



## **6. ROČNÍK KONFERENCE**

# **ŽELEZNIČNÍ MOSTY SPRÁVA A VÝSTAVBA**

*setkání mostařů praktiků - správců, projektantů a stavitelů*

# **SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ NA CD**

*(s rozšířeným obsahem a seznamem účastníků konference)*

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

*pořádá*

**SUDOP PRAHA a.s.**

*ve spolupráci s*

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

*Přípravný výbor konference : Ing. Milan Čermák, České dráhy s.o.*

*Ing. Josef Fidler, SUDOP Praha a.s.*

*Ing. David Krása, SUDOP Praha a.s.*

*Ing. Mojmír Nejezchleb, České dráhy s.o.*

*Organizační zajištění :*

*Květa Homolová, SUDOP Praha a.s.*

# **ZÁKLADNÍ INFORMACE KE SBORNÍKU NA CD**

## **Obsah CD :**

### **adresář SEZNAM**

*Obsahuje soubor [seznam.pdf](#) se seznamem přihlášených účastníků konference. Seznam je aktualizován ke dni 15.1.2001.*

### **adresář PŘÍSPĚVKY KONFERENCE**

*Obsahuje příspěvky, které zazní jako vystoupení na konferenci. Každý příspěvek je v samostatném adresáři, označeném jménem a firmou prvního autora. K některým příspěvkům je připojen adresář **přílohy**, který obsahuje soubory dodané autorem. Seznam příspěvků :*

1. *Ing.Karel Chvojka (ČD, OMT) : [Dokumentace železničních mostních objektů](#)*
2. *Ing.Milan Kučera (ČD, OMT) : [Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí a mostů u ČD](#)*
3. *Ing.Libor Marek, Ing.Petr Dobrovský (Topcon) : [Optimalizace traťového úseku Choceň - Ústí nad Orlicí, rekonstrukce mostů](#)*
4. *Ing.Roman Šafář (SUDOP Praha), Mgr.Filip Dudík (GeoTec GS) : [Vznik a vývoj projektu estakády u Dlouhé Třebové](#)*
5. *Ing.Ján Husák (ŽSR) : [Výstavba železničních mostov při Žiline](#)*
6. *Ing.Ivan Hladík, Ing.Jiří Elbel (SUDOP Praha) : [Most v km 1,847 trati Praha Plzeň - stavba „Městský okruh Zlíchov - Radlická“](#)*
7. *Ing.Blanika Karbanová (ČD, OMT) : [Navrhování vodotěsných izolací železničních mostních objektů se zřetelem na nově schválené předpisy ČD](#)*
8. *Ing.Lukáš Beran, prof.Hynek Šertler (Universita Pardubice) : [Simulace provozní spolehlivosti stávajícího mostu](#)*
9. *Ing.Petr Adam, Ing.Karel Štěrba (SUDOP Praha) : [Sanace Hranického viaduktu betonového \(most v km 210,844 trati Přerov - Petrovice\)](#)*
10. *prof.Ladislav Frýba (ÚTAM AVČR) : [Chování železobetonových mostů a jejich elementů při dynamickém a únavovém namáhání](#)*
11. *prof.Ivan Vaniček (ČVUT) : [Mostní opěry z využitěné zeminy](#)*
12. *Ing.Martin Havelka (Chládek a Tintěra), Ing.Petr Novák (Valbek), Ing.Jaroslav Doubrava (ŽPSV) : [Rekonstrukce mostu v km 27,407 trati Jaroměř Královec](#)*
13. *Ing.Josef Sláma (ČD, TÚDC) : [Pružné uložení kolejí na mostech s mostnicemi](#)*

## **adresář PŘÍSPĚVKY SBORNÍK**

Obsahuje příspěvky, které se nevešly na program vystoupení na konferenci. Uspořádání adresáře je stejné jako u **příspěvky konference**. Seznam příspěvků:

14. Ing.Jaroslav Korbelář, Ing.Jiří Schindler (Pontex), Ing.František Šťovíček (ČD): Rekonstrukce mostu přes Vranskou přehradu v km 29,319 trati Dobříš - odbočka Skochovice
15. Ing.Jaroslav Doubrava (ŽPSV), Ing.Josef Kubíček : Vložení mostu AMOS do tratí ČD a nová forma použití nosníků MK-T
16. Ing.Svatopluk Vondra (Atryx) : Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí nátěry
17. Ing.Libor Marek, Ing.Vít Najvárek (Topcon) : Rekonstrukce mostu v km 96,016 Košťálov
18. Ing.Jaroslav Jordán (ZIPP Brno), Ing.Tomáš Krzák (MT Prostějov) : Propustky - velkopružměrové protlaky železobetonovými troubami průměru 1500 - 2500 mm

## **adresář REKLAMY**

Obsahuje soubory s reklamou firem, které si ji objednaly k publikování ve sborníku a dodaly ji v digitální formě. Tyto soubory jsou ve formátu, jak byly firmami dodány.

Sborník na CD sestavili

Ing.David Krása (krasa@sudop.cz), Ing.Jaroslav Veselý (veselyj@sudop.cz)  
a Haupt Petr (haupt@sudop.cz)

# Dokumentace železničních mostních objektů

**Ing. Karel Chvojka**

České dráhy, ředitelství divize dopravní cesty

Před dvěma roky jsem na tomto fóru informoval o činnosti řídícího útvaru péče o jakost v oblasti staveb železničního spodku, tj. odboru stavebního ředitelství DDC, ve vztahu k dokumentaci železničních mostních objektů. Podrobně jsem zde popisoval probíhající práce na **Obecných technických podmínkách pro dokumentaci železničních mostních objektů** (*dále jen OTP*), jejich předpokládanou strukturu a především důvody, které vedly řídící útvar k jejich zpracování. Vzhledem k rozsahu dané problematiky a zejména ke způsobu a rozsahu projednání dokončených OTP se nepodařilo dodržet původně plánovaný termín nabytí účinnosti do konce roku 1999; **OTP byly schváleny ředitelem odboru stavebního DDC dne 29. června 2000 pod čj. 794/2000-O13 s účinností ode dne schválení.** Opatřením vrchního ředitele DDC č. 93 ze dne 1. 8. 2000 bylo uloženo všem vrchním přednostům SDC a ředitelům stavebních správ uplatňovat OTP jako závazný technický podklad při zadávání zakázek, jejichž součástí jsou práce na dokumentaci železničních mostních objektů.

## Základní vstupní faktory, které ovlivnily tvorbu a projednání OTP:

1. **Nutnost shody se Systémem péče o jakost v oboru staveb železničního spodku** (*dále jen systém*). Systém stanoví postupy pro
  - ověřování způsobilosti k provádění prací - výsledkem jsou „Závazná pravidla ČD“,
  - ověřování shody výrobků, materiálů a zařízení určených pro stavbu železničního spodku s požadavky ČD. Výsledkem ověření shody jsou „Obecné technické podmínky“. Dokumentaci (přípravnou dokumentaci, projekt stavby, dokumentaci zhотовitele) lze považovat za jeden z výrobků, vstupující do procesu výstavby, který svojí kvalitou přímo ovlivňuje kvalitu stavby. V tomto smyslu jsou vydané OTP plně v souladu se systémem.
2. **Harmonizace OTP s dalšími platnými dokumenty, vztahujícími se k projektové přípravě staveb ČD.** V praxi ČD existuje několik dokumentů zásadního významu, vydaných odborem investičním, které definují požadavky na jednotlivé stupně projektové přípravy staveb, a to zejména:
  - Opatření VŘ DDC čj. 1009/94-O7 ze dne 22. 12. 1994 „Přípravná a projektová dokumentace staveb“, včetně dodatků č. 1 až č. 8 (z nichž většina byla již zrušena).
  - Dodatek č. 9 k Opatření VŘ DDC čj. 1009/94-O7 - čj. 335/2000-O7 ze dne 21. 3. 2000.
3. Kromě požadavku na harmonizaci s výše uvedenými dokumenty byla přísně dodržována zásada, **aby informace vztahující se k požadavkům na dokumentaci nebyly duplicitní**, tj. aby byly uvedeny vždy pouze v jednom dokumentu.

Z výše uvedených důvodů je proto koncepce OTP volena tak, že v případě každého stupně dokumentace (přípravná, resp. koncepční dokumentace, projekt stavby) pouze stručně konstatuje výše uvedenými dokumenty danou strukturu daného stupně dokumentace.

mentace a podrobně se zabývá pouze příslušnou částí dané struktury vztahující se bezprostředně k mostním objektům. Dále je zde věnována pozornost základním požadavkům na návrh, obecným požadavkům na zhotovení dokumentace, formální úpravě dokumentace, provádění změn dokumentace, způsobu projednání a schvalování jednotlivých stupňů dokumentace, tedy zásadním krokům při přípravě stavby, které výše uvedené dokumenty v dostatečné hloubce neřeší. Vzhledem k tomu, že výše uvedené dokumenty definující požadavky na přípravnou dokumentaci a projekt stavby se nezabývají dalšími „stupni“ dokumentace, je v OTP dále věnována mimořádná pozornost **dokumentaci zhotovitele** (pořízení, projednání, schvalování) a v neposlední řadě **dokumentaci skutečného provedení**, protože tato dokumentace má mimořádný význam pro řádnou činnost správce po celou dobu životnosti mostního objektu. Vzhledem k často velmi komplikované problematice mostních objektů je nad rámec uvedených platných dokumentů zařazena část věnující se pořizování studie.

## Přípravná dokumentace stavby

Podrobně jsou zde specifikovány požadavky na zadávání přípravné dokumentace stavby. V části věnované členění obsahu a rozsahu přípravné dokumentace stavby je samozřejmě zachována výše citovanými dokumenty daná skladba přípravné dokumentace, tj:

- A. Průvodní zpráva
- B. Souhrnná technická zpráva
- C. Technologická část
- D. Stavební část
- E. Náklady a ekonomické hodnocení
- F. Výkresy
- G. Doklady

Pro mostní objekty jsou v příloze podrobně dopracovány požadavky na část D - technickou zprávu, výpočty, výkaz výměr a výkresy a na část F - výkresy.

## Projekt stavby

Opět i zde jsou podrobně zde specifikovány požadavky na zadání projektu stavby a požadavky na podklady pro zadání. V části věnované členění obsahu a rozsahu projektu stavby je opět zachována výše citovanými dokumenty daná skladba projektu stavby, tj:

- A. Průvodní zpráva
- B. Souhrnná technická zpráva
- C. Celková situace stavby
- D. Technologická část
- E. Stavební část
- F. Projekt organizace výstavby
- G. Doklady
- H. Náklady
- I. Geodetická dokumentace

V příloze jsou opět podrobně zpracovány požadavky na stavební část mostních objektů - požadavky na technickou zprávu, popis stávajícího a nového stavu, požadavky na výkresy (až do podrobností řešící měřítka jednotlivých výkresů), požadavky na výpočty (**statické výpočty**, hydrotechnické a kapacitní výpočty).

Zcela nově je zde zavedena pro projektanta povinnost zpracovat jako součást projektu stavby **projekt vodotěsných izolací a projekt protikorozní ochrany ocelových konstrukcí** (ocelových částí konstrukcí) jako podklad pro následné zpracování dokumentace zhотовitele; k tomu je stanoven podrobně nutný obsah těchto projektů. Důvodem je stále více se projevující skutečnost, že právě vodotěsné izolace a protikorozní ochrana je jedním z faktorů, které mají zásadní vliv na životnost mostních objektů.

Statickým výpočtem, resp. závaznému obsahu a formální úpravě je věnována samostatná příloha OTP. Důvodem je opět skutečnost, že statické výpočty jsou zásadním faktorem, ovlivňujícím kvalitu dokumentace a samozřejmě rovněž kvalitu návrhu a je tudíž nutno sjednotit požadavky na obsah, rozsah uspořádání výsledků a výstupů statických výpočtů (přepočtu), protože dosavadní pojetí jednotlivých projektantů je co do obsahu a rozsahu výpočtů značně rozdílné.

## **Dokumentace zhотовitele**

Stávající trend v projektové přípravě staveb (viz zejména Dodatek č. 9 k Opatření VŘ DDC čj. 1009/94-O7 - čj. 335/2000-O7 ze dne 21. 3. 2000) je takový, že podstatnou část problematiky, která byla součástí projektu stavby, se přesouvá na zhотовitele stavby, tedy do dokumentace zhотовitele. Přitom požadavky na dokumentaci zhотовitele nejsou ve stávajících dokumentech pro dokumentaci staveb dostatečně specifikovány. Z tohoto důvodu byla při zpracování OTP dokumentaci zhотовitele věnována mimořádná pozornost.

## **Ocelové konstrukce**

Dokumentací zhотовitele pro výrobu a montáž ocelové konstrukce jsou výrobní výkresy, technologický předpis výroby a technologický předpis montáže včetně technologických postupů svařování, příp. technologického předpisu speciálních technologií (nýtové spoje, třecí spoje s vysokopevnostními šrouby). V současné době jsou požadavky na tuto dokumentaci podrobně specifikovány v příslušných platných normách (ČSN 73 2601 včetně změny 2, ČSN 73 2603, ČSN 73 1495). Vzhledem k tomu, že s přechodem na evropské normy stávající normy zaniknou a nové evropské normy nebudou již mít dosavadní „návodný“ charakter, byla do OTP přejata prakticky všechna ustanovení těchto norem (až do podrobnosti např. vedení výrobních deníků), protože jsou zařízena a v praxi se velmi dobře osvědčila. Obsah dokumentace zhотовitele pro ocelové konstrukce (resp. ocelové části konstrukcí) je uveden v samostatné příloze OTP.

## **Betonové konstrukce**

Obsah a rozsah dokumentace zhотовitele (technická zpráva, výkresová část) pro betonové konstrukce v návaznosti na projekt stavby je opět s využitím ustanovení stávajících platných norem uveden v samostatné příloze OTP.

## **Vodotěsné izolace**

Dokumentací zhотовitele vodotěsných izolací je technologický předpis vodotěsné izolace, který je vypracován zhотовitelem na základě projektu vodotěsné izolace (povinná součást projektu stavby). Obsah a rozsah dokumentace zhотовitele pro vodotěsné izolace v návaznosti na projekt vodotěsné izolace je opět uveden v samostatné příloze OTP.

## **Protikorozní ochrana OK (resp. částí OK)**

Dokumentací zhotovitele protikorozní ochrany OK je technologický předpis protikorozní ochrany, který je vypracován zhotovitelem na základě projektu protikorozní ochrany OK (povinná součást projektu stavby). Obsah a rozsah dokumentace zhotovitele pro protikorozní ochranu OK v návaznosti na projekt protikorozní ochrany je opět veden v samostatné příloze OTP.

## **Dokumentace skutečného provedení**

Dokumentace skutečného provedení stavby je nutnou podmínkou uvedení opraveného, rekonstruovaného nebo nově budovaného objektu do trvalého provozu a slouží správci objektu k řádnému výkonu jeho funkce po celou dobu životnosti mostního objektu. **Dokumentaci skutečného provedení zajišťuje zásadně zhotovitel objektu.** Žádný z dříve uvedených dokumentů vztahujících se k dokumentaci staveb nevěnuje dokumentaci skutečného provedení odpovídající (resp. žádnou) pozornost. Vzhledem k významu této dokumentace je v OTP věnována dokumentaci skutečného provedení věnována patřičná pozornost. Jsou zde podrobně popsány způsoby pořízení této dokumentace, formální úpravy, způsob vyznačení změn v dokumentaci, schválení a způsob předání správci objektu, včetně termínů a způsobu zapracování dokumentace skutečného provedení do souboru mostní dokumentace ve smyslu ustanovení platných předpisů ČD.

## **Projednávání dokumentace**

Pro všechny stupně dokumentace (přípravná dokumentace, projekt stavby, dokumentace zhotovitele, dokumentace skutečného provedení) je stanoven způsob projednání, tj. povinní účastníci projednání, způsob zapracování připomínek, uzavření projednání posuzovacím protokolem. Rovněž je stanoven postup pro projednávání změn dokumentace a projednání dokumentace skutečného provedení stavby.

## **Schvalování dokumentace**

OTP stanoví podrobně postup a způsob schvalování všech stupňů dokumentace mostních objektů včetně schvalování změn dokumentace. Podrobně je stanovena rovněž formální stránka schvalovacího procesu, tj. vystavení schvalovacích protokolů a vyznačení schvalovacích doložek na jednotlivých přílohách příslušného stupně dokumentace. Rovněž je řešen postup a formální stránka věci v případě staveb mimodrážních investorů na dráze.

## **Způsobilost k projektování železničních mostních objektů**

OTP stanovují požadavek, že zodpovědným projektantem zhotovitele daného stupně dokumentace celé stavby nebo stavebního objektu, jehož hlavní náplní je mostní objekt, musí být inženýr autorizovaný o oboru mosty a inženýrské konstrukce. Tento požadavek platí rovněž pro výkon autorského dozoru. V odůvodněných případech si mohou ČD vyhradit požadavek na autorizaci v jiném oboru. Tento požadavek musí však být uveden v zadávacích podmínkách. Stanoví se rovněž požadavek na potvrzení všech příloh ve všech soupravách autorizačním razítkem.

## Závěr

Dosavadní zkušenosti po cca půlroční praxi ukazují, že OTP pro dokumentaci železničních mostních objektů jsou přínosem pro zkvalitnění úrovně dokumentace, vstupující do procesu výstavby, oprav nebo rekonstrukce železničních mostních objektů. Je však třeba důsledně dbát na všech úrovních zadávacích míst na ČD, aby se OTP ve smyslu opatření VŘ DDC staly skutečně nedílnou součástí zadávacích podmínek dokumentace mostních objektů.

Před předložením ke schválení řediteli O 13 a následně k vydání opatření VŘ byly OTP projednány s 50 účastníky z řad výkonných jednotek DDC včetně všech tří stavebních správ DDC, se zástupci mnoha projektových organizací a zhotovitelských firem. Naprostá většina připomínek vzniklých z tohoto projednání byla do OTP zapracována. Touto formou bych chtěl jménem zpracujícího útvaru všem účastníkům projednání poděkovat za konstruktivní přístup k tomuto materiálu a zároveň požádat o průběžné předávání dalších konstruktivních připomínek, které nebylo možno dosud při vydání postihnout a které přinese naše „mostařská praxe“.

Závěrem chci upozornit, že všem účastníkům projednání, kteří nám předali své připomínky, byl výtisk OTP automaticky zaslán, dalším subjektům na objednávku na základě výzvy ve Zpravodaji „Mosty a tunely ČD“.

Případným dalším zájemcům z řad projektových a zhotovitelských firem lze zde prezentované OTP pro dokumentaci železničních mostních objektů zaslat **bezplatně** na základě **písemné** objednávky na adresu:

České dráhy, s. o.  
Divize dopravní cesty, o. z.  
Odbor stavební  
Oddělení mostů a tunelů, sl. Guzyová  
nábř. Ludvíka Svobody 1222/12  
110 15 Praha 1

\*\*\*\*\*

# Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí a mostů u ČD

Ing. Milan Kučera

České dráhy, oddělení mostů a tunelů O13 Ř DDC

## Úvod

Ocelové konstrukce (OK) v železničním mostním stavitelství zaujímají stále nenahraditelnou roli. Kromě nesporných výhod jako je hospodárnost, flexibilita, rychlosť výstavby, možnosť recyklace, odolnosť a trvanlivost, mají OK i některé nevýhody. Zejména je to nutnosť ochrany proti atmosférické korozi (i když zkušenosť z poslední doby ukazuje, že „konkurenční“ beton, dříve považovaný za bezúdržbový, je také nutno chránit proti korozi).

Proto je také u Českých drah nutno věnovat pozornost ochraně OK před korozí. Jen správy mostů a tunelů evidují okolo 3 milionů m<sup>2</sup> nátěrové plochy. Vysoké průměrné stáří OK mostů, ochranných povlaků a dlouhodobé podceňování základní údržby nejsou dobrými výchozími podklady.

V posledním desetiletí došlo ke změnám, které se zákonitě promítly i do oblasti protikorozní ochrany ocelových konstrukcí.

V celém stavebnictví i výrobě OK je možno zaznamenat zřetelný pokrok v kvalitě provádění. Nejinak je tomu v oblasti protikorozní ochrany. K zlepšení kvality přispívá i rozmach stavební chemie a zavádění dříve nedostupných technologií a materiálů.

K nezanedbatelným změnám došlo i u korozního zatížení vnějším prostředím v České republice. V uplynulém desetiletí lze dokumentovat výrazné snížení koncentrace kysličníku siřičitého (SO<sub>2</sub>) a tím i snížení korozních úbytků oceli, někde až o zhruba jednu polovinu. Rozvoj individuální automobilové dopravy má naopak za důsledek zvýšení emisí oxidu dusíku.

Samostatnou kategorií je oblast přidělování finančních prostředků pro obnovu a údržbu protikorozní ochrany. I když na hlavních tratích je v důsledku probíhající modernizace koridorů situace vcelku přijatelná, na tratích nižší kategorie se údržba prakticky neprovádí.

Dalším důležitým aspektem je zavádění evropské technické legislativy a harmonizace českých technických norem. V posledních dvou letech vyšla celá řada norm nově po-krývající oblast protikorozní ochrany ocelových konstrukcí. Na tyto normy bylo nutno reagovat v rámci přípravy technických norem a předpisů (TNP) Českých drah. Problematikou TNP v oblasti protikorozní ochrany se zabývá tento příspěvek.

## České technické normy

Za nejzávažnější v oblasti nátěrových systémů je možno považovat řadu norem **ČSN EN ISO 12944** [1]. Norma je rozdělena do 8 částí, které se zabývají hodnocením vnějšího prostředí, navrhováním OK z hlediska ochrany proti korozi, přípravou povrchu, vlastními ochrannými systémy, zkoušením nátěrových hmot, prováděním a dozorem při zhotovování nátěrů a zpravováním specifikací pro nové a údržbové nátě-

ry. Všechny části normy obsahující celkem přes 185 stran a pokrývají poměrně komplexně problematiku protikorozní ochrany od projektové přípravy až po realizaci.

U kovových povlaků je významná směrnice **ČSN EN ISO 14713** [2]. Pro žárové pozinkování ponorem pak norma **ČSN EN ISO 1461** [3]. Provádění žárové stříkaných povlaků se řídí normou **ČSN EN 22063** [4].

## **Technické normy a předpisy ČD**

Problematikou ochrany proti korozí u ČD se zabývají tři okruhy dokumentů. Jsou to Technické kvalitativní podmínky staveb ČD, Obecné technické podmínky a v neposlední řadě předpis ČD S 5/4 Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí.

### **TKP staveb ČD Kapitola 25 Protikorozní ochrana úložných zařízení a konstrukcí, Část B: Ochrana ocelových konstrukcí proti atmosférické korozi**

TKP staveb ČD prošly v roce 2000 novelizací. Kapitola 25, která se zabývá protikorozní ochranou OK nebyla novelizována v rámci celého souboru, ale samostatně zcela přepracována (společně s kapitolou TKP 22 Izolace proti vodě). Vydání nově přepracované kapitoly, která se bude po rozdělení kapitoly 25 na dvě samostatné části nazývat Část B: Ochrana ocelových konstrukcí proti atmosférické korozi, se předpokládá v březnu 2001.

Kapitola 25B byla redukována a upravena ve smyslu nově vydaných norem. Snahou bylo omezení popisných částí TKP a stanovení konkrétních technických parametrů.

TKP stanoví mimo jiné požadavky na způsobilost zhotovitele. Protikorozní ochranu mohou provádět jen firmy k provádění protikorozní ochrany oprávněné a odborně způsobilé. Každý zhotovitel protikorozní ochrany musí mít potřebné technické vybavení, odborný personál a zavedený vlastní systém řízení jakosti. Pro provádění nátěrových systémů musí být zhotovitel od výrobce (dodavatele) nátěrových hmot oprávněn a zaškolen k používání příslušných výrobků.

Také zhotovitel žárového stříkaní kovů musí být způsobilý pro příslušné práce včetně přípravy povrchu. Musí mít například vhodné prostory a vybavení, pracovníky se zkouškou způsobilosti pro žárové stříkaní, kvalifikované pracovníky pro zkoušky, systém řízení jakosti atd. U zhotovitelů žárového zinkování ponorem se vyžaduje zavedený systém řízení jakosti podle ČSN EN ISO 9001 nebo 9002.

ČD tedy zatím neprovádí vlastní prověrky zhotovitelů protikorozní ochrany (kromě účasti expertů ČD při prověrkách systému jakosti podle ISO 9000), ani nevydávají seznam tzv. způsobilých zhotovitelů.

### **Obecné technické podmínky ČD pro ochranné nátěrové systémy ocelových konstrukcí mostních objektů**

V souladu se „Systémem péče o jakost v oboru staveb železničního spodku ČD“ byly s účinností od 17. srpna 2000 schváleny ředitelem odboru stavebního DDC Obecné technické podmínky ČD (OTP) pro ochranné nátěrové systémy ocelových konstrukcí mostních objektů.

Tyto OTP platí pro nátěrové systémy a pro nátěrové hmoty používané k protikorozní ochraně ocelových mostních objektů, jejich součástí a příslušenství definovaných před-

pisem ČD S5 Správa mostních objektů. U ostatních staveb železničního spodku ČD se OTP používají v přiměřeném rozsahu.

OTP určují postup pro ověřování konkrétních nátěrových systémů vytvořených z nátěrových hmot s požadavky ČD a jsou uplatňovány u výrobců, dovozců nebo dodavatelů, kteří projeví hodnověrný zájem dodávat své nátěrové hmoty pro protikorozní ochranu OK. Při formulování požadavků na nátěrové hmoty OTP vychází z požadavků Zákona č. 22/1997 Sb. a Nařízení vlády č. 178/1997 Sb. Zkušební postupy a požadavky pro hodnocení zkoušek jsou stanoveny ve smyslu normy ČSN EN ISO 12944-8. Osvědčení se vydává pro kompletní ochranný nátěrový systém.

OTP tedy platí pouze pro nátěrové hmoty a nátěrové systémy ocelových konstrukcí. Ostatní výrobky pro protikorozní ochranu (nejen OK, ale i betonu, zdiva a dřeva) musí samozřejmě splňovat základní a technické požadavky obecně závazných předpisů na stavební **výrobky pro dopravní stavby**, tj. pro skupinu výrobků 5/14 Nařízení vlády č. 178/97 Sb. ve znění NV č.81/99. Musí být tedy doloženy certifikátem ve smyslu § 5 NV.

### **Předpis ČD S5/4 Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí**

Stávající předpis o protikorozní ochraně OK u ČD pochází z roku 1981. V roce 1998 byla připravena k vydání nová verze předpisu. V připomínkovém řízení byla vznesena celá řada připomínek, které bylo nutno zapracovat. S přihlédnutím ke skutečnosti, že v této době nebylo známo definitivní změní připravovaných evropských norem, bylo rozhodnuto počkat s vydáním předpisu do doby, kdy budou k dispozici.

V současné době je připravena nová verze předpisu k vydání. Nový předpis je tedy v souladu s platnou evropskou legislativou. Protože normová základna pro provádění protikorozní ochrany je velmi obsáhlá, obsahuje předpis pouze základní informace a v podrobnostech se odkazuje na normy. Vydání předpisu se předpokládá v květnu 2001.

Stručně k obsahu jednotlivých kapitol předpisu:

**V kapitole I. a II.** formuluje předpis základní požadavky, vymezuje protikorozní ochranu a stanoví technické, hygienické a ekologické požadavky na používané výrobky. Rozděluje používané ochranné povlaky a v příloze stanoví vhodné ochranné povlaky pro OK mostů a jejich příslušenství.

**Kapitola III.** stanoví podmínky pro hodnocení účinků vnějšího prostředí na OK a pro OK mostních objektů stanoví stupně korozní agresivity.

V další **kapitole IV.** je uvedeno členění protikorozní ochrany:

- **nová** protikorozní ochrana
- **údržba** protikorozní ochrany
  - **obnova** protikorozní ochrany
  - **celková oprava** protikorozní ochrany
  - **místní oprava** protikorozní ochrany
  - **provozní čištění**

Dále je zde definována životnost ochranných povlaků.

**Kapitola V.** se věnuje návrhu, od zásad projektování a konstruování OK z hlediska

protikorozní ochrany, přes vlastní projekt protikorozní ochrany, technologický předpis, záznamy o provádění stavby (stavební deník) až po dokumentaci skutečného provedení.

**Kapitola VI.** stanoví podmínky pro přípravu povrchu (výchozí stav povrchu oceli, stupně přípravy povrchu, drsnost povrchu). Kapitola je zaměřena především na abrazivní otryskačování, ruční a mechanizované čistění.

Jednou z nejdůležitějších je **kapitola VII.** Ochranné nátěrové systémy. Tato kapitola uvádí vybrané typy ochranných nátěrových systémů z normy ČSN EN ISO 12 944-5 pro mostní objekty. Dále jsou zde uvedena klimatická omezení, pokyny pro volbu barevných odstínů a vlastní nanášení nátěrových hmot.

Základní nátěrový systém pro ochranu OK mostů v korozním prostředí C4 s životností dlouhou je ochranný nátěrový systém označený jako ONS 23. Ochranný nátěrový systém ONS 23 celkové tloušťky 320 µm tvoří:

- základní nátěr na bázi EP s obsahem Zn min. 80 % (lépe 86%) tloušťky 60-80 µm
- podkladový nátěr na bázi EP 2x 80 µm
- vrchní nátěr PUR tloušťky 60-80 µm

Barevné odstíny vrchních nátěrů mostů se doporučuje volit podle zavedené barevné vzorkovnice DB.

**Kapitola VIII.** se zabývá kovovými povlaky žárově stříkanými i nanášenými ponorem a kombinovanými systémy.

Udržování protikorozní ochrany se věnuje **kapitola IX.** Stanoví kriteria pro výběr vhodného typu údržby a zásady pro plánování.

Pravidla pro kontroly a zkoušky, zejména měření tloušťky, přilnavosti a klimatických podmínek jsou uvedena v **kapitole X.** Zároveň jsou zde uvedeny pokyny pro zřizování a evidenci kontrolních ploch.

**Kapitola XI.** stanoví povinnosti správce ve vztahu k protikorozní ochraně. Zabývá se zejména evidencí a prohlídkami stavu ochranných povlaků.

Poslední **kapitola XII.** stanoví základní povinnosti zhotovitele protikorozní ochrany, jak ve vztahu k vlastnímu provádění protikorozní ochrany, tak i bezpečnosti železničního provozu, ochraně zdraví a životního prostředí.

Dále předpis obsahuje 6 příloh:

1. Názvosloví
2. Stupně korozní agresivity atmosféry a příklady typických prostředí
3. Stupně přípravy (čistoty) pro celkovou a částečnou přípravu povrchu
4. Volba ochranných protikorozních povlaků pro OK mostních objektů
5. Vybrané ochranné nátěrové systémy pro OK mostních objektů
6. Obsah technologického předpisu protikorozní ochrany

## Závěr

Uvedené tři dokumenty vytvoří legislativní základ pro provádění protikorozní ochrany ocelových konstrukcí u Českých drah. Při sestavě doporučených systémů byly vzaty v potaz také zkušenosti zahraničních železničních správ. Sledováno bylo především zachování optimálního poměru **kvalita** (životnost) / **cena** s ohledem na úroveň a fi-

nanční možnosti budoucí údržby u ČD. Podněty a připomínky k uvedeným dokumentům, stejně jako zkušenosti z jejich využíváním v praxi, jsou vítány.

Protože problematika protikorozní ochrany je značně obsáhlá a uvedené normy nejsou v české ani evropské praxi zatím plně zařízené, uvažujeme o přípravě specializovaného semináře o protikorozní ochraně pro pracovníky správy mostů. Nabídkou na spolupráci při přípravě technické náplně a vlastní realizaci toho semináře bychom chtěli oslovit vedoucí výrobce a dodavatele nátěrových hmot, aplikační a inspekční firmy.

### **Přehled citovaných norem :**

	<b>Označení</b>	<b>Název</b>	<b>Vydání</b>
[1]	ČSN EN ISO 12944-1	Nátěrové hmoty - Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy - Část 1: Obecné zásady	10 1998
	ČSN EN ISO 12944-2	Nátěrové hmoty - Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy - Část 2: Klasifikace vnějšího prostředí	10 1998
	ČSN EN ISO 12944-3	Nátěrové hmoty - Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy - Část 3: Navrhování	05 1999
	ČSN EN ISO 12944-4	Nátěrové hmoty - Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy - Část 4: Typy povrchů podkladů a jejich příprava	10 1998
	ČSN EN ISO 12944-5	Nátěrové hmoty - Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy - Část 5: Ochranné systémy	06 1999
	ČSN EN ISO 12944-6	Nátěrové hmoty - Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy - Část 6: Laboratorní zkušební metody	10 1998
	ČSN EN ISO 12944-7	Nátěrové hmoty - Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy - Část 7: Provádění a dozor při zhotovování nátěrů	02 1999
	ČSN EN ISO 12944-8	Nátěrové hmoty - Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy - Část 8: Zpracování směrnic pro nové a údržbové nátěry	05 1999
[2]	ČSN EN ISO 14713	Ochrana železných a ocelových konstrukcí proti korozi - Povlaky zinku a hliníku - Směrnice	12 1999
[3]	ČSN EN ISO 1461	Žárové povlaky zinku nanášené ponorem na železných a ocelových výrobcích - Specifikace a zkušební metody	12 1999
[4]	ČSN EN 22063	Kovové a jiné anorganické povlaky - Žárové stříkání - Zinek, hliník a jejich slitiny	01 1996

\*\*\*\*\*

# **ČD DDC, Optimalizace trať. úseku Choceň - Ústí nad Orlicí rekonstrukce mostů**

**Ing.Libor Marek, TOP CON servis s.r.o.  
Ing. Petr Dobrovský, TOP CON servis s.r.o.**

---

Stavba ČD DDC, Optimalizace traťového úseku Choceň – Ústí nad Orlicí je jednou ze souboru staveb modernizace I. tranzitního železničního koridoru, který zahrnuje úsek trati ČD od státní hranice se SRN přes Děčín, Prahu, Českou Třebovou, Brno, Břeclav až ke státní hranici s Rakouskem.

Rekonstrukce mostů železniční trati v úseku mezi stanicemi Choceň a Ústí nad Orlicí souvisí s optimalizací tohoto traťového úseku. Ten vede údolím Tiché Orlice, jejíž tok překračoval na čtyřech místech ocelovými plnostěnnými mostními objekty o třech až čtyřech polích s prvkovou mostovkou. Jejich náhrada za moderní konstrukce s průběžným kolejovým ložem, přinesla zvýšení rychlosti a dopravní kapacity trati, komfortu jízdy a možnosti zavedení provozu vlakových souprav s výkyvnou skříní. Tato konstrukce rovněž umožňuje strojní údržbu kolejového lože i na mostech. Současně se čtyřmi velkými mosty v km 263,032 (SO 101), v km 264,303 (SO 201), v km 265,816 (SO 301) a v km 270,366 (SO 401) prošly rekonstrukcí i přilehlé dva menší mosty v km 263,057 (SO 101.1) a v km 265,926 (SO 301.1).

Nejúspornější řešení náhrady uvedených mostů, z hlediska stavební výšky, poskytovaly spojité ocelové konstrukce s průběžným kolejovým ložem, neseným ortotropní plechovou mostovkou. Toto řešení omezuje nezbytný rozsah výškových úprav nivelety kolejí na krátké výběhy na předmostích, čímž výrazně snižuje celkové náklady na optimalizaci tratě. Důsledně jsou přitom respektovány požadavky pro výšku mostů nad hladinou stoleté vody. Mosty jsou navrženy pro zatížení vlakem ČD T podle příslušných českých norem. Prostorové uspořádání na mostech odpovídá sdruženému mostnímu průjezdnému průřezu - MPP 2,5 (SO 201), resp. MPP 2,5R (SO 101, SO 101.1, SO 301, SO 301.1). Most SO 401 je ve staničním obvodu a platí pro něj MPP 3,0. Koleje na mostech jsou u SO 101, SO 101.1, SO 301 a SO 301.1 v pravostranném směrovém oblouku, na SO 201 a SO 401 v přímé. Ve výhledovém stavu (po optimalizaci průběhu osy kolejí) se předpokládá změna poloměrů oblouků, převýšení a změny osových vzdáleností kolejí na jednotlivých mostech. Prostorové uspořádání na všech rekonstruovaných objektech vyhovuje současné i výhledové poloze kolejí. Nový železniční svršek UIC 60 je uložen na bezpodkladnicových betonových pražcích s pružným upevněním.

Pro zachování provozu vždy alespoň na jedné kolejí, byla délka traťového úseku mezi Choční a Brandýsem nad Orlicí zkrácena zřízením provizorní výhybny u zastávky Bezpráví. Výstavba nového mostu v km 270,366 počítala pouze s novými nosnými konstrukcemi pod hlavními kolejemi, ačkoli před rekonstrukcí zde existovaly kolejí tří (dvě traťové a jedna výtažná kolej). Dosavadní most pod výtažnou kolejí se využíval v době rekonstrukce pro zachování trvalého dvoukolejněho provozu, kde sousední kolejí byly vzájemně propojeny vloženými zakřivenými kolejemi tvaru S (tzv. přesmyky). Tím se docílilo časového souběhu obou etap výstavby ve stejném období.

Pro rekonstrukci byly navrženy pod každou z kolejí samostatné mosty s horní mostovkou a průběžným kolejovým ložem. Nosné ocelové konstrukce jsou celosvařované spojité o 3, resp. 4 (SO 201) polích vždy se 4 plnostěnnými hlavními nosníky a horní

mostovkou, která tvoří žlab kolejového lože. Rozpětí hlavních nosníků se pohybuje v rozmezí 16,5 m až 18,5 m. Hlavní nosníky mají tvar I a odstupňovanou tloušťku pásnic. V půdoryse jsou rovnoběžné ve vzájemné osové vzdálenosti 1000 mm, u mostů s kolejí ve směrovém oblouku (S0 101 a SO 301) jsou u podpor polygonálně zalomené a sledují průběh kolejí. Celková hmotnost ocelových konstrukcí je cca 1 100 t. Příčníky (příčné výztuhy mostovkového plechu) mají tvar  $\perp$ , v tažených oblastech mostovkového plechu (kolem pilířů) je navržen tvar I a jsou z důvodu vyloučení příčných svarů mostovkového plechu vedeny pod podélnými výztuhami mostovky. Podélné výztuhy tvoří pásy průřezu 22 x 220 mm, v oblastech nad pilíři jsou zesíleny pásnicí na profil  $\perp$ . V místech křížení jsou pásnice podélných výztuh a příčníků sešroubovány s vložkou z plastické hmoty.

