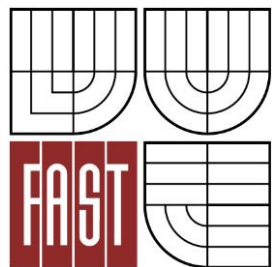




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

REKONSTRUKCE MOSTU U OBCE HOLÝŠOV

RECONSTRUCTION OF THE ROAD BRIDGE NEAR THE VILLAGE HOLÝŠOV

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

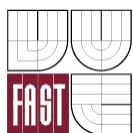
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

BC. ADAM SVOBODA

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.

BRNO 2016



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Adam Svoboda
Název	Rekonstrukce mostu u obce Holýšov
Vedoucí diplomové práce	doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2015
Datum odevzdání diplomové práce	15. 1. 2016
V Brně dne 31. 3. 2015	

.....
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Situace, příčný a podélný řez, geotechnické poměry.

Základní normy:

ČSN 736201 Projektování mostních objektů.

ČSN EN 1990 včetně změny A1: Zásady navrhování konstrukcí.

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou.

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

ČSN EN 1992-2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady.

Literatura doporučená vedoucím diplomové práce.

Zásady pro vypracování

Pro zadaný problém navrhnete dvě až tři varianty řešení a zhodnotíte je.

Podrobný návrh nosné konstrukce vybrané varianty rekonstrukce mostu provedete podle mezních stavů únosnosti a použitelnosti.

Úpravy provádějte podle pokynů vedoucího diplomové práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje Průvodní zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Použité podklady a varianty řešení

P2. Výkresy (přehledné, podrobné a detaily v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

P3. Stavební postup a vizualizace

P4. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (3x), Popisný soubor závěrečné práce

Diplomová práce bude odevzdána 1x v listinné podobě a 1x v elektronické podobě na CD.

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

.....

doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Diplomová práce se zabývá zesílením stávající konstrukce mostu u obce Holýšov za použití moderní metody dodatečného předpínání. Most přes řeku Radbuzu je trémový parapetní, a byl postaven v roce 1924. V současném stavu jeho zatížitelnost nesplňuje limity pro mosty na pozemních komunikacích první třídy. Původní dokumentace se nedochovala, hlavním zdrojem informací o konstrukci je diagnostický průzkum.

Zesilování pomocí metody náhradních kabelových kanálků je vysoce efektivní z pohledu zvýšení zatížitelnosti stávajících konstrukcí. Návrh zesílení a výsledná zatížitelnost byly ověřeny statickým výpočtem.

Klíčová slova

rekonstrukce, zesilování, dodatečné předpínání, metoda náhradních kabelových kanálků, stávající konstrukce mostu, trémový most, parapetní nosník, příčné žebro, diagnostický průzkum mostu, zatížitelnost

Abstract

The thesis deals with design of strengthening of existing bridge structure near the village Holýšov using modern method of additional prestressing. The bridge over the river of Radbuz is h-shaped beam bridge, which was built in 1924. In the present state its load capacity is under the limits for bridges situated on first-class roads. Original documentation of the bridge does not exist, the main source of information about construction details is the diagnostics research.

The method of reinforcement by post-tensioning by cables in substituted cable ducts is highly effective in terms of the increase the load capacity of existing bridge structure. The design of strengthening and the final load capacity was verified by static calculation.

Keywords

reconstruction, strengthening, post-tensioning, substituted cable ducts method, existing bridge structure, beam bridge, H-shaped beam, cross beam, bridge diagnostics, load capacity

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Adam Svoboda *Rekonstrukce mostu u obce Holýšov*. Brno, 2015. 76 s., 395 s. příl.
Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a
zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 15. 1. 2016

.....
podpis autora
Bc. Adam Svoboda

Poděkování:

Rád bych poděkoval vedoucímu své diplomové práce doc. Ing. Ladislavu Klusáčkovi, CSc. především za ochotu, vstřícnost, cenné odborné rady a předávání tvůrčího nadšení.

Děkuji též firmě INSET s.r.o. za umožnění praxe v oboru mostního stavitelství.

Dále mé poděkování patří rodině, která mě vždy podporovala a vytvářela příznivé podmínky pro mé studium.

Obsah

Úvod	10
1. Identifikace objektu	11
1.1 Základní údaje	11
1.2 Vyhodnocení stavu mostní konstrukce	16
2. Diagnostický průzkum mostu	18
2.1 Stanovení pevnosti betonu v tlaku	18
2.2 Stanovení skutečné tloušťky mostovkové desky	20
2.3 Diagnostika výztuže	21
2.4 Stanovení vlastností výztuže	24
2.5 Závěry diagnostického průzkumu mostu	24
3. Srovnávací přepočet dle původní normy	27
3.1 Návrh československého řádu pro silnicové mosty (1923)	29
3.2 Únosnost průřezu v ohybu dle metody dovoleného namáhání	35
3.3 Výsledky srovnávacího přepočtu	36
4. Statická zatěžovací zkouška	40
4.1 Vstupní údaje statické zatěžovací zkoušky	40
4.2 Výsledky měření	44
4.3 Výpočetní model	46
4.4 Vyhodnocení statické zatěžovací zkoušky	49
5. Zatížitelnost mostu	51
5.1 Zatížitelnost normální (V_n)	54
5.2 Zatížitelnost výhradní (V_r)	55
5.3 Zatížitelnost výjimečná (V_e)	55
5.4 Vyhodnocení zatížitelnosti mostu před zesílením	56
6. Zesílení mostní konstrukce	59

6.1	Metoda náhradních kabelových kanálků	59
6.2	Návrh zesílení parapetního nosníku.....	61
6.3	Návrh zesílení příčnicku	63
6.4	Zatížitelnost mostu po zesílení	64
Závěr		66
Seznam příloh		67
Seznam použitých obrázků a tabulek		68
Seznam použitých symbolů.....		72
Seznam použitých zdrojů		75

Úvod

Diplomová práce se zabývá zesílením mostu ev. č. 26-029 u obce Holýšov metodou dodatečného předpínání předpínacími kabely vedenými v náhradních kabelových kanálech. Varianta zesílení předpínacími kabely byla zvolena zejména s ohledem na velkou efektivitu této metody, příznivé technologické provedení zesílení za současného snížení finančního zatížení investora oproti výstavbě mostu nového.

Mostní objekt pochází z roku 1924 a převádí silniční komunikaci 1. třídy č. I/26 přes řeku Radbuzu, která je klíčovou silnicí první třídy Plzeňského kraje směřující od Plzně ke hraničnímu přechodu se Spolkovou republikou Německo Folmava. V současné době mostní konstrukce nesplňuje minimální požadavky zatížitelnosti mostů na pozemních komunikacích I. třídy. Zesílení mostu bylo navrženo tak, aby výsledná zatížitelnost nosné konstrukce tyto požadavky splnila.

K mostu se nedochovala žádná původní dokumentace. Výchozím podkladem byl diagnostický průzkum, který je v případě starších objektů, postavených např. v období první republiky, rozhodujícím předpokladem pro vhodně zvolenou a navrženou metodu zesílení, je-li prokázána spolehlivost jeho údajů.

Nedílnou součástí diplomové práce je i srovnávací přepoččet nosné konstrukce mostu podle tehdejší platné normy pro návrh mostních objektů v době výstavby. Tímto srovnávacím přepočtem byly potvrzeny nebo vyvráceny závěry diagnostického průzkumu.

Autor diplomové práce se aktivně podílel na všech níže uvedených činnostech (s výjimkou laboratorních prací) a jeho snahou bylo komplexní zpracování dané problematiky.



Obr. 1 Zeměpisná poloha mostu přes řeku Radbuzu u obce Holýšov

1. Identifikace objektu

Most ev. č. 26-029 u obce Holýšov (Plzeňský kraj) je trvalý silniční most o třech polích přes řeku Radbuzu (Obr. 1 a Obr. 2). Ze stavebně-mechanického hlediska se jedná o staticky neurčitou konstrukci, spojitý nosník. Nosná konstrukce mostu je tvořena železobetonovým roštem se dvěma vnějšími hlavními parapetními nosníky s náběhy v místech vnitřních podpor, jedním středním podélníkem, příčníky s osovou vzdáleností 1,46 m a mezilehlou mostovkovou deskou. Uložení mostní konstrukce je provedeno na ocelolitinových ložiskách. Spodní stavbu tvoří masivní kamenné opěry a pilíře oválného tvaru. K nosné konstrukci levého parapetního nosníku je z vnější strany ukotvena lávka pro pěší.



Obr. 2 Letecký pohled na most přes řeku Radbuzu u obce Holýšov

1.1 Základní údaje

Název mostu:	Most přes řeku Radbuzu
Evidenční číslo mostu:	26 – 029
Předmět přemostění:	stálá vodoteč - řeka Radbuza
Komunikace:	1. třída / 26
Staničení:	37,942 km
Rok postavení:	1924
Rok poslední rekonstrukce:	2013 (pozn.: sanace povrchů)
Kraj:	Plzeňský

Okres:	Domažlice
Katastrální území	Holýšov
Souřadnice mostu:	S-JTSK - Y: -845315,0; X: -1083622,9 WGS-84 – N: 49,592531°; E: 13,093182°
Správce mostu:	Ředitelství silnic a dálnic ČR, správa Plzeň
Stavební dokumentace:	není k dispozici

Nosná konstrukce:

Celkový počet polí:	3
Popis:	Nosnou konstrukci tvoří dva hlavní železobetonové trámy průřezu 0,65 x 2,45 m s osovou vzdáleností 8,25 m, o 3 polích, příčníky průřezu 0,27 x 0,65 m s osovou vzdáleností 1,5 m.
Délka nosné konstrukce:	65,95 m
Šikmost:	kolmý / 100 g
Rozpětí:	3 x 20,5 m
Světlost mostních otvorů:	3 x 19,0 m
Volná šířka mostu:	7,4 m
Celková šířka mostu:	9,2 m
Výška mostu nad terénem:	7,6 m
Výška NK nad vodní hladinou:	3,9 m

Způsob uložení:

Způsob uložení:	ložiskové
Typ:	ocelová ložiska
Pozice:	pod hlavními nosníky
Popis:	Pevné ložisko je nad pilířem č. 3, zbylá ložiska jsou pohyblivá, válečková, zakrytá konstrukcí s plechy.

Spodní stavba:

Popis:	Opěry plné z betonu a žulových kvádrů. Mezilehlé podpěry z betonu a žulových kvádrů.
Základy:	plošné
Počet opěr:	2

Délka:	7 m
Šířka:	1,5 m
Výška:	2,5 m
Počet mezilehlých podpěry:	2
Délka:	10 m
Tloušťka:	1,5 m
Výška:	4,8 m

Vozovka/chodníky:

Povrch komunikace:	živice
Šířka mezi obrubami:	6,4 m
Konstrukce vozovky:	SMA 11+ tl. 40 mm, MA 11 IV tl. 40 mm
Povrch chodníku:	železobetonové desky
Šířka chodníku:	1,3 m
Konstrukce chodníku:	Železobetonové desky na samostatné příhradové konstrukci na levé straně mostu: Konstrukce je kotvena do hlavního nosníku.

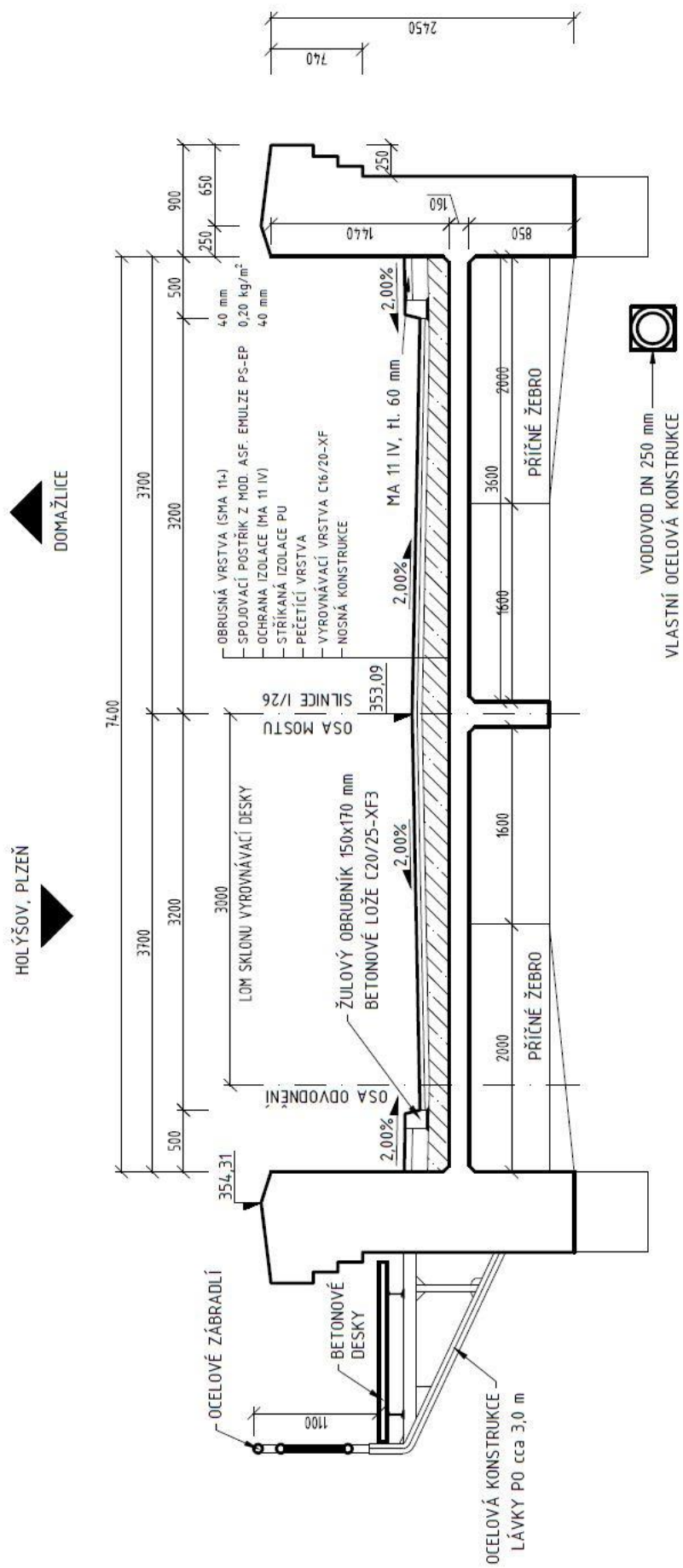
Cizí zařízení:

Typ:	vodovod
Popis:	Vodovod na samostatné ocelové příhradové konstrukci na pravé straně mostu. Konstrukce je uložena na spodní stavbě. U opěr prochází do betonových šachet (vpravo u opěry 1, vlevo u opěry 4)

Zatížitelnost současná:

Normální zatížitelnost:	$V_n = 18 \text{ t}$
Výhradní zatížitelnost:	$V_r = 32 \text{ t}$
Výjimečná zatížitelnost:	$V_e = 53 \text{ t}$

Základní údaje o mostní konstrukci byly převzaty z mostního listu. Celý mostní list [1] je uveden v příloze č. P1. Podklady a varianty řešení.



