

Žilinská univerzita v Žiline
Stavebná fakulta
Katedra stavebných konštrukcií a mostov

**Expertízni posouzení statického přepočtu mostu
„SO-20-20-05 Železniční most v evidenčním km 3,706 - Pod
Vyšehradem“**

Vypracovali: **prof. Ing. Josef Vičan, CSc.**
 Ing. Jaroslav Odrobiňák, PhD.
 Ing. Jozef Gocál, PhD.

Žilina 08/2018

OBSAH

- 1. ÚVOD**
- 2. POUŽITÉ PODKLADY**
- 3. POPIS STAVBY**
 - 3.1 Identifikační údaje stavby
 - 3.2 Identifikační údaje stavebního objektu
 - 3.3 Popis mostního objektu
- 4. EXPERTIZNÍ POSOUZENÍ**
 - 4.1 Obecně
 - 4.2 Analýza statického přepočtu nosných konstrukcí mostu v km 3, 706 – Pod Vyšehradem
 - 4.2.1 Zkoušky materiálu
 - 4.2.2 Podrobná prohlídka ocelových nosných konstrukcí mostu
 - 4.2.3 Úroveň spolehlivosti stávající konstrukce
 - 4.2.4 Rozbor zatížení
 - 4.2.5 Průzkum dopravního zatížení na trati
 - 4.2.6 Výpočtový model
 - 4.2.7 Analýza konstrukce
 - 4.2.7.1 *Globální analýza konstrukce a analýza vlivu teorie 2. řádu*
 - 4.2.7.2 *Dynamická analýza*
 - 4.2.7.3 *Spektra rozkmitů napětí*
 - 4.2.7.4 *Analýza spolupůsobení mostovky s hlavními nosníky*
 - 4.2.8 Stanovení zatížitelnosti – mezní stavy únosnosti
 - 4.2.9 Stanovení zatížitelnosti – mezní stav únavy
 - 4.2.10 Mezní stavy použitelnosti
 - 4.2.11 Posouzení přechodnosti
 - 4.2.12 Závěr přepočtu
 - 4.2.13 Popis rozsahu úprav
 - 4.3 Analýza statického přepočtu spodní stavby
 - 4.3.1 Obecně
 - 4.3.2 Spodní stavba – Pilíře
 - 4.3.2.1 *Materiál*
 - 4.3.2.2 *Posouzení MSÚ*
 - 4.3.2.3 *Závěr*
 - 4.3.3 Spodní stavba - Opěra
 - 4.3.3.1 *Materiál*
 - 4.3.3.2 *Výpočtový model*
 - 4.3.3.3 *Posouzení MSÚ*
 - 4.3.3.4 *Závěr*
- 5. ZÁVĚR EXPERTIZNÍHO POSOUZENÍ**

1. ÚVOD

Objednatel SŽDC, státní organizace, Stavební správa západ se sídlem Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9 požádal objednávkou č. 18/618 0001345 dodavatele Stavební fakultu Žilinské univerzity v Žilině o vypracování expertizního posouzení statického přepočtu mostu “SO-20-20-05 Železniční most v evidenčním km 3,706 - Pod Vyšehradem“ v rámci stavby “Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem” (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.).“

2. POUŽITÉ PODKLADY

Pro vypracování expertizního posudku byly použity následující podklady:

- [1] 2E_1_4_001: Technická zpráva - mostní objekty. Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.). Stavební část: Mosty, propustky a zdi. Zpracovatel: Sdružení SP+MTP+SPEU_ Praha hl. - Praha Smíchov. Odpovědný projektant SO: Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a.s., středisko mostů.
- [2] 2E_1_4_003_1: SO-20-20-05 Železniční most v evidenčním km 3,706 - Pod Vyšehradem. Stávající stav – Půdorys a podélný řez. Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.). Stavební část: Mosty, propustky a zdi. Zpracovatel: Sdružení SP+MTP+SPEU_ Praha hl. - Praha Smíchov. Odpovědný projektant SO: Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a.s., středisko mostů.
- [3] 2E_1_4_003_2: SO-20-20-05 Železniční most v evidenčním km 3,706 - Pod Vyšehradem. Stávající stav – Příčné řezy. Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.). Stavební část: Mosty, propustky a zdi. Zpracovatel: Sdružení SP+MTP+SPEU_ Praha hl. - Praha Smíchov. Odpovědný projektant SO: Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a.s., středisko mostů.
- [4] 2E_1_4_012_2: SO-20-20-05 Železniční most v evidenčním km 3,706 - Pod Vyšehradem. Statický přepočet nosné konstrukce. Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.). Stavební část: Mosty, propustky a zdi. Zpracovatel: Sdružení SP+MTP+SPEU_ Praha hl. - Praha Smíchov. Odpovědný projektant SO: Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a.s., středisko mostů.
- [5] 2E_1_4_012_2_1: SO-20-20-05 Železniční most v evidenčním km 3,706 - Pod Vyšehradem. Statický přepočet nosné konstrukce - Přílohy. Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.). Stavební část: Mosty, propustky a zdi. Zpracovatel: Sdružení SP+MTP+SPEU_ Praha hl. - Praha Smíchov. Odpovědný projektant SO: Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a.s., středisko mostů.
- [6] 2E_1_4_012_3: SO-20-20-05 Železniční most v evidenčním km 3,706 - Pod Vyšehradem. Přepočet spodní stavby. Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.). Stavební část: Mosty, propustky a zdi. Zpracovatel: Sdružení SP+MTP+SPEU_ Praha hl. - Praha Smíchov. Odpovědný projektant SO: Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a.s., středisko mostů.

- [7] 2E_1_4_011_3: SO-20-20-05 Železniční most v evidenčním km 3,706 - Pod Vyšehradem. Podrobná prohlídka ocelové NK. Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.). Stavební část: Mosty, propustky a zdi. Zpracovatel: Sdružení SP+MTP+SPEU_ Praha hl. - Praha Smíchov. Odpovědný projektant SO: Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a.s., středisko mostů.
- [8] 2E_1_4_011_3_1: SO-20-20-05 Železniční most v evidenčním km 3,706 - Pod Vyšehradem. Podrobná prohlídka ocelové NK – Přílohy. Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.). Stavební část: Mosty, propustky a zdi. Zpracovatel: Sdružení SP+MTP+SPEU_ Praha hl. - Praha Smíchov. Odpovědný projektant SO: Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a.s., středisko mostů.
- [9] 2E_1_4_011_4: SO-20-20-05 Železniční most v evidenčním km 3,706 - Pod Vyšehradem. Podrobná prohlídka spodní stavby. Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.). Stavební část: Mosty, propustky a zdi. Zpracovatel: Sdružení SP+MTP+SPEU_ Praha hl. - Praha Smíchov. Odpovědný projektant SO: Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a.s., středisko mostů.
- [10] 2E_1_4_011_4_1: SO-20-20-05 Železniční most v evidenčním km 3,706 - Pod Vyšehradem. Podrobná prohlídka spodní stavby – Přílohy. Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.). Stavební část: Mosty, propustky a zdi. Zpracovatel: Sdružení SP+MTP+SPEU_ Praha hl. - Praha Smíchov. Odpovědný projektant SO: Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a.s., středisko mostů.
- [11] 2E_1_4_011_2: SO-20-20-05 Železniční most v evidenčním km 3,706 - Pod Vyšehradem. Statická a dynamická zatěžovací zkouška. Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.). Stavební část: Mosty, propustky a zdi. Zpracovatel: Sdružení SP+MTP+SPEU_ Praha hl. - Praha Smíchov. Odpovědný projektant SO: Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a.s., středisko mostů. Zpracovatel: ČVUT Praha Fakulta stavební, katedra ocelových a dřevěných konstrukcí. Thákurova 7, 166 29 Praha 6. Odpovědný řešitel: doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.
- [12] 2E_1_4_011_1: SO-20-20-05 Železniční most v evidenčním km 3,706 - Pod Vyšehradem. Materiálové zkoušky ocelí. Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.). Stavební část: Mosty, propustky a zdi. Zpracovatel: Sdružení SP+MTP+SPEU_ Praha hl. - Praha Smíchov. Odpovědný projektant SO: Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a.s., středisko mostů. Zpracovatel: CZ FERMET, Laboratoře CZ FERMET, Buštěhradská 283, 272 03 Kladno.
- [13] 2E_1_4_008_2: SO-20-20-05 Železniční most v evidenčním km 3,706 - Pod Vyšehradem. Výkaz ocelí SO-20-20-05. Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.). Stavební část: Mosty, propustky a zdi. Zpracovatel: Sdružení SP+MTP+SPEU_ Praha hl. - Praha Smíchov. Odpovědný projektant SO: Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a.s., středisko mostů.
- [14] ČSN EN 1990, Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011 (včetně příslušných NA).

- [15] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, Český normalizační institut, 03/2004 (včetně příslušných NA).
- [16] ČSN EN 1991-1-4, Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 4/2013 (včetně příslušných NA).
- [17] ČSN EN 1991-1-5, Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou. Český normalizační institut, 2005 (včetně příslušných NA).
- [18] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou Český normalizační institut 07/2005 (včetně příslušných NA).
- [19] ČSN EN 1993-1-1, Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví 12/2006 (včetně příslušných NA).
- [20] ČSN EN 1993-1-5 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-5: Boulení stěn. Český normalizační institut 02/2008 (včetně příslušných NA).
- [21] ČSN EN 1993-1-8 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-8: Navrhování styčníků. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví 07/2011 (včetně příslušných NA).
- [22] ČSN EN 1993-1-9 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-9: Únava. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví 12/2013 (včetně příslušných NA).
- [23] ČSN EN 1993-2, Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty. Český normalizační institut, 01/2008 (včetně příslušných NA).
- [24] Statický přepočítání ocelové nosné konstrukce příhradového mostu přes Vltavu v km 3, 706 trati Praha hl. nádraží – Praha Smíchov. TOPCON servis s.r.o., 2004.
- [25] Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů. SŽDC 09/2015.
- [26] Závěrečná zpráva projektu COST CZ - LD15127 - Pokročilé metody posuzování degradovaných ocelových konstrukcí, ČVUT v Praze, 2017.
- [27] GARCÍA M. O. The Impact of the Connection Stiffness on the Behaviour of a Historical Steel Railway Bridge. Diplomová práce. Fakulta stavební, ČVUT v Praze, 2017.