Nosné konstrukce jsou uloženy na 8 resp. 10 (u SO 201) vyztužených elastomerových ložiskách Elaproduct. Podélná spára mezi konstrukcemi v kolejí č. 1 a č. 2 je odvodněná a krytá plechem. Žlaby kolejového lože jsou izolovány membránovou stříkanou izolací tloušťky 3 mm – Eliminator. Odvodňovací žlaby pod podélnou spárou a jejich svislé odvodňovací trouby jsou vyrobeny z korozivzdorné oceli, svislé svody z PE. Mostní dilatační závěry jsou vodonepropustné typu MAGEBA RS-A/80, kryté nevodivými jahodovými deskami, chránícími gumu závěru před mechanickým poškozením. Zábradlí je svařované, úhelníkové, osazené vně žlabu kolej. lože na konzolách. Sloupky zábradlí nesou vnější podlahový nosník. Podlahové plechy s oválnými výstupky jsou šroubované. Kabelové žlaby jsou uloženy pod podlahami. Protikorozní ochrana ocelové konstrukce je u všech mostů shodná - čtyřvrstvý nátěrový systém Derisol v celkové tloušťce 310  $\mu\text{m}$ . Barevný odstín vrchní vrstvy - DB 601.

Při rekonstrukci mostů se kladl důraz na využití původní spodní stavby. U čtyř ocelových mostů byly základy podchyceny tryskovou injektáží a únosnost dříků posílena výztuží z ocelových maloprofilových silnostěnných trub (mikropilot). Sanace spodní stavby a podzákladí zajistila i dostatečnou odolnost proti možnému podemilání při povodňových stavech řeky. Sanace probíhala přímo z kolejí v rámci jednokolejných výluk (SO 101, 201, 301).

Zdivo opěr a pilířů je původní kamenné, bylo zachováno vzhledem k uspokojivému stavebnímu stavu. Na zdivu byla provedena tlaková injektáž a hloubkové spárování. Byly vybudovány nové úložné prahy opěr, pilířů, závěrné zdi a křídla ze železobetonu, které se přizpůsobily požadovaným prostorovým poměrům.

U SO 401 bylo zásadně změněno uspořádání celého objektu. Byly vybudovány nové železobetonové mezilehlé podpěry (pilíře), založené plošně v řečišti v jímkách, vytvořených pod ochranou tryskové injektáže. Na jednom z pilířů jsou zakotveny, s výjimkou SO 401, stožáry trakčního vedení.

Rekonstrukce mostů v traťovém úseku výhybna – Brandýs nad Orlicí probíhala ve dvou dlouhodobých jednokolejných výlukách (2 x 35 dní), zatímco úseku Choceň – Brandýs nad Orlicí, byl zachován provoz dvoukolejný s vyloučenou vždy třetí kolejí v trvání 2x 56 dní.

Ocelové konstrukce mostů se vyráběly v dílech o maximální délce 23 metrů a váze do 30 tun. Na stavbu se pak, podle možnosti, dopravovaly po železnici nebo silnicí. Zde se pak ukládaly na připravené montážní plošiny. Po sestavení dílců následovalo svaření konstrukce do konečného stavu. Dělení mostu vycházelo z možnosti jejich přepravy.

Každá ocelová konstrukce byla po délce rozdělena na tři nebo čtyři části, šířkově pak na dva díly.

Na mostech v km 263,032 (SO 101) a 265,816 (SO 301) byly smontované ocelové konstrukce příčně přesunuty nad podpěry a svisle spuštěny na úložné bloky. Ocelové konstrukce mostu v km 264,303 (SO 201) byly nad vodu podélně vysouvány po zavážecích drahách. Poté byly dráhy přemístěny a konstrukce se, jako u předešlých mostů, zasunula příčně. Most v km 270,366 (SO 401 v Chocni) byl montován přímo na místě, v prostoru po vyjmutí původní OK. Část ocelové konstrukce byla podélně vysunuta a po dokončení montáže pouze spuštěna na ložiska. Všechna ložiska byla podlita proti účinkům bludných proudů plastmaltou.

Před uvedením mostů do provozu proběhly na všech nosných konstrukcích statické zatěžovací zkoušky. Jako zkušební zatížení byl použit tárovací vůz Etalon o váze 120 tun. Výsledky zkoušek potvrdily správnost předpokladů PD.

Uvedené čtyři mosty a most v km 261.607 (Hájenka), jehož obdobná rekonstrukce proběhla v roce 1999 při odstraňování povodňových škod, představují rozhodující mostní objekty traťového úseku Choceň – Ústí nad Orlicí. Jejich rekonstrukce před zahájením stavby Optimalizace traťového úseku Choceň – Ústí nad Orlicí a Rekonstrukce železniční stanice Choceň, výrazně zjednoduší a zkrátí časový průběh obou etap výstavby v příštích letech.

Tato stavba byla 100% financována z prostředků programu PHARE a celý systém přípravy, řízení, provádění a kontroly stavby byl podřízen pravidlům FIDIC. Celá stavba byla vzájemně koordinována s dalšíma dvěma koridorovými stavbami Přelouč – Pardubice a Pardubice – Uhersko. Vítězem mezinárodní veřejné soutěže na zhotovitele stavby se stala stavební firma SSŽ a.s. závod 9, Řevnice, která pro zajištění všech prací přizvala ke stavbě řadu podzhotovitelů. Nové mosty jsou výsledkem aktivní týmové práce všech účastníků výstavby, ale především perfektní přípravy organizace prací zhotovitele a jeho partnerů. Díky všem zúčastněným stranám se povedlo tuto stavbu kvalitně provést za 10 měsíců, od prosince 1999 do října 2000 v odpovídající kvalitě.

## Systém zhotovitelů přípravy a realizace stavby

### Investor:

- ČD DDC, Stavební správa Praha, Inženýr stavby – ing. Miroslav Rykl

### Zhotovitelé projektu stavby:

- TOP CON servis, s.r.o., Praha – generální projektant
- SUDOP Praha a.s. – trakční vedení, přeložky sítí, projekt výhybny
- FG consult s.r.o., Praha – speciální zakládání (trysková injektáž)
- DIPRO s.r.o., Praha – železniční svršek

### Hlavní zhotovitel stavby:

- SSŽ, a.s., odštěpný závod 9, Řevnice

### **Podzhotovitelé:**

#### **Úpravy spodní stavby mostů:**

- SSŽ, a.s., odštěpný závod 9 Řevnice (SO 101, SO 101.1, SO 201)
- ODS - Dopravní stavby, a.s., Ostrava (SO 301, SO 301.1)
- Stavby mostů Praha, a.s. (SO 401)

#### **Trysková injektáž a mikropiloty:**

- Soletanche Česká republika, s.r.o. (SO 101, SO 101.1)
- Keller speciální zakládání, s.r.o., Praha (SO 201)
- Zakládání staveb, a.s., Praha (SO 301, SO 401)

#### **Vodotěsné izolace spodní stavby:**

- Izofill - A, s.r.o., Plzeň (SO 101, SO 101.1, SO 201, SO 401)
- Izomex, s.r.o., Brno (SO 301, SO 301.1)

#### **Výroba nosných ocelových konstrukcí:**

- DT výhybkárna a mostárna, s.r.o., Prostějov (SO 101, SO 301, SO 401/kolej č.2)
- SOK Třebestovice, s.r.o. (SO 201)
- Vítkovice, a.s., Ostrava (SO 401/kolej č. 1)

#### **Montáž nosných ocelových konstrukcí:**

- Hutní montáže, a.s., Ostrava (SO 101, SO 301, SO 401)
- SOK Třebestovice, s.r.o. (SO 201)

#### **Izolace žlabu kolejového lože:**

- N+N Litoměřice, s.r.o. (SO 101, SO 201, SO 301, SO 401)

#### **Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí:**

- DT výhybkárna a mostárna, s.r.o., Prostějov + COLORSPOL, s.r.o., Ostrava (SO 101, SO 301, SO 401/kolej č. 2)
- SOK Třebestovice, s.r.o. (SO 201)
- Vítkovice, a.s., Ostrava + COLORSPOL, s.r.o., Ostrava (SO 401/kolej č. 1)

#### **Výroba a montáž mostních ložisek a dilatačních závěrů:**

- SOK Třebestovice, s.r.o.

#### **Práce na železničním svršku:**

- Chládek a Tintěra, a.s., divize Pardubice

#### **Úpravy trakčního vedení:**

- Viamont, a.s., Ústí nad Labem

#### **Přeložky silnoproudých vedení:**

- Starmon, s.r.o., Choceň (SO 401)

\*\*\*\*\*

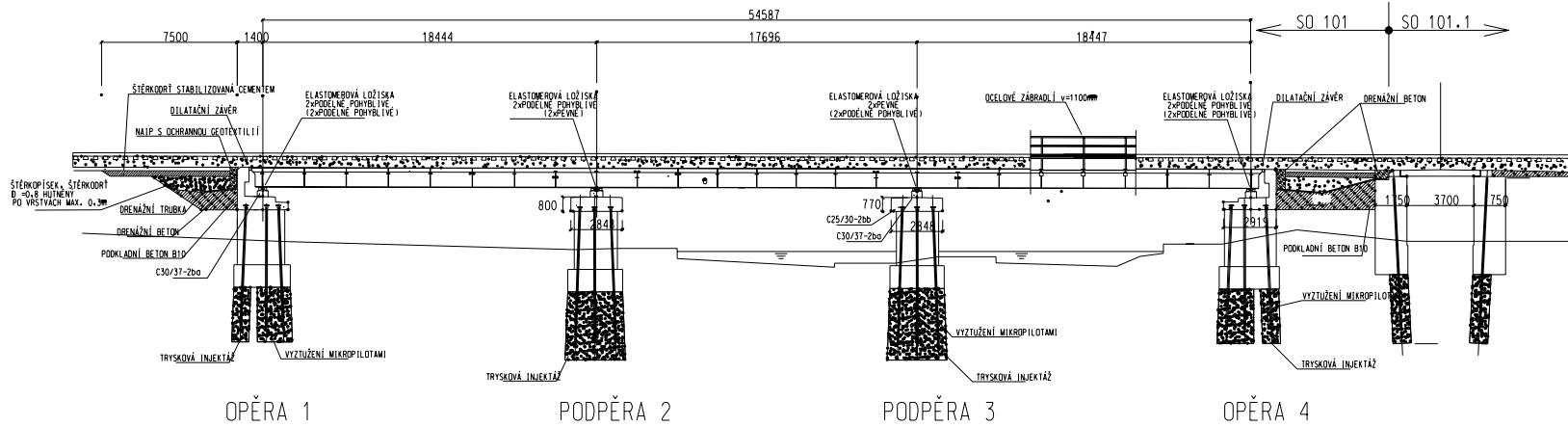
## Rekonstrukce mostu v km 263,032



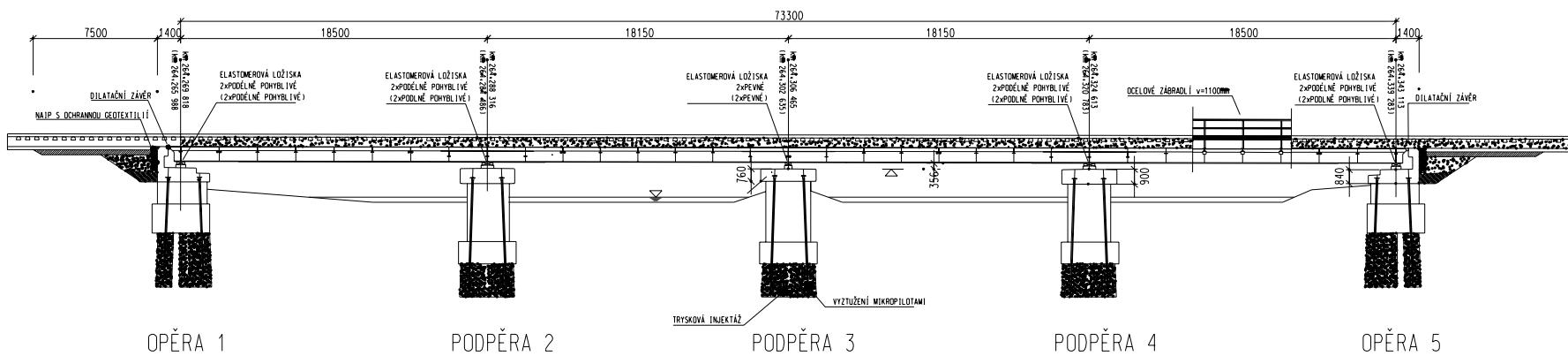
## Rekonstrukce mostu v km 264,303



MOST V KM 263,032 (SO 101)



MOST V KM 264,303 (SO 201)



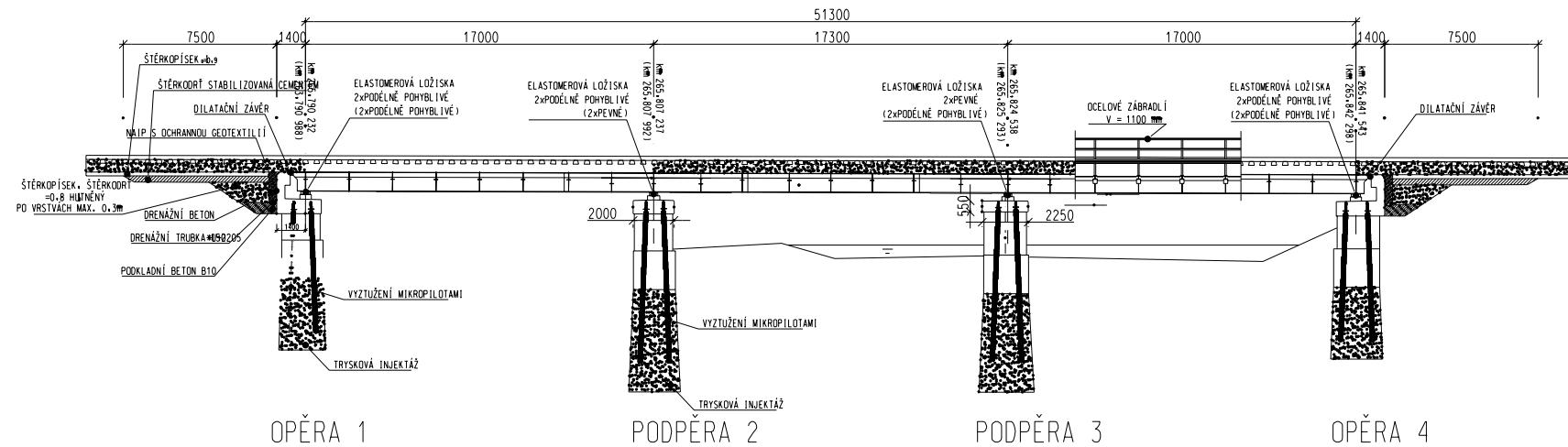
## Rekonstrukce mostu v km 265,816



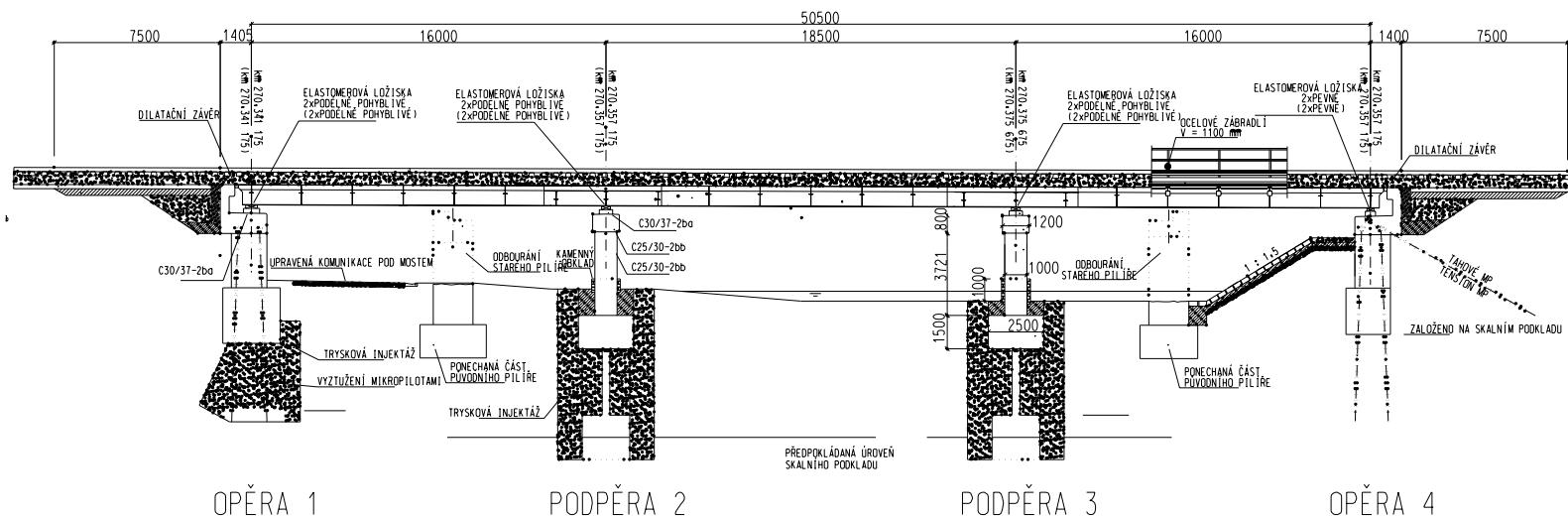
## Rekonstrukce mostu v km 270,366



# MOST V KM 265,816 (SO 301)



# MOST V KM 270,366 (SO 401)



# Vznik a vývoj projektu estakády u Dlouhé Třebově

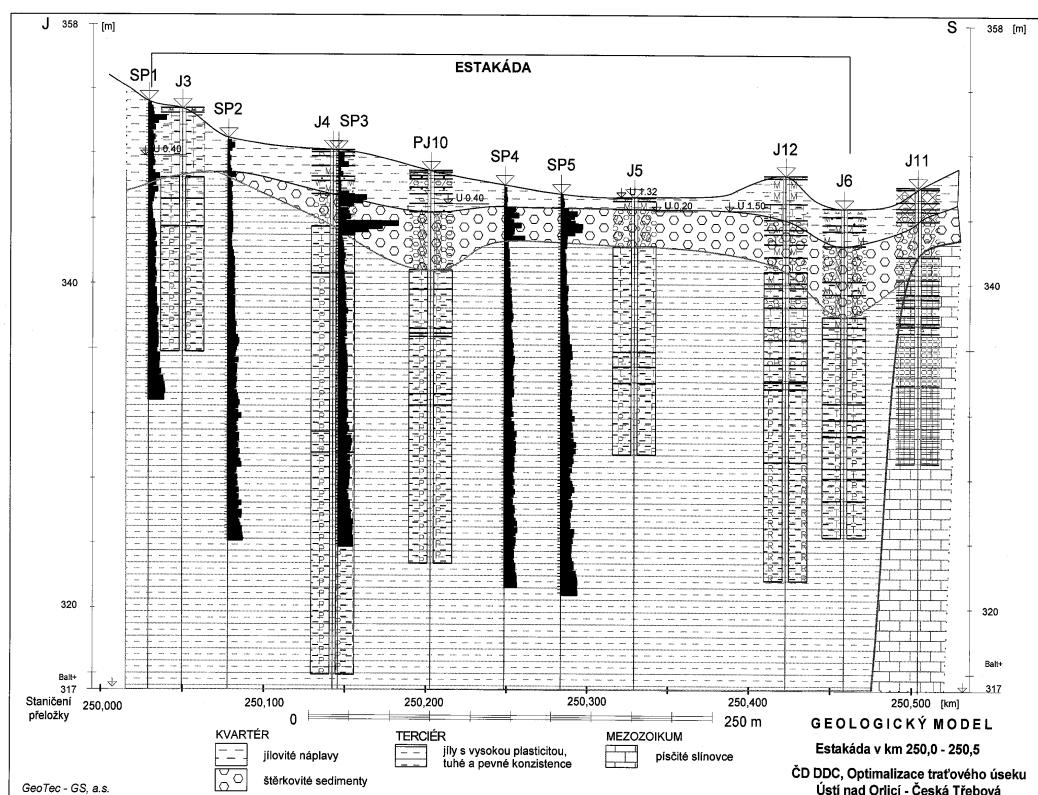
Ing.Roman Šafář, SUDOP PRAHA a.s., Mgr.Filip Dudík, GeoTec GS a.s.

## Úvod

Součástí modernizace prvního železničního koridoru v úseku Ústí nad Orlicí – Česká Třebová je i přeložka trati celkové délky přibližně 1200 m s niveletou vedenou až cca 13 m nad terénem. Důvodem pro návrh přeložky je malý poloměr směrového oblouku stávající trati.

## Geomorfologické a geologické poměry

Podle orografického členění J. Hromádky leží zájmové území v Třebovském mezihoří, která je částí orografického celku České křídové tabule. Trasa přeložky je v úseku projektované estakády vedena přes údolní nivu řeky Třebovky.



Předkvarterní podklad je budován sedimentárními horninami, které jsou zčásti druhotního (mesozoikum) a zčásti třetihorního (terciér) stáří. Druhohorní sedimenty jsou zastoupeny písčitými slínovci jizerského souvrství (svrchní až střední turon). V nadloží křídových sedimentů jsou terciérní mořské jíly a jílovce (spodní baden – neogén) převážně charakteru jílů s vysokou až velmi vysokou plasticitou tuhé až pevné konzistence, přičemž konzistence směrem do hloubky velmi pozvolna narůstá.

Kvartérní pokryv je tvořen fluviálními a fluviodeluviálními sedimenty. Fluviální sedimenty se vyskytují v převážné části trasy projektované estakády a jsou budovány jílovitými a štěrkovitými náplavy řeky Třebovky a jejích přítoků. Celková mocnost kvartérní-

ho pokryvu dosahuje maximálně 6,7 m. Fluviodeluviální sedimenty se vyskytují ve východní části estakády, kde jsou zastoupeny jílovitými zeminami s proměnlivou příměsí štěrku a v západní části estakády zastoupené sutěmi zvětralých křídových hornin.

Podzemní voda se vyskytuje mělce pod povrchem terénu, v období vydatných srážek až v úrovni terénu. Střední část území je po většinu roku podmáčená a pro těžkou mechanizaci nepřístupná.

### **Přípravná dokumentace (07/1998)**

Při zpracování přípravné dokumentace stavby se vycházelo ze závěrů předběžného geotechnického průzkumu, jehož rozsah byl vzhledem k omezeným finančním prostředkům značně nedostatečný. Závěry průzkumu, zpracované na základě archivní rešerše, dvou mělkých inženýrskogeologických vrtů a dynamického penetračního sondování, předpokládaly povrch málo stlačitelného až nestlačitelného podloží poměrně mělce pod povrchem terénu. Z tohoto důvodu bylo pro přeložku trati zvoleno ve stádiu zpracování přípravné dokumentace stavby řešení s vybudováním zemního násypového tělesa.

Násep navržený v přípravné dokumentaci dosahoval maximální výšky 10,6 m. Konstrukce byla navržena jako vrstevnatá. Těleso náspu by bylo budováno ze dvou typů materiálů s výrazně odlišnými geomechanickými vlastnostmi. Pravidelně by se střídaly poddajné vrstvy ze stlačitelných, převlhčených, jílovitých zemin těžených z navazujícího zářezu a ztužující vrstvy z málo stlačitelných, propustných materiálů, dovážených z okolních lomů (nejbližší 20 km). Mezi poddajné a ztužující vrstvy by se ukládala filtrační vrstva. Spodní a svrchní (uzavírací) vrstvy náspu byly navrženy jako ztužující, přičemž materiál ve svrchní vrstvě musel současně splňovat požadavky na materiály používané do aktivní zóny tělesa náspu. Šířka náspu byla v úrovni terénu v rozmezí 40 - 53 m a v úrovni pláně železničního spodku 11 m. Sklon svahů náspu byly navrženy lomené v poměru od 1 : 2,0 do 1 : 2,5 (od pláně železničního spodku k podloží).

Vzhledem k předpokládaným geologickým poměrům bylo navrženo plošné založení náspu. Před zahájením prací na základové spáře měla být provedena skrývka drnu a humózních vrstev do hloubky cca 1,0 m, odvodnění území pod úroveň základové spáry a provedena stabilizace zemní pláně pro umožnění pohybu těžkých stavebních strojů. Na stabilizovanou základovou spáru měla být vybudována konsolidační vrstva mocná cca 1,0 m z vyrovnávací a drenážní vrstvy ze štěrkopísku tloušťky 0,20 m a z vrstvy drceného kameniva tloušťky 0,80 m dvojnásobně vyztužené geomříží. Zemní plán měla být kryta separační geotextilií. Na základě výpočtů sedání takto založeného tělesa náspu se předpokládalo, že konsolidace podloží náspu proběhne z větší části v průběhu stavby (cca 1 rok).

### **Studie – variantní řešení přeložky (02/2000)**

Pro účely studie i následujícího projekčního stupně (PSŘ) byl zahájen podrobný geotechnický průzkum takového rozsahu, aby odpovídajícím způsobem k náročnosti stavby ověřil předpokládané základové poměry v trase přeložky. V průběhu podrobného průzkumu byly zjištěny značně nepříznivější geologické poměry oproti předběžnému průzkumu. V podloží kvartérních sedimentů byly zastiženy jílovité, málo únosné, terciérní sedimenty značné mocnosti. Povrch předpokládaného nestlačitelného křídového podloží je v hloubce větší než 32 m. Rozdíl vstupních informací měl zásadní vliv zejména na výpočty sedání tělesa náspu a to jak z hlediska absolutní hodnoty sedání, tak i jeho

časového průběhu - proti původně předpokládané rychlé konsolidaci podloží by konsolidace podloží probíhala mnohem pomaleji.

V únoru 2000 byla proto vypracována studie, ve které byly porovnávány následující varianty řešení:

- násyp založený plošně: celková deformace podloží v ose násypu činí 0,36 m. V době uvedení stavby do provozu proběhne pouze asi 8% z celkové deformace; zbývající část deformace, tj. 0,33 m bude probíhat již na provozované kolej. Doba neřízené konsolidace podloží se předpokládá cca 200 let.

Konsolidaci podloží lze urychlit zabudováním systému vertikálních drénů. Současně lze očekávat pouze dílčí zvýšení únosnosti podloží o 10 – 20 % vlivem zabudovávaných pilot vysypaných štěrkem. Celková deformace v tomto případě dosáhne minimálně 250 mm; kolej bude nutno za provozu výškově upravovat na dobu podle zvolené doby konsolidace.

Plošně založený násyp by tedy vyvolával v průběhu dlouhé doby značné deformace kolej a nepřijatelné rušení železničního provozu následnými rektifikacemi,

- násyp založený hlubinně na pilotách nebo na podzemních stěnách. Takto řešený násyp splňuje požadavky na omezení svislých deformací, jeho nevýhodou je však značná cena, která výrazně převyšuje cenu estakády,
- estakáda, která byla ve studii uvažována opět ve dvou variantách: komorová nosná konstrukce z předpjatého betonu a nosná konstrukce spřažená ocelobetonová. Betonová konstrukce je nejméně náročná na údržbu, výhodou spřažené konstrukce je v daném prostředí především nižší vlastní tíha.

Mimo zpracovávanou studii byl odborným konzultantem ČD (SG Geotechnika) předložen další alternativní návrh – plošně založený násyp vylehčený polystyrénem, který podle předkladatele návrhu zajišťuje návrhové jízdní parametry již při uvedení trati do provozu. Tato konstrukce nebyla však zatím u ČD realizována ani nebyly zpracovány (Z)TKP, které by stanovily parametry a způsoby použití jednotlivých materiálů. Rovněž cena vylehčeného násypu byla poněkud vyšší než cena estakády.

Na základě výše uvedených podkladů bylo po dohodě objednatele a projektanta rozhodnuto, že projektová dokumentace bude dopracována ve variantě s mostní estakádou. Předností tohoto návrhu v porovnání s vylehčeným násypem jsou zkušenosti s budováním obdobných konstrukcí, které výrazně snižují nejistoty při stanovení ceny, při realizaci i dodržení lhůt výstavby. Navržená mostní konstrukce garantuje dodržení návrhových parametrů trati v době uvedení do provozu i následně za provozu. Ve srovnání s hlubinně založeným násypem je estakáda výrazně levnější.

Na základě doplňujícího geotechnického průzkumu byly současně prováděny podrobné výpočty různých variant založení mostního objektu, které nakonec zahrnovaly sedm různých základů na podzemních stěnách a čtyři základy na vrtaných velkopružových pilotách. Ve výsledné variantě je pod každým pilířem navrženo 8 pilot  $\phi$  1,20 m v délce 30,0 až 31,0 m. Celkové zatlačení základů je potom v případě betonové estakády cca 40 mm, zatlačení základů lehčí spřažené estakády je cca 25 mm. Za těchto okolností byly zvažovány tři varianty nosné konstrukce:

- betonová spojité konstrukce: sedání 40 mm jsou nepřijatelná, protože z takto vysoké celkové hodnoty lze očekávat rovněž poměrně velkou část (v absolutních číslech) nerovnoměrných sedání. Spojitá betonová konstrukce by byla možná za předpokladu výrazného zesílení základů, což by vedlo k neekonomickému řešení,
- betonová nosná konstrukce, rozdělená po jednotlivých polích na prosté nosníky: sedání 40 mm jsou přijatelná, ale rozdělení konstrukce na prosté nosníky zvětšuje nároky na údržbu mostního objektu vzhledem k velkému počtu ložisek a mostních závěrů. Rovněž založení skruže v daném terénu by bylo poměrně obtížné,
- spojité nosné konstrukce spřažená ocelobetonová: při nezměněném uspořádání základů dosahují sedání podpěr přípustných 25 mm. Vzhledem k uspořádání konstrukce, postupu výstavby a zavádění jednotlivých zatížení je oprávněný předpoklad, že z takto malé hodnoty celkového sedání nebude nerovnoměrná část činit více než 10 mm, na které je konstrukce dimenzována.

Lehká ocelová část konstrukce umožňuje snadnou montáž téměř nezávislou na terénu pod mostem (předpokládá se výsun ocelové části n.k.) a slouží zároveň i jako skruž pro spřaženou desku.

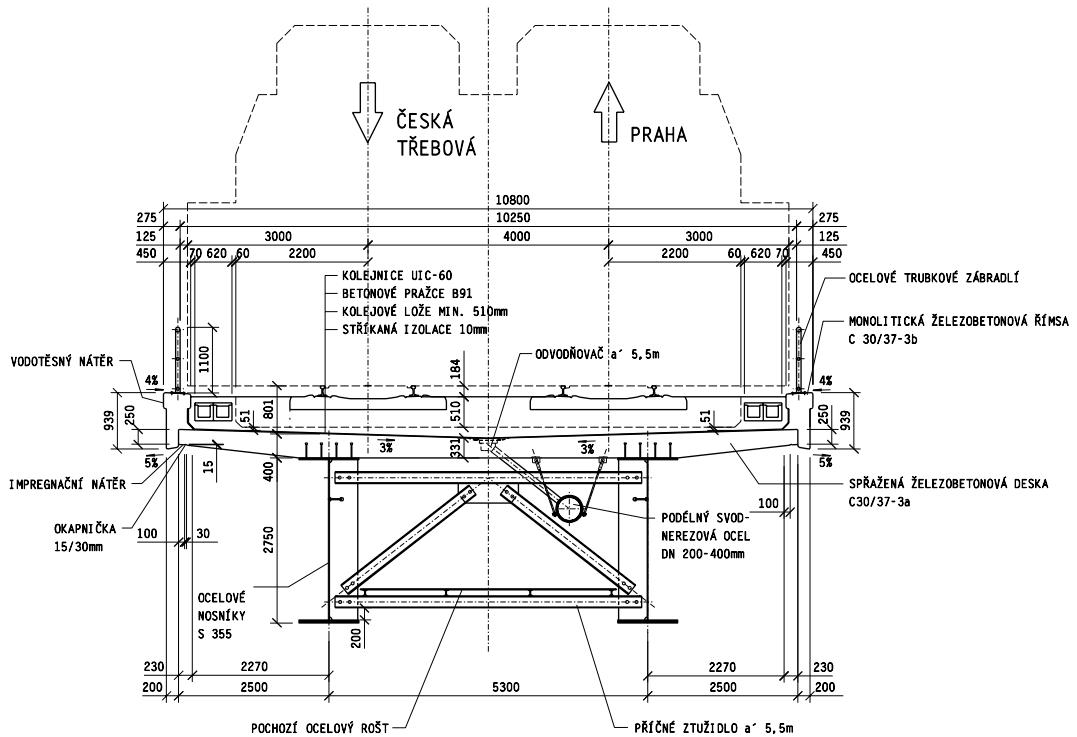
Spřažená konstrukce složená z řady prostých nosníků nebyla reálně uvažována, protože je náročnější na údržbu než konstrukce spojité, pro kterou jsou dosažena sedání základů přijatelná. Rovněž vzhledem k poměrně velikému rozpětí polí by bylo obtížnější (také náročnější na spotřebu materiálu nosné konstrukce a na finanční prostředky) dosáhnout potřebné tuhosti konstrukce a dodržet poměrně přísná omezení deformací, než u navržené spojité konstrukce.

### **Projektové souhrnné řešení (PSŘ – 05/2000)**

Na základě výše uvedeného srovnání byla pro podrobné zpracování vybrána varianta mostního objektu se spojitou spřaženou ocelobetonovou nosnou konstrukcí.

Nosná konstrukce byla navržena jako dvoukolejná spojité o deseti polích rozpětí 34,5 + 8 x 44,0 + 34,5 m. Osová vzdálenost kolejí se na mostě mění ze 4,00 na 4,75 m.

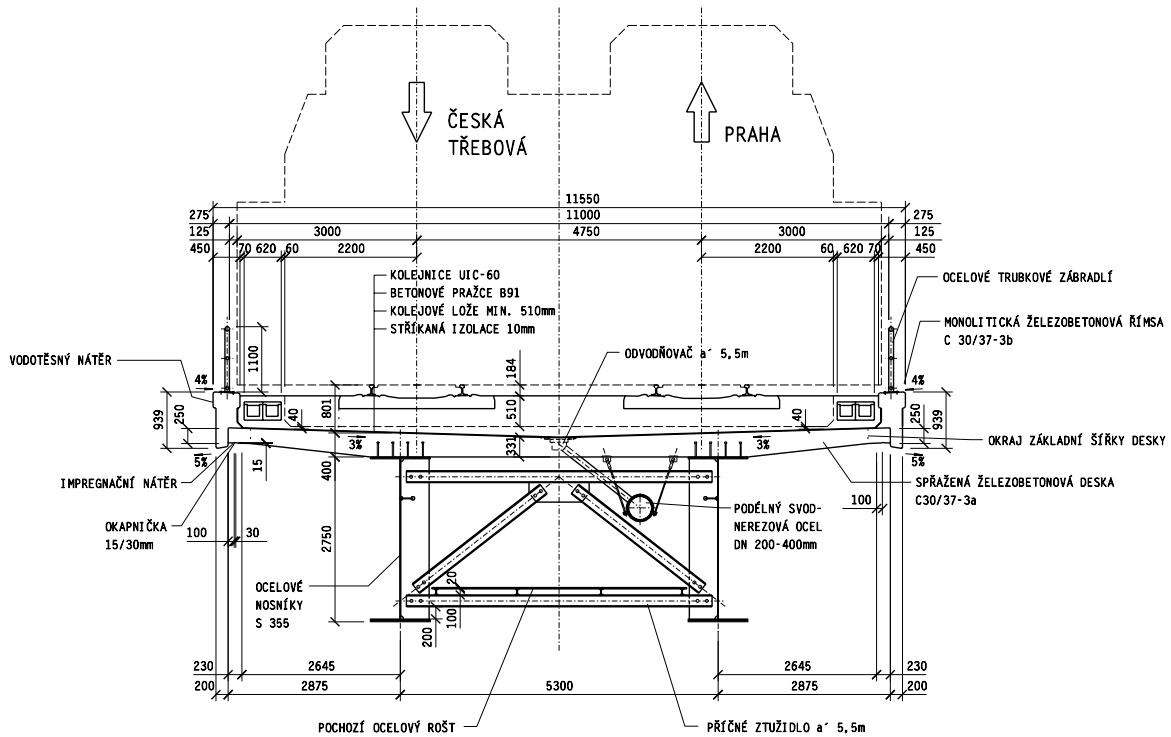
VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI, OSOVÁ VZDÁLENOST KOLEJÍ 4,0 m (DO km 250,237 183)



Ocelovou část nosné konstrukce tvoří dva přímé ocelové svařované nosníky z oceli S355 výšky 2,75 m v konstantní osové vzdálenosti 5,30 m. Ve vzdálenostech po 5,50 m jsou nosníky spojené příčnými příhradovými ztužidly. Vzhledem k podmáčenému terénu pod mostem se předpokládá, že ocelová část nosné konstrukce bude postupně vysouvána z montážní plošiny zřízené za „pražskou“ opěrou.

Ocelové nosníky jsou spřažené s betonovou deskou z betonu C30/37. Horní povrch desky má z důvodu odvodnění dostředný příčný sklon 3,0%, tloušťka desky v ose každého ocelového nosníku je 0,40 m. Spodní stavba je monolitická železobetonová; pilíře jsou členěné a tvoří je vždy dva sloupy oválného průřezu. Založení mostního objektu je navrženo na vrtaných pilotách  $\phi$  1,20 m a délky až 31,0 m.

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI, OSOVÁ VZDÁLENOST KOLEJÍ 4,75 m (OD km 250,401-500)



Závěr

V současné době prochází projekt celé stavby Ústí nad Orlicí – Česká Třebová schvalovacím řízením a připravuje se vyhlášení soutěže na zhotovitele stavby. Na závěr nezbývá než vyjádřit přání, aby na příštích ročnících této konference bylo možné spatřit uvedený mostní objekt skutečně realizovaný.

