztuž	200,93 MPa	1,44	~ 8,00

Tenzometrické a souběžné geodetické měření

Investor (ČD s.o.) v souladu s názorem projektanta požadoval zajištění zatěžovací zkoušky reprezentativní části mostu. Důvodem bylo především to, aby byla zjištěna skutečná zatížitelnost prvků mimořádného mostního objektu, neboť již v době předprojektových prací řešil možnost výhledového zvyšování provozního zatížení na nejdůležitějším železničním tranzitním tahu ČR. Oproti současnému nejvyššímu provoznímu zatížení reprezentovanému traťovou třídou (zatížení) D4 s hmotností náprav 22,5 tun se v roce 2003 již zavádí traťová třída E5 s hmotností náprav 25,0 tun a zvažovala se ve vzdálenějším výhledu i hmotnost 30 tun. Účinnost tohoto zatížení je již srovnatelná s návrhovým zatížením a v podstatné míře souvisí s maximální přípustnou rychlostí. Od počátku rovněž bylo jasné, že nelze požadovat zatěžovací zkoušku dle ČSN 73 6209, neboť podmínka dodržení minimální velikosti součinitele β (0,80) je u masivních klenbových konstrukcí nedosažitelná. Byl proto požádán Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT Brno o provedení tenzometrického a souběžného geodetického měření při zkušebním zatěžování rekonstruovaných konstrukcí.

Ověření materiálových charakteristik a upřesňování výpočetního modelu pro numerickou analýzu

Materiálové charakteristiky nosné klenbové konstrukce byly ověřeny v rámci „Projektu měření JVC“ [3]. Některé výsledky s porovnáním charakteristik předkládaných zhotovitelem při hlavní prohlídce [2] byly již uvedeny v části „Materiálové odchylky od projektu“. Charakteristiky pilířů a základových poměrů byly převzaty z projektu.

Výpočetní model byl postupně zpřesňován v závislosti na nutnosti zachytit:

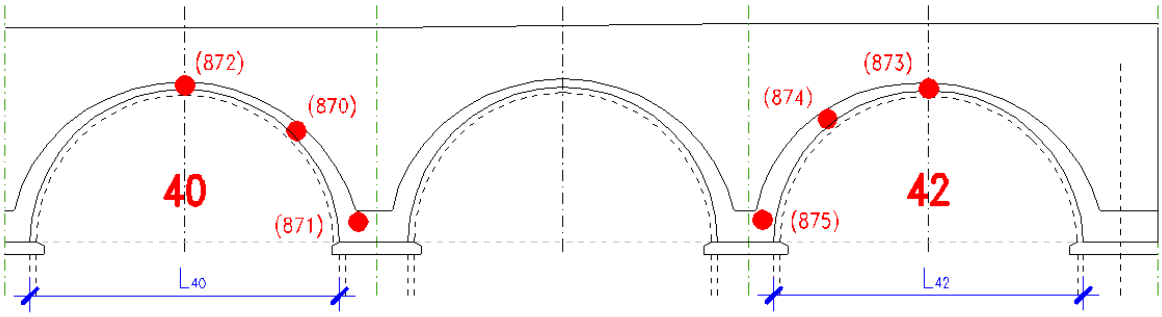
- Skutečný tvar kleneb vyplývající z geodetického měření,
- charakteristiky všech použitých materiálů (železobeton, pěnobeton, extrudovaný polystyrén, cihly),
- pružné vlastnosti pilířů vč. jejich ssedání a
- vliv nerovnoměrného rozložení teplotního zatížení.

Výsledný výpočetní model použitý předpokládá :

- Posuzování kleneb v otvoru č.40 a 42 (v místě tenzometrie)
- Prostorový skořepinový model v systému XYZ
- Využití skořepinových (deskostěnových) makroprvků 2D
- Rozdělení makroprvků 2D železobetonové klenby po výšce na 4 a po délce na 16 makroprvků, obdobně makroprvky 2D modelující pěnobeton
- Využití programu IDA-NEXIS ve verzi 3.20.29 resp. 3.30.04

Tenzometrické měření a související interpretace

V průběhu provádění stavby byly pracovníky VUT Brno osazeny strunové tenzometry do nosné železobetonové konstrukce a pěnobetonu (viz obr.2). Výsledné deformace byly po úvodním statickém zatěžování kontinuálně zaznamenávány cca 14 měsíců současně s teplotou.



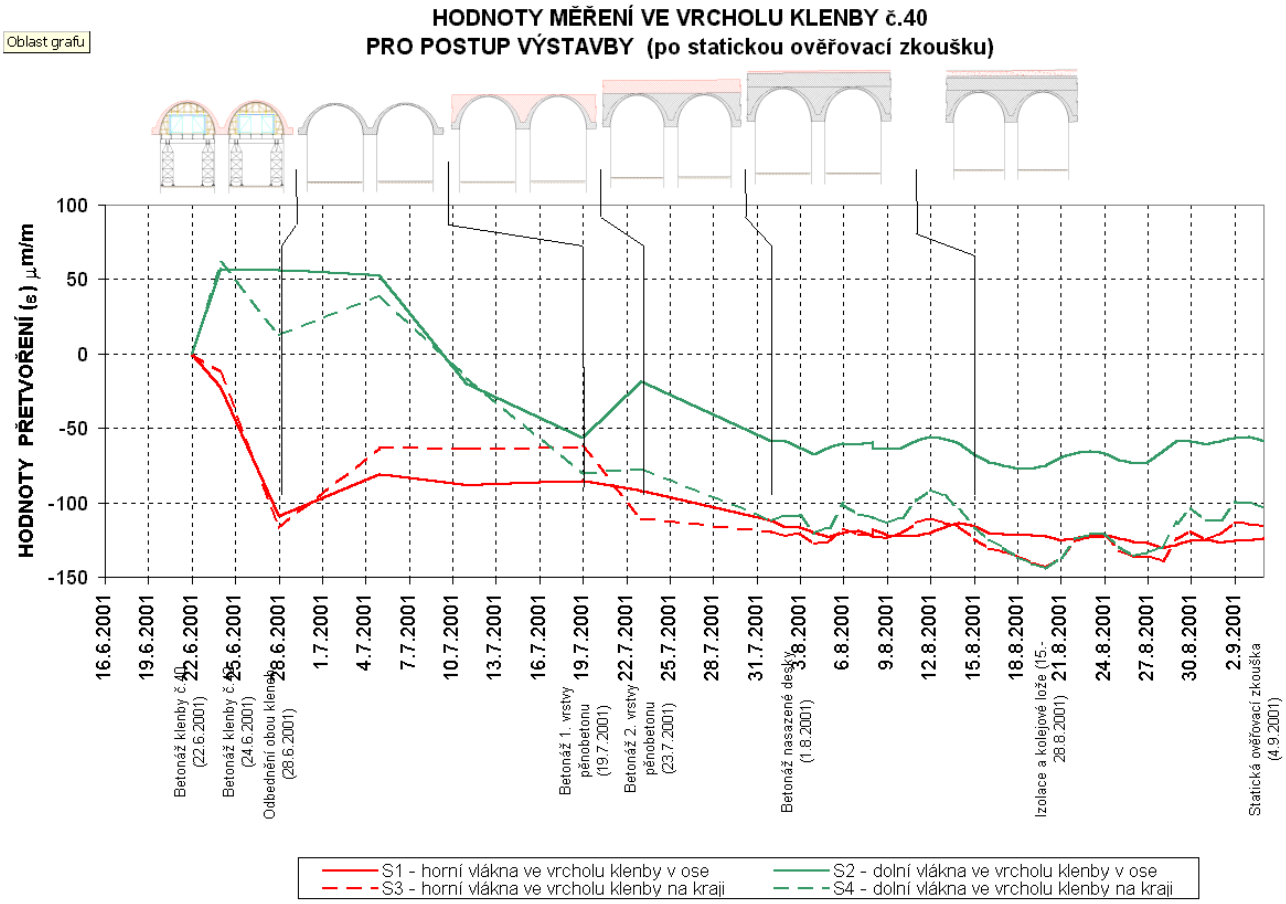
Obr.2 – Umístění tenzometrů

Konstrukce oblouků byla sledována již v průběhu výstavby. Měření teplot ukázala, že konstrukce je významně vystavena i nerovnoměrnému teplotnímu spádu. To ukazuje, že je vhodné konstrukci dimenzovat i na nerovnoměrnou změnu teploty.

Jistou neznámou je další chování pěnobetonu. Zatím nelze prokázat, že jeho pevnost v tahu je v kritických průřezech překonána (měřené tahy v pěnobetonu jsou cca 1 MPa) a že se mohutné vrstvy poruší tak, aby klenby JVC plně přenášely zatížení. To potvrzuje i numerická analýza. Pěnobeton tedy kromě roznášení i účinně spolupůsobí s oblouky a podílí se na přenosu zatížení. Po jeho možném porušení vlivem železničního provozu (cyklické namáhání), dále vlivem smrštěním od poklesu teploty a samovolným smrštěním postupným výdajem vody lze očekávat postupné rušení jeho nosné funkce a vyšší přenos zatížení na železobetonové oblouky.

Z hlediska napětí ve výztuži a v betonu dominují účinky vlastní tíhy jednotlivých částí konstrukce. Účinky od nahodilých zatížení jsou minimální. Je zřejmé, že pro namáhání konstrukce je kromě zatížení (jen o málo zvýšené) rozhodující její tvar a rozpětí. Ty musely být voleny shodně s původními klenbami z cihelného zdiva, které mohly odolávat napětím v tlaku pouze na úrovni 1 až 2 MPa. Odlišně od numerické analýzy se konstrukce chová v prvních stadiích výstavby (po odbednění) , kdy se vyskytovaly tahy v dolních vláknech ve vrcholech kleneb. Po zhotovení etapy I. pěnobetonu však vrcholové průřezy přešly do plného tlaku. Příkladem je graf na obr. 3 – hodnoty přetvoření ve vrcholu oblouku č. 40 během výstavby.

Patní průřezy jsou v úrovni horní výztuže vlivem stálého zatížení výrazně taženy a zde



Obr. 3 Přetvoření ve vrcholu klenby 40 během výstavby

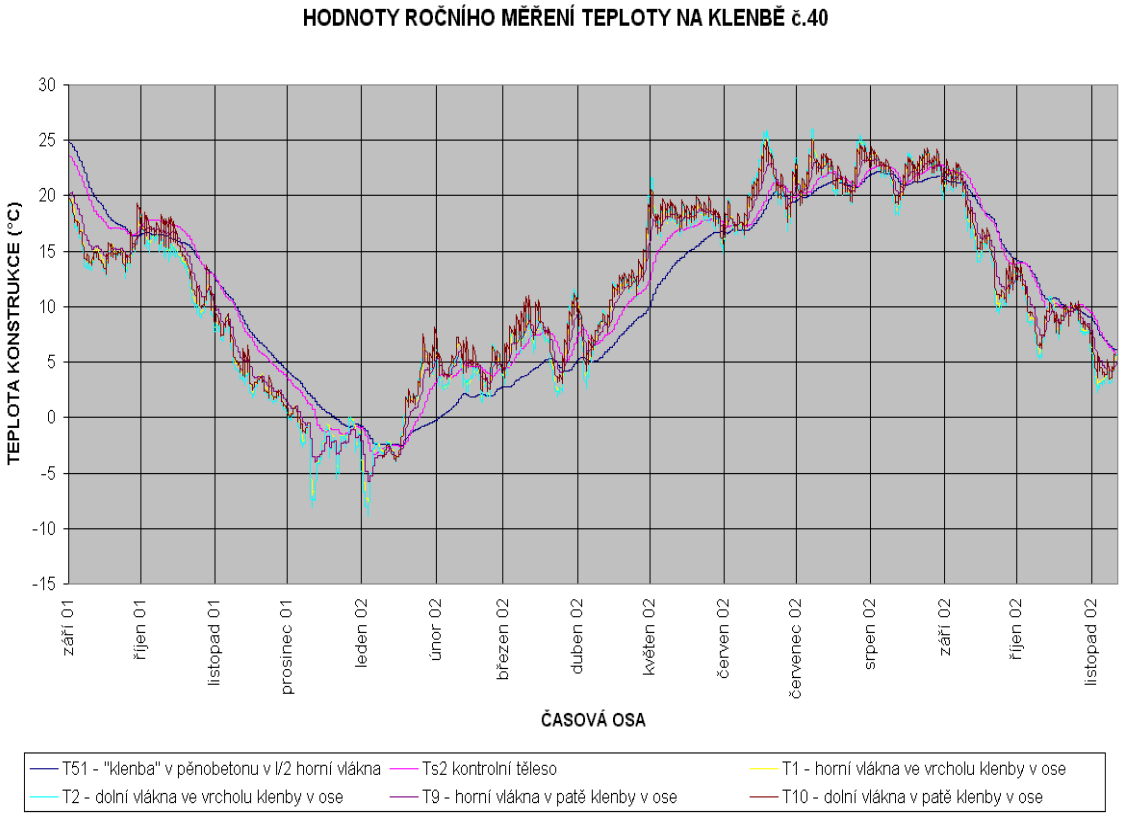
se projevuje zamýšlené a konstrukčně provedené plné vetknutí oblouků do patních bloků. Vetknutí je zvýrazněno zvětšením patních průřezů oproti vrcholovým. To na druhé straně činí konstrukci částečně citlivou na náhlé nerovnoměrné poklesy podpor, kdy počítačově simulovaný pokles pilíře o 50 mm vyvolává přírůstky napětí ve výztuži v patách o 30 až 50 MPa. Lze očekávat, že konstrukce snese i poklesy pilířů 200 až 250 mm bez vyčerpání únosnosti rekonstruovaných kleneb.

Zatížitelnost nosné konstrukce

Projektanty zvolený prutový statický model konstrukce poskytl bezpečné velikosti vnitřních sil a konstrukce je podle něho nadimenzovaná s rezervami i pro vlivy, se kterými nebylo uvažováno. Z rozboru účinků na železobetonové oblouky pomocí stěnového modelu vyplývá, že aktuální zatížitelnost oblouků ve vrcholu je cca 8 násobek UIC, ve čtvrtině 10 násobek a v patě 12 násobek UIC. S ohledem na spodní stavbu je nutno volit střízlivý přístup a přechodnost celé konstrukce příliš nezvyšovat. Původní plošné založení pilířů s problematickými dřevěnými rošty rezervy nevykazuje.

Roční sledování

Předmětem ročního měření bylo průběžné tenzometrické měření oblouku č. 40 po dobu 1 roku od ukončení výstavby a jedno geodetické měření na konci ročního intervalu. Konstrukce byla v 09/2001 předána do provozu a poté byl oblouk 40 sledován až do



11/2002. Příklad ročního sledování (zde teplot) je uveden na obr. 4. Je zřejmé, že

Obr.4 – teploty na klenbě v otvoru č.40 během ročního sledování

teploty konstrukce sledují roční, zhruba sinusoidní průběh klimatických změn a že jednotlivé průřezy klenby jsou současně namáhány výrazným nerovnoměrným teplotním gradientem.

Geodetická měření [5] v průběhu výstavby prokázala značné přetvárné chování podzákladí (sedání JVC, ale i JVK) vlivem nárůstu zatížení během výstavby. Ssednutí podloží se shodovalo s následně prováděným výpočtem ssedání, i když časové zpoždění skutečného ssedání je značné; může činit i půl roku až rok. Sednutí byly několik milimetrů. Je zřejmé, že vhodnější výpočtový model je takový, který modeluje spolu konstrukcí i podloží (pružný poloprostor, vrstvy podloží), případně který alespoň vystihuje zjednodušeně tuhosti podloží (pružinami, vazbami s pružnoplastickým chováním).

Geodetická měření (viz [3] Část 2) také prokázala značně velké přetvárné chování pilířů JVC při působení svislých sil (stlačení vlastních pilířů na jejich délce) i při působení vodorovných sil (naklonění pilířů). Tuhosti pilířů jsou tedy mnohem menší, než bylo předpokládáno a konstrukce se chová jako spojitá i po statické stránce. Pilíře nebrání významně pootáčení v patách. Lze doporučit, aby konstrukce viaduktů tohoto typu byly staticky modelovány kompexněji, tedy včetně vystižení tuhostí pilířů. Výpočet [3] ukazuje, že standardní výpočet pružného stlačení pilířů poskytuje srovnatelné hodnoty (průměrně) jako měření.

Závěr

- Nosná železobetonová klenbová konstrukce JVC byla navržena pomocí zjednodušeného prutového modelu zcela bezpečně. Namáhání betonu a výztuže jsou malá, konstrukce vykazuje značné rezervy.
- Výsledky naměřené při ověřovací statické zkoušce i ročního sledování a následný rozbor ukazují, že by i použití např. o 50% vyšších nápravových tlaků nevedlo na změnu chování konstrukce, pouze by byly v poměru vyšší nevýrazné účinky nahodilého zatížení.
- Měření prokázalo, že přetvárné chování podzákladí je značné. Je tedy vhodnější volit výstižnější modely (alespoň stěnové, lépe prostorové) konstrukce včetně modelování vlivu podloží a jeho změn pod pilíři. Také přetvárné charakteristiky pilířů nejsou zanedbatelné.
- Oproti předpokladům projektu se ostatní části konstrukce (pěnobeton, nasazená železobetonová deska, sousední JVK) výrazně podílí spolupůsobením na přenosu zatížení. Další vývoj tohoto spolupůsobení zasluhuje sledování alespoň v ročním intervalu.
- Bylo by vhodné vyhodnotit stav pěnobetonu (vlhkost, mechanické vlastnosti) v průběhu dalšího provozování viaduktu.
- Minimální hodnota zatížitelnosti prvku mostu, která rozhoduje o přechodnosti železničního zatížení je časově proměnnou veličinou. Minimální hodnota zatížitelnosti prvku, který rozhoduje o přechodnosti železničního zatížení je v rozmezí min. 1,50 – 2,00 UIC tj. objekt bude možno výhledově zatěžovat bezpečně krátkodobým nahodilým zatížením kolejovými vozidly s hmotností na nápravu 30 tun.

Podklady:

[1] Projekt stavby – ČD DDC, Modernizace úseku tratě Přerov – Hranice, SO 65-80-03 most v km 203,000 (JVC) a SO 65-80-04 most v km 203,000 (JVK), SUDOP Praha a.s. 03/1999

[2] Doklady předložené k hlavní prohlídce mostu SO 65-80-03 (kolej č.1) z 3. až 7.9.2001, vedoucí Ing. M.Teršel – ČD DDC, odbor stavební, oddělení mostů a tunelů

[3] Projekt měření JVC (Jezernický viadukt cihelný), VUT Brno – Fakulta stavební, 6/2001 – 9/2001

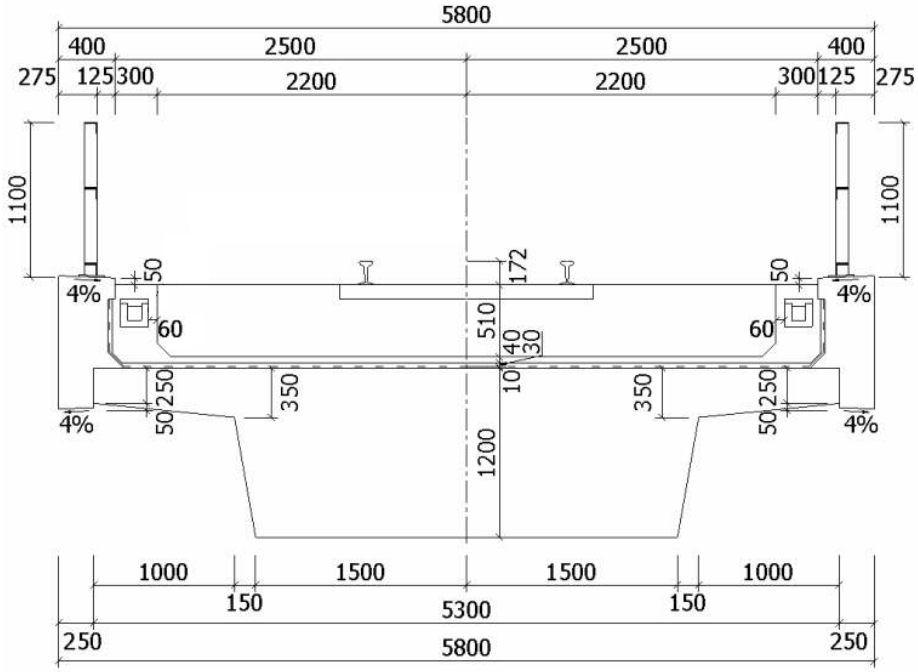
[4] KLUSÁČEK, L. a kol. - Projekt ročního sledování JVC (Jezernický viadukt cihelný), Část 1 - Tenzometrické měření přetvoření kleneb, VUT Brno – Fakulta stavební, 11/2002

[5] BUREŠ, J. a kol. - Projekt ročního sledování JVC (Jezernický viadukt cihelný), Část 2 – Geodetické měření posunů a deformací kleneb, VUT Brno – Fakulta stavební, 11/2002

Porovnání návrhu železobetonového deskového mostu dle ČSN a EN

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

Vzhledem k pokročilé práci na konverzi předběžných evropských norem (ENV) na evropské normy (EN), jak pro zatížení, tak pro navrhování, je třeba se zabývat vlivem těchto změn na navrhování betonových mostních konstrukcí (při přechodu z metodiky navrhování podle dovolených namáhání na metodiku mezních stavů). Není na první pohled zřejmý vliv dílčích součinitelů zatížení, součinitelů kombinace účinků zatížení a součinitelů materiálu na výsledné vyztužení konstrukce. Přitom nemusí vždy rozhodovat mezní stavy únosnosti, ale použitelnosti. Aby bylo možné dopad těchto změn vyhodnotit, je třeba provést porovnávací výpočty. Pro porovnání návrhu byl zvolen jednokolejný železniční most, jehož nosnou konstrukci tvoří monolitická železobetonová deska s rozpětím 15 m.



Obr. 1 Příčný řez

Materiály: beton C30/37 (zn.425 podle ČSN 73 6206)
ocel 10 505 (R) – předpokládáme 1 vrstvu výztuže z ϕ R32

Krytí výztuže (stejné podle ČSN i EN): minimální tloušťka krycí betonové vrstvy je 40 mm, toleranční zvětšení 5 – 10 mm. Navrhneme krytí výztuže 40 + 10 = 50 mm. Průměr třmínků předpokládáme 16 mm, spony průměru 8 mm

a = 50 + 16 + 32/2 = 82 mm

Protože konzoly nosné konstrukce mají poměrně malé vyložení, lze předpokládat, že spolupůsobící šířku desky nebude nutné redukovat z důvodu účinků ochabnutí smykem.

1 Výpočet dle ČSN [1] a [4] (dovolená namáhání)

Stálé zatížení

Vlastní tíha nosné konstrukce g_0 = 111,950 kN.m^{-1}

Mostní svršek a mostní vybavení $g - g_0$ = 87,698 kN.m^{-1}

Svislé pohyblivé zatížení
Mostní objekt se nachází na trati tzv. 2. třídy, bude tedy navržen na těžký zatěžovací vlak ČSD T, který je odvozen ze zatěžovacího vlaku UIC-71 přenásobením součinitelem 1,25.

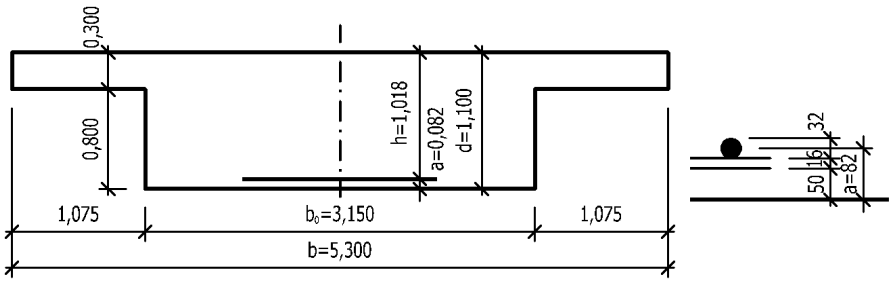
Při návrhu hlavní nosné konstrukce byly nápravové síly zatěžovacích vlaků nahrazeny spojitým rovnoměrným zatížením na délku 6,40 m, jak umožňuje ČSN. Dynamický součinitel uvažován hodnotou 1,32.

Zatížení větrem
Normová hodnota statické složky zatížení větrem (předpokládáme, že mostní objekt se nachází ve větrové oblasti IV => základní hodnota tlaku větru w_0 = 0,55 kN.m^{-2}.

Tab. 1 Přehled vnitřních sil

Zatížení	Průřez u opěry		Průřez uprostřed rozpětí	
	M [MNm]	Q [MN]	M [MNm]	Q [MN]
Stálé	**cca 0,000**	**1,650**	**5,569**	0,0
Pohyblivé – zat.stav 1	**0,000**	**1,228**	3,783	**-0,130**
Pohyblivé – zat.stav 2	0,000	1,054	**4,606**	0,0
δ	**1,32**	**1,32**	**1,32**	**1,32**
Nezatížený vlak	0,000	0,075	0,281	0,0
Hlavní	**0,000**	**3,271**	**11,649**	**-0,172**
Celkové	**0,000**	**3,271**	**11,649**	**-0,172**

Ohyb



Obr. 2 Náhradní příčný řez pro posouzení nosné konstrukce (průměrná výška průřezu)

<u>Navrhneme 60 ϕ R32 (F_a = 0,048 902m^2)</u> (výztuž na celou šířku desky)

Výpočet normálových napětí: σ_a = 266,158 MPa < $\sigma_{a,dov}$ = 280,0 MPa … VYHOVÍ
σ_b = 11,584 MPa (tlak) < $\sigma_{b,dov}$ = 16,625 MPa …VYHOVÍ
(dovolené namáhání bylo stanoveno lineární interpolací mezi hodnotami pro beton zn. 400 a zn. 500)

Stupeň vyztužení: $\mu = \frac{0,048902}{3,15.1,018}.100 =$ 1,52 % > 0,18 % < 1,60 % => VYHOVÍ

Posouzení na únavu:
Hmotnost všech vlaků, které přejedou po koleji na mostě za rok: 65.10^6 tun. Pro náhradní délku L_d = 15,0 m => poměr napětí … 0,6 (podle [1], tab.I.13). Pro mosty navrhované na těžký zatěžovací vlak ČSD T se tato hodnota poměru napětí násobí součinitelem 0,9.
Minimální ohybový moment uvažovaný při posouzení na únavu: $M_{min,ú}$ = 5,569 MNm = M_g
Maximální ohybový moment uvažovaný při posouzení na únavu:

$M_{max,ú}$ = 5,569 + 0,9 . 0,6 . 1,32 . 4,606 = 8,852 MNm

Normálové napětí v betonářské výztuži při minimálním (maximálním) ohybovém momentu pro posouzení na únavy:

$\sigma_{a,min,ú}$ = 127,241 MPa $\sigma_{a,\max,ú}$ = 202,251 MPa

Poměr normálových napětí v betonářské výztuži je ρ_a = 0,63 => k_ρ = 1,00 (podle [4])
únava se neuplatní, výztuž vyhovuje.
Podle ČSN se beton na únavu neposuzuje.

Smyk

Posouvající síla v podpoře: Q = 3,271 MN τ_q = 0,753 MPa < $\tau_{b,dov}$ = 0,825 MPa
od kroucení τ_k = 0,098 MPa , (popř. 0,175 MPa pro zatížení celkové)

Součet smykového napětí od posouvající síly a od kroucení (zatížení hlavní):
$\tau_b = \tau_q + \tau_k$ = 0,753 + 0,098 = 0,851 MPa > $\tau_{b,dov}$ = 0,825 MPa
Konstrukce VYHOVÍ, ale betonářskou výztuž pro zachycení smyku je nutné navrhnout výpočtem.
Vzhledem ke zvýšení dovoleného namáhání součinitelem 1,15 lze předpokládat, že zatížení celkové nerozhoduje.

2 Výpočet dle ENV ([2],[3]) **(mezní stavy)**

Ohyb – mezní stav únosnosti

Charakteristické hodnoty objemové tíhy použitých materiálů podle EN odpovídají normovým hodnotám podle ČSN. Základní model svislého pohyblivého zatížení v EN, označený jako Model 71, odpovídá zatěžovacímu schématu UIC-71. Podle třídy trati se jeho účinky přenásobují součinitelem α; je-li zatížení násobeno součinitelem α, nazývá se "klasifikované svislé zatížení". Hodnota součinitele 1,25, odpovídající těžkému zatěžovacímu vlaku podle ČSN, se v EN nevyskytuje. Nejbližší hodnota uvedená v EN je 1,21; aby bylo možné srovnání vlivu vlastní metodiky výpočtu na výsledky návrhu, uvažujeme i při výpočtu podle EN hodnotu součinitele α = 1,25.
EN rozeznává dvě hodnoty dynamického součinitele - ϕ_2 pro pečlivě udržovanou kolej a ϕ_3 pro normálně udržovanou kolej. Všude tam, kde není použitý dynamický součinitel předepsán, se podle EN počítá s hodnotou ϕ_3, která odpovídá hodnotě dynamického součinitele δ podle ČSN. Hodnoty zatížení i vnitřních sil jsou tedy v daném případě stejné jako ve výpočtu podle ČSN.
Počítáme s rozměry průřezu podle obr. 2. Dle EN se značí výška průřezu *h* a účinná výška průřezu *d*.

Návhový ohybový moment: $M_{Rd} = \gamma_G.M_{k,G} + \gamma_Q.\phi_2.M_{k,Q}$ = 1,35.4,569 + 1,45.1,32.4,606 = 14,984 MNm

Parametry materiálů:

beton: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30,0}{1,5} =$ 20,0 MPa výztuž: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{490,0}{1,15} =$ 426,1 MPa

Posouzení stupně vyztužení:

$\rho_{\min} = \frac{0,60.b.d}{f_{yk}} = \frac{0,60.5,3.1,018}{490,0} =$ 0,006 606, což musí být větší nebo rovno hodnotě 0,0015.*b.d* = 0,0015.5,3.1,018 = 0,008 093 => ρ_{min} = 0,008 093

$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{0,048902}{5,3.1,018} =$ 0,009 064 > ρ_{min} = 0,008 093 a < ρ_{max} = 0,040 => VYHOVUJE

Posouzení průřezu:

$$x = \frac{A_s.f_{yd}}{b.0{,}8.\alpha.f_{cd}} = \frac{0{,}048902.426{,}1}{5{,}3.0{,}8.0{,}85.20{,}0} =$$ 0,289 m < 0,300 m => N.O. prochází horní deskou

$$\frac{x}{d} = \frac{0{,}289}{1{,}018} = 0{,}28 < 0{,}45 \Rightarrow$$ **VYHOVÍ** $z = d - 0{,}4.x$ = 1,018 – 0,4.0,289 = 0,902 m

$M_{Rd} = A_s.f_{yd}.z$ = 0,048902.426,1.0,902 = 18,795 MNm > 14,984 MNm => **VYHOVÍ**

Ohyb – mezní stav použitelnosti – omezení napětí:

Tlaková napětí v betonu od občasné kombinace zatížení mají být omezeny na hodnotu:
$0{,}60.f_{ck}$ = 0,60.30,0 = 18,000 MPa
Tahová napětí výztuže od občasné kombinace zatížení nemají překročit hodnotu:
$0{,}80.f_{yk}$ = 0,80.490,0 = 392,0 MPa

Ohybový moment při občasné kombinaci zatížení:
$M_{občas.} = M_{k,G} + \psi_1'.\phi_2.M_{k,Q}$ = 5,569 + 1,00.1,32.4,606 = 11,649 MNm

Výpočet normálových napětí v betonu a ve výztuži se provede stejným způsobem jako při výpočtu podle klasické teorie. Pracovní součinitel se uvažuje hodnotou 10.
$x =$ 0,354 m $r =$ 0,905 m
Výpočet normálových napětí:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s r} = \frac{11{,}649}{0{,}048902.0{,}905} =$$ 263,217 MPa < $0{,}80.f_{yk}$ = 392,0 MPa => **VYHOVÍ**

$$\sigma_c = \frac{2M}{b.x.r} = \frac{2.11{,}649}{5{,}3.0{,}354.0{,}905} =$$ 13,721 MPa (tlak) < $0{,}60.f_{ck}$ = 18,000 MPa => **VYHOVÍ**

Ohyb – mezní stav použitelnosti – omezení trhlin:

Podle EN se z hlediska omezení trhlin konstrukce dělí do kategorií A až E. Železobetonovou konstrukci železničního mostu zařadíme do kategorie D, tzn. že omezení trhlin se posuzuje pro *častou* kombinaci zatížení:
$M_{část.} = M_{k,G} + \psi_1.\phi_2.M_{k,Q}$ = 5,569 + 0,80.1,32.4,606 = 10,433 MNm
Omezení trhlin je zajištěno tak, že na základě působícího napětí ve výztuži je omezen průměr nebo osová vzdálenost prutů betonářské výztuže:
Pro napětí ve výztuži:

$$\sigma_a = \frac{M}{A_s r} = \frac{10{,}433}{0{,}048902.0{,}905} =$$ 235,740 MPa je maximální přípustná osová vzdálenost prutů výztuže z hlediska omezení trhlin: 205 mm > skutečná vzdálenost = 51 mm (jedná se o průměrnou vzdálenost; v pravidelných rozestupech se předpokládá vynechání mezery pro betonáž o šířce 100 mm).

Posouzení únavy:

V daném případě je nutné provést posouzení únavy pro betonářskou výztuž a pro tlačený beton.
Pro ***betonářskou nebo předpínací výztuž*** lze předpokládat, že je dosaženo požadované únosnosti při únavě, pokud je splněna následující podmínka

$$\gamma_F.\gamma_{Sd}.\Delta\sigma_{s,equ} \le \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}$$

Dílčí součinitele spolehlivosti vlivu nejistoty zatížení a modelu se uvažují γ_F = 1,00, γ_{Sd} = 1,00, dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže při posouzení na únavu se uvažuje $\gamma_{s,fat}$ = 1,15
Ekvivalentní rozkmit napětí $\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s.\Delta\sigma_{s,71}$, kde
$\Delta\sigma_{s,71}$ je rozkmit napětí výztuže vyvolaný modelem zatížení 71 při občasné kombinaci zatížení, která obsahuje dynamický součinitel,

λ_s je opravný součinitel k výpočtu ekvivalentního rozkmitu napětí z hlediska poškození z rozkmitu napětí vyvolaného modelem zatížení 71.

Opravný součinitel λ_s přihlíží k rozpětí, objemu roční dopravy, návrhové provozní životnosti a počtu kolejí a byl vypočten = 0,812.
$\Delta\sigma_{s,equ}$ = 0,812 . 137,382 = 111,554 MPa
$\Delta\sigma_{Rsk}$ stanovíme pro počet cyklů 2x10^6 a pro přímé pruty bez zakřivení: $\Delta\sigma_{Rsk}$ = 180,0 MPa

$$\gamma_F \cdot \gamma_{Sd} \cdot \Delta\sigma_{s,equ} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} \quad , \quad 111{,}554 MPa \langle \frac{180{,}0}{1{,}15} = 156{,}521 MPa$$

=> **VYHOVÍ**

Pro ***beton namáhaný tlakem*** lze předpokládat, že je dosažena požadovaná únosnost při únavě, pokud je splněna následující podmínka. $\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd}} \leq 0{,}5 + 0{,}45.\frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd}} \leq 0{,}9$, kde
$\sigma_{c,max}$ je maximální napětí v tlaku ve vláknu průřezu při časté kombinaci zatížení
$\sigma_{c,min}$ je minimální napětí v tlaku ve stejném vláknu průřezu, ve kterém se vyskytuje $\sigma_{c,max}$

$M_{část.,max} = M_{k,G} + \psi_1.\phi_2.M_{k,Q}$ = 5,569 + 0,80.1,32.4,606 = 10,433 MNm
$M_{část.,min} = M_{k,G}$ + 0,0 = 5,569 + 0,0 = 5,569 MNm

$\sigma_{c,max}$ = 12,289 MPa (tlak) $\sigma_{c,min}$ = 6,560 MPa (tlak)

$$\frac{12{,}289}{20{,}0} = 0{,}614 \langle 0{,}5 + 0{,}45.\frac{6{,}560}{20{,}0} = 0{,}648 \langle 0{,}9$$

=> **VYHOVÍ**

Posouzení na smyk (mezní stav únosnosti):
Návrhová hodnota posouvající síly:
$V_{Sd} = \gamma_G.V_{k,G} + \gamma_Q.\phi_2.V_{k,Q}$ = 1,35.1,650 + 1,45.1,32.1,228 = 4,578 MN

Návrhová hodnota smykové únosnosti průřezu bez smykové výztuže:
$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}.k.(1{,}2+40.\rho_l)+0{,}15.\sigma_{cp}].b_w.d$. kde:
τ_{Rd} = 0,34 MPa (podle EN pro beton C30/37)
k je součinitel uvažovaný u prvků, u kterých je více než 50% spodní tahové výztuže ukončeno v poli nebo odvedeno od taženého povrchu hodnotou k = 1,0. V ostatních případech hodnotou $k = 1{,}6 - d \geq 1{,}0$; hodnota d je v metrech. Protože se v našem případě jedná o prostý nosník, předpokládáme, že více než 50% výztuže bude ukončeno v poli => k = 1,0

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w.d}$, kde A_{sl} je průřezová plocha tahové výztuže, která sahá nejméně do vzdálenosti $d + l_{b,net}$ od vyšetřovaného průřezu. Předpokládáme, že do podpory je dovedeno 33% výztuže, tzn.: ρ_l = 0,005 032, N_{sd} je normálová síla v průřezu od zatížení nebo od předpětí (tlak má kladné znaménko). V našem případě σ_{cp} = 0,0
V_{Rd1} = [0.34.1,0.(1,2 + 40.0,005 032) + 0,15.0,0].3,15.1,018 = 1,528 MN < V_{Sd} = 4,578 MN
=> **NEVYHOVÍ**, je nutné navrhnout smykovou výztuž.
Smykovou výztuž navrhneme tzv. "standardní" metodou. Smyková únosnost průřezu je dána vztahem $V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$, kde
V_{cd} je podíl přenášený betonem a je rovný hodnotě V_{Rd1}
V_{wd} je podíl přenášený smykovou výztuží.
Nejméně 50% staticky nutné smykové výztuže má být navrženo ve tvaru třmínků. Navrhneme pouze svislou třmínkovou výztuž, jejíž únosnost je dána vztahem:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s}.0{,}9.d.f_{ywd}$$, kde

A_{sw} je průřezová plocha třmínkové výztuže
s je vzdálenost třmínků
f_{ywd} je výpočtová mez kluzu třmínkové výztuže.

Navrhneme 10-střižné třmínky ϕ R16 po 200 mm:

$$V_{wd} = \frac{0{,}002010}{0{,}20}.0{,}9.1{,}018.426{,}1 = 3{,}923 \text{ MN}$$

V_{Rd3} = 1,528 + 3,923 = 5,451 MN > V_{Sd} = 4,578 MN

Posouzení rozdrcení tlakových diagonál:

$$\upsilon = 0{,}7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0{,}7 - \frac{30{,}0}{200} = 0{,}55$$

V_{Rd2} = (0,5.υ.f_{cd}).b_w.0,9.d.(1+cotgα) , kde
V_{Rd2} = (0,5.0,55.20,0).3,15.0,9.1,018.(1+0,0) = 15,873 MN > V_{Sd} = 4,578 MN

3 Porovnání, závěry

Výpočet konstrukce podle ČSN i EN byl proveden pro stejný tvar průřezu, stejné vyztužení i stejné materiály. V následující tabulce je uvedena rekapitulace výsledků spolu s využitím průřezů a jednotlivých materiálů:

Posudek	**ČSN**			**EN**		
	Dosaženo	Dovoleno	**Využití**	Dosaženo	Dovoleno	**Využití**
Ohyb - σ_s [MPa]	266,158	280,0	**0,95**	263,217	392,0	**0,67**
Ohyb - σ_c [Mpa]	11,584	16,625	**0,70**	13,721	18,0	**0,76**
Ohyb - M_{Rd} [MNm]	-	-	**-**	14,984	18,795	**0,80**
Ohyb – trhliny [mm mezi prutyï	-	-	**-**	51	205	**0,25**
Ohyb – únava výztuže [MPa]	202,251	280,0	**0,72**	111,554	156,521	**0,71**
Smyk – beton bez výztuže	τ = 0,753 MPa	τ_{dov} = 0,825 MPa	**0,91**	V_{Sd} = 4,578 MN	V_{Rd1} = 1,528 MN	**3,00 (nutný návrh výztuže)**

Z uvedeného srovnání je zřejmé, že stejná konstrukce má početně větší rezervy při posouzení podle EN. Doplňujícími výpočty bylo zjištěno, že místo původně navržených 60 ϕ R32 konstrukce vyhoví podle ČSN ještě pro 58 ϕ R32 a podle EN pro 48 ϕ R32. Možná úspora výztuže při návrhu uvedené železobetonové konstrukce činí tedy přibližně 20%. Dalšími podrobnými výpočty však bude nutné ověřit, nakolik je takto výrazné snížení vyztužení vhodné, a to zejména s ohledem na vznik a šířku trhlin v konstrukcích.

Tento příspěvek vznikl v rámci řešení výzkumného úkolu MSM 210000001.

Literatura

[1] ČSN 73 6203 Zatížení mostů
[2] ČSN P ENV 1991-3 Zásady navrhování a zatížení konstrukcí. Část 3: Zatížení mostů
dopravou
[3] ČSN P ENV 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí. Část 2: Betonové mosty
[4] ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí

Rekonstrukce mostu v Brně Chrlicích, km 8,172 trati Brno - Přerov

Ing. Jan Kůrka, ČD a.s., Správa dopravní cesty Brno
Ing. Libor Hökl, FIRESTA - Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.
Projekt: SUDOP Brno spol.s r.o.; odpovědný projektant Ing. Jan Šedivý.

Úvod

Stavebním záměrem bylo odstranění havarijního stavu mostního objektu a zajištění bezpečnosti železničního provozu. Stavba je zajímavá rychlostí a rozsahem prací provedených ve výluce železničního provozu, dále podchycením konstrukce mostu při vybourání nevyhovující klenby a také celkovým množstvím všech rekonstrukčních prací. Výsledkem je obnovený most, jehož technické parametry vyhovují traťové třídě D4, traťové rychlosti 90 km/h a mostnímu průjezdnímu průjezdu MPP 2,5 R.

Popis dosavadního stavu mostu

Jednokolejný kamenný železniční most přes údolí Tuřanského potoka byl postaven roku 1868 a je součástí elektrifikované železniční tratě vedoucí z Brna hlavního nádraží do Přerova. Jedná se o most s průběžným kolejovým ložem o čtyřech otvorech, jehož nosné konstrukce tvoří čtyři polokruhové klenby o světlosti 9,48 m, které překonávají postupně silnici III. třídy z Chrlic do Tuřan, volný terén, Tuřanský potok a opět volný terén na přerovské straně. Nejvyšší světlá výška 11,4 m je nad hladinou potoka. Most ve své délce 62,5 m kopíruje přechodnici a pravý směrový oblouk o poloměru 530 m. Šířka mostu je 5,50 m a vzdálenost zábradlí od osy koleje v nejužším místě činí 2050 mm. Most byl navržen na zatížení platné v době jeho výstavby, tj. na hmotnost obvykle přepravovaných vozů. Třetí klenba mostu ve směru od Brna je betonová, ostatní jsou kamenné. Most až do roku 1945 sloužil svému účelu bez větších stavebních a udržovacích zásahů. V rámci osvobozovacích akcí na konci II. světové války byla klenba ve třetím otvoru z jedné třetiny poškozena a železniční trať na čas přerušena. V následujícím roce 1946 byla v místě třetí klenby postavena monolitická betonová klenba, která tvarově kopírovala původní klenbu kamennou. O způsobu zničení klenby ani o její opravě se do dnešní doby nedochovaly žádné dokumenty. Průtok vody v Tuřanském potoce závisí na intenzitě srážek na relativné malém území a jeho hodnota při padesátileté vodě je cca 5,0 m^3/sec.

Historie vzniku poruch

Jedním z faktorů, který se s vysokou pravděpodobností stal iniciátorem vzniku mnoha poruch, byla destrukce třetí klenby v roce 1945. Další nemalý podíl na zhoršování stavu mostu mělo působení srážkové vody, proudění a kumulace podzemní vody především za rubem přerovské opěry a též působení mrazu. V roce 1989 byla na mostě zřízena bezstyková kolej a v rámci zajištění bezpečnosti provozu na bezstykové koleji bylo provedeno dosypání kolejového lože štěrkem. V roce 1995 byla dokončena elektrizace trati a s tím souvisel i nárůst intenzity přepravy a zatížení. V průběhu několika desetiletí docházelo k postupnému zvyšování nivelety koleje, dosypávání štěrku až nad úroveň říms, a tím i k přitížení mostu.

Důkazem zhoubného vlivu výše uvedených faktorů jsou závady zaznamenané v poválečné historii mostu. V osmdesátých letech dvacátého století byly pozorovány první větší trhliny, boulení zdiva a vypadávání materiálu. Největší poruchy se objevily ve čtvrté klenbě a v navazující přerovské opěře. Vznikly tři základní charakteristické trhliny, které procházely jak spárováním, tak přes jednotlivé kamenné kvádry. Tyto trhliny přecházely z klenby do opěry s pravděpodobným přechodem až do základů. Při

jízdě vlaku byly pozorovány vibrace, které způsobovaly pulzování trhlin a podporovaly destrukci materiálu. V bezprostředním okolí trhlin docházelo k drcení a rozvolňování kamene, drolení spárování a vypadávání kusů materiálu. Rozvoj trhlin postupoval tak daleko, až došlo k oddělení prstence nosné konstrukce čtvrté klenby od průčelního zdiva a vznikla spára pozorovatelná z průčelí mostu. Tato spára se stala smykovou plochou, po níž docházelo k posouvání jednotlivých kamenů i celých bloků zdiva. Hodnoty posunů byly naměřeny až 42 mm a za vysunutými kameny vznikaly dutiny, což zvyšovalo nebezpečí náhlého uvolnění zdiva. Pohyby a destrukce byly zaznamenány i na eliptických opěrných zídkách svahových kuželů, přimknutých k přerovské opěře. Šířky trhlin zde dosahovaly až 3 cm.

Vývoj šířek trhlin ve 4.klenbě v [mm]

Rok	1983	1986	1989	1992	1995	1998	2000	2001	2002
lícní zeď	2	2	5	10	10	10	10	30	30
průčelní zeď	0	0	9	15	16	30	30	30	30

Další pozorovatelnou závadou podtrhující havarijní stav mostu, byl nevyhovující průjezdný průřez. Vzdálenost zábradlí od osy koleje neumožňovala bezpečný pohyb zaměstnanců ČD konajících dohlédací činnost na mostě a samotné litinové zábradlí se dvěma madly, na několika místech poškozené, nevyhovovalo platným normám.

Štěrk kolejového lože, dosypaný z důvodu zvýšení nivelety koleje a zajištění bezpečnosti provozu na bezstykové koleji, začal přepadávat přes kamenné římsy. V roce 2002 byla přesypávka kolejového lože až 40 cm nad úrovní říms. Nebezpečně uvolněné kamenné římsy spolu s padajícím štěrkem ohrožovaly bezpečnost pod mostem.

Kroky, které vedly k rozhodnutí pro rekonstrukci mostu

Výsledky periodických podrobných prohlídek upozorňovaly na stále se zhoršující stav mostu, zejména zvětšování trhlin a rozvolňování zdiva v jejich okolí. V létě roku 1999 se přistoupilo k osazení sádrových terčů na trhliny v nejvíc postiženém místě, tj. ve čtvrté klenbě a navazující přerovské opěře, aby se potvrdilo nebo vyvrátilo podezření, že se trhliny neúměrně zvětšují. Podezření se potvrdilo, což dokumentuje i skutečnost, že některé sádrové terče vypadly i s okolním zdivem. Od roku 2001 probíhala kontrola sádrových terčů 1 x za měsíc. Protože vznikla potřeba přesnější diagnostiky, byly dále na most osazeny kovové měřící body, které umožňovaly měření šířky trhlin s přesností +/- 0,2 mm. Tato měření byla prováděna a vyhodnocována 1 x týdně. Tím vznikl detailní obraz o vzniku a rozvoji trhlin v čase. Výsledky pravidelného sledování měřících bodů a množství prasklých sádrových terčů dávaly jasné signály o pohybu zdiva mostu. Klenba byla v roce 2001 stažena táhly, aby se alespoň částečně zamezilo rozvoji trhlin. V roce 2002 byla svolána kontrolní prohlídka za účelem stanovení nezbytných kroků pro zajištění bezpečnosti provozu a definování požadavků na rekonstrukci. Na mostě byla vzápětí omezena traťová rychlost z 90 km/h na 50 km/h a o několik měsíců později až na 30 km/h. Ještě téhož roku bylo vyhlášeno výběrové řízení na zpracování přípravné dokumentace a následně dokumentace projektové. V rámci přípravných prací byl proveden inženýrsko-geologický průzkum a v roce 2003 proběhlo výběrové řízení na zhotovitele stavby.