3. POPIS STAVBY

3.1 Identifikační údaje stavby

Název stavby:	Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem (Stavba 2), úsek v rámci Rekonstrukce trati Praha hl. n. (mimo) - Praha-Smíchov (vč.)
Stupeň dokumentace:	Přípravná dokumentace (PD) a záměr projektu (ZP)
Charakteristika stavby:	Liniová železniční stavba, modernizace železniční trati
Číslo ISPROFIN:	511 352 0019
Číslo SoD objednatele:	E618-S-12006/2016/Šim
Číslo SoD zhotovitele:	16 354 201
Místo stavby:	Železniční trať 0201 Praha hl. n. – Praha-Smíchov

	obě tratě jsou součástí dráhy celostátní evropského významu (E)
Kraj:	Hlavní město Praha
Obec / Městská část:	Praha 2, Praha 5
Katastrální území:	k.ú. Vyšehrad, k.ú. Smíchov
Pověřené městské úřady:	Praha 2, Praha 5
Obce s rozšířenou působností:	Hlavní město Praha
Objednatel:	Správa železniční dopravní cesty, státní organizace se sídlem: Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1 - Nové Město
Organizační složka:	Stavební správa západ, Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9
za investora:	Ing. Petr Vaníček, SŽDC, s.o., Stavební správa západ
Zpracovatel:	„SP+MTP+SPEU_Praha hl. – Praha-Smíchov“ založené Smlouvou o Společnosti ze dne 04. 08. 2016 účastníci Společnosti Obchodní firma: SUDOP PRAHA a.s. Sídlo: Praha 3, Žižkov, Olšanská 2643/1a, 130 00 IČ: 25793349, DIČ: CZ25793349 a Obchodní firma: METROPROJEKT a.s. a Obchodní firma: SUDOP EU a.s.
Hlavní inženýr projektu:	Ing. Michal Mečl AI v oboru dopravní stavby č. 0009519
Hlavní inženýr projektu (Stavba 2):	Ing. Tomáš Martinek, SUDOP PRAHA, a.s.
Odpovědný projektant objektu:	Ing. Martin Vlasák, SUDOP PRAHA, a.s., AI v oboru Mosty a IK a oboru Dopravní stavby č. 0009271
Spolupráce:	Ing. Jaroslav Voříšek, SUDOP PRAHA, a.s.

3.2 Identifikační údaje stavebního objektu

Název stavebního objektu:	SO 20-20-05 Mosty pod Vyšehradem, žel. m. v ev. km 3,706 - Pod Vyšehradem
Vžitý název:	Pod Vyšehradem
Traťový úsek:	TÚ 0201 Praha hl. n. (mimo) – Praha-Smíchov (mimo)
Definiční úsek: (staniční úsek)	DÚ 04 Praha- Vyšehrad – Praha- Smíchov
Druh nosné konstrukce:	ocelové nýtovaná příhradová parabolická s dolní prvkovou mostovkou společná pro obě převáděné koleje
Popis spodní stavby včetně křídel kamenné opěry,	kamenné pilíře založení plošné (P02 a P03 na kesonu) na dřevěných pilotách (O02) kamenná křídla rovnoběžná a kolmá u O02
Počet mostních otvorů:	3
Počet kolejí:	2
Délka přemostění:	215,550 m

Délka mostu:	234,450 m
Rozpětí nosné konstrukce:	71,72 m pod kolejí č. 1 a č. 2
Stavební výška:	1,380 m (k TK) pod kolejí č. 1 a č. 2
Rozhodující výška obrysu kolejového lože	plošně uložené mostnice (svislý šroub) (objekt bez kolejového lože)
Volná výška pod mostem.	3,74 m (chodník pravý břeh) 7,73 m (Vltava - max Q plav =188,28 m n.m. Bpv)
Kolmá světlost otvoru:	
Otvor 1.	69,045 m
Otvor 2:	69,145 m
Otvor 3:	69,450 m
Šikmost mostu (pravá/levá, úhel šikmosti):	90°
Úhel křížení s přemost'ovanou překážkou:	cca 80°
Šířka mostu:	13,580 m (včetně konzol lávky)
Volná šířka na mostě:	8,108 (mezi portálovými svislicemi)
Rok výstavby (výroby) NK:	1901 (RZ 1901) O01: 1901 (RZ 1901) P01: 1901 (RZ 1901) P02: 1901 (RZ 1901) O02: 1871 (úpravy 1901)
Rok poslední rekonstrukce nebo opravy objektu:	1987 oprava (MES) 1957 obnova nátěru (MES) 1912 oprava spodní stavby (MES)
Údaje o dosavadní zatížitelnosti:	$Z_{UIC} = 0,41$ (přípoj příčnicku na hlavní nosník)
Stavební stav objektu nosná konstrukce -	stupeň 3 spodní stavba - stupeň 2
Vybavení mostu:	vnější chodníkové konzoly lávky
Říční km:	Vltava řkm 55,35
Zatížení mostu:	traťová třída zatížení C3/60 (viz TTP)
Plavební znaky vč. osvětlení jsou ve správě a vlastnictví Povodí Vltavy s.p.	
Důležitá upozornění: kulturní nemovitá památka od roku 2004 č. reg. ÚSKP 101 315.	

3.3 Popis mostního objektu

Železniční most v km 3, 706 přemost'uje řeku Vltavu třemi mostními otvory. Nosné konstrukce byly vyrobeny v roce 1901 z plávkové oceli. Jsou navrženy jako uzavřené příhradové násobné soustavy se zakřiveným horním pásem o shodném rozpětí 71,72 m ve všech mostních otvorech. Konstrukční uspořádání mostu odpovídalo době vzniku a snaze o snížení hmotnosti konstrukce. Jednotlivé profily jsou odstupňovány podle očekávaných namáhání. Detaily členěných prutů příhradové konstrukce nebyly řešeny s ohledem na nebezpečí rozvoje koroze oceli při poruše protikorozní ochrany (zejména šterbinové). Tento problém se týká zejména dolního pásu a diagonál.

Most je dvoukolejný s dolní prvkovou mostovkou, tvořenou příčnicí a nespojitými podélníky, vloženými mezi příčnicí. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 8,80 m. Výška hlavního nosníku se mění od 7,136 u portálu až po 12,347 m ve středu rozpětí. Tvar horního pásu je polygonálně lomený v místě styčnic. Hlavní nosník je členěný na 16 příhrad s délkami 3,46 m + 4,0 m + 4,40 m a 5 x 4,80 m na polovině rozpětí.

Horní pás je tvořený dvoustěnným průřezem tvaru Π o světlosti 416 mm. Stěna má v celé délce pásu konstantní výšku 470 mm i konstantní tloušťku 24 mm, kterou tvoří dva plechy po 12 mm. Průběh narůstající osově síly je zohledněn změnou tloušťky horní pásnice, která je odstupňována ze základní tloušťky $t_1 = 10$ mm v první příhradě po 10 mm až do tloušťky 70 mm uprostřed rozpětí. Spojení pásnice se stěnami je provedeno pomocí 4 úhelníků 110 x 110 x 14 mm a nýtů $\varnothing 22$ v stěnách respekt. $\varnothing 24$ v pásnici. Tvar příčného řezu prutů horního pásu zabezpečují plnostěnná diafragmata přinýtovaná k stěnám i pásnicím v třetinách rozpětí příhrad. Dolní pás hlavního nosníku má dvoustěnný otevřený průřez o světlosti 416 mm s konstantní výškou stěny 560 mm a tloušťkou 24 mm. Změna osových sil je zohledněna odstupňováním dolních pásnic až do tloušťky 57 mm a šířky 410 mm. Spojení stěn s pásnicemi je opět zhotoveno pomocí 4 úhelníků 110 x 110 x 14 mm a nýtů $\varnothing 22$ v stěnách respekt. $\varnothing 24$ v pásnicích. Tvar příčného řezu opět zabezpečují plnostěnná diafragmata nýtovaná na stěny v polovinách rozpětí příhrad a ve styčnicích.

Diagonály D_1 až D_3 mají členěný průřez tvořený 2 čtveřicemi úhelníků 80 x 80 x 9, každá zesílená dvojicí pásnic $\square 360 \times 14$ mm (D_1), $\square 400 \times 14$ (D_2) a $\square 340 \times 12$ (D_3). Diagonálu D_4 tvoří 2 čtveřice úhelníků 80 x 80 x 8 zesílené opět dvojicí pásnic $\square 320 \times 10$ mm. Diagonály D_5 až D_7 jsou zhotoveny jen z 2 čtveřic úhelníků 90 x 130 x 12 (D_5), 80 x 120 x 11 (D_6) a 80 x 100 x 10 (D_7) bez pásnic. Průřez diagonál D_8 , D_9 a D_{10} je členěný jen z dvojic úhelníků 80 x 100 x 13 (D_8), 90 x 90 x 10 (D_9) a 80 x 80 x 8 (D_{10}). Spojení čtveřic i dvojic úhelníků do členěného průřezu zabezpečují příhradové spojky $\square 60 \times 8$ mm. Spojení s oběma pásy je provedeno nýtovými spoji s nýty $\varnothing 22$ mm.

Členěný průřez mají i svislice hlavního nosníku, kromě krajní portálové svislice. Průřezy svislic V_1 až V_3 tvoří vždy 2 čtveřice úhelníků 100 x 150 x 14 (V_1), 90 x 130 x 14 (V_2) a 90 x 130 x 11 (V_3) spojené do členěného průřezu příhradovými spojkami $\square 60 \times 13$ mm. Svislice V_4 až V_8 mají členěný průřez složený ze 2 dvojic úhelníků 100 x 150 x 14 (V_4), 90 x 130 x 14 (V_5), 80 x 120 x 12 (V_6), 80 x 100 x 12 (V_7) a 80 x 80 x 10 (V_8), které jsou propojeny příhradovými spojkami $\square 60 \times 13$ mm. Spojení svislic s oběma pásy je provedeno nýty $\varnothing 20$ mm. Průřez krajní portálové svislice tvoří 16 úhelníků 100 x 100 x 12 složených do profilu I. Pásnice tvořené vždy 8 úhelníky a výplňovým plechem 2 x 12 x 600 mm jsou propojeny po celé výšce svislice plechem tloušťky 13 mm.

Dolní prvkovou mostovku tvoří podélníky a příčníky. Podélníky mají vzhledem k různým polím diferencovaný průřez. Podélník v poli 0 – 1 tvoří stěna $\square 690 \times 10$ mm spojená 4 úhelníky 80 x 80 x 10 s pásnicemi 190 x 10 (dolní) a 250 x 10 (horní). Spojení zabezpečující krční a pásové nýty $\varnothing 20$ mm s roztečemi 120 mm. Podélník v poli 1 – 2 má stejnou stěnu i pásnice, avšak jejich propojení zabezpečují úhelníky 80 x 80 x 10 s krčními a pásovými nýty $\varnothing 20$ mm s roztečemi po 120 mm. Podobně je řešen i podélník v poli 2 – 3, takže průřez se liší jen úhelníky 90 x 90 x 10. Podélníky v dalších polích mají pásnice profilu $\square 220 \times 10$ (dolní) a $\square 280 \times 10$ (horní) spojené se stěnou $\square 690 \times 10$ mm úhelníky 100 x 100 x 12 mm a nýty $\varnothing 20$ mm ve vzdálenostech po 120 mm.