Obr. 3 Příčný řez v poli

1.2 Vyhodnocení stavu mostní konstrukce

Poslední prohlídka konstrukce byla provedena v roce 2013 po opravě mostního příslušenství a po sanaci povrchů hlavních parapetních nosníků. Sanaci prováděla firma FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a. s.

V průběhu opravy mostu byly odstraněny obrubníky, vrstvy vozovky a část závěrných zídek. Na očištěný povrch nosné konstrukce byla poté nadbetonována nová vyrovnávací vrstva, položena stříkaná izolace, nové souvrství vozovky s podpovrchovými dilatačními závěry a nové obrubníky. [2]

Nosná konstrukce byla očištěna tlakovou vodou do 1000 barů, trhlinky a poškozená místa byla reprofilována sanačními hmotami od firmy SIKA. Nakonec byl proveden ochranný a sjednocovací nátěr na svislých a vodorovných plochách. Hlavní parapetní nosníky jsou bez závad. [2]

Podhled mostovky je lokálně porušen – opad nátěru, zaschlé bílé chloridové mapy. [2]

Ložiska jsou plně funkční. Válce pohyblivých ložisek jsou opatřeny ochranným mazivem. [2]



Obr. 5 Celkový pohled na most z návodní strany

Na základě vizuální prohlídky mostní konstrukce, dle ČSN 73 6221 Prohlídky mostů pozemních komunikací [10], byla nosná konstrukce zhodnocena klasifikačním stupněm III – dobrý. Na konstrukci se nachází vady, které ale nemohou nijak ovlivnit zatížitelnost mostu. [2]

Klasifikační stupeň	I	II	III	IV	V	VI	VII
Součinitel stavu konstrukce α [-]	1,0			0,8	0,6	0,4	0,2

Tab. 1 Klasifikační stupně konstrukcí podle stavebního stavu dle ČSN ISO 13822 [11]

Součinitel stavu konstrukce podle jejího stavebního stavu, dle ČSN 73 0038 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí, je do statického výpočtu brán hodnotou $\alpha = 1,0$.



Obr. 6 Pohled na most ve směru staničení



Obr. 7 Pohled na návodní stranu mostu ve směru staničení



Obr. 8 Pohled na podhled mostu ve směru staničení

2. Diagnostický průzkum mostu

Diagnostický průzkum konstrukce byl proveden ve dnech 20. 8., 25. 9. 2014 pracovníky společnosti INSET s.r.o. Doplnkový diagnostický průzkum byl pak realizován 27. 9. 2015. [4]

Dle zadání objednatele bylo předmětem průzkumu zjištění vlastností betonu a výztuže hlavní nosné konstrukce, a to v následujícím rozsahu:

- stanovení třídy betonu (mostovka, příčníky, hlavní parapetní nosníky);
- stanovení obsahu chloridových iontů a hloubky karbonatace betonu;
- stanovení skutečné tloušťky mostovky;
- stanovení vyztužení (včetně případného korozního oslabení) rozhodujících prvků (mostovka, příčníky, podélník, hlavní parapetní nosník);
- stanovení tloušťky krycí vrstvy betonářské výztuže;
- určení druhu výztuže. [4]

Celá závěrečná zpráva z diagnostického průzkumu [4] včetně fotodokumentace je uvedena v příloze č. P1. Použité podklady a varianty řešení.

2.1 Stanovení pevnosti betonu v tlaku

Stanovení pevnosti betonu v tlaku bylo uskutečněno na zkušebních jádrových vývrtech o průměru cca 100 mm odebraných z různých částí konstrukce. K odebrání vzorků byla použita ukotvená vrtačka WEKA DK-17 s vodním výplachem a diamantovou korunkou o průměru 100 mm. [4]

Z konstrukce bylo odebráno celkem osm jádrových vývrtů:

- čtyři vývrty z hlavních parapetních nosníků (označ. H1, H2, H3, H4);
- dva vývrty z příčníků (označ. N1, N2);
- jeden vývrt z podélníku (označ. P1);
- jeden vývrt z mostovkové desky (označ. M). [4]

V laboratoři byla zjišťována objemová hmotnost a pevnost betonu zvlášť pro každý konstrukční celek. [4]

Krychelná pevnost betonu v tlaku $f_{c,cube}$ zkoušených jádrových vývrtů byla stanovena přepočtem z laboratorně zjištěné válcové pevnosti v tlaku $f_{c,cyl}$ dle zásad ČSN 73 1317. [4]

Část konstrukce	použité vzorky	objemová hmotnost [kg/m ³]	$f_{c,yl}/f_{c,cube}$ [MPa]
hlavní nosníky	H1, H2, H, H4	2300	33,3/41,3
příčníky	N1, N2	2280	31,1/38,7
podélník	P1	2170	22,8/28,5
mostovka	M	2330	35,3/43,7

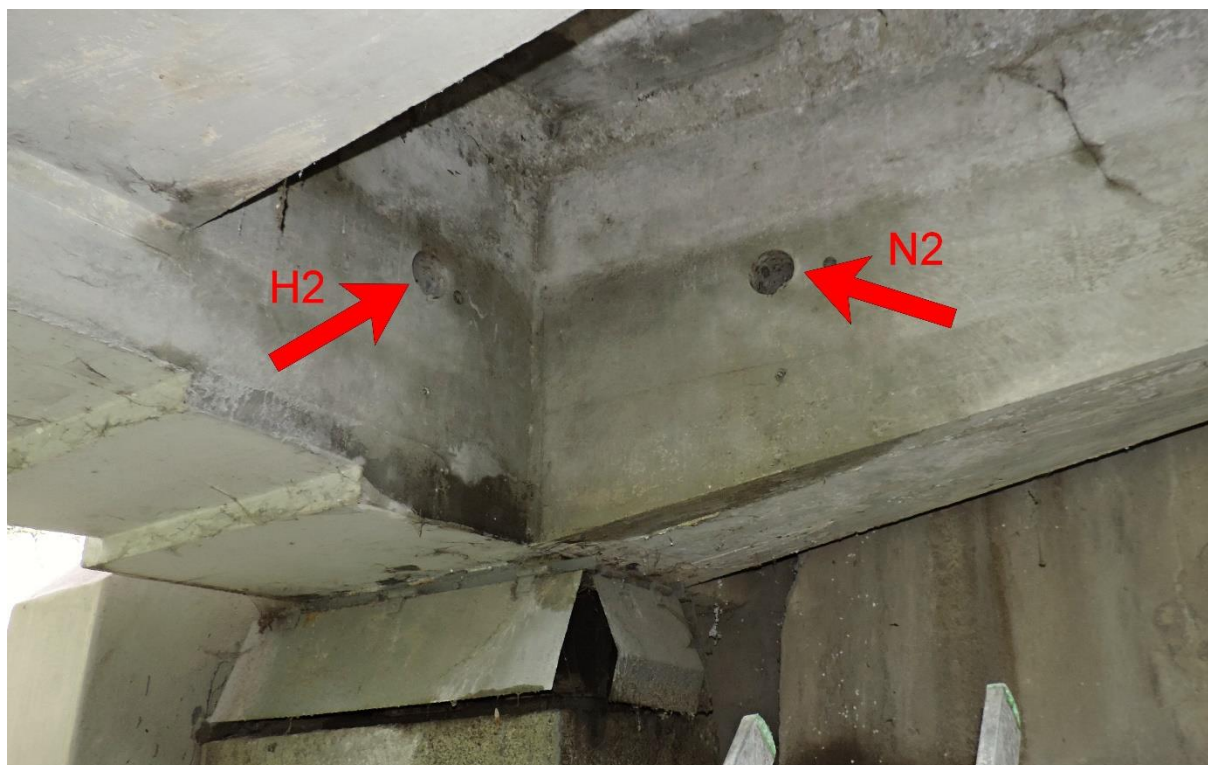
Tab. 2 Stanovení pevnosti betonu - přehled parametrů jádrových vrtů [4]

Celá konstrukce je tvořena z monolitického železobetonu, z toho důvodu byla objemová hmotnost i pevnost betonu v tlaku uvažována průměrnou hodnotou pro celý most, a sice

- objemová hmotnost betonu $\rho = 2270 \text{ kg/m}^3$;
- válcová/krychelná pevnost betonu v tlaku $f_{c,cyl}/f_{c,cube} = 30,6/38,1 \text{ MPa}$. [4]

Dle ČSN EN 13791 Posuzování betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných dílcích [12] byla pevnost betonu v tlaku stanovena jako $f_{ck,is} = 30,2 \text{ MPa}$.

Ve statickém výpočtu uvažujeme menší z těchto hodnot, tedy **$f_{ck} = 30,2 \text{ MPa}$** .



Obr. 9 Ukázka místa odběru jádrových vývrtů [4]

Nedestruktivní zjišťování pevnosti betonu v tlaku pomocí metody Schmidtova tvrdoměru proběhlo celkem na 52 zkušebních místech. Byl použit tvrdoměr DigiSchmidt 2000 a tvrdoměr Original Schmidt typ N. Statisticky zpracované vyhodnocení zatřídění betonu je v následující tabulce (Tab. 3). [4]

Aritmetický průměr pevnosti R_b [MPa]	42,29
Pevnost betonu v tlaku R_{bg} [MPa]	32,9
Značka betonu dle ČSN 73 2001	(350)
Třída betonu dle ČSN 73 1205	B30
Třída betonu dle ČSN EN 206	C25/30

Tab. 3 Zatřídění betonu nosné konstrukce [4]

2.2 Stanovení skutečné tloušťky mostovkové desky

Průvrtem mostovkové desky z dolního líce byla zjištěna skutečná tloušťka mostovkové desky (Obr. 10). Vrt o průměru cca 60 mm byl veden v okolí podpěry P3. Na odebraném vzorku jádrového vývrtnu byla zjištěna tloušťka desky **160 mm** (Obr. 11). [4]



Obr. 10 Místo průvrtu mostovkovou deskou [4]



Obr. 11 Detail jádrového vývrtnu M pro určení skutečné tloušťky mostovkové desky [4]

2.3 Diagnostika výztuže

Účelem diagnostiky výztuže je ověření druhu, polohy a stavu použitých prutů betonářské výztuže v konstrukčních prvcích mostu. K tomuto lze využít destruktivní i nedestruktivní metody. Nejlepší výsledky se zpravidla dosahují kombinací těchto metod.

Ačkoliv se v současné době stále více rozvíjí a zpřesňují přístroje pro nedestruktivní ověření vyztužení, např. radary a skenery, tyto nedestruktivní metody často vedou ke zkresleným představám o skutečném vyztužení, nejsou-li tyto metody vhodně doplněny destruktivní metodou, sekanou sondou. Z hlediska výpočtu jsou výsledky získané pouze z nedestruktivních metod prakticky téměř nepoužitelné. Výztuž je často kladena v nosných prvcích v několika vrstvách, které nelze pomocí nedestruktivních metod spolehlivě určit. V některých případech, typicky v nadpodporových oblastech spojitých nosníků, je betonářské výztuže v konstrukci tolik, že nelze radarem ani skenerem rozlišit jednotlivé pruty od sebe a opět takto dochází k selhání přesnosti těchto metod.

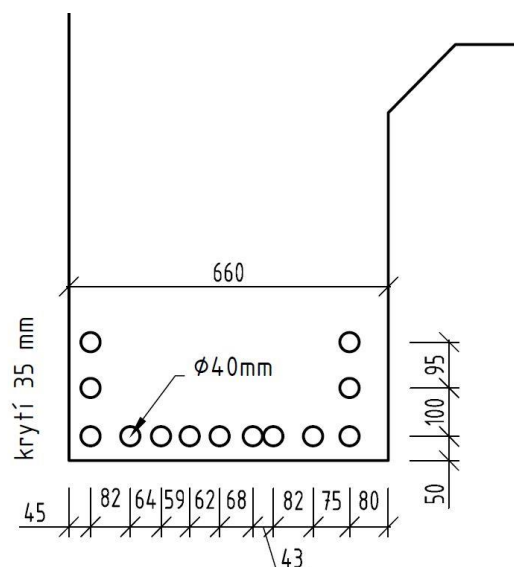
Pro hrubou detekci množství a polohy výztuže byly na mostě přes Radbuzu u obce Holýšov použity tyto měřicí zařízení:

- Ferrosan PS 200 S (HILTI), který funguje na principu elektromagnetického záření. Z měření je možné nedestruktivně zjistit přibližnou polohu výztuže a tloušťku krycí vrstvy betonu;
- PS 1000 X-Scan CPR (HILTI) – Concrete Pulse Radar se používá především k detekci kovových konstrukčních prvků, ale lze jej využít i pro sledování změn vlastností betonu, např. odhalení šterkových hnízd, trhliny apod. Přístroj pracuje na principu vysílání vysokofrekvenčního elektromagnetického impulzu do prostředí s následnou registrací odraženého signálu vracejícího se zpět k měřenému povrchu. [4]

Pro přesné zjištění druhu použité výztuže a pro stanovení míry koroze byly sekacím kladivem DeWALT DW 541 otevřeny sekané sondy, vždy jedna na každém konstrukčním prvku. [4]

- **Hlavní parapetní nosník – krajní pole:**

V hlavním parapetním nosníku byla zjištěna hladká betonářská výztuž průměru 40 mm a betonová krycí vrstva tloušťky cca 35 mm (Obr. 12 a Obr. 13). Svislou smykovou výztuž tvoří ploché spony šířky 24 mm, tloušťky 9 mm. Spony jsou rozmístěny po osových vzdálenostech cca 200 – 290 mm. Šikmá smyková výztuž byla nalezena pomocí skeneru pouze ve vzdálenosti 5,5 m od vnitřní podpory, a sice ohyb dvou prutů ϕ 40 mm. [4]



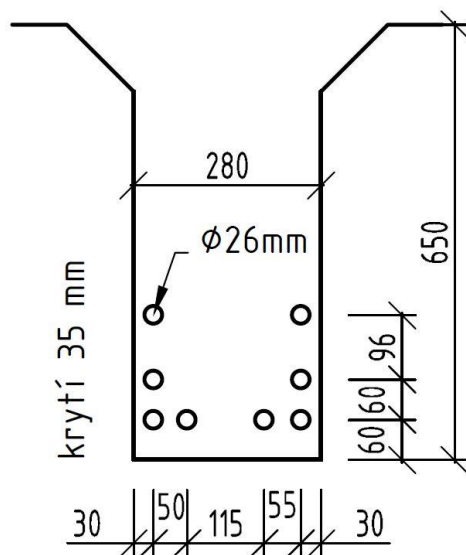
Obr. 12 Schéma vyztužení hlavního parapetního nosníku v krajním poli [4]