Výsledky stavebně technického diagnostického a IG průzkumu

Cílem průzkumných prací v roce 2002 bylo stanovení únosnosti základové půdy, ověření celkového stavu konstrukce a posouzení příčin deformací pro následné zpracování projektové dokumentace.

V rámci IG průzkumu byly provedeny 3 vrty do hloubek 10 a 12 m a jádra byla laboratorně vyhodnocena. Výsledky ověřily přítomnost navážek a deponie zemního odpadu

ve svrchních vrstvách podloží mostu, a to až do hloubek 3 m. V korytě potoka převažuje výskyt splachových potočních sedimentů mocnosti až 5,1 m zasahující do hloubky 8,10 m. Průzkumné sondy nenavrtaly podzemní vody, avšak prokázaly průsaky vody z okolních vodou nasycených vrstev. Rozbor vzorků vody stanovil agresivitu prostředí jako středně agresivní, což u betonových konstrukcí na styku s podzemní vodou vyžaduje kombinaci primární a sekundární ochrany proti korozi.

V rámci stavebně technického průzkumu byly provedeny jádrové vrty do materiálu zdiva pro ověření jeho stavu a laboratorní zpracování výsledků. Dále byly uskutečněny vodní tlakové zkoušky pro zjištění množství a velikosti dutin v kamenném zdivu a upřesnění vzdálenosti injekčních vrtů. Nezbytnou součástí průzkumu byly i kopané sondy na zjištění hloubky založení základu, tloušťky zdí rovnoběžných a svahových křídel a stavu zdiva na jejich rubu.

Bylo zjištěno, že opěry, pilíře, rovnoběžná křídla, klenby a průčelní zdi mostu jsou budovány na líci kvádrovým zdivem z písčitého vápence. Vnitřní zdivo je tvořeno lomovým kamenem vápence nepísčitého, pojené maltou z hydraulického pojiva. Malta je stářím degradována, rozpadává se a je porézní. V ploše kleneb nosné konstrukce se nachází všesměrná síť vlasových trhlin s výluhy, které se nacházejí i v ložných a styčných spárách a ze kterých docházelo či dochází k průsakům vod po intenzivních srážkách. Porušena je zejména část klenby při přerovské opěře. Podélná průběžná trhlina vpravo v průčelí klenby prochází přes kamenné kvádry a na styku s průčelní zdí až po vrchol klenby. Na styku klenby s průčelní zdí dochází k drolení spár. V prstenci klenby vpravo blíže vrcholu vykazuje popraskané kamenné zdivo hloubkové zvětrávání. Porušené zdivo je náchylné k rozpukávání vlivem mrazu nebo mechanickými vlivy.

Podle výsledků vodních tlakových zkoušek lze kamenivo považovat za hrubě pórovité s mezerovitostí přes 10% a v důsledku vyluhování je jeho propustnost značně zvýšena. Stálé úkapy vody z litinových odvodňovačů i v době sucha ukazují na málo účinný systém odvodnění a hydroizolace. Potvrzují to i průsaky vody přes zdivo klenby. Průzkumem byly též prověřeny základové poměry jako jednoduché, přizpůsobené geologickým podmínkám.

Z výše popsaného průzkumu vyplynuly následující návrhy a doporučení.

- zmonolitnění kamenné části mostu injektáží s hloubkovým přespárováním lícních kvádrů
- celková rekonstrukce odvodnění mostu s hydroizolací nosné konstrukce
- přenesení zatížení do pevných neogenních jílů např. pomocí mikropilot
- porušenou klenbu ve 4. otvoru – nahradit novou, staticky zajistit kotvením k opěře nebo zajistit původní klenbu železobetonovou skořepinou na jejím rubu.

Projekt

Výsledky průzkumu a měření mostu se staly podkladem pro zpracování přípravné i projektové dokumentace. Hlavním požadavkem investora bylo navržení optimální rekonstrukce mostu. Projekt musel zahrnovat i nezbytné úpravy traťové koleje v délce 668 m, zřízení oboustranného odvodnění pomocí trativodů za přerovskou opěrou mostu a nejnutnější úpravu trakčního vedení pro staveništní provoz v blízkosti trolejového vedení. V rámci přípravných prací byly navrženy úpravy a ochrana kabelových tras inženýrských sítí, jejichž největší koncentrace je u paty brněnské opěry mostu (plyn, voda kanalizace, telefonní vedení, elektrické vedení, napájení veřejného osvětlení). Poloha sítí zde koliduje s vrty pro injektáž. Stavební objekt sanace spodní stavby se týká především stabilizace podloží pod základy pilířů a opěr injektáží. Součástí tohoto stavebního objektu je i úprava koryta Tuřanského potoka. Samostatným stavebním objektem byla vlastní rekonstrukce mostu. Realizace se předpokládala částečně za provozu a částečně ve dvanáctitýdenní výluce. Po dobu rekonstrukčních prací se počí-

talo s částečnou uzavírkou silnice III. třídy v prvním otvoru mostu a úplné uzavření pěšího provozu ve druhém a čtvrtém otvoru. Pro rekonstrukční práce ve třetím otvoru projekt navrhoval zatrubnění Tuřanského potoka. V rámci přípravy staveniště se muselo navrhnout kácení vzrostlých stromů v blízkosti mostu, a to v nezbytně nutném množství pro provádění stavby. Náhradou za tyto dřeviny byla naplánována náhradní výsadba.

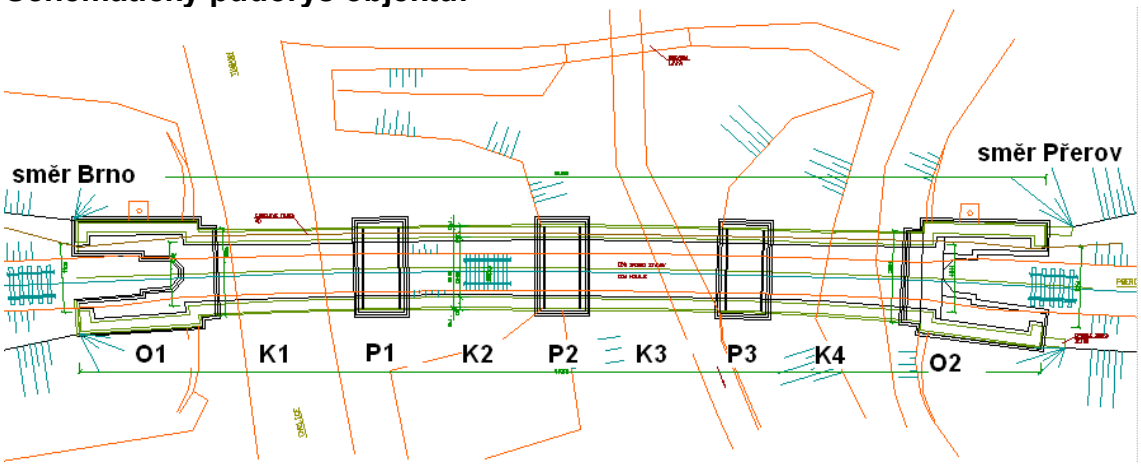
Nový stav mostního objektu

Práce na rekonstrukci mostu probíhaly v tomto časovém sledu:

- Přípravné práce (osazení dopravního značení – objízdné trasy a jednopruhový průjezd pod mostem, odstranění stromů a křovin)
- Vybudování staveništních komunikací a zařízení staveniště, osazení mostního provizoria přes Tuřanský potok (náhrada projektovaného zatrubnění)
- Přeložky inženýrských sítí (úpravy kabelů ČD ve čtvrtém otvoru a vyvěšení kabelů Českého Telecomu a JME v prvním otvoru u brněnské opěry)
- Vybudování části nábřežní zdi u pilíře P3 (sloužila současně jako vodící pas pro mikropiloty)
- **Zavedení traťové výluky (délka trvání 12 týdnů)**
- Snesení koleje, odtěžení kolejového lože
- Odbourání říms, odtěžení pískových zásypů nad výplňovým zdivem kleneb, zrušení stávajících odvodňovačů
- Svislé mikropiloty pro podchycení základu brněnské opěry a v pilíři P3(součást zabezpečení konstrukce pro odbourání klenby K4)
- Injektáž zdiva pilíře P3 a přerovské opěry
- Osazení prvků zabezpečení konstrukce pro bourání klenby K4
- Postupné bourání výplňového zdiva a čelních zdí nad klenbou K4 spolu s aktivací zajišťovacích prvků klenby a pilíře P3
- Snesení stávající klenby K4
- Svislé mikropiloty v pilíři P3 a v přerovské opěře včetně osazení roznášecích hlav pod patní bloky nové klenby
- Bednění, armatura a betonáž patních bloků klenby
- Těžké lešení a skruž pro betonáž nové klenby
- Bednění, armatura a betonáž nové klenby
- Výplňové betony nad klenbami
- Zřízení spádové vrstvy betonu pod konstrukcí žlabů kolejového lože včetně osazení prvků pro uchycení konzol bednění říms
- Osazení kotevních trnů pro konstrukci žlabů kolejového lože
- Bednění, armatura a betonáž žlabů kolejového lože nad klenbami a nad opěrami
- Osazení odvodňovačů a izolace žlabů KL
- Odvodnění rubů opěr a betonáž opěrných zdí přechodů drážních stezek
- Práce na železničním spodku navazujících úseků koleje, zřízení kolejového lože
- Pokládka koleje a osazení kabelových žlabů podél levé římsy
- Montáž provizorního zábradlí na zatím nedemontované vnější bednění říms
- Úprava trakčního vedení
- **Ukončení výluky, zahájení zkušebního provozu**
- Montáž definitivního zábradlí současně s demontáží vnějšího bednění říms
- Úpravy povrchu betonu na přechodech mezi stávající a novou konstrukcí
- Dokončení spárování a injektáží konstrukce mostu
- Injektáž, sanace a nadbetonávky svahových křídel
- Sjednocující a ochranné nátěry mostu
- Demontáž lešení

- Zřízení gabionové opěrné zdi u pilíře P2 a dokončení opěrné zdi u pilíře P3
- Opevnění dna Tuřanského potoka
- Svahování a konečné terénní úpravy
- Ukončení stavby

Schematický půdorys objektu:



Podchycení základů mikropilotami

S ohledem na skladbu podloží byly navrženy plovoucí mikropiloty tvořené ocelovými trubkami pr. 89/10, zřizované do vrtů profilu 233 mm s minimální délkou vetknutí do podloží 6 metrů. V prostoru zdiva základů byly trubky mikropilot pro zvýšení soudržnosti opatřeny navařenými spirálami z hřebínkové betonářské oceli. Vrty mikropilot byly injektovány v celé délce a to v prostoru zeminového tělesa v podloží základů tlakem min. 2,0 MPa a v prostoru základů tlakem do 0,6 MPa.

Před zahájením vrtání šikmých mikropilot byly podél základů pilířů a opěr zřízeny vodící betonové prahy z betonu C 16/20 pro lepší navedení vrtné soupravy.

Nejdříve byly provedeny mikropiloty u pilíře P3, aby bylo možno provádět práce na zabezpečení mostu před odbouráním klenby K4. Podchycení ostatních základů bylo prováděno v souběhu s dalšími pracemi. Svislé mikropiloty v brněnské opěře a v pilíři P3 byly provedeny po snesení železničního svršku a po odbourání stávajících říms mostu.

Injektáž spodní stavby

Injektáž zdiva mostu byla provedena do vrtů pr. 42 mm a to v rozsahu celé plochy kamenného zdiva v rastru 60 x 60 cm na pilířích a opěrách a v rastru 90 x 90 cm na klenbách. Injektážní tlaky se pohybovaly v rozmezí 0,5 do max. 1,0 Mpa. Celkem bylo do konstrukce vyvrtáno řádově 2200 m injektážních vrtů a spotřebováno více než 100 tun cementu.

Zajištění konstrukcí pro bourání klenby K4

V rámci stavby bylo nutno zbourat silně staticky narušenou klenbu K4. Před započetím bouracích prací PD předepisovala zajištění okolních částí mostní konstrukce. Některé zajišťovací práce probíhaly i v průběhu vlastních bouracích prací (bourání poprsních zdí).

Zajištění pilíře P3:

V předstihu byly zřízeny 3 kusy mikropilot v pilíři P3 (bez injektáže) a na pilíř P2 z brněnské strany byl umístěn roznášecí prvek 2xU300.

Při postupném odbourávání poprsní zdi byly v příčném směru na mikropiloty osazovány převázky 2xU180 a kotveny k roznášecímu prvku kotvami z předpínacích lan DN 15 mm. Pro aktivaci kotev byla použita předpínací pistole. Odsypávající se nadnásyp byl pažen stříkaným betonem B20 na KARI sítě (dávkovacím strojem SSB).

Styky ocelových prvků (trubky mikropilot, převázky) byly svařeny a doklínovány pro zajištění spolupůsobení.

Zajištění přerovské opěry:

V předstihu byl zřízen betonový blok (B20) v příčném směru za rovnoběžnými křídly na přerovské straně. Za něj byl umístěn roznášecí prvek 2xU300. Pro zvýšení tuhosti roznášecího prvku byly za bet. blokem zaberaněny 4 kusy štětovnic délky 8 m.

Zajištění rovnoběžných křídel v příčném směru bylo provedeno pomocí dvou dvojic štětovnic na každé straně mostu a vzpěr 2xU180, které nahradily původně navržené sepnutí kotvami.

Zajištění odbouraného čela rovnoběžných křídel a zásypu za klenbou K4(směr Přerov) bylo obdobné jako u zajištění K3. Při postupném odbourávání poprsní zdi byly v příčném směru na čelo rovnoběžných křídel osazovány převázky 2xU180 a kotveny k roznášecímu prvku kotvami z předpínacích lan DN 15 mm. Aktivace kotev a zajištění nadnásypu bylo provedeno stejně jako v případě pilíře P3. Mezi jednotlivé převázky byly na odstupku křídel vevařovány distanční prvky (2xU180) pro zajištění spolupůsobení kotev a pro zachycení celé čelní plochy rovnoběžných křídel. K úplnému předepnutí následující kotvy došlo až po vložení těchto distančních prvků.

Stejně jako v případě pilíře P3 byly všechny styky ocelových prvků (roznášecí prvek, štětovnice, převázky, vzpěry) svařeny a doklínovány pro zajištění spolupůsobení.

Odbourávání částí poprsních zdí pro osazení zabezpečovacích prvků bylo prováděno částečně ručně pneumatickými kladivy a částečně strojně ze země bouracím kladivem osazeným na stroji BROYT (délka ramena 9m).

Bourání klenby K4

Bourání vlastní klenby K4 bylo zahájeno až po osazení všech prvků zabezpečení a to jak P3 tak přerovské opěry a probíhalo strojně ze země bouracím kladivem (délka ramena 9m).

Klenba bylo odbourávána postupně po podélných pruzích tak, aby nedošlo k pádu celé klenby najednou. Samozřejmostí bylo překrytí stávající trasy kabelů pod K4 silničními panely.

Při bourání klenby byly průběžně sledovány geodetickou metodou event. posuny konstrukce směrem do klenby K4 jak ze strany od Brna tak i od Přerova. Po odbourání celé klenby však nebyly zjištěny žádné měřitelné posuny.

Železobetonová klenba K4

Vlastní konstrukce klenby byla navržena jako polokruhová o světlosti v patě 9,6 m. Tloušťka klenby ve vrcholu 600 mm, v patě 900 mm pro zajištění rovnoměrného namáhání do pilířů se shodným rozložením jako u původní kamenné konstrukce. Konstrukce klenby je monolitická železobetonová z betonu C25/30 stejně jako čelní zdi. Pro vyloučení statického spolupůsobení kleneb jsou čelní zdi cca ve třetinách střednice klenby a ve vrcholu rozděleny svislými dilatačními spárami. Ze stejného důvodu je rub klenby odseparován od výplňového betonu deskami z drcené gumy.

Bednění klenby bylo prováděno vazníkovými ramenáty na skruži PERI, podepřené konstrukcí pižmo.

Železobetonový žlab kolejového lože

Po odbourání nevyhovující konstrukce stávajících říms byly propustné zásypy nad klenbami odtěženy a nahrazeny výplní z lehčeného betonu (KB 170). Na takto upravenou plochu byla zřízena spádová a roznášecí vrstva betonu s horním povrchem provedeným ve sklonu nivelety koleje. Do čelních stěn kleneb byly osazeny svislé trny z betonářské oceli a byla vybetonována nová konstrukce kolejového žlabu jak nad klenbami tak nad opěrami. Pro bednění říms byly použity ocelové konzoly osazené na táhla, která byla předem zabetonována ve spádové vrstvě betonu.

Na žlab kolejového lože navazují na obou stranách mostu monolitické opěrné zídky délky 4,5m pro zabezpečení přechodů drážních stezek.

Odvodnění mostu

Voda je podélnými a příčnými sklony svedena do dvou nově zřízených svislých nerezových odvodňovačů nad vrcholy kleneb K2 a K3. Z krajních polí mostu je voda odvedena podélným sklonem za ruby opěr, kde je zachycena příčným odvodněním z drenážních trubek a vyvedena jednostranně na svah zemního tělesa. Pod vyústěním příčných drenáží jsou zřízeny skluzy z betonových tvárnic.

Izolace

Nová izolace žlabu kolejového lože je provedena izolačními pásy firmy SIPLAST s.a. (systém Teranap 431 TP) a chráněna na vodorovných plochách cementovým potěrem tl. 50mm a na šikmých a svislých plochách vrstvou stříkaného betonu tl. 40mm. Ochranné vrstvy jsou vyztuženy ocelovou sítí.

Zábradlí

Zábradlí na mostě je z ocelových úhelníků se třemi madly. Sloupky zábradlí jsou (netradičně pro stavby ČD) opatřeny kotevními deskami a uchyceny k římsám závitovými tyčemi, lepenými do předvrtaných děr.

Nátěry

Veškeré betonové konstrukce (včetně klenby K3 z roku 1946) jsou opatřeny sjednocujícím nátěrem „SIKAFloor 2530 W“ v odstínu RAL 7032.

Kamenné zdivo ponechaných stávajících konstrukcí je ošetřeno bezbarvým hydrofobním nátěrem „SIKAGARD 702 W-Aquaphob“.

Na zábradlí mostu je použit nátěrový systém „HEMPEL“

Úpravy Tuřanského potoka

Na závěr stavby bylo upraveno koryto Tuřanského potoka pod třetím otvorem v délce cca 20m. U pilíře P3 byla vybudována betonová nábřežní zeď (část, která byla vybetonována na začátku stavby sloužila současně jako startovací blok pro mikropiloty) a u pilíře P2 vystavěna gabionová nábřežní zídka. Celé koryto pak bylo zadlážděno kamennou dlažbou do betonu.

Závěr

Realizací stavby jsme získali nejen další opravený most, ale také cenné zkušenosti. Významným poznatkem pro podobné rekonstrukce je účelnost dlouhodobého sledování poruch na objektu a vypracování stavebně technického a IG průzkumu. Výsledky sledování a průzkumů sloužily jako podklad pro rozhodování a objektivizaci názorů na hodnocení aktuálního stavu, dále pomohly při odhadování dalšího možného vývoje sledovaných poruch a pochopitelně se také staly podkladem pro zpracování projektové dokumentace. Dnes si můžeme říci, že včasným rozhodnutím pro rekonstrukci mostu se zabránilo riziku havárie.

Další významnou zkušeností byla volba vhodné technologie bourání 4. klenby, betonáže žlabu kolejového lože a zajištění stavby při bouracích pracích. Tyto technologické postupy přinesly úsporu času, která byla potřebná v závěru při dokončování stavebních prací.

Pohled ve směru staničení
přesypané KL
litinové zábradlí

Největší trhlina
v průčelní zdi 4. klenby

Zajištění třetího pilíře a
přerovské opěry při bou-
rání 4. klenby

Montáž podskružení klenby K4

Pohled na armaturu a bednění říms

Pohled na dokončený most

Přestavba mostů v železniční stanici Děčín

Ing. Vladimír Veselý, Ing. Petr Adam, Ing. Tomáš Martinek, Ing. Tomáš Wangler,
SUDOP PRAHA a.s.

Příspěvek pojednává o kompletních rekonstrukcích dvou mostů na zhlavích žst. Děčín. Vžité názvy mostů jsou „Pětimostí“ a „U Mototechny“. Tyto objekty nejsou zajímavé ani tak svým výsledným novým stavem (i když nedopadl špatně), ale zejména svým postupem výstavby, který může posloužit jako inspirace pro rekonstrukce v komplikovaných podmínkách mostů na zhlavích velkých železničních stanic.

Železniční most v km 539,483 („Pětimostí“)

Rekonstrukce původního mostu, který se skládal z pěti kamenných kleneb. Most byl částečně zbourán a přestavěn na zabetonované nosníky a částečně sanován. Byl rovněž v celé délce rozšířen o pás pro jednu kolej.

Rekonstrukce mostu byla provedena jako součást stavby „ČD DDC, Průjezd železničním uzlem Děčín“, a bylo jí dosaženo parametrů, požadovaných Dodatkem k Zásadám modernizace a optimalizace železniční sítě ČD. Most byl na pravé straně rozšířen o kolej č. 10. Dále byly výrazně zlepšeny prostorové podmínky silniční komunikace pod mostem, kdy místo dvou jednosměrných kleneb byl vytvořen jeden mostní otvor pro tři jízdní pruhy.

V původní dispozici měl most pět mostních otvorů. Prvními dvěma klenbami o světlosti 5,47 m procházela ulice Podmokelská na komunikaci I/13 Děčín - Vilsnice. Třetí, střední klenbou o světlosti 15,20 m protékal Jílovský potok. Čtvrtá klenba byla využívána jako sklad zeleniny a pátá jako průchod pro pěší.

Obr. 1 Původní stav mostu. Pohled z ulice Práce.

Obě tyto klenby měly světlost rovněž 5,47 m. Prostřední klenba přes Jílovský potok je opřena o poměrně mohutné pilíře. Celý objekt byl v minulosti vybudován postupně,

takže mezi jednotlivými částmi byly podélné dilatační spáry, které byly částečně využity při bourání kleneb. Objekt byl postaven z pískovcového zdiva. Založení bylo plošné.

V novém stavu je na mostě osm kolejí a zasahují na něj dvě nástupiště. Celková délka mostu je cca 59 m, celková šířka je cca 52 m. Na pravé straně navazují na most na jeho začátku i na konci nově vybudované opěrné zdi.

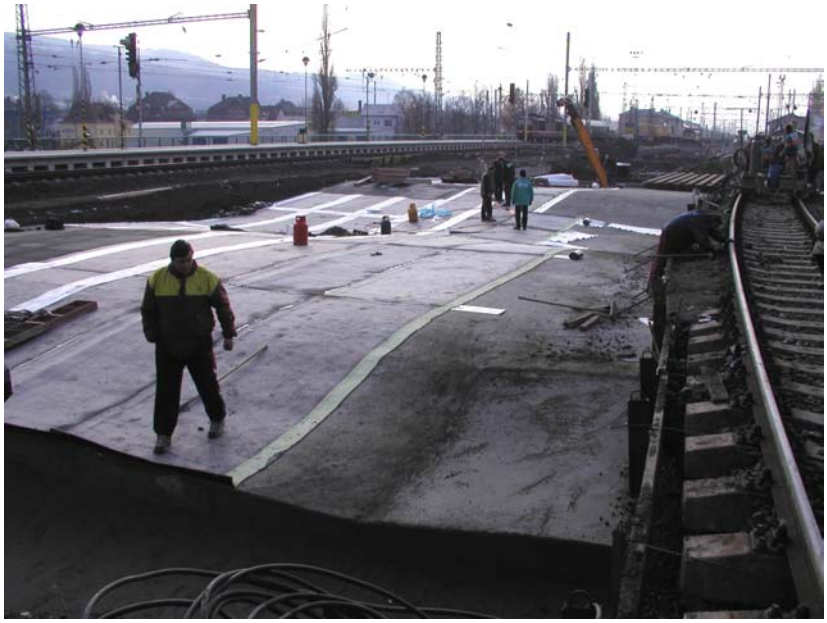
První dvě původní klenby byly v celé šířce mostu zbourány a místo kleneb byly zřízeny desky se zabetonovanými nosníky o rozpětí 14,00 m. Tato konstrukce byla zvolena zejména s ohledem na nutnost použít konstrukci s minimální stavební výškou. Též proto byly použity válcované nosníky HEM 500. Desky byly uloženy na ozubech na nových úložných prazích, které byly zakotveny do původních kamenných opěr. Vzhledem k tomu, že desky jsou do opěr rozepřené, nebylo nutno upravovat založení mostu.

Obr. 2 Nové úložné prahy. V pozadí ubouraná klenba.

Na pravé straně, do ulice Práce, byl most rozšířen o pás pod kolejí č. 10. Tato část má tři mostní otvory. První a třetí otvor je tvořen deskou se zabetonovanými nosníky o rozpětí 14,00 m, obdobného provedení jako výše. Prostřední, druhý otvor, je tvořen železobetonovou klenbou o světlosti 15,2 m. Celá tato část navazuje prostorově na části původní. Spodní stavba, opěry a dva pilíře, je založena je na velkoprůměrových pilotách, které byly dle potřeby, v blízkosti původních základů mostu, doplněny mikropilotami. Pilíře jsou v půdorysu rozšířeny v pilastry, které vytvářejí určitý výtvarný akcent. První pilíř je navíc využit pro umístění stožáru trakčního vedení.

Zachované zdivo bylo sanováno. Důvodem této sanace byly výsledky geotechnického průzkumu, které nezaručovaly pevnost zdiva kleneb, která byla potřebná dle statického výpočtu. Na stavu mostu se podepsalo zejména to, že rub konstrukce nebyl izolován, odvodnění nebylo funkční a vnější plochy byly opatřeny vrstvou torkretu, který zamezoval odvodu vody. Byla provedena kompletní injektáž tohoto zdiva cementovou směsí, která přispěla ke zvýšení pevnosti zdiva na potřebnou hodnotu. Použití směsi na bázi cementu bylo kompromisním řešením mezi vhodností této technologie pro daný typ konstrukce a zdiva a finančními náklady. Z důvodu zpevnění celé konstrukce byl horní povrch kamenného zdiva opatřen vyztuženou betonovou deskou ukotvenou do

původního zdiva. Tato deska zároveň vytváří potřebné spády pro odtok vody a plní tak úlohu podkladu pod izolaci. Spády desky jsou důsledně vedeny od podélných spár, takže je zaručeno, že do kamenného zdiva nebude nadále přitékat voda. Dá se očekávat, že zdivo postupně vyschne a zvýší se tak jeho pevnost.



Obr. 3 Provádění izolace na sanovaných klenbách.

Odvodnění mostu je na pražské opěře vyvedeno do odvodňovacího zařízení silnice pod mostem, ve střední části pak do Jílovského potoka a za opěrou Bad Schandau do odvodňovacího systému železničního spodku.

Dle původního návrhu se měla původní torkretová vrstva v ponechávaných klenbách odstranit. Po injektáži se však zjistilo, že vrstva je v lepším stavu, než se původně předpokládalo, při injektáži nebyla narušena soudržnost mezi torkretem a vlastním zdivem a bylo proto rozhodnuto torkret zachovat. Vrstva byla lokálně opravena a v patách všech zachovávaných kleneb byly vyřezány odvětrávací otvory, které kromě této funkce zároveň vytvářejí zajímavý estetický efekt. Pouze na levé straně mostu, ve směru do Podmokel, byl torkret úplně odstraněn a bylo opraveno a doplněno původní pískovcové zdivo, které ve spojení s novými betonovými římsami se zábradlím rovněž přispívá ke vzhledu celého mostu.

Jílovský potok má v daném profilu bystřinný charakter. Rychlé proudění toku podemílalo pískovcové zdivo pilířů. Dolní části pilířů byly proto opevněny obkladními zdmi ze žuly, které byly dostatečně hluboko založeny pod dnem potoka. Hydrotechnický výpočet prokázal, že tato úprava ovlivní kapacitu koryta jen nepatrně. Koryto bylo rovněž vyčištěno, aniž by byl upravován původní tvar kynety toku.
Vzhledem k tomu, že po dobu stavby bylo nutno v určité míře zachovat železniční provoz na mostě i silniční a pěší provoz pod mostem, byly práce rozděleny do čtyř etap, během nichž byly provedeny veškeré práce v daném pásu, v kterém byla vyloučena doprava. Práce bylo nutno koordinovat s pracemi na dalších objektech stavby. Provozované koleje na mostě byly zajišťovány záporovým pažení a v některých případech též železničními provizorii či mikropilotovou stěnou.

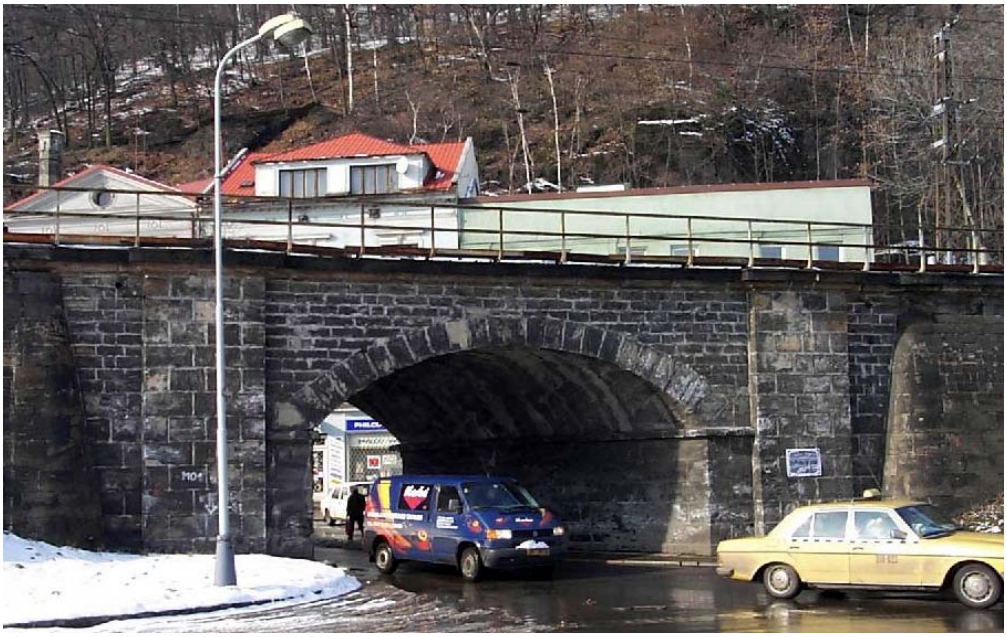
Obr. 4 Průchod pro pěší s detailem odvětrávacích otvorů. Na obrázku je vidět část původní pískovcové klenby.

Obr. 5 Nový stav. Pohled z ulice Práce.

Provoz pod mostem byl řešen tak, že vždy byl v provozu jeden mostní otvor pro automobilovou dopravu a jeden otvor pro pěší.

Zhotovitel mostu: ŽS Brno a.s., Brex s.r.o. a další.

Železniční most v km 540,093 („U Mototechny“)



Obr. 6 Původní šikmo valená klenba

Most před rekonstrukcí byl uspořádán jako šikmo valená kamenná klenba. Prostorové uspořádání na mostě nevyhovovalo pro nově navrženou polohu kolejí, zejména v souvislosti s výhledovým převedením koleje č.1 do plánovaného tunelu. Výška i šířka mostního otvoru zároveň představovaly výrazné dopravní omezení na přemosťované frekventované ulici Čsl. mládeže. Stávající klenbu (obr. 6) bylo proto nutno nahradit novými deskovými konstrukcemi.

Přestavba mostu byla rozhodujícím způsobem ovlivněna požadavkem na minimalizaci výluk trati ČD. Šikmo valenou klenbu nebylo možno bourat po etapách. Proto bylo navrženo vybudovat nové opěry za rubem stávající klenby pod komorovými provizorii.

Obr. 7 Zakládání opěr pod provizorii

Nutné rozpětí provizorií bylo omezeno kotveným pažením stěn stavební jámy. Klenba demolována a provizoria osazena během výluky v trvání 48 h. Nové opěry byly založeny na mikropilotách a vybetonovány pod provizorii vcelku.

Rozpětí nových nosných konstrukcí činí 24,25 m a koresponduje s požadavky města Děčína na volnou šířku mostního otvoru. Protože stavební výška je omezena na 1,85 m, byly navrženy nosné konstrukce se zabetonovanými nosníky. Pro jejich dimenzování bylo rozhodující zachování parametrů jízdní dráhy v kolejové spojce, která přechází přes podélnou spáru mezi konstrukcemi. Svařované ocelové nosníky mají výšku 1100 mm u nosné konstrukce č. 1 a 1200 mm u nosné konstrukce č. 2. Nosná konstrukce č. 1 má lichoběžníkový půdorys a je připravena pro zaústění koleje č. 1 do výhledově připravovaného nového tunelu.

Mostní objekt realizovaly ve velmi dobré kvalitě Stavby silnic a železnic a. s., závod 4 (stavitel p. Řeháček).

Obr. 8 Nový stav mostu v km 540, 093 (U Mototechny)

Využití ocelových ohybově měkkých trub z vlnitého plechu na tratích Českých Drah

Ing. Jaromír Zouhar, ViaCon ČR, s.r.o.
Ing. Martin Havelka, Chládek & Tintěra, silnice – železnice, a.s.
Ing. Ivan Šír, statika staveb - mosty
Ing. Jan Fiala, statika staveb - mosty

ANOTACE

Příspěvek představuje využití flexibilních ocelových konstrukcí z vlnitého plechu na tratích Českých drah jako alternativu klasických konstrukcí propustků a mostů. Vedle seznámení se sortimentem a možnostmi využití výrobků dodávaných společností ViaCon ČR je předvedeno konkrétní využití při opravě mostu v km 2,936 trati Svitavy – Polička včetně zkušeností dodavatele stavby a stručného rozboru výpočetních postupů při statickém návrhu podle metodiky uvedené v MVL 991 „Flexibilní ocelové konstrukce“.

POUŽITÍ FLEXIBILNÍCH KONSTRUKCÍ V ŽELEZNIČNÍM STAVITELSTVÍ

Používání flexibilních konstrukcí z vlnitého plechu v železničním stavitelství má ve světě dlouholetou tradici. Poprvé byly použity v Rusku v roce 1885 (Kolokolov, 1973), patentovány však byly v USA roku 1896 (G.A. Sayed, 1994). Poté následovala dlouhá historie jejich používání. Roku 1963 provedly německé železnice důležitá měření, která prokázala vysokou zatížitelnost přesypaných mostních objektů s použitím flexibilních konstrukcí (D.Glock, 1983). Vaslestad (Vaslestad a kol., 2002) popisuje výsledky dlouhodobých měření na flexibilních konstrukcích větších rozpětí z dílců vlnitého plechu pod železničním zatížením. Na základě četných měření byly vyvinuty některé metody pro návrh těchto konstrukcí, jako poslední metoda Sundquist – Petterssonova (Sundquist, Pettersson, 2001).

Flexibilní konstrukce, jakožto prvky poddajné, jsou schopné ve spolupůsobení s okolním, řádně zhutněným zásypem, přenášet značná zatížení. Díky tomuto spolupůsobení s okolním zásypem a rovněž díky jejich nevelké ohybové tuhosti vzniká statický systém, kdy se flexibilní konstrukce mírně deformuje do tvaru tlakové čáry a působící svislé zatížení je pak přenášeno zejména normálovými silami. To umožňuje ekonomické využití průřezů a navrhování subtilních konstrukcí. V případě vhodné úpravy čel je pak možno navíc docílit i esteticky vyvážených mostních objektů.

Nejpoužívanějšími materiály flexibilních konstrukcí jsou vlnitý nebo trapézový plech (ocelový či hliníkový) různých typů vln a ohybových tuhostí a některé plasty (polymery).

OPRAVA MOSTU V km 2,936 TRATI SVITAVY – POLIČKA

Objekt mostu je umístěn v km 2,936 trati Svitavy – Polička, TÚ 2011 Svitavy – Žďárec u Skutče v extravilánu města Svitavy. K oběma stranám drážního tělesa přiléhají pole. Pod mostem teče trvalá vodoteč Studený potok.

DOSAVADNÍ STAV MOSTU

Jedná se o ocelovou nosnou konstrukci (dvojčité nosníky s kolejnicemi upevněnými na podélných dřevech) uloženou na železobetonových opěrách s rovnoběžnými křídly.
NK je na konci životnosti a nevyhoví z hlediska požadovaného MPP.

Počet otvorů :	1
Délka mostu :	11,2 m
Světlost :	4,11 m
Délka přemostění :	4,11 m
Výška objektu :	3,56 m
Výška mostního otvoru :	3,1 m
Šířka mostu :	4,52 m

Obr. 1 Nevyhovující dosavadní ocelový most

NOVÝ STAV MOSTU

Prostorově nevyhovující dosavadní nosná konstrukce byla snesena, horní části železobetonových opěr a křídel ubourány a mezi líce opěr na zeminu uložena nová NK z ocelové ohybově měkké trouby z vlnitého plechu. Uvnitř ocelové trouby byla vybetonována kyneta s kamennou dlažbou. Kamenná dlažba a výplňový beton jsou na nátoku i výtoku uzavřeny železobetonovými čely. Nátok i výtok jsou spádově napojeny na stávající koryta potoka.

Ocelový profil byl zasypán po vrstvách hutněným štěrkopískem do profilu se sklony svahů 1:1,5 a šířkovým uspořádáním dle předpisů ČD.

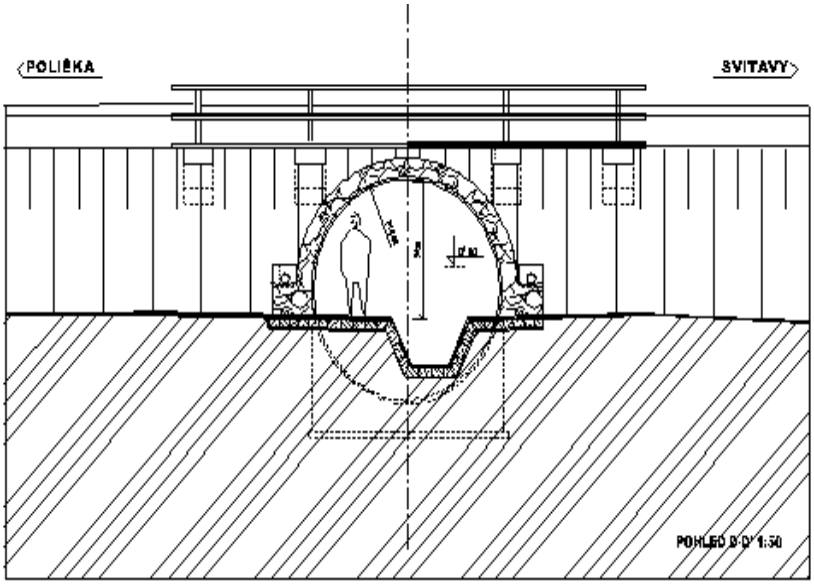
Nad vtokem a výtokem je osazeno do železobetonových patek ocelové třímadlové zábradlí.

Prostorové uspořádání na mostě odpovídá profilu pro širou trať s rozšířením drážního tělesa o 100 mm při vnější straně oblouku.

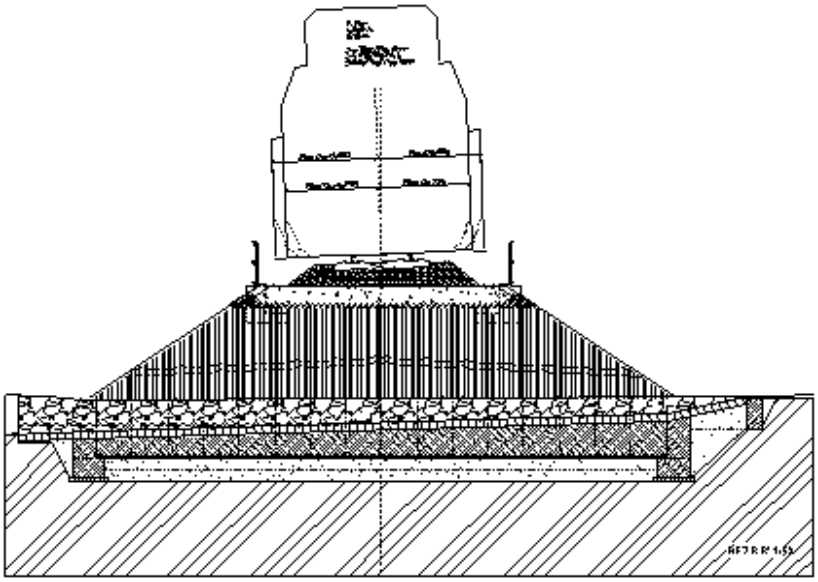
Volná šířka mezi zábradlím je 2 x 3,125 mm + patřičná rozšíření.

Průtočný profil pod mostem je navržen tak, že s rezervou převede Q 100 a umožní občasný pohyb chodců (nejedná se o regulérní podchod pro pěší, čemuž ani neodpovídají jeho prostorové parametry).

Počet otvorů :	1
Délka mostu :	3.9 m
Světlost :	3,8 m
Délka přemostění :	3,8 m
Výška objektu :	4,11 m
Výška mostního otvoru :	2,97 m
Šířka mostu :	14,4 m



Obr. 2 Pohled na nový most



Obr. 3 Řez mostem

PROVÁDĚNÍ

Opravu mostu prováděla firma Chládek & Tintěra, silnice – železnice, a.s., Pardubice. V první fázi byla za provozu souběžně s prováděním zemních prací a přípravou úložné vrstvy provedena montáž a kompletace nové NK. V další fázi byla zahájena výluka, snesena dosavadní NK, ubourány vrchní části dosavadních opěr a osazena nová NK (ocelová trouba z vlnitého plechu). Po zainjektování prostoru mezi opěrami a novou NK betonem třídy B15 do výše cca 60 cm pod vrcholem trouby (aby prostor mezi opěrami a troubou byl dostatečně široký na pojezd hutnících prostředků), provedení obsypových a nadnásypových vrstev, štěrkového lože a kolejového roštu byla ukončena výluka a zahájen železniční provoz. V poslední fázi byly provedeny práce na korytu potoka, osazení zábradlí, olemování čel NK dlažbou a ostatní dokončovací práce (ohumusování, osazení desky s letopočtem, atd.).

Zahájení stavby :	09 2003
Ukončení stavby :	10 2003
Délka nepřetržité výluky :	4 N
Doba výstavby celkem :	11 dní

Obr. 4 Provádění výkopů

Obr. 5 Příprava podložních vrstev

Obr. 6 Sestavování NK

Obr. 7 Kompletace NK

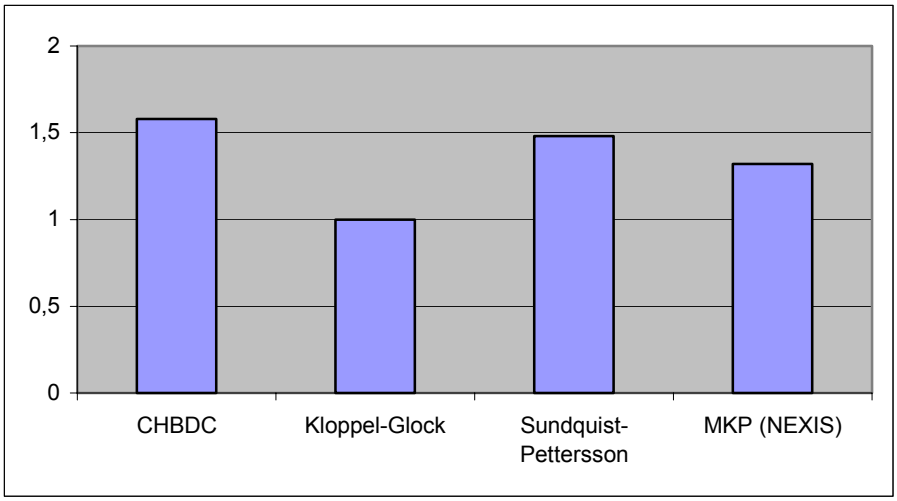
Obr. 8 Osazování NK

Obr. 9 Dokončená stavba

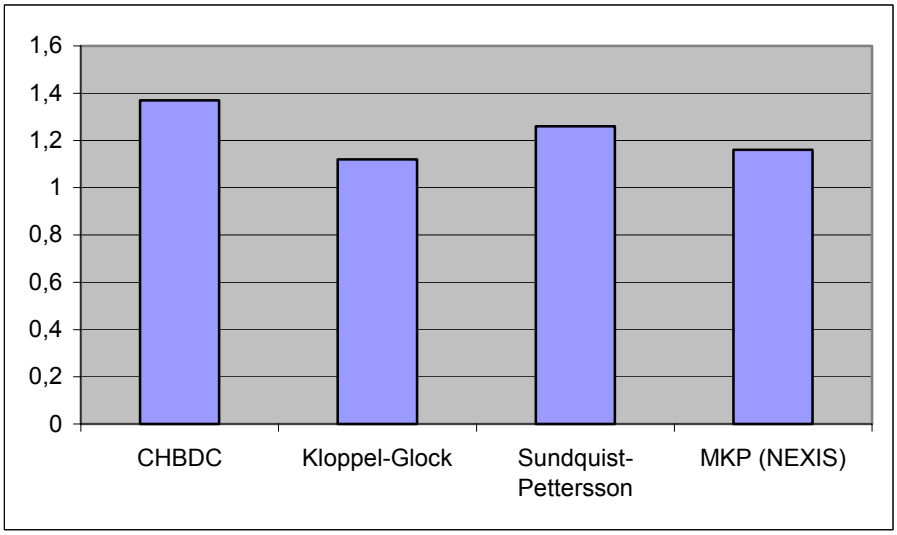
Obr. 10 Projekt stavby - vizualizace

ROZBOR VÝPOČETNÍCH POSTUPŮ

V rámci projektu výše uvedené stavby byl ve spolupráci se statickou skupinou společnosti ViaCon proveden rozbor výsledků dosažených výpočetními metodami uvedenými v MVL 991 „Flexibilní ocelové konstrukce“ (metody CHBDC, Klöppel – Glock, Pettersson–Sundquist), výpočtem na obecném MKP modelu programem NEXIS a programem CandeCAD. Níže jsou uvedeny výsledky a porovnání z_{UIC} zjištěného porovnávanými metodami. Rozhodující průřez pro posouzení je ve vrcholu trouby uprostřed. Ve výpočtech byly uvažovány průřezové charakteristiky pro plech tloušťky 2,1 mm (tloušťka plechu je 4 mm, avšak na konci životnosti konstrukce, tj. cca po 100 letech se uvažuje s tloušťkou pouze 2,1 mm – 1,9 mm je tloušťka plechu obětovaná na korozi). Tloušťka plechu na konci životnosti OK je výsledkem posudku životnosti, s uvážením agresivity prostředí, dle metodiky uvedené v MVL 991. Výpočty zatížitelnosti pro případ sanace (graf č.1) byly provedeny s uvážením příznivého vlivu stávajících opěr na omezení deformací do stran, což se příznivě projevuje na zvýšení zatížitelnosti. Naopak na druhém grafu jsou pro srovnání uvedeny zatížitelnosti vypočtené dle metodiky pro případ novostavby, kdy OK je pouze přesypaná zeminou (graf č.2). Hodnoty zatížitelnosti jsou v případě novostavby nižší.