Geotechnický průzkum provedla firma GeoTec - GS a.s., varianty plošně i hlubinně založeného násypu vyprojektovala firma Inprocon s.r.o., návrh násypu vylehčeného polystyrénem zpracovala firma SG – Geotechnika a.s. Projekt mostního objektu byl vypracován v SUDOPu PRAHA a.s., návrh hlubinného založení ve firmě FG Consult s.r.o.

\* \* \* \* \*

# Výstavba železničných mostov pri Žiline

Ing. Ján Husák

ŽSR, Divízia dopravnej cesty Bratislava, Sekcia železničných tratí a stavieb

O nutnosti úprav žilinských mostov sa začalo uvažovať v súvislosti s výstavbou Vodného diela Žilina. Vybudovanie priečinného múru bolo navrhnuté neďaleko železničných mostov. Aby turbíny, inštalované v priečinnom mure dosiahli potrebný výkon, bolo nutné znížiť dno rieky Váh. Pod železničnými mostami predstavovalo toto zníženie až osem metrov. Samozrejme, pôvodné projekty mostov túto situáciu nepredpokladali, preto bolo nevyhnutné uvažovať o novom založení mostných opôr a pilierov.

Z technického hľadiska prichádzali do úvahy dve alternatívy. Prvá alternatíva navrhovala znížiť terajšie založenie opôr a pilierov o požadovaných osem metrov injektovaním, pilotovaním a spevnením driekov pilierov a opôr. Práce sa mali vykonávať bez vylúčenia železničnej dopravy.

Druhá alternatíva navrhovala odstrániť staré oceľové konštrukcie, vybúrať pôvodné opory, odstrániť z koryta Váhu piliere a vybudovať nové železničné mosty.

Prvá alternatíva bola, ako argumentovali zástupcovia ŽSR, len dočasným riešením. V krátkom čase by totiž bolo nutné vymeniť dožité a z hľadiska prevádzky neúnosné oceľové konštrukcie, ktoré nevyhovujú pre vyššie rýchlosťi, plánované v uvedenom tráťovom useku.

Po rozsiahlych rokovaniach a expertných posudkoch bol prijatý návrh celkovej prestavby mostov.

Mosty boli navrhnuté ako samostatné konštrukcie pre koľaj č.1 a koľaj č.2, oceľové, jednopôlové s priebežným koľajovým lôžkom o rozpäti 112 m. Oceľová konštrukcia mala byť realizovaná podľa požiadaviek ŽSR na zaťažovací vlak T.

Konštrukcia je plnostenná trámová, vystužená oblúkom so zvislicami a dvoma diagonálami v strede mosta (Langerov nosník). Osová výška trámu a oblúka je 18 m, maximálna celková výška konštrukcie je 19,79 m, osová vzdialenosť hlavných nosníkov je 7,1 m. Mostovka je plechová, hrúbky 14 mm, vystužená pozdĺžnymi a priečnymi výstuhami.

Hlavné nosníky pozostávajú z trámu, oblúka, zvislic a diagonál. Trám dosahuje v charakteristickom priereze výšku 2860 mm, v okrajovej časti prechádza trojstenným prvkom do profilu oblúka. Montážne styky trámu a oblúka sú zvarované, prípoje výplňových prútov sú spájané VP skrutkami.

Zvislé stuženie mosta je vytvorené v miestach druhej, štvrtnej a šiestej zvislice. Tvoria ho zvislice rámovo pripojené do priečnika a priečinové stuženie v hornej časti mosta. Priečky stuženia sú vytvorené z I-profilov, diagonály z uholníkov. Stuženie oblúka je vytvorené priečinovou K - sústavou a zabezpečuje vzpernú dĺžku oblúka po celej svojej dĺžke.

Na konštrukcii v koľaji č.1 je po ľavej strane v smere kilometrovania umiestnený verejný chodník, svetlej šírky 2000 mm a na konštrukcii v koľaji č. 2 po pravej strane sú na konzolách pripojené kábelové žľaby. Na moste je revízne zariadenie pre kontrolu



oceľovej konštrukcie. Pre kontrolu oblúka, diagonál a zvislíc sú vytvorené na oblúku dve madlá z trubiek. Prístup na horný pás je rebríkmi v mieste štvrtnej zvislice.

Ložiská sú v koľaji č.1 na strane od Košíc pevné a na strane od Žiliny valivé. V koľaji č.2 je poloha ložísk opačná. Trámy hlavných nosníkov sú k váhadlám ložísk pripojené presnými skrutkami, otvory sú vŕtané spolu. Ložiská sú zapustené do hniezd úložnej lavice.

Výroba oceľových konštrukcií bola objednaná vo VSŽ - Mostáreň spol. s r.o.

Práce na nových mostoch sa začali výstavbou železničného spodku provizórnej trate, stavbou opôr a pilierov, montážou provizórnych mostov ŽM 16 a ich zásunom do trate. Pred vlastným odklonom dopravy na provizórnu obchádzku bolo ešte potrebné presmerovať množstvo káblov, umiestnených na pôvodných mostoch. Po ukončení prípravných

práci v novembri a decembri 1996 začali týždenné nepretržité výluky pre každú kolaj, v ktorých sa presmerovala železničná prevádzka na provizórnu obchádzkovú trasu. V náročných výlukách sa smerovými oblúkmi spojila pôvodná trať s provizórnom obchádzkou, smerovo aj výškovo upravil železničný zvršok, bolo namontované trakčné vedenie a zaťažovacou skúškou sa preukázala prevádzkyschopnosť provizórnych mostov ŽM 16. Až po týchto práciach mohla začať demontáž oceľových konštrukcií, búranie starých opôr a betonáž nových veľkopriemerových pilót, ktoré sú súčasťou novovybudovaných opôr.

Na varínskej strane mosta sa začalo s budovaním montážnej plošiny, na ktorej sa montovali, zvárali a natierali nové oceľové konštrukcie.

Prvé dielce oceľovej konštrukcie pre kolaj č.1 boli prebraté v marci roku 1997 a postupne bola prebratá celá oceľová konštrukcia.

Montáž mosta sa začala v máji 1997 a postupne, ako prichádzali prvky na stavbu, montážna organizácia konštrukciu skladala, zvárala a montovala na VP skrutky. Oceľová konštrukcia bola dokončená v novembri 1997, kedy bola vykonaná montážna prebieračka OK. V máji sa taktiež začala montáž pomocných zásuvných dráh vo Váhu. V tomto období malo byť koryto Váhu už znížené. Pretože investor stavby, ktorý zodpovedal za práce na prehlbení, nedokázal do tohto termínu zabezpečiť zníženie koryta, podpery zásuvnej dráhy sa ukladali do vybágovalých rýh, ktoré boli v úrovni zníženej nivelety čo, veľmi skomplikovalo ďalší postup práci. Zásuvná dráha bola dokončená až v apríli roku 1998.

So zásunom OK pre kolaj č.1 sa začalo 22.4.1998. Po pozdĺžnom zasunutí nad korytom Váhu a otočení podvozkov, bola OK osadená do definitívnej polohy priečnym zásunom.

Z dôvodu nahromadených problémov sa s výrobou oceľovej konštrukcie pre kolaj č.2 začalo až v apríli roku 1999. Jej montáž bola zahájená v máji a ukončená montážou prehliadkou začiatkom novembra 1999. Zásun oceľovej konštrukcie pre kolaj č.2 bol realizovaný 18.11.1999.

Pre problémy s financovaním dodávateľ stavby ďalšie práce prerušil. Na oceľovej konštrukcii zostávalo dokončiť protikorózne úpravy, náter a izoláciu vane. OK bola dočasne osadená na provizórne podpery. Po zdĺhavých jednaniach sa s prácam na dokončenie stavby začalo v júni 2000. Oceľová konštrukcia sa osadila na ložiská, dokončili sa izolácia vane a náter OK. Začalo sa s výstavbou železničného telesa.

V novembri 2000 prebehli výluky, počas ktorých sa po 5 rokoch vrátila kolaj do pôvodnej trasy a na nové mosty. Po úspešnom priebehu zaťažovacích skúšok a hlavnej prehliadke sa 5.12. 2000 uskutočnilo slávnostné zahájenie prevádzky na oboch vybudovaných mostoch, ktoré patria medzi najmodernejšie a najkrajšie na tratiach ŽSR.

\*\*\*\*\*

# Železniční most na Zlíchově

Městský okruh Zlíchov – Radlická , SO 06-04 Železniční most v km 1,847 trati Praha – Plzeň

Ing.Ivan Hladík, Ing.Jiří Elbel, SUDOP PRAHA a.s.



## 1. Úvod

Železniční most v km 1,847 trati Praha – Plzeň je neobvyklá a zajímavá železobetonová šikmá mostní konstrukce, která byla postavena během roku 2000 v rámci městského okruhu Zlíchov – Radlická. Čtyřkolejná železniční trať překračuje městskou rychlostní komunikaci po mostě o dvou polích. Most se prakticky celý nachází pod zemí, má neobvyklý půdorysný tvar přizpůsobený směrovému řešení překračované komunikace a je v České republice první mostní konstrukcí s aplikací moderní progresivní technologie samozhotovitelného betonu.

Trať na mostě je v přímé, komunikace pod mostem je ve směrovém oblouku a v konkávním výškovém oblouku. Vzhledem k šířce komunikace a směrovému oblouku s klotojedou přechodnicí má každá opěra podstatně rozdílný tvar a půdorysné zakřivení.

## **2. Popis objektu**

Konstrukce mostu je tvořena uzavřeným dvojitým rámem s pohyblivým uložením mostovky nad střední podporou. Půdorys objektu připomíná nepravidelný dvojitý sférický lichoběžník.

Kolmá světlina obou polí je 13,60 m, šíkmá světlina polí je na vltavské straně 23,10 m a 27,08 m na radlické straně potom 21,61 a 22,18 m. Vzdálenost líců krajních opěr je na radlické straně 45,23 m, na vltavské straně však již 51,8 m (rozdíl 6,57 m při šířce desky mostovky 18,10 m). Z uvedených rozměrů je patrná značná půdorysná nepravidelnost a velká šikmost (levá šikmost) mostní konstrukce. Mostovka je v 2% spádu ve směru os kolejí a její tloušťka se pohybuje od 1,23 m do 1,8 m, započteme-li zesílení desky náběhy, tak největší tloušťku dostaváme nad osou střední podpory a to 2,4 m. Tloušťka opěr je 1,2 m, tloušťka střední podporující stěny 0,9 m. Tloušťka základové desky je konstantní 1,0 m. Deska mostovky s krajními opěrami vytváří rámové rohy, nad střední stěnou je uložena na 12-ti elastomerových všeobecně pohyblivých ložiskách.

Rámová koncepce byla zvolena z důvodu nutné celoobvodové izolace proti podzemní vodě, jejíž úroveň je ovlivňována hladinou řeky Vltavy. Stoletá voda dosahuje téměř do úrovně spodní hrany mostovky.

## **3. Statický model, zatížení**

Pro statický výpočet byl zvolen prostorový statický model dle navrhovaného tvaru konstrukce a podle geologického průzkumu namodelováno proměnlivé podloží mostu (v podloží byly zjištěny štěrkopískové naplaveniny vystřídané skalními vrstvami vystupujícími nad úroveň základové spáry). Programem Ida-nexis byly potom pro 80 zatěžovacích stavů řešeny extrémní hodnoty vnitřních sil v jednotlivých průřezech. Značný počet zatěžovacích stavů vyplynul zejména z kombinací pohyblivého zatížení umístěného v osách čtyř kolejí na mostě a střídavě v jednom nebo druhém poli a s kombinacemi zatížení od oteplení nebo ochlazení konstrukce. Ve výpočtu bylo uvažováno s pohyblivým zatížením vlakem T, oteplením na 30°C a s ochlazením na - 20°C.

Vzhledem k velké šikmosti a nepravidelnosti tvarů se nosná konstrukce ve vodorovné rovině otáčela nad střední stěnou a tato stěna (při rámovém uspořádání) přebírala extrémní hodnoty zatížení. Nežádoucí extrémy vnitřních sil byly odstraněny umožněním pohybu nosné konstrukce pomocí elastomerových všeobecně pohyblivých ložisek.

## **4. Izolace**

Náročné hydrogeologické podmínky a oblast s extrémním výskytem bludných proudů kladly zvýšené nároky na izolaci spodní stavby. Byla zvolena dvouvrstvá sektorová izolace na bázi PVC, která umožňuje dodatečné utěsnění případných průsaků vody. Toto utěsnění by se provedlo přes systém trubiček, které jsou vyvedeny z každého izolačního sektoru a ukončeny v horních částech opěr v přístupných skříňkách o velikosti 0,3x0,4 m. Přes tyto vývody je možná i kontrola těsnosti celého systému a zjištění eventuelních závad dříve než se projeví na vlastní konstrukci stěn.

Na izolaci mostovky byl použit izolační systém z natavovaných asfaltových pásů s geotextilní ochrannou vrstvou. Veškerá srážková voda z mostovky je střechovitě svedena do příčných drenáží, které jsou v jednostranném 4% spádu a směrově sledují rub

opěr a napojeny jsou do kanalizačních šachet a dále pak na odvodňovací kanalizační systém.

## 5. Výztuž

Mimořádně náročná a rozsáhlá konstrukce vyžadovala i mimořádné využití včetně mimořádných požadavků na přesnost ukládání. Pro využitování byla použita výztuž řady 10 505 (R), která byla ukládána ve dvou navzájem kolmých směrech. Při každém povrchu v každém směru 2 vrstvy nosné ohybové výztuže  $\varnothing$  R32. V jedné vrstvě bylo navrženo vždy maximálně 6 nosných  $\varnothing$ /m. Ve většině průřezů bylo nutných 9 $\varnothing$ 32/m anebo 12 $\varnothing$ 32/m. Vzhledem k tloušťce jednotlivých prvků byla na vzdálenost cca 40-ti centimetrů ukládána výztuž i v mezilehlých vrstvách. Celkem bylo osazeno 156 km  $\varnothing$ 32, 39 km  $\varnothing$ 25, 68 km ostatních  $\varnothing$ , tj. celkem 1200 tun betonářské výztuže. Výztuž je vesměs ve všech průřezech plně využita.

## 6. Výstavba

Stavbu prováděl Metrostav a.s., divize 5. Výstavba mostu proběhla v pažené stavební jámě hluboké cca 10 m. Provoz na železnici byl přeložen na 3-kolejnou přeložku vedennou podél stavební jámy. Během výstavby bylo nutné neustále čerpat vodu ze studní, které byly vyvrty podél pažení na západní a východní straně stavební jámy. Samohutnící beton byl použit pro betonáž opěr a mostovky.

Betonáž horní desky byla věnována mimořádná pozornost a byly využity zkušenosti z betonáží opěr. Do desky bylo nutno uložit najednou celkem 1800 m<sup>3</sup>. Byly sestaveny různé varianty postupu betonáže od kontinuálního postupu betonáže celé desky najednou až po různé alternativy betonáže po vrstvách. Nedílnou součástí návrhu postupu betonáže bylo i sledování vývoje hydratačního tepla v masivní konstrukci. Výpočty byly prováděny specialisty na VUT Brno. Nejdříve byly vybetonovány náběhy, potom jádro desky o tloušťce cca 1,0 m a ve třetí fázi poslední vrstva, u které bylo nutné zajistit podélný 2% spád což je u samozhutnitelných betonů velmi náročné. Konzistence nejsvrchnější vrstvy byla upravena tak, aby při dokonalém probetonování horních vrstev výztuže byly možné vytvořit povrch betonu v požadovaném sklonu.

Betonáž doprovázela nepřízeň počasí neboť shodou okolností připadla na nejteplejší dny roku 2000. Mimořádné teploty okolního vzduchu 36-37° komplikovaly jak dopravu na staveniště v autodomíchávacích, tak ukládání betonu a urychlovaly tuhnutí betonu. Nejvyšší naměřené teploty uvnitř desky dosahovaly 80° C. Při ošetřování betonu bylo rozhodující včasné zakrytí povrchu betonu geotextilií a neustálé kropení povrchu betonu vodou.

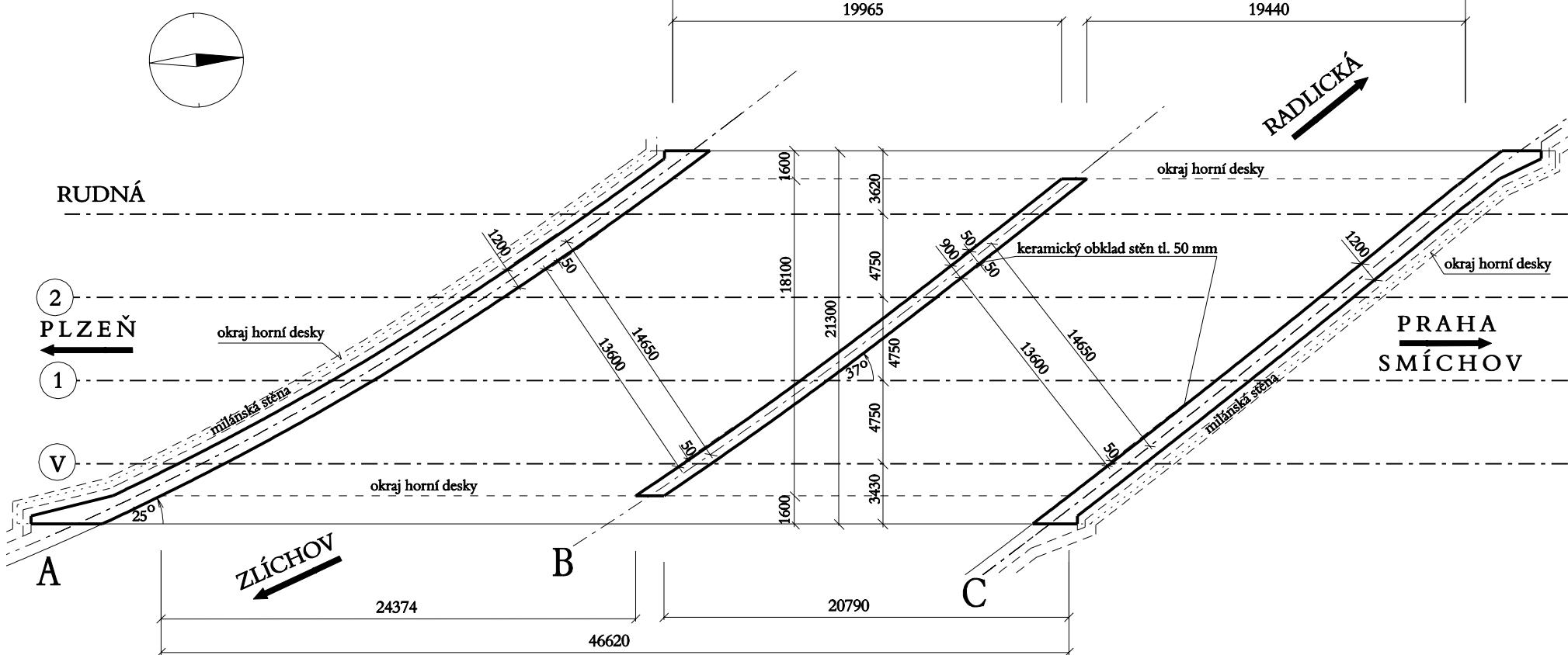
I při takovéto nepřízni počasí byla dosažena dobrá kvalita betonu a nedestruktivními zkouškami byla po 4 dnech zjištěna pevnost betonu 30 MPa.

## 7. Závěr

Po vyhodnocení projektu a výstavby můžeme konstatovat, že i takovéto tvarově náročné masivní železobetonové konstrukce s velmi hustou výztuží lze spolehlivě vybetonovat ve velmi dobré kvalitě při využití moderních progresivních technologií.

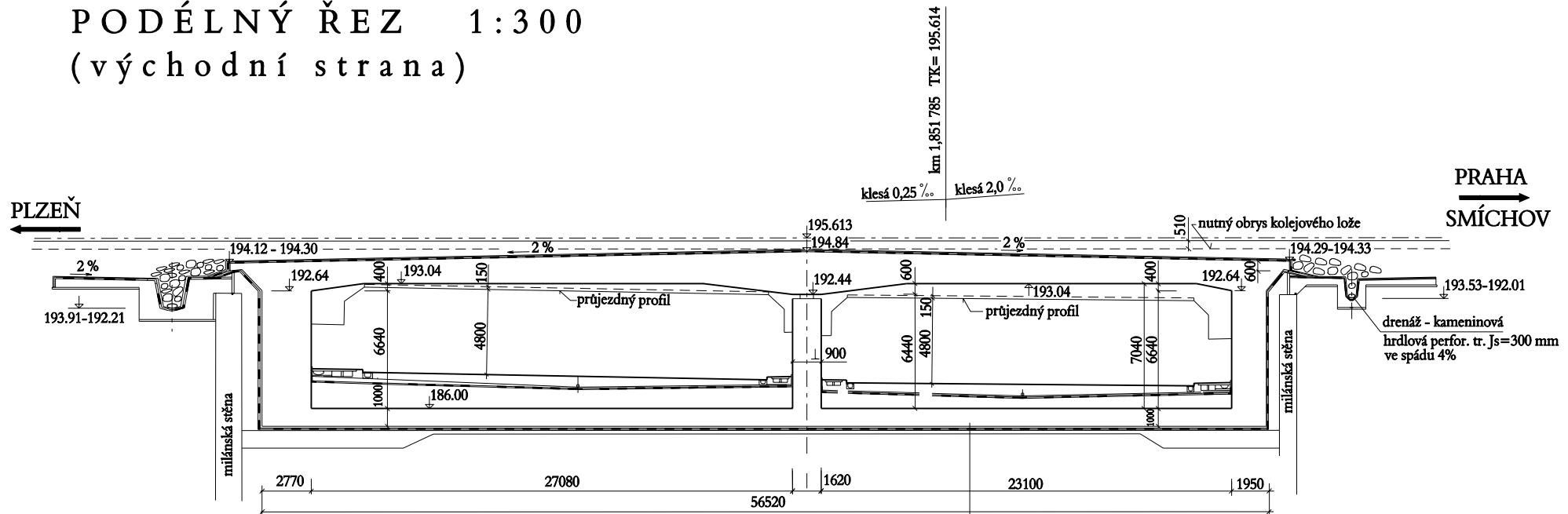
Městský okruh Zlíchov - Radlická  
SO 06-04 Železniční most v km 1,847 trati Praha-Plzeň

P Ú D O R Y S 1 : 3 0 0



Městský okruh Zlíchov - Radlická  
 SO 06-04 Železniční most v km 1,847 trati Praha-Plzeň

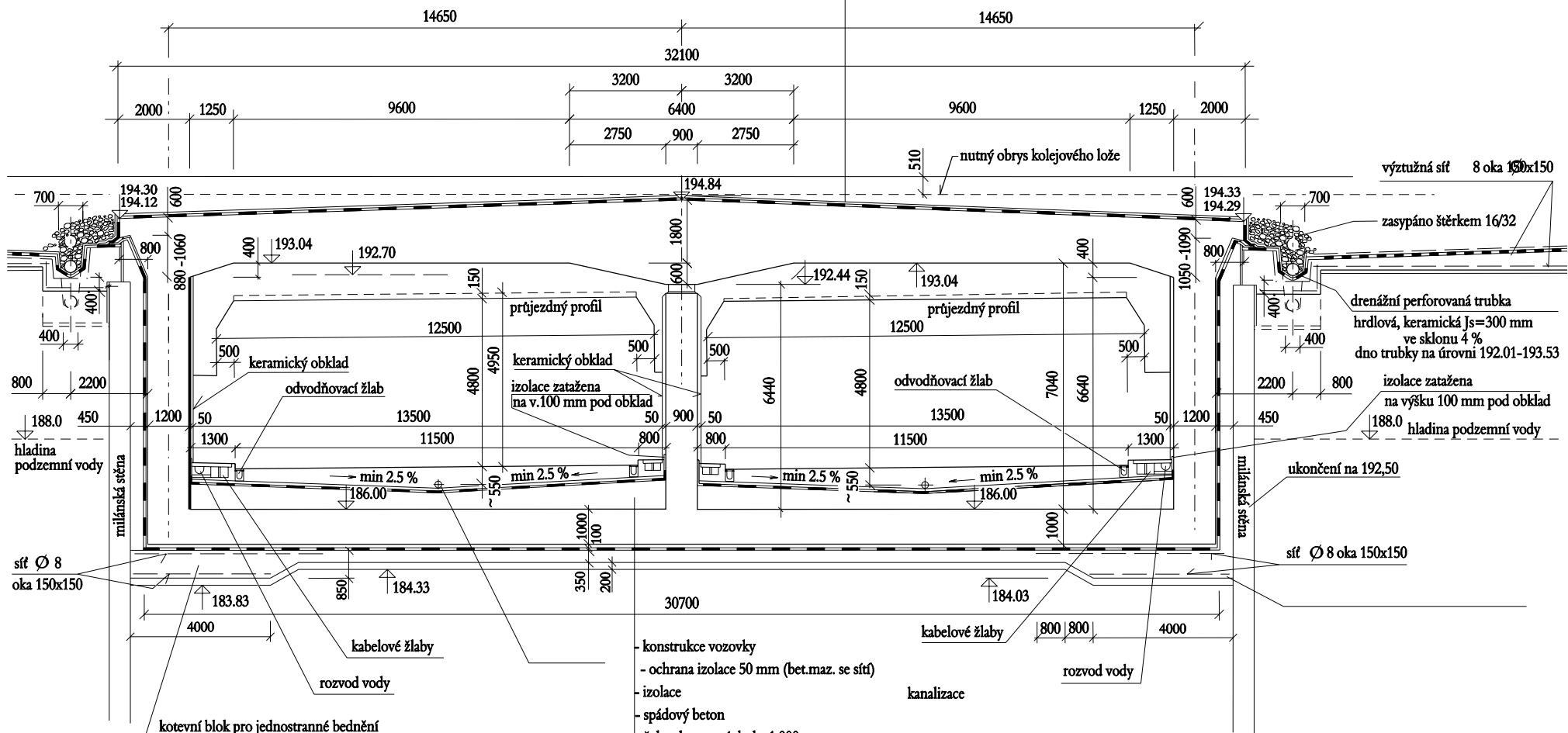
PODÉLNÝ ŘEZ 1:300  
 (východní strana)



- konstrukce vozovky
- ochrana izolace 50 mm (bet.maz. se sítí)
- izolace
- spádový beton
- železobetonová deska 1 000 mm
- ochranná betonová vrstva 100 mm
- ochranná geotextilie NETEX 700
- tlaková hydroizolace na bázi PVC dvouvrstvá sektorová
- podkladní geotextilie NETEX 700
- betonová mazanina tl. 50 mm se sítí
- podkladní beton tl 300 mm
- štěrkopískový podsyp 200 mm

# PODÉLNÝ ŘEZ 1 : 150

( kolmý na střední osu "B" )

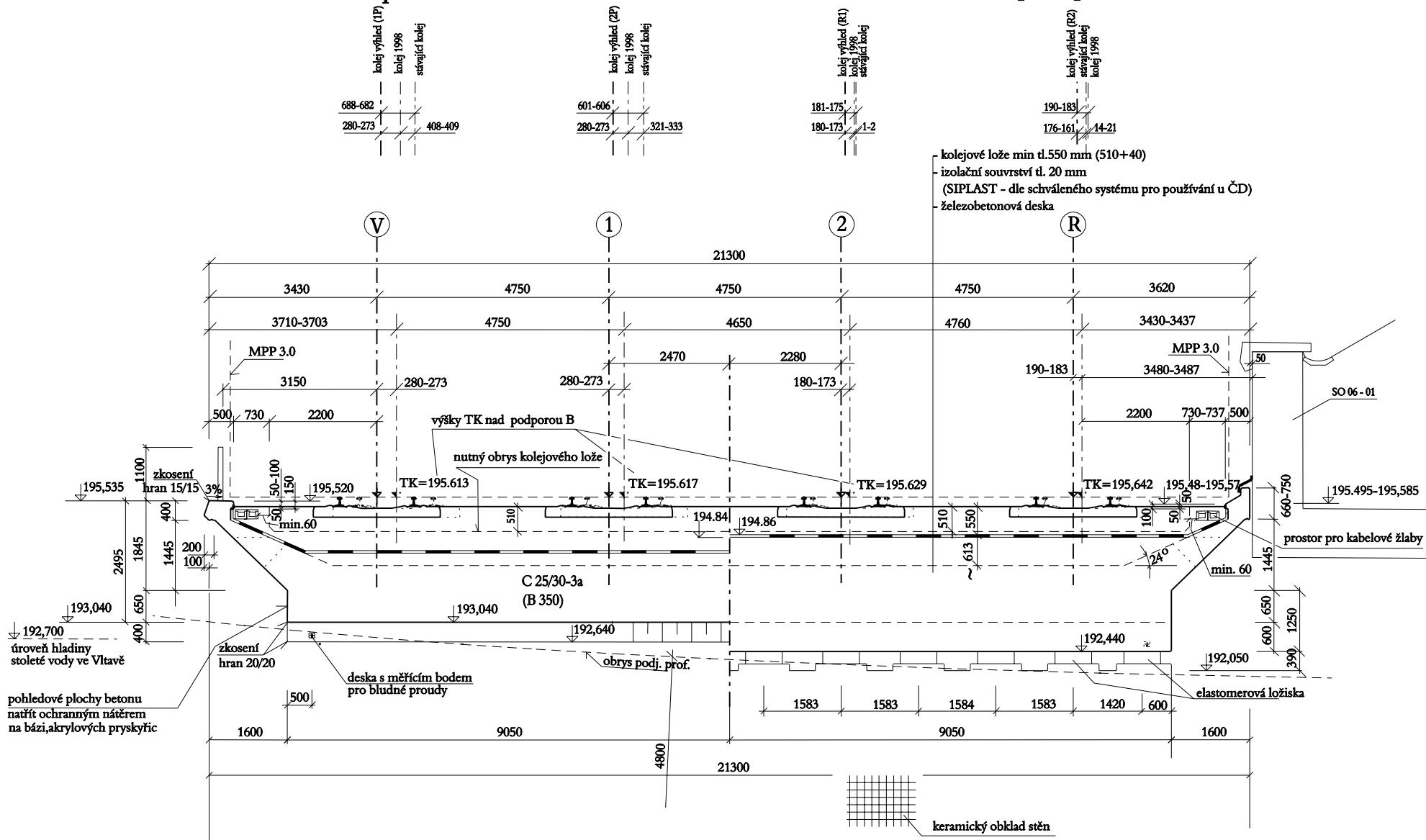


# VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ 1 : 100

v poli nad střední podporou

v poli

nad střední podporou



# **Navrhování vodotěsných izolací železničních mostních objektů se zřetelem na nově schválené předpisy Českých drah**

**Ing. Blanka Karbanová**

České dráhy, s.o., Divize dopravní cesty, odbor stavební

V roce 2000 vešly v platnost nové předpisy, které vedly k některým podstatným změnám v navrhování, provádění, zkoušení a možné skladbě systémů vodotěsných izolací mostních objektů. Dotýkají se projektantů i zhотовitelů mostních objektů (resp. zhотовitelů vodotěsných izolací). Pro orientaci výrobců, dovozce a zhотовitelů je stanoven postup a podmínky pro ověření vhodnosti konkrétního systému vodotěsné izolace pro mostní objekty ČD - ověření shody se specifickými požadavky ČD jdoucími nad rámec zákonných požadavků (Zákon č. 22/1997 Sb. a Nařízení vlády č. 178/1997 Sb. ve znění novely č. 81/1999 Sb.).

Obecně jsou stanoveny tyto požadavky: navrhovat vodotěsné izolace nosných konstrukcí a spodních staveb tak, aby byly trvale po celou dobu životnosti snadno udržovatelné (předpokládaná životnost systému vodotěsné izolace je 30 let).

## **I. „Obecné technické podmínky Českých drah, s. o. pro systémy vodotěsných izolací na mostních objektech“ s účinností od 1.4.2000.**

Hlavní požadavky jsou:

- splnění všeobecných požadavků obecných právních předpisů u výrobků pro SVI
- splnění požadavků ČD daných novou TNŽ 73 6280 „Navrhování a provádění vodotěsných izolací železničních mostních objektů“ a „Technickými kvalitativními podmínkami staveb Českých drah“, kapitolou 22 (TKP ČD).

Dále stanovují:

- podmínky pro výrobce, dovozce, zhотовitele (dále jen výrobce), kteří mají v úmyslu dodávat systémy vodotěsných izolací pro mostní objekty ČD
- povinnost těchto osob zpracovat technické podmínky dodací (*podniková norma - TPD*)
- postup při zpracování žádosti výrobce o ověření jeho systému vodotěsné izolace Českými drahami
- postup při ověřovacím procesu, který může končit vydáním „Osvědčení o shodě systému vodotěsné izolace s podmínkami ČD“. Vydáním „Osvědčení o shodě systému vodotěsné izolace s podmínkami ČD“ je vyhověno podmínkám TNŽ 73 6280 a TKP ČD, že systém vodotěsné izolace použity u mostních objektů musí být schválen ČD.

## **II. TNŽ 73 6280 „Navrhování a provádění vodotěsných izolací železničních mostních objektů“ s účinností od 1.4.2000**

Technická norma železnic je platná pro navrhování, provádění, zkoušení a kontrolu systémů vodotěsných izolací:

- nosných konstrukcí s kolejovým ložem
- mostních konstrukcí nepřesypaných i přesypaných
- spodních staveb namáhaných volně stékající vodou a vodou tlakovou.

Její znalost a aplikace je povinná jak pro výrobce žádající o vydání „Osvědčení o shodě systému vodotěsné izolace s podmínkami ČD“, tak pro zhotovitele dokumentace železničních mostních objektů a zhotovitele vodotěsných izolací. Kromě parametrů pro jednotlivé systémy vodotěsných izolací a metodiky jejich zkoušek ukládá povinnost zpracovat pro určitý mostní objekt projekt izolace (součást projektu stavby) a technologický předpis (dokumentace zhotovitele vodotěsné izolace).

## **III. „Obecné technické podmínky Českých drah, s. o. pro dokumentaci železničních mostních objektů“; s účinností od 29.6.2000.**

V oblasti problematiky vodotěsných izolací stanovují obecně tyto požadavky:

- navrhovat vodotěsné izolace nosných konstrukcí a spodních staveb tak, aby byly trvale po dobu jejich životnosti snadno udržovatelné, opravitelné nebo vyměnitelné při vynaložení přiměřených nákladů (životnost a záruky vodotěsných izolací)
- povinnost investora zajistit zhotoviteli přípravné dokumentace stavby průzkum vod a výskytu bludných proudů, které by mohly mít vliv na budoucí návrh vodotěsné izolace
- v technické zprávě k přípravné dokumentaci mostního objektu uvedení zásad řešení a základních požadavků na vodotěsné izolace všech nových nebo ponechaných nosných konstrukcí a částí spodní stavby
- ve výkresové části přípravné dokumentace u nového stavu (příčné a podélné řezy) schematické zakreslení ploch, které budou opatřeny vodotěsnou izolací
- u projektu stavby zařazení samostatné části „Projekt vodotěsných izolací“. Ten musí popsat vodotěsné izolace všech částí mostního objektu (základů, podpěr, úložných prahů, mostních křídel, mostní - nosné konstrukce). Projekt musí určit přesně velikosti průhybů různých částí mostního objektu navzájem, určit dilatace a pracovní spáry včetně specifikace. Podrobně musí být vykresleny konstrukční detaily, které mohou ovlivnit tvar částí mostního objektu (např. odvodnění, ukončení objektu, dilatace, mostní římsy, návaznosti jednotlivých částí objektu apod.).

Projekt vodotěsné izolace dále musí brát ohled na druh hydrofyzikálního namáhání, druh a kvalitu podkladní konstrukce (beton, ocel, přesypávka), její stáří, tloušťku kolejového lože, na čas potřebný pro zhotovení vodotěsné izolace (ve vazbě na výluky, na postupy stavebních prací a případně i na klimatické podmínky provádění).

Jedině z toho pak může vyplynout kvalifikovaný návrh vodotěsného systému od zhotovitele projektu stavby.

Projekt vodotěsné izolace má danou směrnou strukturu (technická zpráva vč. výkazu výměr, výkresy, rozpočet - v případě samostatné akce na rekonstrukci vodotěsné izolace).

- nutnost vypracování dokumentace zhotovitele (technologický předpis - TP). Tuto dokumentaci zpracovává zhotovitel stavby, pokud má způsobilost k provádění vodotěsných izolací, nebo ji vyhotoví zhotovitel vodotěsné izolace. Podkladem pro vypracování TP je projekt izolace. Skladba a obsah TP je uveden v příloze těchto OTP. TP se týká již zcela konkrétního objektu a podle toho musí být uzpůsobena i jeho formální stránka jako řízeného dokumentu.

Všechny výše zmíněné dokumenty lze objednat na adresu:

ČD, DDC, odbor stavební, oddělení mostů a tunelů  
nábřeží L. Svobody 12  
110 15 Praha 1

nebo jsou dostupné na internetové stránce: [www.mosty.cz](http://www.mosty.cz)

#### **IV. „Technické kvalitativní podmínky staveb Českých drah“, kapitola 22 „Izolace proti vodě“**

Pro úplnost uvádíme dokument, který není novým dokumentem, ale v současné době byl aktualizován. Aktualizace proběhla z důvodů vydání výše uvedených tří předpisů (I., II., III.)

Kapitola 22 se člení na části:

Část A: Vodotěsné izolace mostních objektů. Zabývá se vodotěsnými izolacemi těch mostních objektů (případně jejich částí), pro které platí TNŽ 73 6280 Navrhování a provádění vodotěsných izolací železničních mostních objektů.

Část B: Vodotěsné izolace kolektorů, chrániček, septiků, lapačů a ostatních obdobných staveb.

Část C: Vodotěsné izolace tunelů.

TKP Českých drah jsou určeny pro smluvní vztahy mezi ČD jako objednatelem a zhotoviteli. Slouží k tomu, aby ve smlouvě o dílo bylo co nejpřesněji vymezeno dílo a jeho předmět.