Obr. 13 Sekaná sonda v hlavním parapetním nosníku [4]

• Příčník

V příčnicích byla nalezena hladká betonářská výztuž průměru 26 mm s betonovou krycí vrstvou tloušťky cca 35 mm (Obr. 14 a Obr. 15). Třmínky tvoří ploché spony šířky 20 mm, tloušťky 6 mm. Osová vzdálenost třmínků je cca 250 – 320 mm. [4]



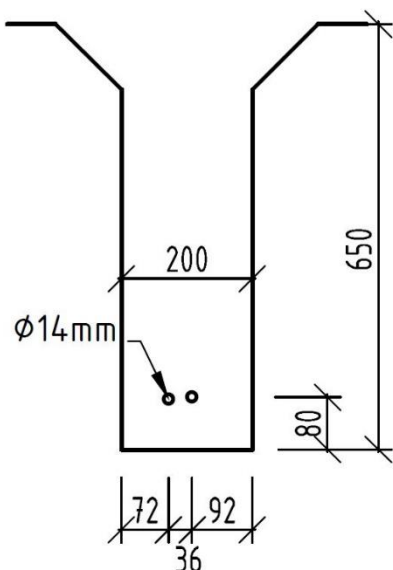
Obr. 14 Schéma vyztužení příčníku [4]



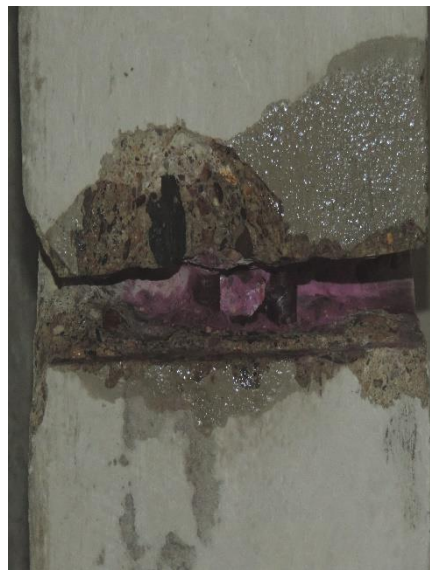
Obr. 15 Sekaná sonda v příčníku [4]

• Podélník

Ve ztužujícím podélníku byly objeveny pouze dva pruty průměru 14 mm v jedné vrstvě. Betonová krycí vrstva má tloušťku 65 mm (Obr. 16 a Obr. 17). Třmínky tvoří ploché spony šířky 20 mm, tloušťky 6 mm po osových vzdálenostech cca 350 mm. [4]



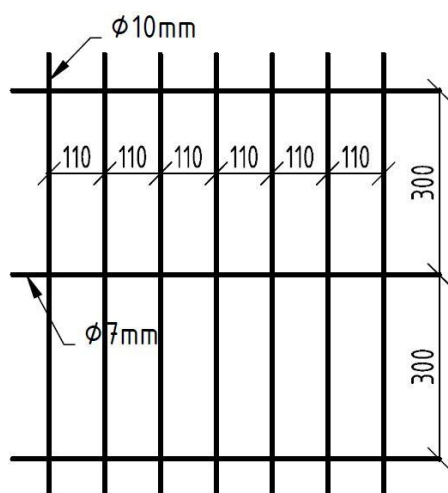
Obr. 16 Schéma vyztužení podélníku [4]



Obr. 17 Sekaná sonda v podélníku [4]

- **Mostková deska**

Mostková deska je vyztužena při dolním lící hladkými pruty v podélném směru průměru 10 mm (á 110 mm), v příčném směru byly zastiženy pruty průměru 7 mm (á 300 mm), viz Obr. 18 a Obr. 19. Vyztužení horního líce je shodné. [4]



Obr. 18 Schéma vyztužení mostkové desky [4]



Obr. 19 Odpadlá krycí vrstva mostkové desky a odhalená výztuž [4]

Všechny zkoušené pruty betonářské výztuže vykazují povrchovou korozi s maximálním oslabením do 5 % průřezu. [4]

Dle vyhodnocení zkoušky obsahu chloridů v betonu lze konstatovat, že betonářská výztuž je v konstrukci plně chráněna před pronikáním chloridových iontů. [4]

2.4 Stanovení vlastností výztuže

Pro stanovení vlastností použité oceli v konstrukci byly odebrány z odhalených prutů vzorky pro laboratorní zkoušky. Celkem byly odebrány tři kusy, jeden kus oceli o průměru 25 mm z příčnicku a dva kusy zlomku oceli z výztuže parapetního nosíku. [4]



Obr. 20 Ukázka odběru vzorku oceli z parapetního nosíku [4]

Na vzorcích byla provedena zkouška tvrdosti podle Brinella, chemická analýza oceli, zkouška svařitelnosti oceli a mikroskopická analýza. Výsledky zkoušek jsou uvedeny v [4].

Z vyhodnocení zkoušek je patrné, že se jedná o nízkouhlíkatou ocel s velmi dobrou svařitelností. [4]

2.5 Závěry diagnostického průzkumu mostu

Závěry diagnostického průzkumu, které jsou hlavními údaji pro statický výpočet:

- pevnost betonu v tlaku je $f_{ck} = 30,2 \text{ MPa}$;
- objemová hmotnost betonu je $\rho = 2270 \text{ kg/m}^3$;
- krytí hlavní tahové výztuže je $c = 35 \text{ mm}$;
- ohybová výztuž v hlavních parapetních nosnících (krajní pole) je při dolním povrchu 9 ks hladkých prutů $\phi 40 \text{ mm}$, v dalších dvou vrstvách vždy jeden prut na okraji průřezu (tzn. celkem nalezeno 13 ks $\phi 40 \text{ mm}$);

- smykovou výztuž hlavních parapetních nosníků tvoří svislé třmínky (ploché spony) šířky 24 mm, tloušťky 9 mm po vzdálenostech 200 – 290 mm a ohyb dvou prutů (šikmá smyková výztuž), který byl nalezen ve vzdálenosti 5,5 m od vnitřní podpory;
- ohybovou výztuž příčníků tvoří celkem 8 ks hladkých prutů ϕ 26 mm, 4 ks byly zastiženy u dolního povrchu, v dalších dvou vrstvách vždy pouze jeden prut na okraji průřezu;
- smyková výztuž příčníků je tvořena svislými třmínky (ploché spony) šířky 20 mm, tloušťky 6 mm po vzdálenostech 250 – 320 mm;
- ve ztužujícím podélníku se nachází 2 ks hladkých prutů ϕ 14 mm v jedné vrstvě;
- výztuž mostovkové desky tvoří v podélném směru hladké pruty ϕ 10 mm po 110 mm, v příčném směru hladké pruty ϕ 7 mm po 300 mm;
- skutečná tloušťka mostovkové desky je 160 mm;
- betonářská výztuž je tvořena nízkouhlikatou ocelí s velmi dobrou svařitelností. [4]

Pouze na základě výše uvedených závěrů z diagnostiky mostu bohužel nelze provést s odpovídající přesností statický přepočet zatížitelnosti konstrukce. Hlavními nedostatky provedeného diagnostického průzkumu jsou:

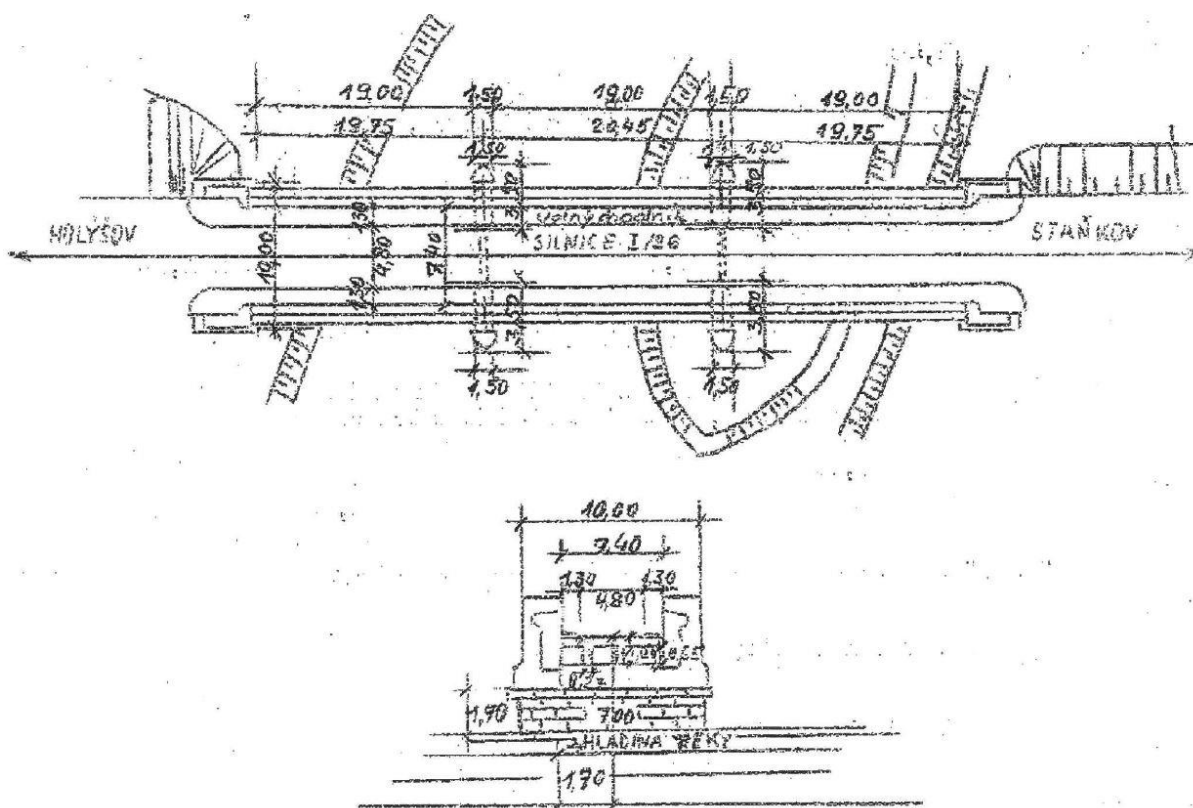
- a) nebyly odebrány vzorky betonářské oceli do trhačního stroje pro určení její tahové pevnosti. Pro zkoušku tahové pevnosti oceli je třeba z konstrukce odebrat větší množství vzorků betonářské výztuže. Odběr těchto vzorků nebyl správcem mostu umožněn;
 - b) nebylo zjištěno vyztužení hlavního parapetního nosníku ve vnitřní podporové oblasti. Nedestruktivní zjištění vyztužení nebylo možno z důvodu vysoké koncentrace betonářské výztuže. Sekaná sonda v této oblasti nebyla správcem mostu umožněna kvůli relativně nedávné sanaci svislých a vodorovných povrchů.
- ad a) Pro účely diplomové práce je tahová pevnost oceli určena podle stáří konstrukce a dle [11]. Ve statického výpočtu bude tahová pevnost oceli uvažována hodnotou $f_{yk} = 180 \text{ MPa}$;
- ad b) Pro ověření spolehlivosti údajů plynoucích z diagnostiky mostu, zejména pro ověření vyztužení hlavních nosných prvků konstrukce, je součástí diplomové práce srovnávací přepočet konstrukce dle tehdejší platné normy pro navrhování

mostů na pozemních komunikacích v době výstavby, tzn. v roce 1924. Most odpovídá normovým požadavkům dle „Návrhu československého řádu pro silnicové mosty“ z roku 1923 [3].

3. Srovnávací přepočet dle původní normy

Pro ověření nalezené betonářské výztuže v nosných prvcích mostní konstrukce a pro doplnění informací o vyztužení v oblastech vnitřních podpor a v mezilehlém poli, byl proveden srovnávací přepočet dle původních normových požadavků platných v roce 1924. Konstrukční zásady a proměnná pohyblivá zatížení jsou ve srovnávacím přepočtu uvažovány podle normy „Návrh československého řádu pro silnicové mosty“ z roku 1923.

Šířkové uspořádání mostu je uvažováno podle nejstaršího dochovaného schematického náčrtu konstrukce uvedeného v mostním listu (Obr. 21 a Obr. 22). [1]



Obr. 21 Nejstarší dochovaný schematický náčrt mostu [1]

3.1 Návrh československého řádu pro silnicové mosty (1923)

Autorem „Návrhu československého řádu pro silnicové mosty“, poprvé vydaného v úředním věstníku „Zprávy veřejné služby technické“ z roku 1923, je Ing. G. Hermann, který se aktivně zabýval problematikou navrhování mostů a svojí prací velmi přispěl k vývoji návrhových postupů. Ve své práci Ing. G. Hermann reagoval na nové požadavky kladené na nosné konstrukce mostů s ohledem na změny dopravních zatížení za doby tzv. první republiky. V této době docházelo k velkému rozvoji automobilového průmyslu, který se projevil při návrhů mostů.

Níže je uveden přepis základních hypotéz, které byly uvažovány při srovnávacím přepočtu dle [3].

Kompletní norma [3] v původním znění je uvedena v příloze P1. Použité podklady a varianty řešení.

§ 1. Platnost mostního řádu.

1. Ustanovení tohoto řádu platí pro všechny mosty na veřejných silnicích republiky Československé...

§ 2. Roztřídění silnicových mostů.

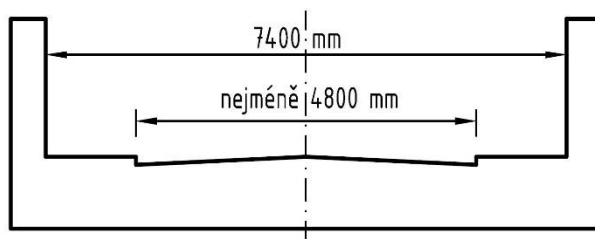
2. Podle šířky a důležitosti silnic nebo cest sluší rozeznávat mosty:
 - a) mosty městské;
 - b) mosty na hlavních silnicích;
 - c) mosty na důležitých silnicích spojovacích...
3. Podle nosnosti třeba rozeznávat mosty I., II. a III. třídy... Při tom však jest dbáti zásady, že mosty na hlavních silnicích mají býti zřizovány vždy jako mosty I. třídy...
4. Roztřídění podle odst. 2. a 3. jest dbáti při stanovení volné šířky mostu a nahodilého obtížení pro statický výpočet.