Graf č.1: Zatížitelnost Z_{UIC} vypočtená pro případ sanace



Graf č.2: Zatížitelnost Z_{UIC} vypočtená pro případ novostavby

Investor	České Dráhy, a.s., SDC Pardubice
Projektant	Ing. Ivan Šír, statika staveb – mosty
Dodavatel NK	ViaCon ČR s.r.o.
Zhotovitel	Chládek & Tintěra, silnice – železnice, a.s., Pardubice

ZÁVĚR

Zdařilá realizace prokázala perspektivu využití ocelových ohybově měkkých trub z vlnitého plechu jako mostní konstrukce. Rychlá a relativně jednoduchá montáž spolu s vysokou životností a minimálními nároky na údržbu jsou dobrými předpoklady pro rozšíření tohoto typu konstrukcí na tratích Českých Drah.

Posouzení konstrukce MultiPlate MP 150 dle Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC)

MultiPlate MP 150 (novostavba)

účinné rozpětí	D_h =	3.85	m
účinná výška	D_v =	3.85	m
poloměr křivosti ve vrcholu trouby	R_c =	1.90	m
tloušťka plechu	t =	2.30	mm
objemová tíha zásypu	γ =	20.0	kN/m^3
objemová tíha štěrkového lože	γ_b =	20.0	kN/m^3
tíha kolejnic	γ_r =	1.2	kN/m
tíha pražců	γ_s =	5.1	kN/m
výška nadnásypu	H =	1.12	m
úhel roznosu	ϕ =	30.00	^{o}
moment setrvačnosti průřezu vlnitého plechu	I =	775.00	mm^4/mm
plocha průřezu vlnitého plechu	A =	2.5	mm^2/mm
průřezový modul vlnitého plechu	W =	30.00	mm^3/mm
poloměr setrvačnosti vlnitého plechu	r =	17.61	mm
mez kluzu oceli	F_y =	235.0	MPa
modul pružnosti oceli	E =	210.0	GPa
modul přetvárnosti zásypu	E_s =	20.0	MPa
součinitel zatížení pro zásyp	α_D =	1.20	
součinitel zatížení pro štěrkové lože	α_{Db} =	1.60	
součinitel zatížení pro kolejnice a pražce	$\alpha_{Dr, Ds}$ =	1.20	
součinitel zatížení dopravou	α_L =	1.40	
součinitel spolehlivosti materiálu proti ztrátě stability (boulení)	ϕ_t =	0.87	
klenbový součinitel	A_f =	1.25	

zatěžovací vlak UIC 71

zatížení na nápravu	P =	4 x 250	kN
rovnoměrně rozdělené zatížení	p =	156.00	kN/m

rovnoměrně rozdělené ekvivalentní zatížení od dopravy ve vrcholu trouby je uvažováno dle DS 804

1.Normálová síla v oceli od zatížení nadnásypem a nahodilým dlouhodobým zatížením

$$T_D = 0{,}5(1{,}0 - 0{,}1C_s)A_f W$$

$$C_s = \frac{1000E_s D_v}{EA}$$

$$C_s = 0.147$$

kolejnice a pražce

pražce	$ps =$	10.2	kN/m
kolejnice	$pr =$	2.40	kN/m

vrcholový tlak od kolejnic a pražců	W_n =	1.63	kN/m^2
štěrkové lože	W_b =	10.00	kN/m^2
zásyp	W_g =	12.40	kN/m^2

Celkem - výpočtová hodnota $W =$ 126.56 kN/m

$\boldsymbol{T_D =}$ **77.94** kN/m

2. Normálová síla v oceli od zatížení dopravou

$$T_L = 0{,}5 D_h \sigma_L m_f$$

minimum

$$T_L = 0{,}5 l_t \sigma_L m_f$$

$l_t =$	7.12	m
$\sigma_L =$	49.52	kN/m^2
$m_f =$	1.00	

dynamický součinitel

$$\delta = \frac{2{,}16}{D_h^{0,5} - 0{,}2} + 0{,}73 - 0{,}1(H - 0{,}5) \leq 1{,}80$$

d = 1.89 > 1,80

d = 1.80

$\boldsymbol{T_L =}$ **240.47** kN/m

3. Celková výpočtová hodnota normálové síly v oceli

$$T_f = \alpha_D T_D + \alpha_L T_L \delta$$

$\boldsymbol{T_f =}$ **318.41** kN/m

4. Normálová síla v oceli a únosnost tlačené stěny ocelového profilu v mezním stavu

podmínka: $$\sigma = \frac{T_f}{A} \leq f_b$$

$R \leq R_e$ $$f_b = \phi_t F_m \left(F_y - \frac{(F_y KR)^2}{12 E r^2 p} \right)$$

$R > R_e$ $$f_b = \frac{3\phi_t p F_m E}{\left(\frac{KR}{r}\right)^2}$$

$F_m =$ 1.00

$$p = \left(\frac{H}{R_c}\right)^{1/2} \leq 1{,}0$$

$p=$ 0.77 < 1.0

$p=$ 0.77

$$E_m = E_s \left(1 - \left(\frac{R_c}{R_c + 1000H} \right)^2 \right)$$

$E_m =$ 12.08 MPa

$$\lambda = 1{,}22 \left[1{,}0 + 1{,}6 \left(\frac{EI}{E_m R_c^{\,3}} \right)^{1/4} \right]$$

$\lambda =$ 1.63

$$K = \lambda \left(\frac{EI}{E_m R^3} \right)^{1/4}$$

$K=$ 0.34

$$R_e = \frac{r}{K} \left(\frac{6Ep}{F_y} \right)^{1/2}$$

$R_e =$ 3290.44 mm

$R_e =$ 3.29 m

$f_b =$ 170.28 MPa

$\sigma =$ 127.36 < $f_b =$ 170.28

VYHOVUJE

zatížitelnost
1.37

Posouzení konstrukce MultiPlate MP 150 dle Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC)

MultiPlate MP 150 (sanace)

účinné rozpětí	D_h =	3.85	m
účinná výška	D_v =	3.85	m
poloměr křivosti ve vrcholu trouby	R_c =	1.90	m
tloušťka plechu	t=	2.30	mm
objemová tíha zásypu	γ=	20.0	kN/m^3
objemová tíha štěrkového lože	γ_b =	20.0	kN/m^3
tíha kolejnic	γ_r =	1.2	kN/m
tíha pražců	γ_s =	5.1	kN/m
výška nadnásypu	H =	1.12	m
úhel roznosu	ϕ =	30.00	o
moment setrvačnosti průřezu vlnitého plechu	I=	775.00	mm^4/mm
plocha průřezu vlnitého plechu	A=	2.5	mm^2/mm
průřezový modul vlnitého plechu	W=	30.00	mm^3/mm
poloměr setrvačnosti vlnitého plechu	r=	17.61	mm
mez kluzu oceli	F_y =	235.0	MPa
modul pružnosti oceli	E=	210.0	GPa
modul přetvárnosti zásypu	E_s =	50.0	MPa
součinitel zatížení pro zásyp	α_D =	1.20	
součinitel zatížení pro štěrkové lože	α_{Db} =	1.60	
součinitel zatížení pro kolejnice a pražce	$\alpha_{Dr,\,Ds}$ =	1.20	
součinitel zatížení dopravou	α_L =	1.40	
součinitel spolehlivosti materiálu proti ztrátě stability (boulení)	ϕ_t =	0.87	
klenbový součinitel (sanace)	A_f =	1.00	

zatěžovací vlak UIC 71

zatížení na nápravu	P=	4 x 250	kN
rovnoměrně rozdělené zatížení	p=	156.00	kN/m

rovnoměrně rozdělené ekvivalentní zatížení od dopravy ve vrcholu trouby je uvažováno dle DS 804

1.Normálová síla v oceli od zatížení nadnásypem a nahodilým dlouhodobým zatížením

$$T_D = 0{,}5(1{,}0 - 0{,}1C_s)A_f W$$

$$C_s = \frac{1000E_s D_v}{EA}$$

$$C_s = 0.367$$

kolejnice a pražce

pražce	$ps =$	10.2	kN/m
kolejnice	$pr =$	2.40	kN/m

vrcholový tlak od kolejnic a pražců	W_n =	1.63	kN/m^2
štěrkové lože	W_b =	10.00	kN/m^2
zásyp	W_g =	12.40	kN/m^2

Celkem - výpočtová hodnota $W =$ 126.56 kN/m

$\boldsymbol{T_D =}$ **60.96** kN/m

2. Normálová síla v oceli od zatížení dopravou

$$T_L = 0{,}5 D_h \sigma_L m_f$$

minimum

$$T_L = 0{,}5 l_t \sigma_L m_f$$

$l_t =$	7.12	m
$\sigma_L =$	49.52	kN/m^2
$m_f =$	1.00	

dynamický součinitel

$$\delta = \frac{2{,}16}{D_h^{0,5} - 0{,}2} + 0{,}73 - 0{,}1(H - 0{,}5) \leq 1{,}80$$

d = 1.89 > 1,80

d = 1.80

$\boldsymbol{T_L =}$ **240.47** kN/m

3. Celková výpočtová hodnota normálové síly v oceli

$$T_f = \alpha_D T_D + \alpha_L T_L \delta$$

$\boldsymbol{T_f =}$ **301.43** kN/m

4. Normálová síla v oceli a únosnost tlačené stěny ocelového profilu v mezním stavu

podmínka: $$\sigma = \frac{T_f}{A} \leq f_b$$

$R \leq R_e$ $$f_b = \phi_t F_m \left(F_y - \frac{(F_y KR)^2}{12 E r^2 p} \right)$$

$R > R_e$ $$f_b = \frac{3\phi_t p F_m E}{\left(\frac{KR}{r}\right)^2}$$

$F_m =$ 1.00

$$p = \left(\frac{H}{R_c}\right)^{1/2} \leq 1{,}0$$

$p =$ 0.77 < 1.0

$p =$ 0.77

$$E_m = E_s \left(1 - \left(\frac{R_c}{R_c + 1000H} \right)^2 \right)$$

$E_m =$ 30.21 MPa

$$\lambda = 1{,}22 \left[1{,}0 + 1{,}6 \left(\frac{EI}{E_m R_c^{\,3}} \right)^{1/4} \right]$$

$\lambda =$ 1.55

$$K = \lambda \left(\frac{EI}{E_m R^3} \right)^{1/4}$$

$K =$ 0.26

$$R_e = \frac{r}{K} \left(\frac{6Ep}{F_y} \right)^{1/2}$$

$R_e =$ 4362.53 mm

$R_e =$ 4.36 m

$f_b =$ 184.97 MPa

$\sigma =$ 120.57 < $f_b =$ 184.97

VYHOVUJE

zatížitelnost
1.58

Výpočet modulu přetvárnosti E_s

Pro novostavbu:

E_s = 20 MPa (ŠP zásyp)…dle CHBDC

Pro sanaci:

E_1…20 000 MPa (betonová opěra)

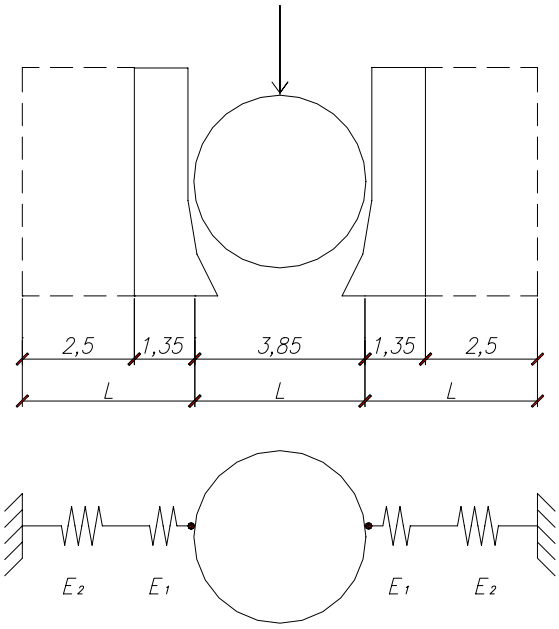
E_2…30 - 35 MPa (konsolidovaný zásyp za rubem opěry)

$E_s = E_1 * E_2 / (E_1*L_2+E_2*L_1) * L$

E_s = 20 000 * 30 / (20 000 * 2,5 + 30 * 1,35) * 3,85 = 46 MPa

E_s = 20 000 * 35 / (20 000 * 2,5 + 35 * 1,35) * 3,85 = 54 MPa

E_s = 50 MPa…pro výpočet



Statika staveb - mosty
ViaCon ČR s.r.o.

Mostní objekt v km 2,936 trati Svitavy – Polička

Statické posouzení flexibilní ocelové přesypané konstrukce
MultiPlate MP 150, typ C16

Vypracoval: Ing. Ivan Šír, statika staveb - mosty
Ing. Jaromír Zouhar, ViaCon ČR s.r.o.

1st Podrobný výpočet pomocí FEM programu CandeCAD

1st1. Stručná charakteristika

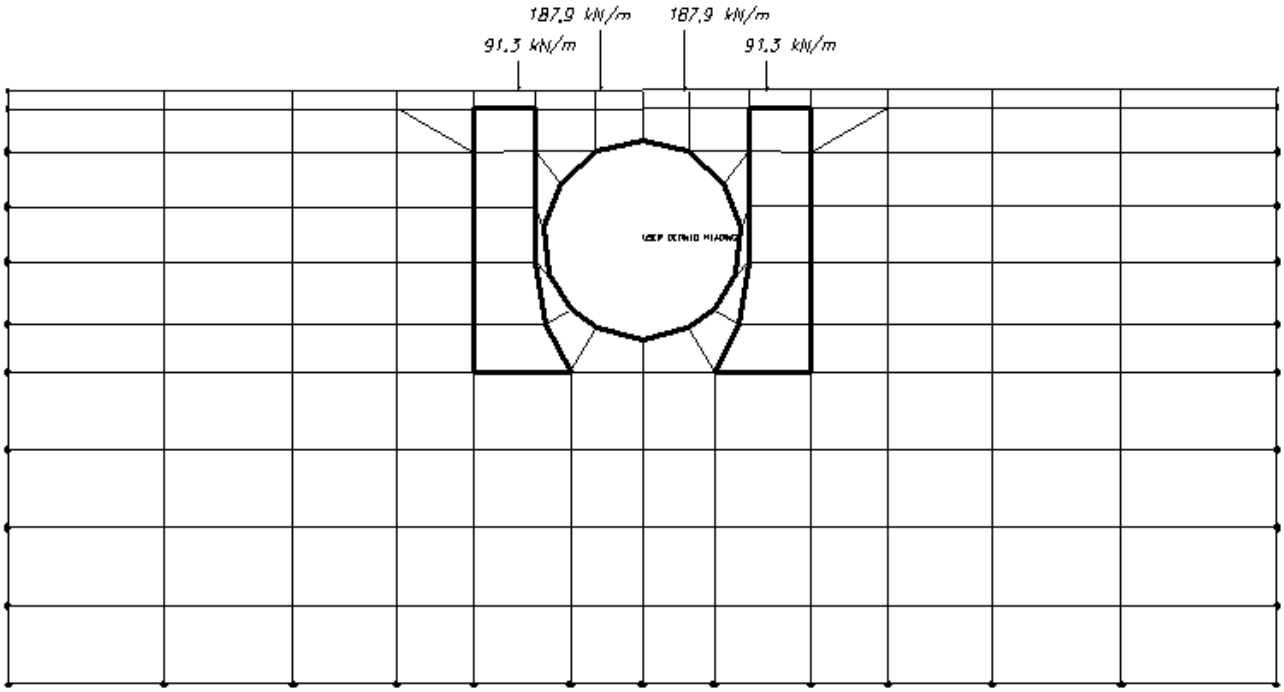
Následující podrobné statické posouzení flexibilní ocelové konstrukce rámového profilu je provedeno programem CandeCad (autor Mark C. Webb, http://www.ssismint.com), vyvíjeným od roku 1976. Tento program umožňuje vyšetřovat rovinné, nelineární problémy a při analýze se uvažuje s deformacemi konstrukce v průběhu výstavby a s interakcí konstrukce s okolním zásypem.

Program je primárně určen pro navrhování přesypaných konstrukcí.

1st1.1. Výpočtový model

Výpočtový model se sítí konečných prvků je vidět na Obr. 2. Interakce mezi prvky zeminy a ocelové konstrukce je modelována pomocí kontaktních prvků, které zohledňují omezenou interakci mezi betonem a OK, resp. zeminou a OK po překročení určité meze smykového napětí na rozhraní těchto vrstev. Prvky zásypové zeminy jsou fyzikálně nelineární s deformačními charakteristikami podle Duncana (hyperbolický průběh pracovního diagramu). Zásypová zemina se uvažuje nesoudržná, dobře zrněná a zhutněná alespoň na 95 % optimální objemové hmotnosti zjištěné standardní Proctorovou zkouškou.

Kolejové lože je uvažováno tloušťky 500 mm.

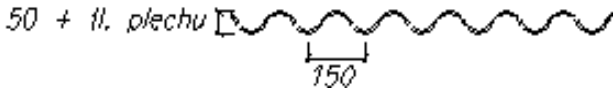


Obr. 2 Výpočtový model

1st1.2. Průřez

Průřez je uvažován z vlnitého plechu tl. 2,1 mm (celkem 4 mm, avšak 1,9 mm je tloušťka plechu

obětovaná na korozi – konstrukce se tedy posuzuje v době předpokládaného konce životnosti) o vlně 150 x 50 mm. Skladebná délka jednoho dílce je 900 mm, včetně přesahů 990 mm.

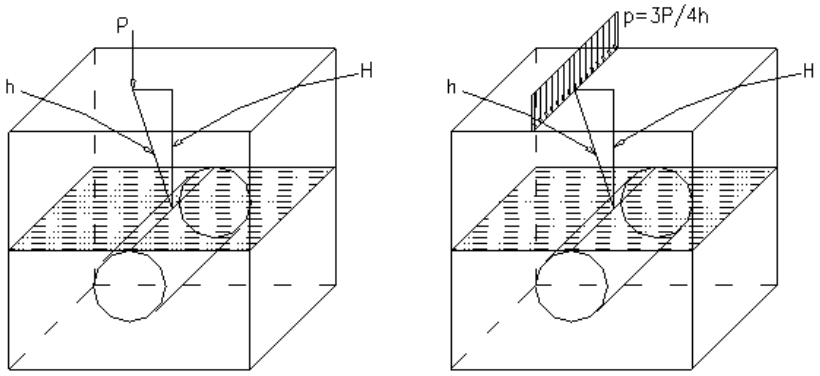


Obr. 3 Průřez OK

1st1.3. Idealizace zatížení

Program je určen pro řešení rovinných problémů a vyšetřuje se pouze výseč konstrukce o délce 1 m. Zatímco zatížení od zásypu je možné modelovat přímo, kolová zatížení dopravou je třeba nejprve převést na rovnoměrné liniové zatížení. Při této idealizaci se vychází z podmínky rovnosti zemního tlaku v určitém bodě s danou vzdáleností od působiště osamělé síly, resp. liniového zatížení na povrchu (Obr. 4).

Umístění zatěžovací vlaku bylo zvoleno tak, aby bylo dosaženo maximálního ohybového momentu a průhybu ve vrcholu a na bocích OK.



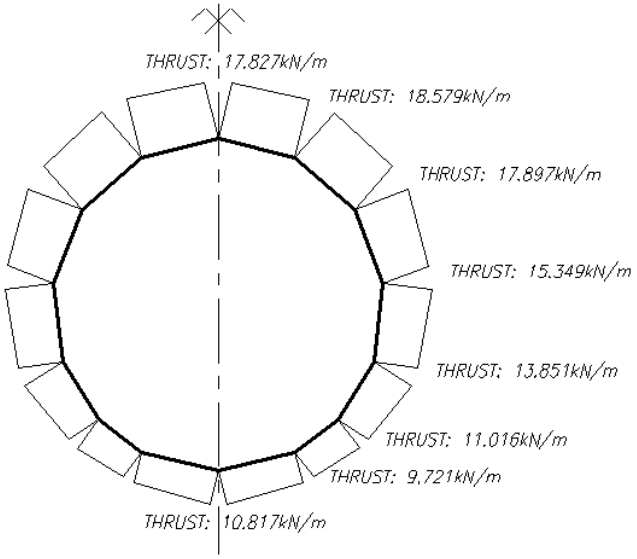
Obr. 4 Náhrada osamělého břemene rovnoměrným liniovým zatížením

1st2. Výpočet

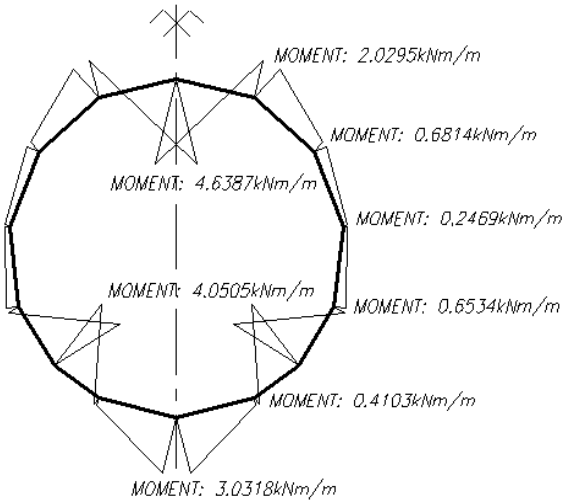
Ve výpočtu bylo uvažováno s osmi fázemi odpovídajícími pokládce a hutnění vrstev zásypu.

Největších hodnot vnitřních sil i deformací bylo dosaženo ve fázi 8, odpovídající hotové zasypané

konstrukci při zatížení dopravou (vlak UIC 71). Průběhy výpočtových hodnot ohybových momentů a normálových sil ukazují následující schemata (Obr. 5a–d).



Obr. 5a) Výpočtové hodnoty normálové síly na OK



Obr. 5b) Výpočtové hodnoty ohybových momentů na OK

1st3. Posouzení a závěry

Průřezové charakteristiky:

Plocha.....A = 2,5 mm^2/mm

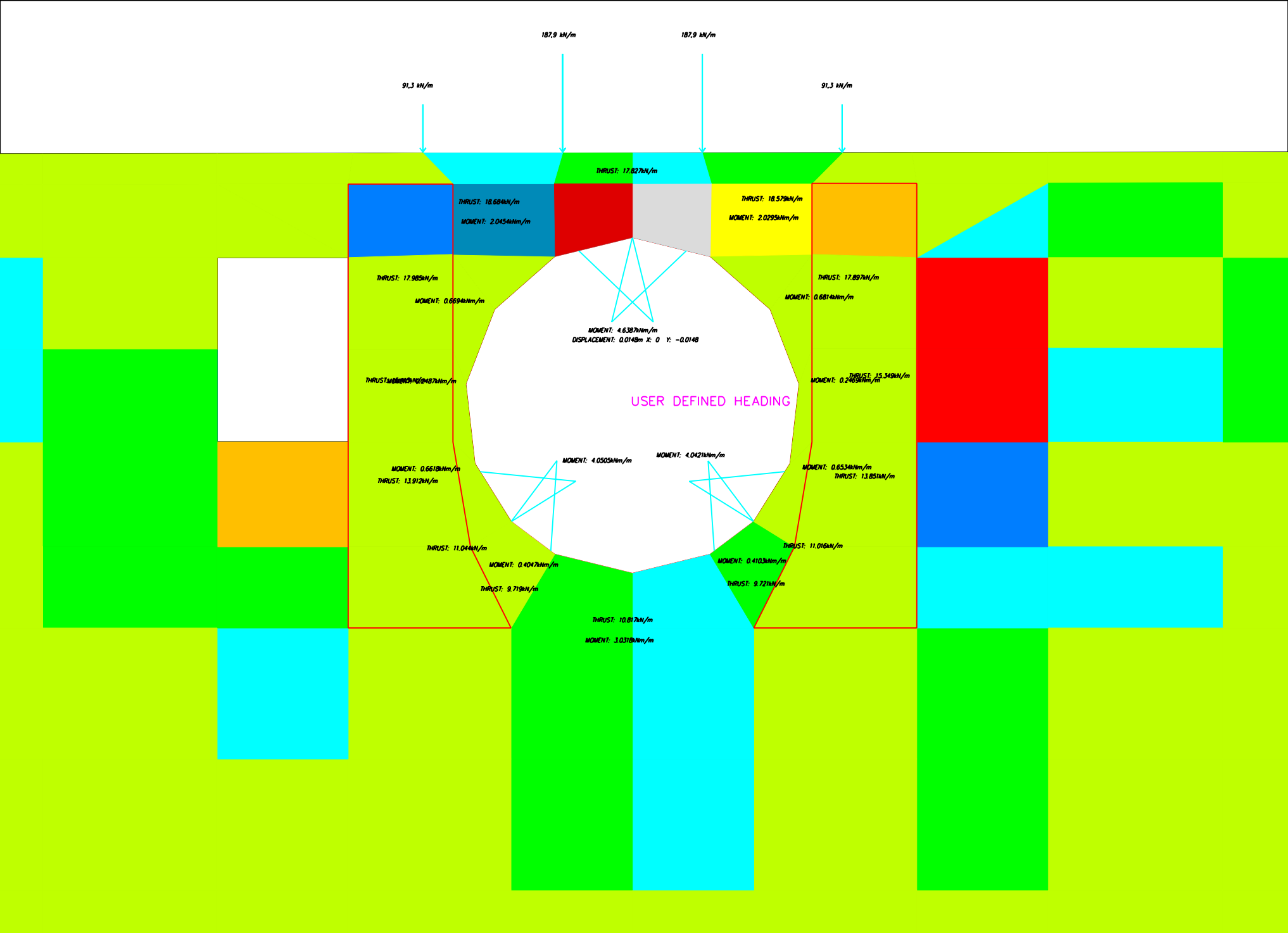
Elastický průřezový modul.....W_{el} = 30,0 mm^3/mm

Plastický průřezový modul.....$W_{pl} = S_h + S_d$? $1,35 * W_{el} = 1,35 * 30,0 = 40,5$ mm^3/mm

$\sigma_d = N_d / A + M_d / W_{pl} = 17,827 / 2,5 + 4,64 * 1000 / 40,5 = 121,7$ MPa

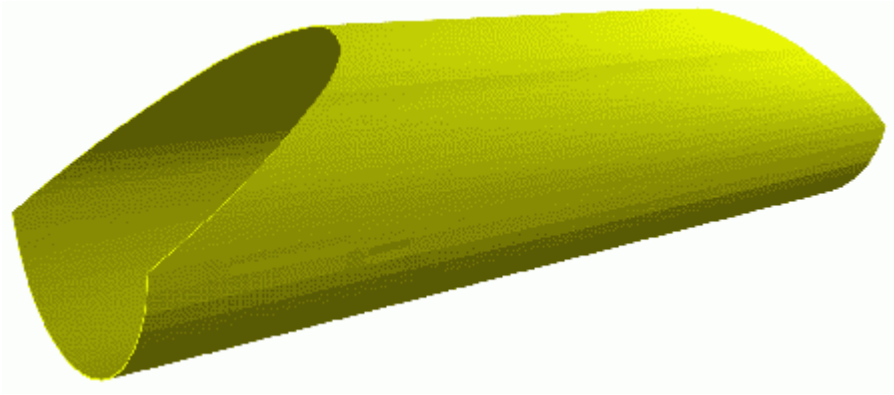
Největšího napětí bylo při výpočtu dosaženo ve vrcholu trouby uprostřed rozpětí OK, a to hodnotou 121,7 MPa. Tato hodnota je za předpokladu použití oceli S 235 akceptovatelná.

Pozn.: Při výpočtu vnitřních sil nebylo uvažováno s roznosem zatížení kolejovým roštem, z čehož vyplývají vysoké hodnoty ohybových momentů. Tyto by ve skutečnosti byly zřejmě právě díky roznosu menší. Výpočet je tedy v tomto směru na straně bezpečné. Rovněž nebylo uvažováno se spojitým zatížením dopravou (80 kN/m napravo i nalevo od mostu), které by působilo příznivě a snižovalo hodnoty ohybových momentů, naopak ale zvyšovalo hodnoty normálových sil. Vliv ohybových momentů je však při uvažované tloušťce plechu a z toho plynoucí hodnoty průřezového modulu rozhodující.

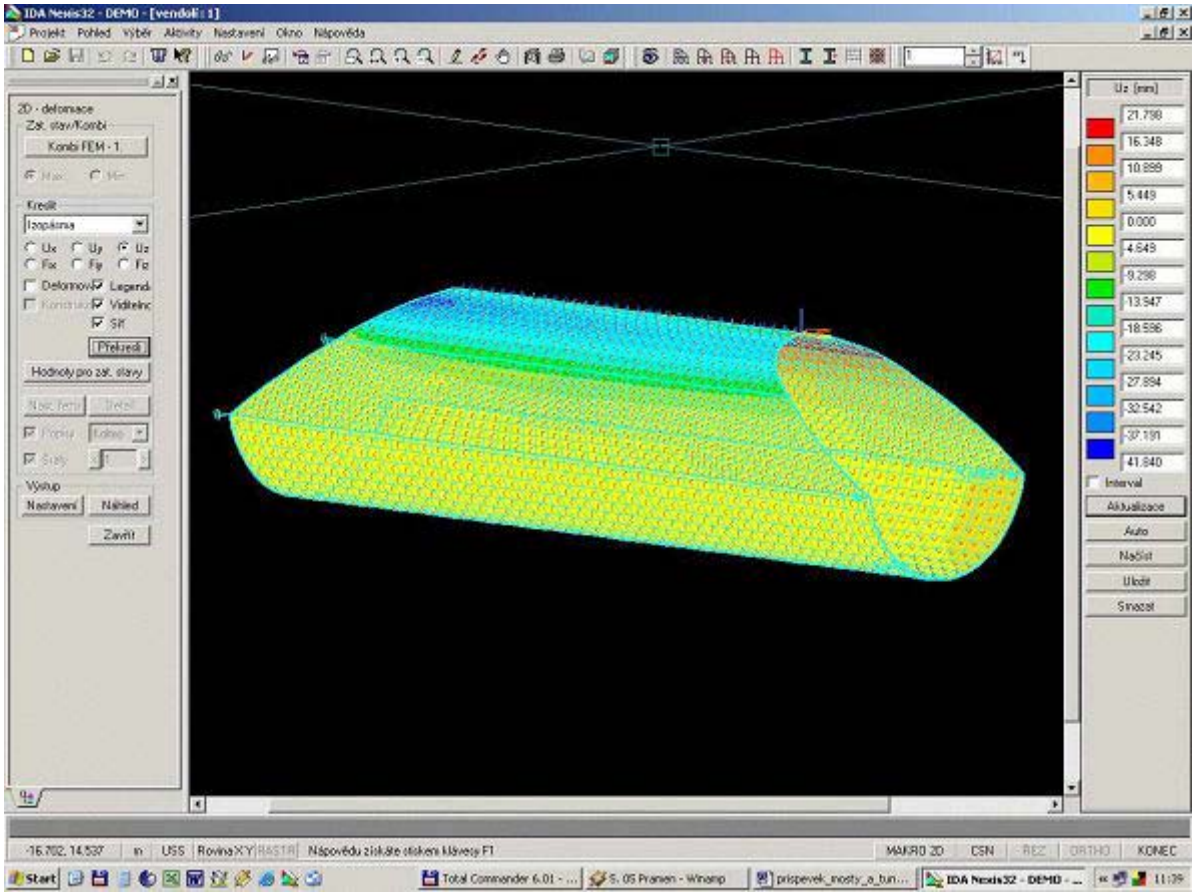

187,9 kN/m
187,9 kN/m
91,3 kN/m
91,3 kN/m
THRUST: 17.827kN/m
THRUST: 18.684kN/m
MOMENT: 2.0454kNm/m
THRUST: 18.579kN/m
MOMENT: 2.0295kNm/m
THRUST: 17.985kN/m
MOMENT: 0.6694kNm/m
THRUST: 17.897kN/m
MOMENT: 0.6814kNm/m
MOMENT: 4.6387kNm/m
DISPLACEMENT: 0.0148m X: 0 Y: -0.0148
THRUST: 15.349kN/m
MOMENT: 0.2465kNm/m
USER DEFINED HEADING
MOMENT: 4.0505kNm/m
MOMENT: 4.0421kNm/m
MOMENT: 0.6618kNm/m
THRUST: 13.912kN/m
MOMENT: 0.6534kNm/m
THRUST: 13.851kN/m
THRUST: 11.044kN/m
MOMENT: 0.4047kNm/m
THRUST: 9.719kN/m
THRUST: 11.016kN/m
MOMENT: 0.4103kNm/m
THRUST: 9.721kN/m
THRUST: 10.817kN/m
MOMENT: 3.0318kNm/m

Statický výpočet pomocí programu NEXIS

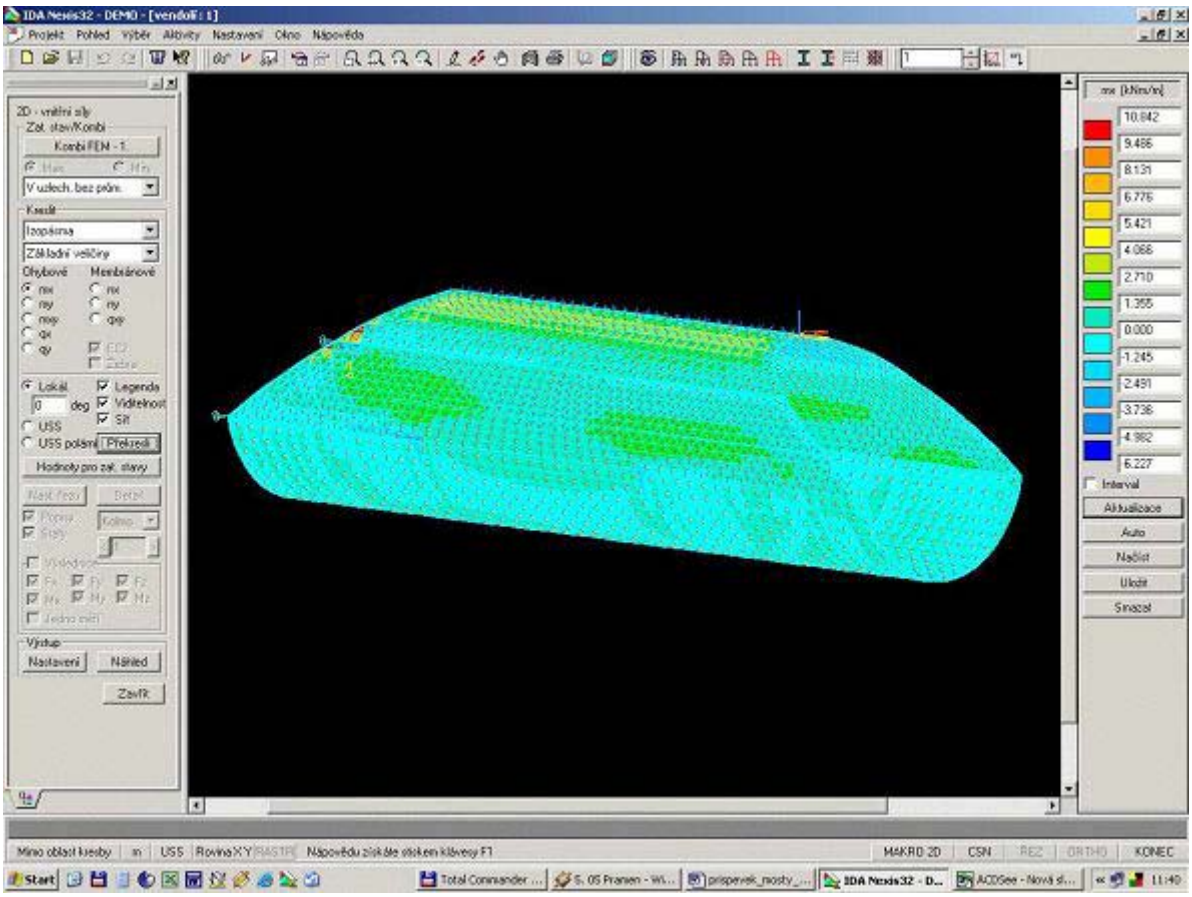
Byl realizován 3D model (obr. 1) a vliv zemních tlaků na OK (dle ČSN 73 00 37 A ČSN 73 10 01) byl do výpočtu zanesen prostřednictvím volných zatížení. Na obr. 2 je znázorněn průběh deformací, na obr. 3 průběh ohybových momentů.



Obr. 1 Prostorový statický model



Obr. 2 Průběh deformací



Obr. 3 Průběh ohybových momentů

Contents

1 Conditions - Documents

2 Conditions -Geotechnics

2.1 Soil on bed level

2.2 Cover

2.3 Backfill

3 Dimensioning

3.1 Data -Culvert

3.2 Load

3.3 Safety class
3.3.1 Safety class - Culvert
3.3.2 Safety class -Geotechnics

4 Section forces

4.1 Determining of the effective cover, $h_{c, red}$

4.2 Determining the size of the axial forces
4.2.1 Axial force due to soil, N_s
4.2.2 Axial force due to traffic load, N_t
4.2.3 The dimensioning axial force

4.3 Determining the size of the bending moment
4.3.1 General

4.4 Bending moment due to soil, M_s
4.4.1 Bending moment due to traffic load, M_t
4.4.2 The dimensioning bending moment

5 Dimensioning checks

5.1 Check for allowed cover
5.2 Check for bending moment of the traffic load
5.3 Check for safety against the onset of yielding in the wall of the pipe in serviceability limit state
5.4 Check for plastic hinges or plastic hinge mechanisms do not occur in the upper part of the pipe
5.5 Check for capacity in the lower part in pipe
5.6 Check for that the screwed connections are not exceeded
5.7 Check for adequate stiffness, “handling stiffness”

6 Notations

1. Conditions - documents

Overall Documents

'Design of long span metal culverts' Lars Pettersson and Håkan Sundquist, TRITA-BKN, RAPPORT 58, Brobyggnad 2000, english edition, 2003

Project Documents

2. Conditions - Geotechnics

2.1 Soil on bed level

Sand-gravel mix

2.2 Cover

Sand-gravel mix
φ_k : 36 °
ρ_1: 19 kN/m^3
ρ: 11 kN/m^3

h_c, overfill: 1.12 m

2.3 Backfill

Sand-gravel mix
φ_k : 36 °
E_k : 52.8 MPa
ρ_1: 19 kN/m^3
ρ: 11 kN/m^3

3. Dimensioning

3.1 Data -Culvert

Type. Profile C16

Circular culvert:

Diameter/Span (D): 3.8 m
Height (h): 3.8 m
Top radius (R_t): 1.9 m
Arc height (H): 1.9 m

Strength of steel: S 235 JR2

Protection against corossion: Hot dip zinc galvanized according to SS-EN ISO 1461

Corrugation: 150*50

Upper part

Thickness of sheet metal: t = 2.1 mm

Section modulus: W = 30 mm^3/mm

Moment of inertia: I = 775 mm^4 /mm

Cross-sectional area: A = 2.5 mm^2/mm

Lower part

Thickness of sheet metal: t = 2.1 mm

Section modulus: W = 30 mm^3 /mm

Moment of inertia: I = 775 mm^4 /mm

Cross-sectional area: A = 2.5 mm^2 /mm

3.2 Load

Load case for the construction is the following: (See appendix)

dx: 0.2 m
dy: 2.25 m
P: 250 kN
P2(second traffic line): 0 kN

B: 0.65 m

3.3 Safety class

3.3.1 Safety class - Culvert

Partial coefficients:

$\gamma_{cover,s}$ = 1

$\gamma_{cover,u}$ = 1.4 (average)

$\gamma_{traffic,s}$ = 1

$\gamma_{traffic,u}$ = 1.4

$\gamma_{traffic,f}$ = 1

$\gamma_{steel,s}$ = 1

$\gamma_{steel,u}$ = 1.15

3.3.2 Safety class - Geotechnics

Partial coefficients:

$\gamma_{geo,u}$: 1

$\gamma_{geo,s}$: 1.5

4. Section forces

4.1 Determining of the effective cover, $h_{c,red}$

Effective cover, $h_{c,\,red} = h_c - \delta_{crown}$

The height with which the crown rises is called δ_{crown}

$$\frac{\delta_{crown}}{D} = 0.013 \frac{\rho_1 D}{E_s} \left(\frac{H}{D} \right)^{2.8} \lambda_f^{\left[0.56 - 0.2 \ln\left(\frac{H}{D}\right) \right]}$$ **(b1.b)**

ρ_1= 19 kN/m^3

D = 3.8 m

H = 1.9 m

E_{sk}= 52.8 MPa (TBb/geo)

E_s= 52.8 /(1.1 ∗1.6) = 30 MPa

λ_f= 10114.7 (See 4.3.1 General)

δ_{crown}= 3.8 ∗(0.013 ∗((19 ∗3.8)/ 30000)∗(1.9 / 3.8)$^{2.8}$) ∗ 10114.7 $^{(0.56-0,2\ln(1.9/3.8))}$= 0.010721 m

$h_{c,red}$= h_c- δ_{crown} = 1.12 - 0.010721 = 1.10928 **(b1.a)**

4.2 Determining the size of the axial forces

4.2.1 Axial forces due to soil, N_j

$$N_s = 0.2 \frac{H}{D} \rho_1 D^2 + S_{ar} \left(0.9 \frac{h_{c.red}}{D} - 0.5 \frac{h_{c.red}}{D} \frac{H}{D} \right) \rho_{cv} D^2$$ **(4.c)**

ρ_{cv} = 19 kN/m^3

ρ_1 = 19 kN/m^3

$$S_{ar} = \frac{1 - e^{-\kappa}}{\kappa}$$ **(4.g)**

$$\kappa = 2 S_v \frac{h_c}{D}$$ **(4.f)**

$$S_v = \frac{0.8}{\left(\sqrt{1 + \tan^2 \varphi_{cv,d}} + 0.45 \tan \varphi_{cv,d} \right)^2}$$ **(4.e)**

φ_{cvk} = 36 (γ_n= 1.5 , γ_m= 1)

$\varphi_{cv,d}$ = arctan(tan φ_{cvk}/ γ_n∗γ_m)= arctan(tan 36 / 1.5 ∗ 1)= 25.8418 ° **(4.d)**

S_v= 0.8 / (√(1 + tan^{2}25.8418) + (0.45 ∗tan 25.8418))^2= 0.453073

κ= 2 ∗0.453073 ∗(1.10928 / 3.8)= 0.264518

S_{ar}=(1 - e$^{-0.264518}$)/ 0.264518 = 0.87867

N_s= 0.2 ∗(1.9 / 3.8)∗19 ∗ 3.8 ^{2}+0.87867 (0.9∗(1.10928 / 3.8)–0.5 ∗(1.10928 / 3.8)∗(1.9 / 3.8)) 19∗3.8^2

N_s= 73.1782 kN/m

4.2.2 Axial force due to traffic load, N_t

$$p_{traffic} = \frac{\sigma_v \pi h_c}{2} \qquad \textbf{(b4.b)}$$

$p_{traffic}$ = 68.3356 kN/m

q = 50 kPa

$h_{c,red}/D$ = 1.10928 / 3.8 = 0.291916 $\Rightarrow N_t$= (1.25-hcred/D)*Ptraffic +(D/2)q **(4.l)**

N_t= (1.25 - 1.10928/3.8)*68.3356+(3.8/2)*50

N_t= 160.471 kN/m

4.2.3 The dimensioning axial force

Serviceability limit state :

$N_{d,s}= (\psi * \gamma)_{s,s} * N_s + (\psi * \gamma)_{t,s} * N_t$ **(4.m)**

$\gamma_{cover,s}$= 1
$\gamma_{traffic,s}$ = 1

Combination of force 5A tab 22-1 BRO2002

$N_{d,s}$= 1 ∗ 73.1782 + 1 ∗160.471 = 233.65 kN/m

Ultimate limit state:

$N_{d,u}= (\psi * \gamma)_{s,u} * N_s + (\psi * \gamma)_{t,u} * N_t$ **(4.n)**

$\gamma_{cover,u}$ = 1.4
$\gamma_{traffic,u}$ = 1.4

Combination of force 4A tab 22-1

$N_{d,u}$= 1.4 ∗ 73.1782 + 1.4 ∗ 160.471 = 327.109 kN/m

Fatigue limit state:

$\Delta N_{d,f}= (\psi * \gamma)_{t,f} * N_t$ **(4.o)**

$\gamma_{traffic,f}$ = 1

Combination of force 6A tab 22-1

$\Delta N_{d,f}$= 1 ∗ 160.471 = 160.471 kNm/m

4.3 Determining the size of the bending moment

4.3.1 General

$\lambda_f = E_s * D^3/(EI)_s$ **(4.p)**

E_{sk}= 52.8 MPa (TBb/geo)

E_s= 52.8 /(1.1 ∗1.6) = 30 MPa

$\lambda_f = (E_s * D^3)/(EI)_S$

EI = 210000 ∗7.75e-007 = 0.16275 MNm^2/m

λ_f= (30 ∗3.8 ^{3})/ 0.16275 = 10114.7

$\lambda_f = 10114.7$

4.3.2 Bending moment due to soil, M_s

Serviceability limit state:

$M_s/(\rho_1 * D^3) = f_1(f_3 \boxtimes f_{2,surr} - (\rho_{cv}/\rho_1) * (h_c/D) * f_{2,cover}) \geq 0.5 * f_1 * f_3 * f_{2,surr}$ **(4.q')**

H/D = 1.9 / 3.8 = 0.5 ⇒f_1= (0.8+ 1.33*(H/D-0.35)) = (0.8+ 1.33*(1.9/3.8-0.35)) = 0.9995

λ_f >5000 ⇒$f_{2,surr}$

$f_{2,surr}$ = 0.0009

f_3= 6.67 ∗H/D - 1.33 = 6.67 ∗ 1.9 / 3.8 - 1.33 = 2.005

Applies in cover phase

λ_f>5000 ⇒$f_{2,cover}$ = 0.0032

$f_{2,cover}$ = 0.0032

$f_1(f_3 \boxtimes f_{2,surr} - (\rho_{cv}/\rho_1) * (h_c/D) * f_{2,cover})$= 0.9995 (2.005 ∗0.0009 - ((19 / 19) ∗ (1.10928 / 3.8) ∗0.0032))

= 0.000869935

$0.5 * f_1 * f_3 * f_{2,surr}$= 0.5 ∗0.9995 ∗2.005 ∗0.0009 = 0.000901799

0.000869935 ≥0.000901799 ⇒

0.000901799

Ms,s = 0.000901799 ∗19 ∗3.8 ^{3}

$M_{s,s}$= 0.940187 kNm/m

Ultimate limit state:

$M_{s,u}/(\rho_1 * D^3) = f_1(f_3 \; f_{2,surr} - (\rho_{cv}/\rho_1) * (h_c/D) * f_{2,cover})$ **(4.q'')**

$M_{s,u}/\rho_1 * D^3$ = 0.9995 (2.005 ∗0.0009 - ((19 / 19) ∗ (1.10928 / 3.8) ∗0.0032))
= 0.000869935

$M_{s,u}$ = 0.000869935 ∗19 ∗3.8 ^{3}= 0.906967 kNm/m

$M_{s,u}$= 0.906967 kNm/m

4.3.3 Bending moment due to traffic load, M_t

$M_t = f'_4 * f''_4 * f'''_4 * D * p_{traffic}$ **(4.t)**

f'_4 = 0.265 ∗(1 - 0.2 ∗^{10}log(λ_f)) = 0.265 ∗(1 - 0.2 ∗^{10} log(10114.7)) = 0.0527376

λ_f<=100000 ⇒f''_4 = 0.12*(1-0.15*log(10114.7))
= 0.0479109

$f'''_4 = (h_c/D)^{-0.75}$= (1.10928 / 3.8)$^{-0.75}$= 2.51801

M_t = 0.0527376 ∗0.0479109 ∗2.51801 ∗3.8 ∗68.3356

M_t = 1.65212 kNm/m

4.3.4 The dimensioning bending moment

Serviceability limit state :

$M_{d,s} = (\psi * \gamma)_{s,s}^{max} * M_{s,s} + (\psi * \gamma)_{t,s}^{max} * M_t / 2$ **(4.y)**

$\gamma_{cover,s}$= 1
$\gamma_{traffic,s}$ = 1

Combination of force 5A tab 22-1

$M_{d,s}$ = 1 ∗ 0.940187 + 1 ∗1.65212 /2 = 1.76625 kN/m

Ultimate limit state:

$M_{d,u} = (\psi * \gamma)_{s,u}^{min} * (-M_{s,u}) + (\psi * \gamma)_{t,u}^{max} * M_t$ **(4.z)**

$\gamma_{cover,u}$ = 1.4
$\gamma_{traffic,u}$ = 1.4

Combination of force4A tab 22-1

$M_{d,u}$ = 1.4 ∗(- 0.906967) + 1.4 ∗1.65212 = 1.04322 kN/m

Fatigue limit state, span:

$\Delta M_{d,f} = (\psi * \gamma)_{t,f} * M_t * 1.5$ **(4.w)**

$\gamma_{traffic,f}$ = 1

Combination of force 6A tab 22-1

$\Delta M_{d,f}$= 1 ∗ 1.65212 ∗1.5 = 2.47818 kNm/m

5 Dimensioning checks

5.1 Check for allowed cover

$0.6 < h_c$

$0.6 < 1.12 \Rightarrow$ **OK** **CHECK 1 A**

$0.125 * D < h_c$

$0.125 * 3.8 = 0.475$

$0.475 < 1.12 \Rightarrow$ **OK** **CHECK 1 B**

5.2 Check for bending moment of the traffic load

$f'_4 * f''_4 < 1.0$

$0.0527376 * 2.51801 = 0.132794 < 1.0 \Rightarrow$ **OK** **CHECK 2**

5.3 Check for safety against the onset of yielding in the wall of the pipe in ultimit limit state

$$\sigma = \frac{N_{d,u}}{A_{s1}} + \frac{M_{d,u}}{Z} < f_{yd} \qquad \textbf{(5.a)}$$

$f_{yd} = f_y / \gamma_n * \gamma_m = 235 / 1 * 1.15 = 204.348$ MPa

$A_{s1} = 0.0025$ m²/m

$Z = 4.05e\text{-}005$ m³/m

$N_{d,u} = 327.109$ kN/m

$M_{d,u} = 1.04322$ kN/m

$\sigma = (327.109 / 0.0025) + (1.04322 / 4.05e\text{-}005) = 156602$ kPa $= 156.602$ MPa

$\sigma = 156.602$ MPa < 204.348 MPa $\Rightarrow$ **OK** **CHECK 3**

5.4 Check for plastic hinges or plastic hinge mechanisms do not occur in the upper part of the pipe

$$\left(\frac{N_{d,u}}{\omega f_{yd} A_{s1}}\right)^{\alpha_c} + \left(\frac{M_{d,u}}{M_u}\right) \leq 1.0 \qquad \textbf{(5.b)}$$

$N_{d,u} = 327.109$ kN/m

$\omega = N_{cr}/A_{S1} * f_{yd}$

$$N_{cr,el} = \frac{3\xi}{\mu}\sqrt{\frac{E_{s,d} \cdot (EI)_s}{R_t}} \qquad \textbf{(b5.b)}$$

$E_{s,d}$= 30 MPa

$(EI)_s$= 0.16275 MNm^2/m

$\kappa = h_c / R_t$ **(b5.f)**

R_t= top radius = 1.9 m

κ= 1.10928 / 1.9 = 0.583831

$\xi = \sqrt{\kappa}$= 0.764088 $\leq 1.0 \Rightarrow \xi$= 0.764088 **(b5.e)**

$$\frac{E_{s,red}}{E_s} = \eta_s = 1 - \left(\frac{1}{1+\kappa}\right)^2$$ **(b5.c)**

η_s= 1 -(1 / (1 + 0.583831))^2= 0.601359

$$\mu = \left(1.22 + 1.95\left(\frac{8}{\eta_s \lambda_f}\right)^{0.25}\right)^2 \frac{1}{\sqrt{\eta_s}}$$ **(b5.d)**

μ= (1.22 + 1.95(8/ 0.601359 $*$10114.7)$^{0.25}$)^2 $*$(1/$\sqrt{}$ 0.601359) = 3.26562

$N_{cr,el}$= (3 $*$ 0.764088 / 3.26562) $*\sqrt{}$ (30 $*$0.16275 / 1.9) = 1125.24 l kN/m

<u>Condition</u>

If $N_{cr,el}/N_u \leq 0.5$; $N_{cr} = N_{cr,el}$

$\omega = N_{cr} / N_u$ **(b5.g)**

If $N_{cr,el}/N_u > 0.5$; $N_{cr} = N_u * \omega$

$$\omega = \left(1 - \frac{1}{4}\frac{N_u}{N_{cr,el}}\right)$$ **(b5.h)**

$N_u = f_{yd} * A$ =(235 / 1 $*$1.15) $*$0.0025 = 510.87 kN/m

$N_{cr,el}/N_u$= 1125.24 / 510.87 = 2.2026 > 0.5 $\Rightarrow$

ω= (1-((1/4)*(Nu/Ncr,el)))= (1-((1/4)*(510.87/1125.24)))= 0.886497

N_{cr} = 0.886497 * 510.87 = 452.884kN/m

$\alpha_c = \eta^2 * \omega \geq 0.8$

η= Z/W = 1.35 Z = Plastic section modulus

$\alpha_c = 1.35^2 * 0.886497 = 1.61564 \geq 0.8$

$\alpha_c = 1.61564$

$M_u = 1.35 * W * f_{yd} = 1.35 * 3e\text{-}005 * 235 / 1.15 * 1 = 8.27609$ kNm/m

$(N_{d,u}/(\omega * f_{yd} * A_{S1}))^{\alpha c} + (M_{d,u}/M_u) =$

$= (327.109 /(0.886497 * 510.87))^{1.61564} + (1.04322 / 8.27609)$

$= 0.717231 \leq 1.0$ $\Rightarrow$ **OK** **CHECK 4**

5.5 Check for sufficient capacity in the lower part of the pipe

$N_{d,u} < f_{yd} * A_{s2}$ **(5.d)**

$N_{d,u} = 327.109$ kN/m

$f_{yd} = 235 /(1.15 * 1) = 204.348$ MPa

$A_{s2} = 0.0025$ mm^2/mm

$f_{yd} * A_{s2} = 204.348 * 2.5 = 510.87$

$N_{d,u} < f_{yd} * A_{s2} = 327.109 < 510.87$ $\Rightarrow$ **OK** **CHECK 5**

5.6 Check for that the screwed connection capacity are not exceeded

$N_d^{uls} < \min(n * F_{Rvd}; n * F_{Rbd})$ **(5.e)**

$F_{Rvd} = 0.6 * A_1 * f_{bud}$

$\Rightarrow$Screw M20, Strength class 8.8 $\Rightarrow f_{buk} = 800$ MPa

$\Rightarrow A_1 = \pi d^2/4 = \pi * 0.02^2/ 4 = 0.000314$ m^2

$f_{bud} = f_{buk}/\gamma_n * \gamma_m = 800 / 1.5 * 1 = 533.333$ MPa

$F_{Rvd} = 0.6 * 0.000314 * 533.333 = 100.48$ kN

$N_d^{uls} = 327.109$ kN/m **CHECK 6A**

$N^{requried} = 327.109 / 100.48 = 3.25547$ $\Rightarrow$**OK** $n^{real} = 13$ numbers of screws on the short side

$F_{Rbd} = 1.2 * (e_1/d - 0.5) * d_s * t * f_{ud}$

d = 0.02 m
$d_s = d$ $\Rightarrow$contact on screw trunk
t = 0.002 m
$e_1 = 0.04$ m (hole centre to free edge)

$F_{Rbd} = 1.2 * ((0.04 /0.02) - 0.5) * 0.02 * 0.002 * 533.333 = 38.4$ kN

$N^{required} = 327.109 / 38.4 = 8.51847$ $\Rightarrow$ **OK** $n^{real} = 13$ numbers of screws on the short side

CHECK 6B

Check for required moment capacity of the sheet metal connections

$a * n(1/2) * F_{Rtd} \geq W * f_{yd}$

a = 0.1 mm

n = 13

$F_{Rtd} = \varphi_t * A_s * f_{bud}$

φ_t= 0.6 (normally thightened screw)

F_{Rtd}= 0.6 ∗0.000314 ∗ 533.333 = 100.48 kN

W = 3e-005 m^3/m

f_{yd}= 235 / 1.15 ∗1 = 204.348 MPa = 204348 kPa **CHECK 6C**

$n^{required} \geq$(3e-005 ∗ 204348)/(100.48 ∗0.1 ∗ (1/2)) = 1.22023

⇒**OK**n^{real}= 13 numbers of screws on the short side

5.7 Check for adequate stiffness, "handling stiffness"

$$\eta_m / (m / kN) = \frac{D^2}{EI_s} = \frac{\lambda_f}{E_s D}$$

= 3.8 ^{2}/ 162.75 = 0.088725 < 0.13 ⇒ **OK** **CHECK 7**

6 Notation

Latin lower case

d = dimension on screw (m)

e = void ratio

f_1, f_2, f_3 = a function used as a means of simplification during explanations

h = vertical distance between the crown of pipe and the bottom of the pipe (m)

h_c= height of cover (m)

$h_{c,red}$= the, for calculation purposes, reduced value of the cover depth (m) due to the pipe's rise crown rises during back filling

n = number

$p_{traffic}$= equivalent traffic load (line load) (kN/m)

q = distributed pressure from traffic (kN/m^2)

t = thickness of sheet metal (mm)

Latin upper case

A = cross sectional area (mm^2/m)

D = diameter or span (m)

E_s= tangent modulus of the soil material in the structural backfill (MPa)

$(EI)_s$= The bending stiffness of the wall of the pipe (MNm^2/m)

F_{Rvd}= dimensioning value of the shear capacity of the screws in the event of failure in the screws (kN)

F_{Rbd}= dimensioning value of the shear capacity of the screws in the event of failure in the sheet metal(kN)

F_{Rtd}= dimensioning value of the tension capacity of the screws(kN)

H = vertical distance between the crown of pipe and the height where the culvert has its largest with (m)

I = moment of inertia of the pipe (mm^4/mm)

M_d, M_s, M_t = dimensioning moment, due to soil load, moment due to traffic load, respectively (kNm/m)

M_u= plastic moment capacity (kNm/m)

N_d, N_s, N_t = dimensioning axial force, to soil load, moment due to traffic load, respectively (kN/m)

$N_{cr,el}$= Euler buckling load for a buried pipe (kN/m)

N_{cr}= buckling load for a buried pipe (kN/m)

R_t= top radius (m)

S_{ar}= reduction factor for load from the overburden

S_v= calculation parameter

W = section modulus (mm^3/mm)

Greek lower case

α_c= calculation parameter in accordance with BSK 99

δ_{crown}= the vertical displacement of the crown of the culvert during structural backfilling

φ = angle of friction

φ_t= normally tighten screw

γ_n= partial factor for construction's safety class

η_j= calculation parameter

η= calculation parameter

η= Z / W

η_m= stiffness parameter use in conjunction with judging of the stiffness during installation

κ = calculation parameter

ρ_{cv} = average value of the weight of the soil material above the height of the crown (structural backfill) (kN/m^3)

ρ_1 = unit weight of the soil material up to the crown (structural backfill) (kN/m^3)

λ_f = flexibility numberwhich indicates the relative relationship between thestiffness of the pipe and that what of the surrounding soil (dimensionless)

μ = calculation parameter

ξ = calculation parameter

σ = stress

ψ = reduction value due to time, see BKR 94

ω = buckling force at full plasticity, see BSK 99

Contents

1 Conditions -Documents

2 Conditions -Geotechnics

2.1 Soil on bed level

2.2 Cover

2.3 Backfill

3 Dimensioning

3.1 Data -Culvert

3.2 Load

3.3 Safety class
3.3.1 Safety class - Culvert
3.3.2 Safety class -Geotechnics

4 Section forces

4.1 Determining of the effective cover, $h_{c, red}$

4.2 Determining the size of the axial forces
4.2.1 Axial force due to soil, N_s
4.2.2 Axial force due to traffic load, N_t
4.2.3 The dimensioning axial force

4.3 Determining the size of the bending moment
4.3.1 General

4.4 Bending moment due to soil, M_s
4.4.1 Bending moment due to traffic load, M_t
4.4.2 The dimensioning bending moment

5 Dimensioning checks

5.1 Check for allowed cover
5.2 Check for bending moment of the traffic load
5.3 Check for safety against the onset of yielding in the wall of the pipe in serviceability limit state
5.4 Check for plastic hinges or plastic hinge mechanisms do not occur in the upper part of the pipe
5.5 Check for capacity in the lower part in pipe
5.6 Check for that the screwed connections are not exceeded
5.7 Check for adequate stiffness, “handling stiffness”

6 Notations

1. Conditions - documents

Overall Documents

'Design of long span metal culverts' Lars Pettersson and Håkan Sundquist, TRITA-BKN, RAPPORT 58, Brobyggnad 2000, english edition, 2003

Project Documents

2. Conditions - Geotechnics

2.1 Soil on bed level

Sand-gravel mix

2.2 Cover

Sand-gravel mix
φ_k : 36 °
$\rho_ö$: 19 kN/m^3
ρ: 11 kN/m^3

h_c, overfill: 1.12 m

2.3 Backfill

Sand-gravel mix
φ_k : 36 °
E_k : 105.6 MPa
ρ_1: 19 kN/m^3
ρ: 11 kN/m^3

3. Dimensioning

3.1 Data -Culvert

Type. Profile C16

Circular culvert:

Diameter/Span (D): 3.8 m
Height (h): 3.8 m
Top radius (R_t): 1.9 m
Arc height (H): 1.9 m

Strength of steel: S 235 JR2

Protection against corossion: Hot dip zinc galvanized according to SS-EN ISO 1461

Corrugation: 150*50

Upper part

Thickness of sheet metal: t = 2.1 mm

Section modulus: W = 30 mm^3/mm

Moment of inertia: I = 775 mm^4 /mm

Cross-sectional area: A = 2.5 mm^2/mm

Lower part

Thickness of sheet metal: t = 2.1 mm

Section modulus: W = 30 mm^3 /mm

Moment of inertia: I = 775 mm^4 /mm

Cross-sectional area: A = 2.5 mm^2 /mm

3.2 Load

Load case for the construction is the following: (See appendix)

dx: 0.2 m
dy: 2.25 m
P: 250 kN
P2(second traffic line): 0 kN

B: 0.65 m

3.3 Safety class

3.3.1 Safety class - Culvert

Partial coefficients:

$\gamma_{cover,s}$ = 1

$\gamma_{cover,u}$ = 1.4

$\gamma_{traffic,s}$ = 1

$\gamma_{traffic,u}$ = 1.4

$\gamma_{traffic,f}$ = 1

$\gamma_{steel,s}$ = 1

$\gamma_{steel,u}$ = 1.15

3.3.2 Safety class - Geotechnics

Partial coefficients:

$\gamma_{geo,u}$: 1

$\gamma_{geo,s}$: 1.5

4. Section forces

4.1 Determining of the effective cover, $h_{c,red}$

Effective cover, $h_{c,\,red} = h_c - \delta_{crown}$

The height with which the crown rises is called δ_{crown}

$$\frac{\delta_{crown}}{D} = 0.013 \frac{\rho_1 D}{E_s} \left(\frac{H}{D} \right)^{2.8} \lambda_f^{\left[0.56 - 0.2 \ln\left(\frac{H}{D}\right) \right]}$$ **(b1.b)**

ρ_1= 19 kN/m^3

D = 3.8 m

H = 1.9 m

E_{sk}= 105.6 MPa (TBb/geo)

E_s= 105.6 /(1.1 ∗1.6) = 60 MPa

λ_f= 20229.3 (See 4.3.1 General)

δ_{crown}= 3.8 ∗(0.013 ∗((19 ∗3.8)/ 60000)∗(1.9 / 3.8)$^{2.8}$) ∗ 20229.3 $^{(0.56-0,2\ln(1.9/3.8))}$= 0.0086999 m

$h_{c,red}$= h_c- δ_{crown} = 1.12 - 0.0086999 = 1.1113 **(b1.a)**

4.2 Determining the size of the axial forces

4.2.1 Axial forces due to soil, N_j

$$N_s = 0.2 \frac{H}{D} \rho_1 D^2 + S_{ar} \left(0.9 \frac{h_{c.red}}{D} - 0.5 \frac{h_{c.red}}{D} \frac{H}{D} \right) \rho_{cv} D^2$$ **(4.c)**

ρ_{cv} = 19 kN/m^3

ρ_1 = 19 kN/m^3

$$S_{ar} = \frac{1 - e^{-\kappa}}{\kappa}$$ **(4.g)**

$$\kappa = 2 S_v \frac{h_c}{D}$$ **(4.f)**

$$S_v = \frac{0.8}{\left(\sqrt{1 + \tan^2 \varphi_{cv,d}} + 0.45 \tan \varphi_{cv,d} \right)^2}$$ **(4.e)**

φ_{cvk} = 36 (γ_n= 1.5 , γ_m= 1)

$\varphi_{cv,d}$ = arctan(tan φ_{cvk}/ γ_n∗γ_m)= arctan(tan 36 / 1.5 ∗ 1)= 25.8418 ° **(4.d)**

S_v= 0.8 / (√(1 + tan^{2}25.8418) + (0.45 ∗tan 25.8418))^2= 0.453073

κ= 2 ∗0.453073 ∗(1.1113 / 3.8)= 0.265

S_{ar}=(1 - e$^{-0.265}$)/ 0.265 = 0.878468

N_s= 0.2 ∗(1.9 / 3.8)∗19 ∗ 3.8 ^{2}+0.878468 (0.9 ∗(1.1113 / 3.8)–0.5 ∗(1.1113 / 3.8)∗(1.9 / 3.8)) 19 ∗3.8 ^{2}

N_s= 73.251 kN/m

4.2.2 Axial force due to traffic load, N_t

$$p_{traffic} = \frac{\sigma_v \pi h_c}{2} \qquad \textbf{(b4.b)}$$

$p_{traffic}$ = 68.5092 kN/m

q = 50 kPa

$h_{c,red}$ / D = 1.1113 / 3.8 = 0.292447 $\Rightarrow$ N_t = (1.25-$h_{c,red}$/D)*$p_{traffic}$ + (D/2)q **(4.l)**

N_t= (1.25 - 1.1113/3.8)*68.5092+(3.8/2)*50

N_t= 160.601 kN/m

4.2.3 The dimensioning axial force

Serviceability limit state :

$N_{d,s}$= $(\psi * \gamma)_{s,s} * N_s + (\psi * \gamma)_{t,s} * N_t$ **(4.m)**

$\gamma_{cover,s}$= 1
$\gamma_{traffic,s}$ = 1

Combination of force 5A tab 22-1

$N_{d,s}$ = 1 $*$ 73.251 + 1 $*$160.601 = 233.852 kN/m

Ultimate limit state:

$N_{d,u}$= $(\psi * \gamma)_{s,u} * N_s + (\psi * \gamma)_{t,u} * N_t$ **(4.n)**

$\gamma_{cover,u}$ = 1.4
$\gamma_{traffic,u}$ = 1.4

Combination of force 4A tab 22-1

$N_{d,u}$ = 1.4 $*$73.251 + 1.4 $*$160.601 = 327.393 kN/m

Fatigues limit state:

$\Delta N_{d,f}$= $(\psi * \gamma)_{t,f} * N_t$ **(4.o)**

$\gamma_{traffic,f}$ = 1

Combination of force 6A tab 22-1

$\Delta N_{d,f}$= 1 $*$ 160.601 = 160.601 kNm/m

4.3 Determining the size of the bending moment

4.3.1 General

$\lambda_f = E_s * D^3/(EI)_s$ **(4.p)**

E_{sk}= 105.6 MPa (TBb/geo)

E_s= 105.6 /(1.1 ∗1.6) = 60 MPa

$\lambda_f = (E_s * D^3)/(EI)_S$

EI = 210000 ∗7.75e-007 = 0.16275 MNm^2/m

λ_f= (60 ∗3.8 ^{3})/ 0.16275 = 20229.3

$\lambda_f = 20229.3$

4.3.2 Bending moment due to soil, M_s

Serviceability limit state:

$M_s/(\rho_1 * D^3) = f_1(f_3 \boxtimes f_{2,surr} - (\rho_{cv}/\rho_1) * (h_c/D) * f_{2,cover}) \geq 0.5 * f_1 * f_3 * f_{2,surr}$ **(4.q')**

H/D = 1.9 / 3.8 = 0.5 ⇒f_1= (0.8+ 1.33*(H/D-0.35)) = (0.8+ 1.33*(1.9/3.8-0.35)) = 0.9995

λ_f >5000 ⇒$f_{2,surr}$

$f_{2,surr}$ = 0.0009

f_3= 6.67 ∗H/D - 1.33 = 6.67 ∗ 1.9 / 3.8 - 1.33 = 2.005

Applies in cover phase

λ_f>5000 ⇒$f_{2,cover}$ = 0.0032

$f_{2,cover}$ = 0.0032

$f_1(f_3 \boxtimes f_{2,surr} - (\rho_{cv}/\rho_1) * (h_c/D) * f_{2,cover})$= 0.9995 (2.005 ∗0.0009 - ((19 / 19) ∗ (1.1113 / 3.8) ∗0.0032))

= 0.000868234

$0.5 * f_1 * f_3 * f_{2,surr}$= 0.5 ∗0.9995 ∗2.005 ∗0.0009 = 0.000901799

0.000868234 ≥0.000901799 ⇒

0.000901799

Ms,s = 0.000901799 ∗19 ∗3.8 ^{3}

$M_{s,s}$= 0.940187 kNm/m

Ultimate limit state:

$M_{s,u}/(\rho_1 * D^3) = f_1(f_3\ f_{2,surr} - (\rho_{cv}/\rho_1) * (h_c/D) * f_{2,cover})$ **(4.q'')**

$M_{s,u}/\rho_1 * D^3$ = 0.9995 (2.005 ∗0.0009 - ((19 / 19) ∗ (1.1113 / 3.8) ∗0.0032))
= 0.000868234

$M_{s,u}$= 0.000868234 ∗19 ∗3.8 ^{3}= 0.905193 kNm/m

$M_{s,u}$= 0.905193 kNm/m

4.3.3 Bending moment due to traffic load, M_t

$M_t = f'_4 * f''_4 * f'''_4 * D * p_{traffic}$ **(4.t)**

$f'_4 = 0.265 * (1 - 0.2 * {}^{10}\log(\lambda_f)) = 0.265 * (1 - 0.2 * {}^{10}\log(20229.3)) = 0.036783$

$\lambda_f <= 100000 \Rightarrow f''_4$ = 0.12*(1-0.15*log(20229.3))
= 0.0424923

$f'''_4 = (h_c/D)^{-0.75} = (1.1113 / 3.8)^{-0.75} = 2.51457$

$M_t = 0.036783 * 0.0424923 * 2.51457 * 3.8 * 68.5092$

M_t = 1.02319 kNm/m

4.3.4 The dimensioning bending moment

Serviceability limit state :

$M_{d,s} = (\psi * \gamma)_{s,s}^{max} * M_{s,s} + (\psi * \gamma)_{t,s}^{max} * M_t / 2$ **(4.y)**

$\gamma_{cover,s}$= 1
$\gamma_{traffic,s}$ = 1

Combination of force 5A tab 22-1

$M_{d,s}$ = 1 * 0.940187 + 1 *1.02319 /2 = 1.45178 kN/m

Ultimate limit state:

$M_{d,u} = (\psi * \gamma)_{s,u}^{min} * (-M_{s,u}) + (\psi * \gamma)_{t,u}^{max} * M_t$ **(4.z)**

$\gamma_{cover,u}$ = 1.4
$\gamma_{traffic,u}$ = 1.4

Combination of force4A tab 22-1

$M_{d,u}$ = 1.4 *(- 0.905193) + 1.4 *1.02319 = 0.16519 kN/m

Fatigue limit state, span:

$\Delta M_{d,f} = (\psi * \gamma)_{t,f} * M_t * 1.5$ **(4.w)**

$\gamma_{traffic,f}$ = 1

Combination of force 6A tab 22-1

$\Delta M_{d,f}$= 1 * 1.02319 *1.5 = 1.53478 kNm/m

5 Dimensioning checks

5.1 Check for allowed cover

$0.6 < h_c$

$0.6 < 1.12 \Rightarrow$ **OK** **CHECK 1 A**

$0.125 * D < h_c$

$0.125 * 3.8 = 0.475$

$0.475 < 1.12 \Rightarrow$ **OK** **CHECK 1 B**

5.2 Check for bending moment of the traffic load

$f'_4 * f''_4 < 1.0$

$0.036783 * 2.51457 = 0.0924934 < 1.0 \Rightarrow$ **OK** **CHECK 2**

5.3 Check for safety against the onset of yielding in the wall of the pipe in ultimit limit state

$$\sigma = \frac{N_{d,u}}{A_{s1}} + \frac{M_{d,u}}{Z} < f_{yd} \qquad \textbf{(5.a)}$$

$f_{yd} = f_y / \gamma_n * \gamma_m = 235 / 1 * 1.15 = 204.348$ MPa

$A_{s1} = 0.0025$ m ^{2}/m

$Z = 4.05e\text{-}005$ m ^{3}/m

$N_{d,u} = 327.393$ kN/m

$M_{d,s} = 0.16519$ kN/m

$\sigma = (327.393 / 0.0025)+(0.16519 / 4.05e\text{-}005) = 135036$ kPa $= 135.036$ MPa

$\sigma = 135.036$ MPa $< 204.348 \Rightarrow$ **OK** **CHECK 3**

5.4 Check for plastic hinges or plastic hinge mechanisms do not occur in the upper part of the pipe

$$\left(\frac{N_{d,u}}{\omega f_{yd} A_{s1}}\right)^{\alpha_c} + \left(\frac{M_{d,u}}{M_u}\right) \leq 1.0 \qquad \textbf{(5.b)}$$

$N_{d,u} = 327.393$ kN/m

$\omega = N_{cr}/A_{S1} * f_{yd}$

$$N_{cr,el} = \frac{3\xi}{\mu}\sqrt{\frac{E_{s,d} \cdot (EI)_s}{R_t}} \qquad \textbf{(b5.b)}$$

$E_{s,d}$= 60 MPa

$(EI)_s$= 0.16275 MNm^2/m

$\kappa = h_c / R_t$ **(b5.f)**

R_t= top radius = 1.9 m

κ= 1.1113 / 1.9 = 0.584895

$\xi = \sqrt{\kappa}$= 0.764784 $\leq 1.0 \Rightarrow \xi$= 0.764784 **(b5.e)**

$$\frac{E_{s,red}}{E_s} = \eta_s = 1 - \left(\frac{1}{1+\kappa}\right)^2$$ **(b5.c)**

η_s= 1 -(1 / (1 + 0.584895))^2= 0.601894

$$\mu = \left(1.22 + 1.95\left(\frac{8}{\eta_s \lambda_f}\right)^{0.25}\right)^2 \frac{1}{\sqrt{\eta_s}}$$ **(b5.d)**

μ= (1.22 + 1.95(8/ 0.601894 $*$20229.3)$^{0.25}$)^2 $*$(1/$\sqrt{}$ 0.601894) = 3.02601

$N_{cr,el}$= (3 $*$ 0.764784 / 3.02601) $*\sqrt{}$ (60 $*$0.16275 / 1.9) = 1718.89 l kN/m

<u>Condition</u>

If $N_{cr,el}/N_u \leq 0.5$; $N_{cr} = N_{cr,el}$

$\omega = N_{cr} / N_u$ **(b5.g)**

If $N_{cr,el}/N_u > 0.5$; $N_{cr} = N_u * \omega$

$$\omega = \left(1 - \frac{1}{4}\frac{N_u}{N_{cr,el}}\right)$$ **(b5.h)**

$N_u = f_{yd} * A$ =(235 / 1 $*$1.15) $*$0.0025 = 510.87 kN/m

$N_{cr,el}/N_u$= 1718.89 / 510.87 = 3.36463 > 0.5 $\Rightarrow$

ω= (1-((1/4)*(Nu/Ncr,el)))= (1-((1/4)*(510.87/1718.89)))= 0.925698

Ncr= 0.925698 * 510.87 = 472.911kN/m

$\alpha_c = \eta^2 * \omega \geq 0.8$

η= Z/W = 1.35 Z = Plastic section modulus

α_c= 1.35^2 $*$0.925698 = 1.68708 $\geq$0.8

α_c= 1.68708

M_u= 1.35 ∗W ∗f_{yd}= 1.35 ∗3e-005 ∗235 / 1.15 ∗ 1 = 8.27609 kNm/m

$(N_{d,u}/(\omega * f_{yd} * A_{S1}))^{\alpha c} + (M_{d,u}/M_u)$=

= (327.393 /(0.925698 ∗510.87))$^{1.68708}$+ (0.16519 / 8.27609)

= 0.55768 ≤1.0 ⇒ **OK** **CHECK 4**

5.5 Check for sufficient capacity in the lower part of the pipe

$N_{d,u} < f_{yd} * A_{s2}$ **(5.d)**

$N_{d,u}$ = 327.393 kN/m

f_{yd}= 235 /(1.15 ∗1) = 204.348 Mpa

A_{s2}= 0.0025 mm²/mm

$f_{yd} * A_{s2}$=204.348 ∗ 2.5 = 510.87

$N_{d,u} < f_{yd} * A_{s2}$= 327.393 < 510.87 ⇒ **OK** **CHECK 5**

5.6 Check for that the screwed connection capacity are not exceeded

$N_d^{uls} < \min(n * F_{Rvd}; n * F_{Rbd})$ **(5.e)**

F_{Rvd}= 0.6 ∗A_1 ∗f_{bud}

⇒Screw M20, Strength class 8.8 ⇒f_{buk}= 800 Mpa

⇒A_1= $\pi d^2/4 = \pi * 0.02^2/4$ = 0.000314 m²

$f_{bud} = f_{buk}/\gamma_n * \gamma_m$= 800 / 1.5 ∗1 = 533.333 MPa

F_{Rvd}= 0.6 ∗0.000314 ∗533.333 = 100.48 kN

N_d^{uls}= 327.393 kN/m **CHECK 6A**

$N^{requried}$= 327.393 / 100.48 = 3.25829 ⇒**OK** n^{real}= 13 numbers of screws on the short side

F_{Rbd}= 1.2 ∗(e_1/d - 0.5) ∗d_s∗t ∗f_{ud}

d = 0.02 m
d_s= d ⇒contact on screw trunk
t = 0.002 m
e_1= 0.04 m (hole centre to free edge)

F_{Rbd}= 1.2 ∗((0.04 /0.02) - 0.5) ∗0.02 ∗0.002 ∗533.333 = 38.4 kN

$N^{required}$= 327.393 / 38.4 = 8.52586 ⇒ **OK** n^{real}= 13 numbers of screws on the short side

CHECK 6B

Check for required moment capacity of the sheet metal connections

$a * n(1/2) * F_{Rtd} \geq W * f_{yd}$

a = 0.1 mm

n = 13

$F_{Rtd} = \varphi_t * A_s * f_{bud}$

φ_t= 0.6 (normally thightened screw)

F_{Rtd}= 0.6 ∗0.000314 ∗ 533.333 = 100.48 kN

W = 3e-005 m^3/m

f_{yd}= 235 / 1.15 ∗1 = 204.348 MPa = 204348 kPa **CHECK 6C**

$n^{required} \geq$(3e-005 ∗ 204348)/(100.48 ∗0.1 ∗ (1/2)) = 1.22023

⇒**OK** n^{real}= 13 numbers of screws on the short side

5.7 Check for adequate stiffness, "handling stiffness"

$$\eta_m / (m / kN) = \frac{D^2}{EI_s} = \frac{\lambda_f}{E_s D}$$

= 3.8 ^{2}/ 162.75 = 0.088725 < 0.13 ⇒ **OK** **CHECK 7**

6 Notation

Latin lower case

d = dimension on screw (m)

e = void ratio

f_1, f_2, f_3 = a function used as a means of simplification during explanations

h = vertical distance between the crown of pipe and the bottom of the pipe (m)

h_c= height of cover (m)

$h_{c,red}$= the, for calculation purposes, reduced value of the cover depth (m) due to the pipe's rise crown rises during back filling

n = number

$p_{traffic}$= equivalent traffic load (line load) (kN/m)

q = distributed pressure from traffic (kN/m^2)

t = thickness of sheet metal (mm)

Latin upper case

A = cross sectional area (mm^2/m)

D = diameter or span (m)

E_s= tangent modulus of the soil material in the structural backfill (MPa)

$(EI)_s$= The bending stiffness of the wall of the pipe (MNm^2/m)

F_{Rvd}= dimensioning value of the shear capacity of the screws in the event of failure in the screws (kN)

F_{Rbd}= dimensioning value of the shear capacity of the screws in the event of failure in the sheet metal(kN)

F_{Rtd}= dimensioning value of the tension capacity of the screws(kN)

H = vertical distance between the crown of pipe and the height where the culvert has its largest with (m)

I = moment of inertia of the pipe (mm^4/mm)

M_d, M_s, M_t = dimensioning moment, due to soil load, moment due to traffic load, respectively (kNm/m)

M_u= plastic moment capacity (kNm/m)

N_d, N_s, N_t = dimensioning axial force, to soil load, moment due to traffic load, respectively (kN/m)

$N_{cr,el}$ = Euler buckling load for a buried pipe (kN/m)

N_{cr} = buckling load for a buried pipe (kN/m)

R_t= top radius (m)

S_{ar} = reduction factor for load from the overburden

S_v = calculation parameter

W = section modulus (mm^3/mm)

Greek lower case

α_c= calculation parameter in accordance with BSK 99

δ_{crown} = the vertical displacement of the crown of the culvert during structural backfilling

φ = angle of friction

φ_t = normally tighten screw

γ_n = partial factor for construction's safety class

η_j= calculation parameter

η= calculation parameter

η= Z / W

η_m= stiffness parameter use in conjunction with judging of the stiffness during installation

κ = calculation parameter

ρ_{cv} = average value of the weight of the soil material above the height of the crown (structural backfill) (kN/m^3)

ρ_1 = unit weight of the soil material up to the crown (structural backfill) (kN/m^3)

λ_f = flexibility numberwhich indicates the relative relationship between thestiffness of the pipe and that what of the surrounding soil (dimensionless)

μ = calculation parameter

ξ = calculation parameter

σ = stress

ψ = reduction value due to time, see BKR 94

ω = buckling force at full plasticity, see BSK 99

Výpočet zatížitelnosti (průřez ve vrcholu trouby uprostřed)

$$Z_{UIC} = \frac{\sigma_U - \sigma_{s,d}}{\sigma_{t,d}}$$

σ_U = 235 / 1,15 = 204,35 MPa

Z = 40,5 mm^3/mm.....plastický průřezový modul

A = 2,5 mm^2/mm.....průřezová plocha

Sanace (rozhoduje napětí na mezi kluzu, bez boulení):

$\sigma_{s,d}$ = $N_{S,U}$ / A + $M_{S,U}$ / Z = 73,251 * 1,4 / 2,5 – 905,193 / 40,5 = 18,67 MPa

$\sigma_{t,d}$ = $N_{t,U}$ / A + $M_{t,U}$ / Z = 160,601 * 1,4 / 2,5 + 1023,19 * 1,4 / 40,5 = 125,31 MPa

Z_{UIC} = (204,35 – 18,67) / 125,31 = **1,48**

Novostavba (rozhoduje napětí na mezi kluzu, bez boulení):

$\sigma_{s,d}$ = $N_{S,U}$ / A + $M_{S,U}$ / Z = 73,178 * 1,4 / 2,5 – 906,967 / 40,5 = 18,59 MPa

$\sigma_{t,d}$ = $N_{t,U}$ / A + $M_{t,U}$ / Z = 160,471 * 1,4 / 2,5 + 1652,12 * 1,4 / 40,5 = 146,97 MPa

Z_{UIC} = (204,35 – 18,59) / 146,97 = **1,26**

Použití obloukových flexibilních ocelových konstrukcí B 136 při rekonstrukci mostů v km 1,580 a 1,756 trati Postoloprty - Louny

ing. Jiří Suchan – ČD a.s., SDC – SMT Ústí nad Labem
ing. Stanislav Fousek – Chládek & Tintěra a.s. Litoměřice
ing. Vilém Svítek – SVITCO – Svítek Consult International s.r.o. Praha

U Českých drah a.s. byly pro přestavbu mostu poprvé použity ocelové flexibilní konstrukce z vlnitého plechu, jejichž nosnost je podmíněna spolupůsobením zhutněné zeminy, kterou jsou zasypány. Při přestavbě výše uvedených mostů byly použity ocelové obloukové profily B 136 tloušťky 7 mm vyrobené firmou Voest-Alpine Krems Finaltechnik GmbH.

ÚVOD – HISTORIE MOSTŮ

Jednokolejná neelektrifikovaná trať Postoloprty - Louny byla uvedena do provozu dne 16.9.1895. V srpnu 1895 byla dokončena i výstavba inundačních mostů v zátopovém území řeky Ohře a Chomutovky v drážním km 1,580 a 1,756. Nosné konstrukce mostů tvořily vždy dvě ocelové příhradové nýtované konstrukce bez mostovky vyrobené z plávkové oceli firmou Bratři Prášilové + company Praha - Libeň. Prosté nosníky OK v km 1,580 měly rozpětí 22,62 m a 21,64 m (v km 1,756 – 2 x 21,1 m). Původní mosty z roku 1895, které nevyhovovaly na zatížení vlakem C a rychlost 50 km/hod byly v roce 1960 zesíleny. Zesílení konstrukcí bylo provedeno vytvořením spojitých nosníků z původních prostých nosníků vybudováním středních pilířů a tím byly vytvořeny na každém mostě dvě spojité konstrukce o rozpětích: v km 1,580 - 11,30 m + 11,32 m a 10,80 m + 10,84 m (v km 1,756 – 4 x 10,55 m). U ocelových konstrukcí byly zesíleny diagonály, střední svislice a byly zhotoveny příčníky nad pilíři. Na základě vyhodnocení podrobných prohlídek provedených v roce 1985 byly mosty navrženy na celkovou rekonstrukci. V roce 1986 zpracoval SUDOP Praha studii, ve které navrhl nahradit ocelové příhradové spojité konstrukce typizovanými prefabrikovanými nosníky MZD 15,0-10,5 m a MZD 16,0-12,0 m. Vzhledem k vysokým finančním nákladům však nebyly tyto rekonstrukce realizovány a pro zajištění bezpečnosti železničního provozu bylo zavedeno TD Most trvalé omezení traťové rychlosti na 30 km/hod. Až v roce 2001, na základě jednání SMT Ústí n.L. s firmou SVITCO s.r.o. Praha, s OMT Praha a s Povodím Ohře s.p. Chomutov o možnosti využít pro přestavbu výše uvedených mostů ocelové flexibilní konstrukce z vlnitého plechu, byl vytvořen předpoklad pro odstranění dlouhodobého TOR na mostech, neboť finanční náklady na rekonstrukci s použitím ocelových flexibilních konstrukcí jsou o 50 – 60% nižší, než při použití železobetonových konstrukcí.
Vzhledem k tomu, že ocelové konstrukce na výše uvedených mostech se liší pouze minimálně, a to v rozpětí, a i způsob rekonstrukce je shodný, bude dále uváděna pouze přestavba mostu v km 1,580.

NÁVRH REKONSTRUKCE MOSTŮ

Na základě nevyhovujícího stavu mostů v km 1,580 a 1,756 trati Postoloprty – Louny bylo navrženo zrušení stávajících mostů (ocelových konstrukcí i spodní stavby) a jejich nahrazení novými typy flexibilních konstrukcí z obloukových ocelových vlnitých plechů tloušťky 7 mm z oceli S235JRG2 a vybudování zemního tělesa železničního spodku, včetně opěrných zdí a následné zřízení železničního svršku.
Původně plánované provedení rekonstrukce mostů v roce 2002 bylo pro nedostatek finančních prostředků odloženo až na rok 2003. Pilotní PD a pilotní PS zpracovávala firma VALBEK spol. s r.o. – středisko Ústí n.L. a průběžně je konzultovala především s firmou SVITCO s.r.o., firmou SUDOP Praha a.s., ČD a.s. – OMT Praha a SMT Ústí n.L. Vzhledem k tomu, že se jednalo o zpracování pilotní PD a PS, při kterém byl firmou SUDOP Praha a.s. zpracováván souběžně MVL 991 – Flexibilní ocelové

kon-strukce, došlo při zpracování PS k některým změnám v porovnání se zpracovanou PD:

1. Výška přesypávky nad ocelovou obloukovou konstrukcí z vlnitého plechu byla po konzultaci se zpracovatelem MVL zvětšena na 2,1 m
2. V PS došlo ke změně typu ocelové obloukové flexibilní konstrukce z B 140 na typ B 136 se stejným rozpětím 9,25 m, ale s menší výškou 3,57 m místo původní výšky 4,10 m u typu B 140, a to z důvodu zvýšení výšky přesypávky.
3. Na základě statického výpočtu byl v PS pod železobetonové základové pasy navržen polštář ze štěrkopísku o tloušťce 2,0 m.
4. Navržením štěrkopískového polštáře došlo ke zvětšení stavební jámy a proto byly v PS navrženy i odčerpávací studny
5. V těsné blízkosti ocelových obloukových konstrukcí byly navrženy kamenné opěrné zdi místo gabionů.
6. Na základě odkoupení pozemku č.p. 1452 byla snížena výška zdí vlevo za mostem
7. Zábradlí bylo umístěno do tělesa násypu

Stav mostu v km 1,580 po přestavbě – základní údaje

Počet otvorů:	2
Délka mostu:	29,00 m
Šikmost mostu:	90°
Světlost kolmá (v úrovni terénu):	8,52 m pro obě konstrukce
Rozpětí:	9,25 m pro obě konstrukce
Výška mostu:	5,17 m
Volná výška nad úč. komunikací:	2,68 m
Šířka mostu:	16,90 m
Prostorové uspořádání:	zábradlí umístěno ve svahu – vlevo 3500 mm (vpravo–3600 mm)
Traťová třída:	D 4
Žel. svršek na mostě:	S49, betonové pražce SB6, bezstyková kolej
Směrové poměry:	oblouk R = 330 m
Sklonové poměry:	klesá 1,6 ‰

Přesný popis řešení přestavby mostu v km 1,580 tak, jak byl navržen v projektu stavby je uveden v níže uvedených oddílech: „Realizace přestavby mostu v km 1,580 Postoloprty – Louny“ a „Poznatky a zkušenosti z pilotního projektu a realizace“.

REALIZACE PŘESTAVBY MOSTU V KM 1,580 POSTOLOPRTY - LOUNY

Rekonstrukci mostu v km 1,580 realizovala firma Chládek & Tintěra a.s. Litoměřice. Tato stavba byla rozčleněna na 4 SO a 1 PS :

SO 101 – Železniční svršek v km 1,380 – 1,650
SO 201 – Demolice stávajícího mostu v km 1,580
SO 202 – Železniční most v km 1,586
SO 203 – Opěrné zdi u mostu v km 1,586
PS 401 – Přeložka kabelu SSZT a ochrana kabelu OSŽT

Převážná část rekonstrukce mostu proběhla ve 45 denní nepřetržité výluce traťového úseku, ve které bylo nutno zkoordinovat další prováděné práce – zejména rekonstrukci obdobného mostu v km 1,756 prováděnou firmou N+N – Konstrukce a dopravní stavby Litoměřice s.r.o., kde byl stávající most rovněž nahrazen dvěma otvory z tenkostěnných ocelových flexibilních oblouků, dále opravu mostu s ocelovou nosnou konstrukcí v km 1,288 prováděnou vnitřním dodavatelem SMT SDC UL a rovněž opravné práce na železničním svršku v přilehlém traťovém úseku prováděné firmou N+N Litoměřice s.r.o.

Technické podrobnosti a zvláštnosti, zejména při montování ocelové konstrukce, protikorozní ochraně, hydroizolacích a budování zásypů a násypů, jsou uvedeny v oddíle „Poznatky a zkušenosti z pilotního projektu a realizace“, a proto je zde prezentována spíše chronologie samotné výstavby.

Demolice stávajícího mostu

Po předání staveniště 12.9. a nutných přípravných pracích byla **22.9.2003** zahájena výluka 45 N a po demontáži železničního svršku byly nejprve pomocí těžkých autojeřábů vyjmuty a sešrotovány staré OK o rozpětích 22,62 a 21,64m. Demolice stávajícího mostu pokračovala bouráním spodní stavby tvořené z části kamenným zdivem a v roce 1960 dodatečně dostavěnými železobetonovými pilíři č. 1 a 3.

Zemní práce a spodní stavba

Na základě geologického průzkumu a statického posouzení bylo nutno pro založení nového mostu vyměnit do hloubky 2m pod základové pasy základovou zeminu. Do vytvořené základové jámy byla natažena geotextilie 500 g/m2, na kterou byl potom po vrstvách za současného hutnění (PS 100%) navážen podkladní polštář tvořený vrstvou 1,75m štěrkopísku a vrchní vrstvou 0,25m hutněné štěrkodrti pro dosažení větší únosnosti (Edef=80Mpa). Po provedení zatěžovacích zkoušek a převzetí základové spáry a podkladního betonu byly vybetonovány 4 základové pasy šířky 1,5m a délky 17,30m z betonu C 25/30-XF3 a oceli R 10505, neboť obloukové profily přenášejí do základů i vodorovné síly. V horních plochách základových pasů byly vyprofilovány drážky 150/120 mm pro uložení patek OK. Dále byly vyhloubeny základy pro čelní kamenné zdi a navazující gabionové patní zídky.

Ocelová konstrukce

Na volné deponii proběhla předmontáž z ocelových segmentů šířky 2,5m z profilů B 136 - tl.7mm na líci i rubu opatřených systémem PKO a vlastní montáž ocelové konstrukce do připravených základů byla prováděna dle kladečského plánu pomocí autojeřábu. Do drážek v základu se prvky usazují na volně ložený úhelník, který je součástí dodávky a vzájemně se spojují pomocí speciálních VP šroubů. Po dorovnání a osazení se drážka zalije cementovou maltou C 25/30 s kamenivem do 4 mm. Montáž probíhala pod dohledem specialistů výrobce za průběžné kontroly geometrie a dotahování spojovacích prvků momentovým klíčem na 100-300 Nm. Vlastní montáž na železobetonové základové pasy byla zahájena **10.10.** a již **14.10. 2003** proběhla přejímka hotové a dotažené konstrukce. Rozpětí smontované konstrukce je 9,25 m, šířka v úrovni zákl. pasů je 16,9 m a výška 3,57 m. Celková hmotnost OK je 14,8 t.

Obsyp a zásyp objektů

Po převzetí ocelové konstrukce byl 14.10. dán souhlas k zahájení obsypu objektu a budování vlastního násypu v přilehlé oblasti, což pro výsledek celé rekonstrukce byly klíčové práce, neboť bezpodmínečné dodržování technologické kázně při budování a hutnění jednotlivých vrstev má zásadní vliv na udržení správné geometrie ocelové konstrukce a tím i její statické funkce. Důležité nejsou jen tloušťky jednotlivých hutněných vrstev, použitý zásypový materiál, ale i hmotnosti, směry pojezdu, zastavování a rozjíždění jednotlivých hutnících prostředků. Velkou pozornost bylo třeba věnovat zejména hutnění nad vrcholem ocelových oblouků, kde je pro aktivaci pasivních zemních tlaků v bocích oblouků důležité použití těžších hutnících prostředků, a proto byla v projektu zvětšena vzdálenost mezi vrcholem oblouku a plovoucí izolací na 400 mm. Plovoucí hydroizolace byla situována do dvou úrovní, jednak spodní mezi oběma oblouky B 136 a dále vrchní v min. vzdálenosti 400 mm nad vrcholem oblouků. Oba tyto systémy byly doplněny drenážemi vyvedenými příčně na povrch. **21.10.2003** byly zásypy mostu dokončeny a byla převzata spára pro položení vrchní hydroizolace. Po jejím položení bylo dne 22.10. zahájeno dosypávání nadnásypu do celkové výšky 2,10m. Dne **29.10. 2003** byla převzata pláň železničního spodku požadovaných parametrů o příčném sklonu 5% a 30.10. byla zahájena pokládka žel.svršku.