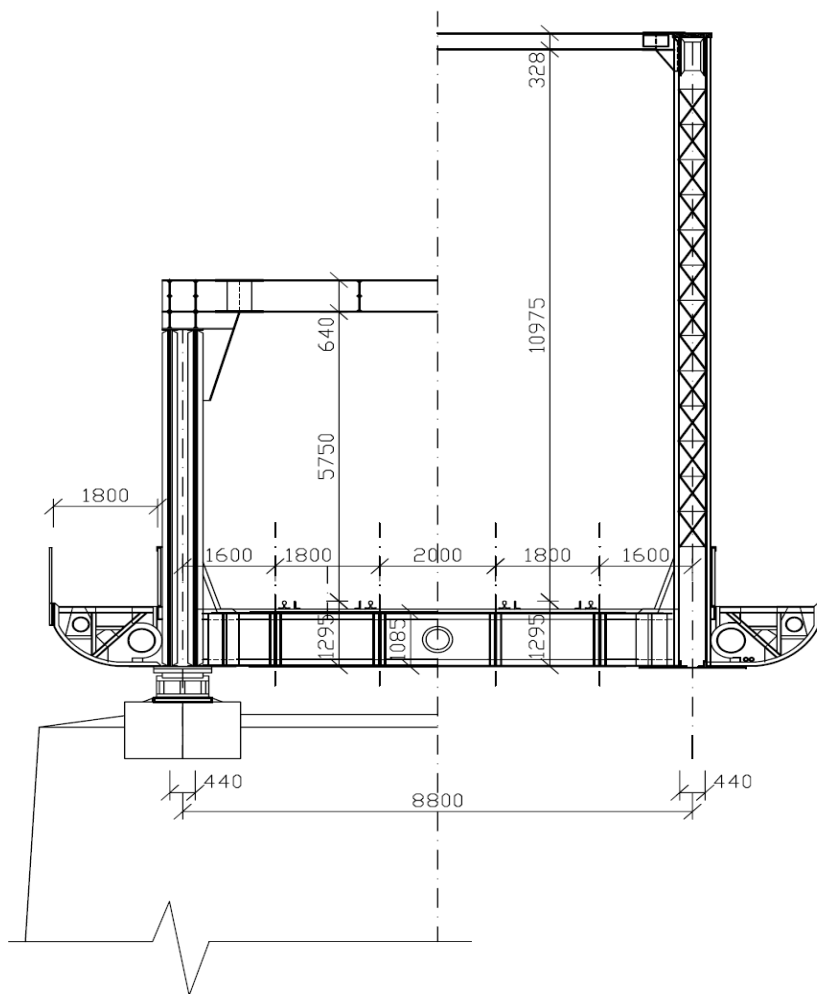
Příčníky mají také diferencovaný průřez. Příčník 0 (krajní) tvoří stěna $\square 1\,030 \times 13$ mm spojená s pásnicemi $\square 400 \times 20$ mm úhelníky 110 x 110 x 13 mm. Krční nýty mají profil 22 mm a jejich rozteče jsou po 100 mm. Tento průřez příčník má v střední části a pod vnitřními podélníky. V krajních částech je průřez pásnic odstupňován na profil $\square 400 \times 10$ mm. Průřez příčníku 1 a 2 se liší jen tloušťkou pásnic, která je ve střední části $\square 400 \times 26$ mm, v krajních částech přechází do průřezu $\square 400 \times 14$ mm. Příčníky 3 až 8 mají stejný průřez tvořený stěnou $\square 1\,030 \times 13$ mm spojenou s pásnicemi $\square 400 \times 30$ mm pomocí 4 úhelníků 110 x 110 x 13. Pásnice jsou 2 x odstupňované na profil $\square 400 \times 20$ mm pod vnějším podélníkem a $\square 400 \times 10$ mm v částech přilehlých k hlavním nosníkům. Krční nýty příčníků jsou vesměs $\varnothing 22$ s roztečemi po 100 mm. Montážní styky všech příčníků tvoří 27 nýtů $\varnothing 22$ mm uspořádaných do 3 řad po 9 nýtech. Přípoj příčníků na hlavní nosníky je opět nýtovaný nýty $\varnothing 20$ mm.

Připoj podélníků na příčníky je stejný u všech podélníků. Je řešen spojením jen stěn obou prvků pomocí úhelníků 2 x L 80 x 80 x 8 z obou stran stěn příčníků. Počet nýtů ve stěně podélníku je 7, přitom krajní nýty jsou profilu \varnothing 20 mm, vnitřní nýty mají profil \varnothing 22 mm. Spoj doplňuje 18 nýtů ve stěně příčníku \varnothing 22 mm.

V rámci rekonstrukce mostu v roce 1987 byly podélníky doplněny mostovkovým ztužením a brzdným ztužidlem. Obvodové profily brzdného ztužidla jsou z dvojice úhelníků 125 x 125 x 12 mm. Vnitřní diagonály jsou z úhelníků 125 x 125 x 12 mm v části mezi podélníky resp. z úhelníků 90 x 90 x 12 mm ve středové části. Výška příhrady brzdného ztužidla je v 2. příhradě 1700 mm a v 8. a 9. příhradě 2 x 1600 mm.

Podmostovkové podélné ztužení mostu je složené soustavy tvořené v prvních 4 příhradách celistvým profilem nýtovaným z 2 L 110 x 110 x 12 mm. V poli 5 jsou diagonály průřezu 2 L 100 x 100 x 12 mm, v poli 6 2 L 100 x 100 x 10 mm, v poli 7 2 L 90 x 90 x 10 a v poli 8 2 L 80 x 80 x 10 mm. Horní nadmostovkové ztužení bylo rekonstruováno v roce 1987 výměnou za nové. Je tvořené rhombickou soustavou s příčkami ze svařovaných profilů P14 x 600 + P20 x 2 300 v portále, respekt. P12 x 300 + P12 x 200 + P14 x 180 v dalších styčnicích a diagonálami složenými z dvou úhelníků 90 x 90 x 8 mm do oboustranně členěného profilu.

Součástí rekonstrukce v roce 1987 byly i krajní portály. Příčle portálu je provedena ze symetrického svařovaného I profilu se stěnou z plechu P14 x 600 mm a pásnicemi P20 x 300 mm.



Obr. 3.1 Dispoziční příčný řez nosnou konstrukcí

Na oba hlavní nosníky jsou připojeny konzoly lávky pro pěší s volnou šířkou mezi zábradlím 1820 mm. Konzoly jsou připojeny přes styčnickový plech k profilu svislic a dále k dolní pásnici dolního pásu. V podélném směru jsou konzoly propojeny na vnější straně spojitým římsovým nosníkem tvaru U složeným se stěny P7 x 450 mm a pásnic z úhelníků L 70 x 70 x 7 mm. Na vnitřní straně je podélník z válcovaného U - profilu výšky 260 mm. Vnější římsový podélník a vnitřní podélník jsou v polovině příhrad vzájemně propojeny mezilehlým příčnickem. Výška zábradlí je po obou stranách lávky cca 1130 mm nad pochozí plochou, která je tvořena z dřevěných fošen tloušťky 50 mm.

Nosné konstrukce jsou uloženy na ocelolitinových ložiscích. Dilatační pohyb všech konstrukcí je od Smíchova směrem k Vyšehradu. Pohyblivá ložiska jsou válcová s pěti válci Ø 160 mm a vahadlem. Pevná ložiska jsou stojanová.

Z výkazů oceli z archivních dokumentací byla zjištěna hmotnost jedné nosné konstrukce 593 t včetně jejího mostního vybavení.

Spodní stavba je masivního z rádkového kamenného zdiva s betonovou výplní. Pilíře P01 a P02 mají kamenné úložné prahy, který přechází v kamenné dříky s proměnnou šířkou 3,15 m až 4,18 m a proměnnou délkou 13,95 m až 14,98 m. Proměnnost tvaru zajišťují lícové plochy dříky ve sklonu cca 1:20 od svislice. Kamenné dříky jsou umístěny na kamenných základech šířky 5,20 m, které byly vystavěny na ocelových nýtovaných kesonoch. Vnitřek kesonů byl po dokončení zakládacích prací vyplněn prostým betonem.

Kamenná opěra O02 z roku 1871 se skládá z opěry, rovnoběžných křídel a samostatných kolmých křídel. Společný základ opěry a rovnoběžných křídel je založen na dřevěném roštu a dřevěných pilotách. Opěra s dříkem šířky cca 13,73 m a tloušťky cca 4,00 m je určena pro uložení NK z pole 3, včetně napojení oboustranných lávek NK na závěrnou zeď opěry. Na opěru navazují kamenná rovnoběžná křídla, která mezi sebou drží těleso dvojkolejné železniční trati přecházející na navazující násep. Chodníky vycházející z lávek klesají podél rovnoběžných křídel, svahy zemního tělesa vně rovnoběžných křídel jsou zachyceny kamennými kolmými křídly. Opěra O01 je společnou podpěrou nosné konstrukce objektu SO 20-20-05 a objektu SO 20-20-04.

4. EXPERTIZNÍ POSOUZENÍ

4.1 Obecně

V rámci expertizního posouzení jsme se kromě statického přepočtu mostu v km 3, 706 – Pod Vyšehradem soustředili i na další přílohy blíže specifikované v kapitole 2, které se statickým přepočtem výpočtem přímo i nepřímo souvisí. Účelem a cílem předmětného statického přepočtu bylo stanovení zatížitelnosti a posouzení přechodnosti stávajícího mostního objektu, především nosných ocelových konstrukcí zhotovených v roce 1901, při zohlednění jejich aktuálního stavebního stavu. Současně byl statický přepočet podkladem pro návrh rekonstrukce mostu, která je koncipována s předpokladem využití stávajících nosných konstrukcí s možností prodloužení provozu na následujících 30 let při zachování alespoň momentální přechodnosti traťové třídy zatížení C3/60 (TTZ C3/60), která však umožní výhledové navýšení počtu vlakových kapacit téměř na dvounásobek. Přepočet stávajícího mostního objektu byl proveden v kategorii D podle MP 2015 [25], který respektuje soubory platných norem ČSN EN 1990 - ČSN EN 1996.

Zpracovatelé statického přepočtu postupovali při jeho zpracování velmi odpovědně, co dokazuje doplnění dalších podkladů potřebných pro důsledné provedení statického přepočtu a konstatování reálných závěrů a výsledků přepočtu. Pro odpovědné provedení přepočtu proto byly zabezpečeny následující podklady:

- a) ověření rozměrů ocelových konstrukcí a spodní stavby (globální zaměření, lokální zaměření průřezu),

- b) vyhotovení výkresů (stávajícího stavu) nosných ocelových konstrukcí a jejich spodní stavby,
- c) podrobná prohlídka ocelových nosných konstrukcí mostu se stanovením korozních úbytků prvků OK,
- d) zkoušky vzorků oceli (mechanické zkoušky, metalografické zkoušky, rozbor chemického složení),
- e) podrobná prohlídka kamenného zdiva opěr a pilířů (podvodní a nadvodní části),
- f) provedení statické a dynamické ověřovací zatěžovací zkoušky pro ověření reálného chování mostního objektu,
- g) stanovení spekter napětí pro posouzení mezního stavu únavového porušení,
- h) analýza historie dopravního zatížení tratě.

Z výsledku statického přepočtu vyplynulo, že nosné konstrukce mostního objektu jsou limitující z hlediska jeho zatížitelnosti a tedy i přechodnosti provozního zatížení TTZ C3/60. Kamenná spodní stavba nevykazuje významnější poruchy statického charakteru a z hlediska zatížitelnosti stávajícího mostního objektu tedy nebyla limitující. Na opěrách jsou patrné důsledky nedostatečné funkce pohyblivých ložisek v důsledku jejich koroze bránící volnému pootáčení, které se projevily posunem horní řady kamenných kvádrů. Tyto části opěry byly sanovány pomocí ocelových svorníků zřejmě v roce 1987 v rámci rekonstrukce mostovky. V současné době se však poškození posunulo o řadu níže pod svorníky, kde bylo pravidelně prováděno spárování poškozeného zdiva. Stanovení zatížitelnosti spodní stavby mostu (pilíře P01, P02 a opěry O02) bylo proto provedeno podle nových zásad daných v [25] v kategorii C. Při jejím stanovení se však předpokládala oprava zjištěných vad a zesílení mezerovité vnitřní části zdiva její injektáží.