Kapitola 22 byla schválena koncem roku 2000. Tisk této kapitoly se předpokládá v březnu 2001.

Tyto předpisy by měly vést k zlepšení kvality a úplnosti předkládané dokumentace. Určují zhotoviteli vodotěsné izolace, jakým způsobem vypracovat technologický předpis. Při dodržování podmínek v něm obsažených bude dosaženo kvalitnější a trvanlivější ochrany jednotlivých mostních objektů.

\*\*\*\*\*

# Simulace provozní spolehlivosti stávajícího mostu

Ing. Lukáš Beran, prof.Ing. Hynek Šertler, DrSc.

## 1. Úvod

V současné době probíhá změna v normách pro navrhování a zatížení, poznamenaná snahou přebírání eurokódů do soustavy ČSN [2]. Současné předpisy pro evaluaci stávajících mostů u nás i v zahraničí jsou založeny na deterministickém přístupu a jsou z tohoto pohledu zastaralé. Podrobněji jsou analyzovány v [1]. Pro evaluaci železničních mostů je od r. 1995 platný předpis [3]. Obsahuje ustanovení jak pro masivní, tak i pro kovové mostní konstrukce. Pro kovové mosty byla do tohoto předpisu zakomponována oborová norma [4], platná od r. 1990, vytvořená pracovním týmem Vysoké školy dopravy a spojů v Žilině, jehož byl druhý autor tohoto příspěvku členem. Respektuje návaznosti na tehdy platnou normu pro navrhování ocelových mostů. Úzce souvisí s nově vyvinutým expertním systémem ČD, vycházejícím z tohoto předpisu. Prvořadá pozornost je zaměřena na **zatížitelnost**, která je definovaná v deterministickém pojetí jako poměr mezních krátkodobých účinků pohyblivého nahodilého zatížení k účinkům zatěžovacího vlaku UIC-71.

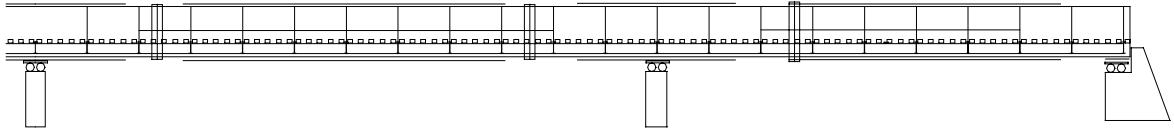
V rámci řešení výzkumného úkolu byla řešena otázka provozní spolehlivosti a zatížitelnosti stávajících mostních konstrukcí. Cílem našeho výzkumu bylo položit teoretický základ novému určování zatížitelnosti železničních mostních konstrukcí založený na použití pravděpodobnostních metod. Velká pozornost byla věnována výpočetním modelům s přihlédnutím ke specifikám starších konstrukcí. Zcela nově byl zaveden pojem **provozní zatížitelnost**. Vyjadřuje rezervu únosnosti posuzované konstrukce pro zatížení dopravou při běžném provozu. Je náhodně proměnnou veličinou a stanovuje se s předem definovanou pravděpodobností poruchy. Podrobněji je o této problematice pojednáno v [5].

Dominantní úlohou při stanovení provozní zatížitelnosti je stanovení průběhu napjatosti v inkriminovaných místech konstrukce od provozního zatížení. Tenzometrické měření je pro praktické použití příliš nákladné a zdlouhavé. Daleko efektivnější je využít pro tento účel běžně používané drážní informační systémy. U ČD je to v současné době systém CEVIS. Prezentovaný příspěvek demonstriuje použití tohoto postupu na praktickém příkladě.

## 2. Popis konstrukce

Lokalita:	Most přes řeku Labe, před stanicí Rosice nad Labem, na trati Pardubice – Hradec Králové v km 2,184
Typ mostního objektu :	Plnostěnná svařovaná ocelová konstrukce s dolní mostovkou – spojitý nosník
Rozpětí :	29,97 + 39,41 + 39,99 + 30,01 m
Počet kolejí :	1
Nejvyšší dovolená rychlosť :	70 km/h
Úhel křížení :	90°
Poloha osy kolejí :	shodná s osou konstrukce

(levá polovina je shodná, pouze na podpěře mezi 1. a 2. polem je pevné ložisko)



Obr.1 Pravá půlka mostu v pohledu

### 3. Tenzometrické měření na mostě

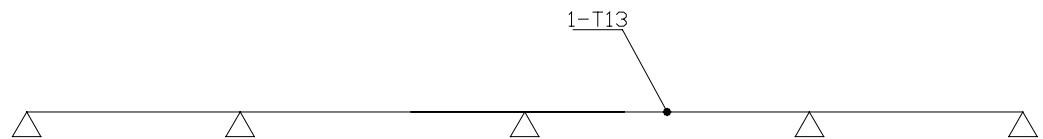
Měření bylo prováděno 24 hodin, od 8,00 hod. do 8,00 hod. druhého dne. Celkem bylo zaznamenáno 152 průjezdů vlaků. Měření bylo realizováno pomocí dynamické ústředny DMC Plus firmy Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM) a přenosného počítače značky Toshiba Satellite.

Zaznamenávací aparatura byla zkalirována tak, aby změřené hodnoty přímo odpovídaly napětí v konstrukci. Tenzometry byly rozmístěny na 14ti místech konstrukce, na hl. nosníku, příčnících i podélnících.

### 4. Výpočet zatížitelnosti

#### 4.1. Deterministický způsob výpočtu

Z důvodu omezeného rozsahu tohoto příspěvku uvádíme pro ilustraci jen zatížitelnost horních vláken pásnice hlavního nosníku podle obrázku:



Obr.2 Měřené místo na konstrukci

Zatížitelnost určíme podle normy [6], vztah pro výpočet zatížitelnosti pro vlak UIC-71 je pak následující:

$$Z_{UIC} = \frac{\frac{fy}{\gamma_{M1}} - \sigma_{gq,y} \cdot \gamma_1}{\sigma_{py} \cdot \delta \cdot \gamma_3}$$

$fy$  – je mez kluzu materiálu konstrukce

$\gamma_{M1}$  – součinitel spolehlivosti materiálu

$\sigma_{gq,y}$  – složka napětí stálého a dlouhodobého (tíha konstrukce, kolejového svršku)

$\gamma_1$  – součinitel stálého a dlouhodobého zatížení při nepříznivém působení

$\sigma_{py}$  – složka napětí od ideálního zatěžovacího vlaku UIC-71

$\delta$  - dynamický součinitel

$\gamma_3$  – součinitel nahodilého krátkodobého zatížení při nepříznivém působení

Pozn.: Pro dlouhodobé nahodilé zatížení byl brán stejný součinitel zatížení jako pro zatížení stálé a to z toho důvodu, že rozměry žel. svršku byly kontrolovány měření.

K přepočtu byl použit program IDA NEXIS 32, kterým je možné řešit konstrukci metodou konečných prvků. Mostní konstrukce byla modelována pomocí prutových prvků jako rámová.

Hodnoty momentů a osových sil vypočtené programem IDA Nexus 32.

$$M_{gq,y} = 744,1 \text{ kNm}$$

$$M_{py} = 6174,3 \text{ kNm}$$

$$N_{gq,y} = -9,84 \text{ kN}$$

$$N_{py} = -156,98 \text{ kN}$$

Zatížitelnost horního vlákna průřezu:

$$Z_{UIC} = \frac{\frac{f_y}{\gamma_{M1}} - \sigma_{gq,y} \cdot \gamma_1}{\sigma_{py} \cdot \delta \cdot \gamma_3} = \frac{\frac{240}{1,15} - 10,05 \cdot 1,1}{84,31 \cdot 1,15 \cdot 1,4} = \underline{1,456} \text{ UIC-71}$$

#### 4.2. Pravděpodobnostní způsob výpočtu

Provozní zatížitelnost určuje míru využití únosnosti konstrukce vzhledem k současnemu provoznímu zatížení, stanovenou s určitou pravděpodobností.

Pro výpočet jsme použili vztah:

$$Z_p = \frac{f_y \cdot \varphi - \sigma_{gq}}{\sigma_p \cdot \delta}$$

$f_y$  – mez kluzu materiálu jako náhodně proměnná veličina

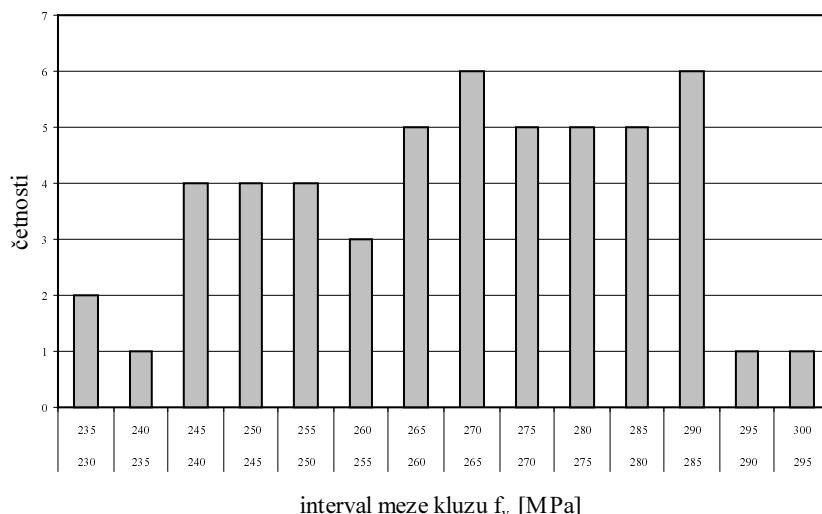
$\varphi$  - náhodně proměnná veličina vyjadřující změny geometrických parametrů průřezu

$\sigma_{gq}$  – napětí v průřezu od vlastní tíhy, včetně kolejového roštu

$\sigma_p$  – napětí od provozního zatížení jako náhodně proměnná veličina

$\delta$  - dynamický součinitel

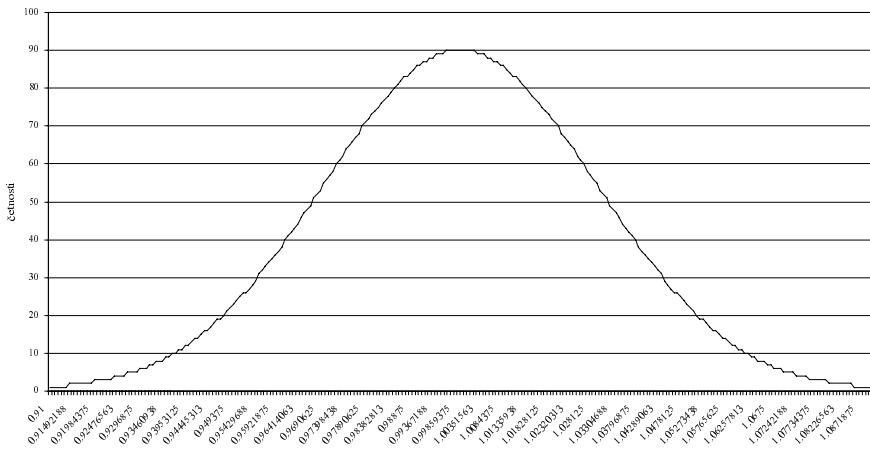
Abychom mohli provést počítačovou simulaci provozní zatížitelnosti podle daného vzorce, je nutné nejprve znát rozdělení pravděpodobnosti náhodných veličin nebo vytvořit histogramy těchto veličin. Pro získání hodnoty provozní zatížitelnosti už pak stačí použít vhodný simulační program, např. M-Star, založený na metodě Monte Carlo a po dostatečném počtu simulací získáme výsledný histogram zatížitelnosti  $Z_p$ . Z něho pak pro zvolenou pravděpodobnost poruchy (resp. kvantil) dostaneme hodnotu provozní zatížitelnosti.



Obr.3 Histogram meze kluzu

Histogram meze kluzu oceli lze sestavit na základě hodnot získaných z výsledků zkoušek provedených na vzorcích materiálu odebraného z konstrukce. Bylo odebráno celkem 52 vzorků.

Dále je ve výpočtu možné uvažovat náhodnou hodnotou geometrické vlastnosti materiálu. Tuto hodnotu je složité změřit a tak byla určena na základě publikace [7]. V této publikaci je uvedena velikost střední hodnoty a směrodatné odchyly za předpokladu normálního rozdělení. Pro plechy a širokou ocel lze uvažovat hodnotu  $\mu_{a,ekv} = 1,00$  a  $\sigma_{a,ekv} = 0,03$ . Hraniční hodnoty (fraktily) pro pravděpodobnosti  $P = 0,001$  a  $P = 0,999$  jsou  $\varphi_a^{(0,001)} = 0,91$  a  $\varphi_a^{(0,999)} = 1,09$ .



sahujících potřebné údaje o konstrukci vozidel a jejich hmotnosti [8]. Takto vytvořenými zatěžovacími schématy pak bylo možné zatížit model konstrukce a provést výpočet. Pro jednotlivé vlaky jsme pak dostali v daném místě konstrukce vnitřní síly či přímo napětí.

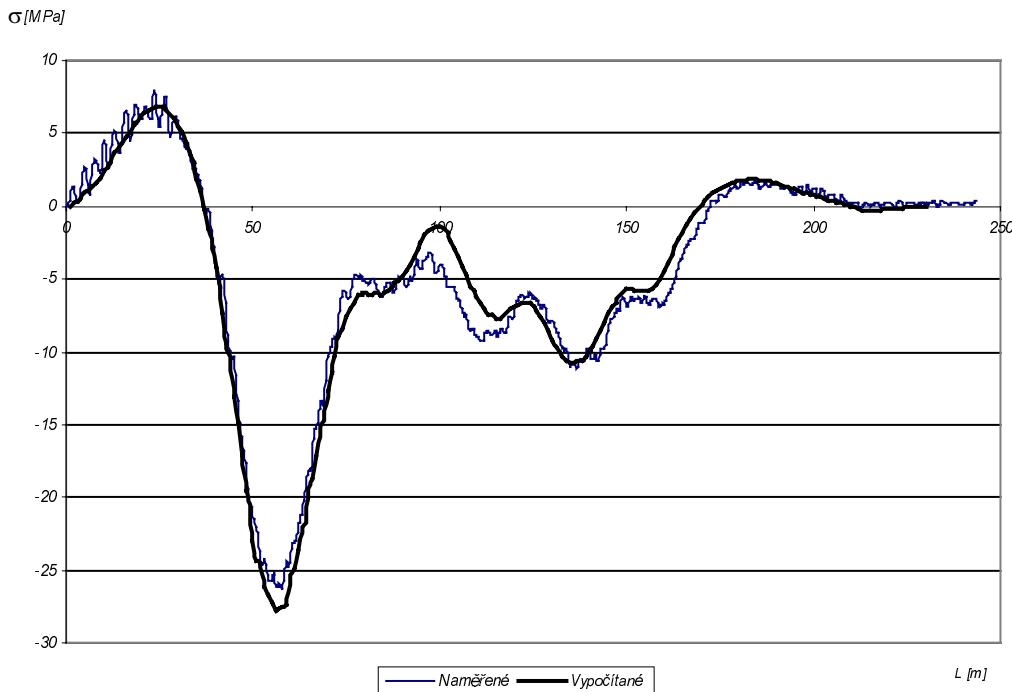
Výpočetní model byl verifikován srovnáním s výsledky tenzometrického měření. Srovnání pro vybrané vlaky je patrné z následující tabulky.

Tab.1 Porovnání vypočítaných a naměřených hodnot

Vlak	Vypočítané					Naměřené			Měř./ Vyp.
	$M_y -$	$N -$	$M_y +$	$N +$	$\sigma_{T13-}$	$\sigma_{T13+}$	$\sigma_{T13-}$	$\sigma_{T13+}$	
70123	-652,355	26,115	2846,358	-80,669	-9,022807	38,9674	-9,2883	38,7639	0,995
680	-367,21	15,012	1750,576	-46,433	-5,082687	23,9276	-6,373	22,669	0,947
683	-421,902	17,589	2066,963	-56,413	-5,843809	28,2712	-5,9314	27,5384	0,974
1980	-361,727	15,012	1738,57	-46,379	-5,009495	23,7666	-6,0281	23,7426	0,999
5337	-139,116	5,606	587,587	-16,593	-1,924576	8,04351	-2,2922	9,3776	1,166
5400	-421,902	17,589	2066,963	-56,413	-5,843809	28,2712	-7,9642	26,2206	0,928

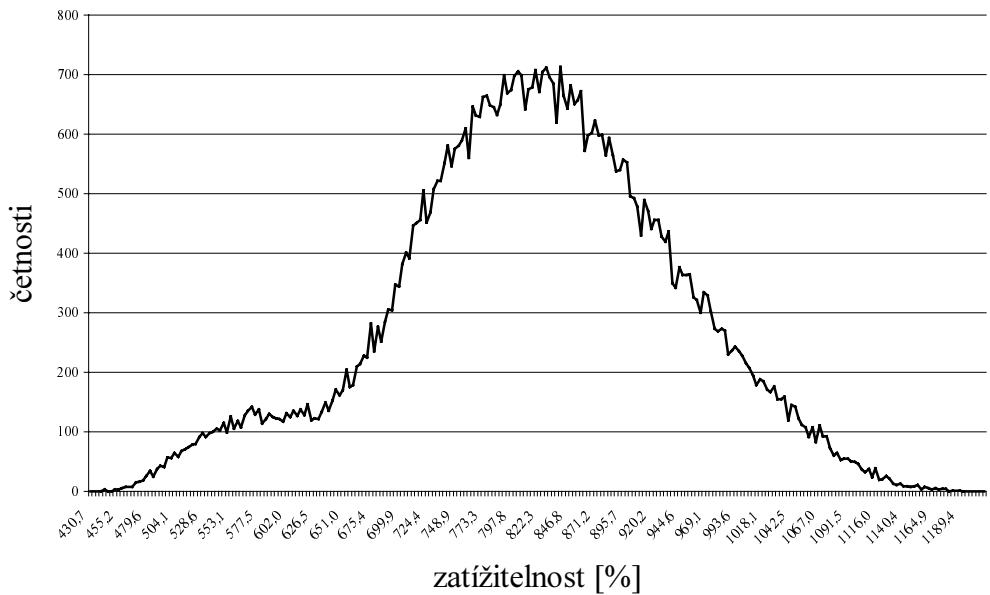
Hodnoty napětí jsou uvedeny v MPa

Tabulka obsahuje hodnoty napětí v daném místě konstrukce od jednotlivých vlaků působících v nejúčinnější poloze. Pro lepší ověření modelu je případně dobré (ale velmi pracné) provést časový průběh napjatosti.



Obr.6 Časový průběh napjatosti pro vlak Os 5400

Aby bylo dosaženo uspokojivých výsledků, byl počet opakování při simulaci zvolen 100 000. Z výsledků simulace v programu M-Star byl sestaven histogram provozní zatížitelnosti. Výsledná hodnota provozní zatížitelnosti při kvantilu 0,001 je 291,2 %.



Obr.7 Histogram provozní zatížitelnosti

## 5. Závěr

Příspěvek měl demonstrovat způsob použití plně-pravděpodobnostní metody pro výpočet zatížitelnosti. Ukazuje se, že rezerva konstrukce pro zvýšení provozního zatížení vysoko překračuje zatížitelnost určenou deterministickým způsobem.

## 6. Literatura

- [1] Šertler, H. Nové předpisy pro hodnocení stávajících železničních mostů. In: Mosty 2000. Sborník z 5. Sympozia Mosty 2000. Duben 2000. Vyd. Akademické nakladatelství CERM s.r.o. str. 138-143.
- [2] Šertler, H.: Nová evropská norma pro navrhování ocelových mostních konstrukcí. In: Železniční mosty. Sborník konference „Železniční mosty, správa a údržba“. SUDOP, Praha 1997, str. 70 – 74.
- [3] ČD SR 5(S): Určování zatížitelnosti železničních mostů. MD Praha, 1995.
- [4] ON 73 6232: Přepočet ocelových železničních mostů a výpočet jejich zatížitelnosti. Vydavatelství ÚNM, Praha 10- Hostivař, 1989
- [5] Šertler, H.: Spolehlivost stávajících mostních konstrukcí. In: Spolehlivost konstrukcí, DT Ostrava, 15.3. 2000, str. 109-113
- [6] ČSN 73 6220 Zatížitelnost a evidence mostů pozemních komunikací
- [7] Augustín Mrázik - Teória spoločlivosti ocelových konštrukcií. Vydavateľstvo Slovenskej akadémie vied, Bratislava 1987, str. 238.
- [8] Beran, Lelek, Šertler: Simulace provozního zatížení. In: Mosty. Sborník konference „Kovové konstrukcie a mosty – súčasný stav a perspektívy rozvoja“. ŽU, Říjen 2000, str. 157-162.

Příspěvek byl sestaven v rámci řešení výzkumné úlohy „Vliv poruch a imperfekcí na bezpečnost a životnost dopravních staveb a mostů“ podporovaný GAČR.

# **Sanace hranického viaduktu betonového**

Ing.Petr Adam, Ing.Karel Štěrba, SUDOP PRAHA a.s.

V bezprostřední blízkosti města Hranice, převádějí železniční trať přes údolí potoku Veličky tři Hranické viadukty - cihelný, kamenný a betonový. Předmětem tohoto příspěvku je Hranický viadukt betonový.

Je to most délky 399 m o 30 železobetonových spojitých skořepinových klenbách shora zabetonovaných a uložených na kamenných pilířích. Konstrukční uspořádání mostu je následující: 6 opakujících se celků po 4 klenbách světlosti 11,4 m a vzepětím 5,7 m. Mezi těmito celky jsou sdružené pilíře s malou klenbou o světlosti 6,7 m a vzepětím 4,5 m. Uprostřed mostu jsou potom dva mostní otvory o světlosti 8,4 m a vzepětím kleneb 5,1 m. Tvar všech kleneb je parabolický s tloušťkami ve vrcholech postupně 27, 20 a 22 cm.

Spodní stavba je z kamenného zdíva s kvalitním žulovým obkladem. Půdorysný rozměr běžných pilířů je 2,6 x 10,8 m, sdružených pak 4,0 x 10,8 m. Výška pilířů se pohybuje v rozmezí od 5,5 m do 11,0 m. Výška mostu je cca 18,5 m.

Most je založen plošně na vrstvě písčitých až jílovitých štěrků mocnosti 1,5 až 2,0 m, v hloubce 3 až 4 m pod terénem.

## **Hlavní poruchy mostu před sanací**

Zcela nefunkční izolace se projevila výluhy na lící kleneb i pilířích. Do spár mezi poprsní zdí a výplňový beton kleneb zatékala voda, která v zimě mrzla a způsobila četné trhliny na vrchní i spodní stavbě. U pilířů pak vznikala tendence k odtržení rohů.

Beton na spodním lící kleneb byl více či méně zkarbonatován (až do hloubky 1cm), nejvíce v patách kleneb, kde byla prokopírována výztuž, značné výluhy a odprýskané kousky betonu.

Klenba č.1 - ve čtvrtině rozpětí směrem k přerovské opěře byly trhliny šířky více než 1 mm z obou stran mostu, mezi poprsní zdí a rubem klenby byla trhлина, poprsní zeď nad klenbou byla na třech místech roztržena svisle až kolmo k oblouku klenby. V opěře, za patou klen-by, byla vodorovná trhлина v ložné spáře. Problém první klenby souvisejí se založením přerovské opěry - na hlíně se štěrkem cca 1 m nad únosnými štěrkami G2 (dle geologického profilu). Za opěrou nebylo provedeno rovnoběžné křídlo. Trhliny svědčily o poklesu opěry a o pohybu betonové výplně nad klenbou směrem dozadu (po rubu klenby), což vyvolalo trhliny v klenbě i v poprsních zdech. Trhliny v ostatních klenbách zjištěny nebyly.

Poprsní zdi po celé délce mostu na obou stranách byly potrhány - svisle, vodorovně i šikmo. Jednalo se o trhliny způsobené mrazem a trhliny smršťovací.

Mezi betonovým a kamenným viaduktem je 5 spojovacích železobetonových lávek. Všechny byly značně poškozené - obnažená zkorodovaná výztuž a zkarbonatovaný beton.

Římsy byly místy ve stejném stavu jako lávky.

Mezi sdruženými pilíři byly železobetonové rozpěry; pod odvodňovači z nich mnohde zbyla jen zkorodovaná výztuž.

V korytě říčky Veličky je na několika místech utržená pata svahu z obkladního kamenného kyklopského zdíva (2 až 3 spodní řady) vlivem povodně z roku 1997.

### **Sanace a modernizace mostu**

Účelem prací na tomto objektu bylo zajistit průchodnost a přechodnost mostu v rámci modernizovaného úseku tratě Přerov – Hranice.

Nejvážnější poruchou byly trhliny v oblasti první klenby u přerovské opěry. Příčinou byly pohyby opěry z důvodu mělkého založení, proto bylo nutné opěru podchytit mikropilotami vrtanými shora skrz opěru. Během vrtání mikropilot bylo zjištěno, že nad klenbou chybí nadbetonování. Podrobnějším průzkumem byla určena tloušťka poprsních zdí (i s dobetonováním 1,3m). Právě toto zdívo ujíždělo po rubu klenby dozadu. Vytažením mikropilot až pod žlab kolejového lože a jejich zakotvením do roznášecí železobetonové desky se docílilo svázání opěry se zdívem nad klenbou, a tím k zabránění pohybů zdíva po rubu klenby. Do prostoru mezi poprsní zdi nad klenbou do oblasti k lící opěry byly přidány ještě 2 řady mikropilot, aby prostřednictvím injektáže vzniklo dodatečné nadbetonování klenby propojené s betonovým blokem nad opěrou, využitým ocelovými trubkami mikropilot.

První pilíř byl též podchycen mikropilotami, neboť je zatížen obsypem opěry a vlivem zemního tlaku by mohlo docházet k přetěžování základové spáry pod klenbou č.2. Podchycením přerovské opěry i prvního pilíře získala první klenba stabilní uložení. Následně se trhliny v klenbě i v souvisejících poprsních zdech vyinjektovaly hmotou přenášející silové účinky za dynamického namáhání.

Pro plynulý přechod z mostu na stávající zemní pláň se za přerovskou opěrou vybetonovalo rovnoběžné křídlo ve tvaru „L“. Křídlo zachycuje zásyp, který vznikl z důvodu rozšíření mostu.

Důležitou úpravou byl nový tvar žlabu kolejového lože. Nejdříve bylo třeba připravit úroveň pro betonáž nasazené železobetonové desky. Proto se po celé délce mostu ubouraly římsy s částmi poprsních zdí i část výplňového betonu. Po té se vybetonovala železobetonová nasazená deska tloušťky 200 mm nad poprsními zdími až 100 mm nad podélnou osou mostu. Osadily se římové prefabrikáty se žlaby pro kabely. Žlaby + nasazená deska vytvořily jednak podklad pro novou nástřikovou izolaci a jednak vytvarovaly žlab kolejového lože.

S rozšířením mostu souviselo i překotvení trakčního vedení. Bylo provedeno jako úplně první práce na hranickém viaduktu. Pro každý trakční stožár bylo třeba připravit betonovou patku s konzolou, na kterou se následně přišrouboval sloup tak, aby nezasahoval do nového průjezdného průřezu. Patky byly vyrobeny jako prefabrikáty a osazeny do předem připravených kapes železničním jeřábem.

Dále bylo nutné zpevnit potrhané pilíře. V místech, kde se vyskytovaly trhliny, se v ložných spárách vyfrézovaly drážky, do kterých se vložily nerezové kleštiny a drážky se za-spárovaly. Všechna další místa, kde byly trhliny nebo vypadána malta, se hloubkově přespárovaly. Při posuzování pilířů bylo zjištěno, že vzhledem k mohutnosti a tím i k váze u sdružených pilířů, nevyhovují základy. Jejich únosnost byla zvýšena přibetono-

váním základových odstupků. Dopředu se stávající základy proinjektovaly, aby byly kompaktnější. Po té se základy střídavě po pasech odkopaly, při spodní části se vybourala průběžná nika, pod kterou se do vyvrstaných otvorů zakotvily trny na vysokopevnostní zálivku a část odstupku se přibetonovala.

Z praktických i bezpečnostních důvodů jsou betonový a kamenný viadukt propojeny lávkami. Lávky, jak již bylo popsáno, byly ve značně poškozeném stavu a proto bylo nutné vybetonovat nové. Byly provedeny střechovitě vyspádované s římsami, do kterých se osadilo zábradlí. Na betonový viadukt se lávky přikotvily pomocí trnů a na kameném viaduktu bylo provedeno posuvné uložení po kolejnici.

Po provedení prací, nutných k obnovení železničního provozu je nutné vrátit mostu původní podobu; to znamená obléci ho do nového kabátu, který ho bude jednak chránit před povětrnostními vlivy a jednak bude vypovídat, že jde o most, který je klenotem na II. koridoru. Veškerý povrch původní betonové konstrukce (spodní líce kleneb, boční líce kleneb + poprsní zdi) byly otryskány vysokotlakým vodním paprskem, všechny trhliny byly vyčištěny a zároveň odstraněna dutá místa v poprsních zdech, aby vše následně mohlo být vyspraveno sanačními maltami. Veškerá obnažená výztuž byla zbavena rzi, ošetřena protikorozním prostředkem, který je zároveň spojovacím můstekem pro novou reprofilacní vrstvu. Nová reprofilacní vrstva byla nanášena v tloušťce, která je rovnoměrná krycí vrstvě betonu o tl. 40 mm. Tyto sanační práce byly prováděny na konci roku 2000 a ještě budou na jaře letošního roku pokračovat. Všechny pohledové betonové plochy se opatří vodoopudivým protikarbonatačním nátěrem v šedé barvě.

Pod mostem se vyspraví koryto řeky Veličky. Na obou březích se doplní vypadání kameny a mezery se vyzdí lomovým kamenem. Veškerá vegetace rostoucí mezi kameny se odstraní a všechna místa, kde je vypadání malta se lokálně hloubkově přespárují.

## Provádění objektu

Pro zařízení staveniště pod mostem bylo místa dost, přístupy na staveniště zajišťovaly jednak cesty pod mostem a pak rovnoběžné cesty s mostem podél cihelného a betonového viaduktu.

Před vlastní sanací bylo nutné v krátkodobých výlukách překotvit trakční stožáry. Základové patky byly osazeny pomocí železničního jeřábu nejdříve v jedné a pak ve druhé kolejí. Po té v oboustranných krátkodobých výlukách byly smontovány brány a převěšeno trakční vedení.

Následovalo zabezpečení kolej 2, která musela zůstat v provozu při omezené rychlosti a hlavní práce na druhé polovině mostu mohly začít. Po snesení kolej 1 nastalo bourání říms a části betonové výplně nad klenbami až po spodní úroveň nasazené železobetonové desky. Současně se provádělo podchycování přerovské opěry a prvního pilíře.

Hned po bourání začala betonáž železobetonové desky a to na několika místech. Po částečném vyzráni se již osazovaly římsové prefabrikáty. Po dokončení poloviny žlabu kolejového lože a odzkoušení kvality betonu se nastříkala izolace proti vodě a na mostě vzniklo nové kvalitní odvodnění nosné konstrukce svedené do nových odvodňovačů osazených na původních místech nad středy kleneb.

Na opravenou část mostu se navezlo nové kolejové lože, které se hned zabezpečilo, kolej 1 se zprovoznila a tytéž práce se mohly zopakovat i na druhé polovině mostu.

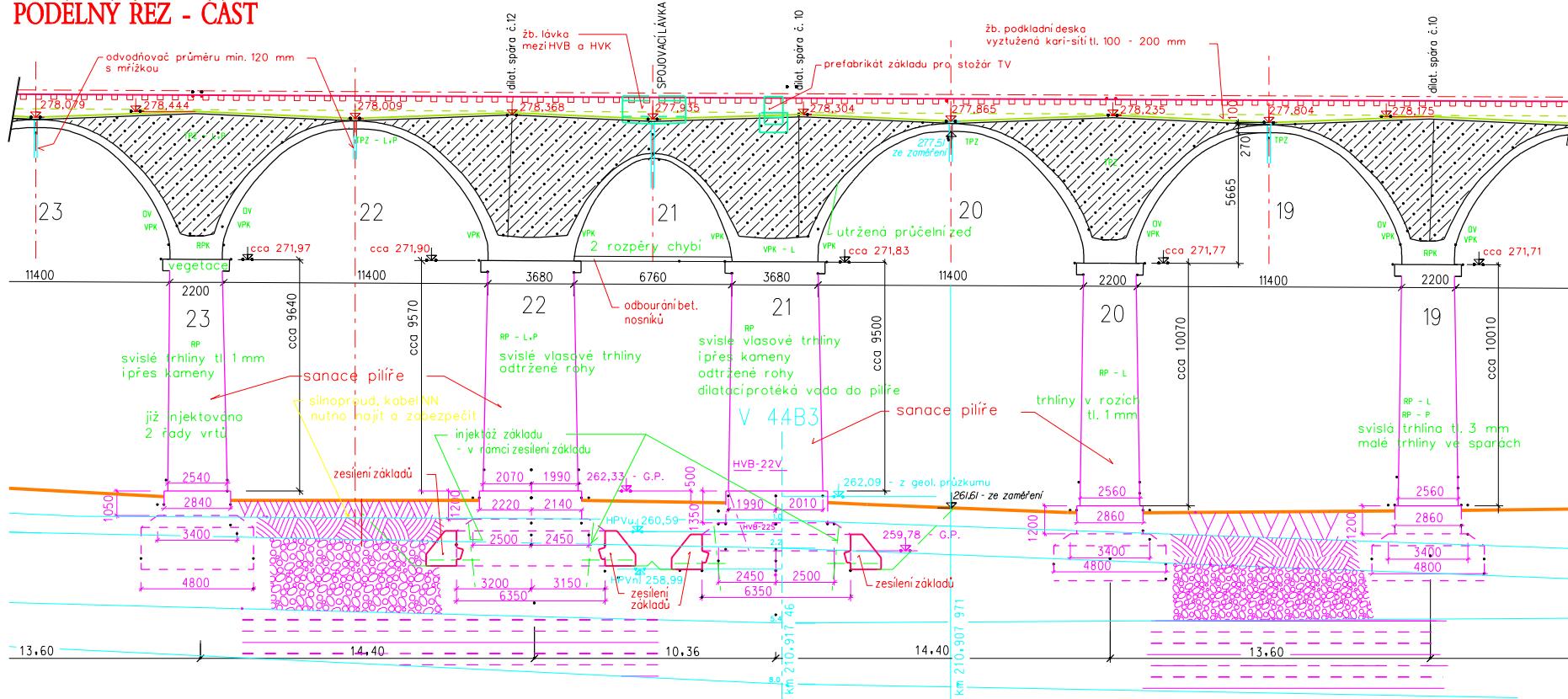
Nezávisle na pracích nahoře na mostě probíhalo sešívání pilířů pod klenbami.

Dále byly vyinjektovány trhliny v 1. klenbě a vyspraveny trhliny a dutá místa v poprsních zdech.

V současné době se provádí reprofilace betonových ploch na spodním líci kleneb i na poprsních zdech. Zároveň se zesilují základy sdružených pilířů. Ještě zbývá práce na úpravě koryta potoka Veličky a některé dokončovací práce. Tyto práce se již provádějí za plného železničního provozu, který byl obnoven v prosinci loňského roku.