§ 3. Šířka mostní dráhy.

6. Volná šířka mostní dráhy (vozovky a chodníků) závisí na šířce silnice, budiž však nejméně:

Při mostech na hlavních silnicích:

- a) s jednotnou mostní drahou: celková volná šířka 7,4 m, z čehož musí býti šířka vozovky nejméně 4,8 m (Obr. 23)...

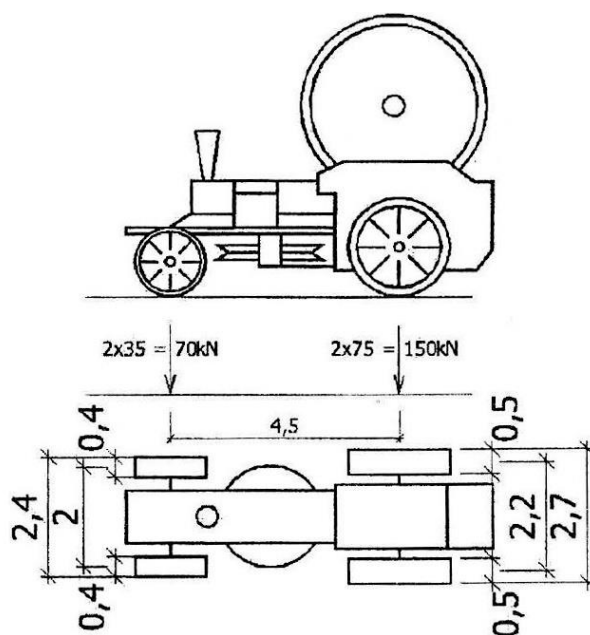


Obr. 23 Volná šířka mostní dráhy pro mosty na hlavních silnicích dle [3]

7. Chodníky na mostech s jednotnou mostní drahou (Obr. 23) bud' teř zřizovány při mostech ve městech a obcích jakož i při mostech delších 50 m vždy...
8. Šířka chodníků při jednotné mostní dráze (Obr. 23) budiž, jsou-li dva chodníky, nejméně 0,75 m, je-li jeden chodník, nejméně 1,3 m.

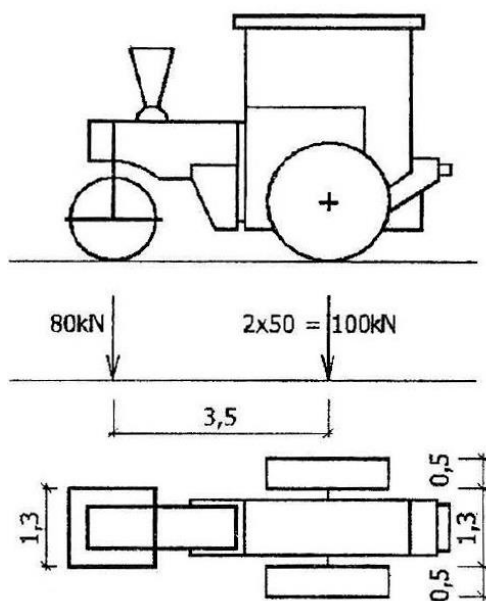
§ 5. Podklady statického výpočtu.

15. Při statickém výpočtu jest uvažovati stálé zatížení vlastní vahou a břemeny stále působícími a současně nejúčinnější zatížení nahodilé...
16. Zatížení stálé. Váha krychlového metru staviv v kg, nebyla-li skutečně prokázána, budiž předpokládána takto:
 - zdivo z betonu železového 2400 kg/m^3
17. Zatížení nahodilé:
 - A) Mosty I. třídy:
 - a) strojní oračka o váze 22 t (Obr. 24); nebo



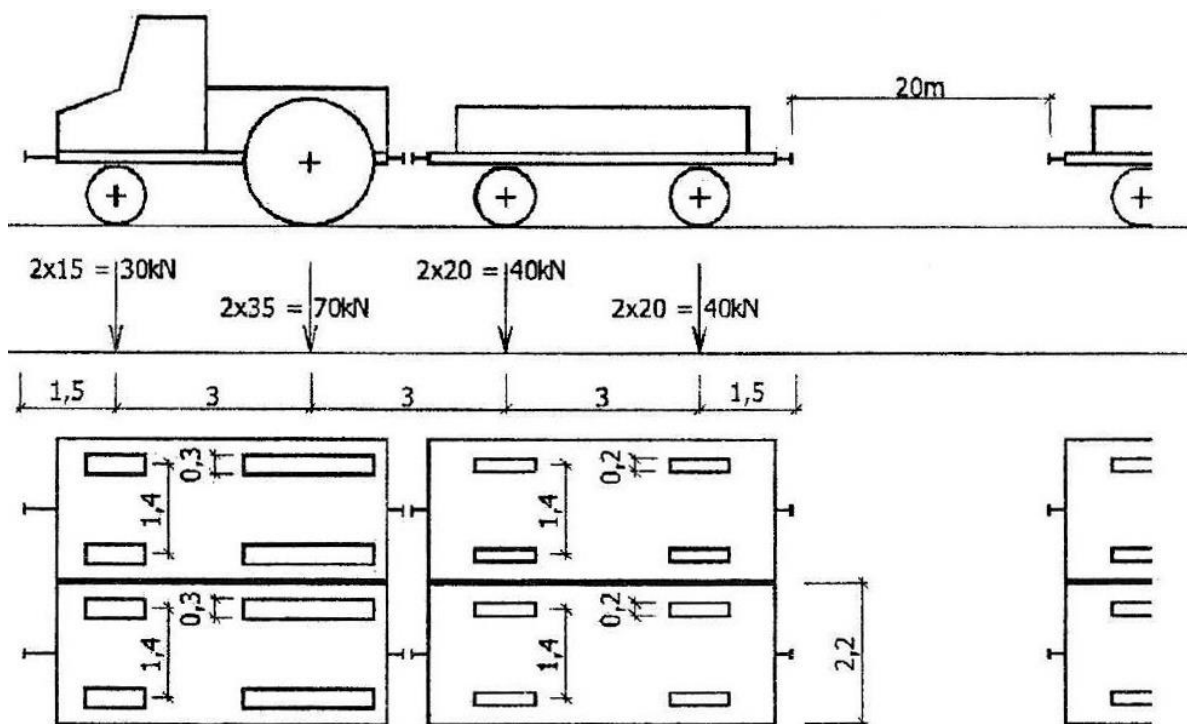
Obr. 24 Strojní oračka o váze 22 t [3]

b) strojní válec silniční o váze 18 t (Obr. 25); nebo



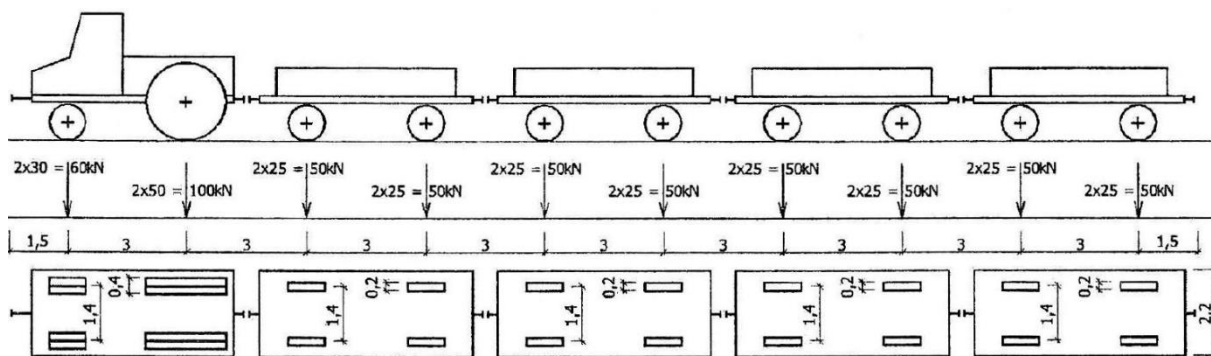
Obr. 25 Strojní válec silniční o váze 18 t [3]

c) dvě řady vedle sebe jedoucích nákladních automobilů těžkých i s nákladem vždy 10 t a vlekcoucích vždy jeden vůz těžký i s nákladem 8 t, jednotlivé vlaky ve vzdálenosti po 20 m (Obr. 26); nebo



Obr. 26 Dvě řady vedle sebe jedoucích nákladních automobilů [3]

- d) nákladní vlak, složený z jednoho motorového vozu těžkého i s nákladem 16 t a ze čtyř vlečených vozů těžkých i s nákladem vždy 10 t (Obr. 27); nebo



Obr. 27 Nákladní vlak složený z jednoho motorového vozu a ze čtyř vlečených vozů [3]

- e) rovnoměrné obtížení 500 kg na m² volné plochy půdorysné....
18. Z břemen uvedených v odstavci 17. nutno dbáti toho, které v nejúčinnější poloze vyvoluje největší napětí v uvažované části konstrukce. Při zatížení strojní oračkou (Obr. 24) nebo nákladním vlakem motorovým (Obr. 27) smí však dovolené namáhání být přestoupeno až o 20 %.
 19. Současné zatížení vozovky různými břemeny (na př. současné zatížení vozidly a rovnoměrným zatížením na zbývající ploše vozovky) budiž uvažováno jen tehdy, bylo-li to zvláště předepsáno. Na chodnících, jsou-li širší než 0,4 m, nutno však vždy uvažovati současné rovnoměrné obtížení příslušné třídy.
 22. Je-li nejúčinnější zatížení rozloženo na několika oddělených částech nosníku (spojité nosníky, oblouky a pod.), stačí předpokládati rozhodující osamělá břemena jen v jedné části, a to té, která má na uvažovaný díl konstrukce největší vliv, v ostatních částech pak jen zatížení rovnoměrné.
 23. Přenášejí-li se tlaky kol, válce a pod. na vozovkový podklad vrstvou šterku, písku, asfaltu, betonu atd., uvažují se při výpočtu tyto tlaky jako rovnoměrně rozprostřené po dosedací ploše zvětšené takto: ...
 - d) při deskách z betonu železového s výztuhou jen v jednom směru nebo s výztuhou zkříženou, při níž však přestupuje plocha vložek v jednom směru o více než 30 % plochu vložek ve směru druhém, o dvojitou výšku vrstvy a ve směru silnější železné výztuhy o dvojitou, ve směru slabší výztuhy o jednoduchou výšku desky.
 24. Šířka dosedací plochy kol nebo válce ve směru jízdy jest vzíti do počtu 10 cm. Do výšky vrstvy roznášející tlak se počítá výška obyčejné kamenné nebo špalíčkové

dlažby poloviční hodnotou, výška dlažby zalité cementovou maltou nebo nemající spar celou hodnotou.

§ 6. Dovolené namáhání a statický výpočet konstrukcí železných.

32. Největší vypočtené napětí v kg na 1 cm² užitečného průřezu nesmí, s výjimkou stanovenou v odst. 18., přestoupiti tyto krajní hodnoty:

Plávkové železo:

- a) při zatížení a vlivech podle § 5. vyjímajíc účinek větru:

V tahu, tlaku neb ohybu

Pro hlavní nosníky o rozpětí $l > 10 \text{ m}$ $870 + 3 \cdot l$, nejvýše však 1150 kg/cm²

§ 7. Dovolená namáhání a statický výpočet konstrukcí ze železového betonu.

A. Dovolená namáhání

44. Největší vypočtené napětí betonu v kg na 1 cm² působícího průřezu nesmí – s výjimkou stanovenou v odst. 18. – přestoupiti tyto krajní hodnoty:

- a) Je-li krychelná pevnost betonu po 6týdenním tvrdnutí 150 – 200 kg/cm².

Při použití zatížení podle § 5., avšak bez vlivu větru, teploty a smršťování.

Pro hlavní nosníky o rozpětí $l > 8 \text{ m}$ $32 + 0,2 \cdot l$ kg/cm²

- b) Je-li krychelná pevnost betonu po 6týdenním tvrdnutí 300 kg/cm² nebo více, připouští se dovolené namáhání betonu v tlaku a tahu o 50 % vyšší, než jest udáno výše. Ostatní dovolená namáhání zůstávají táž.

45. Dovolené namáhání železa plávkového bere se hodnotami předepsanými v odst. 32...

B. Stanovení vnějších sil.

48. Rozpětí. Nelze-li rozpětí trámu udati nesporně podle způsobu uložení, budiž na konci prostě podepřeném připočteno k světlosti 0,025 její délky. Na konci vetknutém měří se rozpětí od líce podpěry. Při středních podporách trámů spojitých předpokládá se podporovaný bod uprostřed tloušťky podpor.

50. Nosníky spojitě o dvou nebo více polích, volně uložené na podporách, buďtež vyšetřovány podle pravidel pro spojitě nosníky...

51. Zesílení spojitých trámů či desek náběhy při podporách může býti bráno v úvahu ve sklonu nejvýše 1:3. U spojitých nosníků může býti za účinnou výšku odporující podporovému momentu dosazena výška, která vznikne, prodlouží-li se šikmé náběhy až ke středu podpory.

56. Součinná šířka desky při trámech s deskou (průřezu T) smí se rovnati nejvýše buď vzdálenosti os sousedních trámů, nebo $\frac{1}{4}$ rozpětí trámu nebo 20násobné tloušťce desky. Do výpočtu vloží se nejmenší z těchto délek...

C. Vyšetření vnitřních sil.

58. Beton a železo působí staticky společně jakožto pružné látky, při čemž stlačení a roztažení jsou úměrná vzdálenostem od neutrálné osy. Ke spolupůsobení betonu v tahu se obecně nepřihlíží...
59. Poloha neutrálné osy při výpočtu napětí betonu v tlaku, ve smyku, v hlavním tahu a v soudržnosti a napětí želez v tahu, jakož i při vyšetření průřezových rozměrů betonu a železa stanoví se tak, jakoby betonu na tažené straně vůbec nebylo. Modul pružnosti betonu se při tom předpokládá hodnotou $140\,000\text{ kg/cm}^2$, rovnou $1/15$ modulu pružnosti železa.
61. Při tuhých výztuhách budiž napětí železa stanoveno pro vlákno od neutrálné osy nejvíce vzdálené. Při netuhých vložkách dlužno je určit pro střed vložky od neutrálné osy nejvíce vzdálené.

§ 16. Zvláštní pokyny pro navrhování nosných konstrukcí ze železového betonu.