4.2 Analýza statického přepočtu ocelových nosných konstrukcí mostu v km 3, 706 – Pod Vyšehradem

4.2.1 Zkoušky materiálu

Zpracovatelé statického přepočtu postupovali podle čl. A. 1.1.1 b) z [25] a vykonali zkoušky materiálu. Jednalo se o mechanické zkoušky s cílem stanovení pevnostních charakteristik ocelí použitých v stávajících nosných konstrukcích mostu, zkoušky tvrdoměrné s účelem ověření kvality materiálu, dále byl proveden rozbor chemického složení ocelí a metalografický rozbor. Výsledky provedených zkoušek potvrdili, že se jedná o plávkovou ocel s pevnostními charakteristikami velmi blízkými těm, které pro potřeby statických přepočtů udává [25]. Podle závěrů v [4] výsledky mechanických zkoušek udávají vyšší hodnotu meze kluzu, než je uvedeno v [25], naopak výsledky tvrdoměrných zkoušek udávají vyšší hodnotu meze pevnosti.

Závěr:

Výsledky materiálových zkoušek nebyly statisticky vyhodnoceny ve smyslu čl. 4.4.8 v [25], resp. statistické vyhodnocení nebylo zpracovatelům tohoto posudku poskytnuto. Závěry vyplývající z výsledků testů lze však akceptovat.

Podobně i závěry analýzy zkoušek vrubové houževnatosti, které prokázaly vlastnosti z hlediska hodnoty nárazové práce blízké kvalitě oceli jakosti JR, jsou správné a správně poukazují na nevhodnost aplikace této oceli pro dynamicky namáhané konstrukce.

Poznámka: Charakteristická hodnota meze pevnosti plávkové oceli uvedená v tab. A. 1 v [25] je 360 MPa. Na str. 17 v [4] je nesprávně uvedena hodnota $f_u = 340$ MPa.

4.2.2 Podrobná prohlídka ocelových nosných konstrukcí mostu

Podrobná prohlídka ocelových nosných konstrukcí je základní podmínkou realizace statického přepočtu každého mostu. Je důležitou podmínkou i z hlediska stanovení úrovně spolehlivosti zavedené v [25] pro ověřování spolehlivosti stávajících mostních objektů. Proto byla podrobné prohlídce ze strany zpracovatelů statického přepočtu věnována náležitá pozornost. Popis realizace podrobné prohlídky je uvedený v [7] a [8]. Podrobná prohlídka se kromě ověření geometrických parametrů nosných konstrukcí a zpřesnění specifikace stálého zatížení na mostním objektu soustředila zejména na korozní postižení ocelových konstrukcí. Korozní oslabení prvků ocelové konstrukce bylo dokumentováno pomocí tzv. karet prvku, kdy je konstrukce rozdělena do skupin prvků s jejich jednoznačným označením. Pro identifikaci polohy vady je dále použito lokální staničení prvku, které je relativní vůči délce prvku od 0 na začátku do 1 na konci prvku. V rámci prvku jsou vady označovány pořadovým číslem. Pro popis vady je použito jednoznačné kódové označení. Pořízená fotodokumentace má shodné kódové označení, což umožní sledovat vady i při dalších prohlídkách.

Výsledkem podrobné prohlídky bylo stanovení korozního oslabení jednotlivých prvků, které bylo použito při modelování ocelové konstrukce a pro posouzení jejich prvků a průřezů. Z analýzy výsledků korozního napadení ocelových konstrukcí mostu vyplynuly podstatné závěry z hlediska životnosti a další exploatace mostu.

Členěné výplňové pruty složené z úhelníků poskytují velmi příznivé podmínky pro šterbinovou korozi. Nejvýrazněji se tento druh koroze projevuje z velké části u diagonál a také u svislic nosných konstrukcí. Jedná se především o detail v místě připojení příhradové spojky členěného prutu mezi dvojicí krčních úhelníků a připoje prutů ke styčnickovým plechům příp. přímo k dolnímu pásu. Jak správně konstatují zpracovatelé statického přepočtu, je tato vada velmi komplikovaná z hlediska opravy a navrhuje správně výměnu takto postižených prvků.

Výrazně jsou korozi napadeny dolní části svislic v místech napojení na styčnickové plechy dolních pásů. Závažné jsou potom úplně prokorodované pásnice úhelníků těchto prutů v místech napojení na dolní pásy. Průřezy dolních pásů jsou řešeny konstrukčně nevhodně a představují další prvek s výraznějším korozním oslabením. Jsou to zejména krční úhelníky dolních pásů a styčnickové plechy dolního podmostovkového ztužení včetně nadložiskových styčnickových desek. Poměrně široké dolní pásnice těchto průřezů zabráňují jak odvětrávání průřezu, tak i přirozenému propadávání nečistot a abraze, které se hromadí uvnitř dolních pásů. Situace je horší zejména u prutů U4 až U8, kde lze konstatovat výraznější korozní úbytky vnitřních pásnic krčních úhelníků. Poruchu lze opravit pouze výměnou těchto úhelníků a styčnickových plechů.

Mostovkové prvky nevykazují tak výrazné korozní napadení jako prvky hlavních nosníků. Podélníky vykazují z hlediska koroze poměrně dobrý stav. Lokální koroze se projevuje jen pod mostnicemi, což vzhledem k dostatečné únosnosti průřezů podélníků v současnosti výrazněji neovlivní jejich zatížitelnost. Podstatnějším problémem podélníků jsou trhliny. V rámci podrobné prohlídky byly diagnostikovány 2 nové trhliny délky 185 mm a 580 mm v horních pásnicích podélníků, které v konstrukci nebyly zjištěny při podrobné prohlídce v roce 2014. Příčníky dolní mostovky vykazují důlkovou korozi horních pásnic způsobenou ptačím trusem a vlhkostí. V místě připojení brzdných ztužidel k příčnicům dochází ke korozi stěny příčníku, a to opět vlivem působení ptačího trusu a vlhkosti, jelikož styčnickové plechy podmostovkového ztužení a brzdného ztužení vytváří příznivé podmínky pro hnízdění ptáků.

Z uvedeného popisu nedostatků ocelových nosných konstrukcí lze konstatovat klasické vady a poruchy, které jsou důsledkem nevhodného konstrukčního řešení průřezů prutů příhradových mostů.

Závěr:

Výsledky podrobné prohlídky a závěry zpracovatelů přepočtu při hodnocení zjištěných vad a poruch jsou správné. Z technické zprávy ke statickému přepočtu však není zřejmé, které poruchy byly implementovány do výpočtového modelu nosných konstrukcí mostu a které nebyly zohledněny, protože se předpokládá jejich odstranění údržbou nebo opravou, jak to požaduje čl. 4.1.2 v [25]. Taktéž způsob zpracování zjištěných vad a poruch, zejména potom korozních úbytků do výpočtového modelu nosné konstrukce, není podrobněji popsán.

4.2.3 Úroveň spolehlivosti stávající konstrukce

Úroveň spolehlivosti stávající ocelové konstrukce byla přebrána z [25]. Pro stanovení zatížitelnosti byla zvolena úroveň spolehlivosti pro zbytkovou životnost 30 let a na základě toho byly stanoveny hodnoty parciálních součinitelů spolehlivosti účinků zatížení a odolností průřezů a prvků ocelové nosné konstrukce mostu. Pro posouzení přechodnosti provozního zatížení TTZ C3/60 byly použity rovněž součinitele pro zbytkovou životnost 30 let a při nevyhovující přechodnosti byly následně redukovány pro zbytkovou životnost 5 let. Hodnoty dílčích součinitelů spolehlivosti účinků zatížení a odolností průřezů a prvků ocelové konstrukce byly stanoveny pro výše uvedené zbytkové životnosti a byly použity při stanovení návrhových hodnot účinků zatížení a odolností průřezů a prvků nosných konstrukcí předmětného mostu.

Závěr:

Úroveň spolehlivosti pro stanovení zatížitelnosti ocelových nosných konstrukcí mostního objektu v km 3, 706 – Pod Vyšehradem byla stanovena správně.

Poznámka: Pro účely přepočtů mostních objektů byly hodnoty indexu spolehlivosti β_t v tab. F. 1 stanoveny z návrhové hodnoty $\beta_d = 3,65$. Tato hodnota odpovídá návrhové životnosti nové konstrukce $T_d = 100$ roků. Hodnota $\beta_d = 3,80$ odpovídá životnosti $T = 50$ roků. V normě [14] se uvádí pro konstrukce budov životnost $T_d = 50$ roků, zatímco pro mosty je $T_d = 100$ roků. Tedy hodnota indexu spolehlivosti pro mosty uvedená v příslušných normách je vyšší, než by správně podle stanovené životnosti měla být.

4.2.4 Rozbor zatížení

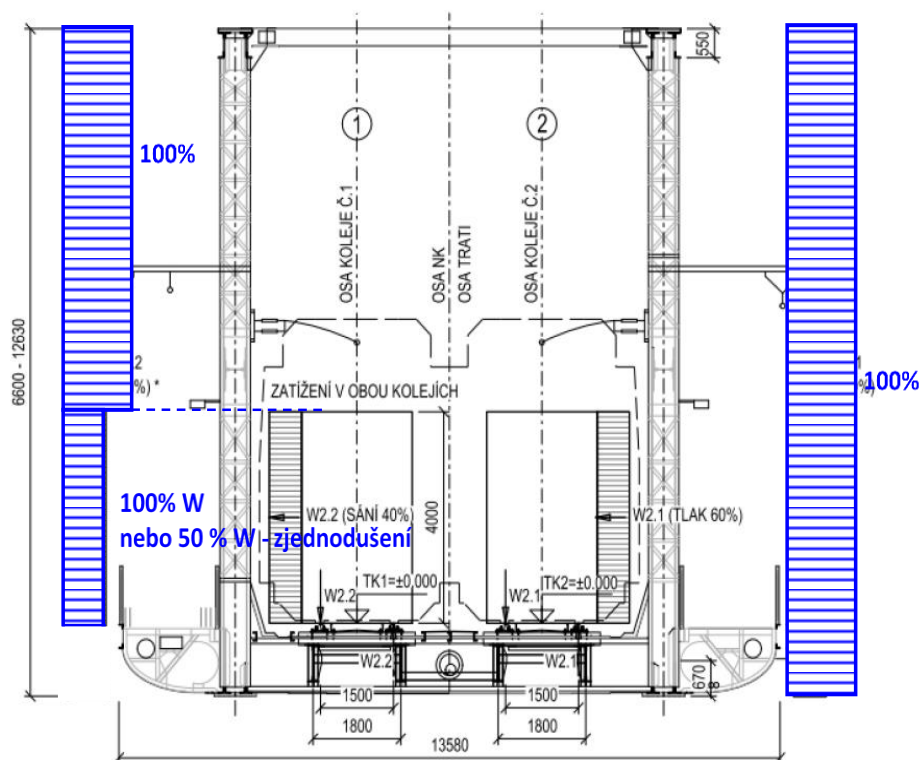
Zatížitelnost nosných konstrukcí mostu byla stanovena podle MP 2015 [25], která je v souladu s metodikou souboru norem ČSN EN. Uvažovaný zatěžovací model pohyblivého zatížení pro stanovení zatížitelnosti je LM 71 s klasifikačním součinitelem zatížení $\alpha=1,00$. Dynamické součinitele jsou uvažovány hodnotami Φ_3 (resp. Φ_2 pro únavu) pro standardně udržovanou kolej. Návrhové účinky zatížení byly stanoveny pomocí příslušných dílčích součinitelů zatížení, které jsou definovány v [25] pro příslušnou plánovanou zbytkovou životnost mostu. Jednotlivé zatěžovací stavy byly sestaveny do dílčích obálkových stavů tzv. skupin zatěžovacích stavů, které byly dále vzájemně kombinovány. Kombinace zatížení byly použity z normy [14]. Z hlediska kombinací se k zatížení železniční dopravou přistupovalo jako k jednomu vícesložkovému zatížení, tzn. skupiny gr11 a gr12 atd.