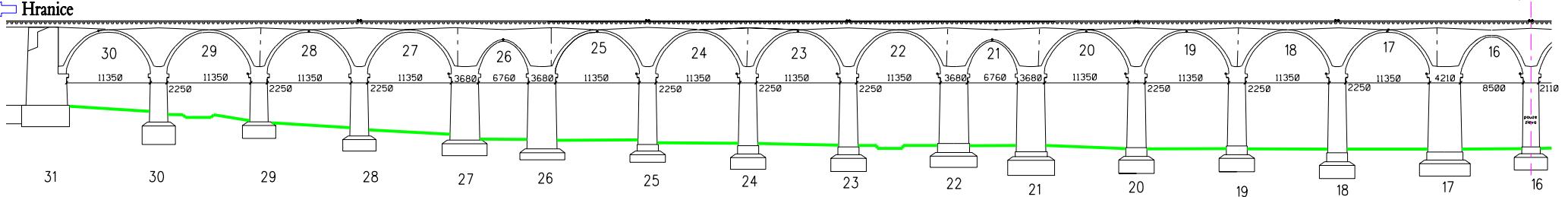
\*\*\*\*\*

## PODÉLNÝ ŘEZ - ČÁST

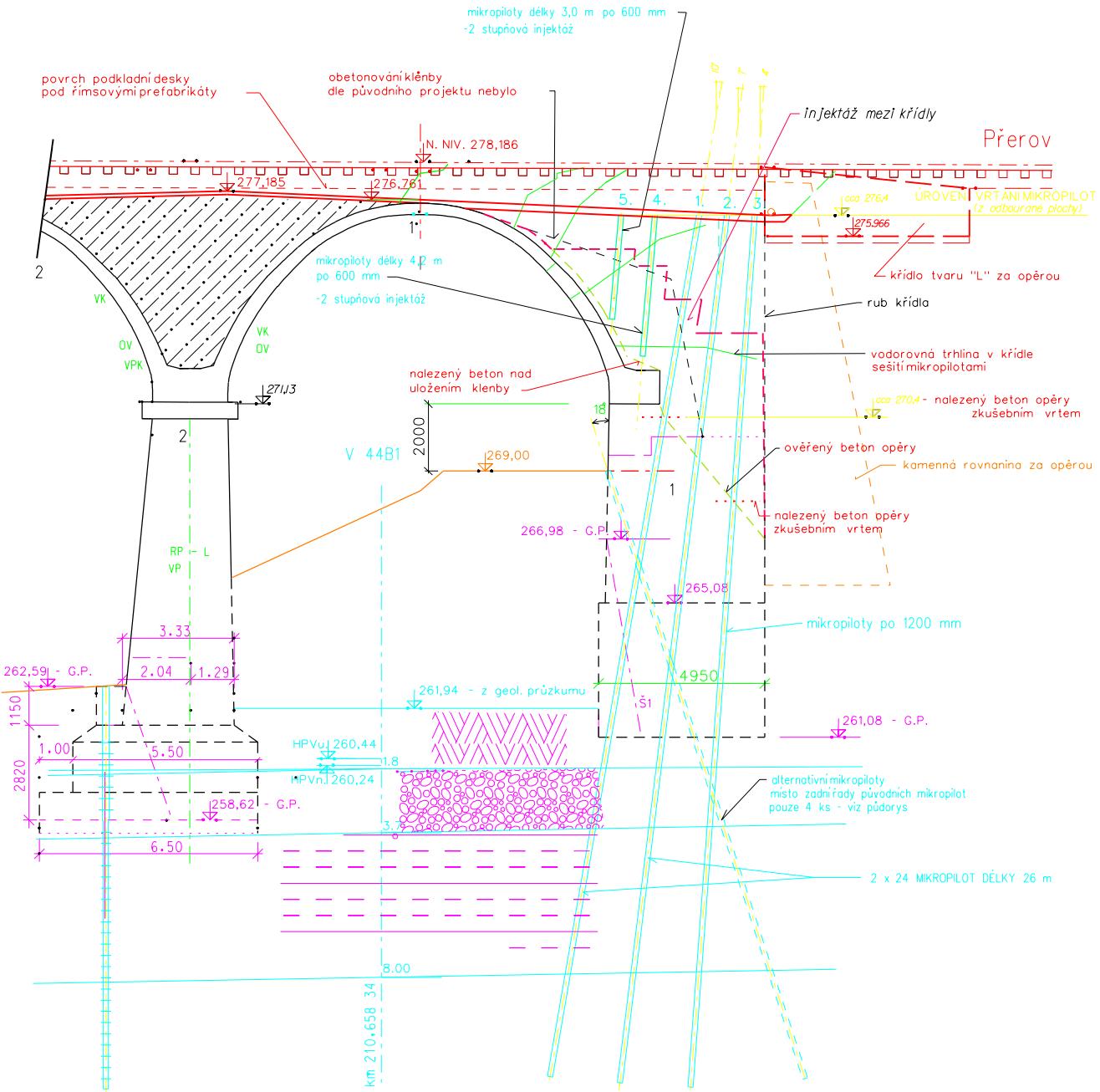


SO 67-80-06 MOST V KM 210,844

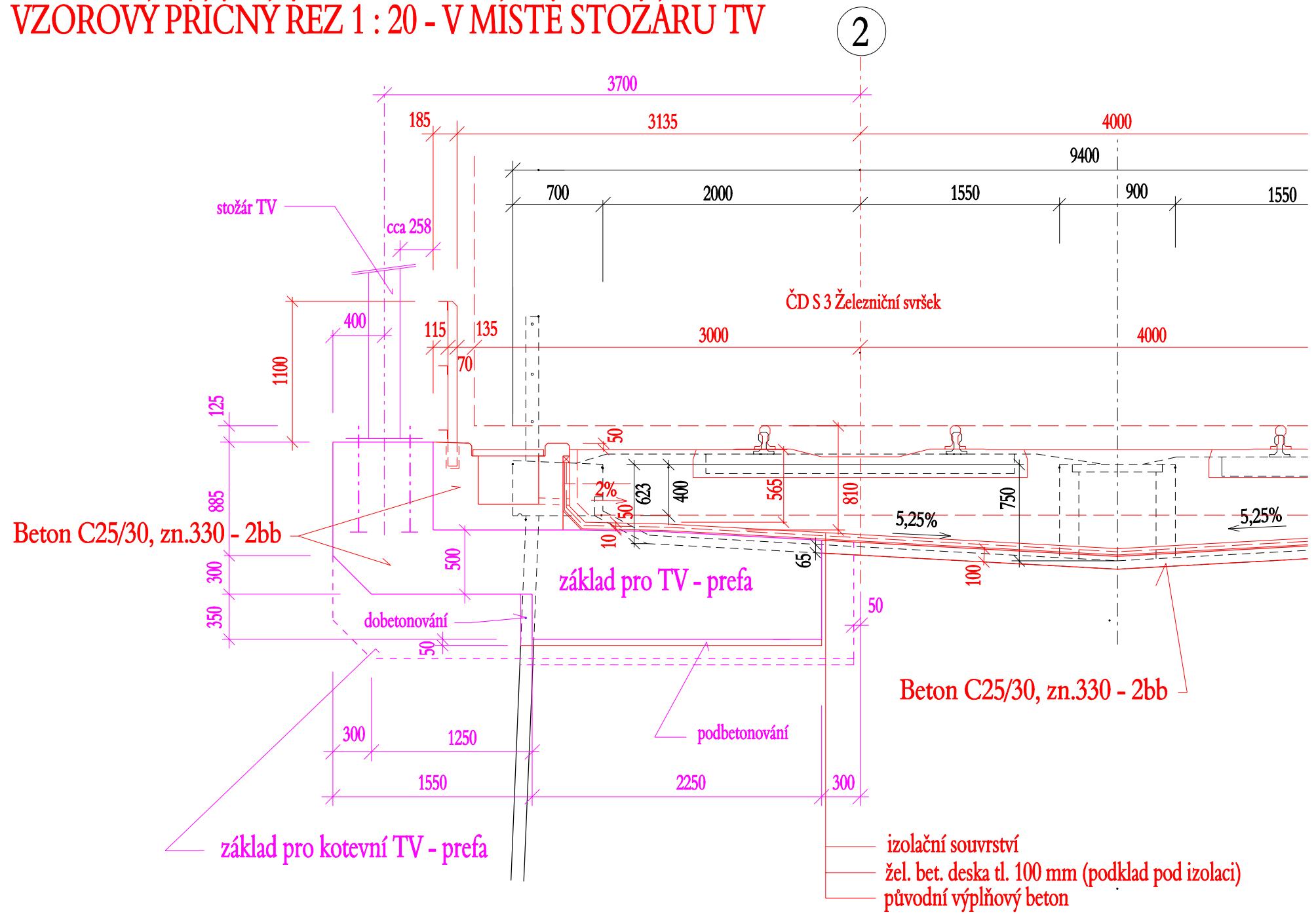
← Hranice



# ŘEŠENÍ MIKROPILOT PŘEROVSKÉ OPĚRY



# VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ 1 : 20 - V MÍSTĚ STOŽÁRU TV



# **Chování železobetonových mostů a jejich elementů při dynamickém a únavovém zatížení**

Prof. Ing. Ladislav Frýba, DrSc.

Ústav teoretické a aplikované mechaniky Akademie věd České republiky

## **1. Úvod**

Výbor znalců Evropského výzkumného ústavu železničního (ERRI) zkoumal v posledních letech za vedení autora tohoto příspěvku chování železobetonových mostů a jejich elementů při dynamickém a únavovém zatížení. Na výzkumu se podílel ÚTAM Praha, EPFL Lausanne, LUT Lulea a SNCF Paříž za spolupráce 14 odborníků z 9 zemí, [1].

V rámci tohoto programu se v ÚTAM Praha zkoušely železobetonové panely navržené SUDOP Praha a vyrobené ŽPSV Borohrádek, obr. 1. Statická, dynamická a únavová zatížení dala jednak klasické Wöhlerovy únavové křivky (obr.2) a jednak závislosti vlastních frekvencí na statickém zatížení a na počtu cyklů napětí (obr.3). Odvozené závislosti umožňují stanovit intervaly prohlídek mostů, odhadovat zbytkovou životnost a přibližně lokalizovat i místa porušení, [2].

Deskové mostní elementy se dále zkoušely i v EPFL Lausanne při převládajícím ohybovém nebo smykovém zatížení. Elementy neměly smykovou výztuž, ale výzkum se právě zaměřil na vliv smyku, [2].

Švédský most o rozpětí 6,65 m byl po 20-ti letém provozu v trati přenesen do laboratoře LUT v Lulea a zde byl zkoušen na únavu. Vydržel bez velkých porušení 6 miliónů cyklů zatížení, [3].

Francouzské dráhy SNCF zkoušely v laboratoři spřáhnout dva prefabrikované předpjaté nosníky tak, že tvořily spojité nosníky 5,35 + 5,35 m. Po simulaci 100-letého provozu na vysokorychlostní trati TGV nebyl nosník vážněji porušen, a proto byl zlomen statickým zatížením, [4].

Na základě modelových zkoušek v laboratořích i zkoušek v měřítku 1 : 1 byly získány cenné poznatky o chování železobetonových mostů na dynamické a únavové zatížení, [5]. Přitom je třeba rozlišovat hlavní složky těchto konstrukcí, tj. výztužnou ocel, beton a jejich spolupůsobení v celé konstrukci :

## **2. Únava výztužné oceli**

Únavové chování výztužné oceli je podobné chování čistě ocelových elementů. Má tři fáze : (1) iniciace trhliny, (2) šíření trhliny a (3) křehký lom zbývající části průřezu. Lom začíná v místech koncentrace napětí.

Zvláštnosti výztužné oceli :

*Průměr prutu.* Únavové namáhání holého prutu klesá se vzrůstajícím průměrem prutu. Tento vliv má však menší význam pro železobetonové konstrukce.

*Zakřivení prutu* zmenšuje únavové namáhání. Rozhodující je poměr křivosti prutu k jeho průměru. Při malém poměru je možné až 68 %-ní zmenšení únavy.

*Rozkmit napětí* je hlavním faktorem, který ovlivňuje únavu výzvužné oceli podobně jako u ocelových konstrukcí. Vliv *středního napětí* je překryt jinými faktory.

*Koroze* je nebezpečná, jestliže je koncentrována. Slabá stejnoměrná koroze příliš nedává.

*Přeplátované spoje* prutů mají malý vliv, pokud délka přeplátování je větší než asi 20 průměrů prutu. Svařované spoje zmenšují únosnost až na polovinu.

*Předpínací výzvuž* není příliš citlivá na únavu kvůli relativně malým změnám napětí při provozu.

*Otěrová únava* se objevuje při dotyku předpínacích kabelů s ochrannými trubkami. Tento jev je asi dvakrát větší u ocelových trubek než u plastických.

### 3. Únava betonu

Všeobecně lze říci, že existuje mnohem méně poznatků o únavě betonu než o únavě oceli.

*Prostý beton* při opakovém zatížení ukazuje podobné chování ve třech fázích, jak bylo ukázáno v odst. 2. Deformace nejdříve rychle narůstá, ve druhé fázi se její vzrůst zpomaluje, zatímco v poslední fázi opět rychle narůstá až k lomu. Modul pružnosti přitom silně klesá až k 60 % počáteční hodnoty.

Při *čistém tlaku* rychle vzrůstají mikrotrhliny v poslední fázi, což je však u dobře navržených konstrukcí vzácné.

Chování betonu v *tahu* je ovlivněno růstem trhlin. Trhliny obnažují výzvužnou ocel, která zde rezaví, a proto je tento jev prvořadé důležitosti pro praxi.

Beton vystavený změnám *znaménka napětí* zhoršuje své vlastnosti při opakovém zatížení, protože nastává interakce různě orientovaných trhlin vlivem střídajícího se tlaku a tahu.

*Smyková únava* prostého betonu nebyla dosud dostatečně prozkoumána.

### 4. Únava železobetonových konstrukcí

Jestliže výzvužná ocel a beton spolupůsobí v železobetonové konstrukci, má jejich chování při mnohokrát opakovém zatížení podobný charakter : rychlý nárůst deformací v první fázi, ve druhé pomalý spojitý růst a ve třetí fázi se objevují porušení, která jsou způsobena trhlinami výzvužné oceli a/nebo drcením betonu v tlačené zóně.

Nejdůležitějším typem odezvy konstrukce na zatížení je ohyb a smyk, zatímco tlak se projevuje odprýskáním betonu nebo jeho drcením v tlačené zóně.

*Ohyb.* Po prvních trhlinách způsobuje únavové zatížení rychlé zhoršování soudržnosti mezi ocelí a betonem. Větší šířka trhlin a menší spolupůsobení betonu v tahu vyúsťuje ve větší průhyby. Porušení je obvykle způsobeno únavovými trhlinami výzvuže.

*Smyk.* Na nosnících bez smykové výzvuže se rychle objevují smykové trhliny po několika málo cyklech zatížení. Deformace pomalu narůstají a smykové trhliny kříží ohybové. Velká šířka smykových trhlin nedovoluje přenos smyku a nosník selhává

vlivem únavy vzpěrného elementu. Nosníky se smykovou výztuží mívají únavová poškození třmínek nebo odprýskává beton kolem nich.

Na *deskách* se objevuje propichnutí. Pohybující se kola vozidel způsobují změnu znaménka napětí, a proto zhoršují únavové namáhání.

Mezi *železobetonem* a *předpjatým betonem* není výraznějšího rozdílu při únavovém zatížení.

## 5. Poškození betonových mostů vlivem únavy

Dotazník mezi evropskými železničními správami nepřinesl žádné konkrétní údaje o únavovém poškození železničních mostů. Pouze na železobetonové desce o rozpětí 10 m na japonské vysokorychlostní trati Tokaido se objevily trhliny v tažené části desky kolmo na osu nosníku. Byly způsobeny rezonančním kmitáním [6], ale trhliny se neobjevily ve výztužné oceli, [5].

Jiná je situace na silničních mostech, kde únavové trhliny jsou četnější, jak vyplývá z průzkumu CEB, který je uveřejněn v [7].

## 6. Závěry

Na základě zkušeností a výzkumu byly pak formulovány zásady, podle kterých se budou navrhovat nové a posuzovat stávající železobetonové železniční mosty na únavu, [5]. Byl navržen nový předpis Mezinárodní Unie Železniční (Leaflet UIC 774.1), [5], který bude sloužit i pro revizi Eurocode 2.

Závěrem lze říci, že dobře navržené a dobře udržované mosty zajišťují vyhovující únavové chování mostů.

## Poděkování

Tento příspěvek vznikl za podpory grantu GA ČR 103/01/0234.

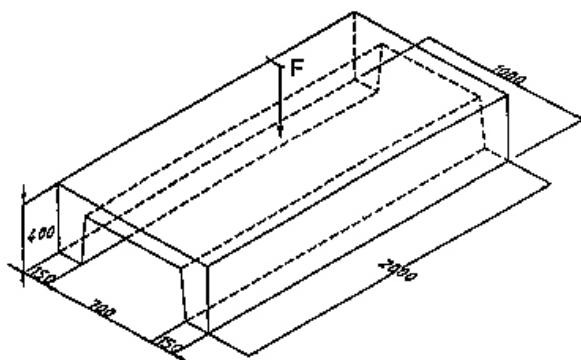
## Literatura

- [1] L. Frýba, Ch. Bousquet, E. Brühwiler, L. Elfgrøn, F. Mancel : Fatigue investigations of concrete railway bridges. 16th Congress of IABSE, Lucerne. Congress report. IABSE, Zürich, 2000, str. 296-297 + disketa
- [2] L. Frýba, M. Schläfli : Fatigue tests on elements of reinforced concrete bridges. Výzkumná zpráva ERRI D 216/RP 2. Utrecht, 2000
- [3] H. Thun, U. Ohlsson, L. Elfgrøn : Fatigue capacity of small railway concrete bridges. Technický dokument ERRI D 216/TD 384, Utrecht, 1999
- [4] A. de Chefdebien, Ch. Bousquet : Comportement à la fatigue de poutres industrielles précontraintes pour tablier de ponts-rails. Technický dokument ERRI D 216/DT 377, Utrecht, 1999
- [5] L. Frýba, Ch. Bousquet, E. Brühwiler : Fatigue of concrete railway bridges. Raport final. Výzkumná zpráva ERRI D 216/RP 3, Utrecht, 2001
- [6] L. Frýba : Analýza konstrukcí s rychle jedoucím zatížením. Proceedings, Engineering Mechanics 2000, Svatka, Vol. II, str. 179-184

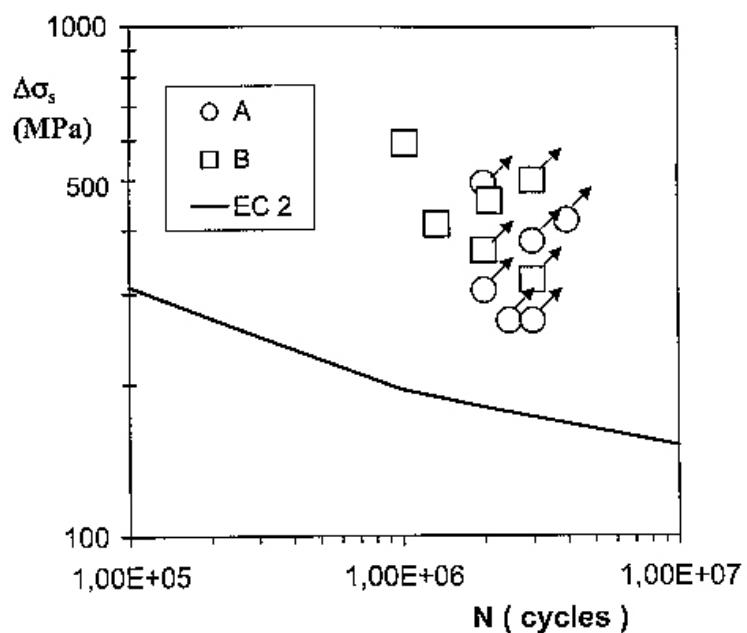
[7] G.P. Mallet : Fatigue of reinforced concrete. HMSO, London, 1991

### Obrázky

Obr. 1. Železobetonový panel ÚTAM, projekt SUDOP Praha, výroba ŽPSV Borohrádek.

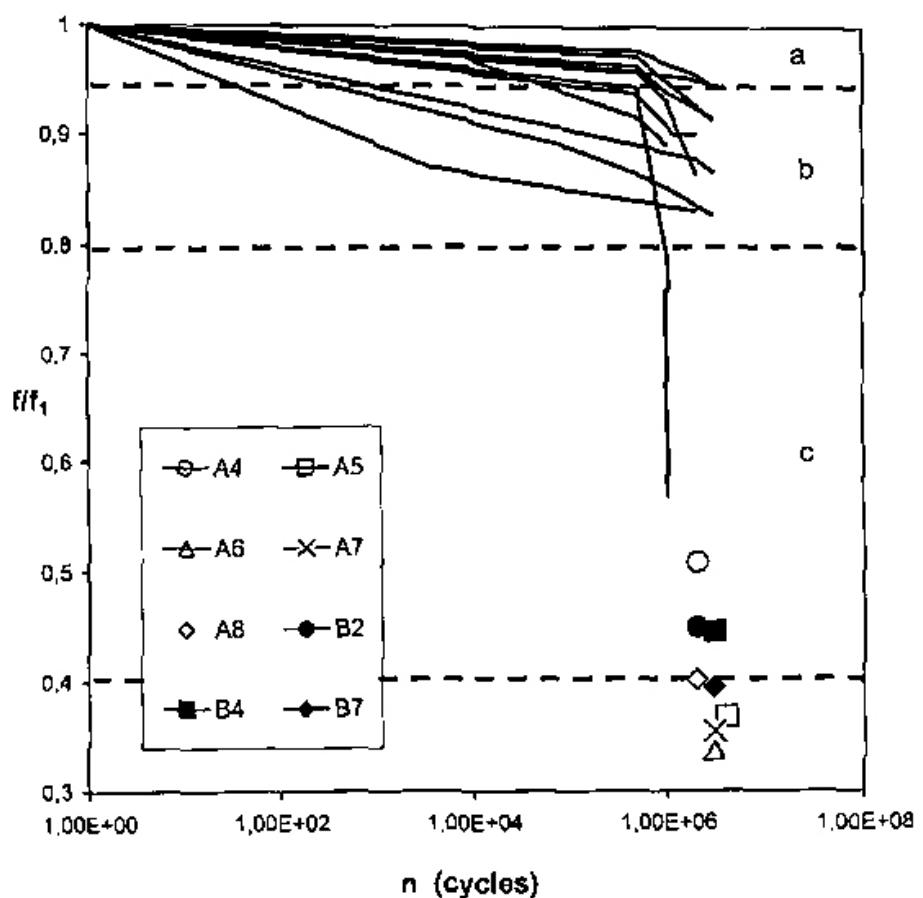


Obr. 1



Obr. 2

Obr. 2. Rozkmity napětí  $\Delta\sigma_s$  ve výztuži panelů ÚTAM jako funkce počtu cyklů  $N$ . Šipky znamenají výběhy (hřebínková ocel vydržela více než asi 4 mil.cyklů), A - série s hřebínkovou výztuží, B - série se síťovou výztuží, EC 2 - Eurocode 2.



Obr. 3

Obr. 3. První vlastní frekvence  $f$  panelů ÚTAM jako funkce počtu cyklů  $n$ ,  $f_1$  - první vlastní frekvence před zatěžováním,  $a$  - zóna, ve které je únavové poškození nepravděpodobné,  $b$  - zóna s pravděpodobným únavovým poškozením,  $c$  - zóna, kde únavové poškození je jisté.

\*\*\*\*\*

# Mostní opěry z vyztužené zeminy

Prof. Ing. Ivan Vaníček, DrSc., ČVUT, Fakulta stavební Praha

## Úvod

Zemina má oproti jiným stavebním materiálům poměrně malou až zanedbatelnou tahovou pevnost v porovnání s pevností v tlaku. V posledních dvaceti až třiceti letech se tato nevýhoda řeší pomocí vyztužování zemin, kdy při vyztužování jasně převládají geosyntetické materiály a z nich potom nejčastěji jde o polyester, polypropylén či polyetylén. Tyto termoplastické hmoty se zpracovávají různým způsobem, takže výsledným produktem jsou různé geotextilie, geomříže, geosítě, geobuňky a geokompozity. Pro vystížení všech výrobků se používá výrazu geotextilie a jiné geovýrobky či pouze výrazu geosyntetika.

Obdobně jako u železobetonových konstrukcí, je možné vyztužování pomocí geosyntetik dělit na mikrovyztužování pomocí mikrovláken či krátkých výztuh z individuelních vláken či z malých výstřížků z geotextilií a geomříží, pokud možno rovnoramenně rozmištěných v zemině, resp. na makrovyztužování, kdy do budovaného zemního tělesa jsou, nejčastěji ve vrstvách či páscích zabudovávány výše zmíněné výrobky, například tkané a pletené geotextilie, geomříže. V současné době převládá makrovyztužování.

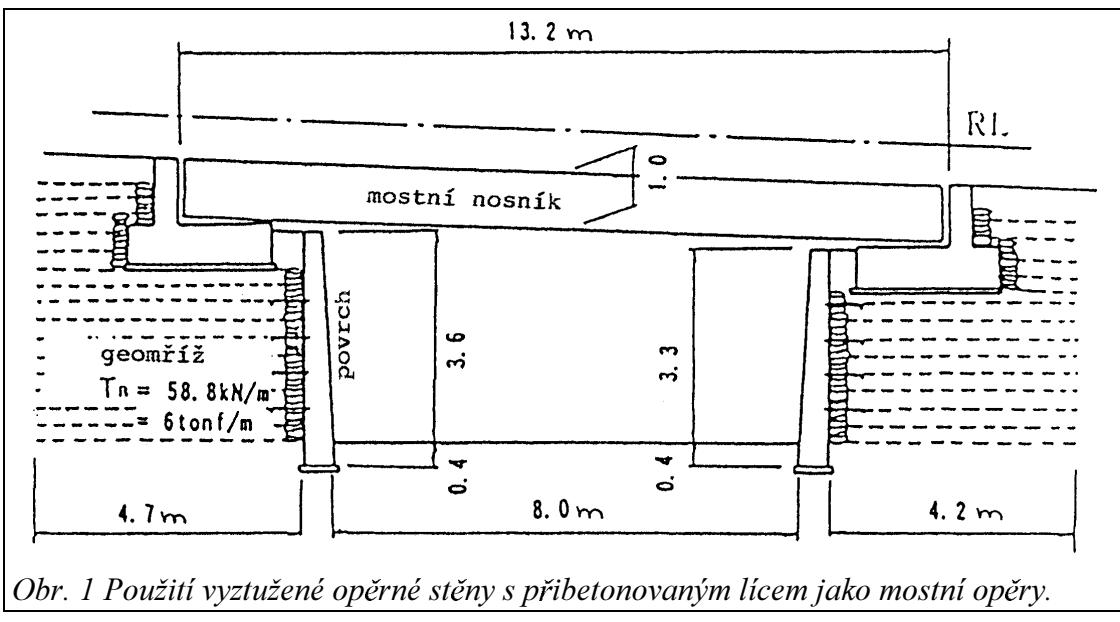
Podrobnější vstupní informace o geosyntetikách v dopravním stavitelství podávají: Metodický pokyn statických výpočtů pro navrhování a provádění konstrukcí zemních těles z armovaných zemin v podmírkách Českých drah (Vaníček 1996) a TP 97 – Geotextilie a další geosyntetické materiály v zemním tělese pozemních komunikací z roku 1997. Zatímco první materiál se týká pouze vyztužování, druhý je zaměřen i na další funkce, které mohou geosyntetika plnit, jako je například funkce separační, filtrační a drenážní.

Z pohledu výztažné funkce v dopravním stavitelství jsou nejčastěji výztažná geosyntetika využita pro vyztužení kontaktu násypu budovanému na málo únosném podloží, vyztužené svahy, opěrné stěny. Velkého rozsahu doznalo využití geosyntetik při rekonstrukci železničních koridorů v konstrukci pražcového podloží pro zvýšení modulu deformace přetvárnosti zemní pláně. Při využití vyztužené mostní opěry u nás existuje ještě určitý konzervatismus, i když příklady ze světové praxe ukazují na mnohé výhody v těchto případech.

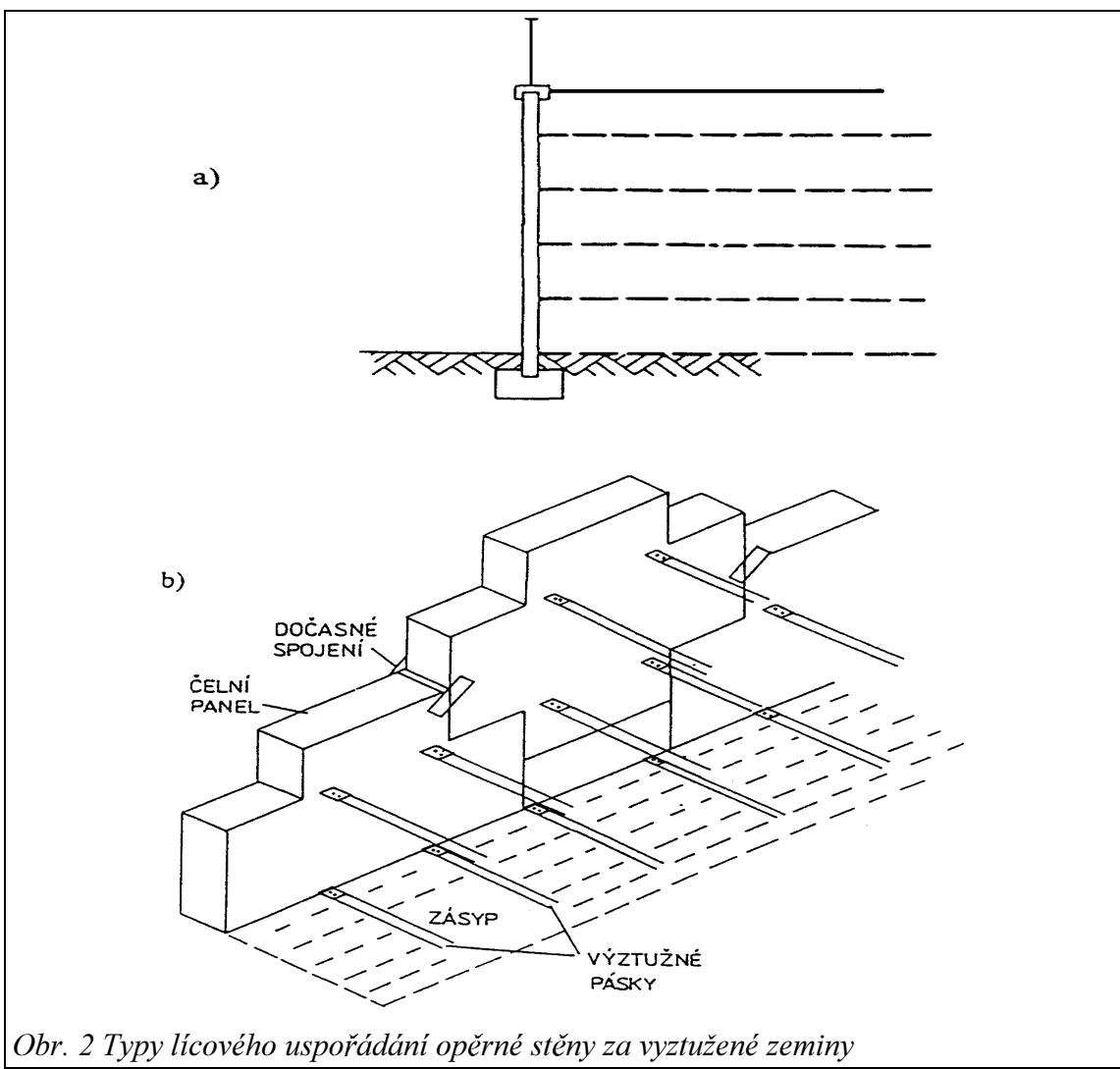
## Základní předpoklady

Typický příčný řez mostní opěry z vyztužené zeminy ukazuje obr. 1, realizovaný na japonských železnicích pro rychlovlaky typu Shinkansen. V principu jde o výstavbu stěny z vyztužené zeminy, kdy líc tvoří balená stěna, ke které byla dodatečně přibetonována ochranná stěna. Na tomto řezu je možno ukázat základní problémy:

- líc může mít několik variant – obr. 2 – pro líc je užit prefabrikát na celou výšku s dočasným podpěrným systémem (a), líc je budován postupně pomocí velkých prefabrikátů (b), či malých prefabrikátů (c), nebo může jít o různé formy balené stěny (d).
- výztuhy mohou být plošné či páskové (především u velkých prefabrikátů),

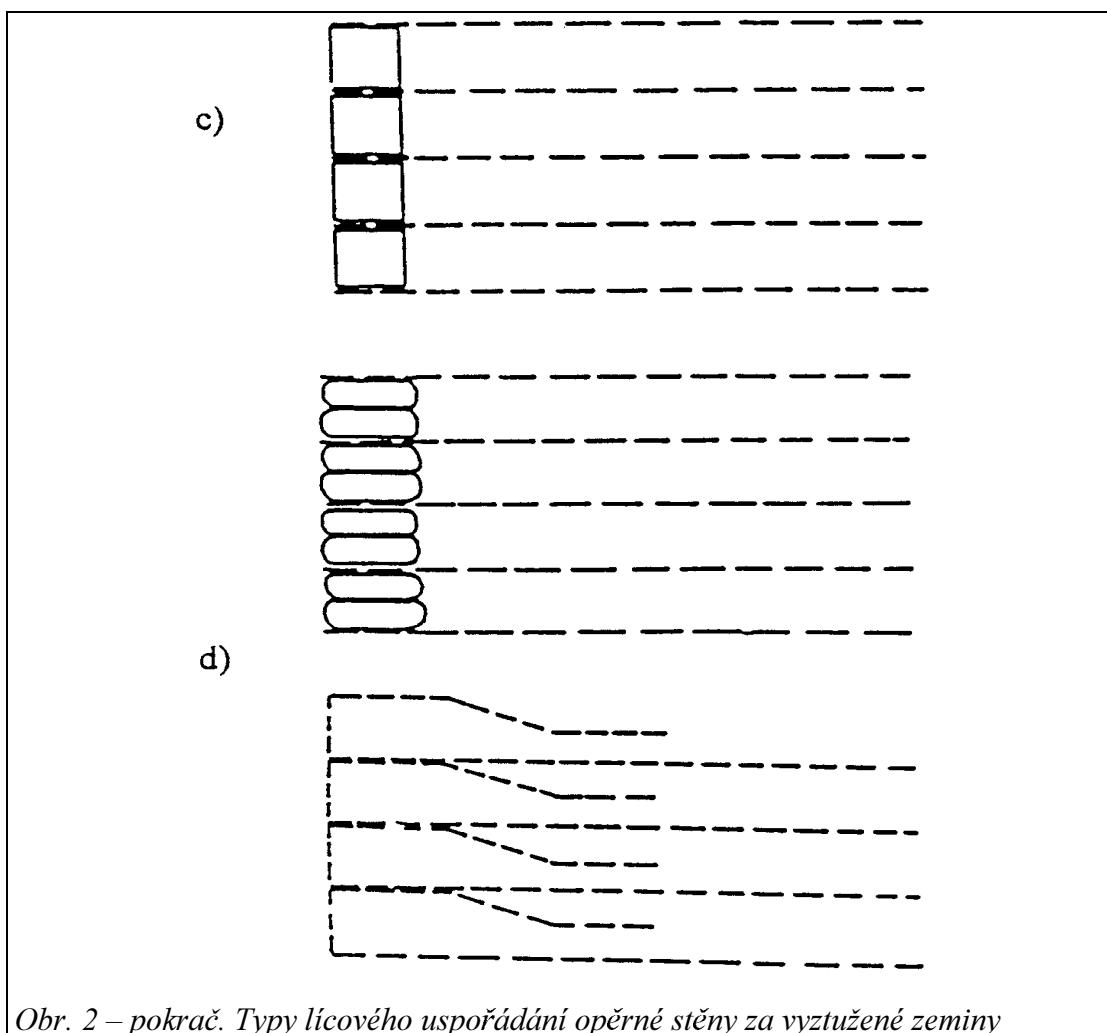


Obr. 1 Použití vyztužené opěrné stěny s přibetonovaným lícem jako mostní opěry.



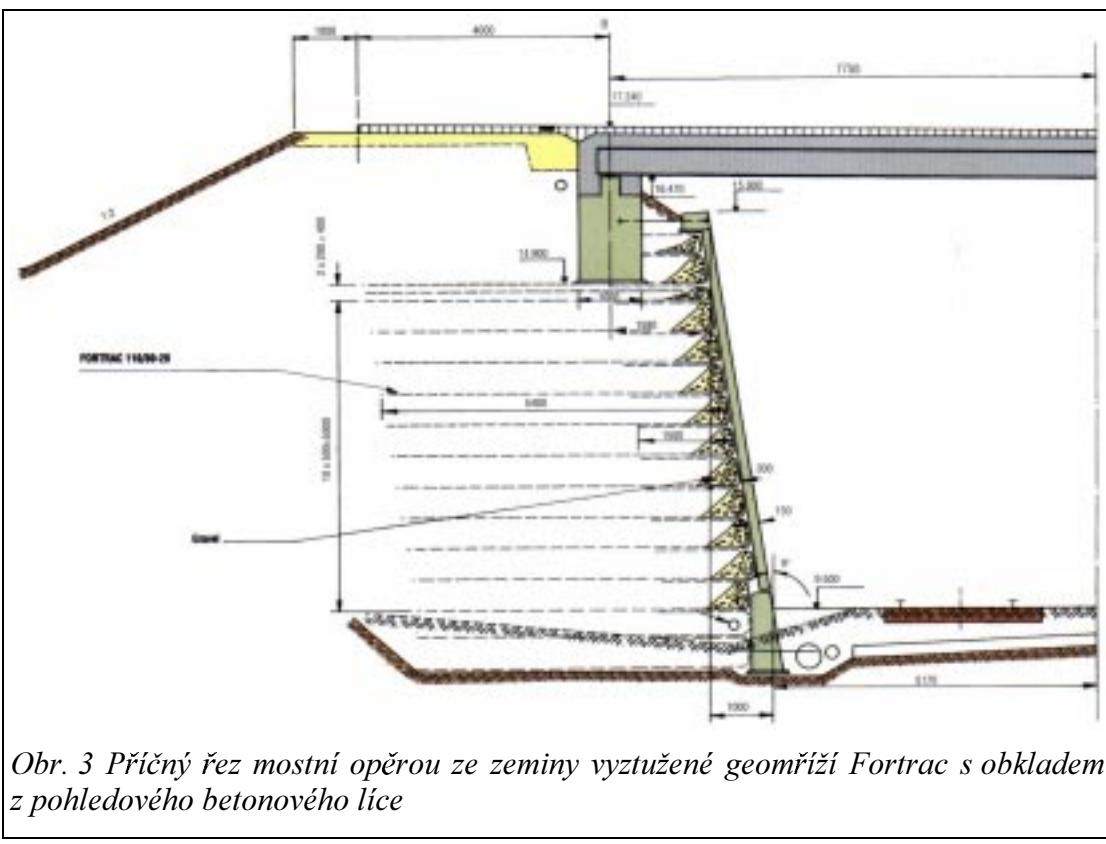
Obr. 2 Typy lícového uspořádání opěrné stěny za vyztužené zeminy

- délka výztuh a jejich výpočtová tahová pevnost se řídí statickým výpočtem, v principu jde o nalezení nejnebezpečnější smykové plochy procházející oblastí vyztužení (řešení tzv. vnitřní stability), kdy se kontroluje, zda tahová pevnost je dostatečná a současně zda délka výztuhy za potenciální smykovou plochou (kotevní délka) je dostatečná, je schopná třením na kontaktu se zeminou přenést výpočtovou tahovou pevnost. Následně se posuzuje vnější stabilita, ověruje se stabilita po smykové ploše procházející mimo oblast vyztužení, avšak navíc se vyztužená oblast posuzuje jako celek, kdy je možné počítat deformaci podloží, nebezpečí překlopení či posunutí. Specifický problém při využití geosyntetických výztuh je spojen s creepovými vlastnostmi použitých polymerů. Výpočtová tahová pevnost je výrazně nižší než tahová pevnost zjištěná při krátkodobé tahové zkoušce. Nejméně citlivým polymerem na tento jev je polyester. Vlastní výběr výztuhy musí zohlednit nejen tahovou pevnost a creepové vlastnosti, ale i průtažnost a součinitel tření mezi výztuhou a zeminou. Doporučený postup je popsán v obou výše uvedených materiálech, kde je uveden i princip softwaru SVARG.