104. Kulatá železa tvořící výztuž mějtež průměr aspoň 5 mm...
105. Nosné desky ze železového betonu, jsou-li prostě podepřeny, mějtež tloušťku nejméně $1/25$, jsou-li spojitě nebo vetknuté, nejméně $1/35$ vzdálenosti podporových hran... Vzdálenost nosných želez necht' u desek činí nejvýše 25 cm. Kromě želez nosných budiž použito i želez rozdělovacích, položených ve vzdálenosti nejvýše 30 cm.
106. Trámy, ať průřezu pouze obdélníkového nebo žebra nosných průřezů T mějte výšku rovnou za prostého podepření alespoň $1/18$ rozpětím za vetknutí nejméně $1/25$ rozpětí nebo délky měřené mezi náběhy... Nosná železa buďtež vždy alespoň dvě a nejméně polovina z nich budiž převedena šikmým ohnutím k hornímu povrchu; některá z těchto ohnutých želez necht' se prodlouží až nad podporu.
107. Trámy jak samostatné, tak jmenovitě i žebra průřezu T musí býti vyztuženy třmínky... Největší přípustná vzdálenost třmínků jest 40 cm...
110. Nejmenší vzdálenost povrchu železa od nejbližšího povrchu betonového musí činiti nejméně: u desek 1 cm, u trámů 2 cm, ... Mezery mezi železy necht' činí nejméně 2 cm a rovnají se vždy alespoň průměru železa...

3.2 Únosnost průřezu v ohybu dle metody dovoleného namáhání

Tehdejší metoda navrhování konstrukcí ze železobetonu, metoda dovoleného namáhání, též nazývána jako klasická teorie, je nejstarší metodou pro výpočet betonových prvků. Metoda je založena na prokázání napětí v betonu a ve výztuži v rozhodujících průřezích, které nesmí překročit tzv. dovolené namáhání materiálu. [6]

Aby průřez vyhověl, musí být splněny podmínky:

- $\sigma_b \leq \sigma_{b,dov}$;
- $\sigma_a \leq \sigma_{a,dov}$;

kde σ_b (σ_a) je napětí v betonu (oceli) od zatížení, které je stanoveno za předpokladu pružného chování materiálu a $\sigma_{b,dov}$ ($\sigma_{a,dov}$) je dovolené namáhání betonu v tlaku (oceli v tahu). [17]

Základní předpoklady pro návrh:

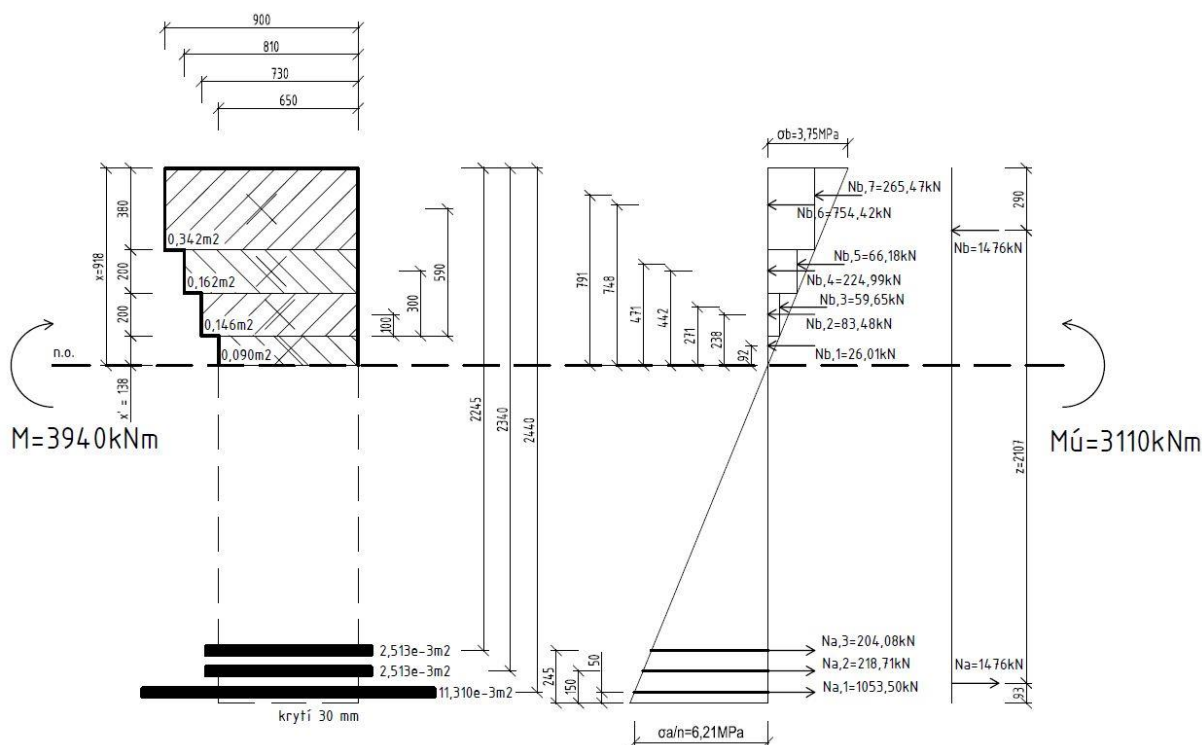
- beton v tahu nepůsobí – veškerý tah přenáší výztuž;
- napětí betonu je přímo úměrné vzdálenosti od neutrální osy, napětí oceli je n -násobek napětí betonu v téže vlákne téhož řezu (při výpočtu se předpokládá $n = E_a/E_b = 15$);
- ideální průřez je náhradní betonový průřez, který se skládá z tlačené betonové plochy (A_b) a n -násobku plochy výztuže (A_a). [6]

Výška tlačené oblasti betonu se určí z podmínky rovnosti statických momentů k neutrální ose. Statický moment části ideálního průřezu nad neutrální osou k neutrální ose se rovná statickému momentu části ideálního průřezu pod neutrální osou k neutrální ose. [6]

Moment únosnosti průřezu se stanoví za předpokladu dosažení dovoleného namáhání v některém z materiálů:

- rozhoduje výztuž, tedy $\sigma_a = \sigma_{a,dov}$. Posoudíme beton, a je-li $\sigma_b \leq \sigma_{b,dov}$, pak moment únosnosti průřezu $M_u = A_a \cdot \sigma_{a,dov} \cdot z$. Je-li $\sigma_b > \sigma_{b,dov}$, pak
- rozhoduje beton, tedy $\sigma_b = \sigma_{b,dov}$. Určíme odpovídající napětí ve výztuži $\sigma_{a(b)}$.
Potom se moment únosnosti rovná $M_u = A_a \cdot \sigma_{a(b)} \cdot z$,

kde z je rameno vnitřních sil. [6]



Obr. 28 Ukázka stanovení momentu únosnosti průřezu podle metody dovoleného namáhání – krajní pole parapetního nosníku (výztuž podle diagnostiky)

3.3 Výsledky srovnávacího přepočtu

Konstrukce byla pro výpočet rozdělena na jednotlivé nosné prvky – hlavní parapetní nosník, příčník a deska, které byly vyšetřovány samostatně. Jednotlivé nosné prvky byly poté idealizovány jednoduchými prutovými modely a postupně zatěžovány tak, aby bylo dosaženo maximálního ohybového namáhání daného prvku podle tehdejší platné normy [3]. V dalším kroku byl stanoven moment únosnosti průřezu za předpokladu vyztužení prvku podle diagnostického průzkumu. Obě hodnoty, maximální ohybový moment od zatížení a moment únosnosti průřezu, byly porovnány.

Porovnáním hodnot ohybových momentů mohou nastat dva případy:

- $M < M_u$... PRŮŘEZ VYHOVUJE, tzn. srovnávací přepočet potvrdil spolehlivost diagnostického průzkumu, resp. potvrdil množství nalezené výztuže v daném posuzovaném prvku;
- $M > M_u$... PRŮŘEZ NEVYHOVUJE, tzn. srovnávací přepočet ukazuje na nespolehlivost provedeného diagnostického průzkumu, resp. potvrzuje hypotézu existující nenalezené výztuže, která by v daném posuzovaném prvku měla být,

byl-li prvek v roce 1924 správně navržen. V takovém případě výztuž na toto zatížení navrhne a opět hodnoty porovnáme.

Na základě těchto hypotéz bylo pro účely diplomové práce odhadnuto vyztužení v částech nosné konstrukce, ve kterých diagnostika nebyla schopna určit počet a polohu prutů betonářské výztuže.

Výpočet je uveden v příloze P4. Statický výpočet.

• Hlavní parapetní nosník

Hlavní parapetní nosník byl idealizován jako spojitý nosník o třech polích s osovou vzdáleností podpor rovnou osovým vzdálenostem ložisek. Nosník byl řešen ve třech kritických řezech:

- krajní pole;
- podpora;
- mezilehlé pole.

Ohybové momenty od zatížení dle [3] jsou uvedeny v Tab. 4.

OHYBOVÉ MOMENTY OD ZATÍŽENÍ DLE NÁVRHU ČS. ŘÁDU PRO SILNICOVÉ MOSTY [kNm]							
Řez:	g_0+g_1	§5. odst 17. a)	§5. odst 17. b)	§5. odst 17. c)	§5. odst 17. d)	§5. odst 17. e)	zat. chodníku
krajní pole	6207,0	787,5	632,8	1113,1	810,3	1021,5	553,3
podpora	-7731,4	-436,0	-361,5	-826,2	-829,8	-1165,1	-631,1
mezilehlé pole	1978,2	653,8	521,2	904,1	567,8	758,5	410,9

Tab. 4 Ohybové momenty od zatížení dle [3] - parapetní nosníky

Řez v krajním poli:

Maximální ohybový moment od zatížení: $M = 3940 \text{ kNm}$

Moment únosnosti průřezu (výztuž dle diagnostiky): $M_u = 3110 \text{ kNm}$

$M > M_u$ NEVYHOVUJE

Moment únosnosti průřezu (navržená výztuž 18 ϕ 40): $M_{u,nové} = 4100 \text{ kNm}$

$M < M_{u,nové}$ VYHOVUJE

Srovnávací přepočet parapetního nosníku v krajním poli potvrzuje domněnku v průřezu ukryté výztuže, která nebyla odhalena při diagnostickém průzkumu. Průzkum v průřezu hlavního parapetního nosníku našel celkem 13 prutů $\phi 40 \text{ mm}$, což je o 5 prutů $\phi 40 \text{ mm}$ méně, než vyplývá ze srovnávacího přepočtu.

Řez v podpoře:

Maximální ohybový moment od zatížení:	$M = -4770 \text{ kNm}$
Moment únosnosti průřezu (výztuž dle diagnostiky):	$M_u = -3810 \text{ kNm}$
$M > M_u$	NEVYHOVUJE
Moment únosnosti průřezu (navržená výztuž $18\phi 40$):	$M_{u,nové} = -5050 \text{ kNm}$
$M < M_{u,nové}$	VYHOVUJE

Výztuž podle diagnostického průzkumu v podpoře byla pro účely diplomové práce uvažována dle dříve vyhodnoceného řezu v krajním poli (byl použit poměr počtu prutů nalezené/navržené výztuže).

Řez v mezilehlém poli:

Maximální ohybový moment od zatížení:	$M = 1650 \text{ kNm}$
Moment únosnosti průřezu (výztuž dle diagnostiky):	$M_u = 1310 \text{ kNm}$
$M > M_u$	NEVYHOVUJE
Moment únosnosti průřezu (navržená výztuž $7\phi 40$):	$M_{u,nové} = 1810 \text{ kNm}$
$M < M_{u,nové}$	VYHOVUJE

Výztuž podle diagnostického průzkumu v mezilehlém poli byla pro účely diplomové práce uvažována přibližně dle dříve vyhodnoceného řezu v krajním poli (podle poměru počtu prutů nalezené/navržené výztuže).

• Příčník

Výpočtový model pro průřez příčníku byl idealizován jako prostý nosník se vzdáleností podpěr rovnou osové vzdálenosti parapetních nosníků.

Ohybové momenty od zatížení dle [3] jsou uvedeny v Tab. 5.

OHYBOVÉ MOMENTY DLE NÁVRHU ČS. ŘÁDU PRO SILNICOVÉ MOSTY [kNm]						
g_0+g_1	§5. odst 17. a)	§5. odst 17. b)	§5. odst 17. c)	§5. odst 17. d)	§5. odst 17. e)	zat. chodníku
152,4	227,5	166,0	217,7	169,4	60,3	10,1

Tab. 5 Ohybové momenty od zatížení dle [3] - příčník

Maximální ohybový moment od zatížení:	$M = 390 \text{ kNm}$
Moment únosnosti průřezu (výztuž dle diagnostiky):	$M_u = 230 \text{ kNm}$
$M > M_u$	NEVYHOVUJE

Moment únosnosti průřezu (navržená výztuž 14 ϕ 26): $M_{u,nové} = 400 \text{ kNm}$

$M < M_{u,nové}$ VYHOVUJE

Srovnávací přepoččet potvrzuje hypotézu další nenalezené výztuže v průřezu příčnicku. Diagnostický průzkum v příčnicku odhalil 8 prutů ϕ 26 mm, což je o 6 prutů ϕ 26 mm méně, než ukazuje srovnávací přepoččet dle zatížení podle tehdejší platné normy pro navrhování [3].

- **Mostovková deska**

Mostovková deska byla idealizována jako spojitý nosník s osovou vzdáleností podpor rovnou osovým vzdálenostem příčníků a byla řešena ve dvou kritických řezech:

- pole;
- podpora.

Ohybové momenty od zatížení dle [3] jsou uvedeny v Tab. 6.

OHYBOVÉ MOMENTY DLE NÁVRHU ČS. ŘÁDU PRO SILNICOVÉ MOSTY [kNm]						
Řez:	$g_0 + g_1$	§5. odst 17. a)	§5. odst 17. b)	§5. odst 17. c)	§5. odst 17. d)	§5. odst 17. e)
pole	1,5	6,1	4,8	3,6	4,9	1,1
podpora	-2,1	-4,5	-3,2	-2,3	-3,0	-1,2

Tab. 6 Ohybové momenty od zatížení dle [3] - mostovková deska

Řez v poli:

Maximální ohybový moment od zatížení: $M = 7,60 \text{ kNm}$

Moment únosnosti průřezu (výztuž dle diagnostiky): $M_u = 7,62 \text{ kNm}$

$M < M_u$ VYHOVUJE

Řez v podpoře:

Maximální ohybový moment od zatížení: $M = -6,60 \text{ kNm}$

Moment únosnosti průřezu (výztuž dle diagnostiky): $M_u = -7,62 \text{ kNm}$

$M < M_u$ VYHOVUJE

Srovnávací přepoččet dle původní platné normy [3] potvrdil závěry z diagnostického průzkumu o počtu a umístění betonářské výztuže v mostovkové desce.