Čelní kamenné zdi a gabionové konstrukce

Pro ukončení obou obloukových konstrukcí byly vybudovány opěrné kamenné zdi výšky 1,0 – 2,0 m s lícem a rubem v úklonu 5:1 založené ve sklonu 1:10. Do výšky Q100+0,50m byly svahy nad těmito zdmi obloženy obkladem z lomového kamene. Paty navazujících nových náspů byly vybudovány z gabiónových zdí a drátokamenných matrací vytažených rovněž 0,50m nad Q100, neboť most se nachází v zátopovém území. Tyto drátokamenné konstrukce byly ukládány na 0,25 m tlustou vrstvu štěrkodrti

a separační geotextilii.

Dokončovací práce a ukončení výluky

Hlavní prohlídka byla provedena ve dnech 31.10.2003 a 4.11.2003. Výluka byla ukončena podle plánu dne 5.11.2003 a byl zahájen zkušební provoz. Po nezbytné konsolidaci železničního spodku a svršku byla dne **19.11.2003** zavedena **plná traťová rychlost 60 km/h**, a tím došlo k odstranění TOR v tomto úseku trati a naplnění vlastního cíle rekonstrukce. Celá stavba byla ještě dokončena 21.11.2003 osazením zábradlí do připravených betonových patek.

POZNATKY A ZKUŠENOSTI Z PILOTNÍHO PROJEKTU A REALIZACE

Projekční příprava

Mosty z vlnitého ocelového plechu, které byly použity v Postoloprtech patří mezi konstrukce, pro které SUDOP, na základě požadavku ČD a.s. a ve spolupráci s dodavateli těchto konstrukcí, vypracoval v roce 2003 Mostní vzorový list 991 s názvem „Flexibilní ocelové konstrukce“. Jako náhrada za dva inundační mosty byly podle projektu stavby použity 4 oblouky B136, každý o rozpětí 9,25 m, výšce 3,57 m a váze 14,8 tun. Před zadáním PD firmě Valbek byla zvažována i alternativa přestavby mostů s využitím uzavřených profilů MF ve tvaru široké tlamy. Tyto uzavřené profily, na rozdíl od obloukových, nepotřebují žádné základové pasy, jsou však těžší a proto je i jejich dodávka a montáž finančně náročnější. Při nutnosti dodržet na jednáních požadovaný minimální příčný profil a minimální tloušťku přesypávky ve vrcholu profilu MF a zároveň i s ohledem na hydrotechnické posouzení bylo od jejich použití, v tomto případě, upuštěno. Použití MF profilů, tam, kde by to bylo technicky možné, by však znamenalo výrazné zkrácení výluky při realizaci a v případech, kdy je základová zemina málo únosná by na základě statického posouzení mohla vzniknout situace, kdy profily MF by vyhověly únosností i bez výměny základové zeminy, zatímco pro obloukové profily by muselo dojít k výměně základové zeminy. V takovémto případě by použití profilů MF mohlo být celkově finančně nižší, než použití obloukových profilů. V každém případě spočívá výhoda flexibilních ocelových konstrukcí především v jejich možnostech, ve stavebnictví nevídaných, přenášet bezporuchově deformace, které by pro jiné typy konstrukcí znamenaly destrukci a konec únosnosti.

Popis ocelové konstrukce

Při požadovaném rozpětí mostních oblouků 9,25 metru a při daném svislém pohyblivém zatížení vyvozeném těžkým zatěžovacím vlakem T (1,25 x UIC-71) byla únosnost ocelové konstrukce, s nosnou vlnou o výšce 50 a délce 200 mm, která má ideální statické hodnoty, kompletně vyčerpána. Na základě statického výpočtu metodou konečných prvků, který provedl SUDOP-Praha, byla zvolena maximální tl. plechu 7mm. Potřebný počet nosných šroubů dosáhl rovněž maxima, 20 VAKF vysokopevnostních šroubů M20/8.8 na běžný meter podélného spoje.

Montážní firmy OK

V km 1,756 prováděla montáž OK v Rakousku u dodavatelské firmy Voest-Alpine Krems Finaltechnik GmbH vyškolená a certifikovaná firma SANTECH CZ společně s firmou N+N Litoměřice s.r.o. Firma Chládek & Tintěra se rozhodla pro montáž OK v km 1,580 vlastními montéry. Z tohoto důvodu navštívili zástupci firmy několik obdobných staveb v zahraničí a za odborného dohledu české zastupitelské firmy Svítek Consult provedla firma Ch & T montáž sama. Protože oba dvouobloukové mosty byly víceméně identické, probíhala na stavbě zdravá soutěž o to, kdo lépe a rychleji zvládne celou stavbu.

Termíny

Kompletní OK pro čtyři mostní oblouky byla dopravena z Rakouska 6. a 7.10.03 na čtyřech návěsech, přivezeno bylo celkem cca 60 tun ocelových dílů. V úterý 7.10.03 byla zahájena předmontáž na montážní ploše, cca 20 metrů vzdálená od vlastního místa určení, kde v té době probíhala poslední fáze betonáže základových pasů. Za 4

dny po předání staveniště byla předmontáž ukončena, tzn. že jednotlivé plechy byly sešroubovány po dvou až osmi kusech do větších, pro montáž vhodných celků. V sobotu 11.10. začala firma SANTECH společně s firmou N+N osazovat smontované osmidílné oblouky o hmotnosti cca 2,3 tuny do drážek v základových pasech. Tato montáž byla ukončena za čtyři dny, tzn. 14.10.03. Kompletní montáž třicetitunové konstrukce trvala celkem 8 dní. U firmy Chládek & Tintěra proběhla montáž ve stejném časovém rozpětí i když trochu jiným způsobem, neboť firma Ch & T zvolila podstatně nižší stupeň předmotáže, na konečném termínu se to ovšem neprojevilo.

Montáž OK

Montáž probíhala podle kladečského plánu, ve kterém je přesně a jednoznačně zakreslena poloha každé desky, popř. druhu desky. Každá deska má na vnitřní straně vyraženo „Montážní číslo“. V tzv. „Všeobecném montážním předpise“ jsou zakresleny všechny zásady montáže. Všechny vysokopevnostní šrouby M20/8.8 mají hlavu upravenou tak, aby celoplošně dolehla do sedla nebo do vrcholu vlny. Při správném osazení šroubů se tím zamezí jeho protáčení při dodatečném dotahování matky, která se na šroub osazuje z vnitřku oblouku. Délky šroubů (dříků) jsou 30,40 nebo 50 mm a po dotažení v ideálním případě vystupují z matky dva kompletní závity. Šrouby se musí utahovat klíčem na hodnoty mezi 100 až 300 Nm. Dotažení šroubů je nutné při zásypu vizuálně stále a momentovým klíčem občas kontrolovat, protože stálý žádoucí pohyb konstrukce při zásypu může zapříčinit jejich povolení.

Protikorozní ochrana

Korozní prostředí pro inundační mosty bylo projektem stanoveno na C3 – středně těžká zátěž. Pro životnost OK je standardně požadováno 100 let. Na základě těchto podmínek byla zvolena protikorozní ochrana známá pod názvem DUPLEX-SYSTEM. Drážní předpisy uvádějí, že tento kombinovaný protikorozní systém pomocí tzv. Synergie-Effektu zvyšuje životnost o 30 až 80 %, než jakou je možno očekávat u stejných, ale samostaně používaných systémů. Již ve výrobních halách VAKF byla OK kompletně žárově pozinkována ponorem podle ČSN EN ISO 14713 v nominální tloušťce 85 μm neboli 610 gr/m2. Druhou protikorozní vrstvu tohoto DUPLEX-SYSTEMU tvořily nátěrové systémy. Pro lícovou stranu byl zvolen nátěr Gehopen EX Protect, 1x140 μm v barvě RAL 7035 (světle šedá). Pro rubovou stranu (zemní) byl zvolen černý nátěr Teerepoxydharz, 1x120 μm. Před aplikací nátěrových systémů byla OK kompletně očištěna a odmaštěna tzv. jemným opískováním neboli abrazivním ometením. Nátěrové systémy byly aplikovány u certifikovaného subdodavatele v Rakousku. Pro oba systémy PKO byl předložen výpočet životnosti konstrukce. Za daného korozního prostředí byla pro obě vrstvy vypočítána střední životnost 138 roků. Podle ISO 14713 je životností míněn časový interval do první údržby. Spojovací materiál, vysokopevnostní šrouby VAKF M20/8.8, byl rovněž standardně žárově pozinkován a to v nominální tl. 45 μm. K ochraně nátěrového systému na zásypové straně byl proveden bezprostřední obsyp konstrukce středně zrnitým a tedy nenamrzavým pískem (S1/SW-ČSN 73 1001) v šířce cca 30 cm.

Hydroizolace

Šroubované spoje konstrukcí z vlnitého ocelového plechu nejsou vodotěsné. Dodavatelská firma Voest-Alpine ovšem doporučuje použití tzv. plovoucí hydroizolace, která má za úkol odvádět srážkovou a jinou vodu mimo dosah OK mostního objektu. Pro Postoloprty byla investorem zvolena třívrstvá hydroizolace v následujícím složení : GEOFELT 700 g/m2, TERANAP TP 431, GEOFELT 700 g/m2. Hydroizolace vč. odvodnění byla položena 400 mm nad vrcholem oblouků s jednostranným spádem. V prostoru mezi mostními oblouky byla provedena ještě jedna vrstva izolace, zhruba v poloviční výšce OK.

Obsyp resp. přesyp OK

Na zemní materiál pro obsyp a přesyp ocelové konstrukce byly ze strany dodavatele

mostní konstrukce kladeny obzvláště vysoké požadavky, protože jak již bylo uvedeno výše, kombinace rozpětí a svislého pohyblivého zatížení kladou mimořádné požadavky na nosný systém, který je zde tvořen klenbou ze zemního materiálu. Zatímco při normálních standardních podmínkách požaduje dodavatel OK, firma Voest-Alpine**,** aby štěrkodrť pro obsyp po zhutnění vykazovala modul přetvárnosti 30 Mpa, byl v Postoloprtech na základě statického výpočtu, požadován modul přetvárnosti 80 Mpa. Na štěstí leží mostní objekty na trati Postoloprty-Louny a tedy na okraji Českého Středohoří tzn. v krajině původu sopečného. Čedičový lom firmy TARMAC-SEVEROKÁMEN je vzdálen necelých 12 km od staveniště. Čedičová, upravená štěrkodrť MZK s frakcí 0/45 vykazuje při dostatečném zhutnění hodnoty mezi 120 a 140 Mpa. Na tomto místě je nutné poděkovat investorovi za skutečně mimořádně rychlé a odborně vysoce kvalitativní rozhodnutí, které bylo spojeno s volbou tohoto, sice skoro dvojnásobně dražšího, než původně plánovaného, ale vysoce hodnotného zemního materiálu. SGS – Středočeská geologická společnost vypracovala „Návrh pro provádění a kontrolu zemních prací“. Podle tohoto plánu byl statický modul přetvárnosti kontrolován na základě ČD S4-Železniční spodek, přílohy 5. Kontrola hutnění byla prováděna kalibrovanou radiometrickou sondou Humboldt 5001 C (podle ČSN 73 7375 a ČSN 72 1006, nepřímá zkušební metoda) s okamžitým vyhodnocením výsledků in situ. Pro každý použitý hutnicí prostředek byla provedena zjednodušená hutnicí zkouška a stanoven nutný počet pojezdů pro optimální zhutnění použitého materiálu. Na základě těchto opatření proběhly montáž a zásyp bez větších pohybů OK, největší naměřené deformace, které jsou cíleně pomocí hutnicí techniky do konstrukce vnášeny, nepřekročily hodnotu 4 cm.

Nové Krasíkovské tunely

Ing. Jiří Mára, Ing. Jiří Růžička - METROPROJEKT Praha a.s
Ing. David Cyroň, Ing. Jiří Kolář - METROSTAV a.s.

Dva nové dvoukolejné tunely Krasíkov 1 a Krasíkov 2 jsou součástí 3 železničního koridoru v úseku Přerov – Česká Třebová. Předmětem příspěvku je stručná informace o technickém řešení tunelů, jejichž ražba byla úspěšně dokončena v říjnu roku 2003 a nyní se provádí definitivní ostění tunelů.

21. ÚVOD

V rámci optimalizace traťového úseku Krasíkov – Česká Třebová je navržena úprava trasy dvoukolejné železniční tratě tak, aby trať vyhovovala rychlostem železniční dopravy až do 160 km/hod (pro vozy s naklápěcí technikou). Od stanice Kasíkov směrem na Zábřeh prochází trať úzkým údolím řeky Moravská Sázava, které obtížně sleduje i při obloucích s poloměry menšími než 500m a při procházení stávajícím krátkým Tatenickým tunelem, který nevyhovuje novým požadavkům dopravy ani prostorově ani svým špatným stavem.

V daném území s úzkým údolím Moravské Sázavy, které zde tvoří dva oblouky ve tvaru S se středovými úhly více než 180°, bylo požadované řešení napřímení trasy možné pouze tunelovým řešením, a to novým dvoukolejným tunelem Krasíkov 1 pod širokým ostrohem plošiny proti Tatenicím vymezeným prvým obloukem řeky, a novým dvoukolejným tunelem Krasíkov 2 pod úzkým hřbetem mezi stávajícím železničním zářezem a údolní nivou řeky. V tomto krátkém úseku překračuje nová trať řeku Moravskou Sázavu třemi mosty. Na prostředním z nich je umístěna železniční zastávka, na kterou téměř bezprostředně z obou stran navazují oba nové tunely. Tunel Krasíkov 1 má celkovou délku 1 098,30m, z čehož je 1 035,0m ražených. Západní hloubený úsek včetně portálu má délku 41,15m, východní hloubený úsek je dlouhý 22,15m. Tunel Krasíkov 2 je dlouhý 140,65m, z čehož pouze 85,0m je raženo. Západní hloubený portálový pas má délku 12,50m, východní hloubený úsek je dlouhý 43,15m. Za východním hloubeným úsekem pokračuje na jižní straně tratě vysoký odřez zajištěný zárubní betonovou zdí v délce 93,35.

22. SMĚROVÉ A SKLONOVÉ POMĚRY

Tunel Krasíkov 1 od západního (vjezdového) portálu v km 24,687 je veden v levém oblouku o poloměru 945,0 m a přechodnicemi s inflexním bodem v km 25,229 přechází do pravého oblouku o poloměru 941,0 m až do portálu východního(výjezdového), kde přechodnicí na mostě se zastávkou končí v přímé, vedoucí přes celý tunel Krasíkov 2 až do jeho východního (výjezdového) portálu. Trať ve směru staničení klesá v tunelu Krasíkov 1 cca 5 ‰ a v tunelu Krasíkov 2 cca 6 ‰.

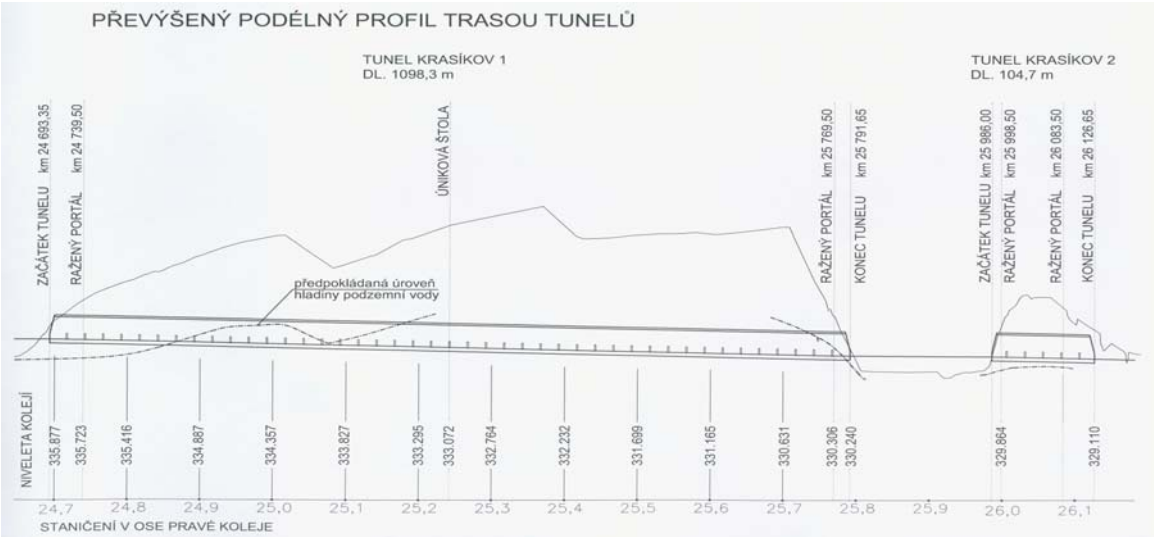
23. GEOLOGICKÉ POMĚRY

Tunely byly raženy v masivu křídových hornin, který je velmi nehomogenní co do horninových typů i úložných poměrů. V masivu jsou zastoupeny převážně jemnozrnné pískovce, prachovce a jílovce, které přecházejí až do slínovců. V masivu dochází k častému střídání vrstev hornin s různým stupněm pevnosti dle ČSN 73 1001 od R2 až do R6. Desky a lavice při velmi nepravidelném střídání dosahují mocnosti od 0,25m do 1,0m. Pokryvy o mocnosti 2,0až 4,0m se projeví pouze v úsecích portálů a hloubených tunelů.

Tunel Krasíkov 1 prochází při max. nadloží 42,0m horninami řazenými převážně do tř. NRTM 3a, 3 a 4, pouze prní a poslední ražené pasy s nízkým nadložím bylo nutno řadit

do tř. 5a, respektive u východního výjezdového portálu 5b. V trase tohoto tunelu byla indikována inženýrsko-geologickým průzkumem zvodeň puklinové podzemní vody v poruchové zóně v km 25,060 až 25,100 s očekávanými přítoky do čelby 1 až 3 l/s; nebyl vyloučen ani přítok nad 10 l/s. Ve skutečnosti byly přítoky podstatně menší, protože pukliny v horninovém masivu byli uzavřeny jílovitou výplní.

Tunel Krasíkov 2 při maximálním nadloží 18,0m prochází v převážné délce horninami řazenými do tř. NRTM 5a a 4. U východního (výjezdového) portálu byla navržena opatření pro ražbu tunelu v úbočí svahu hlubokého zářezu stávající tratě. Ražba potvrdila, že tunel bude realizován nad hladinou spodní vody.



Obr. 1 – Převýšený podélný profil trasou tunelů

24. PRŮJEZDNÝ PRŮŘEZ TRATĚ A SVĚTLÝ PRŮŘEZ TUNELU

Sdružený průjezdný průřez pro trať v oblouku pro poloměr R=945 m, který se v trase tunelu Krasíkov 1 vyskytuje byl odvozen podle ČSN 737508 z tunelového průjezdného průřezu na jednokolejné trati v oblouku s převýšením, rozšířeném o 4000 mm, což je vzdálenost os kolejí dvoukolejného průřezu, požadovaných pro výstavbu tunelů na nových železničních tratích. Světlý průřez tunelu Krasíkov 1 byl sestrojen podle požadavků ČSN 73 7508 tak, aby sdružený průjezdný průřez včetně únikových cest po obou stranách sdruženého průřezu nezasahoval v přímé, ani v oblouku o poloměru 945,0 m do pruhu pojistného prostoru stanoveného dle ČSN 73 7508 pro tunely jednotně 300mm. S ohledem na optimální využití světlého tunelového průřezu odsunuje se v oblouku osa tunelu od osy dráhy směrem ke středu oblouku o hodnotu C=1,5 p. Maximální odsun osy tunelu je Cmax=1,5 x 119mm= 178,5mm. Tato hodnota C byla odvozena individuálním výpočtem podle čl. 3.38 d) ČSN 73 7508 platným pro kruhové tunelové průřezy.

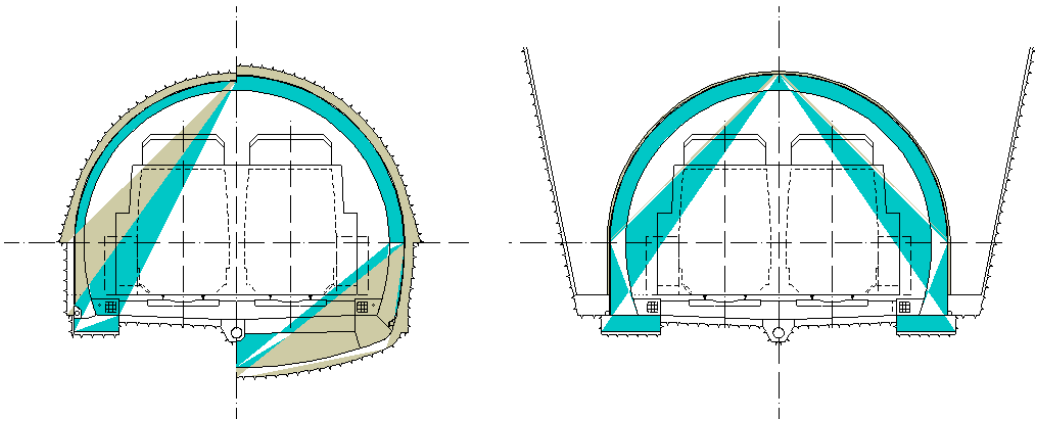
Světlý průřez tunelu Krasíkov 2 byl navržen stejný jako u tunelu Krasíkov 1, i když je tento tunel v přímé. Při velmi malé délce tohoto tunelu (140,65m) je ekonomičtější použít stejný profil bednícího vozu než navrhovat nepatrně zmenšený profil tunelu, který by vyžadoval nový bednící vůz.

25. KONSTRUKCE DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ

Tunely Krasíkov 1 a Krasíkov 2 mají světlý průřez (tj. vnitřní líc ostění) jednotný v celé své délce. Konstrukce jednotlivých úseků je však různá v závislosti na technologii výstavby příslušných pasů tunelu (hloubením nebo ražením) a také na velikosti a rozložení zatěžujících sil na ostění. Těmto závislostem odpovídají i navržené základní

typy ostění, a to tři typy ostění raženého tunelu a tři typy konstrukcí ostění hloubeného tunelu.

Obr.2 – Charakteristické příčné řezy tunelů



Ražené typy ostění jsou typ lehký R1 (pro pasy ražené ve tř. výrubu 2, 3 a 4), a typy těžké R2 a R3 (pro pasy ostění ražené ve tř. výrubu 5a nebo 5b). Základní typ ostění hloubených úseků tunelů je typ souměrný H1, použitý pro hloubené úseky u západního i východního portálu tunelu Krasíkov 1 včetně obou portálových pasy (P1, P2) i západního portálového pasu P1 tunelu Krasíkov 2. Typ H2 je použit pouze v příportálovém úseku u P1 před raženým portálem tunelu Krasíkov 1 a typ H3 pouze ve východním hloubeném úseku tunelu Krasíkov 2. Protože typy ražených ostění svým rozsahem použití výrazně převládají, jsou navržené způsoby a konstrukce vyztužování zaměřeny především na ražené typy, a ty jsou pak přiměřeně aplikovány i pro typy ostění hloubených úseků tunelů. Všechny typy mají kruhovou klenbu a opěry se svislým rubem a mírně zakřiveným lícem. Tloušťka klenby typu R1 je 350mm, typů R2 a R3 550mm a u typů hloubených H1 až H3 pak 600mm. Definitivní ostění ražených úseků i ostění hloubených úseků je z vyztuženého betonu C 25/30 (B 30) vodostavebního V8 a mrazuvzdorného T 100. Aby bylo využito v maximálním rozsahu posuvné bednění připravené pro betonáž pasů v ražených částech tunelů, byla v průběhu realizace stavby na návrh zhotovilele stavby upravena technologie betonáže pasů definitivního ostění v hloubených úsecích. Vlastní portálové pasy se šikmými čely jsou budovány do oboustranného bednění tak, jak to bylo uvažováno v projektu. Ostatní pasy v hloubených částech tunelů jsou prováděny jako ražené pasy do posuvného bednění. Původní vnější bednění pasů je nahrazeno „pseudoprimárním“ ostěním, tj. klenbou ze stříkaného vyztuženého betonu.

Výztuž definitivního ostění je navržena z prvků umožňujících v maximálním rozsahu rychlou montáž v dostatečném odstupu před betonáží klenby tunelu. Protože výstavba definitivního (sekundárního) ostění bezprostředně navazuje na práce izolatérů a vlastní betonáž pasů je časově náročná proudová činnost zpravidla na kritické cestě celého harmonogramu výstavby, je navržena co největší příprava dílů výztuže mimo prostor realizovaného tunelu tak, aby se před bednícím vozem prováděla pouze montáž doplňující výztuže minimálního rozsahu. U obou typů ostění ražených úseků tvoří základ výztužné kostry příhradové rámy sekundárního ostění, které jsou na vnější (rubové) straně opatřeny přivařenými montážními „křídly“ z pásů výztužné sítě o šíři 0,9m. Tyto výztužné rámy se v pasech dlouhých 10m kladou ve vzdálenostech po 1,60m. Osa prvního rámu je od čela posuvného bednění vzdálena 0,3 m. Na konci, tj.směrem k předchozímu, již vybetonovanému pasu je osa posledního rámu od pracovní spáry 1,2 m. Tím je vytvořen dostatečný manipulační prostor pro montáž a demontáž čela bednění pro předchozí pas. Také v ostění hloubených tunelů je navržena montáž výztuže s použitím výztužných rámů jako v typech raženého ostění, avšak s ohledem na přístupnost k osazování výztuže z obou stran, není nutno přivařovat na obloukové segmenty „rubová křídla“ z pásu výztužné sítě.

Vodotěsnou izolaci klenby tunelů folie PE tloušťky 2,5mm se signální vrstvou, která se do účinné tloušťky izolace nezapočítává. Požadované parametry izolačních materiálů stanovují TKP staveb ČD kap. 20 Tunely (odst. 20.2.8…). Izolační plášť razených tunelů je ukládán mezi primární a definitivní ostění a je chráněn se strany primárního ostění ochrannou textilií. Izolační plášť portálových pasů je kladen na rub ostění a je chráněn ochrannou textilií na obou stranách folie. Izolace se provede v rozsahu stropní klenby a opěr a je ukončena v patě opěr, kde navazuje na pateční podélné drenáže po obou stranách tunelu.

26. RAŽENÍ A PRIMÁRNÍ VYSTROJENÍ

Ražba, tj. rubání a primární vystrojování tunelu bylo realizovano podle zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM), která je pro dané heterogenní horninové poměry a současný stav tunelování v ČR optimální.

Rozpojování hornin v čelbách ražených tunelů se provádí s používáním trhacích prací s dočišťováním líce výrubu mechanizovaně. S ohledem na velikost raženého průřezu s výraznou nehomogenitou a očekávanou střídavostí horninových poměrů je navrženo razit dvoukolejný železniční tunel v celé délce po dílčích výrubech s vodorovným členěním na přístropí, opěří a dobírku dna, resp. spodní klenby. Toto členění splňuje jak potřeby pro zajišťování stability čela výrubu, tak dostupnost i potřebnou prostornost pro obvykle nasazované mechanizmy.

Dvoukolejný železniční tunel Krasíkov 1 byl ražen z obou portálů, tj. od východního portálu dovrchně a od západního portálu úpadně. I při úpadní ražbě se sklonem cca 0,5% jsou případné přítoky vody zvládnutelné bez větších problémů.

Krátký tunel Krasíkov 2, jehož ražený úsek je dlouhý pouze 85,0m byl vyražen úpadně od západního portálu při sklonu pouze 0,6%.

Technologické třídy výrubu NRTM jsou definovány vztahem kvality skalního a poloskalního horninového prostředí, vyjádřeného například počtem klasifikačních bodů QTS, velikosti výrubu (průřezu i délky záběru) a reakcí horninového prostředí na otevření výrubu a z toho vyplývajících technických a bezpečnostních opatření.

Zatřídění a rozčlenění ražených úseků tunelů do technologických tříd ražnosti, uvedené v projektu, sloužilo jako prognóza pro předpokládané podmínky ražby. Ražba byla soustavně sledována geomonitoringem a geotechnickým dozorem, který v rámci ražeb zastupuje stavební dozor investora. Geotechnický dozor dokumentuje zastižené geotechnické podmínky, jejich změny a na straně investora rozhoduje o zařazení do technologických tříd NRTM.

Pro cyklické ražení dvoukolejného tunelu byly v projektu navrženy technologické třídy výrubu NRTM TT3 až TT 5b, které jsou charakterizovány především délkou záběru a druhy i množstvím zpravidla nasazených vystrojovacích prostředků.

TT 3: délka záběru max. 2,0m, tloušťka ostění z SB 20 min 250 mm, výztuž příhradovým obloukem a 2polohami sítí 150x150/8x8 mm, systematické kotvy dl 3m 1ks/3,0m2

TT 4: délka záběru max. 1,5m, tloušťka ostění z SB 20 min 300 mm, výztuž příhradovým obloukem a 2polohami sítí 150x150/8x8 mm, systematické kotvy SN dl 4,0m 1ks/2,25m2, zajištění čelby SB 20 tl. 50mm na cca 33% čela

TT 5a: délka záběru max. 1,2m, tloušťka ostění SB 20 min. 350 mm, výztuž příhradovým obloukem a dvěmi polohami sítí 150x150/8x8 mm, systematické kotvy SN nebo samozávrtné dl. 6,0 a 4,0m 1ks/1,5m2, zajištění čelby SB 20 tl. 50 - 70mm na cca 66% čela a vzpěrným klínem, předhánění jehel (48 ks) dl.4,0m v každém druhém záběru.

TT 5b: délka záběru max. 1,0m, tloušťka ostění SB 20 min 350 mm, výztuž příhradovým obloukem a 2polohami sítí 150x150/8x8 mm, systematické kotvy SN nebo samozávrtné dl 6,0 m 1ks/1,25m2, zajištění čelby SB 20 tl. 70 – 100 mm na téměř 100 % čela a vzpěrným klínem, zpevnění jádra před čelem injektovanými jehlami dl 6,0m v každém třetím záběru.

Pro případ velmi dobrých horninových poměrů byla navržena i třída **TT 2**: délka záběru max. 3,0m, tloušťka ostění z SB 20 v klenbě 150mm, v opěrách 100mm, výztuž obloukem nesystematicky pouze v klenbě, systematicky jednou polohou sítí 150x150/8x8 mm, nesystematické ojedinělé kotvy dl. 3,0m.

V průběhu realizace stavby se ukázala potřeba vytvořit s ohledem na skutečné geologické poměry pro tunel Krasíkov 1 novou technologickou třídu. Ražba tunelu probíhá v prostředí, které vykazuje minimální deformace výrubu, ale rozpukání horniny neumožňuje prodloužit délku záběru a je třeba klenbu výrubu chránit před vyjížděním uvolněných bloků horniny jehlováním. Proto důvodů byla vytvořena nová technologická třída.

TT3a: délka záběru maximálně 2,0 m, tloušťka ostění z SB 200 mm, výztuž příhradovým obloukem, s 1 sítí (směrem k líci horniny) 150x150/8x8 mm a 1 sítí v líci primárního ostění 150x150/6x6 mm, systematické kotvy dl. 4,0 m, 1 ks/3,8 m2, dle potřeby předháněné jehly.

Prakticky v celé délce obou tunelů bylo pevné podloží, které umožňuje dobírání dna a betonáž základových pasů nezávisle na postupu ražby. Pouze u východního vjezdového portálu tunelu Krasíkov 1 byl prováděn v délce 10 m výrub se spodní klenbou, realizovanou ihned po výrubu opěří.

Ražené portály

Hloubení stavební jámy (zářezu) před raženým portálem a zajištění čelní stěny v rozsahu budoucí tunelové trouby je úzce svázáno se zahájením ražby a zejména s budováním prvých záběrů primárního ostění a proto při jejím hloubení je třeba respektovat potřebné úrovně dna a dopravní cesty k čelbám ražených úseků. Všechny ražené portály byly zajištěny ochrannými deštníky nad výrubem kaloty ze 48 ks mikropilot ze silnostěnných ocelových trubek ø80 mm délky 10 m, zainjektovaných do vrtů aktivovanou cementovou maltou. Hlavy mikropilot se zavázaly do zesíleného věnce z vyztuženého stříkaného betonu v líci raženého portálu nad klenbou tunelu.

27. ÚNIKOVÁ CESTA A OSTATNÍ VYBAVENÍ TUNELŮ

Úniková cesta

Při návrhu koncepce požárního zabezpečení tunelu Krasíkov 1, který má délku 1098,3 m, byly aplikovány zásady obsažené ve směrnicích Německých drah. Ze středu tunelu Krasíkov 1 vede úniková cesta štolou, dlouhou cca 240m s podélným sklonem 10% (maximální stoupání doporučované v německých směrnicích), na kterou navazuje úniková šachta s pevným schodištěm, překonávajícím výškový rozdíl 12,5m. Světlá šířka únikové štoly je 3,34 m a světlá výška ve vrcholu klenby této štoly je 2,63 m. Štola je u vstupu do tunelu vybavena přepouštěcí komorou dlouhou 16,0 m, která má stejný profil jako vlastní úniková štola a je vybavena přetlakovým větráním, které brání vnikání případného kouře z tunelu do únikové štoly.

Ostatní vybavení tunelů

Záchranné výklenky jsou navrženy vstřícné po obou stranách tunelů ve vzdálenostech po 25,0m. Výklenky jsou mírně kónické a mají rozměry: hloubku ve vrcholu 0,75m, výšku při zadní stěně 2,20m a šířku min 2,0m. Mezi záchrannými výklenky jsou na ostění tunelu umístěna ve výšce 1,10m nad pochozí úrovní madla z

ocelových trubek, upevněná elektricky odizolovanými konzolkami.

Osvětlení je navrženo pouze orientační a nouzové vedle každého záchranného výklenku po obou stranách tunelu ve výšce cca 2,5m nad TK. Orientační a nouzové osvětlení je i na únikové cestě. V obou tunelech na silnoproudé straně bude zabudován zásuvkový okruh(rozvod) s napětím 230 V, a to v každém 4tém záchranném výklenku.

Požární suchovod je navržen v tunelu Krasíkov 1. Potrubí DN 100mm (ČSN 73 7508 čl. 6.3.11.3.1) z ocelových pozinkovaných trub je umístěno do chodníkového ústupku na slaboproudé straně. V každém druhém záchranném výklenku (tj. ve vzdálenosti po 50 m) budou výtokové rychlouzavírací ventily DN 52 s tlakovými hrdlovými spojkami, opatřenými tlakovými víčky, vyvedeny do revizních šachet pateční drenáže pro připojení požárních hadic Jako zdroj požární vody je uvažována Moravská Sázava, protékající mezi oběma Krasíkovskými tunely.

Nástupní a záchranné plochy dostupné pro lehká záchranná vozidla jsou navrženy u portálů tunelu Krasíkov 2 a u východu z únikové šachty. Před západním (vjezdovým) portálem krátkého tunelu Krasíkov 2 je navržena hlavní nástupní a záchranná plocha, dostupná dvoupruhovou příjezdní komunikací pro těžkou záchrannou techniku. Na tuto plochu bude také vyveden požární suchovod tunelu Krasíkov 1 po mostním objektu.

Sanace železničních tunelů v letech 2002-2003

Ing. Havelka, Ing. Kejval, Ing. Stečínský, Ing. Špaček – České dráhy a.s.

Příspěvek pojednává o sanačních pracích, které proběhly nebo byly připravovány v průběhu let 2002 – 2003. Stěžejní prostor je věnován realizovaným sanacím Svojšínského a Brumovského tunelu.

ÚVOD

V rámci obnovy železniční sítě, která je již několik let probíhajícím procesem, je v poslední době věnována pozornost i výstavbě nových železničních tunelů na jednotlivých přeložkách stávajícího vedení tratí. Tento tunelový boom v oblasti železniční infrastruktury nemá v našich dějinách obdoby. Přesto nelze zapomínat, že i stávající tunelové objekty vyžadují po mnohdy více jak stoletém provozování zásadní sanaci. Bohužel velká většina těchto objektů se nalézá na tratích menší důležitosti a zároveň jakákoliv sanace těchto objektů znamená velký objem investičních prostředků, které do takových tratí běžně neplynou a jejich návratnost je velmi problematická. Bohužel i při modernizaci koridorových tratí došlo v minulosti k rozporuplným rozhodnutím, kterými zůstala neřešena úzká hrdla prostorové průchodnosti například na tunelech Nelahozeveských a to přestože v navazujícím úseku koridoru byl vybudován nový železniční tunel dle nejmodernějších požadavků.

Přes velkou složitost přípravy investic na modernizovaných a optimalizovaných tratích se daří připravovat a následně realizovat i sanace stávajících tunelů a to především díky činnosti správ mostů a tunelů příslušných regionů. V letech 2002-2003 se realizovaly především sanace tunelů Brumovského a Svojšínského o nichž pojednává velká část tohoto příspěvku. Mimo ně je však nutno vyzdvihnout i práci SDC Ústí nad Labem v případě tunelů Mikulovský a Novoměstský, které jsou zatím ve stádiu přípravné dokumentace. Tunely Mikulovský a Novoměstský patří mezi prvních pět nejvíce ohrožených tunelových objektů u nás a v případě dlouhodobého neřešení jejich problémů může dojít k jejich vyloučení z provozu a tím i zastavení provozu na trati sice regionálního charakteru, která se však v zimním období může stát pro daný region velmi významnou.

Brumovský tunel

Brumovský tunel leží na jednokolejné trati Bylnice – Horní Lideč, nad městem Brumov. Byl vybudován v letech 1924 – 1926 při výstavbě trati spojující Vsetín s Bylnicí.

Ostění tunelu je zděné, kamenné, tunel je kruhovitého průřezu. Pro zdění byl použit kámen z místních zdrojů – jemnozrnný pískovec. Délka tunelu je 250m a leží v pravostranném oblouku o poloměru 300m. Tunel byl vybudován jako dvoukolejný. Proč byl vybudován dvoukolejný tunel na jednokolejné trati se v archivních záznamech nedochovalo (byla položena levá kolej ve směru staničení). Od roku 1996 byl stavební stav tunelu hodnocen, ve smyslu předpisu ČD S6, stupněm 3 – nevyhovující. Důvodem byl především na mnoha místech silný průsak vody, což v zimních měsících způsobovalo tvoření krápníků zasahujících až do průjezdného průřezu a narůstání ledu na koleji. Dále bylo důvodem zvětralé a místy vypadané spárování zdiva i kvádrů zdiva. Pojivo kamenného zdiva bylo přirozeně nejvíce degradováno v místech největších průsaků vody. Pojivová malta byla v těchto místech vydrolena až do poloviny tloušťky kamenného zdiva. Objevovaly se i kaverny napříč mocnosti celého zdiva.

V roce 2002 bylo z těchto důvodů přistoupeno k sanaci Brumovského tunelu. Pro návrh sanačních prací byl proveden geotechnický průzkum, jehož cílem bylo posoudit vodní

režim za rubem zdiva, inventarizace zavodněnosti, identifikace zdroje průsaků vod, vytipování jejich hlavních cest a posouzení stavu kamenného zdiva. Průzkum provedla firma GEO-ING Jihlava, s.r.o.

Následně byla zpracována projektová dokumentace, která řešila hlavní důvod navržené sanace tunelu, tedy průsaky vody, Projektovou dokumentaci rovněž zpracovala firma GEO-ING Jihlava, s.r.o.

Výsledek geotechnického průzkumu.

Geotechnický průzkum především odhalil na většině míst volný prostor za rubem zdiva s různým stupněm nasycení vodou. Zkoušené vzorky kamene měly pevnost od 88,1 MPa do 120 MPa, příznivá byla i zjištěná krychelná pevnost v tlaku pojiva – od 15,8 MPa -do 26,4 MPa - nízká byla však objemová hmotnost od 1700 – 1900 kg/m^3 a velmi vysoká nasákavost – od 12,7 do 19,7 % hmotnostních. Ve většině případů se v místě styku mezi pojivem a kamenem vyskytovaly shluky pórů až dutin.

Přirozeně byla provedena vodní tlaková zkouška k ověření přibližného množství a velikosti dutin za tunelovou obezdívkou a propustnosti kamenného zdiva. Ve všech případech bylo prostředí za obezdívkou charakterizováno jako silně propustné s mezerovitostí přes 10%.

Návrh sanačních prací

Zamezení průsaků, tedy docílení tzv.”praktické suchosti tunelové klenby”, projekt navrhoval provedením injektáže tohoto prostoru za ostěním tunelové klenby; bylo předpokládáno, že touto injektáží dojde k utěsnění prostoru mezi ostěním tunelu a horninou a odvedení vod do dosavadního odvodňovacího systému tunelu.

Sanace tunelu dále obsahovala (v různých časových posloupnostech) zhotovení odvodňovacích vrtů, úpravu vytypovaných dělících spár včetně jejich odvodnění, v jednom pase nanesení krycí vrstvy stříkaného betonu (sanace zčásti vypadaných a zvětralých kamenů), provedení sanace odvodňovací stoky a příkopů u křídel a opěrných zdí, odstranění solných vysráženin umytím líce klenby, portálů, křídel a opěrných zdí tlakovou vodou a hloubkovém přespárování všech narušených spár.

Provádění sanace

Hlavní sanační práce spočívaly v provedení výplňové injektáže za rubem klenby. Byla navržena nízkotlaká injektáž do 0,5MPa cementovou směsí c:v=2:1. Vrty byly uspořádány v síti 1,0 x 1,0 m po celé délce tunelu. Celkem bylo navrženo 2012 injektážních vrtů na ploše 1.750 m^2.

V pasech ve kterých ani nedocházelo k výronům vody nebo jen nepatrně (v zimních měsících tvoření drobných, jehlovitých rampouchů) a nemohlo tedy dojít k odplavování cementové směsi, směs při injektáži klenby vytékala odvodňovacími otvory v opěrách tunelu. Bylo z toho zřejmé, že cementová směs není schopna prostory za rubem klenby vyplnit; směs se rozlévá po rubu klenby a injektáž dostatečně nesplní požadovaný účinek. V pasech, kde docházelo k výronům vody a cementová směs byla odplavována byl mizivý účinek injektáže ještě markantnější. Po provedení injektáže nebylo v těchto pasech, co do množství prosakované vody, znát jakékoli zlepšení. Bylo zřejmé, že cementová směs není schopna většinu dutin a puklin za rubem klenby vyplnit a v nich zatuhnout.

Na základě těchto skutečností bylo rozhodnuto o provedení další injektáže, která by dokázala zabránit pronikání vody přes kamenné ostění tunelu. Bylo rozhodnuto ne o dodatečné injektáži za rubem klenby, ale ve vytypovaných pasech o provedení plošné injektáže, která by zaplnila vnitřní dutiny a trhliny v kamenném zdivu klenby. Vzhledem ke stálým silným průsakům vody bylo nutno volit takovou injekční směs, která je schopna jednak svou viskozitou dobře penetrovat injektované prostředí a zároveň je schopna vyplnit póry a trhliny i za stálého kontaktu s vodou. Bylo přistoupeno k využití

vlastností polyuretanových pryskyřic. Zhotovitel chemické injektáže použil dvousložkovou polyuretanovou pryskyřici BEVEDAN – BEVEDOL WF. Po aplikaci této polyuretanové pryskyřice bylo dosaženo již značného zeslabení průsaků vody. V zimních měsících ale stále docházelo na několika místech k průsakům vody a tvoření rampouchů. Po vyhodnocení účinnosti této injektáže bylo pak v dalším roce provedeno dotěsnění chemické injektáže a to opět polyuretanovou pryskyřicí, tentokráte přípravek GEOPUR A, a GEOPUR B. Důvodem změny obchodního názvu polyuretanové pryskyřice byl jen a jen výběr jiného přímého zhotovitele chemické injektáže hlavním zhotovitelem stavby.

Injektáž polyuretanovou pryskyřicí byla provedena na 220m^2. Teprve po chemické injektáže bylo možno konstatovat, že sanace klenby splnila svůj hlavní účel - bylo výrazně zamezeno průsakům vody z nadloží tunelu

Hlavní zhotovitel sanačních prací byla firma TOMI-REMONT, a.s. Prostějov.

Zhotovitele vrtných prací a cementové injektáže byla firma ENVIREX – CZ, s.r.o. Jihlava.

Chemickou injektáž provedla firma CarboTech-Bohemia s.r.o. Ostrava a DEV Company, s.r.o. Ostrava.

Závěrečné zhodnocení sanace Brumovského tunelu

Projekt navrhl zamezení průsaků vody do tunelové klenby injektováním za rubem obezdívky. Tedy provedení tzv. výplňové nebo taky primární injektáže. Z provedeného geotechnického průzkumu ale spíše vyznívá ("na většině míst volný prostor za rubem zdiva", "značné pukliny za rubem klenby"), že injektáž není možné uvažovat jako dotěsňující, ale spíše za výplňovou. Výběr druhu injekční směsi tedy byl, dle mého názoru, projektem určen nesprávně. Pro výplň dutin neměla být navržena cementová směs, ale měla být navržena injekční malta (cementová malta), se zrny písku do 2mm, která by lépe vyplnila volný prostor a především byla schopna se v dutinách a puklinách usadit. Tato malta možná navíc bez aktivátoru, ale naopak s urychlovačem tuhnutí (silně propustné prostředí za obezdívkou, směs musí v puklinách zatuhnout). Cementová směs (pro lepší tekutost, lepší vyplnění drobných puklin spíše jílocementová směs), je spíše k použití pro dotěsnění výplňové injektáže (druhotná injektáž). Samozřejmě těsnící injektáž pod vyšším tlakem, než injektáž výplňová.

Pokud by se např. z důvodu ekonomických neprováděla dvoustupňová injektáž, bylo by účelné provést buď výplňovou injektáž za rubem obezdívky cementovou maltou nebo výplňovou injektáž zdiva, která zaplní otvory a dutiny, vytlačí vzduch a vodu ze zdiva, zdivo staticky zpevní a tím se výrazně změní jeho propustnost a pórovitost k lepšímu. O těchto dvou variantách, myslím, je možné vést polemiku. V případě silně degradovaného pojiva zdiva bych se já osobně přikláněl k provedení injektáže zdiva. V případě, že zdivem trvale proudí voda, je nutno zvolit injektáž chemickou.

Zavodněnost, výskyt puklin, výronů vody a tektonických poruch v horninovém masivu nebyl v případě Brumovského tunelu po celé jeho délce, jednak dle vizuálního pozorování ale především dle geotechnického průzkumu, stejný a tomuto měl být přizpůsoben i navržený způsob sanace - (projekt např.vůbec neuvažoval s přísadou pro urychlení tuhnutí hmoty pro spárování i když ve velkém množství narušených spár evidentně proudila voda) - zahuštění nebo naopak zrušení některých injekčních vrtů, výběr druhu injekční směsi atd..

Výše uvedené zhodnocení sanace navrhované projektem je samozřejmě názor zpracovatele této části příspěvku, jiný může mít zpracovatel projektu. Obecně ale lze na závěr jistě poznamenat, že při posuzování sanačních řešení je důležité přihlížet k výsledkům geotechnického průzkumu, zvážit a posoudit všechna možná technická řešení a to nejen pro zdárný výsledek provedených prací ale i pro optimalizaci vynaložených finančních prostředků.

Rekonstrukce Svojšínského tunelu v km 395,700 – 395,852 trati Plzeň – Cheb

Svojšínský tunel se nachází na trati Plzeň – Cheb mezi stanicí Svojšín a zastávkou Ošelín. Je jednokolejný, jeho délka je 151,78 m. Trať je vedena v levostranném složeném oblouku o poloměrech R = 388 a 360 m a stoupá ve směru Cheb 3,95 %. Tunel byl postaven v r. 1871 Velkou rekonstrukcí prošel při předelektrizačních úpravách v sedmdesátých letech minulého století. Tehdy byl zvětšen profil tunelové trouby (hlavně výška) a doplněna železobetonová klenba včetně odvodnění.

Během následeného provozu se však tunel velmi zavodňoval a postupem doby se při větších dešťových srážkách na styku pasů objevovaly na několika místech značné průsaky vody, někdy přecházející až v souvislé proudy vody.

Situace vyvrcholila při průtrži mračen a následné povodni v květnu r. 2000. Tehdy došlo k sesuvu části svahu zářezu těsně před tunelem. Důsledkem obrovského tlaku vody ve skalním nadloží tryskala voda cca v polovině délky tunelu na styku tunelových pasů do celého profilu tunelové trouby. V důsledku sesuvu svahu a zaplavení části tunelu byla trať Plzeň – Cheb přibližně 10 hodin nesjízdná.