Obr. 2 – pokrač. Typy lícového uspořádání opěrné stěny za vyztužené zeminy

Konkrétním příkladem mostní opěry z využití zeminy je silniční most místní komunikace nad hlavní železniční tratí v Dánsku. Jedná se o ocelový most široký 11 m s rozpětím 15,5 m. Vlastní opěra je vysoká 8 m a musí přenášet stálé zatížení 2 000 kN a dopravní (nahodilé) zatížení 1 700 kN. Příčný řez této konstrukce – obr. 3. – znázorňuje uložení jednotlivých vrstev zeminy a význačné geomříže **Fortrac** včetně její kotevní délky.



Při výstavbě vyztužené opěry se jako výplňový materiál používal štěrkopísek z hutnění dle projektu na 100% Proctora. Vyztužování bylo provedeno pomocí geomříží **Fortrac**<sup>®</sup> typu 110/30-20 s výsledným sklonem lice 81°. Geomříže **Fortrac**<sup>®</sup> se vyrábí z polyestru o vysokém tahovém modulu v různých pevnostech, v tomto konkrétním případě s tahovou pevností 110 kN/m. Tato vyztužená opěra byla vybudována mezi prosincem 1991 a lednem 1992 a vlastní mostní konstrukce byla osazena v srpnu 1992. Prakticky od prosince 1991 byla tato konstrukce monitorována prostřednictvím 40 měřících bodů. Výsledky těchto měření ukázaly, že téměř veškeré deformace opěr byly vyvolány sedáním podloží. Do léta roku 1993 činila sedání maximálně 40 až 50 mm, z toho k ca 10 mm sedání došlo po osazení mostní konstrukce a dokončení její horní části (mostovky). Vlastní opěra z vyztužené zeminy se stlačila pouze o ca 2 mm. Dánské dráhy, jakožto investor této stavby, se k tomuto projektu vyjádřili z technického i ekonomického hlediska pozitivně. Vlastní líc opěry z vyztužené zeminy je třeba chránit nejen před vlivy povětrnosti, ale a to zejména před vandalstvím, které by mohlo způsobit, při systematickém porušení výztuh, až zhroucení celé konstrukce. Tato ochrana se většinou provádí pomocí tenkého betonového obkladu ať už monolitického či z prefabrikátů.



Obr. 4 Pohled na 2 mostní opěry z vyztužené zeminy v Irsku.



Obr. 3b Silniční most nad železniční tratí s opěrami z vyztužené zeminy v Dánsku.

## Závěr

Mostní opěra z vyztužené zeminy je novým velmi zajímavým prvkem pro svoje následující možnosti a výhody:

- umožňuje výrazně zkrátit dobu výstavby mostní opěry a především její rychlejší zátižení mostní konstrukcí pro použití suchého způsobu výstavby,
- tento suchý proces je realizovatelný i v klimatických podmínkách pro běžné opěry méně vhodných,
- umožňuje snadněji řešit problém výstavby opěry na méně únosném podloží,
- odstraňuje mnoho problémů spojených s redukcí nerovnoměrného sedání přechodu mostní opěry a zemního násypu,
- minimalizuje problémy spojené s možným vodním tlakem působícím na betonovou opěru,
- umožňuje snížení záboru pozemku, což je velmi zajímavá otázka především při výstavbě v hustší zástavbě,
- v neposlední řadě se jedná i o finanční otázku, kdy tento způsob výstavby je finančně výhodnější pro většinu případů.

Závěrem je proto možné vyslovit přesvědčení, že tento zajímavý a atraktivní způsob výstavby mostních opěr bude u nás realizován v blízké době – samozřejmě za respektování výše uvedených zásad, respektujících princip návrhu zemní konstrukce za uvažování mezních stavů, tak jak to doporučuje Eurokód č.7 – Navrhování geotechnických konstrukcí a jak je v současné době ověřován v rámci grantu Armované zeminy – mezní stavy aplikované na zemní svahy, opěrné stěny a mostní opěry.

*Příspěvek byl podpořen grantovým projektem GA ČR 103/99/1593.*

## Literatura

- Vaníček,I.: Metodický pokyn statických výpočtů pro navrhování a provádění konstrukcí zemních těles z armovaných zemin v podmínkách Českých drah. FSv ČVUT Praha, 1996, 70 s.
- Vaníček,I.: Zemní konstrukce dopravních staveb. Stavební ročenka 1999. ČSSI, ČKAIT Praha, 1999, s. 242-266.
- Vaníček,J., Vaníček,M.: Mostní opěry a geosyntetika. Stavitel, č.6, 1999.
- TP 97 – Geotextilie a další geosyntetické materiály v zemním tělese pozemních komunikací. MDS ČR 1997 (autoři Vaníček,I., Herle,V.)

# **Rekonstrukce mostu v km 27,407 železniční trati Jaroměř – Královec**

Ing. Martin Havelka, Chládek a Tintěra Pardubice a.s.

Ing. Petr Novák, Valbek s.r.o.

Ing. Jaroslav Doubrava, ŽPSV Uherský Ostroh a.s.

## **Popis původní konstrukce**

Původní most z roku 1865 byl postaven z pískovcového kvádrového zdiva. Vzhledem k opomíjené údržbě došlo k dožití izolace, která způsobila zatékání do nosné konstrukce klenby a spodní stavby. Působením náročných klimatických podmínek došlo mrazem k roztrhání průčelního a nadklenbového zdiva a k popraskání opěr. Průsakem silně agresivní vody pod opěry docházelo i ke zhoršování základů opěr a křídel a celkovému poškozování spodní stavby mostu. Poslední stavební úpravy jsou z r. 1994, kdy bylo na most vloženo mostní provizorium dl. 12,0 m pro zajištění bezpečnosti žel. provozu. Vzhledem k této skutečnostem byla navržena rekonstrukce mostu přestavbou pomocí pref. systému AMOS, nové spodní stavby a nových šikmých křídel z gabionů. Nová délka přemostění je 7,00 m.

## **Rekonstrukce mostu obsahovala tyto rozhodující části :**

- vybourání stávajícího kam. mostu vč. šikmých svahových křídel
- nové založení a vybudování obou nových železobetonových opěr s rovnoběžnými konzolovými křídly
- vybudování nové nosné konstrukce - systém AMOS se spřahující železobetonovou deskou a novými římsami
- vybudování nových šikmých svahových křídel z gabionových košů vyplněných lomovým kamenem
- nové odvodnění vyvedené příčně před a za mostem
- dosypání tělesa za opěrami i za svahovými křídly
- úprava směru i výšky kolejí na traťovou rychlosť  $v=80$  km/h.

## **Základní údaje**

- |                               |        |
|-------------------------------|--------|
| • nová délka přemostění       | 7,00 m |
| • nová volná výška pod mostem | 4,00 m |
| • nová kolmá světlost         | 7,00 m |
| • šířka mostu                 | 5,80 m |
| • nová šikmost mostu          | 90°    |

## **Spodní stavba**

Spodní stavba nového mostu je tvořena dvěmi opěrami plošně založenými na hutněném štěrkopískovém polštáři tl. 1,20 m. Na upravený a zhutněný štěrkopískový polštář je provedena podkladní betonová vrstva z B15 tl. 100 mm. Železobetonové základy pod opěrou přecházející do rovnoběžných křidel jsou vzhledem k silné agresivní spodní vodě navrženy z betonu C35/45-5c/B 45 výšky 1,20 m a využitěno ocelí R 10 505. Železobetonová opěra s rovnoběžnými křídly vložená do základů je opět vzhledem k agresivitě prostředí navržena z betonu C 35/45-5c/B 45 a oceli R 10 505 a to včetně úložného prahu. Dřík opěry je navržen tl. 1,20m, šířka rovnoběžných křidel je navržena 0,80 m. Konce rovnoběžných křidel jsou konzolovitě vyložené v délce 1,50m. Rovnoběžná křídla jsou v horní části ukončena římsou šířky 0,35 m, která je tvarově shodná u příslušné strany mostu s římsou nosné konstrukce. Šířka opěry je 5,62 m a délka rovnoběžných křidel je 4,50 m.

## **Šikmá gabionová křídla**

Konstrukce šikmých gabionových křidel je založena na zhutněné základové spáře ze štěrkodrti. Příčný sklon základové spáry zlepšuje statiku šikmých křidel..

## **Nosná konstrukce**

Most se nachází na žel. trati ČD Jaroměř - Královec v km 27,407. Most byl navržen jako soustava železobetonových nosníků AMOS spřažených se železobetonovou deskou. Most je jednokolejný s rozpětím 8,00 m, kolmý. Kolej je v oblouku o poloměru R=350 m a stoupá 8,704%. Konstrukce je navržena na zatěžovací třídu "T" dle ČSN 736203/1986.

## **Technické řešení – nosníky AMOS**

Příčný řez mostu tvoří nosná konstrukce se čtyřmi nosníky spřaženými s deskou tl. 0,20 m. Nosníky mají obdélníkový průřez, který má v podélné ose mostu konstrukční výšku 575-700 mm. Podélný střechovitý spád 3 % začíná 0,5m od osy nosníku k jeho koncům. Nosníky mají konstantní šířku 500 mm. Horní hrany nosníků byly vhodné pro osazení ztraceného bednění z prefabrikovaných železobetonových desek tl. 0,10 m. Systém AMOS umožnil zjednodušení výroby nosné konstrukce bez použití skruže a bednění. Nosníky AMOS byly vyrobeny z betonu C-/35-3b/ B 35 a oceli R 10 505, pro závěsné háky byla použita ocel 11 373 (EZ).

Nosníky jsou uloženy na elastomerových ložiskách, které jsou osazeny na bločcích z plastbetonu. Tím jsou ložiska chráněna proti vlhkosti a usazování nečistot na povrchu úložného prahu a je rovněž zabráněno průchodu bludných proudů do konstrukce.

Na nosnících je vybetonována spřažená žb. deska tloušťky 200 mm. Spřahující deska je z betonu C-/35 –3b/ B 35 a přechází do říms šířky 0,35 m, výšky 1m a vytváří prostor pro průběžné štěrkové lože. Římsy jsou na horní, lícové a spodní ploše opatřeny hydrofobizačním nátěrem. Na římsách je osazeno úhelníkové zábradlí. Na obou koncích je

nosná konstrukce ukončena železobetonovou plentou, která přechází ze spřahující desky svisle přes konce nosníků, které zmonolitňuje a ztužuje. Tyto tzv. „koncové příčníky“ slouží k pažení štěrkového lože za koncem konstrukce a k přetažení izolace.

Proti průchodu bludných proudů je konstrukce chráněna plastbetonovými podkladními bločky.

### **Nosníky AMOS - popis**

Nosné konstrukce z nosníků AMOS s deskami ztraceného bednění a se spřaženou deskou se vyznačují vysokou úsporností z hlediska spotřeby materiálů, snadným prováděním a příznivým vzhledem. Formy pro výrobu nosníků jsou kombinované.

Jedná se o jednodílné nosníky betonované vcelku. Nosníky jsou vyráběny individuálně pro každý objekt podle samostatně zpracované realizační dokumentace (statickým výpočtem se vždy optimalizuje počet, tvar a využití nosníků). Betonové trámy jsou vyráběny s vypočteným nadvýšením prvku. Pro výše uvedený mostní objekt byly navrženy 4 ks nosníků s hmotností 7,0t pro 1 ks.

U nosníků AMOS s prefabrikovanými deskami ztraceného bednění, spřažených s deskou se jedná o variabilní, a ekonomický systém s dlouholetou životností a příznivým vzhledem. Životnost ovlivňuje zejména vysoká kvalita betonu nosníků (beton C-35 – 3b). Konstrukce nemá žádné nepřiměřeně tenkostenné části, průřez je otevřený a tím snadno kontrolovatelný a udržovatelný. Při výstavbě odpadá nutnost bednění spřažené desky, neboť vkládané pref. desky vytvářejí přímo ztracené bednění. Pro tento objekt bylo navrženo 21 ks pref. desek 1,0x1,0x0,1m a 6ks pref. desek 1,0x0,90x0,1m. Bednit bylo nutno pouze krajní části monolitické desky pod římsou a římsy.

### **Postup výstavby**

Vlastní výstavbu mostu v km 27,407 železniční trati Jaroměř – Královec lze rozdělit do tří etap:

#### **1. etapa**

V první etapě výstavby se ve dvoudenní nepřetržité výluce posunulo stávající mostní provizorium nad budoucí Královeckou opěru. Následně se odbourala klenba zříceného mostu a postavila se nová Královecká opěra včetně gabionových křídel.

#### **2. etapa**

Ve druhé etapě výstavby, kterou tvořila dvacetidenní nepřetržitá výluka železničního provozu, se nejdříve odstranilo mostní provizorium a dokončila se demolice stávajícího mostu.

Po té se vybudovala Jaroměřská opěra včetně gabionových křídel. Po dokončení rubové izolace obou opěr a křídel, se tyto oblasti zasypaly a rádně zhutnily. Na připravené opěry včetně elastomerových ložisek se vložily čtyři kusy nosníků AMOS.

Následně se na nosníky osadily prefabrikované desky, zhotovila se výztuž desky bez říms a provedla se betonáž desky.

Ihned po betonáži se opět vložilo mostní provizorium, kolejářské středisko vyššího dodavatele společnosti Chládek a Tintěra Pardubice a.s. namontovalo železniční svršek a na trati se zahájil železniční provoz.

### **3. etapa**

Během třetí etapy se za železničního provozu dokončily obě římsy na mostu, osadilo se zábradlí a provedla se konečná úprava betonů.

V poslední nepřetržité výluce, která trvala sedm dní a proběhla po technologické přestávce z důvodu tvrdnutí betonu desky, se definitivně odstranilo mostní provizorium, provedla se izolace na mostě z těžkých natavitelných pasů, dokončily se zásypy za opěrami a na mostě. Následně se namontoval železniční svršek, provedla se úprava geometrické polohy kolejí, úprava kolejového lože a terénní úpravy.

Po skončení těchto prací Drážní úřad Praha uvedl most v km 27,407 železniční trati Jaroměř – Královec do zkušebního provozu.

Společnost Chládek a Tintěra Pardubice a.s. děkuje všem zúčastněným stranám za profesionální přístup při realizaci prvního „AMOSU“ na Českých drahách. Zvláštní uznání patří SDC Hradec Králové za operativní přístup během přípravy tohoto projektu.

\*\*\*\*\*

# Pružné uložení kolejí na mostech s mostnicemi

**Ing. Josef Sláma, CSc.**

České dráhy s.o., Technická ústředna dopravní cesty

## 1. Úvod

Změny tuhosti jízdní dráhy přispívají ke zrychlenému rozpadu geometrie kolejí a tím zvyšují namáhání nosných konstrukcí jízdní dráhy, snižují jejich životnost, zvyšují náklady na údržbu a nepříznivě ovlivňují jízdní komfort. Platí to zejména pro přechody kolejí z tělesa železničního spodku na mosty bez kolejového lože.

Zásadním řešením problému jsou mosty s průběžným kolejovým ložem a s úpravou přechodových oblastí mezi mostním objektem a tělesem železničního spodku. V síti ČD však stále zůstává velké množství mostů bez kolejového lože, na nichž je žádoucí změny tuhosti jízdní dráhy alespoň zmírnit.

Dále bude věnována pozornost konstrukční úpravě železničního svršku na mostech s mostnicemi. Úpravu navrhl Komerční železniční výzkum, spol. s r.o. v rámci úkolu technického rozvoje č. 2371 066 „Zlepšení kvality jízdní dráhy na mostech bez kolejového lože“ řešeného v letech 1996 až 1999 a je dokumentována v mostním vzorovém listě MVL 701 „Pružné uložení kolejí na mostech s mostnicemi“.

## 2. Mostní vzorový list 701

MVL 701 přináší řešení pružného uložení kolejí na mostech s plošně i centricky uloženými mostnicemi a také v úsecích tratí přiléhajících k mostu. Cílem řešení je zlepšit kvalitu jízdní dráhy na ocelových železničních mostech bez kolejového lože a v přechodových úsecích a vyrovnat ji s kvalitou okolní tratě.

Pružné uložení podle MVL 701 vzniklo modifikací běžně používaných způsobů uložení kolejí a mostnic na mostech, které jsou obsaženy v příslušných předpisech pro železniční svršek a v TNŽ 73 6261 Uložení mostnic na ocelových nosných konstrukcích železničních mostů. Vychází se ze stávajícího sortimentu prvků železničního svršku s minimální úpravou, případně doplněním o součásti snadno zhotovitelné z běžně vyráběných prvků.

Podstatou řešení podle MVL 701 je zajištění odpovídající pružnosti uložení kolejí na mostech i mimo most. Navržené pružné uložení kolejí dále umožňuje částečné oddělení svislého pohybu kolejnice s podkladnicí od pohybu mostnice a zamezuje tak v oblasti zdvihové vlny kolejnice, postupující před jedoucím vozidlem, poškození mostnic od sil, které při pevném spojení vznikají.

MVL 701 neovlivňuje platnost ustanovení TNŽ 73 6261 Uložení mostnic na ocelových nosných konstrukcích železničních mostů. MVL 701 představuje nové řešení, které není v TNŽ obsaženo.

### **3. Upevnění kolejnic na dřevěné mostnice**

Pro uložení kolejnic na dřevěných mostnicích je použito zpružené podkladnicové upevnění s ocelovými distančními kroužky a penefolovými podložkami znázorněné na obr. 1. Ocelové distanční kroužky umožňují částečné oddělení svislého pohybu kolejnice s podkladnicí od mostnice a zamezují tak v oblasti zdvihové vlny kolejnice, postupující před jedoucím vozidlem, poškození mostnic a jejich upevnění od tahových sil, které při pevném spojení podkladnice a mostnice vznikají. Podložky z penefolu výrazně zvyšují pružnost uložení kolejí na mostnicích.

Použití penefolových podložek pod podkladnicemi (společně s použitím širších podkladnic určených pro mosty) zabrání zamačkávání podkladnic do mostnic.

Ocelové distanční kroužky jsou konstruovány tak, aby nedošlo ke zvýšenému namáhání vrtulí na ohyb vlivem příčných sil při použití podložek pod podkladnicemi. Je tak zabráněno případnému ulomení vrtulí u tratí v oblouku. Navržená velikost potřebné vůle pro svislý pohyb umožněný distančními kroužky je potřebná pro správnou funkci upevnění kolejnic.

### **4. Plošné uložení mostnic**

Připojení mostnice k ocelovému podélníku nebo hlavnímu nosníku mostu pomocí mostnicového šroubu je znázorněno na obr. 2. Dvojí pružné kroužky jsou utaženy tak, aby umožnily případný pružný pohyb mostnice směrem vzhůru a současně byla mostnice dostatečně velkou silou přitahována k pásnici podélníku ocelového mostu.

V případě, že se náhodně vyskytne nepřesně výškově opracovaná mostnice s nižší výškou, je možno mezi mostnicí a pásnici mostu vložit max. 1 vrstvu polyetylénových podložek tl. 2 mm, při vyšší nepřesnosti použít výhradně podložky PVC (obdobně jako podložiska) o celkové tloušťce max. 8 mm tak, aby byla výška mostnic vyrovnaná. K připojení podložek k mostnicím nutno použít hřebíky do krytiny s velkou hlavou (ČSN 02 2813).

### **5. Centrické uložení mostnic**

Mostnicová sedla lze použít jak ohýbaná, tak svařovaná. V případě, že se náhodně vyskytne nepřesně výškově opracovaná mostnice s nižší výškou, je možno mezi mostnicí a mostnicové sedlo vložit ocelové vložky. Tloušťka ocelových vložek je odstupňována po 2 mm od 2 do 6 mm. Jako alternativu je možno použít i polyetylénové podložky a podložky z PVC vložené mezi mostnicí a mostnicové sedlo a zespoda přibité k mostnici.

Nestejnou výšku horních ploch mostnic je třeba vyrovnat i pod pojistnými úhelníky, pod které je nutno podle potřeby rovněž vložit polyetylénové podložky (max. ve 2 vrstvách) nebo ocelové podložky.

Připevnění mostnicového sedla k mostnici se provede standardním způsobem podle TNŽ 73 6261 Uložení mostnic na ocelových nosných konstrukcích železničních mostů je znázorněno na obr. 3.

Alternativně je možné použít uchycení mostnicového sedla k mostnici podle obr. 4. Toto řešení umožňuje nezávislé svislé pohyby mezi mostnicí a mostnicovým sedlem. Ocelový kroužek o výšce 16 mm je vložen mezi matice mostnicového šroubu a mezi mostnici. Ocelový kroužek se vkládá do zvětšeného otvoru pro mostnicové šrouby ve stěně mostnicového sedla. Za provozu toto konstrukční řešení také umožní případné mírné svislé pohyby mostnice nezávisle od mostnicového sedla, které by mělo při průjezdu vlaku zůstat ležet na úložné liště. To přispěje také ke snížení hluku. V případě dostatku stavební výšky z důvodu zlepšení roznosu sil na spodní plochu mostnicového sedla je možno dolní plochu mostnicového sedla využít ocelovou vložkou o tloušťce 20 mm.

## 6. Pružné uložení kolejí na pražcích těsně před a za mostem

V úsecích kolejí těsně navazujících na mostní konstrukci za závěrnou zídkou mostu dochází v provozu k výrazné výškové deformaci kolejí. Tato deformace výraznou měrou ovlivňuje chování konstrukce kolejí na mostě při jízdě vozidel.

Použití pružného žebrového upevnění s ocelovými distančními kroužky na dřevěných pražcích před mostem je doporučeno použít z důvodu snížení dynamických účinků a zvýšení stability výškové geometrické polohy v této části kolejí. Tato úprava s dřevěnými pražci se používá zejména v kombinaci s pojistnými úhelníky, a to na délku minimálně 12 m před a za mostem.

Pokud nejsou před a za mostem použity pojistné úhelníky a jsou v těsné blízkosti mostu použity betonové pražce s žebrovými podkladnicemi, doporučuje se zde použít žebrové upevnění s distančními kroužky používané v běžné kolejí na betonových pražcích.

## 7. Technologické postupy montáže

MVL 701 obsahuje vedle konstrukčního řešení také návrhy technologických postupů montáže kolejí a železničního svršku na ocelových konstrukcích železničních mostů s mostnicemi plošně a centricky uloženými, rovněž jako v přilehlých úsecích trati. Podrobné popisy montážních postupů doplněné doporučenými montážními přípravky a kontrolními pomůckami a měrkami jsou dobrým návodem pro aplikaci této technologie.

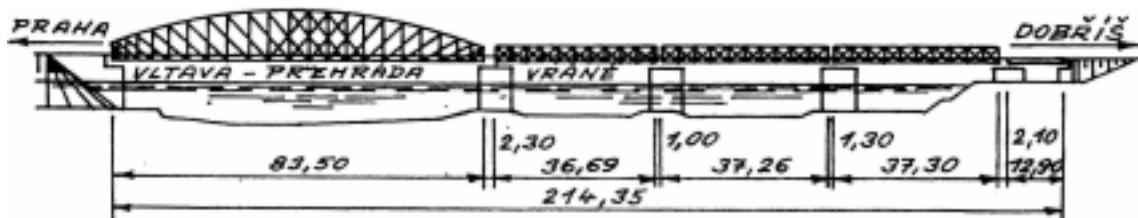
**Upozornění:** Mostní vzorový list MVL 701 Pružné uložení kolejí na mostech s mostnicemi lze objednat na adresu: České dráhy s.o., Technická ústředna dopravní cesty, oddělení typové dokumentace, Nerudova 1, 772 58 Olomouc, tel./fax : ČD 950/5769, státní 068-4725769.

\*\*\*\*\*

# Rekonstrukce železničního mostu přes Vranskou přehradu v km 29,319 trati Dobříš – odbočka Skochovice, TÚ 1721

Ing. Jaroslav **Korbelář**, Ing. Jiří **Schindler**, Pontex, s.r.o., Praha  
Ing. František **Štovíček**, ČD, DDC, oddělení mostů a tunelů

V předloženém příspěvku jsou shrnutý poznatky z rekonstrukce ocelového mostu o pěti polích, které předchází expertní posudek s podrobnou diagnostikou spodní stavby i nosné konstrukce, výpočtem zatížitelnosti a přechodnosti. Rekonstrukcí byla přechodnost zvýšena z původní přechodnosti traťové třídy A pro rychlosť 5 km/hod na traťovou třídu C2 pro rychlosť 50km/hod.



Obr.1 Schéma jednokolejněho mostu ve Skochovicích

## 1. Popis mostu

Jednokolejný most o 5 polích celkové délky 200,55 m má nosnou konstrukci ocelovou nýtovanou s dolní mostovkou, kromě nejkratšího pole, které má mostovku mezilehlou. Spodní stavba je masivní ze žulového zdíva, kde tři pilíře v řece jsou založeny na kesonech. Délky jednotlivých polí směrem od Skochovic do Dobříše jsou: pole č. I 83,50 m, pole č. II 36,69 m, pole č. III 37,26 m, pole č. IV 37,30 m a pole č. V 12,90 m. Jedná se o prostě uložené nosné konstrukce se šikmým zakončením, protože kolej na mostě je převážně (kromě pole č. I) ve směrovém oblouku o poloměru 280,545 m. Šikmost nosných konstrukcí je značná a pohybuje se od 54°57' do 29°49'. Výškově je kolej ve vodorovné. Nosná konstrukce každého pole má dva hlavní nosníky. Nejkratší pole má tyto nosníky plnostěnné, ostatní pole mají hlavní nosníky příhradové. Nejdelší pole má parabolický horní pás s horním podélným ztužením. Mostnice jsou dřevěné s plošným uložením. Ocelová nosná konstrukce byla vyrobena v První pražské továrně na stroje v roce 1897. V roce 1934 byla nosná konstrukce zdvižena o 2,75 m z důvodů vzutí hladiny přehrady u Vraného nad Vltavou.

## 2. Diagnostika mostu

Ocelová nosná konstrukce vykazovala korozní oslabení v důsledku působení vlivu povětrnosti zejména na vodorovných plochách prvků, které byly zaneseny nečistotami a byly stále ve vlhkém prostředí. Nejvíce byly postiženy vodorovné styčníkové plechy, vnitřní prostory dolního pásu hlavních nosníků a styčníky dolních pásů a svislíc hlavních nosníků, kde se v koutech soustředovaly nánosy ve vrstvě i mnoha centimetrů.

Dalším typickým místem pokročilé koroze byly veškeré nepřístupné vnitřní prostory členěných prutů.

Zvláštní skupinou poruch byly pak poruchy horních pásnic podélníků, kde se vytvořily trhliny, vedoucí v mnohých případech až k vylomení jejich částí. Tyto poruchy byly již v minulosti sanovány, avšak s postupem času vznikaly další. Korozní napadení horních pásnic příčníků bylo nadměrné. Dolíčková koroze horních pásnic příčníků byla tak velkého rozsahu, že přerostla k vyreznutí hran do ostra, někde došlo i k úplnému proreznutí pásnice. V poli č.I byly podélníky bez pásnic a krční úhelníky v délce až několika desítek cm vylámané, takže mostnice spočívaly mnohde na stojině.

Dřevěné mostnice byly převážně značně vyhnílé a zaťačení podkladnic do dřevěné hmoty mostnic bylo v některých případech velmi významné. Připevňovací šrouby mostnic byly mnohdy zcela uvolněné, v některých případech matice zcela chyběly.

Nýty vykazovaly různý stupeň korozního oslabení. Byly zaznamenány i nýty u nichž zcela chyběla jejich hlava.

Protikorozní ochranný povlak byl silně narušen a zejména pod podlahou mostovky byl zcela degradován.

### **3. Výpočet zatížitelnosti**

Výpočet zatížitelnosti byl popsán v příspěvku „Poznatky ze statických přepočtů mostů“ autorů Korbelář – Schindler – Rotter, uvedeném ve sborníku na straně 17 – 21 na konferenci „Železniční mosty – správa a výstavba“ konané dne 4.12.1995. Proto se zde omezíme pouze na základní údaje.

Výpočty mnohonásobně vnitřně staticky neurčitých ocelových nosných konstrukcí byly provedeny na prostorovém prutovém modelu konstrukce pomocí výpočetního programu DEFOR+V94. Výsledkem tohoto výpočtu, který byl proveden Pontexem ve spolupráci s ČVUT, fakultou stavební v 02/95, byly vnitřní síly v krajních průřezech prutů (u vybraných podélníků a příčníků i v mezilehlých průřezech) od jednotlivých zatěžovacích stavů od výpočtového zatížení, bez dynamického součinitele. Ve specifikovaných skupinách zatěžovacích stavů byly prováděny výběry extrémních vnitřních sil dle zvolených řídících vnitřních sil. Zatížitelnost každého prutu byla počítána včetně vlivu dynamických účinků a vlivu stability prvků z nejnepříznivější kombinace zatížení pro rozehodující vlákno průřezu prutu. Zatížitelnost byla stanovena z napjatosti konstrukce.

### **4. Stanovení přechodnosti**

Pro prvky se zatížitelností menší než 1 byla následně stanovena přechodnost traťové třídy. Rozhodujícím prvkem pro celý most byl pátý a devátý příčník nejdelšího pole, který vyhověl pro zatěžovací třídu A při rychlosti 5 km/hod.

Proto byl železniční provoz na mostě do doby dokončení rekonstrukce nejdelšího pole omezen dle výsledků stanovení přechodnosti.

## **5. Návrh rekonstrukce**

Návrh rekonstrukce byl zpracován Pontexem v 03/98 s cílem dosáhnout minimální přechodnosti C3. Výsledkem návrhu pak byla přechodnost C2 při traťové rychlosti 50 km/hod.

Pro dosažení požadované přechodnosti byly navrženy následující úpravy ocelové nosné konstrukce:

### **Pole č. I**

Nosná konstrukce je zesílena na účinky vodorovných sil vložením 2 ks brzdných ztužidel ve čtvrtinách rozpětí při současném zesílení dolních pásnic podélníků přídavnými profily a lokální úpravě diagonál podélného ztužení. Zároveň je přerušeno spolupůsobení podélníků s hlavními nosníky provedením posuvného uložení uprostřed nosné konstrukce prostřednictvím oválných otvorů v přípoji podélníku k příčníku. Dále je zrušeno neposuvné uložení podélníků nad pilířem mezi poli č. I a č. II, kde jsou mimo jiné pro obě pole I a II pevná ložiska, provedením posuvného uložení podélníků prostřednictvím oválných otvorů v přípoji podélníku ke koncovému šikmému příčníku u dolní pásnice podélníku a k sousednímu kolmému příčníku ke stěně příčníku v poli II. Zesílení všech podélníků je provedeno pomocí přídavné horní pásnice P 12/230 a nových krčních úhelníků L 120/80/10. Zesílení všech příčníků je provedeno pomocí přídavné horní pásnice P 12/180, P 12/200,

P 12/220, P 12/280. Horní vodorovné podélné ztužení je zesíleno ve 2 příhradách uprostřed pole výměnou úhelníků 2L 80/10 za 2L 120/80/10. Příčné ztužení u první horní příčky je zesíleno výměnou úhelníků 2L 80/10 za 2L 120/80/10. Podélné dolní ztužení bylo při realizaci opraveno výměnou zkorodovaných diagonálních příček v označených příhradách. Místy byly nahrazeny zkorodované vodorovné přípojné plechy ztužení.

### **Pole č. II, III.**

Nosná konstrukce je zesílena na účinky vodorovných sil vložením 1 ks brzdného ztužidla uprostřed rozpětí při současném zesílení dolních pásnic podélníků přídavnými profily a lokální úpravě diagonál podélného ztužení. Dva v poli č. II a tři v poli III z vnitřních příčníků byly při realizaci pro značné oslabení horní pásnice korozí zesíleny přídavnou pásnicí P10/270. Zesílení koncových příčníků je provedeno pomocí přídavné horní pásnice P 10/280 + UPN 350 (pri realizaci bylo zesílení nahrazeno pásnicí P 12/360 s výztuhami přivařenými montážními svary). Zesílení pomocí pásnice z ploché oceli není dostatečné, což bylo prokázáno výpočtem. Podélné dolní ztužení bylo při realizaci opraveno výměnou zkorodovaných diagonálních příček v označených příhradách. Místy byly nahrazeny zkorodované vodorovné přípojné plechy ztužení.

### **Pole č. IV**

Zesílení všech podélníků je provedeno pomocí přídavné horní pásnice P 15/190 a nových krčních úhelníků 2L 100/10. Zesílení koncových příčníků je provedeno pomocí přídavné horní pásnice UPN 350 (pri realizaci bylo zesílení nahrazeno pásnicí P 12/360 s výztuhami přivařenými montážními svary). Zesílení pomocí pásnice z ploché oceli není dostatečné, což bylo prokázáno výpočtem. Zesílení všech vnitřních příčníků je provedeno pomocí přídavné horní pásnice P 12/320 spínacími nýty. Nosná konstrukce je zesílena na účinky vodorovných sil vložením 1 ks brzdného ztužidla uprostřed rozpětí. Podélné dolní ztužení bylo při realizaci opraveno výměnou zkorodovaných diagonálních příček v označených příhradách.

## Pole č. V

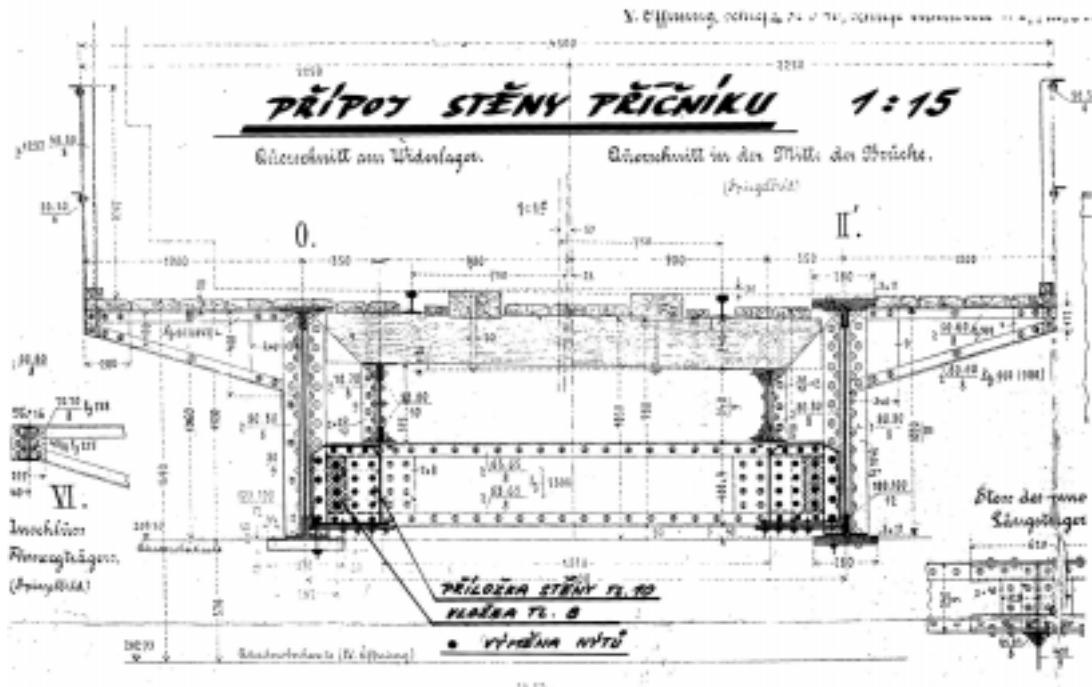
Nosná konstrukce je zesílena na účinky vodorovných sil vložením 1 ks brzdného ztužidla uprostřed rozpětí. Ztužidlo je provedeno zesílením vodorovné ohybové tuhosti horního pásu.

Vzhledem k dodatečně zjištěným závadám po odstranění železničního svršku a očištění ocelových prvků nosné konstrukce v průběhu výluky byla konstrukce vyzvednuta z ložisek a provizorně podepřena.

Levý hlavní nosník byl lokálně opraven výměnou části dolní pásnice včetně krčních úhelníků. Stěny obou hlavních nosníků byly opraveny v místech výrazného korozního oslabení přinýtovanými příložkami. Dále byly opraveny deformované svislé výztuhy.

U příčníků bylo nutno sanovat trhliny ve stojinách pěti vnitřních příčníků v místech připojení k hlavním nosníkům. Sanace trhlin byla provedena přeplátováním stěny příčníků příložkami překrývajícími i krční úhelníky příčníku a přípojný úhelník hlavního nosníku. Zároveň byla dolní pásnice příčníku podložena nově provedeným vodorovným styčníkovým plechem podélného ztužení, připojeným nýty k vnitřnímu krčnímu úhelníku dolní pásnice hlavních nosníků. Vznik trhlin se přisuzuje nadměrnému normálovému namáhání dolní části průřezu příčníku, vzniklému od ohybu polorámu v místě náhlého velkého oslabení průřezu příčníku v detailu styku s hlavním nosníkem. Tento detail byl při původním návrhu nevhodně navržen.

Vodorovné dolní podélné ztužení bylo vyměněno z důvodu korozního oslabení, z důvodu jejich deformace nárazy silničních vozidel a z důvodu zvětšení volné podjezdové výšky pro silniční provoz za nové, upravené, s diagonálami z úhelníků s přírubami obrácenými nahoru. Při křížených diagonálách to pak představuje použití jedné diagonály dělené v místě křížení diagonál pro připojení na nově provedených styčníkových plechách.



Obr.2 Zesílení přípoje příčníku k hlavnímu nosníku v místě trhliny v poli č. V.

## **6. Realizace stavebních prací**

**Stavební práce** byly prováděny ve dvou etapách.

V **1. etapě** byla provedena rekonstrukce pole č. I. a IV. Stavební práce byly provedeny v roce 1998.

Ve **2. etapě** byla provedena rekonstrukce polí č. II, III, a V. Stavební práce byly provedeny v roce 2000.

Hlavním zhotovitelem stavebních prací **1. etapy** byla SDC Ústí/Labem, která provedla zámečnické a natěračské práce s poddodávkou prací na poli č. IV od SDC PLzeň. Práce na železničním svršku zajišťovala jako podzhotovitel firma Chládek & Tintěra, a.s. Litoměřice. Stavební práce byly zahájeny v dubnu 1998 a dokončeny byly 27.10.1998. První nepřetržitá výluka kolejí byla od 03.08. do 06.09. 1998 a trvala celkem 35 dní a druhá nepřetržitá výluka kolejí byla od 22.09. do 27.10. 1998 a trvala celkem 36 dní.