4. Statická zatěžovací zkouška

Statická zatěžovací zkouška se uskutečnila v noci z 26. na 27. 9. 2015 v době od 22:00 do 5:00 hod. za plné uzavírky mostní konstrukce. Realizaci zkoušky zajistili pracovníci firmy INSET s.r.o. a TZ INSET CZ v souladu s požadavky uvedenými v ČSN 73 6209 Zatěžovací zkoušky mostů [13]. [5]

Statická zatěžovací zkouška byla v první řadě zaměřena na stanovení resp. ověření reálné zatížitelnosti mostní konstrukce. Dále pak bylo v rámci zatěžovací zkoušky ověřeno chování konstrukce v mezním stavu použitelnosti a také ověření použitého výpočetního modelu. [5]

V rámci zatěžovací zkoušky byly provedeny tři zatěžovací stavy.

- ZS1 – maximální průhyb pro zkušební zatížení v krajním poli (Obr. 33);
- ZS2 – maximální průhyb pro zkušební zatížení v mezilehlém poli (Obr. 35);
- ZS3 – maximální účinky nad vnitřní podpěrou P3, zkušební zatížení umístěno v nadpodporové oblasti. [5]

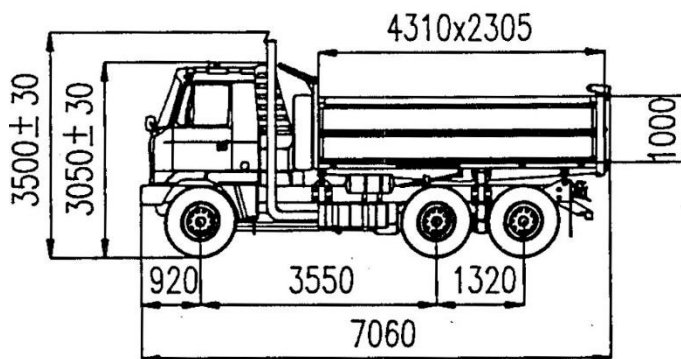
Při zkoušce byly měřeny v rámci jednotlivých zatěžovacích stavů svislé průhyby v definovaných místech konstrukce, poklesy podpěr a stlačení ložisek. [5]

Pro účely diplomové práce se omezíme pouze pro sledování průhybů hlavních parapetních nosníků v zatěžovacích stavech ZS1 a ZS2.

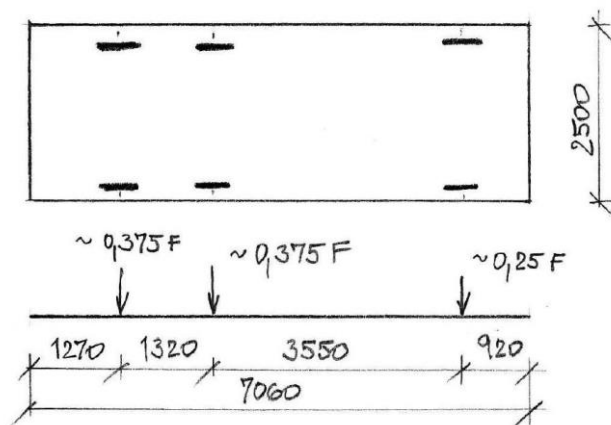
4.1 Vstupní údaje statické zatěžovací zkoušky

Zkušební zatížení bylo vyvozeno pomocí nákladních vozidel typu Tatra T815. Celkem bylo použito: 3x Tatra T815 o celkové hmotnosti 2x18 (Obr. 31 a Obr. 32) tun a 1x22 tun (Obr. 29 a Obr. 30). [5]

- Tatra T815-2 S3 28 210 6x6.2 o hmotnosti 22 tun (Obr. 29);

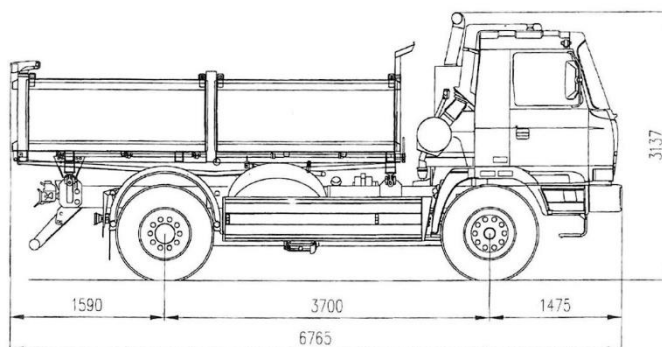


Obr. 29 Tatra T815 o hmotnosti 22 tun – pohled [5]

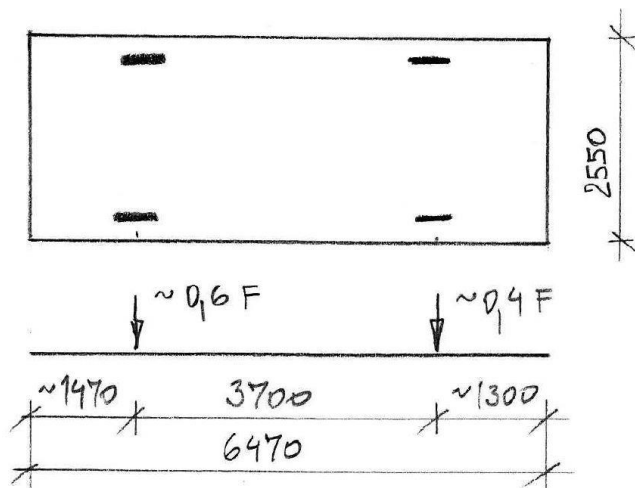


Obr. 30 Tatra T815-2 S3 o hmotnosti 22 tun – půdorys [5]

- Tatra T815-2 221R45 o hmotnosti 18 tun (Obr. 31);
- Tatra T815 260S45 o hmotnosti 18 tun (Obr. 31). [5]



Obr. 31 Tatra T815 o hmotnosti 18 tun – pohled [5]



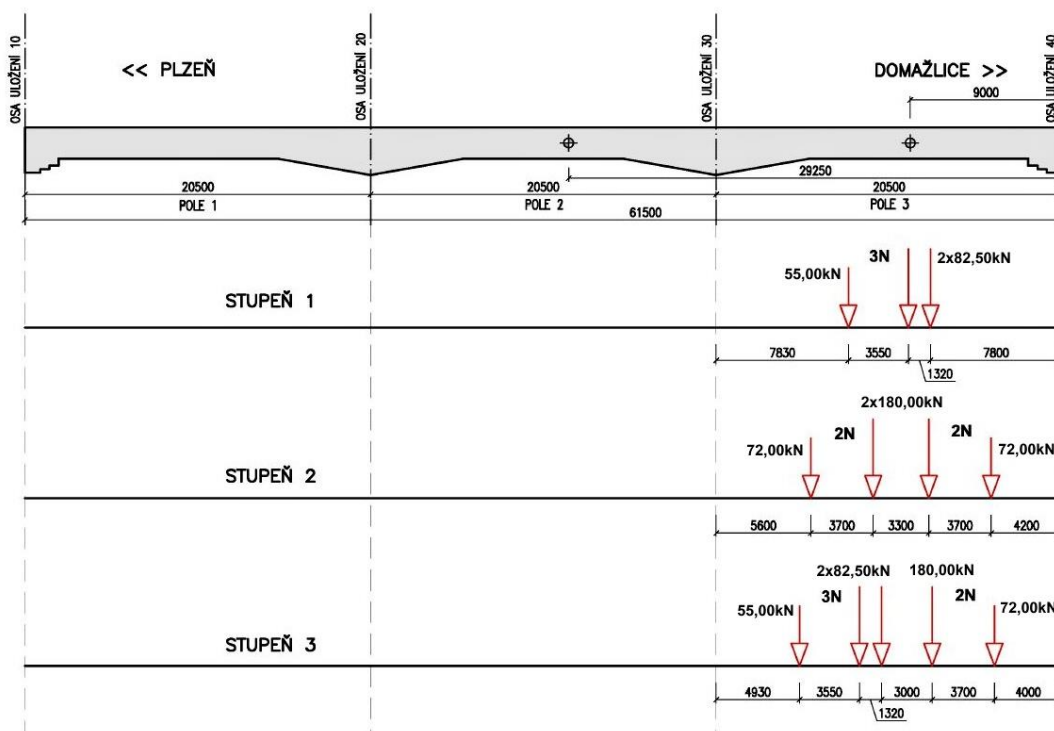
Obr. 32 Tatra T815 o hmotnosti 18 tun – půdorys [5]

Vozidla byla v rámci jednotlivých zatěžovacích stavů a jejich stupňů rozmístěna v podélném směru v předem definovaném seskupení a v dané poloze na nosné konstrukci. V příčném směru byla zkušební vozidla umístěna v ose nosné konstrukce. [5]

Zkušební zatížení bylo umístěno do určené polohy v co nejkratší době bez nárazů a otřesů maximální rychlostí 5 km/h. Minimální doba působení plného zkušebního zatížení byla $t = 30$ minut. [13]

Sestavy zkušebního zatížení pro zatěžovací stavy

- ZS1

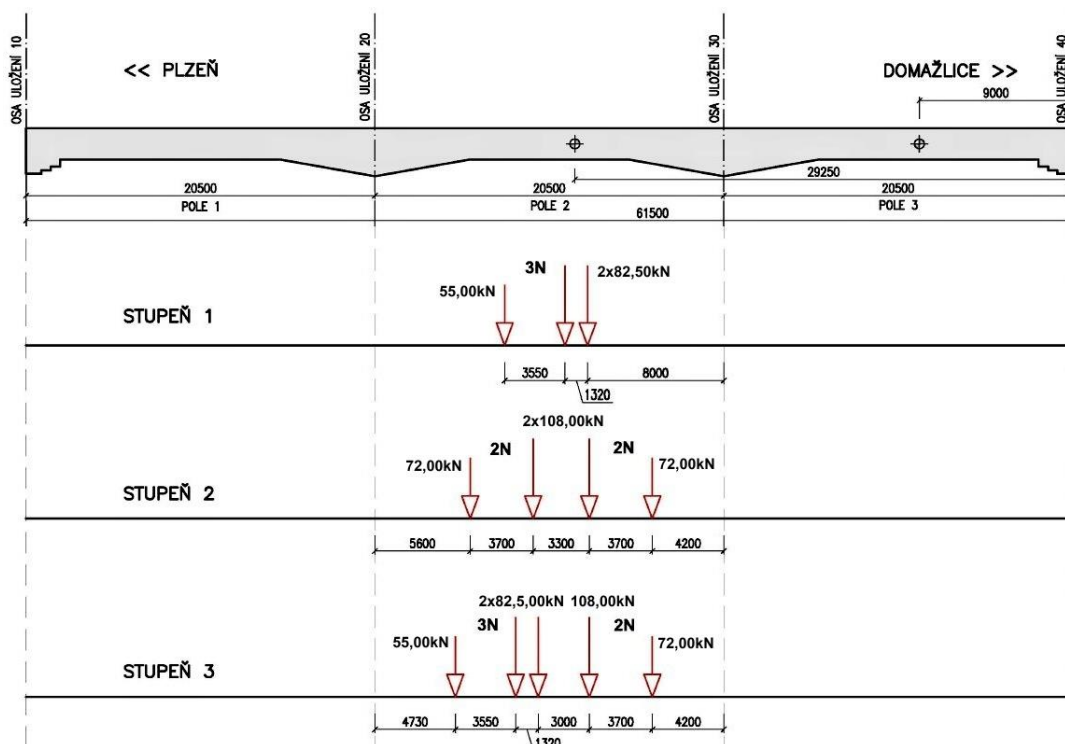


Obr. 33 Sestavy zkušebního zatížení pro ZS1 [5]



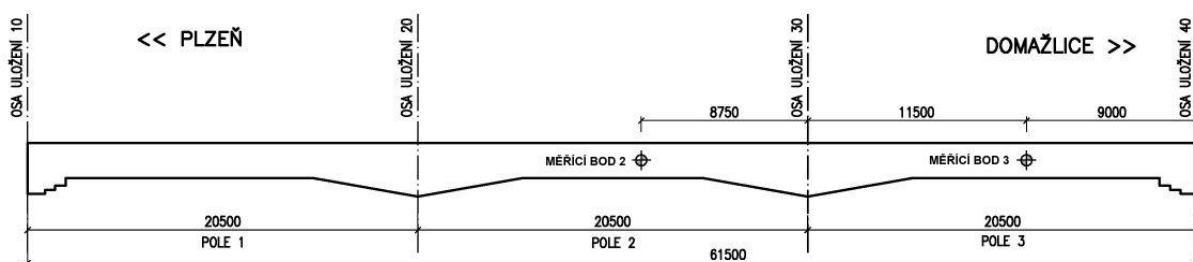
Obr. 34 Foto z probíhající statické zatěžovací zkoušky

- ZS2



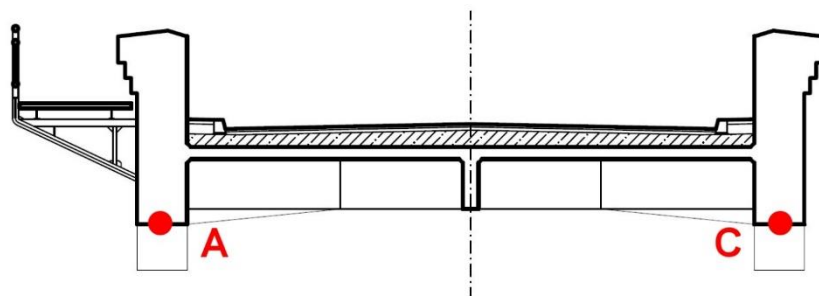
Obr. 35 Sestavy zkušebního zatížení pro ZS2 [5]

Měřicí senzory byly na konstrukci umístěny v krajním poli ve vzdálenosti $x = 9$ m od opěry O4 (měřicí bod 3) a v mezilehlém poli ve vzdálenosti $x = 29,25$ m od opěry O4 (měřicí bod 2) viz Obr. 36. [5]



Obr. 36 Umístění měřících bodů na konstrukci [5]

Svislé průhyby ve druhém a třetím poli byly měřeny přesnými elektronickými induktivními snímači, které byly osazeny na terénu pod mostem do stojanů. Snímače byly invarovou strunou propojeny s dolním lícem zkoušené konstrukce. Označení sledovaných bodů na konstrukci viz Obr. 37 a Obr. 38. [5]



Obr. 37 Označení měřených bodů v příčném směru [5]



Obr. 38 Označení měřených bodů v podélném směru [5]