Po odstranění sesunuté horniny byl na trati zahájen provoz omezenou rychlostí. Vlastní rekonstrukce tunelu byla zahájena v r. 2002.

Rekonstrukční práce byly rozděleny na 2. hlavní etapy. Nejprve bylo nutno obnovit nefunkční odvodnění tunelové trouby a zářezu před tunelem, následně pak opravit vlastní tunelovou troubu.

Projekční firmou SEDOS s.r.o. Praha (Ing. Krejcar) byly navrženy pro rekonstrukci nefunkčních tunelových stok polyetylénové trouby Drenopal s dvojitou korugovanou vnější a hladkou vnitřní stěnou profilu o vnějším profilu DN=315 mm a perforací v úhlu 220 stupňů (vyrábí firma BOCR CZ a.s.).

Po vybourání stávajících postranních nefunkčních tunelových stok se polyetylénové trouby osadily po obou stranách tunelové trouby. V místě uvažovaných svodnic (na styku každého tunelového pasu) cca 6m od sebe byly osazeny upravené silniční šachty typu BOCR SB- uliční vpusť DN 400/315. U vjezdového portálu byla voda z pravé tunelové stoky převedena na levou stranu . Drážní příkop na levé straně zářezu je rovněž rekonstruován troubami Drenopal v délce cca 200 m. Zde jsou revizní šachty od sebe vzdáleny 19 m. Následně je pak voda převedena drážním propustem do řeky Mže.

Rekonstrukce vlastní tunelové trouby se provádí v následujícím sledu:

- otryskání betonového zdiva včetně jeho vyspravení
- rekonstrukce odvodňovacího systému tunelu – rekonstrukce starých svodnic, zvýšení jejich počtu a zapojení do postranních stok
- zpevnění betonového zdiva klenby
- provedení nástřiku, který zajišťuje nepropustnost betonové konstrukce krystalizací
- rekonstrukce vjezdového a výjezdového portálu

Vyspravení poškozených míst betonové klenby menšího rozsahu je provedeno správkovou hmotou Super-Krete, větších pak stříkaným betonem.

Při rekonstrukci v sedmdesátých letech minulého století byly svodnice situovány do každého druhého styku tunelového pasu. Toto se však ukázalo jako nedostatečné řešení.

Staré svodnice jsou vybourány a nahrazeny novými. Dále jsou svodnice doplněny ve styku každého tunelového pasu. Svodnice jsou zaústěny v místě šachet do nových tunelových stok a jsou prodlouženy do prostoru kde končí torkretový nástřik vrcholu klenby.

Hlavní svodnice jsou z korugovaných trub DN =125 mm z vysokohustotního polyetylénu. Postranní jsou ze stejného materiálu DN = 63 mm s rozmístěním otvoru 360 stupňů.

Postranní svodnice odvádějí vodu z odvodňovacích vrtů provedených nad opěrou klenby a cca v polovině výšky klenby. Průměr vrtů je 100 mm a délka 3-4 m. Vrty jsou směrovány vějířovitě do skalního masivu.

Z důvodu promrzání jsou svodnice zakryty polystyrenem o tl. 30 mm , geotextilií a zastříkány stříkaným betonem.

Zpevnění betonového zdiva klenby a zamezení nepropustnosti v místě trhlin se provádí injektáží mikrocementem Rheocem 900. Do injektážních vrtů o průměru 14 mm se osadí injektážní jehly (pakry) a pod tlakem se vhání injektážní směs. Injektážní vrty se provádí do 2/3 tloušťky betonové obezdívky.

Při provádění vlastních injektážních prací narazila prováděcí firma Aerocem s.r.o. na „prázdná“ místa v betonové obezdívce. Jelikož jsou mikrocementy poměrně drahá záležitost, bylo nutno nalezené „dutiny“ vyplnit klasickou výplňovou injektáží z cementu a následně dotěsnit mikrocementem.

Aby byl v maximální míře zamezen průsak vody betonovou klenbou, provedl se ve dvou vrstvách nástřik nátěrem Super-Krete. Tento nátěr způsobuje krystalickou reakci, která vytváří formace nepropustných krystalů v pórech a kapilárách betonu.

Na konci r. 2003 je provedena rekonstrukce 100 m tunelu (16 tunelových pasů). Společně s úpravami a rekonstrukcí železničního svršku v zářezu před tunelem si vyžádala náklady 20 milionů Kč.

Rekonstrukční práce by měly být ukončeny v r. 2004, kdy se dokončí zbývajících 51 m tunelu, opraví se oba portály a upraví geometrická poloha koleje.

Zahloubení železniční stanice Bratislava Filiálka

Ing. M.Gramblička, Ing. Vladislav John, Ing. Petr Šenk, SUDOP Praha a.s.

Příspěvek popisuje projektovou přípravu rozsáhlé přestavby žel.stanice Bratislava – filiálka, navrhované technické řešení ve spojitosti s výsledky matematického modelování proudění podzemní vody metodou konečných prvků, provedeného ing. Valentovou a kol. z ČVUT Praha.

Předmět řešení

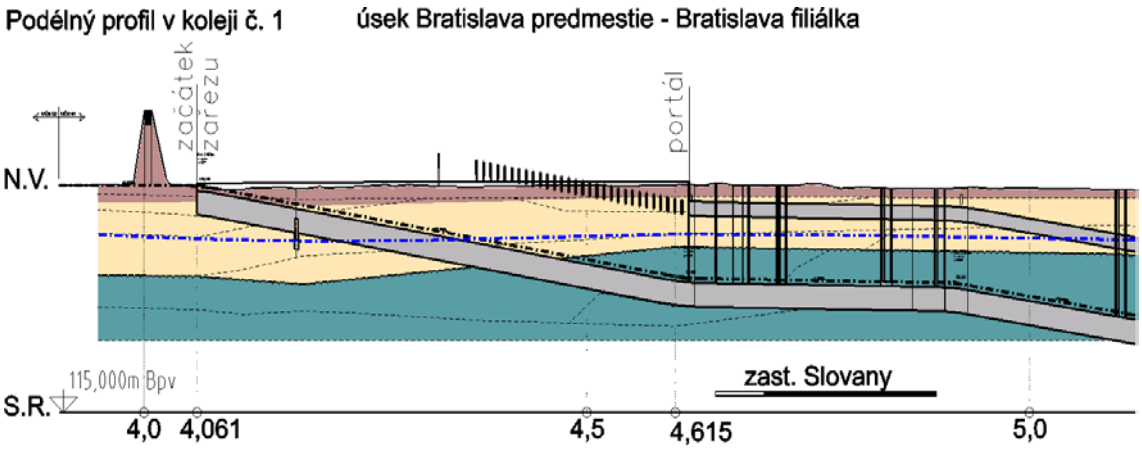
Komplex objektů stavebních jam, pro zářez železniční tratě, traťový tunel se zastávkou a železniční stanici Bratislava-filiálka, řeší způsob zajištění a postup výstavby stavebních jam pro zmiňované objekty. Dalším předmětem řešení jsou objekty - traťový dvoukolejný hloubený tunel s podzemní železniční zastávkou Bratislava – Slovany a úseky tratě v zářezu před tunelem a mezi tunelem a železniční stanicí. Objekty jsou součástí revitalizace žst. Bratislava – filiálka, která je koncipovaná jako podzemní hlavová osobní železniční stanice v dotyku centrální městské oblasti. Je určená především pro příměstskou a regionální železniční dopravu ze směrů Trnava, Galanta a Nové Zámky, se všemi potřebnými návaznostmi na městské komunikace, síť MHD a příslušné funkce v území.

Vzhledem k velikému rozsahu stavby a obtížným hydrogeologickým poměrům v místě stavby projekt řeší opatření k eliminaci vlivu stavby na okolí, zástavbu a především zachování režimu proudění podzemních vod. Pro tento účel byl zpracován numerický model proudění podzemní vody v okolí projektované stavby jak v definitivním stavu, tak i při výstavbě.

Hloubený dvoukolejný železniční tunel a traťové úseky jsou navrženy pro průjezdný průřez UIC C při osové vzdálenosti kolejí 4100 mm. Podzemní objekt se skládá ze tří částí, zářezu 1, hloubeného tunelu a zářezu 2.

Celková délka stavební jámy je 2 179 m, její největší hloubka je 16,5 m a největší šířka je 63,5 m. Maximální sklon železniční tratě je 17,65 ‰.

Nedělitelnou součástí řešení tak rozsáhlé a geotechnicky náročné stavby je koncepce geomonitoringu podzemních staveb, sledování stávající zástavby a terénu.



Inženýrsko-geologické poměry

Dle geomorfologického členění Slovenské republiky z r. 1986 patří zájmové území

k jihozápadní části Podunajskej roviny. Jde o mladé území s monotónní stavbou, lokálně členěné říčními rameny Dunaje. Na geologické stavbě oblasti se podílejí neogén a kvartér. V podloží neogénu je předpoklad výskytu hornin malokarpatského krystalinika. Je zastoupen sedimenty sarmatu (hrubozrnnými písky s ojedinělými vložkami jílu), panónu (prachovitými a písčitými jíly až jílovci) a pontu (písčitými jíly se střední až vysokou plasticitou, s místy hlíny měkké, ojediněle i kašovité konzistence). Kvartér je zastoupen fluviálními sedimenty pleistocénu a holocénu.

Hydrogeologické poměry

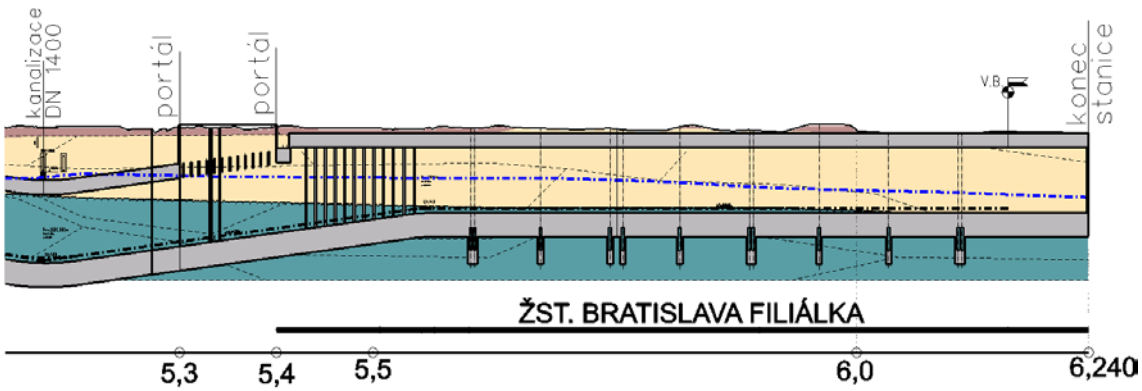
Geologická stavba území podmínila vytvoření dvou hydrogeologických celků podzemních vod – neogénních a kvartérních. Sedimenty neogénu jsou nepropustné, hladina podzemní vody v nich byla navrtána ve větších hloubkách, je vázána na vrstvy písků a má napjatou hladinu. Kvartér zastoupený převážně štěrky je prakticky v celé své mocnosti zvodnělý. Hladina podzemní vody je v přímé hydraulické závislosti na toku Dunaje. Hladina podzemní vody se nachází v relativní hloubce 3,5 – 7 m p.t. Koeficient filtrace pro štěrkové fluviální sedimenty je $8{,}8*10^{-4}$ až $2{,}8*10^{-3}$ ms^{-1}.

Seizmicita území

Ve smyslu STN 73 0036 patří zkoumané území do rajónu s předpokládanou seizmickou intenzitou 7° MSK-64. Nejbližší zdrojová oblast seizmického rizika má hodnotu 3, čemu odpovídá základní seizmické zrychlení 0,6 ms^{-2}. Zeminy základové půdy podle kategorizace podloží patří převážně do B.

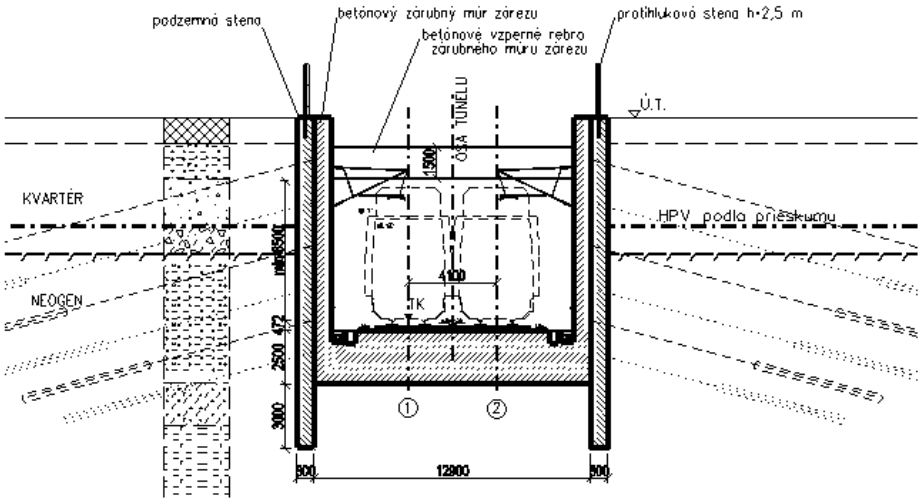
Technické řešení

Stavební jáma bude zajištěna železobetonovými podzemními stěnami, kotvenými pramencovými kotvami ve dvou až čtyřech úrovních a v místech s měkkou nebo kašovitou konzistencí rozepřenými. Tyto stěny budou realizované pod ochranou bentonitové suspenze. Tloušťka stěn bude 0,80 m a délka 15,0 – 18,0 m. Případné netěsnosti stěn budou doinjektovány tak, aby případné přítoky podzemní vody byly maximálně eliminované. V nejhlubších místech stavební jámy se zřídí čerpací studny pro čerpání vody z průsaků nebo deště.



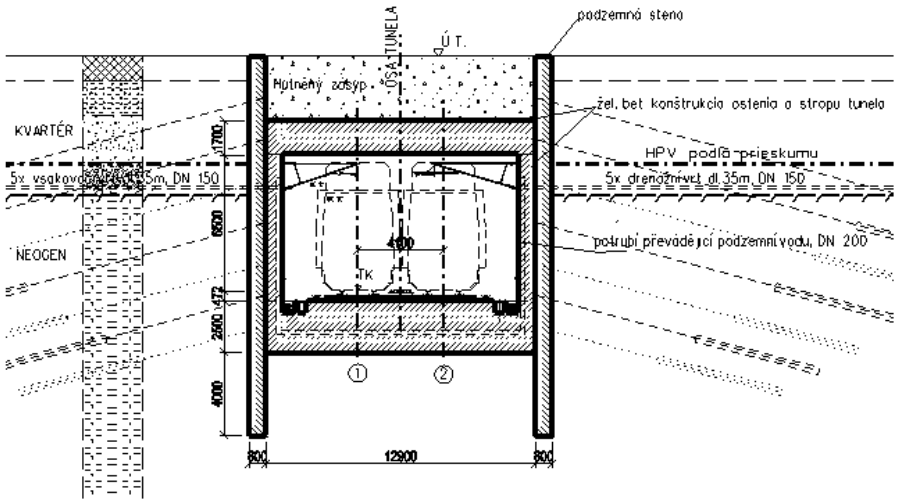
Stavební jáma se realizuje po úsecích. Z důvodu délky stavební jámy je nutností realizace mnoha přeložek inženýrských sítí. Nejvýznamnější je kanalizační sběrač DN 1400 mm v nově zřízené chráničce. Výstavba po úsecích bude mít zásadní vliv na eliminace negativního vlivu působení proudění podzemní vody v kvartérních sedimentech.

VZOROVÝ PRIEČNY REZ - HLBOKÝ ZÁREZ



Na koruně zárubních zdí zářezu budou umístněny protihlukové stěny. Nosnou konstrukci tvoří železobetonový uzavřený rám s mezilehlou izolací (*tunel*) a U-rám s mezilehlou izolací (*zářez*). Tloušťka stěn bude 0,70m, dna 2,5 m a stropu 1,5 m. Ve dně budou umístěny žlaby pro odvodnění zářezu a tunelu, které tvoří plochu bezpečnostního a únikového prostoru. Ve výšce 1,10 m nad úrovní této plochy bude tunel vybavený madlem. Tunel bude vybaven požárním vodovodem, provozním a požárně bezpečnostním osvětlením.

VZOROVÝ PRIEČNY REZ - TUNEL



Součástí tunelu je železniční zastávka Slovany, která je vybavena vždy jedním provozním schodištěm s jedním kapacitním výtahem na obou protilehlých nástupištích a třemi požárními únikovými schodišti na obou nástupištích. Další únikové schodiště s požárním výtahem je v tunelu v st. žkm 5,100. V st. žkm 5,340 je umístěno na pravé straně zářezu únikové požární schodiště s požárním výtahem.

V definitivním ostění budou osazeny po cca 60m trouby propojující vějíře drenážních vrtů se vsakovacími vrty na druhé straně tunelu (zářezu). V nice opěr bude tato trouba zavedena do dna, převedena na protilehlou stranu a napojena na vějíř vsakovacích vrtů.

Stavební jáma bude realizovaná ve stísněných poměrech husté městské zástavby, ve velice složitých geologických poměrech pod hladinou podzemní vody. Případné poškození pažení s následnou ztrátou stability stěn jámy je vždy vážné a nepřijatelné. Stejně tak i přetvoření hornin nebo zemin v okolí jámy, které vede k poškození sousedních staveb nebo inženýrských sítí.

Spolehlivá a současně ekonomická výstavba stavební jámy je složitá a bez kontrolního sledování (měření), které sníží geotechnické riziko na minimální (přijatelnou) úroveň není možná.

Kontrolní sledování stavební jamy je potřebné zaměřit především na přetváření a stabilitu konstrukcí milánských stěn. Proto bude nutné sledovat posuvy a náklon nosných stěn stavebních jam a také obytných budov nacházejících se v dosahu deformačních zón, změny režimu podzemních vod pomocí piezometrů a zvedání dna stavební jámy s využitím optického geodetického měření (měření konvergencí), pásmových extenzometrů, inklinometrů, dynamometrického sledování napětí ve vybraných kotvách a vydatnosti přítoku (případně) prosakující vody.

Numerické modelování proudění podzemní vody

Výsledky numerického modelování proudění podzemní vody v okolí projektovaných podzemních objektů nádraží Bratislava – filiálka ukázaly, že dlouhá nepropustná bariéra, vytvořená výstavbou těchto objektů, velmi výrazně ovlivní stávající režim podzemní vody. Dojde k mimořádně velké změně polohy volné hladiny a její vzdutí před podzemními objekty může dosáhnout až 4,5 m při průměrném přítoku do dané oblasti. Při výskytu zvýšených přítoků, vyvolaných obdobím vydatných dešťových srážek, může maximální vzdutí dosáhnout až 5 m. Takové zvýšení hladiny podzemní vody až skoro k povrchu terénu by mělo devastující účinky na stávající zástavbu.

Je proto nezbytné navrhnout vhodné drenážní opatření, které po výstavbě objektů zajistí snížení hladiny podzemní vody tak, aby nebyla objekty ovlivněna. Numerickým modelováním s použitím kvaziprostorových a plně prostorových modelů bylo prokázáno, že je to skutečně možné. Posuzovaly se dva principiálně odlišné způsoby drenáže a z hydraulického hlediska se oba ukázaly jako vhodné, takže jejich použití by zcela odstranilo nebezpečné vzdutí hladiny podzemní vody.

Numerickým modelováním se také prokázalo, že je nezbytné pečlivě posoudit vliv etapové výstavby podzemních objektů na režim proudění podzemní vody. Je třeba zajistit, aby stavební úseky jednotlivých etap výstavby měly vhodnou délku a byly účelně rozmístěny i z hydraulického hlediska. Dále je třeba, aby současně s dokončením výstavby každého úseku byla uvedena do provozu také odpovídající část drenážního systému.

Vzhledem k zásadní důležitosti drenážního systému, který je v dané lokalitě podmínkou výstavby podzemních objektů, bude zapotřebí věnovat pečlivou pozornost jak jeho technickému návrhu, tak také jeho provádění. Drenážní systém bude vyžadovat průběžný monitoring, kterým se bude kontrolovat poloha volné hladiny podzemní vody před i za podzemními objekty.

Stavebník : Železnice Slovenskej republiky
Generální projektant : REMING Consult a.s., Bratislava
Projektant podzemních staveb (stavebních jam, zářezu a tunelu) : SUDOP PRAHA a.s.

Rekonstrukce mostu v km 0,596 trati Babín - Nymburk

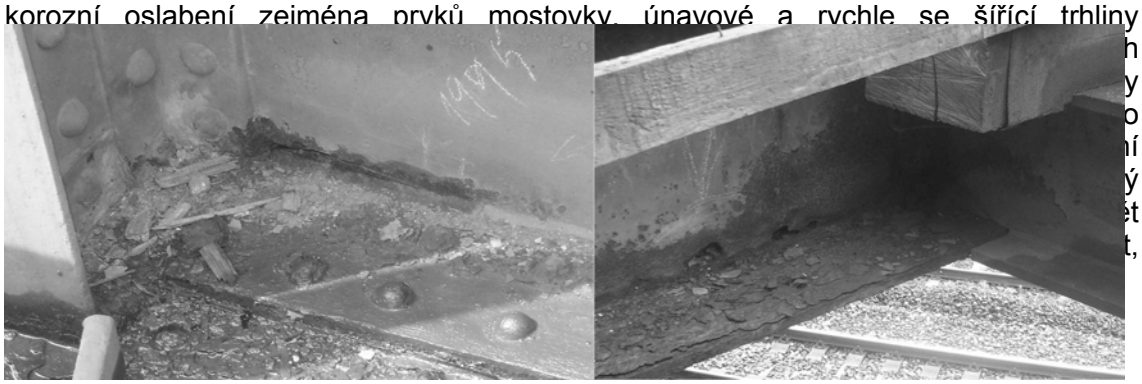
Ing. Libor Šíp, ČD,a.s., SDC Praha
Ing. Jan Svitavský, ing. Libor Marek, TOP CON servis s.r.o.
Ing. Pavel Hrdina, Chládek a Tintěra, silnice a železnice Pardubice a.s.

Úvod

Koncem minulého roku proběhla rozsáhlá rekonstrukce železničního mostního objektu v km 0,596 trati Babín – Nymburk. Stávající nosnou konstrukci reprezentovala příhradová ocelová nýtovaná konstrukce s dolní otevřenou prvkovou mostovkou, překračující 2 traťové koleje Kolín – Nymburk a vjezdovou kolej do seřaďovacího nádraží Nymburk. Převáděná jednokolejná elektrifikovaná trať je odjezdovou kolejí z výše uvedeného seřaďovacího nádraží.

Obr. 1 – Původní OK

Ačkoli byla původní ocelová konstrukce (dále jen OK) vyrobena v r.1952, její výrazné korozní oslabení zejména prvků mostovky, únavové a rychle se šířící trhliny

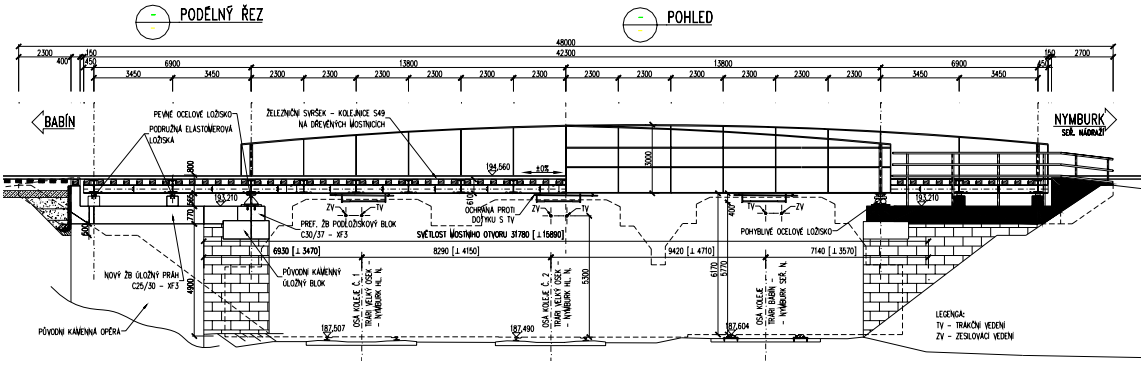


Návrh nové nosné konstrukce

Nový ocelový svařovaný most je navržen pro zatížení vlakem ČSD T, prostorově splňuje MPP 2,5 a respektuje stísněnou podjezdnou výšku pod mostem. Most se nachází v širé trati v přímé, niveleta je vodorovná. Nová OK seskládá ze dvou plnostěnných hlavních nosníků se zakřiveným horním pasem a otevřenou prvkovou

mostovkou, která byla opět zvolena z důvodu minimalizace stavební výšky mostu. Vzhledem k šikmosti mostu cca 30^0 jsou hlavní nosníky o rozpětí 34,5 m půdorysně vzájemně posunuty a vždy dva poslední příčníky na obou stranách jsou na jednom konci podepřeny podružnými ložisky. OK je vyrobena z oceli jakosti S355 J2G3. Celková spotřeba konstrukční oceli je 118 tun.

Obr.3 – podélný řez

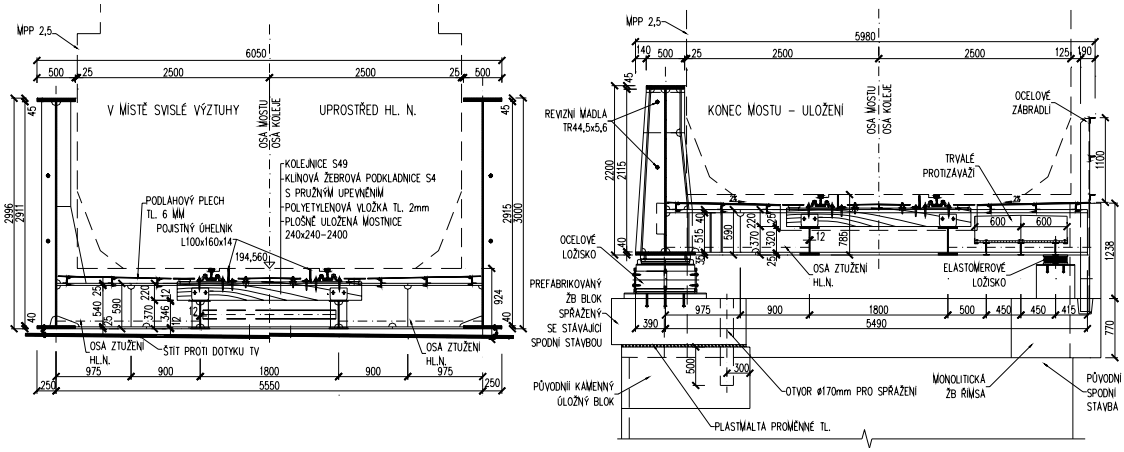


Hlavní nosníky

Hlavní nosníky jsou průřezu svařovaného nesymetrického I, proměnné výšky od 2200 mm do 3000 mm. Stěna nosníku je tloušťky 20 mm, horní pásnice mají šířku 500 mm při tloušťce 45 mm. Dolní pásnice šířky 500 mm a tloušťky 40 mm se v místě uložení hl. nosníků na ložiska rozšiřuje cca 1:5 až na šířku 780 mm. Hlavní nosníky jsou vedeny rovnoběžně v osové vzdálenosti 5550 mm. Příčné výztuhy stěny jsou v pravidelném modulu 2300 mm, v místech dvou krajních příhrad 3,45 m. Po vnějším okraji hl.n. jsou osazena 2 revizní madla.

Vzhledem k šikmosti mostu a velikosti průhybu od normou předepsaných zatížení, zjištěného statickým výpočtem (teoretické nadvýšení 20 mm), nebyly hl. nosníky nadvýšeny.

Obr.4 – příčné řezy



Mostovka

Příčníky jsou navrženy dvojího druhu: subtilnější mezipodporové tvaru symetrického I a dále podporové a podružné tvaru nesymetrického I výšky shodné jako mezipodporové - 590 mm. Příčníky jsou pružně vetknuty do hlavních nosníků. Montážní styky, umístěné ve vzdálenosti 0,975 m od hl.n. jsou celosvařované.

Podélníky svařovaného symetrického průřezu I výšky 370 mm jsou rovněž dvojího druhu: mezipodporové (pásnice 12x250, tl. stěny 12 mm) a koncové (pásnice

25x250mm, tl. stěny 12 mm). Podélníky jsou spojité nosníky na pružných podpěrách (příčníky). V polovinách rozpětí jsou opatřeny příčnými ztužidly.

Přípoj podélníků na příčníky je, zejména z důvodu výjimečně stlačené stavební výšky, navržen svařovaný, s úpravami zajišťujícími jeho provedení s minimem vrubových účinků. Příčná ztužidla podélníků jsou z válcovaných nosníků UPN120.

Na mostě je vodorovné ztužení z prutů L průřezu, které je na konstrukci připojeno v místech styků hlavních nosníků s příčníky. Ztužení je zapuštěno mezi prvky mostovky.
OK byla montážně rozdělena na 6 kusů: 2 ks hlavní nosník (vcelku)+ 4 ks mostovka.

Vybavení mostu

Hlavní nosníky jsou uloženy na ocelových ložiskách – 2 pohyblivá dvouválcová a 2 pevná, podružná uložení jsou na elastomerových ložiskách. Z důvodu šikmosti mostu a z toho plynoucího možného nadzvedávání příčníků v místech podružného uložení, je na obou stranách mostu roznášecí rošt s přitěžujícím protizávažím celkové hmotnosti 2x3100 kg. Ocelová podlaha mostu je z plechu s oválnými výstupky tl. 6 mm (PV6).

V podhledu OK jsou zavěšeny štíty proti dotyku a podvlaky plnící funkci izolantu proti nebezpečnému dotyku s živými částmi trakčního vedení.

Železniční svršek je z užitého materiálu kolejnic tv.S49 s pružným upevněním na mostnicích z tvrdého dřeva prof. 240x240x2400 mm, kterými po oteslování bylo provedeno nadvýšení tratě. Pojistné úhelníky byly nahrazeny novými, opatřenými PKO.

Technologie provádění

Hlavní zhotovitel stavby byl vybrán v srpnu 2003. Ocelová konstrukce mostu byla vyrobena v rekordně krátké době (září – říjen 2003). Na stavbu byly jednotlivé díly dopraveny po silnici a uloženy na montážní plošinu jeřáby 7.11.2003. Montáž OK do jednoho celku včetně podlah a ochrany proti dotyku s TV a poslední nátěr PKO byly provedeny do 30.11.2003.

Dlouhodobá výluka koleje na mostě v úseku Babín - Nymburk v trvání 60 dní začala 10.10.2003. Během ní byly vybetonovány nové patky sloupů TV včetně montáže brán TV. Proběhla výroba staveništních žb. prefabrikátů úložných bloků, vložení izolovaných styků do zesilovacího vedení trakce pod mostem, snesení železničního svršku na mostě a předpolí a odebrání zásypů za opěrami. Následně byly odbourány části úložných prahů opěr a závěrných zdí. Následovaly betonáže nových rozšířených úložných prahů, závěrných zdí a křídel včetně injektáže zdiva dříků opěr.

29.11.2003 proběhla první provozní a proudová výluka v délce trvání 5 hodin na 3 podjezdných kolejích, kdy zbylá část původní OK o váze 110 tun byla pomocí kolového jeřábu Liebherr LTM 1800 snesena do prostoru pro následné rozřezání.

30.11.2003 proběhla druhá výluka na podjízdných kolejích, kdy byly stejným jeřábem osazeny staveništní prefabrikáty nových úložných bloků, které byly přikotveny k původním opěrám. V následující noční výluce, rovněž v trvání 5 hodin, byla nová OK jeřábem osazena na úložné bloky.

Obr. 5 – Přeprava montážních dílců na stavbu

Obr. 6 – Osazení nové OK na opěry

Celá technologie výměny konstrukcí byla podřízena minimalizací výluk na podjízdných kolejích, které byly vyloučeny pouze ve třech po sobě následujících dnech v nočních hodinách od 0 hod do 5 hod. Rovněž manipulace s břemeny o hmotnosti nad 110 tun s vyložením 20 m nejsou běžně v naši zemi prováděny. Tato technologie byla navržena rovněž z důvodu vhodného příjezdu k mostu a poskytnutím dočasných ploch pro montáže a zařízení staveniště vlastníkem přilehlého pozemku.

Po vložení OK do otvoru následovaly dokončovací práce, které sestávaly z montáže TV pod mostem, podlití a zainjektování ložisek plastmaltou, betonáže styku monolitu úložných prahů a závěrných zdí s prefabrikátem, montáže mostnic a žel. svršku, zřízení ZKPP včetně směrového a výškového vyrovnání koleje, regulace TV na mostě, osazení zábradlí na křídlech, likvidace zařízení staveniště, definitivní terénní úpravy v okolí mostu.

Obr. 7 – Pohled na nový most

Obr. 8 – Pohled na sanovanou opěru

Obr. 9 – Příčný řez

Závěr

Stavba,která ve svých počátcích vyvolávala určité obavy z důvodů časových, finančních i technologických, se tak nakonec stala svým způsobem ojedinělou ukázkou možností a dovedností firmy Chládek a Tintěra, Pardubice a.s., která dokázala zvládnout realizaci této akce v rekordně krátkém čase a v požadované kvalitě.

Obr. 10 – Podhled mostu

Hlavními účastníky rekonstrukce mostu byli:

Investor: ČD a.s., Stavební správa Praha
Správce objektu: ČD a.s., SDC Praha
Projektant: TOPCON servis s.r.o.
Hlavní zhotovitel: Chládek a Tintěra, silnice a železnice, Pardubice a.s.

Podzhotovitelé:
MCE VOEST Czech republic s.r.o. – výroba a PKO OK
Stamakocel s.r.o. – montáž a PKO OK

Projekt a realizace mostů v úseku Hranice na M. - Polom

Ing. Jan Sýkora, ILF Consulting Engineers, s.r.o. pracoviště Plzeň
Ing. Miloslav Látal, CSc. , ŽS Brno a.s, závod Mosan

Zkušenosti z projektové přípravy a realizace mostních objektů - klenutých mostů, zabetonovaných nosníků, ocelové konstrukce s průběžným kolejovým ložem, žlb. desek.

Projekt stavby úseku Hranice – Studénka zajišťoval Metroprojekt Praha a.s., úsek Hranice – Polom pak ILF Consulting Engineers, s.r.o , Praha. Projekt byl zpracován v roce 2000. Realizaci stavby zabezpečovali v letech 2001 - 2003 ŽS Brno, a.s., závod Mosan (9 objektů), fa PSK, s.r.o. (2 objekty) a fa Firesta a.s. (1 objekt).

V uvedeném úseku byla projektována rekonstrukce celkem 11 mostních objektů, z toho dva objekty ze zabetonovaných nosníků o třech polích, rekonstrukce čtyř klenbových mostů o dvou nebo třech otvorech, rekonstrukce dvou klenbových mostů o jednom otvoru, rekonstrukce jednoho ocelového mostu s prvkovou mostovkou a rekonstrukce dvou deskových mostů. Dále byla vyprojektována výstavba jednoho nového podchodu pro pěší o světlosti 3 m v žst. Polom. Vyprojektována a realizována byla též rekonstrukce pěti propustků.

Mosty se zabetonovanými nosníky

Jedná se o most v km 213,510 (horní obr.) přes potok Ludina (pův. rozpětí polí 4,3m+8,5m+4,3 m - nově 4,9m+9m+4,9 m) při zdvihu TK 194 mm - nahrazeny pův. desky se ZBN. Druhý most je v km 216,868 (spodní obr.) přes vodoteč Luha (pův. rozpětí polí 3*10,2m, nově 3*10,301 m) - nahrazeny pův. prosté ocelové trámové mosty s prvkovou mostovkou, zdvih TK 508 mm. U obou objektů jsou všechna pole navržena jako prosté nosníky. Protože investor a správce požadoval použití kolejnic pro uložení nosných konstrukcí, byla odmítnuta montáž prefabrikovaných desek a desky byly betonovány na místě v definitivní poloze na ložiscích. Protože v době projektu ještě neplatila novela předpisu S3, nebyla průchodná varianta otevřeného kolejového lože na těchto objektech. Proto kompromisem byla sice pracnější varianta s boční zídkou za nutným prostorem pro čistění kolejového lože, ale s výškou římsy jako pro kolejové lože uzavřené. Pohledově tak vznikla téměř stejně nepřirozeně vysoká římsa jako u obvyklé varianty, došlo však k určitému snížení podílu stálého zatížení na konzolové římse (tím se alespoň částečně snížila výška římsy) . Tato varianta byla v různých modifikacích použita v celém úseku Hranice–Polom. V příčném řezu pro km 213,510 bylo navrženo 8 ks válcovaných nosníků HEA 320 a HEA 450 s nasazenou římsou s prostorem pro kabelová vedení. V

příčném řezu pro km 216,868 bylo navrženo 8 ks válcovaných nosníků HEB 450. U obou mostů došlo přes provedené průzkumy k odchylkám při odhalení základů. Pro zvýšení zatížitelnosti základové spáry u obou mostů bylo navrženo rozšíření základů. V km 213, 510 se pod základy nacházel dřevěný rošt, který zároveň fungoval jako drén pod opěrou a současně i opěrou prosakovala voda z přilehlého zářezu. V km 216,868 neprobíhal základový ústupek podél celé podpěry, ale pouze byl na krajích a uprostřed podpěry. Projektant tohoto mostu tyto základy opravdu velmi optimalizoval a v podstatě tyto částečné ústupky sloužily pro přenos účinků nahodilého zatížení. Z variant pro zesílení podzákladí – trysková injektáž a mikropiloty bylo z kapacitních důvodů použito mikropilot.

Deskové mosty

Jednalo se o **most v km 215,791** , kde byla provedena rekonstrukce původní přesypané žlb. desky se zabetonovanými nosníky novou žlb. deskou o rozpětí 4,0 m a dále o **most v km 217,425** u zast. Bělotín o rozpětí 7,23m (zdvih TK 665 mm) . U tohoto objektu byla původně navržena v PD výměna nosné konstrukce, pro projekt stavby byla díky získaným archivním podkladům a stanovení zatížitelnosti použita stávající žlb. prefabrikovaná deska. Protože došlo ke zdvihu koleje o 665 mm, byla použita vyrovnávací vrstva z lehkého betonu LC 25/30, na kterou byla nabetonována deska ze železobetonu pro SVI. Rozšíření desky bylo navrženo s podpěrnými kozolami vetknutými do stávající žlb. desky. U tohoto objektu ještě proběhla sanace konzolové lávky pro pěší a navazujících schodišť k nástupištím.

Klenbové mosty

Most v k 217,829 je žulový klenbový most o jednom otvoru o světlosti 5,7 m. Zde bylo provedeno rozšíření a navýšení pomocí žlb. monolitických říms, byla realizována rekonstrukce SVI, injektáž zdiva.

Most v km 218,032 byl také přesypaný klenutý segmentový objekt o světlosti 3,7 m a nízké světlé výšce 1,3m. Tento objekt byl původně cihelný, následně byl rozšiřován kamennou klenbou a klenbou z betonových kvádrů. Rekonstrukce tohoto objektu znamenala změnu na uzavřený žlb. monolitický rámový objekt o světlosti 2,8 m s těsněnou spárou mezi kolejemi, světlá výška 2,9m. Objektem je převáděna trvalá vodoteč v opevněném korytu. Využití stávajících křídel vlevo trati nebylo po odkrytí možné, byla tedy použita stejná rovnoběžná žlb. zavěšená křídla jako vpravo trati a zde byla doplněna opevněnými zemními kužely.

Mosty v km 219, 747, km 219, 944 a km 221,522 jsou klenbové betonové mosty, resp. u dvou mostů jsou pod jednou kolejí v různém počtu klenby kamenné. Technické řešení u všech těchto mostů je shodné – jedná se o realizaci spojité žlb. monolitické vany s odvodněním vně čelních zdí. Škvárový zásyp nad klenbami byl odtěžen, prostor

byl doplněn hutněnou zvlhčenou štěrkodrtí a byla vybetonovaná žlb. konstrukce tvaru L pod každou kolejí a to tak, že byla oddělena od čelních zdí pružnou vložkou. Mezi kolejemi byly obě konstrukce propojeny petlicovým stykem. U těchto mostů nebyla použita oddělená římsa – kolejové lože je v celé šíři profilu, kabelová vedení jsou umístěna v kolejovém loži. Mosty v km 219,747 a km 219,944 realizovala fa.PSK s.r.o., most v km 221,522 fa ŽS Brno Mosan. Světlost mostních otvorů 5,5-5,7 m. Na všech mostech byla provedena injektáž zdiva - doplnění betonového skeletu vzhledem k jeho mezerovitosti.

Most v km 220,654 v obci Polom – klenbový objekt o třech otvorech (světlost 3,58+5,67+3,78m) převádí středním otvorem místní komunikaci (volná výška 2,85 m). Původní řešení s použitím desky se ZBN ve středním otvoru bylo v projektu stavby nahrazeno polorámovým objektem s vrubovým kloubem na stávajících základech. Tím došlo ke zvětšení volné výšky na hodnotu 3,32 m s obdobným zatížením základů. Ve středním otvoru bylo provedeno rozepření pro zajištění provozu a zároveň připraveny prostupy pro vedení sítí. V krajních otvorech navazují na polorám obdobné deskové konstrukce jako na ostatních klenbových objektech – zde jsou však jednotně s polorámem použity nasazené římsy s odděleným prostorem pro kabelová vedení. Odvodnění mostu je vyústěno v obou krajních otvorech pod každou kolejí. Realizace Firesta a.s.

Ocelová konstrukce s průběžným kolejovým ložem

Most v km 217,308 - tato rekonstrukce patřila k nejnáročnějším – jedná se o výměnu plnostěnných ocelových konstrukcí s dolní mostovkou s mostnicemi (rozpětí 21 m) nad šikmo podcházející silnicí I/47. Stávající i nové konstrukce jsou navzájem posunuté ve směru koleje. Nová konstrukce o rozpětí 22 m -ocelová plnostěnná konstrukce o jednom prostém poli s horní ortotropní mostovkou a průběžným KL se čtyřmi nosníky. Základním požadavkem bylo dodržení stávající volné výšky nad komunikací v údolnicovém oblouku. Podrobnější popis k ocelové konstrukci (výroba TŽ - D5) je v časopisu Konstrukce (X/2003) – bohužel bez identifikací projektantů - projekt zpracoval Topcon servis s.r.o. Podrobněji o OK mostu dále doplňuje dodavatel stavby.
Spodní stavba byla ubourána do úrovně nových úložných prahů. Protože pod mostem byla zřízena žlb. vana pro umístění komunikace pod hladinou podzemní vody– předsazena před opěry a tato vana byla vytažena až pod původní úložné prahy, bylo nutno tuto v horní části tenkou žlb. stěnu ukotvit do nových úložných prahů. Navíc viditelný povrch této vany byl

velmi nekvalitní a proto byla pro- vedena kompletní reprofilace. Současně byla vzhledem k neobjasněným průsakům přes opěry (z hlediska zdroje vody) navržena dodatečná odvodnění podél části vany a převedení vody z hranické strany do odvodnění komunikace na studenecké straně.

Realizace stavby

Mostních objekty na tomto úseku byly realizovány v období od roku 2001 do roku 2003. V příspěvku se zmíníme o některých problémech a rizicích, se kterými jsme se v průběhu realizace setkali.

Jedním ze stále se opakujících problémů byl výskyt povrchových vad nosníků řady HEB 450 pro 2.kolej mostu v km 216,868. Nosníky byly dodány ze SRN podle technických podmínek schválených Českými drahami, s.o., které stanoví, že jakost povrchu a vzhled těchto tyčí musí odpovídat požadavkům normy ČSN EN 10163-3. Tato norma připouští necelistvosti pro tloušťku v rozmezí 3mm – 20mm u třídy C do hloubky 1,2mm (nebo 25% tloušťky) a u třídy D do hloubky 0,5mm, pro větší tloušťky pak připouští necelistvosti větší. Norma říká, že tyto necelistvosti patří nevyhnutelně k výrobnímu pochodu a připouští je bez ohledu na jejich počet. Necelistvosti, jejichž hloubka tyto hodnoty překračuje, je nutno nezávisle na jejich počtu odstranit. Na povrchu tyčí se nejčastěji vyskytují šupiny, které se objevují po otryskání povrchu. Tato pracovní operace je součástí provádění povrchové ochrany výrobku a realizuje se až na závěr celého výrobního cyklu těsně před vložením tyčí HEB do konstrukce. To přináší nemalé problémy s dodržením harmonogramu prací ve výluce, neboť odstraňování povrchových necelistvostí si vyžádalo pro 24 tyčí HEB 450 celkem 5 dnů na vybrušování poškozeného povrchu. Firma, která protikorozní ochranu provádí, nese dlouhodobou záruku za své dílo a požaduje dokonalé odstranění šupin. Tyče jsou po dodání do ČR prověřovány na jakost pověřeným zástupcem ČD porovnáním hodnot uvedených na inspekčních certifikátech s požadavky příslušných norem a v neposlední řadě je prováděna vizuální kontrola výrobků.Tato vizuální kontrola je však prováděna na neotryskaných tyčích a objeví proto jen dílčí část povrchových necelistvostí. V době ověřování jakosti zástupcem ČD (zpravidla v krátké době po dodání tyčí do ČR) je dostatečný časový prostor pro odmítnutí dodávky při nadměrném výskytu povrchových necelistvostí. Jeví se proto účelné, aby ověřování jakosti dodaných tyčí bylo prováděno na otryskaném povrchu. Toto otryskání je možno za nižší cenu, než je cena u našich dodavatelů, objednat u dodavatele ve SRN. Dodávky otryskaných nosníků ze SRN budou z prestižních důvodů s výrazně lepší kvalitou povrchu než doposud, i když dvojnásobné tryskání povrchu přinese zvýšené náklady. Především však bude bezpečně dodržen postup prací ve výluce dle harmonogramu..

Dalším z řady problémů byla demontáž a montáž ocelové konstrukce mostu v km 217,308 tak, aby doba úplné výluky žel. provozu nepřesáhla 2 hodiny (změna proti projektu ze strany DOP) a doba silniční uzávěry pod mostem byla co nejkratší.

Projekt předpokládal příčné a podélné dělení ocelové konstrukce mostu na 4 dílce o hmotnosti cca 15 t. Tato koncepce vyžadovala zřízení podpěry PIŽMO uprostřed vozovky a zřízení těžkého montážního lešení (plošiny) pro obě koleje. Toto řešení vyžadovalo větší rozsah výluk a z hlediska správního byla projednána složitější varianta řešení, protože projektant neznal dodavatele stavby.

Konečný návrh montáže a demontáže ocelové konstrukce mostu vyřešil manipulaci s neděleným montážním dílcem o hmotnosti cca 60 t pomocí autojeřábu AC 615. Letmá montáž takového dílce přímo z podvalníku NOSRETI i tak nebyla možná. Konstrukce byla pomocí dvou autojeřábů (AC 615+KRUPP 100 v kol.č.1 a AC 615+AC 295 v kol.č.2) snesena na odkládací plochu do takové polohy, která umožnila vložení ocelové konstrukce mostu na ložiska jediným jeřábem AC 615. Vlastní realizace splnila všechny předpoklady. Úplná výluka železničního provozu nepřesáhla 2 hod a úplná uzávěra silnice pod mostem nepřesáhla 6 hod.

Neustále opakujícím se problémem bylo hutnění materiálu v přechodové oblasti zásypových klínů mostů. S ohledem na rychlost postupu prací ve výluce lze jen výjimečně použít materiál s optimální vlhkostí. I když v průběhu prací je materiál hutněn na $I_p \geq 0{,}8$MPa, dochází vždy k dodatečné konsolidaci materiálu. Ve zkušebním provozu je proto potřeba této oblasti dále věnovat zvýšenou pozornost.