K rozboru zatížení jsou z naší strany následující připomínky a poznámky:

- a) Tíha nemodelovaných prvků je zohledněna zvětšením objemové hmotnosti všech prutů paušálně o 25% (str. 31 v [4]). Zřejmě by bylo výstižnější uvažovat jiné hodnoty pro mostovkové prvky a jiné pro pruty hlavních nosníků, jelikož mostovkové prvky mají jiný charakter vzájemného spojení, jakož i jejich připojení na hlavní nosníky. Pokud by se tento fakt zohlednil, projevil by se to pravděpodobně nižší zatížitelností právě příčníků, které jsou limitujícími prvky z hlediska zatížitelnosti.

- b) Uvažované zatížení větrem na návětrný nosník v hodnotě 100% a na vzdálenější nosník pouze 50% je v rozporu s normou [16]. I když má toto zjednodušení reálný základ, mělo být aplikované pouze do výše zatížení dopravou. Tedy od výšky 4,0 m od temene kolejnic už je potřebné zatížit oba hlavní nosníky plnou hodnotou zatížení větrem (viz obrázek níže). Současně je možné podle [16] uvažovat zatížení větrem na mostovku jen na návětrný nosník. Excentricita působíště vodorovné složky zatížení větrem na pás pohyblivého zatížení by se měla správně uvažovat od roviny mostovkového ztužení. To platí i pro zatížení bočním rázem.
- c) Excentricita modelu zatížení 71 v příčném směru v důsledku nerovnoměrnosti kolových sil podle 6.3.5 z [18] byla zohledněna správně. Není však zřejmé, zda bylo uvažováno se skutečnou polohou koleje na mostě, tedy zda byla její poloha zjištěna měřením.
- d) Pro posouzení globálního nosného systému bylo současně s železničním provozem na mostě uvažováno se zatížením chodníků v šířce 1,9 m. Kombinační hodnota zatížení je uvažována $3,0 \text{ kN.m}^{-2}$. Uvedená hodnota je v normě [18] doporučena pro zatížení chodci u silničních mostů, ale jelikož tato norma [18] hodnotu pro železniční mosty neuvádí, je možné ji akceptovat. Zjednodušeně se uvažuje i poloha tohoto zatížení vzhledem k neúčinnějšímu postavení zatížením chodci pro výplňové pruty, avšak s ohledem na jeho velikost je zjednodušení akceptovatelné.

Poznámka: V textu i pod obrázky se vyskytuje termín nahodilě dlouhodobé zatížení, který již z naší terminologie v souladu s terminologií Eurokódů vypadl.



Obr. 4.1 Zjednodušená aplikace zatížení větrem na nosnou ocelovou konstrukci

Závěr:

Zatížení nosných konstrukcí mostu v km 3, 706 – Pod Vyšehradem bylo stanoveno správně s respektováním příslušných norem a MP 2015 [25]. Aplikované výjimky (zatížení větrem na konstrukci, zatížení chodci) jsou reálné a akceptovatelné.

Zpracovatelé posudku uvádějí určité připomínky, které však výrazněji neovlivní výsledky statického přepočtu.

4.2.5 Průzkum dopravního zatížení na trati

Pro potřeby posouzení mezního stavu únavy byla vykonána podrobná analýza dopravního zatížení na mostě během celkové životnosti mostu tj. od r. 1901 až do r. 2055. Pro období do r. 2000 je analýza vývoje intenzity dopravního zatížení založena na využití dostupných historických dokumentů, pomocí kterých byl kvalifikovaně odhadnut celkový objem dopravy (v mil. hrubotun), jakož i vzájemný poměr mezi nákladní a osobní přepravou. Pro samotné posouzení mezního stavu únavy jsou pak využity relativní spektra rozkmitů napětí podle ČSN 73 6203:86, která byla transformována pro zatěžovací schéma traťové třídy zatížení C3 a aplikována na dvoukolejný most.

Pro vyhodnocení aktuální železniční dopravy na mostě od r. 2001 do r. 2018, jakož i pro předpoklad vývoje dopravy v období od r. 2018 až do r. 2055, se vychází ze stávající skladby dopravy s využitím grafikonu SŽDC, na základě kterého bylo definováno celkem 14 skupin charakteristických vlaků, z toho 12 skupin osobních a 2 skupiny nákladních vlaků. Tyto skupiny byly pak použity pro stanovení spekter rozkmitů pomocí dynamické analýzy jejich přejezdů, která však není součástí posuzované dokumentace a ve statickém přepočtu je uveden pouze odkaz na závěrečnou zprávu projektu [26], který se jí zabýval.

Závěr:

Zpracovatelé posudku konstatují, že průzkum vývoje dopravního zatížení v průběhu celé životnosti mostu (dosavadní i plánované budoucí) byl vykonán velice pečlivě a s maximálním využitím všech dostupných prostředků. Výsledkem je kvalifikovaný odhad skutečné historie zatížení železniční dopravou, který je základním předpokladem pro následné spolehlivé posouzení mezního stavu únavy, resp. pro stanovení zbytkové únavové životnosti mostu. V této souvislosti je diskutabilní odhad výhledového zatížení dopravou, který se jeví jako značně nadhodnocený (viz také 4.2.9).

4.2.6 Výpočtový model

Pro výpočet vnitřních sil globálního systému konstrukce byl vytvořen 3D prutový výpočtový model v programu MIDAS Civil 2016. Z důvodu přehlednosti výsledků a kapacity výpočetního softwaru byl základní model rozdělen na 3 parciální modely pro:

- a) globální statickou analýzu nosné konstrukce (obálky pohyblivého zatížení, celkové kombinace zatížení),
- b) globální dynamickou analýzu nosné konstrukce (specifické okrajové podmínky - vlastní tvary a frekvence),
- c) analýzu konstrukce (generované stavy od pohyblivého zatížení pro stabilitní kombinace, imperfektní model pro výpočet vlivu teorie 2. řádu - nelineární výpočet).

Výpočtové modely jsou srozumitelně a podrobně popsány v souladu s požadavky předepsanými v [25]. Pro vystižení reálného roznášení zatížení byly do výpočtového modelu nosné konstrukce doplněny pruty mostnic a pruty kolejnic. Tyto pruty jsou pomocí koncových vazeb uvolněny tak, že nespoluúčastily s modelem nosné konstrukce mostu. V souvislosti se zpřesněním modelování reálného chování ocelové konstrukce byly do výpočtového modelu implementovány polotuhé styčníky a polotuhé přípoje mostovkových prvků. Pro stanovení relativních hodnot tuhostních parametrů styčníků a přípojů bylo využito výsledků výpočtů provedených v programu IDEA StatiCa (modul Connection) v rámci projektu [26] a diplomové práce [27]. K modelování polotuhých styčníků a uzlů máme následující připomínky:

- a) Při použití submodelů je vždy velkým problémem vystižení jejich okrajových podmínek do té míry, aby správně vystihli reálné působení detailu v celé konstrukci, resp. modelu

celé konstrukce. V analýzách, z kterých byly výsledky převzaty, jsou dokonce modelovány jen poloviny styčnicků, což ještě více komplikuje vystižení správného působení detailu v celém systému.

- b) V případě detailu připojení příčnicku na hlavní příhradový nosník je redukce ohybové tuhosti ve vodorovném směru na úrovni jen 5 až 7% z původní tuhosti, což podle našeho názoru představuje podcenění skutečné tuhosti přípoje dolní pásnice příčnicku. Jako příklad uvedeme konstatování zpracovatelů statického přepočtu o stranu dál při rozboru tuhosti podélníků v odst. 3.4.1.2, kde se konstatuje, že poměr tuhosti stěny k celkové tuhosti průřezu činí cca 5%. U příčnicku je tomu obdobně, nicméně jeho dolní pásnice je pronýtvována s jednou a přes příložku i s druhou pásnicí dolního pásu hlavního nosníku. Styčnick je zde navíc zesílen styčnickovým plechem dolního ztužení. Zvýšení tuhosti ve vodorovném směru by mělo dopad na lepší přerozdělení vodorovných momentů v příčnicích.
- c) Podobně v případě přípoje podélníků na příčnick je jeho normálová tuhost uvažována velmi malou hodnotou, a to jen 15%. Zdůvodnění zpracovatelů statického přepočtu v odst. 4.7.3 na straně 131 obsahuje i větu, že normálová tuhost přípoje stěny odpovídá jen 40% normálové tuhosti stěny. Není však zřejmé, z čeho toto tvrzení vychází. Podle našeho názoru představuje toto zjednodušení podcenění skutečné normálové tuhosti přípojů podélníků s příčnicí a k následnému snížení namáhání podélníků osovými silami, jakož i příčnicků vodorovnými ohybovými momenty od spolupůsobení mostovky s hlavními nosníky.
- d) Zajímavé zjednodušení uvádějí zpracovatelé statického přepočtu při modelování členěných prutů. Jedná se o redukci ohybové tuhosti k nehmotné ose průřezu členěného prutu, kterou se má zohlednit jeho smyková poddajnost. Tento model se v podstatě aplikuje při výpočtu kritické síly členěného prutu k jeho nehmotné ose, avšak zohledňuje se tím nárůst deformací a tím i ohybových momentů smykově poddajného prutu podle teorie 2. řádu. Je však otázkou, zda hodnoty 0,5 - 0,6 reálného momentu setrvačnosti k nehmotné ose prutu byly stanoveny správně, jelikož jsou velmi nízké. Tato redukce se měla přerozdělit mezi ohybovou tuhost EI_z a smykovou tuhost GA_y modelovaného prutu tak, aby výsledná deformace byla shodná. Zavedení náhradní ohybové tuhosti výpočtového modelu znamená zvýšenou redukci ohybových momentů stanovených statickou lineární analýzou podle teorie 1. řádu. Současně tento postup nezohledňuje další fenomén modelu členěného prutu, kterým je interakce globálního a lokálního vybočení prutu.