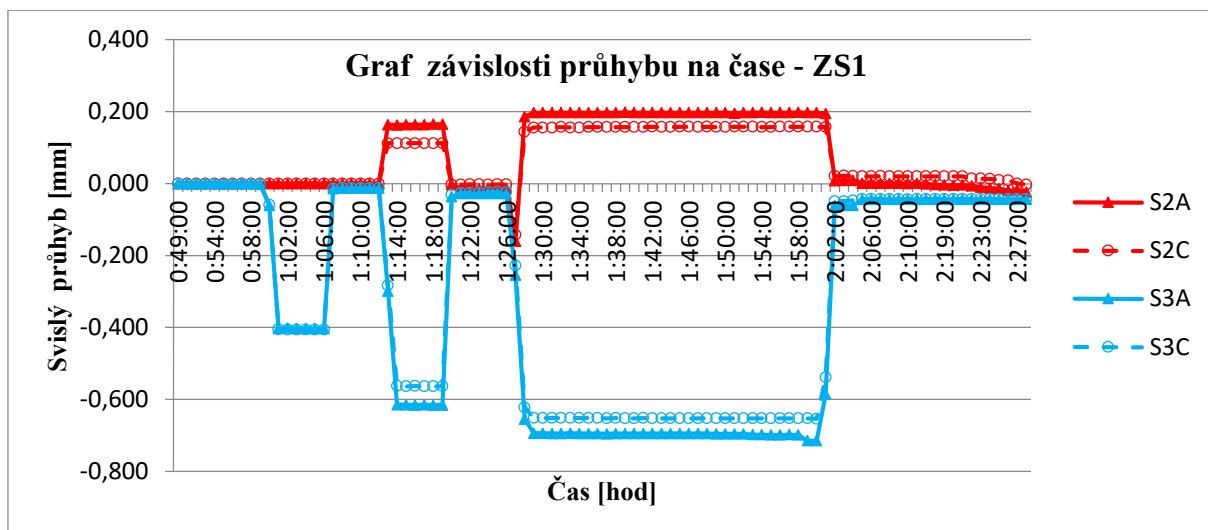
Během zkoušky byla sledována teplota konstrukce kontaktním teploměrem. [5]

4.2 Výsledky měření

Přehled naměřených průhybů hlavních parapetních nosníků při realizovaných zatěžovacích stavech ZS1 a ZS2 uvádí Tab. 7, Tab. 8 a Obr. 39, Obr. 40. Jsou uvedeny deformace celkové (w_{tot}), trvalé (w_r) a pružné (w_e). [5]

Zatěžovací stav		Naměřené průhyby w_e , w_r , w_{tot}				
Zatěž. stav	Zatěž. stupeň	$\cdot 10^{-4}$ [m]	S2A	S2C	S3A	S3C
ZS1	S1	celkový průhyb w_{tot}	N	N	-4,03	-4,06
		trvalý průhyb w_r	N	N	-0,13	-0,13
		pružný průhyb w_e	N	N	-3,90	-3,93
	S2	celkový průhyb w_{tot}	1,64	1,12	-6,16	-5,64
		trvalý průhyb w_r	-0,14	-0,02	-0,28	-0,23
		pružný průhyb w_e	1,78	1,14	-5,88	-5,41
	S3	celkový průhyb w_{tot}	1,97	1,58	-7,15	-6,53
		trvalý průhyb w_r	-0,23	-0,03	-0,44	-0,43
		pružný průhyb w_e	2,20	1,61	-6,71	-6,10

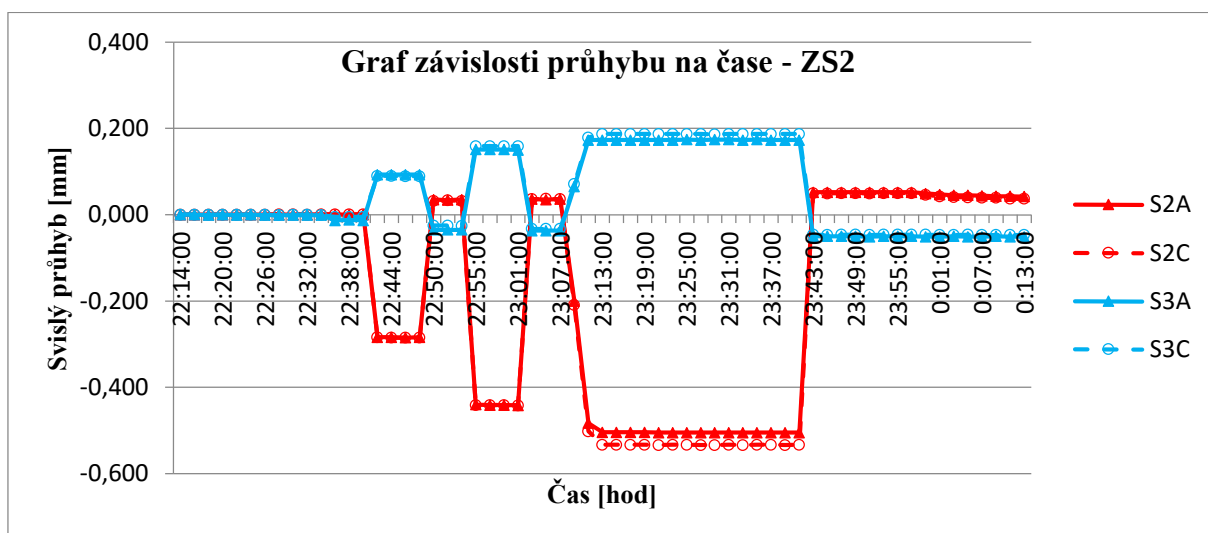
Tab. 7 Přehled experimentálně zjištěných svislých průhybů - ZS1 [5]



Obr. 39 Graf závislosti průhybu na čase - ZS1 [5]

Zatěžovací stav		Naměřené průhyby w_e , w_r , w_{tot}				
Zatěž. stav	Zatěž. stupeň	$\cdot 10^{-4}$ [m]	S2A	S2C	S3A	S3C
ZS2	S1	celkový průhyb w_{tot}	-2,84	-2,85	0,93	0,89
		trvalý průhyb w_r	0,35	0,32	-0,35	-0,26
		pružný průhyb w_e	-3,19	-3,17	1,28	1,15
	S2	celkový průhyb w_{tot}	-4,42	-4,42	1,50	1,59
		trvalý průhyb w_r	0,36	0,36	-0,37	-0,33
		pružný průhyb w_e	-4,78	-4,78	1,87	1,92
	S3	celkový průhyb w_{tot}	-5,05	-5,34	1,73	1,87
		trvalý průhyb w_r	-0,42	-0,47	0,02	-0,51
		pružný průhyb w_e	-4,63	-4,87	1,71	2,38

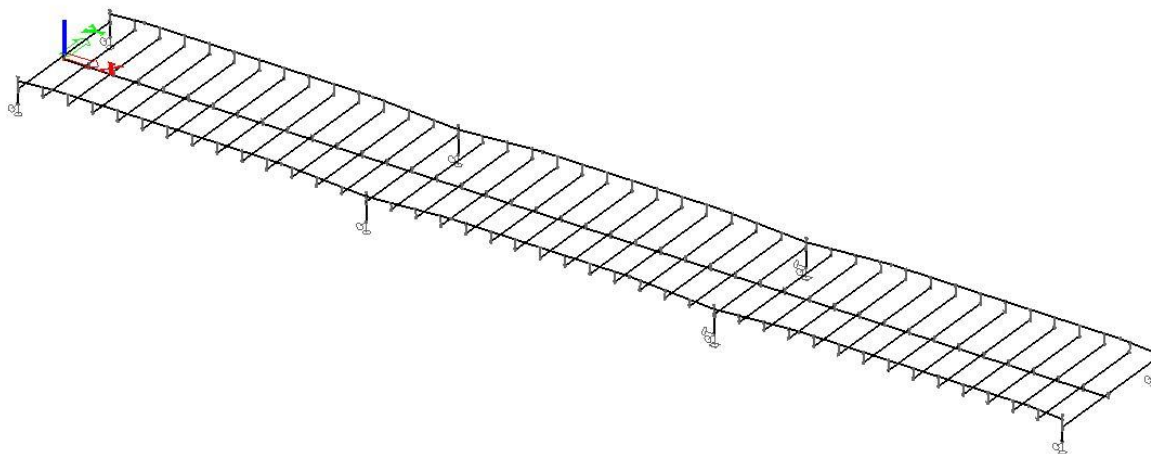
Tab. 8 Přehled experimentálně zjištěných svislých průhybů - ZS2 [5]



Obr. 40 Graf závislosti průhybu na čase - ZS2 [5]

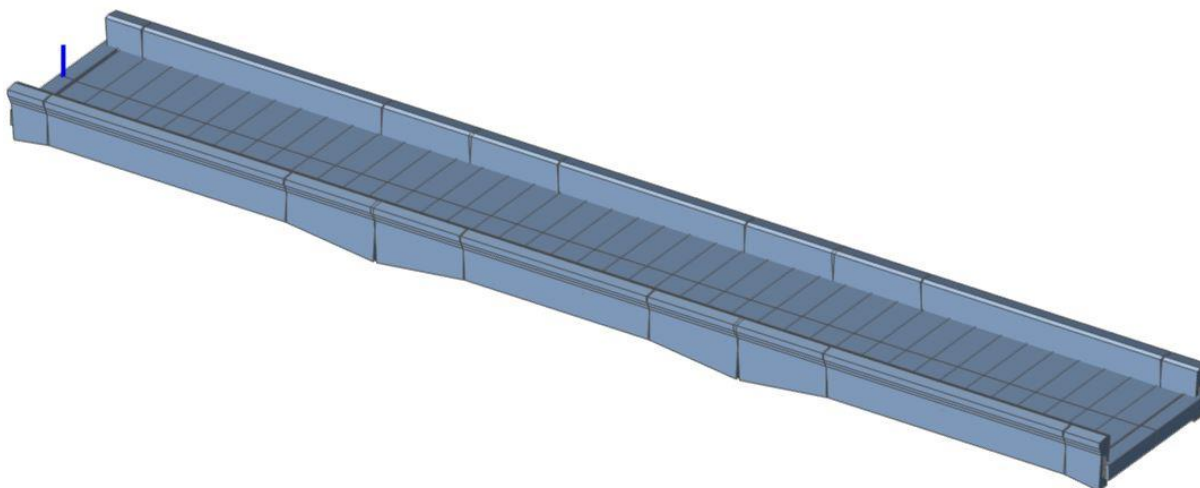
4.3 Výpočetní model

Výpočetní prutový prostorový model, pro stanovení teoretických průhybů konstrukce, byl vytvořen v softwaru pro modelování a analýzu konstrukcí Nemetschek SCIA Engineer (Obr. 41, Obr. 42 a Obr. 43).

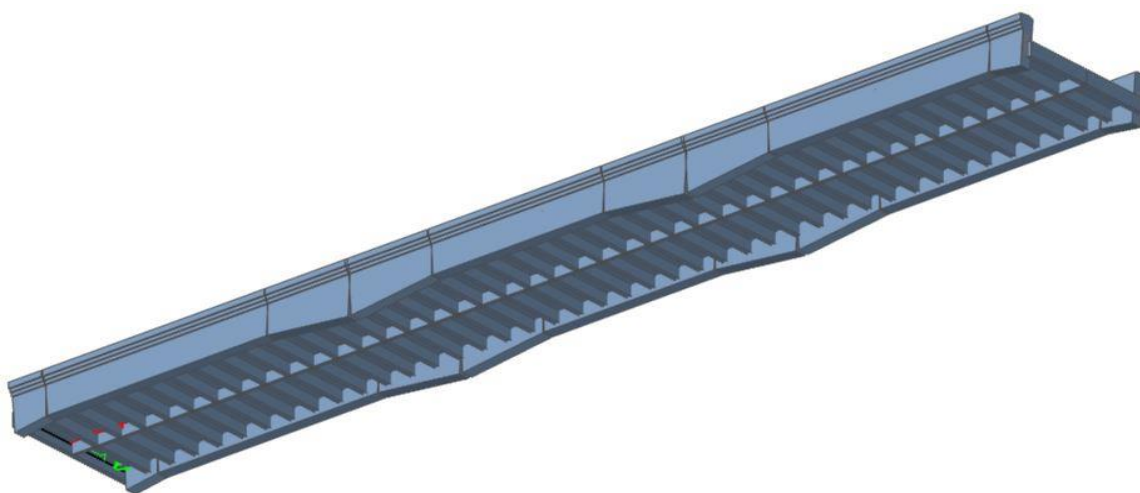


Obr. 41 Prutový prostorový model konstrukce

Při tvorbě modelu byly zohledněny geometrické a materiálové charakteristiky takovým způsobem, aby v maximální možné míře model realisticky vystihoval skutečné chování konstrukce.



Obr. 42 Prutový prostorový model – pohled shora ve 3D

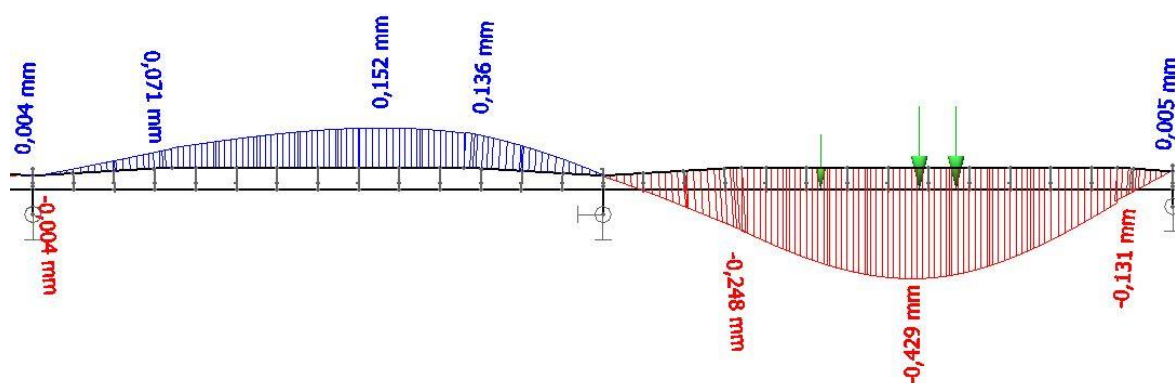


Obr. 43 Prutový prostorový model - pohled zespodu ve 3D

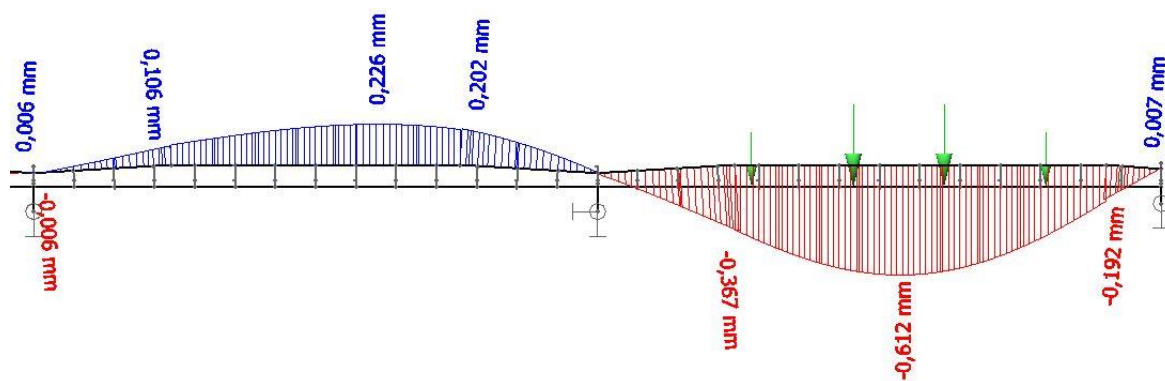
Výpočetní model byl zatížen sestavami zkušebního zatížení (podle kap. 4.1) za účelem stanovení teoreticky vypočítaných průhybů w_{cal} v měřených bodech S2A (S2C) a S3A (S3C) konstrukce. Hodnoty průhybů w_{cal} pro zatěžovací stavy ZS1 a ZS2 jsou uvedeny v Tab. 9 a na Obr. 44, Obr. 45, Obr. 46, Obr. 47, Obr. 48 a Obr. 49.