Hlavním zhotovitelem stavebních prací **2. etapy** byla firma Stamakocel, s.r.o. Brodek u Přerova, která provedla zámečnické a natěračské práce ve III. a V. poli. Stavební práce ve 2. poli provedla jako podzhotovitel zámečnická četa SDC Ústí/Labem. Práce na železničním svršku zajišťovala jako podzhotovitel firma Chládek & Tintěra, a.s. Litoměřice. Stavební práce byly zahájeny v září 2000 a dokončeny byly 2.11.2000. Nepřetržitá výluka kolejí byla od 19.09. do 02.11. 2000 a trvala celkem 44 dní.

**Protikorozná ochrana** ocelové konstrukce byla provedena z finančních důvodů pouze na části pod podlahou redukovaným systémem a tuzemskou barvou:

a) U prvků, kde byl zachován původní nátěr:

- 1x základní nátěr a 1x nátěr vrchní barvou

b) U prvků bez původního nátěru:

- 2x základní nátěr barvou syntetickou (1. etapa S 2005, 2. etapa S 2000) fy Colorlak Staré Město tl. 2 x 35 µm
- zatmelení otvorů a štěrbin tmelem proti vniknutí vody
- 2x vrchní nátěr barvou syntetickou (1. etapa S 2014, 2. etapa S 2013) fy Colorlak Staré Město 2 x 30 µm

**Ložiska** byla vyčištěna, opravena a funkční plochy byly nakonzervovány.

**Podlahy** na poli č. I dřevěné byly nahrazeny novými z ocelových plechů s oválnými výstupky, stávající ocelové byly po úpravách znovu použity.

**Mostnice** byly částečně vyměněny za nové z tvrdého dřeva rozměrů 240 x 260 mm.

**Kolejnice** byly použity původní S49 na žebrových podkladnicích S4m. Kolejnice byly svařeny termitem. Kolejnice jsou na celém mostě svařené, směrem na Dobříš působí jako bezstyková, směrem na Skochovice jako nestykovaná.

## **7. Závěr**

Rekonstrukcí ocelové nosné konstrukce mostu ve Skochovicích byla zvýšena jeho přechodnost z původní zatěžovací třídy A pro rychlosť 5 km/hod na zatěžovací třídu C2 pro rychlosť 50 km/hod. Toto zvýšení přechodnosti tak odstraňuje výraznou překážku plynulosti železničního provozu na této trati. Po provedení této rekonstrukce se předpokládá zbytková životnost ocelové nosné konstrukce mostu několik desítek let - 30 až 40 let tj. přibližně do roku 2030 až 2040, ovšem za předpokladu řádné údržby.

Do řádné údržby OK patří pravidelné čistění OK tlakovou vodou od usazených nečistot na vodorovných plochách prvků, v koutech prostorových styčníků a ve štěrbinách členěných prutů a obnovou protikorozní ochrany. Další podmínkou je urychlené dokončení obnovy protikorozní ochrany zbývající části OK nad podlahou mostu. Při použití současných kvalitních nátěrových hmot se dá očekávat jejich delší životnost.

**Pravidelným odstraňováním usazených nečistot tlakovou vodou na ocelových konstrukcích železničních mostů, se nejefektivněji přispěje k prodloužení životnosti ocelových konstrukcí a výrazně se tak zpomalí rychlosť případné koroze zvláště pak částí konstrukce pod úrovní podlahy, a to při vynaložení minimálních finančních prostředků.**

\*\*\*\*\*

# **Vložení mostu AMOS do tratí ČD a nová forma použití nosníků MK-T.**

Ing. Jaroslav Doubrava, Železniční průmyslová stavební výroba Uherský Ostroh a.s.  
Ing. Josef Kubíček CSc., KUBÍČEK CONSULT LIBEREC

## **1. Úvod**

Účelem tohoto článku je seznámit odbornou veřejnost s uplatněním systému AMOS na tratích ČD a představit novou variantu mostního nosníku MK-T-ČD.

## **2. Železniční most typu AMOS**

Použitá spřažená prefabrikovaná železobetonová konstrukce železničního mostu AMOS, použitá při rekonstrukci mostu v km 27,407 Jaroměř-Královec, vychází z osvědčené již několik let používané konstrukce mostu silničního tohoto typu. Tento typ mostu pro malé až střední rozpětí vyrábí Železniční průmyslová stavební výroba Uherský Ostroh a.s. ve svém závodě Borohrádek, přičemž vlastní konstrukce mostu je vyprojektována projekčním ústavem Valbek s.r.o. Liberec, pracoviště Ústí nad Labem. ŽPSV Uh. Ostroh a.s. je především známa jako dlouholetý výrobce a dodavatel železničních betonových pražců a betonových výrobků pro stavby železnic, silnic a v poslední době se začíná prosazovat jako dodavatel železobetonových skeletů průmyslových staveb.

Železobetonové konstrukce mostů malých a středních rozpětí se v současné době převážně staví z monolitického betonu, tato konstrukce přináší určitou pracnost a dobu výstavby. Použitý systém AMOS pro tento typ mostů odstraňuje náklady na výstavbu skruže a tím zrychluje a zefektivňuje postup výstavby mostu. Prvky mostního systému AMOS jsou určeny především pro mosty malých a středních rozpětí. Konstrukce je tvořena systémem podélných trámů, působících prostřednictvím spřažené monolitické desky tvořené prefabrikovanými deskami jako ztracené bednění. Tato konstrukce umožňuje libovolné geometrické uspořádání půdorysu mostu a libovolný počet polí.

Systém AMOS je vhodný jak pro výstavbu nových, tak pro nahradu a rekonstrukci stávajících konstrukcí při současném zachování spodní stavby. Systémem AMOS lze navrhovat konstrukce železničních mostů jak s uzavřeným štěrkovým ložem, tak i přesýpané konstrukce se štěrkovým ložem otevřeným.

Typ mostní konstrukce je výhodný i z hlediska vícenásobného bednění. Široké a nízké nosníky mají dobrou laterální stabilitu a mohou být bedněny a betonovány individuálně (jeden po druhém), takže bednění může být použito několikrát, čímž je možné vyrobit mosty „na míru“. V každém případě jsou nosníky navrženy jako prosté pro stálé zatížení a spojité pro zatížení nahodilé (užitné). Tato metoda konstrukce minimalizuje množství horní výztuže v nosnících a desce, redukuje počet prutů výztuže, které jsou citlivé na vliv koroze při horním povrchu desky mostovky. Použití ztraceného bednění pro deskou mezi trámy také umožňuje vícenásobné využití bednění při prefabrikaci. Pokud si dodavatel přeje, může se toto „betonové bednění“ vyrábět (prefabrikovat) metodou „jedna deska za druhou“ (v hranici). Správná volba vzdálenosti trámů v příčném směru umožňuje optimální náklady na m<sup>2</sup> mostu. Tento typ nosné konstrukce umožňuje více variant použití a zjednoduší použití přípravné práce.

Za výhody těchto typů mostů, mimo snížení nákladů na jejich výstavbu pomocí vícenásobného využití bednění, lze dále považovat :

- podstatnou redukci času potřebnou k výstavbě
- snadné přizpůsobení různému rozpětí
- opakovaná prefabrikace snižující náklady na méně vyrobené konstrukce ( až o 30% oproti klasické železobetonové desce )
- možnost kontroly během výroby a výstavby zaručující vyřazení kteréhokoliv nevhodného prvku ještě před jeho zabudováním a kontrolu dodržení všech platných norem
- vylehčení nosné konstrukce( oproti klasické železobetonové desce vykazuje nosná konstrukce AMOS při shodném zatížení až o 20 – 30% menší vlastní hmotnost)

## 2.1. Technické údaje

Nosná konstrukce prefabrikovaného mostu AMOS je tvořena podélnými nosními trámy, na které jsou kladený pro příčné spojení prefabrikované desky s nosnou výztuží v příčném směru a na závěr je konstrukce zmonolitněna betonovou deskou, která zároveň vytváří i koncový příčník. Konstrukce umožnuje realizovat libovolná rozpětí mostů (vícepolevé) jak v podélném, tak i příčném směru. Podélné trámy mají konstantní šířku. Proměnná výška trámů je z důvodu vytvoření podélného spádu pro odvodnění konstrukce. Konstrukční výška a délka trámů jsou volitelná. Vzhledem ke krátkodobým a dlouhodobým deformacím jsou podélné trámy vyráběny s nadvýšením závislým na rozpětí. Desky jsou naopak vyráběny s konstantním rozdílem pro uložení v podélném směru, jejich volitelný rozdíl v příčném směru umožňuje navrhnout libovolnou šířku mostu. U vícekolejných mostních konstrukcí je vždy jedna konstrukce pod jednou kolejí, přičemž v podélném směru jsou konstrukce spojeny vodonepropustnou podélnou podpovrchovou dilatací. Systém umožňuje navrhnout libovolné počty prostých polí nebo spojité nosníky. Vzhledem k variabilitě desek lze bez problémů realizovat libovolný geometrický tvar mostu. Římsy jsou betonovány dodatečně a staticky nespolupůsobí s vlastní nosnou konstrukcí mostu.

Základní rozměrová řada systému AMOS se skládá :

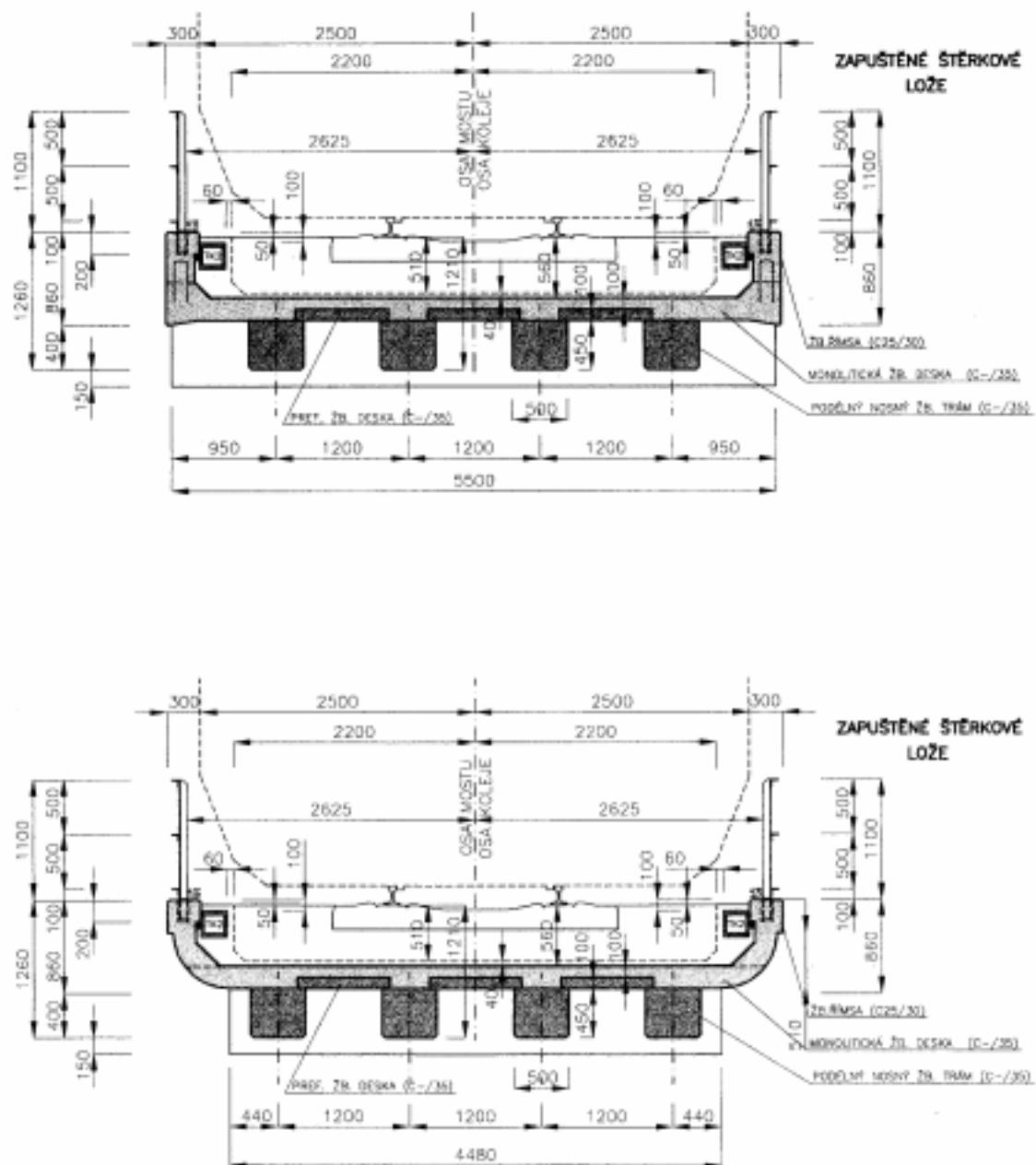
- z trámu o konstantní šířce 0,5 m, proměnlivé výšce v 1/2 rozpětí 0,4, až 0,8 m a délky maximálně 16 m
- z desky o konstantní šířce 1m, proměnlivé délky do max. 2,5 m a konstantní tloušťky 0,1 m
- ze zmonolitněných desek o tloušťce od 0,1 do 0,15 m

## 2.2. Podélný řez

V podélném směru lze navrhovat mosty o jednom poli, tak vícepolevé mosty. Statický systém mostu není předepsán, pro mosty o jednom poli je předpokládán prostý nosník, pro vícepolevé mosty nosník spojité – převážně se skrytým příčníkem, nebo klasickým uložením na stativu. Nosníky jsou uloženy buď na lepence nebo na elastomerových ložiskách (zde je možnost individuálního návrhu).

### 2.3. Příčné uspořádání (obr.1 Příčné uspořádání)

Vzhledem k charakteru nosné konstrukce je konstrukce řešena jako rošt s koncovými příčníky. Pro hospodárný návrh je třeba nalézt optimální poměr mezi rozpětím, vzdáleností a výškou trámů. Nosná konstrukce je uložena kloubově, vždy s podporou pod každým trámem. Pro každý most a jeho zatížení je třeba optimalizovat počet trámů v příčném směru a jejich výšku.



Obr. 1 : Příčné uspořádání most AMOS

## **2.4. Izolace, římsy, zábradlí**

Zmonolitňující desku nosné konstrukce lze izolovat dle individuálního návrhu, a to systémem celoplošné izolace ( NAIP) ukončené pod rubovou okapničkou a přichycenou lištou. V podélném směru je izolace přetažena přes koncový příčník a napojena na příčné odvodňovací žebro.

Kotvení římsy lze realizovat výztuží z horní nebo boční plochy zmonolitňující desky, další možnost je dodatečné kotvení římsy.

Zábradlí lze použít standardní, třímadlové, úhelníkové, osazené do kapes nebo přivařené ke kotevním deskám.

## **2.5. Materiál a výroba**

Pro konstrukce trámu, desek a říms je použit beton třídy C 30/37 – 3b dle ČSN P EVN 206. Odpovídající je třída B37 dle ČSN 732 400 a B425 dle ČSN 736 206. Stupeň agressivity prostředí se předpokládá 3b. Jmenovité krytí výztuže betonem je při obou površích 45 mm. Minimální krytí je 40 mm. Prefabrikáty jsou vyztuženy při obou površích betonářskou ocelí 10425(V), nebo 10505® dle statického výpočtu.

Výrobní závod Borohrádek je schopen dodávat nosníky a desky systému AMOS v řádné kvalitě již od 14 dnů od předání výrobní dokumentace.

## **2..6. Montáž**

Montáž nosníků – trámů a desky se provádí běžně dostupnými mobilními jeřáby. Pro manipulaci jsou nosníky i desky osazeny zvedacími oky, určenými pro závěsy jeřábu. Hmotnosti jednotlivých trámů v závislosti na rozpětí a výšce se pohybují od 3,0 tun do 16,0 tun.

V současné době je připravována výstavba dalších dvou železničních mostů typu AMOS v úseku výstavby II. železničního koridoru Hranice – Studénka. V oblasti výstavby silnic bylo systémem AMOS postaveno již více jak 20 kusů mostů.

## **3. Nosné konstrukce železničních spřažených betonových mostů z nosníků MK-T-ČD**

Kromě mostů typu AMOS vyrábí Železniční průmyslová stavební výroba Uherský Ostroh a.s. ve svém závodě Litice mostní prefabrikát typu MK-T pro nosné konstrukce spřažených mostů pro délky 12 – 40 m. Od této úspěšné varianty je ve spolupráci s firmou Kubíček Consult Liberec připraven k výrobě pro potřeby ČD mostní prefabrikát tvaru T pod označením MK-T-ČD.

Pro tento nosník bude inovována pomůcky pro projektování, verze 2001. V současné době je vydána pro projektování pod názvem " Nosné konstrukce spřažených mostů z nosníků MK-T délky 12 - 40 m". Tyto pomůcky obsahují veškeré potřebné údaje pro návrh a konstrukci spřažených mostů z nosníků tohoto typu s ohledem na statické řešení i technologii výroby.

Od roku 1991 byly z nosníků MK-T realizovány desítky mostních objektů a četné lávky pro pěší.

## **Nosníky MK-T a MK-T-ČD**

Spřažené betonové konstrukce z nosníků MK-T a MK-T-ČD se vyznačují mimořádnou jednoduchostí průřezu prefabrikátu i celkového provedení, kompaktností, vysokou kvalitou betonu, zajištěnou mimo jiné i vlastním kamenivem a snadnou přístupností a tím i kontrolovatelností jednotlivých částí nosné konstrukce.

### **3.1. Geometrie nosníku MK-T ( pro mosty pozemních komunikací a lávek pro pěší), obr.2**

Nosník MK-T , jehož tvar je zřejmý z obr.2 má svislou stojinu konstatní šířky ( zpravidla 400 mm) a je nahoře ukončen oboustranně konzolovitě vyloženými bednícími deskami ( tzv. "křídly"). V případě, že je most opatřen nadopěrovými monolitickými příčníky jsou konce nosníků provedeny bez křidel.

Nosník MK-T vyniká mimořádnou variabilitou rozměrů :

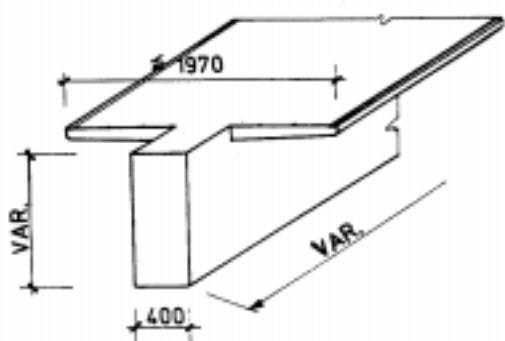
- délka nosníku je libovolná, dle potřeby konkrétního objektu. Délky nosníků do 32,0 m lze vyrábět vcelku ( délka formy), přičemž je délka nosníku vcelku limitována únosností jeřábů ve výrobě ( 40t ). Delší nosníky ( než-li cca 26 m ) jsou proto vyráběny z dílů.
- šířka nosníku je min. 0,40m ( šířka stojiny konstantního průřezu)  
max. 1,97 m ( systémová šířka po 2,0 m s podélnou spárou 3 cm)
- výška nosníku je libovolná do max. 1,65 m ( lze provést i proměnnou výšku průřezu)

### **3.2. Geometrie nosníku MK-T-ČD obr. 2**

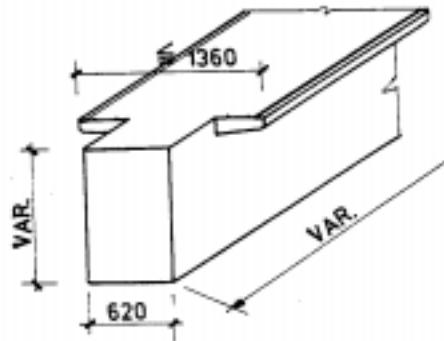
U nosníku MK-T-ČD byly s ohledem na velikost zatížení, geometrické podmínky a technologii předpínání upravena geometrie nosníku následovně :

- šířka nosníku 1,36 m ( 4ks/kolej, mezery po 2 cm)
- šířka stojiny 0,62 m
- výška nosníku : obecně libovolná, je uvažováno s řadou 0,60m, 0,80m, 1,00m
- délka nosníku : libovolná, pro  $h = 1,00m$  je  $L_{max.} = \text{cca } 22\text{ m}$

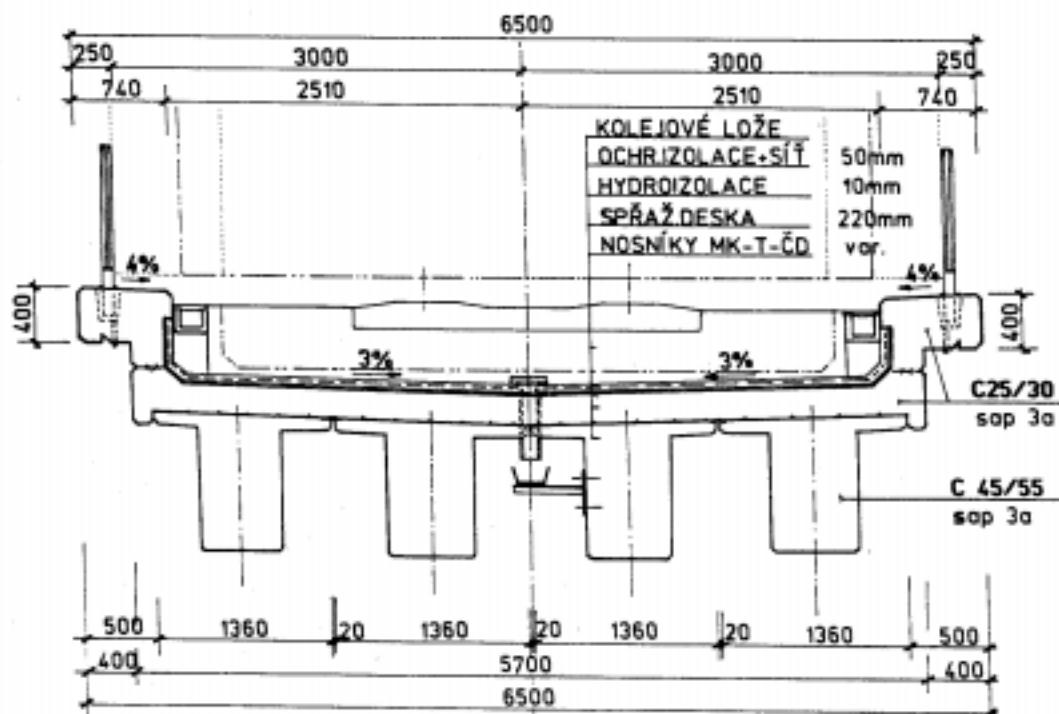
Rovněž je možno pro železniční mosty použít nosníky MK-T -ČD ( 6ks/kolej) s šírkou křidel nosníku 0,90m.



obr. 2: Nosník MK-T



obr. 3: Nosník MK-T-ČD



obr.4: Příčný řez nosnou konstrukcí mostu s nosníky MK-T-ČD

### 3.3. Materiál nosníků MK-T-ČD

#### Beton

Po zkušenostech s výrobou nosníků MK-T je pro výrobu nosníků MK-T-ČD předpo-kládáno použití betonu zn. B 650 = C50/60, sap 3a. Hutnění betonu ve formě je prová-děno příložnou vibrací.

## **Předpínací výztuž**

Nosníky MK-T-ČD budou předpínány předpínacími kably sestávající z max. 20 kusů stabilizovaných drátů průměru PSN 5 mm z oceli 1400/1670 dle ČSN 426448. Kably jsou osazovány do hladkých betonových kanálků průměru 42 mm, provedených vytahováním kotevních trubek ze zavadlého betonu. Kotvení předpínacích kabelů je realizováno prostřednictvím kotevních desek KD 1 (120x100x60mm), podkladních desek PD 5 (150x540x10mm) a kotevních kolíků KK.

V blízkém výhledu se počítá s výrobou nosníků MK-T-ČD z lanobetonu ( předpínání předem).

## **Betonářská výztuž**

Betonářská výztuž nosníků MK-T-ČD je navržena ® 10 505, oka pro závěsy z ocele (EZ) 11 373, případně jako závěsné oko z lana.

Alternativně je zejména u nosníků MK-T-ČD kratších délek ( do cca 14m) uvažováno na místo předpínací výztuže s použitím betonářské výztuže a povrchové sítě průměru 6 mm.

### **3.4. Způsob značení nosníků MK-T-ČD.**

Značení nosníků je koncipováno tak, že obsahuje všechny potřebné geometrické identifikační údaje.

Např.: **MK-T-ČD 20,5/1,0-1,36/0,62** značí :

<b>MK-T-ČD</b>	.....	<b>typ nosníku,</b>
<b>20,5</b>	.....	<b>celková délka nosníku v (m)</b>
<b>1,0</b>	.....	<b>výška nosníku v (m)</b>
<b>1,36</b>	.....	<b>celková šířka nosníku v (m)</b>
<b>0,62</b>	.....	<b>šířka stojiny nosníku v (m)</b>

### **3.5. Certifikace nosníků MK-T.**

Nosníky Mk-T mají certifikát výroby vystavený TAZUSem Praha, pobočka Předměřice n.L. pod č. 05-2099.

Předpínací systém byl certifikován TAZUSem Praha, pobočka TIS (č. certifikátu : 09-01298).

Výrobcem nosníků jsou na nosník MK-T zpracovány „Technické podmínky dodací“ a „Technologická pravidla výroby“.

## **Závěr**

Dovolují si touto cestou poděkovat firmám Valbek s.r.o. a Kubíček Consult Liberec za pomoc při přípravě tohoto článku.

\*\*\*\*\*

# **Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí nátěry**

Ing.Svatopluk Vondra, Csc., ATRYX, s.r.o., obchodní zastoupení JOTUN PAINTS (Norsko), Dobronická 1257, 148 25 Praha 4, tel. 02-6111 2935, E-mail: svata@atryx.cz

## **1. Úvod**

Zhotovení ochranného nátěru, který odpovídá požadované době životnosti a záruky je finální etapou procesu, který začíná návrhem vhodného konstrukčního řešení ocelové konstrukce, určením korozní agresivity prostředí, ve kterém bude konstrukce provozována, specifikací nátěrového systému ve vztahu k předpokládané minimální životnosti a končí vlastním provedením s kontrolou všech pracovních postupů podílejících se na kvalitě protikorozní ochrany.

V letech 1998 až 1999 byl v ČR zaváděn standard ČSN EN ISO 12944 „Nátěrové hmoty – Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí nátěrovými systémy“ (část 1-8), který je identický s evropskou normou EN ISO 12944:1998 a spolu s dalšími technickými předpisy, specifikujícími podmínky zhotovení včetně kvalitativních a kvantitativních znaků jakosti ochranného povlaku, např. ČSN ISO 8501, ČSN ISO 8502, ČSN ISO 8503 a ČSN ISO 8504, představuje ucelený soubor požadavků a zásad pro optimální řešení protikorozní ochrany ocelových konstrukcí, zabývající se všemi výše uvedenými etapami celého procesu.

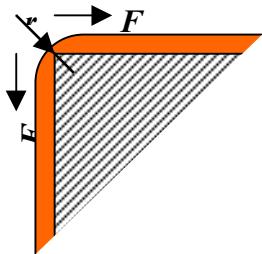
## **2. Konstrukční řešení ocelových konstrukcí (ČSN EN ISO 12 944-3)**

Návrh konstrukčního řešení musí být proveden tak, aby stavba byla funkční, dosáhla očekávaných parametrů a současně, aby umožnil zhotovení ochranného povlaku, inspekci a údržbu. Nejčastějšími vadami ocelových konstrukcí je výskyt ostrých hran, štěrbin a prohlubní.

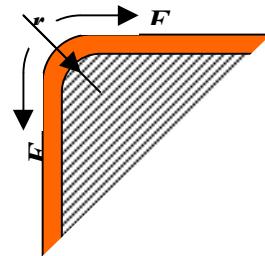
Důvodem, proč jsou preferovány zaoblené hrany, je vedle možnosti snadného mechanického poškození povlaku na ostrých hranách skutečnost, že tloušťka nátěru na nezaoblené hraně dosahuje, podle typu nátěrové hmoty, 20 až 60 % nominální tloušťky nátěru (obr.1) a bez dodatečné úpravy je vždy pod dolním limitem předepsané hodnoty. Je prokázáno, že k podkorodování a samovolnému odlupu nátěru dochází přednostně na místech s nízkou tloušťkou.

### Obr. 1: Význam zaoblení hran

Smyková síla  $F$  působící tok nátěrové hmoty z hrany je přímo úměrná povrchovému napětí  $\tau$  a nepřímo úměrná poloměru zaoblení  $r$  ( $F = \tau/r$ )



druh nátěrové hmoty	tloušťka nátěru na hrani (% nom. tl.)
alkydový	20 – 40
epoxidový	20 – 40
vysokosušinový epoxidový	40 – 50
bezrozpuštědlový epoxidový	40 - 60

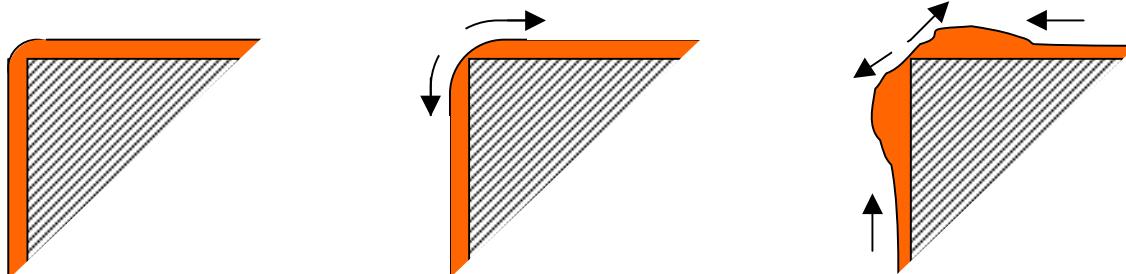


a) ostrá hrana

b) zaoblená hrana

Nízké pokrytí hran nátěrem je dáno změnou viskozity a povrchového napětí mokrého nátěru bezprostředně po jeho nanesení (obr.2).

### Obr. 2: Mechanismus pokrytí hrany v prvních 10-ti sekundách po nanесení nátěru h



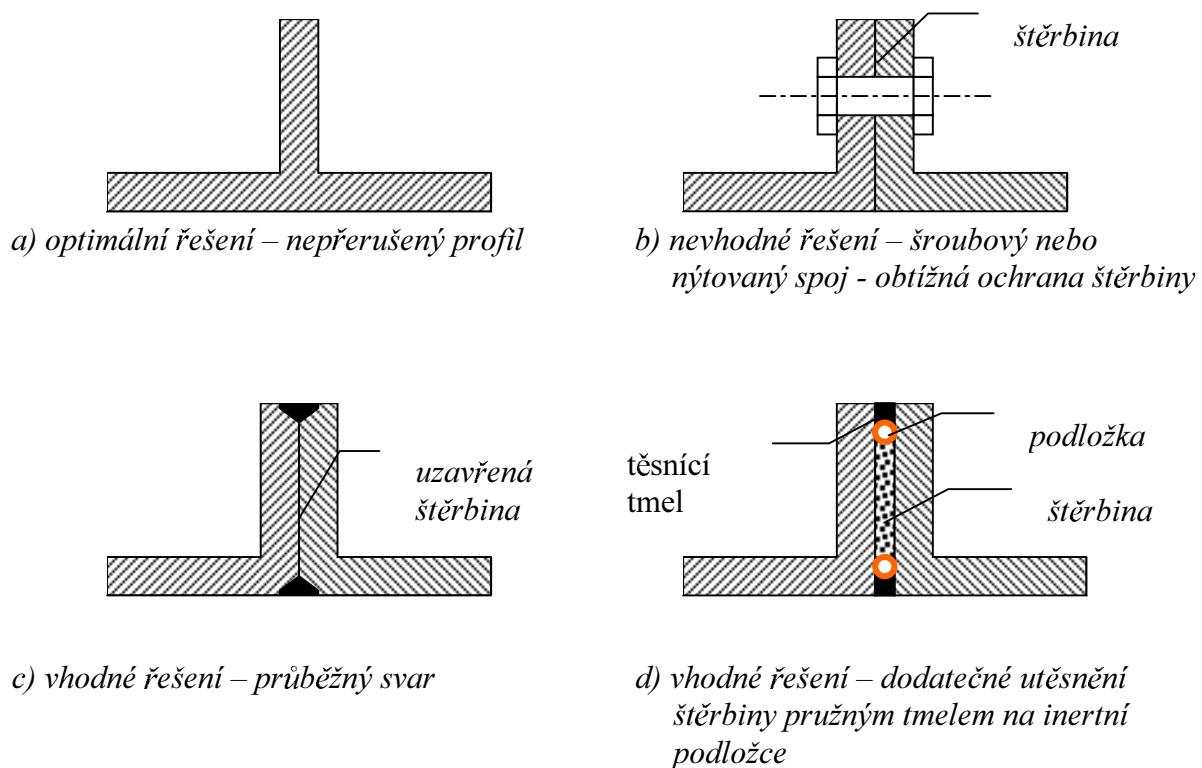
a) nanесение натировой hmoty

b) натировая hmota na hrani minimalizuje povrchové napěти

c) vlivem odpařování rozpouštědla roste povrchové napěти  $\tau$  a zvyšuje se tendence odtoku z hrany; tloušťka mokrého nátěru v blízkosti hrany roste

Štěrbiny a spáry jsou potencionálním zdrojem korozního poškození, neboť se zde může zadržovat voda a nečistoty. Rychlosť koroze ve štěrbině je mnohonásobně vyšší v porovnání s přístupnou plochou; vedle výrazných korozních úbytků může docházet i k deformaci konstrukčních prvků. Obecně se doporučuje uzavření průběžným svarem, tam, kde to není možné, lze svar kombinovat s utěsněním pružným tmelem (obr.3). U šroubových a nýtovaných spojů musí životnost jejich protikorozní ochrany odpovídat životnosti celé konstrukce; součástí ochrany těchto typů spojů je pásový nátěr.

**Obr. 3: Konstrukční řešení štěrbin OK se zřetelem na protikorozní ochranu**



### 3. Ochranné nátěrové systémy (ČSN EN ISO 12 944-5)

Pro ochranu ocelových konstrukcí existují různé možnosti, předmětem normy ČSN EN ISO 12 944-5 je ochrana pomocí nátěrových systémů a povlaků s tím, že v závislosti na typu nátěrových hmot a předpokládané životnosti protikorozní ochrany stanovuje minimální kvantitativní znaky jakosti, tj. počet vrstev nátěru a jeho tloušťku, splňující tyto požadavky. Životnost nátěru je klasifikována na základě výsledků urychlených korozních zkoušek podle ČSN EN ISO 12 944-6, tab.1 (zkouška dle ISO 6270 - kondenzace vody a zkouška dle ISO 7253 – neutrální solná mlha). Z uváděných kvantitativních znaků jakosti je srovnatelným parametrem celková tloušťka suchého nátěru (TDFT); se zvyšováním podílu nátěrových hmot vysokosušinových a bezrozpuštědlových na celkovém objemu povrchových úprav se obecně snižuje počet vrstev potřebných pro zhotovení nátěrového systému předepsané TDFT. Tento posun v kvalitě nátěrových hmot se vedle ekologických hledisek příznivě projevuje zejména ve snížení počtu pracovních operací při zhotovení nátěru a výrazném zkrácení celkového času.

Z tabulky 1, která uvádí nátěrové systémy výrobce JOTUN PAINTS (Norsko) a strukturou odpovídá tab.A3 a A4 ČSN EN ISO 12 944-5, je patrné, že očekávaná životnost nátěru roste s kvalitou přípravy podkladu před nátěrem, s celkovou tloušťkou nátěru TDFT a se zvyšující se kvalitou nátěrových hmot směrem ke generickým typům s vyšší odolností v daném prostředí. Tato závislost vyplývá z vlastní funkce nátěru, u kterého se na výsledné ochranné účinnosti stejnoměrně podílí mechanismus adhezní (tj. kvalita podkladu vyjádřená stupněm čistoty a případně drsností), mechanismus inhibiční (tj. účinnost protikorozních pigmentů v základním nátěru) a mechanismus bariérový, daný celkovou tloušťkou nátěru, popř. počtem vrstev. Nejvyšší životnost lze proto očekávat na podkladech očištěných nejméně na stupeň Sa 2<sup>1/2</sup> podle ČSN ISO 8501-1 při použití základních nátěrových hmot s vysokým obsahem zinku. Porušení rovnováhy tří uvedených základních složek výsledně ochranné účinnosti nátěru lze do určité míry kompenzovat. Při obnově nátěru stávajících ocelových konstrukcí, kdy není technicky možné při akceptovatelných nákladech na všech plochách zajistit odpovídající přípravu podkladu, životnost nátěru srovnatelnou s přístupnými plochami lze na těchto částech zajistit např. posílením bariérového účinku vložením další vrstvy nátěru („pásovým nátěrem“) (tab.1). Stejně tak je možné začleněním zinketylsilikátového nátěru do nátěrového systému se střední nebo vysokou životností přiblížit se velmi vysoké životnosti kombinovaných povlaků se synergickým efektem nátěru a metalizované vrstvy.

## **4. Provádění a dozor při zhotovování nátěrů (ČSN EN ISO 12 944-7)**

### **4.1. Předpoklady pro zhotovování nátěrů**

Dodavatel provádějící aplikaci nátěrových systémů na ocelové konstrukce musí být technicky a personálně vybaveni tak, aby byli schopni provádět práce odborně a v požadované kvalitě. Jestliže má dodavatel zavedený systém řízení jakosti, musí plán jakosti zahrnovat obecné standardy spolupráce. Dodavatel musí prokázat, že je schopen dosáhnout specifikovanou úroveň kvality pro každou postupnou operaci, např. systémem jakosti podle ISO 9001, ISO 9002 a certifikátem dodavatele nátěrových hmot osvědčujícím způsobilost pracovníků dodavatele pro zhotovení nátěrového systému. Pokud dohoda nestanoví jinak, musí dodavatel předat odběrateli významné údaje o všech standardech provádění a dozoru daných jeho příručkou jakosti, které jsou relevantní k dané specifikaci.