Závěr:

Výběr výpočtového modelu byl ze strany zpracovatelů správný. Výpočtový model je detailně popsán v souladu s požadavky MP 2015 [25]. Zpracovatelé statického přepočtu věnovali zvýšenou pozornost modelování jednotlivých přípojů prutů hlavního nosníku i mostovkových prvků, jakož i jejich vzájemným spojmům. Zde máme určité výhrady vůči hodnotám tuhostí vybraných přípojů, zejména přípoje příčnicků na hlavní nosníky a přípojů podélníků na příčnicí, což je analyzováno výše v připomínkách. Za nevhodný postup považujeme aplikaci tak výrazně redukovaných ohybových tuhostí členěných prutů k jejich nehmotným osám do výpočtového modelu celé konstrukce. Tento postup vede k přecenění vlivu smykové poddajnosti členěného prutu, na druhé straně nezohledňuje interakci globálního a lokálního vzpěru členěného prutu.

4.2.7 Analýza konstrukce

4.2.7.1 Globální analýza konstrukce a analýza vlivu teorie 2. řádu

Byla provedena pružnostní globální analýza v souladu s MP 2015 [25] s uvážením:

- globálních imperfekcí podle čl. 5.3.2 (2) v normě [23] pro návrh hlavních nosných prvků mostu pomocí náhradních sil (viz též čl. 5.3.2 (7) a (8) v normě [19]), kterými jsou s ohledem na charakter nosné konstrukce vyjádřeny globální imperfekce výztužného systému podle čl. 5.3.3 (1) v normě [23],
- bez zavedení lokálních imperfekcí jednotlivých prutů přímo do výpočtového modelu konstrukce a jejich zohledněním podle čl. 5.3.4 (1) v normě [23] pomocí součinitelů vzpěrnosti stanovených na základě stabilitního výpočtu pro jednotlivé pruty.

Stabilitní analýza konstrukce (LBA) prokázala, že vliv teorie 2. řádu se nemusel zohledňovat, jelikož výsledkem LBA byl kritický násobek v hodnotě $\alpha_{cr} = 13,55$. Zpracovatelé statického přepočtu se však pokusili zohlednit vliv teorie 2. řádu, a to s ohledem na způsob posuzování jednotlivých prutů.

Aplikovali nelineární výpočet na imperfektním modelu prutové konstrukce (GNIA). Imperfektní model vytvořili zavedením zakřivení horních pasů příhradových nosníků v tvaru paraboly 2. stupně, který podle jejich názoru nejlépe odpovídá skutečně vyrobenému tvaru konstrukce. Hodnotu amplitudy globální imperfekce přebrali podle čl. 5.3.3 (1) z normy [23], resp. [19]. Tento model použili na získání interakčních součinitelů k_y , k_z (v normě [19] jsou značeny jako k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} a k_{zz}). Následně byly provedeny stabilitní analýzy pro určení vzpěrných délek jednotlivých prutů.

K této části statického přepočtu máme následující připomínky:

- a) Zavedený tvar počátečního vybočení horního pásu hlavního nosníku odpovídá vybočení pro analýzu ztužujících systémů a ne pro vlastní pás. Podporují to i samotné tvary straty stability příhradové konstrukce. Z tabulky na str. 99 je zřejmé, že autorům vychází vzpěrná délka vybočení pásu z roviny řádově dvojnásobná vůči systémové délce příhrad (viz též obrázek na str. 100). Není zřejmé, proč se uvažovalo na str. 94 s hodnotou odvozenou až z druhého tvaru straty stability z roviny a nikoliv z prvního tvaru ztráty stability vybočením z roviny hlavního nosníku.

POZNÁMKA: Při tak komplexní globální analýze mohla být aplikována i metoda takzvané jednotné globální a lokální imperfekce (UGLI) podle 5.3.2 (11) v normě [19]. Stabilitní i nelineární analýza by se musela realizovat na výpočetním modelu s jemnějším dělením na horním pásu, jakož i na výplňových prutech hlavního nosníku.

- b) Vlastní hodnota amplitudy imperfekce, kterou uvádí norma [19] je ekvivalentní imperfekcí, která zohledňuje vliv geometrických i strukturálních imperfekcí. V případě nýtovaných průřezů je vliv strukturálních imperfekcí výrazně nižší, jako je tomu u svařovaných průřezů. Zpracovatelé statického přepočtu mohli zohlednit skutečný tvar počátečního vybočení tlačенého pásu v smyslu čl. A.2.1.15 v [25].
- c) Postup pro stanovení součinitelů k_y a k_z podělením vnitřních sil z GNIA vnitřními silami z LA (lineární analýza) lze akceptovat, avšak nezodpovídá koncepci normy [19], v které tyto interakční součinitelé zohledňují i vliv náhradního průběhu ohybového momentu. Metodicky to už tedy nejsou interakční součinitelé, ale jen faktory vlivu teorie 2. řádu. Jelikož jsou globální imperfekce už zakomponovány do výpočtového modelu pro globální analýzu, mělo se posouzení únosnosti realizovat na prutech, kterých vzpěrná délka je rovná systémové délce. Spojitost konstrukce je zohledněna příslušnými momenty v uzlech prutu (viz čl. 5.22(7b) v normě [19]).
- d) V případě analýzy podle 6.3.3 (4) v normě [19] s interakčními součiniteli k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} a k_{zz} se posuzuje náhradní prut s délkou rovnající se vzpěrné délce. Na výplňových prutech bude průběh ohybových momentů v převážné většině lichoběžníkového nebo motýlkového tvaru. Při posouzení náhradního prutu se vzpěrnou délkou menší nebo ne

příliš přesahující teoretickou délku prutu tak vyplynou tyto součinitele nižší než 1,0. V posouzení prezentovaném v statickém přepočtu je i další rozpor s normou [19] v tom, že normové vztahy 6.61 a 6.62 slouží na posouzení únosnosti prutů, ne řezů, přičemž se do nich dosazují maximální vnitřní síly na prutu.

Závěr:

Zpracovatelé statického přepočtu aplikovali na zohlednění vlivu teorie 2. řádu geometricky nelineární analýzu na imperfektní soustavě. Podle našeho názoru imperfektní soustava nebyla zvolena vhodně. Při tak komplexní globální analýze, jakou zpracovatelé přepočtu provedli, mohla být aplikována i metoda jednotné globální a lokální imperfekce (UGLI) podle 5.3.2 (11) v normě [19]. Při implementaci globálních imperfekcí do globální analýzy konstrukce není třeba ověřovat únosnost náhradního prutu (oboustranně kloubově uloženého), nýbrž posouzení se provede na prutu se systémovou délkou. Interakční faktory stanovené zpracovateli statického přepočtu, zohledňující v tomto případě jen vliv teorie 2. řádu, dosahují poměrně vysokých hodnot a u výplňových prutů jsou konzervativní. Je však zřejmé ze stabilitní analýzy, že vliv teorie 2. řádu je u této konstrukce málo podstatný.

4.2.7.2 Dynamická analýza

Cílem realizované dynamické analýzy bylo získání vlastních tvarů kmitání konstrukce a jim odpovídajících frekvencí, s pomocí kterých zpracovatelé statického přepočtu ověřovali zejména tuhostní předpoklady zavedené do výpočtového modelu nosné konstrukce. Současně byly teoreticky získané tvary a frekvence konfrontovány s experimentálním měřením těchto dynamických charakteristik, které bylo realizováno Stavební fakultou ČVUT Praha pod vedením doc. Ing. Pavla Ryjáčka, Ph.D. Výsledky porovnání obou přístupů vykazují dobrou shodu a kromě výraznější odchylky při 2. vlastním tvaru splňují kritéria přípustné mezní odchylky frekvencí.

Závěr:

K této analýze máme pouze poznámku, že postrádáme tvar kmitání vystihující 1. tvar straty stability horního pasu hlavního nosníku. Obvykle se i tento tvar objeví mezi nejnižšími frekvencemi kmitání mostní soustavy.

4.2.7.3 Spektra rozkmitů napětí

Spektra rozkmitů napětí pro potřeby posouzení mezního stavu únavy metodou kumulace únavového poškození za období 2000 – 2055 byly vyhodnoceny na základě dynamické analýzy výpočetního modelu (provedena v rámci projektu [26]). Pro stanovení spekter napětí byla použita třídící metoda „Rainflow“. Tato spektra byla vztažena k relativnímu rozkmitu od schématu traťovou třídou zatížení C3. Z počtu cyklů relativních spekter je zřejmý enormní nárůst intenzity od roku 2000 do roku 2055, zejména v období 2018 – 2022, který měl významný dopad na následné únavové posouzení a stanovení zbytkové únavové odolnosti nosné konstrukce.

Výsledky dynamické analýzy byly konfrontovány s výsledky experimentálně stanovených relativních spekter rozkmitů pro zatížení v obou kolejích vztažených k úrovni zatížení traťové třídy zatížení C3. Porovnání mezi experimentem a numerickou analýzou lze charakterizovat jako uspokojivé, což vedlo zpracovatele statického přepočtu k použití vyhodnocených relativních spekter rozkmitů napětí z numerické analýzy pro následné posouzení mezního stavu únavy.

4.2.7.4 Analýza spolupůsobení mostovky s hlavními nosníky

V rámci této analýzy byl sledován tok vnitřních sil z hlavních nosníků do mostovkových prvků. Analýza se především zaměřila na:

- spolupůsobení mostovky – příčnický,
- spolupůsobení mostovky – podélníky,
- zohlednění tuhosti připojení podélníků k příčnickům,
- primární stav mostu při jeho dokončení (bez brzdných ztužidel),
- zohlednění primárního stavu mostu při jeho dokončení (bez zesílení pásnic podélníků).

Zpracovatelé statického přepočtu na základě rozboru chování výpočtového modelu mostovkové části konstatují, že chování výpočtového modelu odpovídá fungování reálné konstrukce a nastavené tuhosti styčnicků lze považovat za odpovídající.

Závěr:

Naše připomínky zejména ke zvoleným tuhostem přípojů mostovkových prvků už byly prezentovány v části 4.2.6.

4.2.8 Stanovení zatížitelnosti – mezní stavy únosnosti

V průřezech prvků nosných konstrukcí byla vyčíslena napětí v jednotlivých bodech, s následným vztažením k návrhové mezi kluzu. Průřezy byly posouzeny v mezním stavu únosnosti za předpokladu pružného působení, tedy jako průřezy třídy 3 v souladu s čl. A. 2.2.4 v [25]. Celkové napětí v posuzovaném vláknu průřezu bylo složeno z dílčích složek napětí od jednotlivých skupin zatěžovacích stavů, které jsou lineárně superponovány.

Posudky byly zpracovány v tabulkovém procesoru Excel a mají všechny stejnou formální úpravu. Jsou uvedeny v příloze k statickému přepočtu [5]. V posudcích jsou vždy uvedeny příslušné vnitřní síly a průřezové charakteristiky použité pro stanovení napětí od relevantní skupiny zatěžovacích stavů. Posudek je proveden pro nejnepříznivější kombinaci skupin zatěžovacích stavů pro rozhodující krajní vlákna průřezu (horní, dolní a stěnu).

Posudky jsou provedeny v smyslu norem [19], [20], [23] a MP 2015 [25].