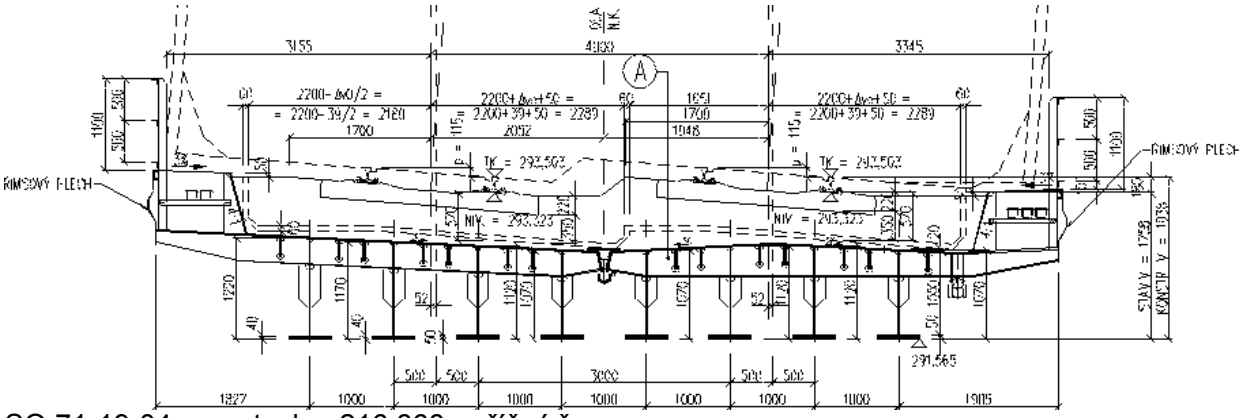
Jedním z nejzávažnějších problémů bylo zajištění vodotěsnosti železobetonové konstrukce podchodu v km 221,765. Pro izolaci byl navržen dvojitý hydroizolační kontrolní a injektážní systém Sarnafil. Izolaci provedla fy MIP Polička s.r.o., která byla pro tento systém vyškolena fy Saranafil International AG. Výhodou tohoto systému měla být snadná sanace v případě průsaku vody injektáží do prostoru mezi hydroizolační vrstvy. Injektážní látka Hydrogel (nezávadná pro pitnou vodu) je mezi dvěma fóliemi v pevném stavu za předpokladu, že okolí injektovaného pole je bez přítomnosti vlhkosti. V případě výskytu vody v okolí porušeného pole dochází při kontaktu vody s Hydrogelem k jeho přeměně v gel, který by měl utěsnit perforaci fólie. Po montáži výtahů do dvou výtahových šachet došlo k průsakům vody do jedné z nich. Na základě mnohaletých zkušeností mateřské švýcarské firmy byla zkušeným montérem ze Švýcarska provedena dvojnásobná injektáž v časovém odstupu několika týdnů. Průsakům vody do výtahové šachty se však nepodařilo zabránit. Následně bylo úspěšně provedeno utěsnění betonových zdí výtahové šachty systémem XYPEX.

Závěry a doporučení:

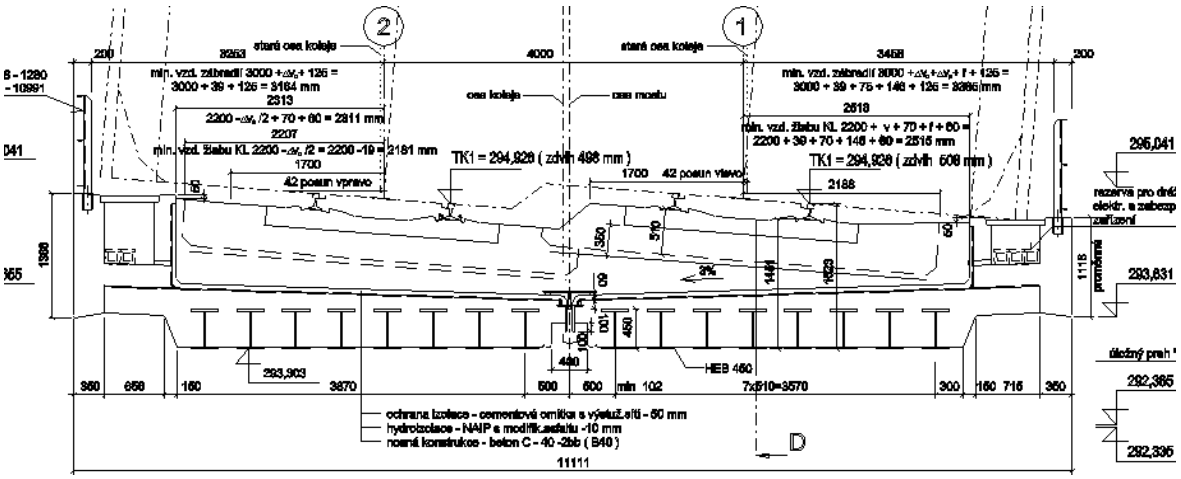
- V případě realizace staršího projektu (pokud proběhnou novely předpisů a TKP) na straně investora vyčlenit časovou a finanční rezervu na případné zapracování těchto změn do dokumentace (začlenit do podmínek zadání stavby).
- Zvýšit podíl průzkumných prací ve fázi přípravné dokumentace a projektu stavby především pro oblast základových poměrů
- Na straně investora více zohlednit i pohledové kriterium – jak nové mosty vypadají – nejedná se v celkovém objemu o zásadní částky a proporční dojem z hotového díla i u menších objektů by měl být příznivý.
- Původní geodetické podklady projektu a následně tytéž polygonové body stavby vykazovaly různé výškové hodnoty.a docházelo na některých objektech k rozporům - je nutná kontrola shody těchto vstupů při zahájení stavby .
- Z pozice projektanta hodnotím spolupráci s dodavatelem stavby a subdodavateli jako dobrou a vstřícnou a předpoklady projektů z hlediska kvality prací byly splněny na dobré až vynikající úrovni.

Při této příležitosti bychom chtěli poděkovat Ing.Janu Ukropovi ze ŽS Brno, a.s., závod Železniční stavitelství a panu Zdeňku Brázdilovi z ČD, Stavební správy Olomouc za cenné rady při operativním řešení vzniklých problémů.

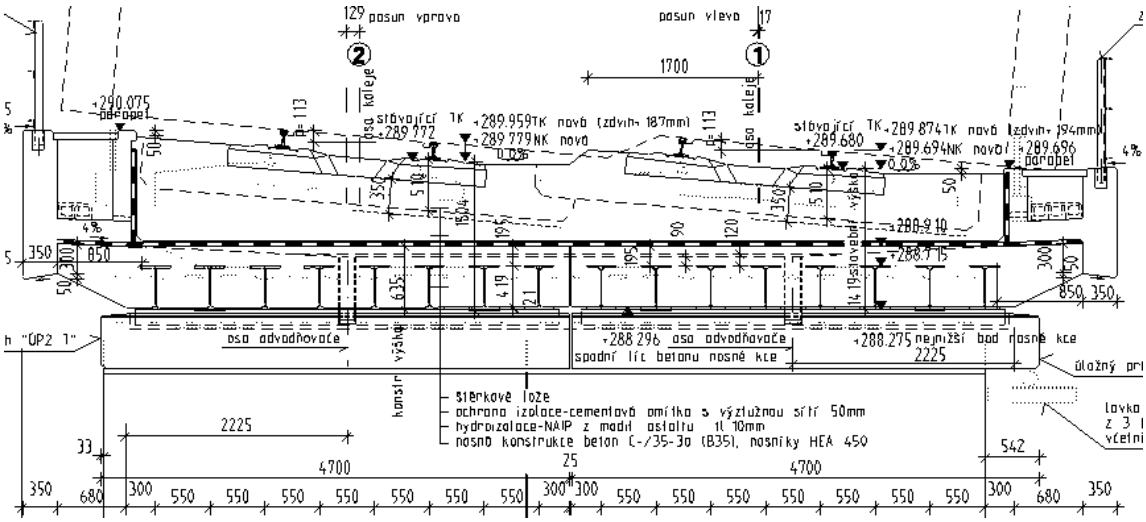
SO 71-19-05 most v km 217,308 - příčný řez



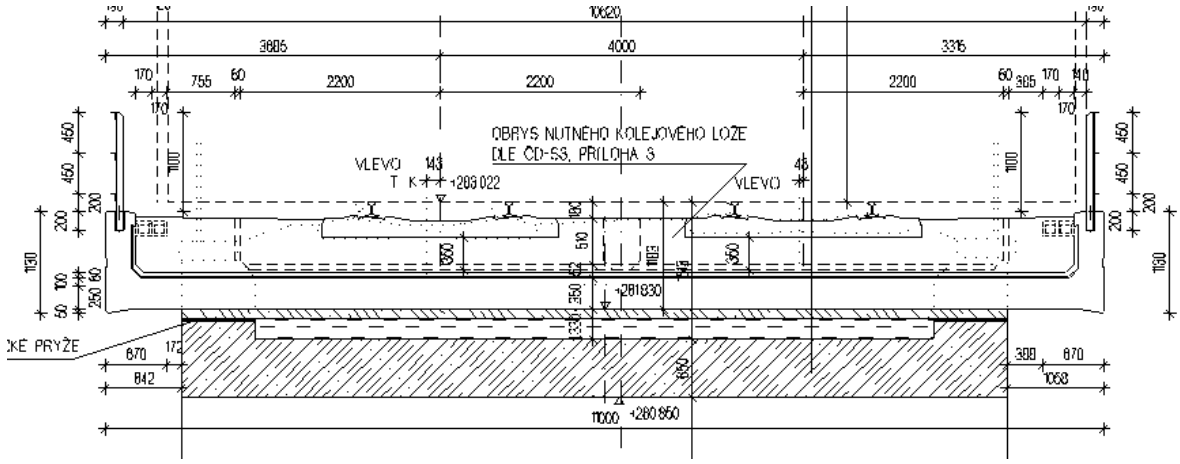
SO 71-19-04 - most v km 216,868 - příčný řez



SO 71-19-02 - most v km 213,510 - příčný řez



SO 71-19-11 - most v km 219,944 - příčný řez



Železniční estakáda u České Třebové

Ing. Václav Podlipný, České dráhy a.s.
Ing. Roman Šafář, SUDOP PRAHA a.s. a Stavební fakulta ČVUT
Ing. Petr Klimeš, Stavby silnic a železnic a.s, OZ9

V rámci modernizace prvního železničního koridoru byla v úseku Ústí nad Orlicí – Česká Třebová navržena z důvodu nevyhovujících směrových poměrů stávající trati přeložka v celkové délce asi 1200 m. Z důvodu velmi nepříznivých základových poměrů byla zvažována řada řešení zahrnující různé varianty násypů i mostních objektů. Na základě jejich vyhodnocení byla jako výsledné řešení zvolena mostní estakáda s lehkou spřaženou ocelobetonovou konstrukcí. Výstavba mostního objektu probíhala v letech 2002 a 2003.

VZNIK A VÝVOJ PROJEKTU, VARIANTY ŘEŠENÍ

Úvod

Novostavba železniční estakády se nachází na přeložce trati budované v rámci optimalizace traťového úseku Ústí nad Orlicí - Česká Třebová, který je součástí modernizace prvního koridoru Českých drah. Celková délka přeložky je přibližně 1200 m a výška nad terénem až 13 m. Důvodem pro výstavbu přeložky byly směrové poměry stávající trati, nevyhovující pro požadovanou jízdní rychlost 160 km.h^{-1}.

Základové poměry a varianty řešení

Základové poměry v trase estakády jsou složité pro vysokou hladinu podzemní vody, proměnlivost mocnosti jednotlivých vrstev a zejména pro nepříznivé vlastnosti základových půd. Při povrchu terénu je souvrství jílovitých náplavů měkké až tuhé konzistence mocnosti do 2,7 m. V podloží jílovitých náplavů jsou štěrkovité říční sedimenty o proměnlivé mocnosti od 2,0 do 3,6 m. Předkvartérní podklad je v převážné části přeložky tvořen neogenními, nezpevněnými jílovci charakteru jílů s vysokou až velmi vysokou plasticitou tuhé až pevné konzistence, které jsou charakteristické svou značnou stlačitelností, bobtnavostí a rozbřídavostí a jejichž kvalita, resp. geomechanické vlastnosti, se s rostoucí hloubkou výrazně nezlepšují. Vzhledem k velmi nepříznivým základovým poměrům byla vypracována řada variant řešení, která zahrnovala různě řešené násypy, varianty mostního objektu i různé varianty založení vlastní estakády. Na základě podrobného srovnání bylo vybráno řešení se spojitou spřaženou ocelobetonovou nosnou konstrukcí. Podrobně jsou varianty řešení popsány v [1].

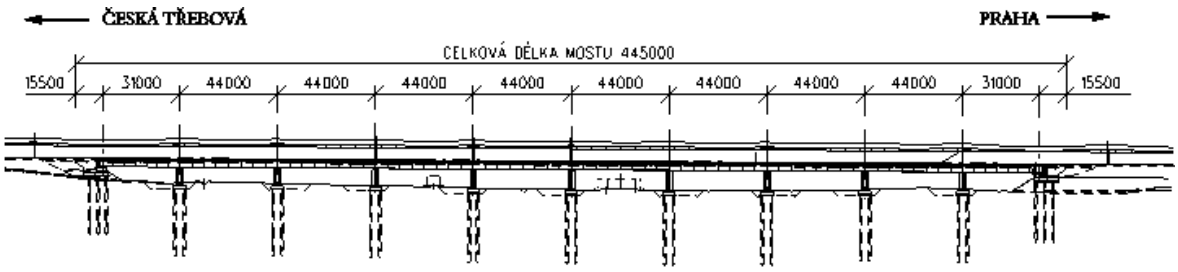
POPIS VÝSLEDNÉHO ŘEŠENÍ

Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je dvoukolejná spojitá trámová spřažená ocelobetonová o deseti polích rozpětí 31 + 8 x 44 + 31 m.

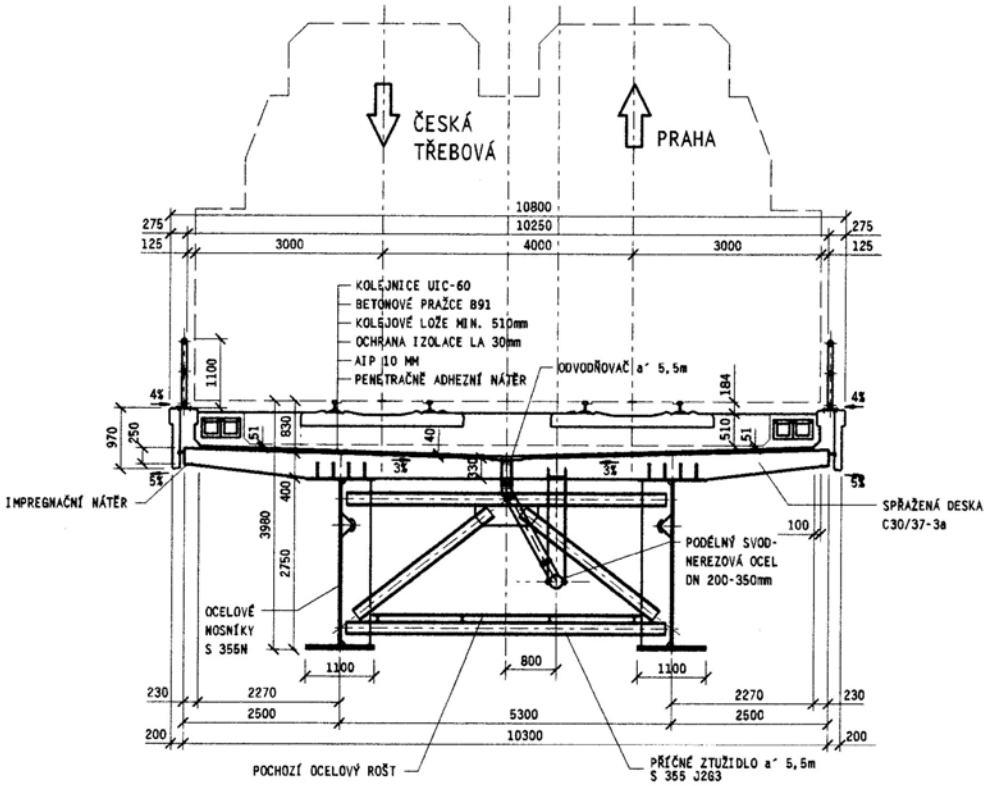
Ocelovou část konstrukce tvoří dva přímé ocelové svařované nosníky tvaru I v konstantní osové vzdálenosti 5,3 m. Ve vzdálenost po 5,5 m (v krajních polích 4,0 až 4,5 m) jsou nosníky spojeny příčnými ztužidly. Hlavní nosníky mají konstantní výšku 2,75 m. Šířka horní i dolní pásnice je 1,1 m. Horní pásnice je navržena z jednoho plechu a její tloušťka je 25 mm v poli a nad opěrami, 30 mm nad krajními pilíři a 40 mm nad ostatními pilíři. Dolní pásnice má tloušťku 50 až 96 mm. Tloušťka 50 mm v krajních polích a nad opěrami je navržena z jednoho plechu; v ostatních polích je tloušťka dolní pásnice 70 nebo 76 mm a je složena ze dvou lamel tl.po 35 nebo 38 mm. Nad mezilehlými pilíři je v oblastech maximální tloušťky (až 96 mm) pásnice složena ze tří lamel. Aby se zabránilo boulení poměrně tenkých lamel v tlačené oblasti, je zde

dolní pásnice sepnuta pomocí předpjatých šroubů. Při návrhu pásnic vrstvených z lamel se vycházelo rovněž z předpisů pro železniční mosty platných v SRN (DS 804).



Obr. 1: Podélný řez estakádou

Stojina hlavních nosníků má tloušťku 22 mm v poli a 26 mm nad mezilehlými pilíři. Stojina je vyztužena pomocí příčných i podélných výztuh. Příčné výztuhy jsou navrženy jako oboustranné pouze nad podporami – výztuhy jsou zde umístěny nad ložisky i v místech, kde se předpokládá umístění hydraulických lisů pro nadzdvihnutí nosné konstrukce. Ostatní příčné výztuhy jsou jednostranné, umístěné pouze z vnitřní strany nosníků (blíže k ose mostu). Podélné výztuhy jsou umístěné rovněž pouze na vnitřní straně stojiny; horní podélná výztuha je průběžná po celé délce nosné konstrukce, dolní podélná výztuha je doplněná pouze nad mezilehlými pilíři. Výztuhy jsou uzavřeného trojúhelníkového průřezu 200 x 400 mm, ohnuté z plechu tl.10 mm. Podélné výztuhy jsou po celém obvodu vzduchotěsně ovařeny.



Obr. 2: Příčný řez v poli

Příčná ztužidla jsou dvojího druhu: nad podporami jsou stěnová, mezipodporová jsou příhradová. Stojinu podporových ztužidel tvoří plech tl.26 mm s průlezným otvorem a

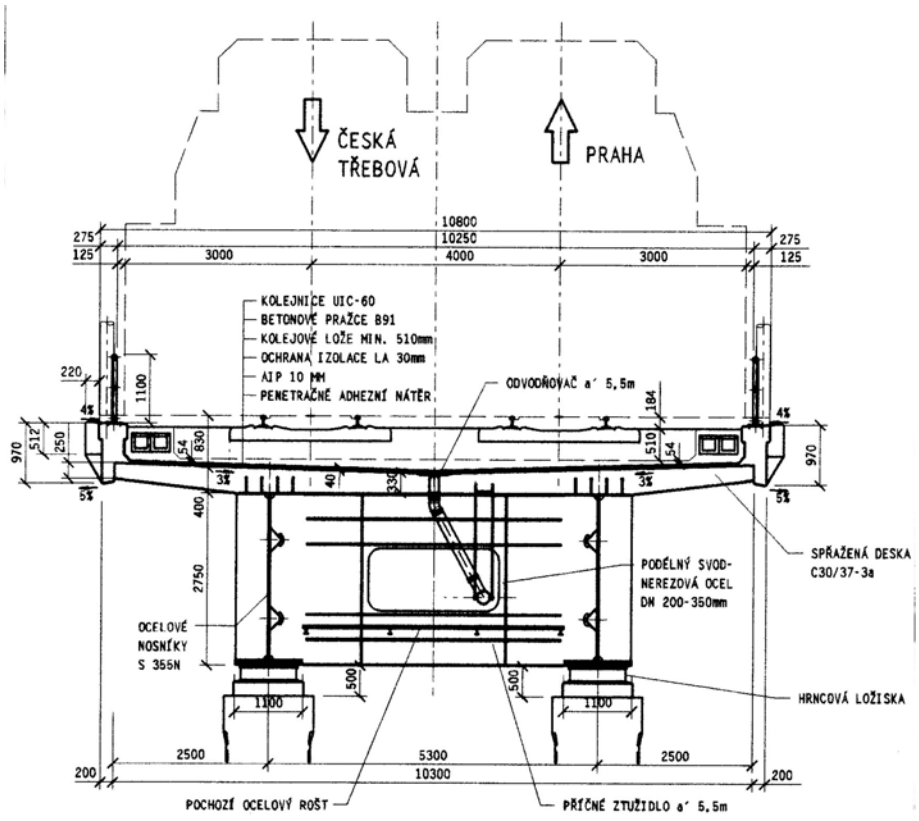
s výztuhami. Průlezné otvory nad koncovými opěrami jsou opatřené uzamykatelnými dveřmi. Mezipodporová ztužidla jsou tvořena (v závislosti na stupni namáhání) válcovanými profily tvaru U nebo svařovanými profily tvaru I, přivařenými k vnitřním svislým výztuhám hlavních nosníků.

K horním pásnicím hlavních nosníků jsou přivařené ocelové trny ϕ 22 / 250 mm pro spřažení s betonovou deskou.

Díly hlavních nosníků a plnostěnných příčných ztužidel příčníků (tj. stěny, pásnice, příčné výztuhy, klínové desky nad ložisky) jsou z jemnozrnné oceli S355N dle normy EN 10113. Ohýbané podélné výztuhy stěn hlavních nosníků jsou z oceli S355J2G3C dle normy EN 10025. Příčná příhradová ztužidla jsou vyrobena z oceli S355J2G3 dle normy EN 10025. Veškeré použité plechy dodala válcovna VOEST – ALPINE Stahl Linz (Rakousko). Výrobu ocelové konstrukce provedla firma MCE VOEST Slaný.

Ocelová část nosné konstrukce je opatřena čtyřvrstvým nátěrem (70+80+80+80=310 μm) na bázi EP. Poslední vrstva se provede na staveništi po betonáži mostovky. Nátěrové hmoty dodala firma Hempel.

Spřažená deska je monolitická a působí v podélném i v příčném směru jako železobetonová. Tloušťka desky je 0,4 m v ose ocelového nosníku, 0,33 m v ose nosné konstrukce a 0,25 m na konci konzoly. Šířka spřažené desky je konstantní 10,3 m. Horní povrch desky má dostředný sklon 3 % k ose nosné konstrukce, kde jsou umístěny odvodňovače. V podélném směru sleduje horní i dolní povrch podélný sklon nivelety, který činí 6,4 $^{o}/_{oo}$.



Obr. 3: Příčný řez nad pilířem

Účinky smršťování a dotvarování betonu postupně betonované desky na spřaženou konstrukci byly podrobně analyzovány ve spolupráci s ČVUT v Praze (Prof.Ing.Vladimír Křístek, DrSc.). Pro nalezení nejvhodnějšího postupu betonáže byla vypracována

samostatná analýza – viz [2]. Na základě výsledků této analýzy byl navržen vhodný postup betonáže spřažené desky po celých polích s pracovní spárou ve čtvrtině rozpětí před následujícím pilířem. Deska je navržena z betonu C30/37-3a, výztuž je z oceli 10 505 (R).

Ložiska na mostě jsou navržena hrncová Mageba, dodávaná firmou SOK Třebestovice. Maximální hodnota svislých reakcí je 13,50 MN. Vzhledem k vysoké hodnotě brzdných a rozjezdových sil (10 MN) je pevné uložení navrženo na třech středních pilířích P5, P6 a P7. Ložiska na ostatních podpěrách jsou posuvná v podélném směru. Uspořádání ložisek je navrženo tak, aby bylo možné nad i pod ložiska vkládat ocelové plechy v případě potřeby výškové rektifikace, vyvolané případným nerovnoměrným sedáním jednotlivých podpěr. Hrncová ložiska jsou k dolní pásnici připojena šrouby až po dokončení výsunu.

Mostní závěry: protože dilatující délky nosné konstrukce přesahují mezní hodnoty pro bezstykovou kolej, je nutné nad obě opěry umístit kolejnicové dilatační zařízení. Nad mezerou mezi nosnou konstrukcí a opěrou je pomocí betonových přepážek přerušené kolejové lože, aby se zamezilo jeho ředění a zahušťování vlivem dilatačních pohybů mostu. Na betonových přepážkách jsou kolejnice upevněny přímo pomocí podkladnic Vossloh DFF 300, které i případě přímého upevnění zajišťují obdobnou tuhost podepření jako v případě pražce v kolejovém loži a rovněž umožňují dostatečnou rektifikaci polohy koleje ve vodorovném i svislém směru. A zemním tělese za opěrou je vloženo velké kolejnicové dilatační zařízení, mezi velkým KDZ a bezstykovou kolejí je vloženo další malé kolejnicové dilatační zařízení.

Spodní stavba a založení

Založení mostního objektu je navrženo hlubinné na velkoprůměrových vrtaných pilotách délky až 30 m. Pro omezení nepříznivých důsledků konsolidace podloží pod násypovými kužely u opěry byl pro urychlení konsolidace podloží pod opěrami navržen systém odvodňovacích studní zkombinovaný s předsypanými konsolidačními násypy. Piloty opěr byly vrtány jako poslední až na závěr montáže ocelové konstrukce, aby byly prováděny již do co nejvíce zkonsolidovaného podloží. Zbývající část násypu v prostoru bývalé montážní plošiny za opěrou OP11, kde nebylo možné ponechat konsolidační násyp působit po dostatečně dlouhou dobu, je provedena z lehkého keramického kameniva Liapor. Nedílnou součástí provádění mostního objektu byla pravidelná výšková měření všech podpěr mostu i monitoring podloží násypů opěr. V případě nerovnoměrných poklesů jednotlivých podpěr v hodnotách větších než 10 mm by byla provedena výšková rektifikace vkládáním ocelových desek nad nebo pod ložiska. Vzhledem k náročnosti základových poměrů byl návrh založení ověřen statickými zatěžovacími zkouškami na třech nesystémových pilotách, na jejichž základě byl optimalizován návrh systémových pilot. Návrh založení provedli Ing.Nosek a Doc.Ing.Masopust. Hlubinné založení provedla firma Zakládání staveb.

Opěry jsou navrženy monolitické železobetonové z betonu C25/30-2bb a C30/37-3a. ***Pilíře*** jsou tvořeny vždy dvojicí dříků oválného průřezu rozměrů 2,80 x 1,45 m, založených na společném obdélníkovém základovém bloku. Dříky pilířů s pevnými ložisky (P5, P6, P7) jsou z betonu C35/45-3a, dříky pilířů s posuvnými ložisky jsou z betonu C30/37-3a. Základové bloky jsou z betonu C30/37-5a. Výztuž spodní stavby je z oceli 10 505 (R).

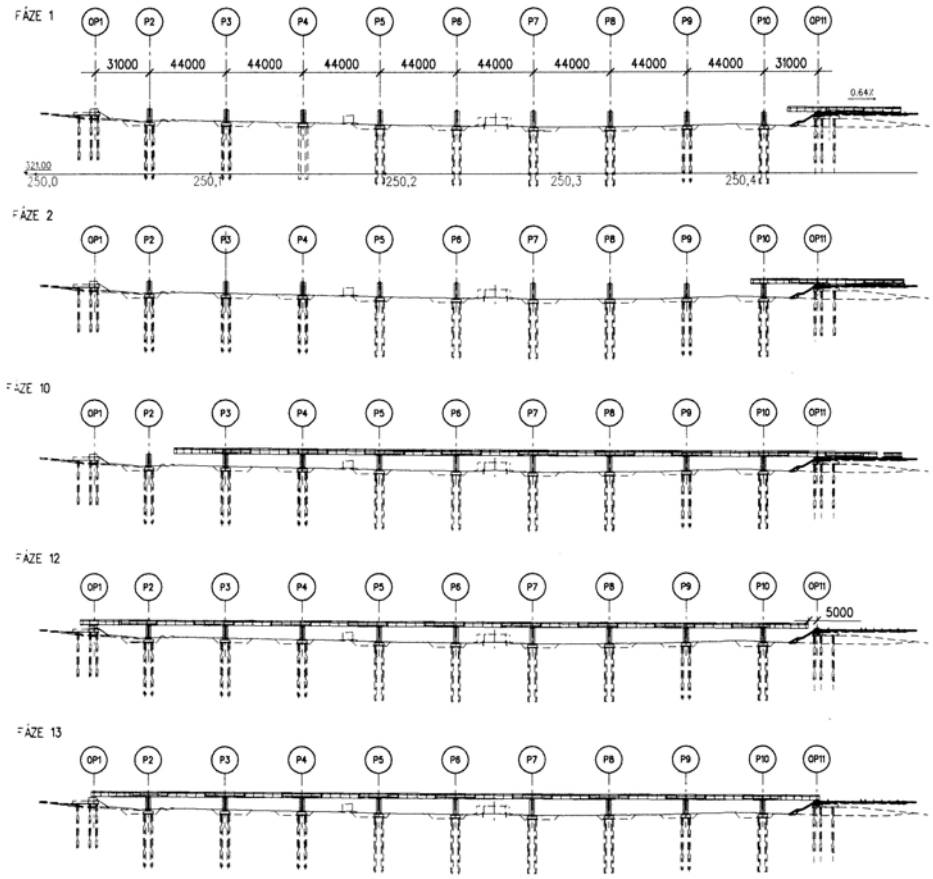
Vybavení mostu

Vybavení mostu tvoří železobetonové ***římsy*** z betonu C30/37-3a, které se skládají z lícových prefabrikátů, monolitické dobetonávky, a kotevních bloků trakčního vedení a

vjezdových návěstidel. Další součásti vybavení tvoří ocelové trojmadlové trubkové ***zábradlí*** a ***systém vodotěsné izolace*** s dvoupásovou vodotěsnou vrstvou s tvrdou ochranou litým asfaltem. K ***odvodnění*** žlabu kolejového lože jsou navrženy odvodňovače v podélných vzdálenostech 5,5 m zaústěné do podélného potrubního svodu a vyvedené u nižší opěry OP11 do příkopu.

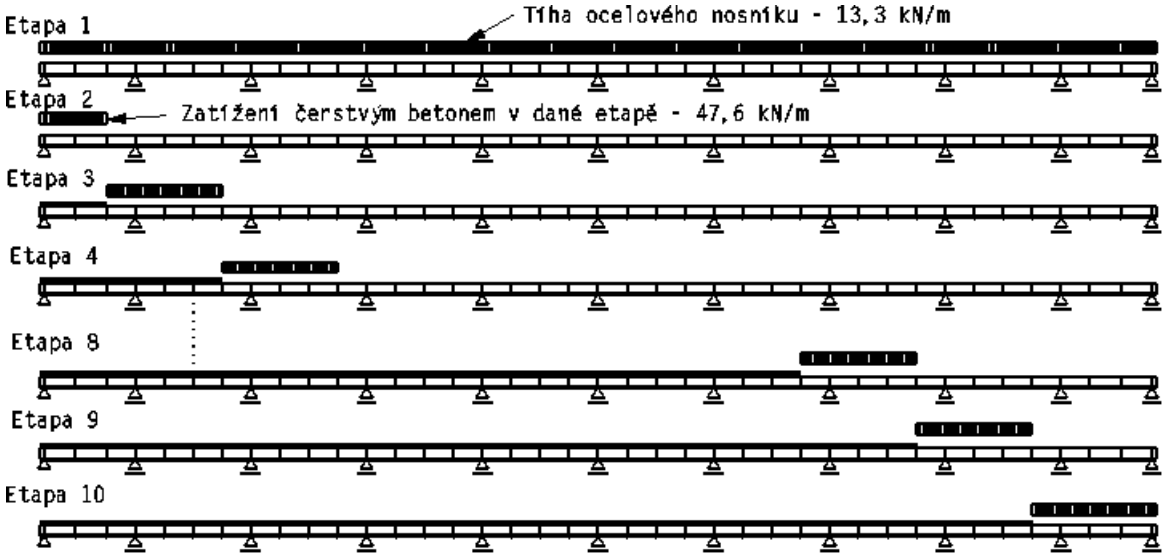
PROVÁDĚNÍ

Zhotovitelem mostního objektu byla firma SSŽ a.s.OZ9. Protože montáž ocelové konstrukce těžkými jeřáby by v měkkém terénu pod mostem vyžadovalo rozsáhlé zpevňování ploch, byla na základě provedených srovnání zvolena montáž ocelové nosné konstrukce postupným vysouváním. Za opěrou OP11 byla vybudována provizorní pracovní plošina dlouhá asi 50 m. Součástí této pracovní plošiny (v její zadní části) byly dva lehké portálové jeřáby, které byly vyrobeny speciálně pro tuto stavbu a které sloužily k vykládání montážních dílů hlavních nosníků přivážených po dvojicích na nákladních vozech. Tyto díly byly dopravovány na staveniště v délkách 21 m (v poli) a 23 m (nad pilíři). Pomocí portálových jeřábů byly vyloženy, příčně rozvezeny a spuštěny na speciální vozíky do požadované polohy. Po provizorním zavětrování byla tato dvojice nosníků přitažena k opěře, kde po urovnání byla přivařena k předchozím dílům a kde byla vevařena příčná ztužidla. Následovalo navezení, vyložení a přivaření další dvojice montážních dílů. Poté byla smontovaná část konstrukce postupně vysouvána. Délka typického výsunu byla rovna součtu délek dvou následujících dílů, tj. 44 m. Výsun byl proveden firmou SSŽ – technický vývoj. Vysouvalo se na kluzných blocích umístěných v místě ložisek nad pilířích pomocí teflonových desek. Ocelovou část nosné konstrukce, která byla na pilířích vedena nastavitelným bočním vedením, tlačilo hydraulické zařízení SSŽ – TV. Najetí vysouvané nosné konstrukce na pilíř bylo řešeno krátkým ocelovým, který umožnil vyrovnání průhybu čela nosné konstrukce (jeho přizvednutím). Maximální průhyb čela konstrukce během výsunu činil cca 40 cm. Rychlost vysouvání, která byla 12 m/hod, potvrzovala, že doba výsunů se výrazně neprojevila na harmonogramu výstavby. Vzhledem k nesporným výhodám opakujících se prací (urovnávání dílů, svařování, nátěry svarů a samozřejmě kontroly) na jednom přístupném místě – pracovní plošině a ceně, která byla srovnatelná (nižší) než při použití těžkých jeřábů, se jeví vysouvání jako velice vhodná alternativa pro výstavbu ocelových konstrukcí v daných podmínkách.



Obr. 4: Schéma fází výsunu ocelové konstrukce

Betonáž desky probíhala v deseti etapách postupně vpřed ve směru od OP1 k OP11 postupem vyvinutým speciálně pro tuto stavbu. Pracovní spáry jsou umístěny vždy před následujícím pilířem přibližně v místě nulového ohybového momentu, tzn. ve vzdálenosti (obvykle) L/4.



Obr. 5 Postup betonáže spřažené desky

Nedílnou součástí výstavby byl podrobný monitoring sedání základů i podloží násypů za opěrami. Po dokončení nosné konstrukce i mostního svršku byl mostní objekt podroben statické i dynamické zatěžovací zkoušce, během kterých byly měřeny svislé průhyby, normálová napětí v ocelové i betonové části nosné konstrukce, vlastní frekvence a byl ověřen dynamický součinitel.

Mostní objekt byl realizován v krátké době přibližně 15 měsíců a v termínu byl předán objednateli, kterým jsou ČD a.s. DDC, Stavební správa Praha.

ZÁVĚR

Na mezinárodní konferenci Ocelové konstrukce a mosty 2003, pořádané v září minulého roku Českou a Slovenskou společností pro ocelové konstrukce, mostní objekt obsadil první místo v soutěži O vynikající ocelovou konstrukci, v kategorii Mosty, věže a stožáry. Doufáme, že objekt bude spolehlivě sloužit železničnímu provozu a přispěje svým dílem ke kvalitě železniční dopravy u nás.

Analýza účinků smršťování a dotvarování betonu a postupu výstavby byla částečně provedena v souvislosti s řešením projektů č.103/00/0604 a 103/99/0735, udělených GAČR a s řešením výzkumného záměru Stavební fakulty ČVUT č.21000003.

LITERATURA

[1] Šafář, R., Dudík, F.: Vznik a vývoj projektu estakády u Dlouhé Třebové, příspěvek na konferenci Železniční mosty, správa a výstavba, Praha 2001,

[2] Šafář, R., Křístek, Vl.: Analýza stavebních stavů spřažených ocelobetonových konstrukcí, příspěvek na konferenci Mosty, Brno 2002.

Otevřené kolejové lože na mostech - projektování a realizace

Ing. Jan Sýkora, ILF Consulting Engineers, s.r.o. Praha

Anotace: Použití otevřeného kolejového lože na mostech ve vztahu k předpisu S3, pracovní náměty pro řešení této problematiky, ukázka některých realizací.

Pro převedení jízdní dráhy přes most se obvykle a donedávna v drtivé většině případů užívalo uzavřené kolejové lože. S novelizací předpisu S3 byla legalizována možnost užití otevřeného kolejového lože resp. tzv, částečně uzavřeného lože. Důvodem pro napsání těchto poznámek bylo to, že užití uzavřeného kolejového lože zvláště v obloucích o menších poloměrech vedlo k nadměrné výšce říms a nevzhlednému pohledu zvláště na kratší objekt a k problematickému provedení přechodu do pláně žel. spodku. Obdobně tomu je i u většiny propustků. Jedním z důsledků jsou defekty – vyklonění přechodových zídek - ty jsou jednak obtížně opravitelné a jednak vizuálně nepřispívají k celkovému dojmu z provedeného díla . A domnívám se, že i toto pohledové kriterium je vhodné začlenit do poněkud „sériového“ přístupu k řešení říms a ukončení mostu. A neméně podstatnou roli hraje i hledisko ekonomické. Následující poznámky a nástiny návrhů včetně uvedených příkladů z některých realizací považuje autor za příspěvek k rozbíhající se diskusi a způsobům řešení a s povděkem přijme další názory k tomuto tématu.

Co dnes předpis S3 k otevřenému kolejovému loži (dále jen OKL) na mostech říká?
Toto téma řeší především část 12 – železniční svršek na mostních objektech a dále část 10.

- kolejové lože na mostním objektu je buď otevřené nebo ve žlabu (UKL- uzavřené KL)
- OKL se zřizuje na mostech s přesypávkou a s římsami v úrovni nebo pod úrovní pláně žel. spodku
- OKL lze zřídit i v případě, že konstrukce objektu umožňuje vytvořit stezku ve stejném profilu jako před a za mostem
- UKL zpravidla na mostech bez přesypávky, v případě přesypávky tehdy, pokud jsou římsy nad úrovní pláně žel. spodku.

V případě použití bezstykové koleje se omezím pouze na případ konstrukcí bez ložisek a s jednou přípustnou dilatující délkou - oddíl G. části 12.

- pro zřízení BK na mostě s OKL platí stejné zásady jako před a za mostem dle ČD S3/2
- pro zřízení BK na mostě s UKL (a bez ložisek) platí opět ČD S3/2 s tím, že se nadvýšení KL vně oblouku neprovádí- *Tato formulace ohledně absence nadvýšení je k diskusi – pokud se nejedná o objekt větší délky nebo objekt podél PHS, není důvod pro změnu tvaru KL a tak zvýšení pracnosti údržby žel. svršku.*
- Obdobně platí, že pokud je užito UKL a zřizuje se BK dle ČD S3/2 , nadvýšení koleje se nezřizuje.

<u>V oddílu G části 12 předpisu S3 není pro objekty s ložisky varianta BK současně s OKL ani zakázána ani povolena - není vůbec zmíněna</u>. Tato oblast nemá pochopitelně jednoduchá řešení, ale domnívám se, že v dohledné době lze stanovit podmínky a rozsah použití .

V souvislosti s OKL na mostech se objevují také názory, že standartní úprava jako v širé trati není zcela vhodná a to s ohledem na sníženou drsnost mezi povrchem ochrany systému vodotěsné izolace a kolejovým ložem. S tímto názorem lze však polemizovat, protože obdobná situace může nastat v případě použití antivibrační rohože v širé trati. Je tedy otázkou, zda je nutno přehodnotit nebo doplnit dosud požadované kriterium potřebného množství štěrku za hlavou pražce (a to především v bezstykové koleji s minimálním přípustným poloměrem) dalšími požadavky.

V případě mostů s PHS na římsách mostu je jeví jako vhodnější úprava s OKL a zvláště u mostů kratších rozpětí, kde přechodové rampy a atypické zvýšené soklové panely se nejeví jak z hlediska realizace, ekonomiky a údržby jako vhodné

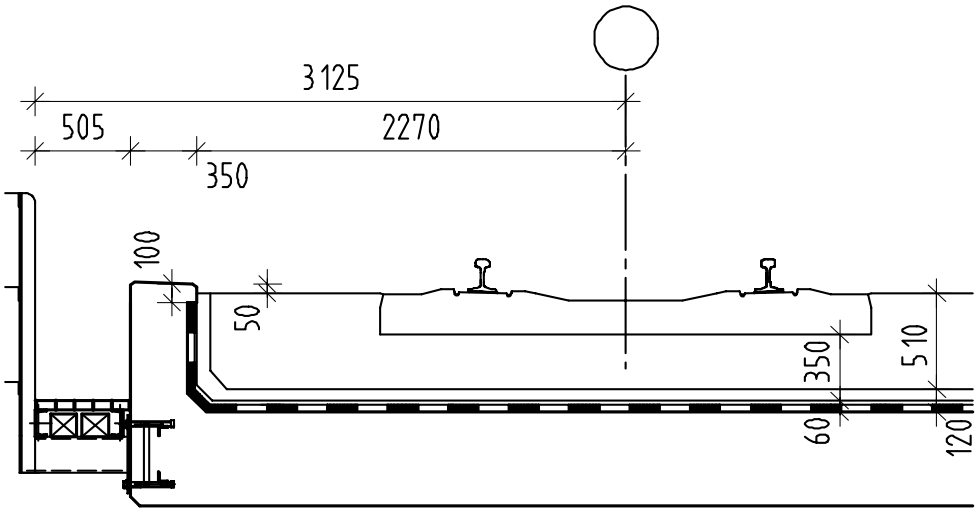
Z hlediska zajištění mimořádného zatížení mostu vykolejenými železničními vozidly, z hlediska zajištění stability mostního objektu při vykolejení a především z hlediska zajištění bezpečnosti na komunikacích pod mostním objektem se jako vhodnější úprava jeví použití kolejového lože ve žlabu. Ustanovení ČSN i ENV si v tomto bodě z hlediska zatížení odpovídají. Návrh tvaru žlabu kolejového lože by postačoval v šířkovém uspořádání respektující nutný prostor pro čistění kolejového lože včetně patřičných rezerv v případě koleje v oblouku. Kabelová vedení a chodníková lávka by byla umístěna mimo žlab kolejového lože. V oblasti přechodu do pláně dojde tak k posunutí přechodové zídky z hrany zemního tělesa blíže k ose koleje a bude tak snáze zajištěna stabilita této zídky. Je nutno však dořešit vztah k ZKPP podle jeho jednotlivých typů a vztah k odvodnění za rubem opěr.

Obdobně v souvislosti s převedením kabelových vedení přes most nebude sice stezka na mostě v úrovni stezky na předpolích, ale přechodová rampa bude podstatně kratší. Je však nutno vyřešit prostorový vztah mezi nízkou tloušťkou stezky na mostě a potřebným prostorem pro zatažení izolace pod ozub římsy a její ukotvení a vlastní výškou římsy nad ozubem. Toto řešení bude zřejmě narážet na limity svého použití např. u konstrukcí s extrémně stlačenou výškou a malým rozpětím.

V příspěvku je uveden na obr. č.1 návrh příčného řezu s šířkově minimalizovaným žlb. průřezem kolejového žlabu doplněného ocelovými chodníkovými konzolami a podlahou například tvořenou roštovými panely na bázi polymerových prvků používaných a odzkoušených např. v oblasti čištění odpadních vod , která se vyznačuje značným korozním potenciálem. Kabelová vedení budou uložena pod nosným roštěm, který je výškově umístěn v úrovni stezky.

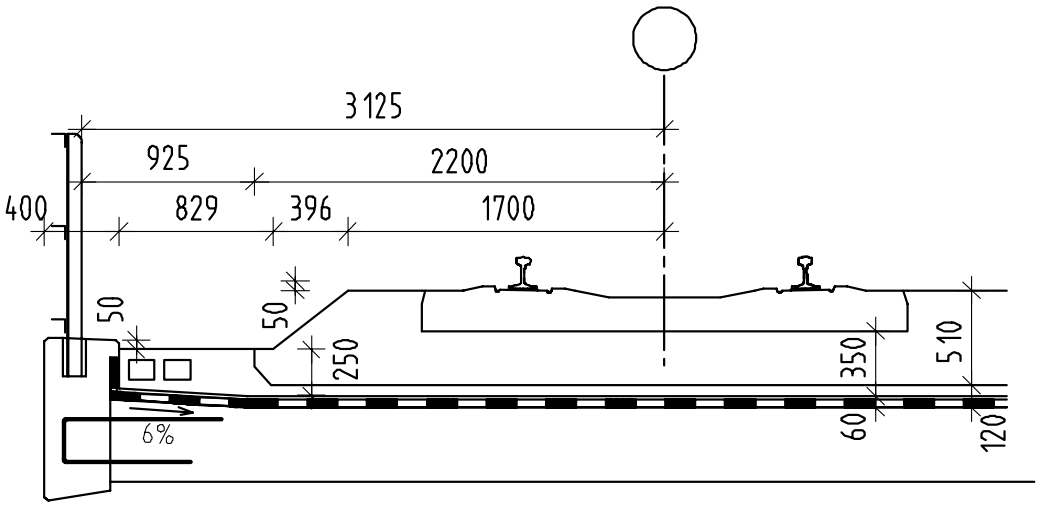
Toto řešení lze zřejmě použít bez rozdílu, zda se požaduje MPP 2,5 nebo MPP 3,0, protože přechod do stávajícího tělesa lze celkem jednoduše realizovat např. pomocí prvků pro rozšíření zemního tělesa na délce jako pro přechod do pláně. Pokud následně dojde k rozšíření tělesa na obou předpolích, je příčný řez mostu již přizpůsoben tomuto uspořádání.