### **4.2. Technologický předpis pro zhotovení nátěru**

Při použití nátěrových hmot musí být dodržovány technické podmínky výrobce, pokud není ve specifikaci uvedeno jinak. Dodavatel provádějící aplikaci nátěrových systémů podle podkladů dodavatele nátěrových hmot zpracuje a předloží odběrateli „Technologický předpis pro zhotovení nátěrového systému“, který specifikuje kvalitativní a kvantitativní znaky jakosti jednotlivých postupných operací a způsob jejich kontroly. Příklad Technologického postupu je uveden v Příloze 1.

### **4.3. Dozor při zhotovování nátěrů**

Povrchy, které mají být natírány, musí být bezpečně přístupné a dobře osvětlené. Provádění prací musí být dozorováno ve všech stádiích náležitě kvalifikovanými osobami. Dodavatel odpovídá za provedení a vlastní kontrolu, ze strany odběratele je vhodné prověření.

U jednotlivých postupných operací je hodnocena shoda se specifikovanými znaky jakosti schválenými postupy a přístroji, záznamy o kontrolách musí obsahovat všechny relevantní údaje a musí být potvrzeny zainteresovanými stranami.

#### 4.4. Kontrolní plochy

Kontrolní plochy jsou vhodná místa na konstrukci sloužící k určení nejnižší přijatelné úrovně, k posouzení, že údaje výrobce a dodavatele jsou správné a k hodnocení povlaku v každém okamžiku jeho zhotovení. V případě dohody zainteresovaných stran mohou být použity pro záruční účely.

Kontrolní plochy musí být zhotoveny v místech korozního zatížení typického pro celé stavební dílo. Příprava podkladu a aplikace nátěrů na kontrolních plochách musí být provedeny za přítomnosti zástupců všech zainteresovaných stran. Záznam o provedení kontrolních ploch v souladu se specifikací obsahující všechny relevantní údaje musí být vyhotoven v písemné formě. Všechny kontrolní plochy musí být přesně zdokumentovány a na povrchu konstrukce trvale označeny (ČSN ISO 12 944-8). Velikost a počet kontrolních ploch musí být úměrný k celkové ploše konstrukce.

Rozsah poškození nátěrového systému zjištěný v záruční době a posuzovaný kvalifikovaným znalcem je základním východiskem pro stanovení jeho příčin. Vady povlaku mohou být zjištěny na následujících místech:

- na konstrukci, ale ne na kontrolní ploše: kontrolní plocha chrání dodavatele nátěrových hmot
- na konstrukci i na kontrolní ploše: kontrolní plocha chrání dodavatele prací, neboť je možno předpokládat, že specifikace nátěrového systému neodpovídala provozním podmínkám.

\*\*\*\*\*

## Příloha 1: Technologický předpis pro zhotovení nátěru - příklad

<b>Určení:</b>	<b>Ocelové konstrukce v trvalém ponoru Im1 a Im2 dle ČSN ISO 12944-2, s mechanickým působením vody a suspendovaných částic</b>			
<b>Projekt:</b>				
<b>Specifikace nátěrového systému:</b>				
		<b>specifikace</b>	<b>typ</b>	<b>DFT (<math>\mu\text{m}</math>)</b>
podklad	<b>Sa 2<sup>1/2</sup> (ČSN ISO 8501-1)</b>	-	-	
1. vrstva	<b>Jotamastic 87 Aluminium</b>	epoxymastic	<b>200</b>	
	<b>TDFT (<math>\mu\text{m}</math>)</b>			<b>200</b>
<b>Zpracoval:</b>				
<b>pořadí operace</b>	<b>popis operace</b>	<b>znaky jakosti - způsob kontroly</b>		
1.	kontrola výchozího stavu	konstrukce dle ČSN ISO 12 944-3, zejména bez ostrých hran, štěrbin a spár, vad povrchu svarů, s omezením uspořádání, umožňujícího zadržování vody a úsad.		
2.	vysokotlaké mytí vodou s příсадou detergentu	povrch musí být zbaven viditelného oleje a mastnot, solí a vodou rozpustných nebo emulgovatelných nečistot (vizuálně)		
3.	otryskání na stupeň čistoty <b>Sa 2<sup>1/2</sup></b> dle ČSN ISO 8501-1	povrch zbavený viditelného oleje, nečistot, okuji a rzi v souladu se specifikací čistoty stupně Sa 2 <sup>1/2</sup> ; $R_z$ min. 10 $\mu\text{m}$ (RUGOTEST No.3B 10a)		
4.	nanesení nátěru JOTAMASTIC 87 Aluminium vysokotlakým stříkáním	maximální prodleva mezi přípravou podkladu tryskáním a zhotovením základního nátěru max. <b>4 až 8 hodin</b> , vždy však v témaž dni, resp. pracovní směně, jako příprava podkladu před nátěrem  Teplota podkladu min. 10 °C a nejméně 3 °C nad rosným bodem  Poměr tužení dle <b>Materiálového technického listu</b> (základní materiál: <b>5,5 :1 obj.</b> ); indukční perioda <b>10 minut</b> , zpracovatelnost <b>1,5 hod/23 °C</b> .  Tloušťka mokrého nátěru min. <b>230 <math>\mu\text{m}</math></b> (chronometr, vlnkoměr, měrka mokrého filmu)  Závislost tloušťky mokrého filmu na ředění		
5.	Kontrola nátěru	<b>Nátěrová hmota</b>	<b>obsah sušiny (obj.%)</b>	<b>DFT (<math>\mu\text{m}</math>)</b>
5.1.	Kontrola celistvosti nátěru	<b>Jotamastic 87 Aluminium</b>	87	<b>WFT (<math>\mu\text{m}</math>) pro ředění (obj.%)</b>
5.2.	Kontrola tloušťky suchého nátěru			0    5    10    15
9.3.	Kontrola adheze nátěrového systému			230    241    253    264

**Tab. 1: Nátěrové systémy pro kategorie korozní agresivity C3 až C4 dle tab. A.3/A.4 ČSN ISO 12 944-5**

Nátěrový systém	Příprava podkladu		základní nátěr	počet vrstev	DFT ( $\mu m$ )	mezivrstva	počet vrstev v	DFT ( $\mu m$ )	krycí nátěr	počet vrstev	DFT ( $\mu m$ )	TDFT ( $\mu m$ )	min.životnost			
	St 2	Sa 2 <sup>1/2</sup>											N	S	V	VV
1	+		Conseal Primer	1	60				Conseal Topcoat	1	60	120				
1a		+	Conseal Primer	1	60				Conseal Topcoat	1	60	120				
2	+		Conseal Primer	1	60				Conseal Touch-Up	1	80	140				
2a		+	Conseal Primer	1	60				Conseal Touch-Up	1	80	140				
3	+		Conseal Touch-Up	1	80				Conseal Touch-Up	1	80	160				
3a		+	Conseal Touch-Up	1	80				Conseal Touch-Up	1	80	160				
4	+		Primastic	1	125				Conseal Touch-Up	1	80	205				
4a		+	Primastic	1	125				Conseal Touch-Up	1	80	205				
5	+		Primastic	1	125				Futura AS/Hardtop AS	1	50	175				
5a			Primastic	1	125				Futura AS/Hardtop AS	1	50	175				
6		+	Penguard Stayer	1	100				Futura AS/Hardtop AS	1	50	150				
7	+		Primastic	1	80	Penguard Stayer	1	80	Futura AS/Hardtop AS	1	40	200				
7a		+	Primastic	1	80	Penguard Stayer	1	80	Futura AS/Hardtop AS	1	40	200				
8	+		Primastic	1	150	Penguard Stayer	1	100	Futura AS/Hardtop AS	1	50	300				
8a		+	Primastic	1	150	Penguard Stayer	1	100	Futura AS/Hardtop AS	1	50	300				
9		+	Barrier/Jotabar ZEP	1	50	Penguard Stayer	1	100	Futura AS/Hardtop AS	1	50	200				
10		+	Barrier/Jotabar ZEP	1	50	Penguard Stayer	2	160	Futura AS/Hardtop AS	1	50	260				
11		+	Resist 78	1	75	Penguard Stayer	1	100	Futura AS/Hardtop AS	1	50	225				
12		+	Resist 78	1	75	Penguard Stayer	2	150	Futura AS/Hardtop AS	1	50	275				

# **ČD DDC, Rekonstrukce železničního mostu v km 96,016 Košťálov**

**Ing. Libor Marek, TOP CON servis s.r.o.**  
**Ing. Vít Najvárek, TOP CON servis s.r.o.**

## **Úvod**

Jednokolejná neelektrifikovaná trať dotčeného úseku vede údolím řeky Olešky na násypovém tělese dráhy v katastrálním území Košťálov v okrese Semily. Pod mostním objektem podchází místní komunikace, po které je zajištěn přístup do blízkého kamenolomu a na skládku odpadů. Rekonstrukce železničního mostu v km 96,016 trati Stará Paka - Liberec byla zařazena do plánu oprav v důsledku havarijního stavu mostu. Vlastní staveniště se nacházelo v prostoru mostu na drážním pozemku a bylo přístupné po zmíněné komunikaci. Součástí rekonstrukce mostu byla úprava železničního svršku na mostě a předpolích a přeložka sdělovacího kabelu.

## **Stav mostu před rekonstrukcí**

Železniční masivní most o 1 otvoru s půlkruhovou kamennou klenbou z permského pískovce byl postaven před více jak 100 lety. Délka mostu je 34,50 m, výška 10,30 m, světllost 7,6 m, rozpětí 8,25 m a úhel křížení 90°. Kolej na mostě probíhá v přechodnici k pravostrannému oblouku, který byl, po vložení 3 provizorií, v blíže neurčeném poloměru (cca 350 m). Niveleta kolejí klesá ve sklonu 10,3 %. Opěrné pilíře i samotná klenba mostu jsou z dobře spárovaného kvádrového zděva. Klenba mostu byla sepnuta ocelovými příčnými tálky (kolmo k podélné ose mostu). Křídla mostu jsou zděná, rovněž z pískovcových kvádrů, nad úrovní násypových kuželů sanována stříkaným betonem. Horní část křídel cca 1,5 m pod horní hranu římsy, byla rozvolněná, popraskaná, se zvětralou, místy vypadanou maltovou výplní. Čelní zídka nad klenbou byla na severní straně vypadaná, resp. kameny byly z bezpečnostních důvodů odstraněny. Římsy mostu byly rovněž rozvolněné, popraskané, místy některé části chyběly. V roce 1986 došlo k příčné deformaci horní části pravé poprsní zdi. Ta byla rozebrána a nahrazena dřevěným pažením, vzepréným do opěr. Tato porucha pravděpodobně vznikla kombinací excentrického uložení kolejí na mostě a vlivu zatékání srážkové vody za rub konstrukce vlivem nefunkční izolace společně s účinky mrazu. Tato havárie byla řešena vložením 3 mostních provizorií ČSD 2-28 DN – 11 m, uložených na pražcových rovnaninách v prostoru pilířů a konců křídel. Tím byl tlak (od zatížení vlakem) na klenbu a křídla eliminován. Na mostě byla snížena provozní rychlosť na 20 km/hod a zrušeno převýšení.

## **Nový stav mostního objektu**

### **Nosná konstrukce**

Délka mostu, rozpětí i šířka zůstaly beze změn. Upravil se mostní průjezdní průřez na MPP 2,5R pomocí železobetonové konstrukce žlabu kolejového lože, řešeného kombinací ŽB říms a stavebníšní roznášecí desky (prefabrikátu) ve střední části. Monolitické, konzolově vyložené římsy byly vybetonovány na odbourané resp. částečně dozděně poprsní zídky a vystupující části opěr (pilíře). Do horního povrchu byla osazena kotevní železa do vrtaných otvorů, která propojila výztuž říms s kamennými částmi opěr. Střední prefabrikovaná deska byla vyrobena jako stavební prefabrikát, v prostoru zařízení stavby, na zpevněné pracovní plošině. Rozměr desky je

11,0 x 3,19 m, hmotnost 27,3 t. Prefabrikát byl osazen na klenbu pomocí mobilního jeřábu. Pro uchycení desky byly navrženy 4 montážní oka. Deska žlabu KL je z betonu C25/30 – 2bb, s betonářskou výztuží 10 425(V). Výztuž je vázaná a vedená při obou površích.

Roznášecí deska nad klenbou byla uložena na zásyp klenby prostřednictvím suchého betonu v tl. min 350 mm pod celou úložnou plochou. Tato kontaktní vrstva byla nanесена na nový zhubněný štěrkopískový zásyp. Těsně před osazením střední desky, byla na suchý beton, nanесена vrstva cementové malty v tl. cca 20 mm za účelem vyrovnání lokálních nerovností. Kotevní oka byla upálena a prostor nad nimi byl zasanován. Po osazení prefabrikátu byly mezi kotevní oka z říms a desky protaženy podélné profily výztuže, které byly vzájemně provázány a zabetonovány.

Žlab KL byl opatřen hydroizolačním systémem z modifikovaných natavitelných asfaltových pásů s integrovanou ochranou (Teranap) v tl. 4 mm.

Nosná konstrukce je odvodněna jednostranným podélným sklonem směrem za opěry a odtud je odvedena mimo most příčnými drenážemi.

## **Spodní stavba**

Před rekonstrukcí klenby mostu byla provedena sanace spodní stavby, spočívající v hloubkovém přespárování kamenného zdíva a následné tlakové injektáži křídel. V klenbě byla vyměněna tálka a roznášecí desky za nové prvky, spolehlivě ošetřené proti korozi.

Na koncích křídel byly do úrovně betonáže nových říms vybetonovány nové základy za účelem podpory stability těchto říms, které byly nabetonovány na horní povrchy upravených křídel, odbourané části pilířů opěr a nových základů. Římsy byly kotveny k původním částem křídel pomocí ocelových trnů. Lícni strany křídel byly očištěny a zbaveny od starého torkretu. Na takto upravený povrch byla přikotvena nová KARI síť, na kterou byla nastříkána nová vrstva torkretu v tl. 50 - 100 mm. Římsy na křídlech byly izolovány stejným typem izolace jako žlab KL. Spádové vrstvy mezi římsami pak pomocí plovoucí izolace z modifikovaných asfaltových pásů volně položených v tl. 4 mm. Přechodové oblasti mezi římsami křídel jsou odvodněny střechovitým podélným sklonem směrem k příčné drenáži žlabu KL a příčné drenáži v prostoru za křídly. Všechny viditelné kamenné části mostu (klenba, opěry, pilíře) byly, po provedených injektážích a spárování, opáskovány a opatřeny ochranným hydrofobizačním nátěrem.

## **Technologie výstavby mostu**

Výstavba mostního objektu byla realizována v plánované nepřetržité 9 denní výluce železničního provozu na trati ČD. Této výluce předcházela výroba prefabrikátu střední desky žlabu KL a betonáž říms. Před zahájením výluky byla rovněž provedena sanace spodní stavby (injektáž zdíva, hloubkové spárování, bourání a přezdění) a betonáž ŽB říms na křídlech. Pro uložení staveništěního prefabrikátu byl použit kolový jeřáb o požadované nosnosti při vyložení 10 m a výšce zdvihu háku cca 12 m.

Zásypový materiál klenby byl vyměněn za nový. Na takto zhubněný podklad byla nanесена vrstva suchého betonu. Po osazení prefabrikátu byla provedena betonáž styku desky s římsou. Následovala pokladka hydroizolační vrstvy. Poté byl doplněn štěrk KL, osazen, směrově a výškově vyrovnán kolejový svršek. Zábradlí na mostě bylo zakotveno do kapes v římsách.

## **Závěr**

Nezbývá než konstatovat, že za příspění všech zúčastněných stran se povedla zdařilá rekonstrukce mostu v období VIII-XI 2000, která prodlouží jeho životnost o další desetiletí.

---

**Investor:** České dráhy s.o., DDC o.z., Stavební správa Praha  
**Správce mostního objektu:** České dráhy s.o., SDC Liberec  
**Projektant :** TOP CON servis, s.r.o., Praha  
**Zhotovitel:** Rekom Praha s.r.o., speciální stavební práce

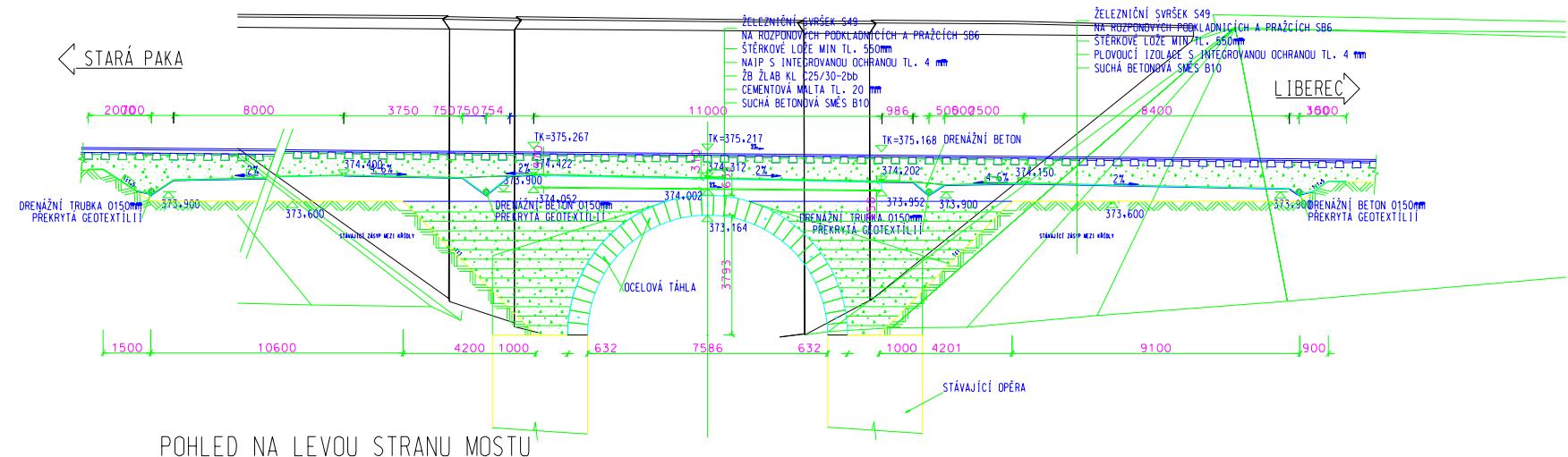
---

\*\*\*\*\*

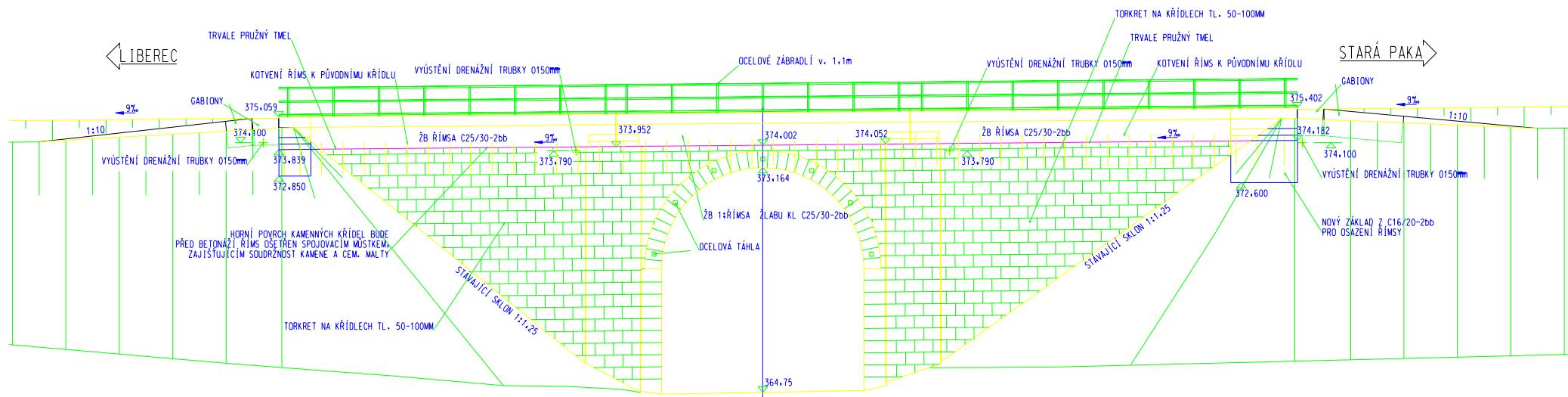


# MOST V KM 96,016 TR. STARÁ PAKA – LIBEREC

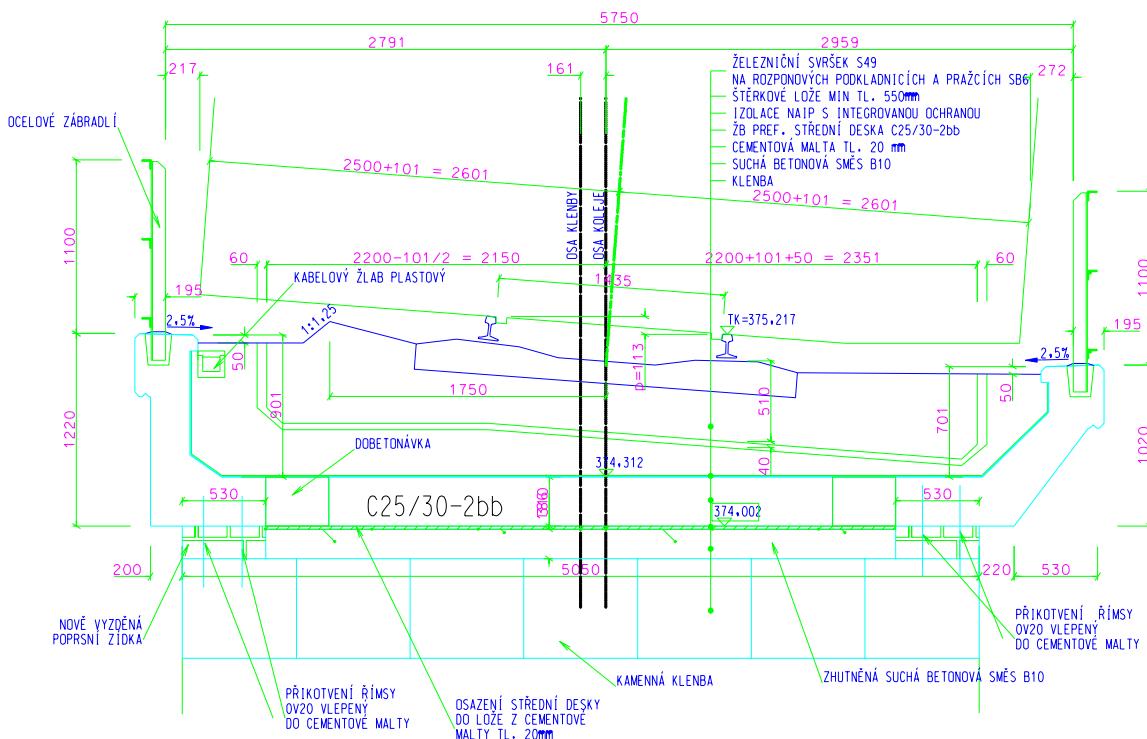
## PODÉLNÝ ŘEZ V OSĚ KOLEJE



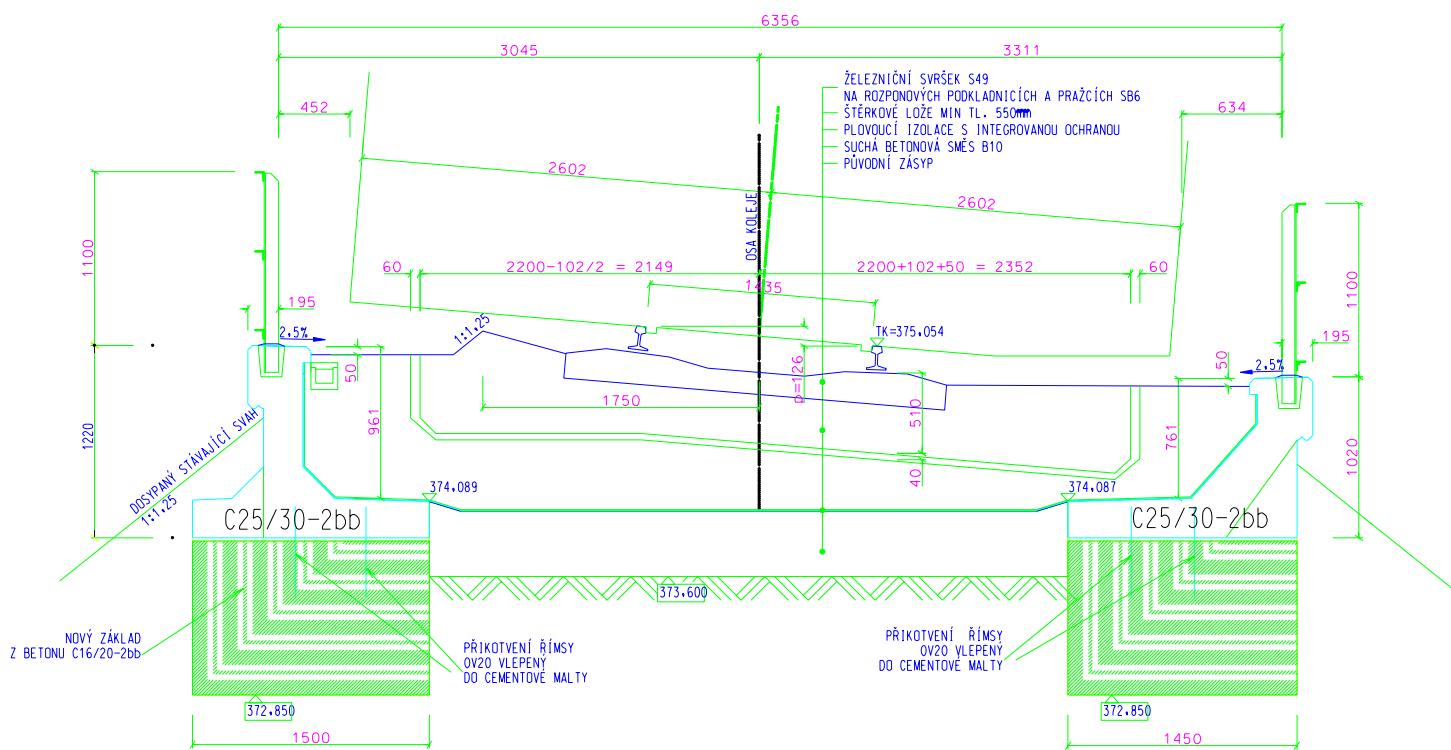
POHLED NA LEVOU STRANU MOSTU



## PŘÍČNÝ ŘEZ VE VRCHOLU KLENBY



## PŘÍČNÝ ŘEZ KŘÍDLY



# **Propustky - velkoprůměrové protlaky železobetonovými troubami průměru 1200 až 2500 mm**

**Ing.Tomáš Krzák, MT a.s., mikrotunelování Prostějov  
Ing.Jaroslav Jordán, ZIPP Brno s.r.o.**

Stavební firmy MT a.s. Prostějov a ZIPP Brno s.r.o. spolupracují na bezvýkopových technologiích, které se provádějí protláčením železobetonovými troubami.

Společnost MT a.s. byla založena v roce 1991. Od svého vzniku se specializuje na bezvýkopové technologie, zejména na protláčení, vodorovné vrtání, mikrotunelování a štitování. Společnost vlastní speciální moderní bezvýkopové technologie a opírá se o potenciál zkušených inženýrů, techniků i dělníků, kteří mají desítky roků praxi v tomto oboru. MT v současnosti zavádí systém řízení jakosti ISO 9002.

ZIPP Bratislava, spol. s r.o. má více než 30 let zkušenosti s výrobou a použitím železobetonových trub na protláčení a s prvky kanalizačního programu. Trouby na protláčení se vyrábí v závodě Dunajská Lužná, cca 20 km od Bratislav, v závodě Sered', cca 50 km od Bratislav, popř. i v závodě ZIPP Dýšina u Plzně. Dodávku trub do ČR zajišťují společnosti ZIPP Bratislava a ZIPP Brno.

Společnost MT a.s. nabízí široký sortiment bezvýkopových technologií, které provádí strojným zařízením většinou vlastní konstrukce a výroby. Každá technologie může využívat různé druhy pracovních postupů a materiálů v závislosti na geologických podmínkách a na užití hotového díla. Návrh nejvhodnější technologie a stanovení podmínek pro realizaci se konzultuje v přípravné fázi se dodavatelem, projektanty, investory nebo s hlavními zhotoviteli stavby. ( Tento příspěvek je zaměřen na protlaky železobetonovými troubami větších průměrů technologií protláčení a mikrotunelování. )

Na trhu v České republice jsou běžně k dispozici železobetonové trouby o světlotech 400 až 2500 mm. ( Např. v sousedním Polsku, je sortiment o něco větší a běžně se používají trouby o světlosti od 300 do 3000 mm ). Povrch trub pro běžné použití není třeba nijak upravovat nebo natírat, ale na základě požadavků nebo potřeb zákazníků lze zajistit celou řadu speciálních úprav : Laminovanou nebo polymerbetonovou vrstvu uvnitř i vně trouby, vnitřní čedičovou vystýlku po celém obvodu nebo jen po jeho části apod. Tato opatření sledují mimo jiné také zvýšení životnosti železobetonových trub v náročnějších provozních podmínkách, kde je požadavek na životnost 100 a více let. Po konzultaci s dodavatelem lze protlak ukončit zešikma seříznutými troubami, kde úkos by sledoval sklon náspu železniční tratě. V případě mimořádných požadavků je možno použít polykretové trouby, které jsou však cenově výrazně vyšší v porovnání se železobetonovými troubami.

Železobetonové trouby na protláčení IZX se dodávají ve více typech, standardní světlost je DN 1200, 1700 ( 1650 ) mm. Na zakázku se dodávají trouby se světlostí od 800 až do 2500 mm. Zpravidla se používají betony třídy B40, B45, B50. Hmotnost trub se pohybuje od 2 do 10,4 tuny. Tloušťka stěn je od 115 a do 270 mm. Typy spojů:

1. Spoj je zajišťován ocelovým vodícím prstencem a gumovým těsněním

2. Spoj je zajišťován ocelovým vodícím prstencem a dvěma gumovými těsněními
3. Spoj je zajišťován gumovým těsněním a osazením na betonové troubě
4. Speciální spoj

Ocelové prstence jsou přibetonovány na vnějším obvodu trouby nebo se dodávají samostatně. Vnější průměr prstenců je shodný s vnějším průměrem trouby, délka prstenců je 260 až 450 mm a tloušťka je 8 a 10 mm. Mezi trouby se vkládá roznášecí mezikruží z dřevotřísky nebo překližky. Trouby jsou vyrobeny zásadně bez výstupků po vnějším obvodu (bez hrdel). Základní parametry pro jednotlivé trouby větších průměrů jsou uvedeny v tabulce.

Značka Trub	DN	Typ spoj e	Vnější průměr	Délka  D	Objem  L	Hmot- nost  t	Nosnost	
			D				Vrcholová výpočtová	Axiální
			mm				$m^3$	$kNm^{-1}$
IZX 121/110	1200	1	1500	2000	1,26	3,15	84	9
IZX 131/140	1400	3	1760	2000	1,78	4,40	98	11
IZX 131/160	1600	3	2010	2000	2,30	5,80	145	13
IZX 21/10- V <sup>*</sup>	1650	1	2000	3000	3,00	7,50	123	15
IZX 21/10 <sup>**</sup>	1700	2	2000	3250	2,81	7,30	106	12
IZX 131/220	2200	3	2740	2000	4,16	10,40	147	20
IZX 131/250	2500	4	3000	1000	2,24	5,60	142	20

Poznámky: (\* výroba se připravuje

(\*\*) výroba je ukončena, trouby jsou skladem, později mohou být nahrazeny typy IZX 21 /10-V nebo IZX 131/160.

Trouby na protláčení se vyrábí v přesných formách, zpravidla technologií vibrolisování (VIHY) nebo vibrováním (Pfeiffer). Trouby se kontrolují v době přípravy výroby, při samotné výrobě, zrání a před expedicí, navíc každá roura se zkouší na vodotěsnost. Závody v Dunajské Lužné i v Seredi jsou dozorovány LGA Norimberg a oba mají certifikáty ISO 9001. Na trouby jsou vydané certifikáty. Technické parametry trub je možno dohodnout před samotnou výrobou, jde zejména o :

- druh betonu a vlastnosti
- únosnost ( vyztužení ) a krytí výztuže

- detaily spojů a těsnění
- velikost injektážních otvorů a jejich provedení
- manipulační úchyty
- jiné zabudované části i pro vodivé propojení trub, tzn. ocelové výztuže
- speciální vnitřní vystýlky, nátěry apod.

Pevnost trub vyhovuje pro zatížení a dynamické namáhání pod železniční tratí, silnicí i dálnicí. Velkopružné silnostěnné trouby se využívají i jako kruhové propustky nebo kolektory v nově budovaných nebo i ve stávajících propustcích.

Protlaky ze železobetonu mohou mít délku i přes 100 m, zejména u větších profilů. Přesnost protlaku je garantována + - 80mm bez ohledu na délku protlaku. Protlak je řízen a kontrolován laserovým paprskem s automatickým urovnáním s přesností 0,005%. Při ručním těžení v profilech větších než 1000 mm je údaj o přesnosti ražení zaznamenáván v montážním nebo stavebním deníku. Při použití automatizovaných zařízení jsou sledovány všechny veličiny v intervalech cca 1 sekundy v řídícím a kontrolním počítači.

Technologie protláčení a mikrotunelování spočívá v řízeném zatláčení chráničky se současným odtěžováním zeminy. Protláčená železobetonová trouba je při zatláčení injektována přes speciálně upravené otvory, tzv. kluzná injektáž, aby bylo snižováno tření po plášti protlaku a současně jsou vyplňovány případné nadvýlomy. Na závěr protlaku je provedena zpevňující a vyplňovací injektáž. Doprava vytěženého materiálu může být ruční v upravených vozících, šnekovým dopravníkem nebo hydraulickým vyplachováním, tzv. slurry systém. Díky této technologii nedochází téměř k žádnému nadvýlomu a MT a.s. garantuje poklesy do 5 mm. Z praxe však můžeme potvrdit, že poklesy jsou v 90% protlaků neměřitelné. Výška nadloží by měla být minimálně 2 m, větší výška nadloží nemá vliv na provádění vlastního protlaku.

MT a.s. umožňuje stanovení vhodného technologického postupu v různých podmínkách provádění protlaku : Vysoká hladina spodní vody, zvodnělé jemné písks ( unikátní zčerpávací systém), zdolávání skalních hornin nevýbušnou technologií ( pomocí trhacích hydraulických klínů ) apod. Vodotěsnost je zajišťována základními parametry protláčecích trub, řešením integrovaných vodotěsných spojů a případnou těsnící injektáží po dokončení protlaku. Vodotěsnost dosahuje běžně hodnot pod 50% průsaků připouštěných novelizovanou normou pro kanalizace ( tj. 2,5 l na 10 m<sup>2</sup> vnitřního líce protlaku po dobu 30 minut pro průměr trub nad 1000 mm). V mimořádných případech se provádí lokální dotěsnění speciální polyuretanovou injektáží.

Při technologii ručního těžení v čele protlaku pod železniční tratí je možno vést trasu stávajícím propustkem a tento nahradit zcela novou železobetonovou trouhou. Stávající průtok je nutno převést provizorním potrubím, po dokončení je protlak vystrojen dle požadavku investora a ihned uveden do provozu. Celá tato činnost může být prováděna i bez omezení provozu na dráze, bez výluk, nutnosti přemostění či jiných technických opatření. Součástí kompletní nabídky je i zajištění drážního dozoru, měření tratě před a po protláčení, kontrola niveliety tratě v průběhu protláčení apod. Těmito opatřeními je přebírána odpovědnost od investora související s podchodem pod tratí ČD a také veškeré garance na splnění drážních podmínek vydané v souhrnném stanovisku.

Nové progresivní metody bezvýkopové technologie se stále více používají po celém světě, protože neomezují provoz na nadzemních komunikacích a v budovách a šetří celkové investiční náklady. Mezi nejzajímavější akce patří jistě protlak v Hamburku v délce 3,7 km se třemi různými oblouky s přesností v cílové šachtě 80mm (použití tlačných mezistanic, využití gyrokompasu, elektronické sondy a systému GPS – global position system), použití technologií pro podchody pod vodními toky, pod železnicí, dálnicemi, ostatními komunikacemi a ve městech pod stávající zástavbou. Ve Francii, Velké Británii, Švýcarsku a Německu jsou pod železniční tratí povolovány pouze protlaky ze železobetonových trub zatláčených technologií mikrotunelování.

Firmy zabývající se těmito technologiemi jsou sdruženy do ISTT (mezinárodní společnost pro bezvýkopové technologie), jejímž členem je i společnost MT a.s. prostřednictvím CzSTT. Členství je zdrojem mnohých poznatků, inspirací a návrhů pro další vylepšování a zdokonalování stávajících technologií i pro zhospodárnění stavebních a investičních nákladů.

Pracovníci společností skupiny ZIPP a MT a.s pracovali již v minulosti na protlacích, např. pro tranzitní plynovod TP 4, (cca 240 protlaků DN 1700 až 2000), z toho cca 60 protlaků bylo provedeno pod železniční tratí. U těchto i jiných vybudovaných staveb z železobetonových trub se lze přesvědčit o provozním stavu, „bezúdržbovém provozu“ a o minimální opotřebení za dobu cca 30 let.

Reference protlaků a dodávek trub společností MT a.s. Prostějov a společnostmi skupiny ZIPP :

- Pod železniční tratí ČD - Koryčany, Olomouc, Vyškov, Bohumín, Příbor, dále dodávky trub pro protlaky pod železnicemi a silnicemi v areálech firem (VW Bratislava ), pod železnicemi na Slovensku, v Rakousku a Německu.
- Pod silnicemi a dálnicemi ČR, SR, SRN, pod řekami Váh, Morava, dále pod budovami a cestami ve městech apod.