K této části statického přepočtu máme následující připomínky:

- Eliminace duplicity při zohlednění oslabení korozi a otvory pro nýty vzpomínaná už na str. 20 v [4] se zdá být v některých případech na straně nebezpečné. Příkladem jsou řezy prutů diagonál a svislic v přechodu do styčnicku dolního pásu, kde jsou otvory pro nýty i hluboké lokální zkorodování velmi blízko sebe (obrázek na str. 24 v [4], nebo obrázek na str. 15 v příloze [8]). Zřejmě měla být ověřena i únosnost průřezu v šikmém řezu zohledňujícím jak otvor pro nýt, tak i chybějící část průřezu, nebo měl být zaveden předpoklad v technické zprávě k statickému přepočtu, že tyto detaily budou bezpodmínečně opraveny (viz i připomínka v části 4.2.2).
- Zpracovatelé přepočtu násobí stanovenou zatížitelností Z_{LM71} vždy i účinky od bočního rázu a rozjezdových a brzdných sil. V případech, kdy zatížitelnost vychází vyšší jako 1,0, není tento postup správný, vede však ke konzervativnějším zatížitelnostem. V čl. 4.7.7 v MP 2015 [25] je uvedeno, že tento postup se může uplatnit jen v případech, kdy stanovená hodnota zatížitelnosti $Z_{LM71} < 1,0$, přičemž lze tehdy úměrně k této určené zatížitelnosti redukovat i ostatní účinky zatížení železniční dopravou, tj. účinky zatížení bočním rázem, rozjezdovými a brzdnými silami i odstředivou silou.
- Zavedením redukované ohybové tuhosti výplňových členěných prutů hlavních nosníků zohlednili zpracovatelé přepočtu přerozdělení vnitřních sil v rámci globálního modelu. Neznamená to však, že lze v posudku zanedbat vliv interakce globální a lokální ztráty stability těchto prutů. V realizovaných posudcích tak není zohledněn vzpěr dílčích prutů mezi spojkami. Konstatování v poznámce na str. 91 je tak mylné. Tudíž i posouzení tlačných výplňových prutů jsou dle našeho názoru nekorektní a mohla by vést k redukci hodnot stanovených zatížitelností u členěných prutů (viz též připomínka v části 4.2.6 tohoto posudku).

- d) V statickém přepočtu úplně absentuje ověření únosnosti přípojí a stanovení jejich zatížitelnosti. Jedná se o všechny přípoje, tedy jak prutů příhradových nosníků, tak i mostovkových prvků a jejich přípojí na hlavní nosníky. Nejsou ověřeny ani únosnosti krčních nýtů.

Jedná se o zásadní připomínku. Byly to totiž právě nýtové spoje, které vykazovaly v statickém přepočtu z roku 2004 [24] nejnižší zatížitelnosti. Jako příklad uvádíme pouze 3 vybrané příklady z uvedeného přepočtu:

- přípoj příčníků na hlavní nosník $Z_{UIC} = 0,41$,
- přípoj podélníků na příčník $Z_{UIC} = 0,65$,
- přípoj diagonál na pásy $Z_{UIC} = 0,73$.

Rozdíly zatížitelností oproti posudku z roku 2004 jsou tak v podstatě z titulu neposouzení nýtových spojů. Uvedené příklady naznačují, že určené zatížitelnosti v statickém přepočtu nejsou možná nejnižší. Je zřejmé, že přípoje mohou (a zřejmě budou) limitujícím prvkem zatížitelnosti nosných konstrukcí mostu v km 3, 706 – Pod Vyšehradem, zejména pak spoje mostovkových prvků.

Závěr:

Z uvedených připomínek je velmi podstatná především připomínka týkající se absence posouzení všech přípojí prvků nosných konstrukcí mostu. Jedná se o závažný nedostatek, který významně ovlivní závěry statického přepočtu a rozhodnutí o rekonstrukci celého mostu. Je potřebné všechny spoje prvků nosných konstrukcí mostu rozeanalyzovat a nejvíce namáhané posoudit a stanovit jejich zatížitelnost. Následně potom příp. i přehodnotit finální závěry statického přepočtu a rozhodnutí o způsobu rekonstrukce.

4.2.9 Stanovení zatížitelnosti – mezní stav únavy

Pro posouzení mezního stavu únavy a stanovení zbytkové únavové životnosti nosných konstrukcí mostu byla použita metoda lineární kumulace únavového poškození podle Palmgren-Minerovy hypotézy v souladu s MP 2015[25] a normou [22]. Posouzení je provedeno s využitím spekter rozkmitů napětí, stanovených na základě velmi podrobného průzkumu dopravního zatížení na mostě v průběhu celé dosavadní i plánované budoucí životnosti mostu po provedení rekonstrukce.

Předmětem únavového posouzení jsou vybrané únavové konstrukční detaily, typické pro nýtované mosty, které jsou klasifikovány v souladu s MP 2015 [25].

Zavedené předpoklady ohledně vlivu dvou kolejí na mostě (procenta setkání vlaků na mostě), založena na vyhodnocení dlouhodobého monitoringu skutečné dopravy na mostě, jsou akceptovatelná. Rovněž transformace normových spekter rozkmitů napětí podle ČSN 73 6203 na traťovou třídu C3 spolu se zavedenými korekcemi ohledně úrovně skutečných účinků zatížení pro globální a lokální nosný systém se jeví jako správná.

Kromě příznivého efektu tlakové složky rozkmitu napětí na únavovou odolnost (ve smyslu MP 2015 [25], resp. normy [22]) je zohledněn i nepříznivý vliv koroze redukcí únavové pevnosti, k čemu byla opět využity výsledky již zmiňovaného projektu [26].

Značně nepříznivé výsledky únavového posouzení jsou poněkud zarážející. Zvláště vezmeme-li v úvahu, že most neměl doposud žádné vážnější problémy s únavovými poškozeními, což ostatně potvrzují i výsledky podrobné prohlídky ocelových nosných konstrukcí (příloha [8] projektové dokumentace), jakož i hodnoty vypočítaného kumulovaného únavového poškození do roku 2018. Uvádíme tu výpis kumulovaných poškození pro rozhodující prvky nosné konstrukce převzatý z rekapitulace posouzení na únavu (příloha [5] statického přepočtu):

	1901 - 2018 (117 let)	2018 – 2055 (37 let)	1901 – 2055 (154 let)
- Diagonála D7 hl. nosníku:	0,622	0,329	0,951
- Příčnick P3 – základní část:	0,513	1,371	1,884
- Podélník L2.E – střed:	0,666	2,111	2,777

Závěr:

Je evidentní, že očekávaná únavová poškození zejména mostovkových prvků jsou výrazně (2,7 až 3,1-krát) větší v porovnání s dosavadními kumulovanými únavovými poškozeními. Je diskutabilní, do jaké míry jsou enormně zvýšené výhledové účinky dopravního zatížení (stanovené v kap. 2.5 statického přepočtu) nadhodnocené. Navíc vzhledem k hodnotám vypočítaného kumulovaného únavového poškození za období 2018 – 2055 (1,371 pro příčnický, resp. 2,111 pro podélníky) je zřejmé, že pouhá výměna těchto prvků nezabezpečí jejich požadovanou zbytkovou únavovou životnost do r. 2055, ale že bude nezbytné jejich výrazné zesílení, aby výše uvedené hodnoty kumulovaného poškození klesly pod 1,0.

4.2.10 Mezní stavy použitelnosti

V rámci ověření mezních stavů použitelnosti byly ověřeny kritéria bezpečnosti dopravy v souladu s požadavky MP 2015 [25].

Závěr:

Nosná konstrukce z hlediska mezních stavů použitelnosti vyhovuje požadavkům MP 2015 [25], s tím že překročení horní meze limitu vlastní frekvence je zohledněno v posudku mezního stavu únavy pomocí dynamické analýzy pro charakteristickou skladbu vlaků.

4.2.11 Posouzení přechodnosti

Bylo provedeno ověření přechodnosti provozního zatížení TTZ C3/60 pro všechny průřezy a prvky, jejichž zatížitelnost byla $Z_{LM71} < 1,0$ na zbytkovou životnost nosných konstrukcí 30 let. Přechodnost uvedené třídy zatížení byla stanovena přímým výpočtem, tedy nepoužil se postup podle kapitoly 5 v MP 2015 [25]. Pro průřezy prvků, které nespĺnili kritérium přechodnosti pro zadané parametry TTZ a zbytkovou životnost, bylo provedeno další ověření na TTZ C3/60 pro zbytkovou životnost 5 let. Jelikož toto kritérium nespĺnili příčnický prvkové mostovky, bylo provedeno znovu ověření přechodnosti pro TTZ C3/40 pro zbytkovou životnost 5 let, které příčnický splňují. Dále bylo provedeno posouzení přechodnosti pro hybridní TTZ C2D2/40 za předpokladu zbytkové životnosti 5 let, kterému mostovkové prvky vyhověly.

Závěr:

Zpracovatelé statického přepočtu konstatují, že nosné konstrukce mostu v 3,706 – Pod Vyšehradem jsou přechodné pro TTZ C3/40 na zbytkovou životnost 5 let. V souvislosti s našimi připomínkami ohledně neověření únosnosti nýtových spojů bude potřebné tyto závěry dodatečně přehodnotit, jelikož zatížitelnost spojů bude zřejmě limitující pro stanovení přechodnosti příslušného provozního zatížení.

4.2.12 Závěr přepočtu

Zpracovatelé statického přepočtu konstatují, že pro stanovení zatížitelnosti a posouzení přechodnosti bylo použito nejpřesnějších současných postupů v oblasti přepočtů železničních mostních objektů. V rámci posouzení průřezů a prvků byly aplikovány veškeré úlevy dané MP 2015 [25] se zohledněním aktuálně připravovaných změn.

Výsledky výpočtů byly verifikovány s experimentálně zjištěnými hodnotami získanými v rámci ověřovací statické a dynamické zkoušky a s nezávisle vytvořeným výpočtovým modelem pro dynamickou analýzu konstrukce.

Souhrnný přehled výstupů statického přepočtu je přehledně zpracován v tabulce na str. 176 statického přepočtu [4], z kterého vyplývá, že nosné konstrukce mostu jsou přechodné pro TTZ C3/40 na zbytkovou životnost 5 let.

Závěr:

Finální závěry statického přepočtu mostu v km 3, 706 – Pod Vyšehradem bude nutné přehodnotit v souvislosti s dodatečným posouzením spojů všech prvků nosných konstrukcí mostu.

4.2.13 Popis rozsahu úprav

Na základě výsledků statického přepočtu a ověření přechodnosti provozního zatížení TTZ C3/60, resp. TTZ C3/40 zpracovatelé navrhnou rekonstrukční zásahy formou výměn nevyhovujících prvků nosných konstrukcí s cílem zabezpečit požadovanou přechodnost provozního zatížení TTZ C3/60 v rozsahu:

mostovka

- výměna a zesílení podélníků
- výměna a zesílení pásnic příčniců včetně změny polohy ukončení lamel

hlavní nosníky

- výměnu středových svislic V. 4 až V. 8
- výměnu středových diagonál D. 5 až D. 10

podmostové ztužení

- zesílení brzdového ztužidla
- zesílení příčle nadmostovkového ztužení.

Závěr:

Výčet rekonstrukčních zásahů bude potřebné rozšířit o výměnu nebo zesílení přípojí mostovkových prvků a jejich přípojí na hlavní nosníky, jakož i přípojí svislic a diagonál navržených na výměnu. Taktéž při zesílení brzdového ztužidla a příčle nadmostovkového ztužení bude potřebné ověřit jejich přípoje a případně navrhnout jejich zesílení.

Na základě dodatečného ověření všech spojů v nosných konstrukcích mostu je možný rekonstrukční zásah i u spojů dalších prvků.