Obr.č.1 - kolejový žlab a ocelový chodník s plastovou podlahou

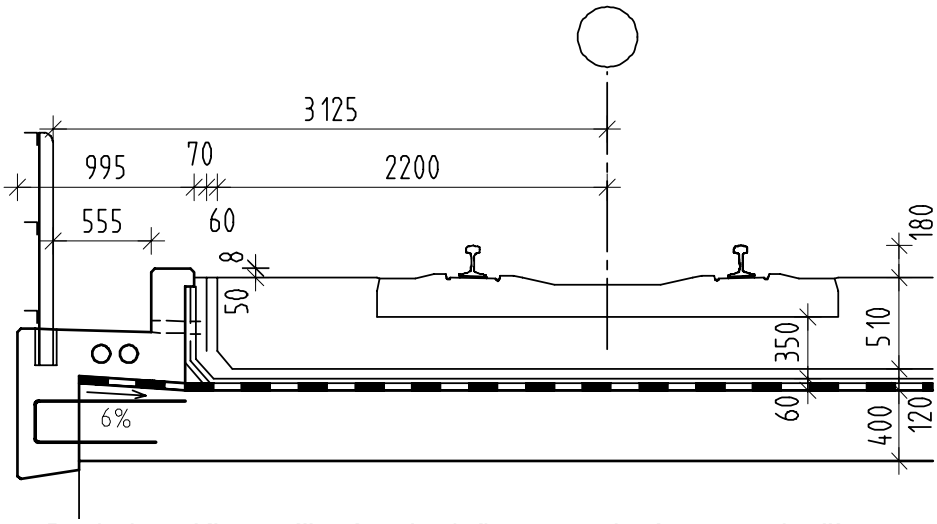


Na dalších obrázcích jsou uvedeny další náměty řešení

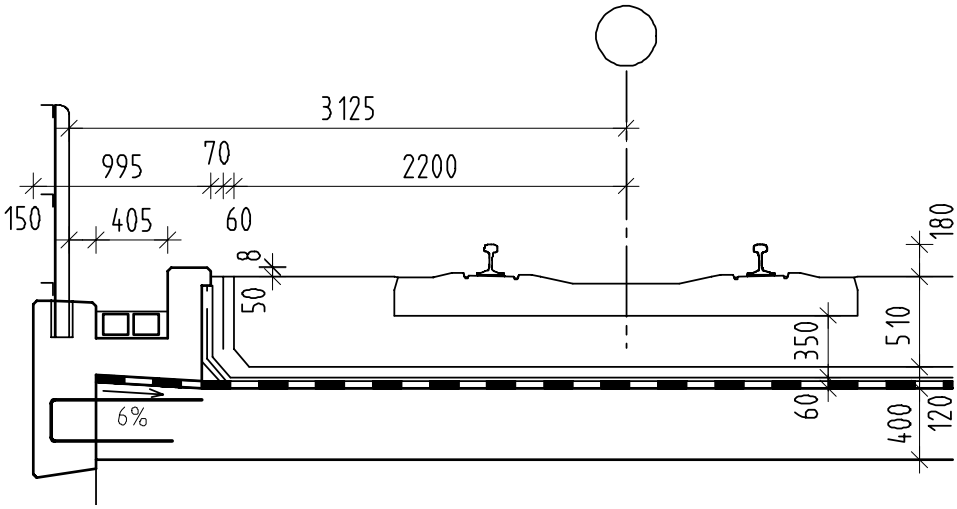
Obr. č.2 - Varianta A s mírně zvýšenou římsou



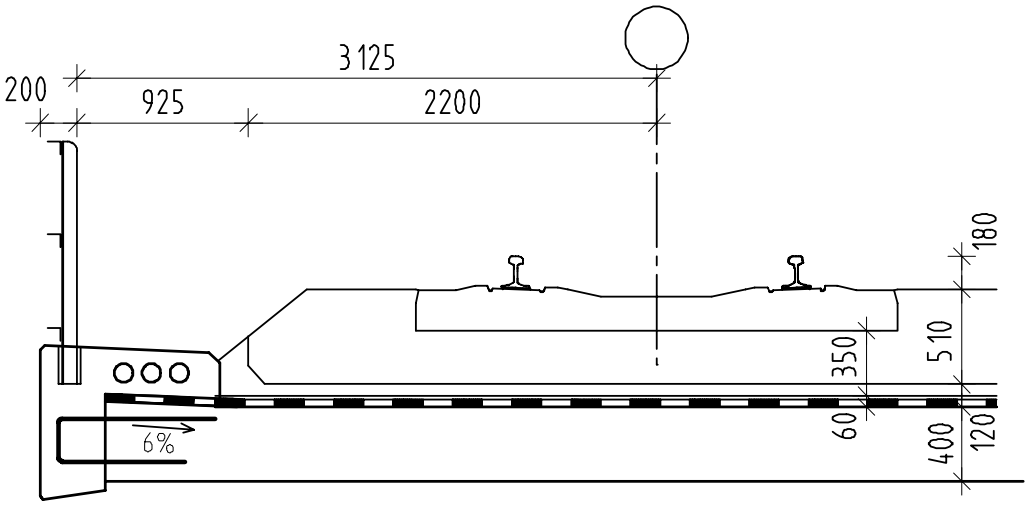
Obr.č.3 - Varianta B s bokem KL a sníženým chodníkem - vedení uvnitř římsy



Obr.č.3 - Varianta B s bokem KL a sníženým chodníkem - vedení na povrchu římsy



Obr. č. 4 - modifikace " silniční " římsy s utěsněním spáry mezi římsou a SVI na rozhraní s KL



Příklady realizovaných objektů u ILF CE:

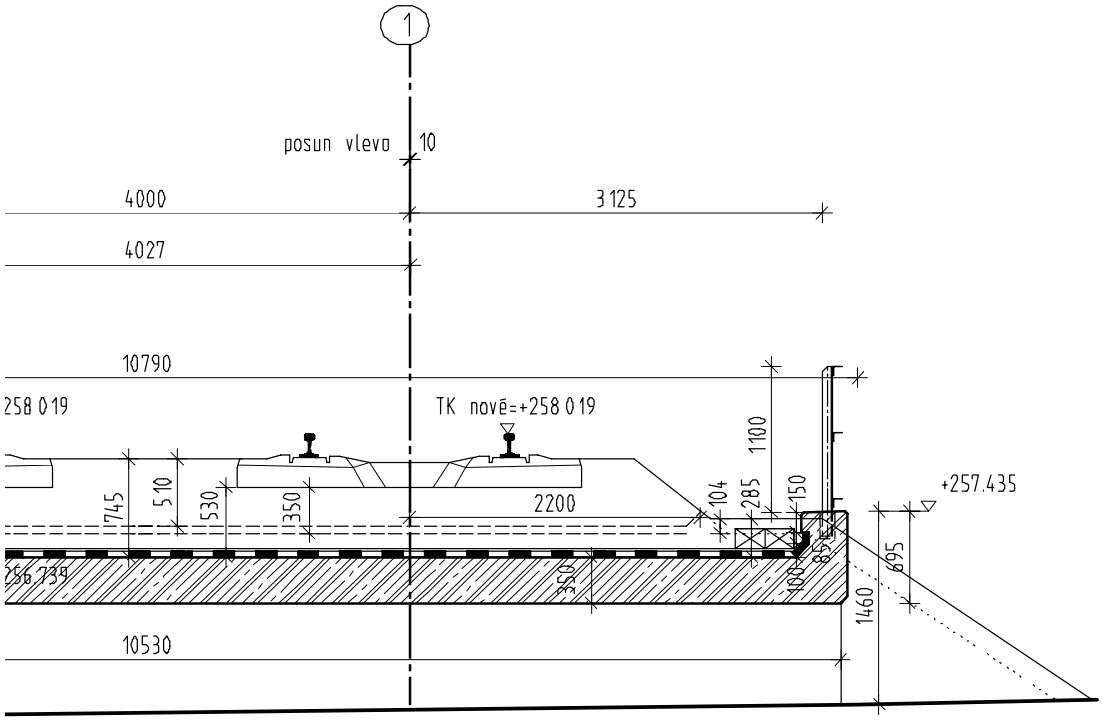
- propustek v km 14,016 tr. Chrást - Stupno - provedena náhrada kamenných desek žlb. deskou na stávajících opěrách – realizace 2000

- propustek v km 427,568 tr. Bubeneč- Kralupy nad. Vltavou
Na stávající klenbě bylo provedeno rozšíření v návaznosti na gabionové zdi před a za mostem – realizace 2002

projekty stavby před realizací:

- mosty v km 49, 449; km 50,022; km 50.718 tr. Červenka - Zábřeh

Stávající deskové mosty jsou nahrazeny otevřenou rámovou konstrukcí - viz přiložený příčný řez jedním z objektů:



-dva mosty v úseku tr. Č. Třebová - Krasíkov

Na stávající klenbě bylo provedeno rozšíření v návaznosti na uspořádání žel . spodku před a za mostem s použitím ukotvené římsy s OKL místo původně navrženého UKL.

Závěrečná poznámka:

Tento příspěvek je nástinem některých aspektů k použití OKL na mostech a autor bude vděčen za připomínky a další podněty k tomuto tématu. Nezbývá si než přát, že k tomuto tématu se podaří rámci aktualizace předpisů ČD najít trocha nezbytného prostoru a některá řešení uvedená např. v návrhu MVL 511 se podaří obecně dopracovat pro mostní objekty a propustky.

Kontaktní e-mailová adresa autora: jan.sykora@praha.ilf.com

Estakády na tramvajové trati Hlubočepy - Barrandov v Praze

Ing. Š. Štarha, Ing. J. Zahrada, CSc, ŽS Brno a.s., závod MOSAN

Vysouvané mosty na tramvajové trati Hlubočepy-Barrandov v Praze: Konstrukce dvou mostů na tramvajové trati Hlubočepy – Barrandov byla zhotovena postupným vysouváním nosné konstrukce. Délka vysouvaných mostů byla 298 a 286m. Podélný spád 6,2% a 6% , příčný spád 2%. Článek v krátkosti popisuje postup stavby a sledování konstrukcí během jejich výstavby.

1 Úvod

Autobusové spojení ze Smíchova na Barrandov v Praze se stalo minulostí. Od 28. listopadu zde byla uvedena do provozu nová tramvajová trať, která je společným dílem firem Subterra a ŽS Brno. Architektonickým a technickým skvostem nové tramvajové trati jsou mostní estakády. Hlubočepskou estakádu i Most přes Růžičkovu rokli, v nanejvýš obtížných prostorových a geologických podmínkách, úspěšně zrealizovali v extrémě krátkém čase mostaři závodu MOSAN firmy ŽS Brno, a.s.

V roce 1999 bylo vydáno územní rozhodnutí o výstavbě tramvajové trati Hlubočepy – Barrandov a v roce 2001 byla vypsána veřejná obchodní soutěž. Vítězem se stalo sdružení firem Subterra a. s. a ŽS BRNO a. s. Investorem stavby byl Dopravní podnik hl. m. Prahy a. s., generálním projektantem byl Metroprojekt Praha a. s. Zpracovatelem DSP, RDS a části DD obou mostních estakád byla projektová kancelář NOVÁK & PARTNER, s. r. o., zhotovitelem obou objektů mostních estakád bylo ŽS BRNO a.s., závod MOSAN. Vysouvané mosty na tramvajové trati Hlubočepy – Barrandov v Praze překlenují Růžičkovu rokli (objekt 6002) a Hlubočepské údolí (objekt 6001). Vysouvaný most přes Růžičkovu rokli v délce 298 m probíhá v podélném spádu 6.2% a půdorysném oblouku o poloměru 787m. Hlubočepská estakáda je tvořena vysouvanou částí v délce 286 m v podélném spádu 6% a půdorysném oblouku o poloměru 621.4m. Vysouvaná část objektu 6001 navazuje na část budovanou na pevné skruži v délce 186m. Příčný spád obou vysouvaných mostů je jednotný 2%.

2. Mostní estakády

Obě vysouvané mostní konstrukce jsou situovány v členitém, nepřístupném terénu, ve velmi proměnných geologických podmínkách. Hlubočepská estakáda navíc překlenuje trať ČD a poměrně frekventovanou komunikaci. Proto byla pro výstavbu obou estakád v maximální míře navržena metoda výsunu. Z celkové délky 770 m obou mostů probíhala výstavba touto metodou v celkové délce 584 m. Část mostu u Hlubočepské estakády, která je v přímé a v přechodnici, byla prováděna na pevné skruži. Navržený zaoblený tvar mostů odpovídá architektonickému pojetí celé tramvajové tratě a dobře zapadá do daného přírodního prostředí.

S ohledem na členitost území a proměnnost geologických poměrů bylo i zakládání velmi obtížné a náročné. Při zakládání obou estakád bylo využito, šachtových pilířů ∅ 3.8m hloubky až 32m, vrtaných pilot ∅ 1.2m i mikropilot.

Průřez nosných konstrukcí mostních estakád se skládá z komorového průřezu, který je doplněn oblými prefabrikovanými vzpěrami podporujícími konzoly a tvořící současně parapetní zábradlí. Kruhové trolejové rámy svým vnějším tvarem vhodně doplňují příčný řez.

Mostní estakády tvoří rámový nosník o 11-ti (Hlubočepská SO6001) či 7-mi (Růžičkova rokle SO6002) polích z plně předpjatého betonu. Rozpětí polí měřená v půdorysné ose ve směru staničení jsou 24 + 40 + 43,5 + 42,5 + 6 x 48 + 32 m resp. 36 + 3 x 46 + 2 x 44 + 34 m. Rámový účinek je vždy vytvořen pevným kloubovým spojením nosné

konstrukce a dvou pilířů ve středu její délky.

Výrobny obou mostů byly situovány za horními opěrami a proto vzhledem k velkému podélnému sklonu trasy bylo třeba konstrukci při jejím výsunu brzdit. Protože hodnota této brzdné síly je závislá na celkové tíze vysouvané konstrukce, byla použita metoda postupné výstavby příčného řezu konstrukce. To znamená, že je vysunuta nejprve základní střední část průřezu, která má cca 77 % plochy celého betonového průřezu mostu. Ten potom představuje vzhledem k velké hodnotě ostatního stálého zatížení 62 % celé váhy mostu. Základem průřezu je dvoustěnný komorový nosník výšky 2,80 m a šířky 9,00 m. Ze spodní estakády je výsunem provedeno 6 a 1/4 pole pomocí 12ti lamel, horní estakáda je celá vysunuta pomocí 13ti lamel. Maximální délka lamel byla 24 m. Po výsunu základních částí nosných konstrukcí byl průřez doplněn na plnou šířku 11,80 m montáží krajních válcových vzpěr skladebné šířky 1,5 m a dobetonováním konzol.

2.1 Estakáda přes Růžičkovu rokli SO 6002

Pilíře estakády přes Růžičkovu rokli jsou duté o průměru 3.4m , s tloušťkou stěny 55cm. Výška pilířů se pohybuje od cca 13m do 26m. Pilíře jsou zakončeny hlavicemi s proměnlivým oválným půdorysem o výšce 4m. Hlavice umožňují uložení nosné konstrukce vždy na dvojici ložisek s osovou vzdáleností 3.2m. U všech pilířů se velikost obrysových elips po výšce hlavic zvětšuje, roste však pouze poloosa kolmá na podélnou osu mostu

Obr.1 Výsun NK SO6002

Obr.2 Doplnění průřezu NK SO6002

Obr.3 Pohled na část SO 6002 před dokončením

2.2 Hlubočepská estakáda SO 6001

Pilíře Hlubočepské estakády jsou tvořeny plnými, železobetonovými kruhovými pilíři

průměru 2.7m, které jsou zakončeny hlavicemi vysokými 5m s proměnlivým oválným půdorysem. Výška pilířů se pohybuje od cca 6m do 14m.

U všech pilířů se velikost obrysových elips po výšce hlavic zvětšuje, opět roste pouze poloosa kolmá na podélnou osu mostu.

Vzhledem k extremně krátké době výstavby bylo nutné zahájit výrobu a výsun této estakády souběžně s estakádou přes Růžičkovu rokli.

Obr. 4 Výsun SO6001 Pohled z části estakády budované na pevné skruži

Obr. 5 SO6001 navěšování prefabrikovaných vzpěr na části betonované na skruži

Obr.6 Pohled na část SO6002 a SO6001 z pilíře č.5 SO6002 před dokončením

3. Závěr

Úspěšná realizace tohoto unikátního díla by nebyla možná bez vzájemné spolupráce všech stran zúčastněných na výstavbě a bez aktivního přístupu dodavatele ŽS BRNO a.s. zastoupeného závodem MOSAN, který se již od samého zadání RDS spolupodílel na technickém řešení celého projektu. Bohužel povolený rozsah příspěvku neumožňuje podrobnější rozbor řady originálních řešení, která byla použita při výstavbě tohoto originálního mostařského díla budovaného, u nás dosud v takovém rozsahu, nepoužitou metodou vysouvání. Domníváme se, že v rámci této konference by byla přínosná i diskuse o celé řadě detailů, které bylo nutno na těchto estakádách řešit a které nejsou řešeny ve vzorových listech, ani v TKP např. dilatační přechody, geometrické vytýčení, eliminace smrštění a dotvarování betonu, otázky měření a vlivu bludných proudů, stupeň zadržení atp.

/1/ J.Straka, M.Šístek, P.Ševčík, J.Zahrada, P.Zbraněk: MOSTNÍ ESTAKÁDY NA TRAMVAJOVÉ TRATI HLUBOČEPY - BARRANDOV V PRAZE, Betonářské dny, Pardubice 2002

/2/ J. Zahrada, P. Zbraněk, M. Pospíšil: Vysouvané mosty na tramvajové trati Hlubočepy - Barrandov , Betonářské dny, Pardubice 2003

/3/ V. Složil : Stavbaři odvedli skvělou práci. Konstrukce 2003

Šíření únavových trhlin dle EN 1993-1-9

Prof. Ing. Vladimír Tomica, CSc, Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava

Nový návrh normy pro únavové posouzení připouští normově poprvé možnost vzniku únavových trhlin. Je možné použít metodiku, jak podle koncepce přípustného poškození, tak doposud jedinou používanou koncepci bezpečné životnosti. Článek upozorňuje na určitou nepřipravenost, zejména u mostů, při použití nově zavedené koncepce.

Úvod

Anglická verze EC3 Navrhování ocelových konstrukcí, část 1. 9: Únava [1], byla koncem roku 2002, včetně podkladů pro přípravu národních příloh k novým ČSN EN, rozeslána Institutem ocelových konstrukcí, spol. s r. o. k připomínkám. Návrh mimo nové úpravy ve formě oddělení únavové problematiky do samostatné části, přináší zásadní změnu v návrhových metodách. Prozatím se při návrhu únavových detailů vychází z bezporuchovosti tj. z nerozvíjení se únavových trhlin po celou návrhovou životnost. Nový návrh připouští dvě metodiky v následujícím pořadí:

- Přípustné poškození

- Bezpečná životnost

Důvody ke změně koncepce posuzování

Přestože komentář vedoucí ke změnám není k dispozici, lze odhadnout hlavní důvody. Je známo, že i přes snahu vyvarovat se šíření únavových trhlin tyto procesy, na konstrukcích namáhaných proměnnými účinky zatížení, probíhaly. Např. na roštu mostovky Metra na Nuselském mostě na 2176 stejných detailech byly zaregistrovány trhliny až jich bylo1023, což je 47% ze všech těchto detailů, Rovněž náhodné zjištění už výrazných únavových trhlin na železničních mostech není neznámé. Faktem zůstává, že i přes výskyt únavových trhlin nejsou známy katastrofální následky na jednotlivých nebo celých mostních konstrukcích. Jestliže existuje redistribuce (přeskupení) napětí v důsledku oslabení některých částí, pak je potřeba tento proces neignorovat a čekat na samořešení, ale měl by být podchycen. Tato skutečnost podtrhuje význam prohlídek a ohodnocení závažnosti konstručních částí, na kterých mohou vzniknout únavové trhliny závažných rozměrů. Dále pak vyžaduje mít propracovány postupy jak se vyrovnat s rostoucími trhlinami. Návrhy i vlastní únavové procesy jsou poměrně náročné, protože v sobě zahrnují množství nahodilých charakteristik a potřebných vstupních údajů, což vnáší nejistoty, které je třeba na úrovni požadované spolehlivosti podchytit. Norma proto zahrnula už i ty případy, které byly doposud řešeny expertizami.

Podmínky použití dvou koncepcí návrhu

Normou stanovené podmínky jsou následující:

Koncepce *přípustného poškození* stanovuje přípustnou spolehlivost po celou dobu životnosti konstrukce, jestliže jsou prováděny stanovené prohlídky pro zjištění trhlin a je funkční udržovací režim pro opravy únavových poškození.

Podmínky uplatnění koncepce:

- v případech, kdy následkem únavového poškození může nastat přerozdělení účinků zatížení po jednom konstrukčním prvku nebo vzájemně mezi prvky konstrukce
- musí být použitý materiál podle EN 1993-1-10
- národní přílohy musí stanovit režim prohlídek

Požadované spolehlivosti lze dosáhnout těmito způsoby:

- výběrem nejvhodnějších detailů, materiálů a velikosti napětí, která v případě existence trhlin zabezpečí jejich pomalé šíření po dostatečně velký přípustný rozměr
- umožněním přenosu zatížení jinými způsoby
- použitím detailů, které umožní známými úpravami zastavení šíření trhlin
- použitím detailů přístupných pro provádění prohlídek zaměřených na únavové trhliny

Koncepce *bezpečné životnosti* je založená na volbě takové hladiny spolehlivosti po celou životnost, že nevyžaduje speciální systém prohlídek zaměřený na únavové poškození. Tato metoda může být použitá v případech, že trhliny jsou na takovém místě, které může způsobit rychlé únavové porušení konstrukčního prvku nebo celé konstrukce. Základní podmínkou je, že na konci návrhové únavové životnosti musí prvek, posuzovaný na únavu, vyhovovat meznímu stavu únosnosti s požadovaným indexem spolehlivosti β.

Návrh normy [1] ponechává na národních přílohách výběr koncepcí návrhů, definování skupin následků a numerické hodnoty součinitele spolehlivosti γ_{Mf}. Doporučuje pak γ_{Mf} uvedené v tab. 1, které blíže neodůvodňuje.

Tab. 1

Návrhová koncepce	Následky poškození	
	Mírné	Závažné
Přípustné poškození	1,00	1,15
Bezpečná životnost	1,15	1,35

Dopad změn na železniční mosty

Železniční mosty byly vždy mezi stavebními konstrukcemi v popředí při řešení problematiky únavy. Výrazné proměnné kolové síly jsou zdrojem proměnných účinků zejména na prvkové mostovky a nežádoucích únavových následků. Myšlenka nepřipustit šíření únavových následků byla oprávněná, chyběly potřebné znalosti, včetně možnosti je v minulosti i získat. Používalo se proto posouzení vycházející z Wöhlerovského pojetí (vztahu mezi $\Delta\sigma$-N). Potřebné materiálové charakteristiky bylo možné získat laboratorně na zkušebních vzorcích. Problémy, doposud uspokojivě nedořešené, zůstávají s náhodným výskytem proměnné odezvy zatížení a jejím vlivem na únavový proces a s reálnými detaily na únavové poškození. Dalším nedostatkem této metody je nemožnost oddělením studia stabilního šíření trhlin od ostatních studií. Stačí ale jen velmi malá iniciační trhlina (0,2-0,4mm) a celý únavový proces se několikanásobně urychlí proti případům stejného detailu s bezvadně upraveným povrchem (vybroušením, v laboratorních podmínkách i vyleštěním). U nýtovaných mostů důvodem pro existenci iniciační trhliny byly neopracované okraje válcovaných pásnic a stěn a nýtové otvory. Svařování zněkolikanásobilo pravděpodobnost výskytu nedokonalosti a tím i iniciačních míst náchylných na únavové poškození.

Doposud převážně prováděné prohlídky mostů zahrnují sledování únavových trhlin do rámce celkových pravidelných prohlídek. I ve vysoce technicky vyspělých státech se odhaduje procento zjištění trhlin už změřitelných délek do 25% z celkového počtu, které jsou na mostech. Nová metodika proto nabádá ke zlepšení prohlídek zaměřených jen na únavové trhliny a to v koncepci přípustného poškození. Vyžaduje si to mimo technické i personální posílení i stanovení termínů provádění prohlídek. Termíny prohlídek jsou vázány na předpoklad existence iniciační trhliny a jejího zvětšování. Protože Wöhlerovský to neumožňuje, je třeba použít jiné metody (např. lomovou

mechaniku). Současnou nepřipravenost těchto metod na normativní využití dokumentuje nový návrh, když konstatuje, že jiné posuzovací metody kromě modifikovaného Wöhlerovského postupu, v ní nejsou obsaženy.Z výzkumných prací a expertních posudků je zřejmé, že vhodná je metoda lineární elastické lomové mechaniky. Ta vyžaduje odlišné materiálové charakteristiky, znalosti velikosti iniciační trhliny, minimální měřitelné trhliny, maximální přípustné trhliny a další. Všechny tyto vstupy jsou zatíženy určitými nejistotami a tak bez pravděpodobnostních metod se nedá pracovat [2] [3] [4]. Bez předpracování do zjednodušené formy je tento postup zřejmě neprůchodný. Norma to však ponechává na národních přílohách.

Dobře míněná nově zavedená koncepce přípustného poškození je v současnosti pro všeobecné použití na tak důležitých stavbách jako jsou železniční mosty ještě nepoužitelná. Zůstává tedy koncepce bezpečné životnosti s propracovanou metodikou, ve které je zmenšení možnosti vzniku nahodilých únavových trhlin vhodné vylepšit zejména:

- snížením únavové pevnosti (zvětšením součinitelem γ_{Mf})přinutit k použití sice pracnější detail, ale s menší koncentrací napětí, nebo k zesílení tohoto místa a tím zmenšení rozkmitů napětí.
- zvýšením nároku na zhotovení a kontrolu míst špiček napětí (zpravidla se jedná o malou oblast) jako prevenci proti možné existenci i velmi malé iniciační trhliny.

Tato preventivní opatření proti vzniku únavových trhlin jsou daleko výhodnější, než náročnými prohlídkami sledovat jejich možný výskyt, ověřovat dopad existence trhliny na únosnost prvku i celé nosné konstrukce, provádět opatření zamezující další šíření apod.

Závěr

Návrh nové koncepce přípustného poškození únavovou trhlinou má své opodstatnění i teoreticky podchycuje nutná opatření. Pro praxi v současnosti chybí potřebná propracovatelnost postupů. Druhů koncepce bezpečné životnosti se jeví výhodnější i za cenu věnování větší pozornosti detailům náchylným na únavové poškození.

Literatura:

[1] Eurocodes: Design of steel structures, Part 1.9: Fatigue, August 2003

[2] Tomica, V. - Gocál, J.: Pravděpodobnostní přístup při sledování únavových trhlin. OK ocelové konstrukce 2/2001, str. 19-20

[3] Tomica, V.: Degradační účinky provozního zatížení na železniční mosty. Nová železniční technika. 1999 č. 4, str. 111-113

[4] Tomica, V.: Význam kvality provedení detailů, náchylných na únavová poškození. Konstrukce 6/2003, str. 11-14

Dotěsňování izolací staveb metodou gelových injektáží

Ing. Radovan Matzner , MATTEO s.r.o.
Jan Dvořák, Mgr. Petr Zídek

Tento příspěvek je zaměřen na problematiku dotěsňování stávajících stavebních konstrukcí, které jsou poškozovány vlivem vody, ale i stavebních děl, kde pro vysokou náročnost realizace dochází k dodatečným poškozením vodotěsných izolací.

Stavební společnost MATTEO s.r.o. se mimo další stavební aktivity zabývá ve své specializaci problematikou poškozených stavebních konstrukcí. Častým problémem promítajícím se napříč všemi oblastmi stavební činnosti je poškozování stavebních objektů vlivem vody, která proniká tam, kam nemá, chybějící, poškozenou, špatně navrženou nebo nekvalitně provedenou izolací. Naše firma provádí v této oblasti konzultační poradenství a navrhování postupů oprav těchto závad, ale hlavní činnost sanačního střediska naší firmy spočívá v samotné realizaci oprav a zřizování dodatečných hydroizolací.

V období 2001 – 2003 jsme prováděli několik stavebních realizací, které stojí za povšimnutí.

Je to například zatěsnění kamenného zdiva železničních propustků na trati Č. Budějovice – Dolní Dvořiště.

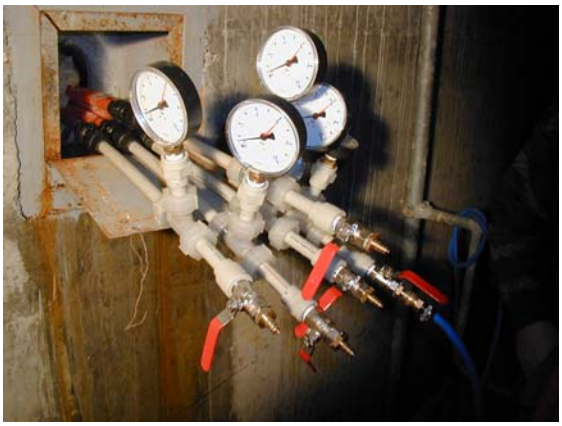
Železniční propustek trať Č. Budějovice – D. Dvořiště
Definitivní stav

Celoplošná injektáž kam. zdiva akrylátovým gelem

Zde se zvažovaly možnosti odtěžení zemního tělesa násypu o výšce cca 10 m a zřízení nové hydroizolace dvou kusů kamenných propustků o délce 30 m. Metodou celoplošné injektáže a následné doinjektáže zbylých výronů akrylátovým gelem MC Bauchemie jsme dosáhli utěsnění propustků za podstatně nižší cenu, než kterou by si vyžádalo celé odkrytí konstrukce propustků.

Další zajímavou realizací bylo provedení dotěsnění foliových dvojitých izolací při výstavbě silničního podjezdu Praha Zlíchov. Zde bylo zjištěno několik poruch ve funkčnosti izolací během výstavby. Při sanaci byl taktéž použit pro injektáž gel MC Bauchemie. Způsob injektáže byl navržen po pečlivé diagnostice do systému trubek pro dodatečnou injektáž.

Zlíchovský podjezd pod železnicí



Zkouška těsnosti dvojité sektorové izolace

Vlastní injektáž pak byla prováděna cíleně, opakovaně a s průplachem, což zajistilo, že injektážní systém je zde nadále funkční.

Během roku 2003 jsme byli vyzváni ke konzultacím o řešení výronů vody při realizaci ražených tunelů metra na trase IV.C. Holešovice - stanice Kobylisy – Ládví.

Injektážní systém na jednoduché foliové izolaci

Celoplošná injektáž sekce gelem

V tomto případě byla použita jako hydroizolace folie z měkčeného PVC tl. 3 mm. Úseky sekcí tunelu v délkách cca 10 m byly od sebe odděleny těsnícími pásy, které byly navařeny na izolační folii. Do plochy izolace byly rozvedeny injektážní trubky dodatečného těsnícího systému. Jejich vývody pak jsou sdruženy do výklenků v betonovém ostění. Taktéž v těsnících pásech byly osazeny „Frank“ hadice pro dodatečné utěsnění. Po betonáži definitivního ostění a uzavření odlehčovacích studní se projevily průsaky a výrony vody.

V první fázi byl proveden soupis všech netěsností. Dále jsme navrhli po dohodě s investorem druh těsnících materiálů a postup jednotlivých kroků utěsnění.

- Vzhledem k požadavkům pro tyto specifické problémy byly navrženy materiály firmy CARBOTECH - BOHEMIA s.r.o.
- Injektážní gel Carbocryl „HV“, „T“ je vyroben na hydrofilní metakrylátové bázi a je vhodný pro elastické a trvalé zatěsnění trhlin, dutin a dodatečné utěsnění poruch ve foliových izolacích.

- Polyuretanové pryskyřice s rychlou reakcí typu Bevedan - Bevedol WF, WFA jsou vhodné na zatěsnění i silných vodních výronů.

V případě typu sekce, kdy se jednalo o jednoduchou folii, byla provedena kontrola průchodnosti, souvislosti a pořadí jednotlivých potrubí tlakovým vzduchem. Při této variantě zatěsňované sekce bylo provedeno postupné zalití sekce gelem od nejspodnějších částí s následným průplachem injektážního potrubí vodou pro další případnou injektáž. Pro zatěsnění byl použit gel Carbocryl HV pro základní vyplnění sekce. Injektážní tlaky byly během celé injektáže sledovány a nepřesáhly cca dvojnásobku až trojnásobku hydrostatického tlaku vyvozeného sloupcem venkovní vody v daném místě. Injektáž byla přerušena v případě nárůstu injektážního tlaku nebo výronu gelu z konstrukce. Ukončena byla po aplikaci předpokládaného množství injektážního media na daný úsek za podmínky, že nedocházelo již k žádným výronům vody. Při dokončování injektáže byl použit Carbocryl T.

Předtěsnění silného výronu vody ze spáry sekcí

Celoplošná gelová injektáž

V případech typu poruch, kdy docházelo k silným výronům vody z dilatačních nebo pracovních spar, byla provedena taktéž kontrola souvislosti a pořadí jednotlivých potrubí tlakovým vzduchem. Dále pak bylo provedeno nejprve utěsnění spáry, ze které vyvěrala voda dvousložkovým rychle reagujícím polyuretanem Bevedan - Bevedol WFA. Tímto krokem jsme dosáhli předtěsnění pro následné postupné zalití, a tím úplné dotěsnění sekce gelem. Následujícím průplachem injektážního potrubí vodou jsme si opět zajistili průchodnost pro další možnou injektáž.

Tam, kde při realizaci částí tunelu docházelo ke složitému napojování konstrukcí, jako v místě rozpletu dvoukolejného tunelu na jednokolejné, nebo v místě zaústění eskalátorového tunelu do stanice, bylo nutno doplnit daný injektážní systém o další navrtávané injektážní body.

Gelová injektáž netěsností v místě napojení eskalátorového tunelu na stanici

Po úplném zatěsnění mohou navazovat dokončovací práce

Během samotné realizace dokončení definitivního utěsnění foliového izolačního systému gelovou injektáží jsme došli k několika poznatkům.

1. Pro účinnou dodatečnou injektáž plyne potřeba maximální důslednosti při osazování a evidenci umístění celého injektážního systému.
2. Při návrhu obdobných systému izolací doporučujeme osadit do čel betonovaných sekcí mastixové nebo gumové profily, které by pomohly vytvořit spolu s těsnícím pásem komoru, kterou by bylo pak možno zkoušet, nebo jednoduše injektovat.
4. Při injektáži docházelo také k zatékání gelu do sousedních sekcí, aniž došlo k výronu ze spáry. Toto nasvědčuje o neúplném připojení těsnícího pásu k folii, nebo k jeho odtržení. Jestliže k tomuto dojde v několika sousedních spárách, není možné určit zdroj vtékající vody. Rozdělení takovýchto úseků pouze injektáží spár je problematické.
5. Před betonáží je třeba zamezit vzniku tzv. "vodních pytlů" v betonovaném úseku. To lze řešit buď dočasným snížením hladiny čerpáním nebo provedením řízeného drénu, který bude po betonáži zrušen a zainjektován.
6. Při návrhu celého izolačního a hlavně injektážního systému je třeba spolupracovat s odbornou firmou, aby byl systém navržen smysluplně a účelně, a tím se šetřily náklady při následném provádění vlastních injektáží.
7. Před zahájením prací je třeba proškolit všechny zúčastněné techniky a vedoucí pracovních čet o významu a principu izolačního a injektážního systému a následně s nimi spolupracovat v každé etapě výstavby při dílčích problémech event. při poškození systému (= za přiznání netrestat ale chválit).
8. Doporučuji zajistit stálou přítomnost nezávislého technika pro sledování kvality izolačního a injektážního systému po celou dobu výstavby.

Závěrem:

Injektážní systém musí být navržen tak, aby umožňoval:

- výplňovou injektáž po betonáži pro dotažení klenby a vyrovnání rubu sekundéru

- opakovatelnou těsnící injektáž nezávisle pro jednotlivé sekce

Injektážní systém je nedílnou součástí celého izolačního systému a ten je pochopitelně součástí celého realizovaného stavebního díla. Jako takový je ho třeba vnímat nejen v době následných injektáží, ale i v době realizace a hlavně v době přípravy a oceňování díla. Podle komplikovanosti díla je pak třeba rozhodnout o rozsahu a nákladech injektážních prací v jednotlivých etapách provádění díla. (Ještě jsem nezažil stavbu, která by ani nekápla)

Matteo s.r.o.
373 61 Hrdějovice 11
tel.: 387 221 169, fax: 387 220 513
e-mail: radovan.matzner@matteo.cz

Injektážní materiály Crackseal pro injektáž aktivních trhlin

Ing. Michal Grossmann, CarboTech – Bohemia s.r.o.

Trhliny lze posuzovat podle mnoha hledisek. Jedno ze základních dělení je na trhliny stabilizované (neaktivní) a aktivní. Článek se zabývá systémem materiálů, určených k sanaci aktivních trhlin v betonových konstrukcích a umožňujících jejich trvale pružné utěsnění.

1. Příčiny vzniku trhlin

Vznik trhlin v betonové konstrukci je důsledkem překročení namáhání materiálu (tah, smyk, kroucení), na které je konstrukce dimenzována. Jinou příčinou poškození mohou být změny vnějších podmínek, které v době navrhování konstrukce nebylo možno předpokládat. V horším případě to může být chyba v projektu nebo technologická nekázeň. Obecně jsou tyto vlivy pojmenovány jako objemové změny a vnější zatížení včetně vnucených deformací.

2. Princip sanace aktivních trhlin

Sanace trhlin vyžaduje komplexní přístup, který sestává ze stanovení příčin vzniku trhlin, definice požadavků na výsledek sanace a z návrhu způsobu sanace trhlinami narušené konstrukce. Konečný výsledek závisí na mnoha veličinách, mezi nimi také na návrhu a způsobu aplikace vhodného sanačního materiálu.

Pouze ve výjimečných případech znamenají trhliny riziko pro stabilitu konstrukce. V takovém případě se k silovému spojení trhlin používají epoxidové pryskyřice. Častěji se však u betonových konstrukcí vyskytují trhliny, které přímo stabilitu konstrukce neohrožují. Sanace tvrdými epoxidovými pryskyřicemi tedy není nejvhodnější. Jejich přilnavost, potažmo pevnost lepeného spoje je vyšší než pevnost betonu v tahu nebo tahu za ohybu. To s sebou nese riziko, že při dalším zatížení konstrukce vzniknou trhliny nové, tentokráte na jiném místě. Beton tak nebude schopen plnit funkci ochrany betonové výztuže proti korozi, způsobované vodou a dalšími nepříznivými vlivy. Zajistit tuto funkci lze utěsněním trhlin trvale pružným materiálem, který se přizpůsobí chování betonu.

3. CRACKSEAL – systém pro sanace aktivních trhlin

Právě pro utěsnění aktivních trhlin byl vyvinut systém vysoce pružných těsnicích polyuretanových injekčních pryskyřic CRACKSEAL firmy CarboTech. Systém tvoří dvousložkové pryskyřice CRACKSEAL H a CRACKSEAL M. Řadu doplňuje jednosložková injekční pryskyřice CARBOSTOP H a tmel CARBOPAST H.

Výrobky CRACKSEAL jsou pomalu reagující, stále pružné pryskyřice s nízkou viskozitou při aplikaci, které zaručují dokonalý výsledek při vyplňování trhlin a utěsňování téměř všech stavebních materiálů a konstrukcí. Velmi dobře ulpívají na suchém i mokrém povrchu, CRACKSEAL M je schopen přilnout i na betonový povrch nasáklý naftou. Materiály se vyznačují vysokou odolností proti dotržení.

CRACKSEAL M nabízí výborné hodnoty průtažnosti a dobrou pevnost v trhu. Je hydrofobní a na kontaktu s vodou téměř nepění.
CRACKSEAL H je výrobek s nejlepšími parametry. V souladu s předpisem ZTV - RISS 93 je schválen Německým institutem dopravy k injektáži omezeně roztažných trhlin v mostech a jiných inženýrských stavbách. Jeho aplikace zajistí uzavření (zbrzdění nebo zabránění přístupu látek podporujících korozi do konstrukčních prvků přes trhliny), utěsnění (odstranění netěsností konstrukčního

prvku způsobených trhlinami) a vytvoření omezeně roztažného spojení obou stěn trhliny. V ČR je schválen pro sanaci konstrukcí dopravních staveb a Hlavním hygienikem ČR je schválen pro styk s pitnou vodou.

CARBOSTOP H je velmi rychle reagující, vysoce pěnivá polyuretanová pryskyřice, určená pro okamžité zastavení vody, vytékající z trhliny v sanované konstrukci. Používá se jako první stupeň dvoustupňové injektáže pro předtěsnění. Jako druhý stupeň se provede injektáž pryskyřicí typu CRACKSEAL.

CARBOPAST H je chemicky vytvrzující dvousložkový polyuretanový tmel, který se používá pro uzavření trhlin se šířkou nad 3 mm. Je omezeně roztažný, takže se dokáže přizpůsobit chování betonové konstrukce.

CRACKSEAL H společně s CARBOSTOP H a CARBOPAST H tvoří ucelený sanační systém, který byl schválen dle předpisu ZTV – RISS 93.

4. Použití systému CRACKSEAL

Systém CRACKSEAL je vhodný pro těsnění trhlin, vzniklých např. od dynamického namáhání (mosty), nestejnoměrného oslunění, např. konstrukcí vodojemů a nádrží nebo prudkým střídáním teplot od technologického procesu (chladicí věže). Zabraňuje přístupu vody k betonářské výztuži a tím vzniku koroze výztuže. Je také určen k těsnění trhlin v masivních konstrukcích, které nebyly dostatečně dilatovány.

Dalšími možnostmi použití jsou případy:

- utěsnění cihelného zdiva a betonových konstrukcí proti zemní vlhkosti
- injektáž pracovních spár monolitických konstrukcí přes předem vloženou injektážní hadici
- dotěsňování pracovních spár již hotových konstrukcí
- utěsňovací práce na vnitřních obezdívkách tunelů, betonových van a podzemních stěn, realizovaných dle ZTV – RISS 93

5. Zpracování

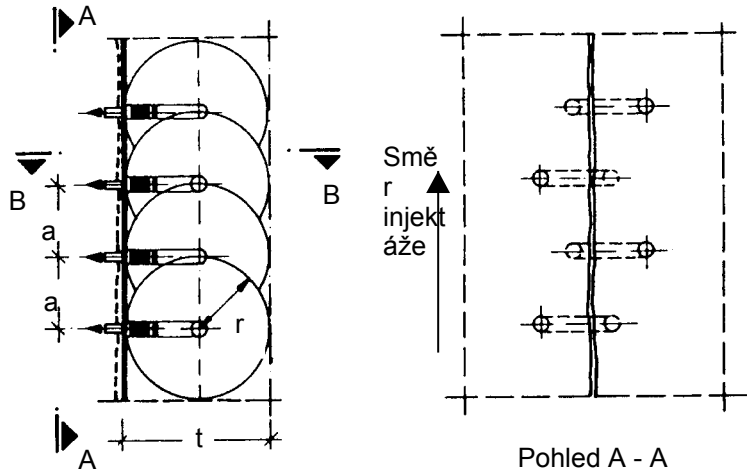
5.1 Jako jednosložková pryskyřice

CRACKSEAL se může zpracovávat dvěma rozdílnými způsoby. Je-li prováděna injektáž trhlin v souladu s předpisem ZTV – RISS 93, preferuje se jednosložková aplikace. Jednotlivé složky pryskyřice se předem pečlivě smísí v poměru 1 : 1 a injektují se jednosložkovým čerpadlem. Je nutno dodržovat dobu zpracovatelnosti, která se liší podle typu pryskyřice. Injektáž aktivních trhlin probíhá v době, kdy jsou spáry nejvíce rozevřeny, tj. v zimních měsících. Nejnižší teplota, při které je injektáž povolena, je 6 °C.

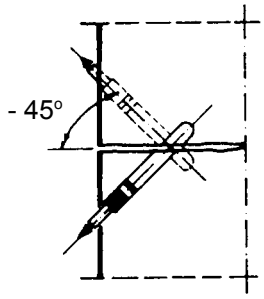
Pryskyřice se zpravidla injektují do utěsňované trhliny přes pakr osazený do vrtu. Vrty se provádějí podél trhliny a jsou vedeny tak, aby trhlinu protínaly pod úhlem 45°, viz Obr. 1. Jako první je injektováno nejnižší místo trhliny a dále se postupuje směrem nahoru. Pokud jsou okraje trhliny suché, je nutno trhlinu dle požadavku předpisu ZTV - RISS 93 nejprve propláchnout vodou.

V případě, že z trhliny vytéká velké množství vody, provede se dočasné zastavení přítoků předinjektáží rychlým systémem CARBOSTOP H. Do vhodného místa se provede vrt, osadí se pakrem a provede se injektáž. Po zastavení přítoků je možno injektovat pružným systémem CRACKSEAL.

Obr. 1 – Upevnění pakru v předvrtaných otvorech
(povrch trhliny není zatěsněn)



Řez B - B



t zóna účinnosti jednoho pakru
r
poloměr účinného dosahu injektáže
a = r vzájemná vzdálenost pakrů (vzdálenost může být nepodstatně překročena, u prvků s tloušťkami t ≥ 60 cm musí být uspořádání pakrů stanoveno před zahájením prací projektem)

5.2 Jako dvousložková pryskyřice

Druhá možnost je zpracovávat systém CRACKSEAL jako dvousložkový. Jednotlivé složky pryskyřice jsou dvousložkovým čerpadlem dopravovány odděleně až k místu injektáže, kde před vstupem do vrtu dojde k jejich smísení ve statickém směšovači v poměru 1 : 1. V tomto případě odpadá nutnost sledování doby zpracovatelnosti, takže práce je pohodlnější.

5.3 Injektážní hadice

Aplikace přes injektážní hadice je zvláště vhodná pro utěsnění pracovních spár nebo míst spodních staveb monolitických konstrukcí, tedy v místech, kde se nejčastěji vyskytují netěsnosti. Před betonáží se injektážní hadice osadí a zajistí proti nežádoucímu zanesení. Možnost zahájení injektáže závisí na daném technologickém předpisu použité betonářské směsi. Lze použít oba způsoby zpracování pryskyřic CRACKSEAL. Dlouhá doba zpracovatelnosti umožní zainjektovat pracovní spáry v celé ploše.

Tabulka 1. Reakční data systémů CRACKSEAL

Parametr	Jednotka	Teplota		
		8 °C	15 °C	23 °C
CRACKSEAL H				
Počáteční viskozita směsi	mPa.s	390 ± 20	260 ± 20	165 ± 20
Dosažení viskozity 1000 mPa.s za	min	cca 50	cca 60	cca 70
Doba zgelovatění	hod	> 13	> 13	13 ± 1
Stupeň napěnění	-	cca 1,0	cca 1,0	cca 1,0
Zpracovatelnost směsi	min		min. 45	
Teplota skelného přechodu*	-26 °C			
CRACKSEAL M				
Počáteční viskozita směsi	mPa.s	320 ± 20	200 ± 20	140 ± 20
Dosažení viskozity 1000 mPa.s za	min	cca 24	cca 40	cca 43
Doba zgelovatění	hod	> 7	> 7	7
Stupeň napěnění	-	cca 1,1	cca 1,1	cca 1,1
Zpracovatelnost směsi	min		min. 20	
Teplota skelného přechodu*	-15 °C			

Tabulka 2. Mechanická data systémů CRACKSEAL

Parametr	Jednotka	CRACKSEAL H**	CRACKSEAL M**
Tažnost při 23 °C	%	250	310 ± 50
Přídržnost	MPa	nestanoveno	7,7
Pevnost v tahu	MPa	1,30	1,27
Tvrdost Shore A	stupeň	53	56
Mrazuvzdornost (50 cyklů)	MPa	0,77	nestanoveno
Odolnost proti rozmrazovacím prostředkům (150 cyklů)	***%	0	nestanoveno

* Teplota, při které dochází ke snížení elastických vlastností pryskyřice.
** Hodnoty stanoveny zkouškami v ITC – Institutu testování a certifikace, Zlín.
*** Porušená plocha po 150 cyklech

6. Závěr

Při schvalování systému CRACKSEAL H, CARBOSTOP H a CARBOPAST H dle předpisu ZTV – RISS 93 byly hmoty podrobeny řadě náročných zkoušek. Zkoušeny byly fyzikální vlastnosti hmot a následně proběhlo ověření metody injektáže na zkušebních tělesech porušených trhlinami. Přitom podmínky se velmi blížily skutečnosti – injektážní práce probíhaly při teplotě 5 °C. Všechny předpisem požadované parametry byly splněny, v některých případech dokonce několikanásobně. V závěrečném hodnocení způsobilost systému byla ohodnocena takto:

„Na základě předložených výsledků zkoušek není vůči použití metody injektování CarboTech s plnicím materiálem CRACKSEAL H (PUR) a CARBOSTOP H (SPUR) pro omezeně rozpínavé plnění trhlin se zohledněním jejich specifických materiálových vlastností žádných výhrad.“

Výsledky zkoušek a citované hodnocení považujeme za dobré doporučení pro rozšíření systému CRACKSEAL také v České republice.

Literatura:

- Doc. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc., Hodnocení trhlin z hlediska oprav.

Požadavky na sanační materiály., Sborník ze semináře CONCON 98, Praha
- Dr. Wolfgang Cornely, Přednáška na 2nd International CT-Workshop 1998, Essen
- ZTV – RISS 93, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für das Füllen von Rissen in Betonteilen (Dodatečné technické smluvní podmínky a směrnice pro plnění trhlin v betonových konstrukcích), Bundesminister für Verkehr, Abtailung Straßenbau, 1993
- Zpráva č. 99011 o základních zkouškách jedno- a dvousložkových metod injektování CarboTech s plnicím materiálem CRACKSEAL H (PUR), CARBOSTOP H (SPUR) k uzavírání, utěsňování a omezeně pružnému spojování trhlin, Institut für Massivbau, Universität GH Essen, 1999
- Technické listy hmot a propagační materiály CarboTech – Bohemia s.r.o.