4.3 Analýza statického přepočtu spodní stavby

4.3.1 Obecně

Statický přepočet byl proveden v kategorii C v souladu s MP 2015 [25]. Pro posouzení mezních stavů únosnosti spodní stavby byly zjednodušeně na straně bezpečné uvažovány kombinace 6.10 podle normy [14], kombinace 6.10a / 6.10b nebyly použity. Dílčí součinitele účinků zatížení byly pro spodní stavbu starší než 30 let uvažovány v souladu s MP 2015 [25]. Pro posouzení spodní stavby byly uvažovány kombinace dominantního zatížení od železniční dopravy a dalších nedominantních zatížení, hodnoty kombinačních součinitelů jsou uvažovány podle normy [14]. Statický přepočet spodní stavby zohlednil i plánované opravy podpěr v rámci rekonstrukce mostu, zatížitelnost je tak stanovena po zesílení, nikoli pro jejich aktuální stav.

V rámci expertizního posudku se soustředíme jen na naše připomínky bez rozsáhlejších komentářů a popisů.

4.3.2 Spodní stavba - Pilíře

4.3.2.1 Materiál

Návrhová pevnost zdiva je určena za předpokladu ideálního neporušeného zdiva bez trhlin s výplňovou maltou předepsaného složení. Z diagnostického průzkumu je však zřejmé, že byla zjištěna mezerovitost zdiva pilířů a zdivo bylo diagnostikováno jako středně až hrubě pórovité. Výpočet tedy předpokládá, že se tento nedostatek odstraní (viz 4.3.2.3 níže).

4.3.2.2 Posouzení MSÚ

Výpočet zatížitelnosti je realizován pouze z únosnosti základové spáry pod kesony.

Vzniknuvší tahová napětí ve zdivu jsou redukována navrhovaným zesílením pomocí tenkých mikropilot, a tudíž jejich vliv na aktuální zatížitelnost není vyhodnocen.

Smyk ani smyková pevnost zdiva není řešena vůbec. Zřejmě je toto posouzení nevýznamné.

4.3.2.3 Závěr

Určená zatížitelnost pilířů je platná až po proinjektování zdiva a zachycení tahových sil mikropilotami.

Návrhová pevnost zdiva je určena za předpokladu odstranění nedokonalostí zdiva, proto je v odst. 2.3 uvedeno, že je „*Proto je doporučeno provést injektáž zdiva spodní stavby*“. Slovo „*doporučeno*“ by tedy mělo být zaměněno za slovo „*nutno*“.

4.3.3 Spodní stavba – Opěra

4.3.3.1 Materiál

Návrhová pevnost kamenného zdiva opěry je určena za předpokladu ideálního neporušeného zdiva bez trhlin s výplňovou maltou předepsaného složení. Z diagnostického průzkumu je však zřejmé, že i u opěry byla zjištěna mezerovitost zdiva. Výpočet tedy předpokládá, že se tento nedostatek odstraní (viz 4.3.3.3. níže).

4.3.3.2 Výpočtový model

Ve statickém přepočtu se předpokládá, že je zabezpečený ideální ale i tuhý přenos zatížení z dřevěných pilot do únosného skalního podloží a opěra je proto dále posuzovaná jako plošně založená tížná opěra. Tento předpoklad o dobrém stavu dřevěných pilot může být akceptovatelný, avšak jejich poddajnost je pravděpodobně významná. Proto se domníváme, že akceptace takového předpokladu je dosti nevýstižná. Je proto nutné podloží opěry v okolí pilot důsledně proinjektovat (viz 4.3.3.4 níže), nebo piloty posoudit a uvažovat opěru na pružném podloží.

4.3.3.3 Posouzení MSÚ

Výpočet zatížitelnosti je realizován pouze z únosnosti základové spáry. Chybí vyčíslení a posouzení možných tahových napětí ve zdivu dřívku opěry.

Uvádí se zde předpoklad, že cca 5-6 metrů vysoká vrstva šterkopískového podloží bude zesílena tryskovou injektáží (viz 4.3.3.4 níže).

4.3.3.4 Závěr

Určená zatížitelnost opěry je platná až po proinjektování zdiva a zejména pak po proinjektování vrstev podloží základové spáry.

Návrhová pevnost zdiva opěry je určena, podobně jako u pilířů, za předpokladu odstranění nedokonalostí zdiva, proto je v odst. 3.3 uvedeno, že je „*Proto je doporučeno provést injektáž zdiva spodní stavby*“. Slovo „*doporučeno*“ by tedy mělo být zaměněno za slovo „*nutno*“.

Totéž platí i pro vrstvy podloží pod opěrou (cca 5-6 metrů tlusté), nakolik posouzení bylo provedeno za předpokladu dostatečné únosnosti ale i tuhosti. V závěrech je pak konstatováno, že „*se doporučuje provedení tryskové injektáže prostoru mezi základovou spárou a skalním podložím R3*“. Upozorňujeme, že slovné spojení „*se doporučuje*“ je nezbytné zaměnit za slovné spojení „*je nutné*“, nebo přepočítat opěru pomocí jiného výstižnějšího výpočtového modelu. Návrh injektáže a její posouzení v přepočtu však chybí.

5. ZÁVĚR EXPERTÍZNÍHO POSOUZENÍ

Zpracovatelé expertízního posudku konstatují, že předložený statický přepočet mostu v 3,706 – Pod Vyšehradem je zpracován ve smyslu platných norem ČSN EN a MP 2015 [25]. Přepočet nosných konstrukcí mostu byl proveden v kategorii D, přepočet spodní stavby potom v souladu s [25] v kategorii C. Oba přepočty, zejména potom přepočet nosných konstrukcí, jsou vypracovány na vysoké úrovni a velmi pečlivě. Technická zpráva k statickému přepočtu je velmi kvalitně zpracována a je v souladu s požadavky [25]. Poskytla všechny potřebné informace pro vypracování expertízy. Detailně jsou naše připomínky k jednotlivým částem statického přepočtu specifikovány v textu expertízního posudku s popisem, co podle našeho názoru chybí případně je nekorektní. Zde uvádíme jen souhrn podle našeho názoru relevantních nedostatků, které jsme v přepočtu zjistili:

1. Výsledky materiálových zkoušek nebyly statisticky vyhodnoceny ve smyslu čl. 4.4.8 v [25], resp. statistické vyhodnocení nebylo zpracovatelům tohoto posudku poskytnuto. Závěry vyplývající z výsledků testů lze však akceptovat.
2. Z technické zprávy ke statickému přepočtu není zřejmé, které poruchy byly implementovány do výpočtového modelu nosných konstrukcí mostu a které nebyly zohledněny, protože se předpokládá jejich odstranění údržbou nebo opravou, jak to požaduje čl. 4.1.2 v [25].
3. Uvažované zatížení větrem na návětrný nosník v hodnotě 100% a na vzdálenější nosník pouze 50% je v rozporu s normou [16], ale lze ho akceptovat. Uvedené redukované zatížení větrem na vzdálenější nosník však mělo být aplikované pouze do výše zatížení dopravou. Tedy od výšky 4,0 m od temene kolejnic už je potřebné zatížit oba hlavní nosníky plnou hodnotou zatížení větrem.
4. Odhad výhledového zatížení dopravou se jeví jako značně nadhodnocený a výrazně redukuje únavovou životnost nosných konstrukcí mostu.
5. Zavedení polotuhých styčníků a přípojí lze uvítat. Je však otázkou zda na submodelech stanovené tuhosti uzlů dávají věrohodnou informaci o jejich skutečném působení v konstrukci. Zejména tuhosti přípojí mostovkových prvků a jejich napojení na hlavní nosníky jsou podle našeho názoru tuhostně podhodnocené.
6. Za nepodstatně vysokou považujeme redukcii ohybových tuhostí členěných prutů k jejich nehmotným osám do výpočtového modelu celé konstrukce. Tento postup vede k přecenění vlivu smykové poddajnosti členěného prutu, na druhé straně nezohledňuje interakci globálního a lokálního vzpěru členěného prutu.
7. Imperfektní soustava pro nelineární výpočet nebyla zvolena vhodně. Zavedený tvar počátečního vybočení horního pásu hlavního nosníku odpovídá vybočení pro analýzu ztužujících systémů a ne pro analýzu vlastního pásu. Podle našeho názoru měl být tvar počátečního vybočení na základě stabilitní analýzy. V této souvislosti se mohla použít metoda takzvané jednotné globální a lokální imperfekce (UGLI) podle 5.3.2 (11) v normě [19]. Vliv teorie 2. řádu je však málo významný.
8. Jelikož globální imperfekce byly zakomponovány do výpočtového modelu pro globální analýzu, mělo se posouzení únosnosti realizovat na prutech, kterých vzpěrná délka je rovná systémové délce podle čl. 5.22(7b) v normě [19]).

9. Interakční faktory stanovené zpracovateli statického přepočtu, zohledňující v tomto případě jen vliv teorie 2. řádu, dosahují poměrně vysokých hodnot a u výplňových prutů jsou konzervativní.
10. V posudcích členěných prutů nebyl zohledněn vliv interakce globální a lokální ztráty stability těchto prutů, jelikož v realizovaných posudcích není zapracován vzpěr dílčích prutů mezi spojkami.
11. V statickém přepočtu úplně absentuje ověření únosnosti přípojů a stanovení jejich zatížitelnosti. Jedná se o všechny přípoje, tedy jak prutů příhradových nosníků, tak i mostovkových prvků a jejich přípojů na hlavní nosníky. Nejsou ověřeny ani únosnosti krčních nýtů. Jedná se o závažný nedostatek, který významně ovlivní závěry statického přepočtu a rozhodnutí o rekonstrukci celého mostu.
12. Je diskutabilní, do jaké míry jsou enormně zvýšené výhledové účinky dopravního zatížení nadhodnocené. Navíc vzhledem k hodnotám vypočítaného kumulovaného únavového poškození za období 2018 – 2055 (1,371 pro příčnický, resp. 2,111 pro podélnický) je zřejmé, že pouhá výměna těchto prvků nezabezpečí jejich požadovanou zbytkovou únavovou životnost do r. 2055, ale že bude nezbytné jejich výrazné zesílení, aby výše uvedené hodnoty kumulovaného poškození klesly pod 1,0.
13. Výčet rekonstrukčních zásahů bude potřebné rozšířit o výměnu nebo zesílení přípojů mostovkových prvků a jejich přípojů na hlavní nosníky, jakož i přípojů svislic a diagonál navržených na výměnu. Taktéž při zesílení brzděného ztužidla a příčle nadmostovkového ztužení bude potřebné ověřit jejich přípoje a případně navrhnout jejich zesílení. Na základě dodatečného ověření všech spojů v nosných konstrukcích mostu je možný rekonstrukční zásah i u spojů dalších prvků.
14. Určená zatížitelnost pilířů je platná až po proinjektování zdiva a zachycení tahových sil mikropilotami.
15. Určená zatížitelnost opěry je platná až po proinjektování zdiva a zejména pak po proinjektování vrstev podloží základové spáry.

V Žilině 20. 08. 2018

Vypracovali: prof. Ing. Josef Vičan, CSc.

Ing. Jaroslav Odrobiňák, PhD.

Ing. Jozef Gocál, PhD.