Zatěžovací stav		Teoreticky stanovené pružné průhyby w_{cal}		
Zatěž. stav	Zatěž. stupeň	$\cdot 10^{-4}$ [m]	S2A/S2C	S3A/S3C
ZS1	S1	pružný průhyb w_{cal}	1,51	-4,28
	S2	pružný průhyb w_{cal}	2,25	-6,10
	S3	pružný průhyb w_{cal}	2,51	-6,80
ZS2	S1	pružný průhyb w_{cal}	-3,19	1,43
	S2	pružný průhyb w_{cal}	-4,50	2,09
	S3	pružný průhyb w_{cal}	-5,02	2,31

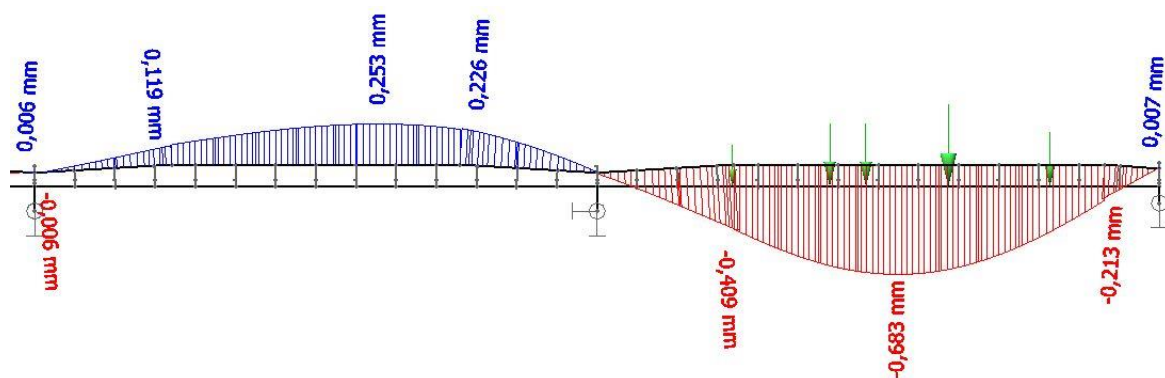
Tab. 9 Přehled teoretických průhybů w_{cal} - ZS1, ZS2



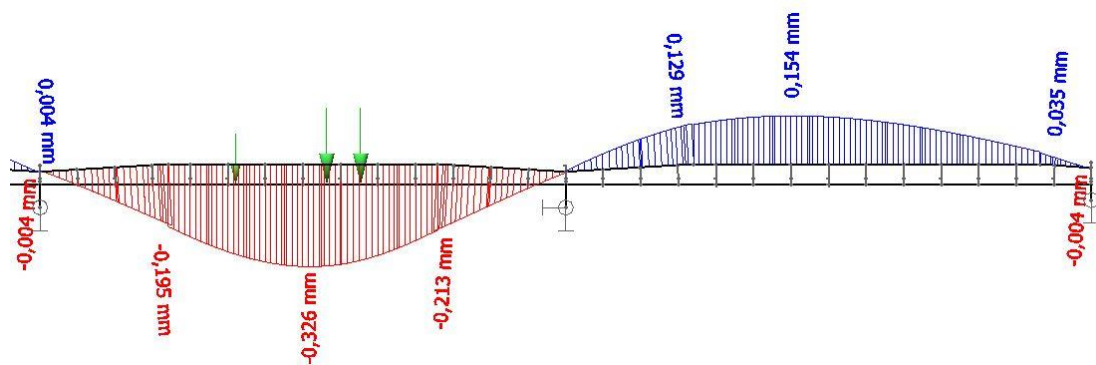
Obr. 44 Průběh průhybu w_{cal} - ZS1 S1



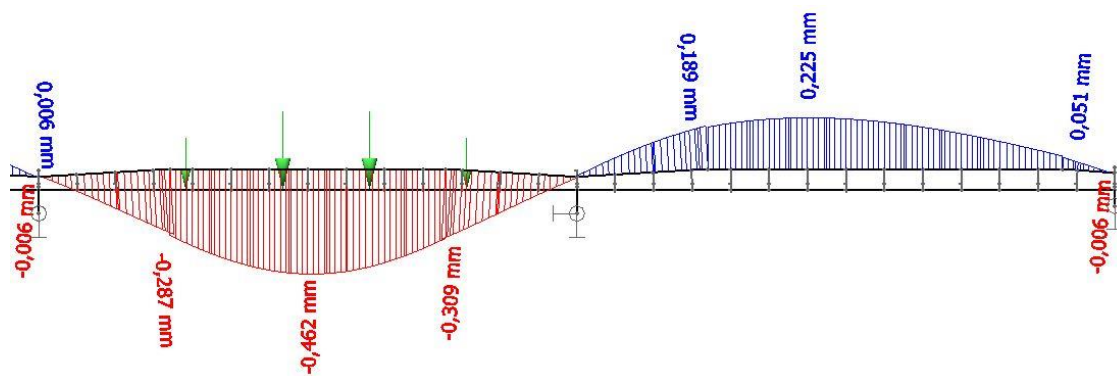
Obr. 45 Průběh průhybu w_{cal} - ZS1 S2



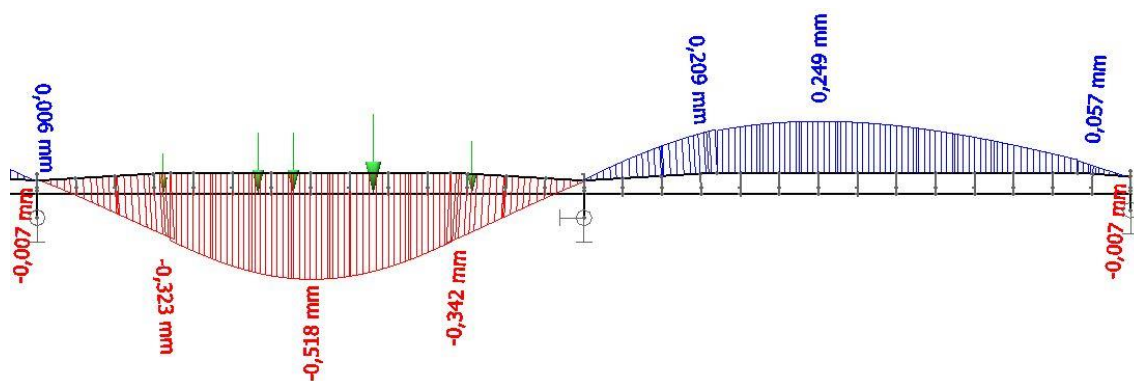
Obr. 46 Průběh průhybu w_{cal} - ZS1 S3



Obr. 47 Průběh průhybu w_{cal} - ZS2 S1



Obr. 48 Průběh průhybu w_{cal} - ZS2 S2



Obr. 49 Průběh průhybu w_{cal} - ZS2 S3

4.4 Vyhodnocení statické zatěžovací zkoušky

Vyhodnocení statické zatěžovací zkoušky proběhlo dle normy [13]. Dosavadní nepřestavované mostní objekty musí vyhovovat kritériím čl. 7.1.4 odst. a), čl. 7.1.4 odst. c) a čl. 7.1.5 vzorec (6). Součinitelé pro vyhodnocení zatěžovací zkoušky jsou $\alpha = 1,10$, $\beta = 0,6$ a $\alpha_3 = 0,125$, viz Tab. 10.

Údaje o mostní konstrukci	materiál konstrukce		železobeton	
	stav předpětí nosné konstrukce		-	
	třída prostředí (dle ČSN 73 6206)		jakákoliv	
Čl. 7.1.4 odst. a)	ve znění	poměr změřených pružných složek S_e k teoreticky stanoveným hodnotám účinku S_{cal} je menší nebo roven hodnotě α , ale větší než β		
	vzorec	$\beta < \frac{S_e}{S_{cal}} \leq \alpha$	součinitelé dle čl. A.4 přílohy A, tabulky A.1	$\alpha = 1,100$ $\beta = 0,600$
Čl. 7.1.5 vzorec (6)	ve znění	poměr změřených trvalých složek S_r k celkovým změřeným hodnotám účinku S_{tot} je menší než hodnota α_3		
	vzorec	$\frac{S_r}{S_{tot}} \leq \alpha_3$	součinitelé dle čl. A.4 přílohy A, tabulky A.1	$\alpha_3 = 0,125$
Čl. 7.1.4 odst. c)	ve znění	šířka trhlin u konstrukcí ze železového a předpjatého betonu při zkušebním zatížení nepřesahuje poměrnou část mezní hodnoty uvedené v příloze A		
	mezní šířka trhlin dle čl. A.6 přílohy A, tabulky A.2			0,40 mm

Tab. 10 Přehled kritérií dle [13] pro zkoušený most

Zatěžovací stav		Vyhodnocení zatěžovací zkoušky dle ČSN 73 6209				
Zatěž. stav	Zatěž. stupeň	$\cdot 10^{-4}$ [m]	S2A	S2C	S3A	S3C
ZS1	S1	w_e/w_{cal}	NEHODNOCENO		0,91	0,92
		w_r/w_{tot}			0,03	0,03
		vyhodnocení			VYHOVUJE	VYHOVUJE
	S2	w_e/w_{cal}			0,96	0,89
		w_r/w_{tot}			0,05	0,04
		vyhodnocení			VYHOVUJE	VYHOVUJE
	S3	w_e/w_{cal}			0,99	0,90
		w_r/w_{tot}			0,06	0,07
		vyhodnocení			VYHOVUJE	VYHOVUJE
ZS2	S1	w_e/w_{cal}	1,00	0,99	NEHODNOCENO	
		w_r/w_{tot}	-0,12	-0,11		
		vyhodnocení	VYHOVUJE	VYHOVUJE		
	S2	w_e/w_{cal}	1,06	1,06		
		w_r/w_{tot}	-0,08	-0,08		
		vyhodnocení	VYHOVUJE	VYHOVUJE		
	S3	w_e/w_{cal}	0,92	0,97		
		w_r/w_{tot}	0,08	0,09		
		vyhodnocení	VYHOVUJE	VYHOVUJE		

Tab. 11 Vyhodnocení zatěžovací zkoušky podle [13]

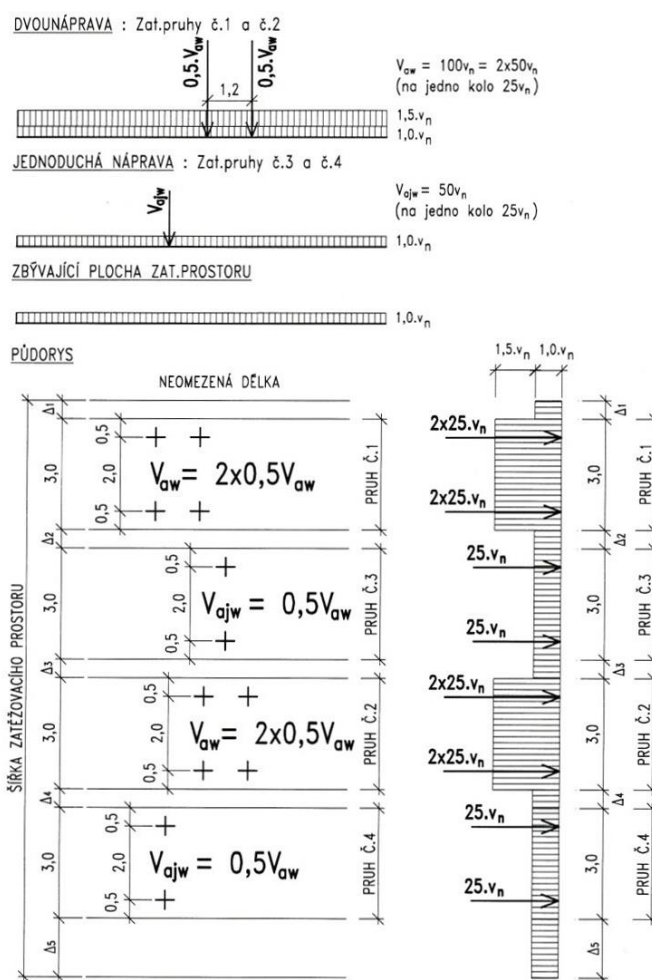
Na základě výše uvedeného vyhodnocení (Tab. 11) statické zatěžovací zkoušky a po shrnutí poznatků získaných při pozorování konstrukce během statické zatěžovací zkoušky lze říci:

- Mostní konstrukce se před, při i po daném zkušebním zatížení chovala pružně a nebyly odhaleny žádné závažné závady či poruchy.
- Výsledky ukazují, že odezva mostu na statické zatěžování splňuje v hodnocených měřicích bodech kritéria čl. 7.1.4 a čl. 7.1.5 [13] v plném rozsahu, tedy:
 - čl. 7.1.4 odst. a) - splňuje v plném rozsahu;
 - čl. 7.1.5 vzorec (6) - splňuje v plném rozsahu;
 - čl. 7.1.4 odst. c) - splňuje v plném rozsahu.
- Byla prokázána shoda mezi použitým výpočetním modelem a reálným chováním mostní konstrukce. Výpočetní model je tedy vhodný pro stanovení zatížitelnosti mostu podle ČSN 73 6222 Zatížitelnost mostů pozemních komunikací [14].

5. Zatížitelnost mostu

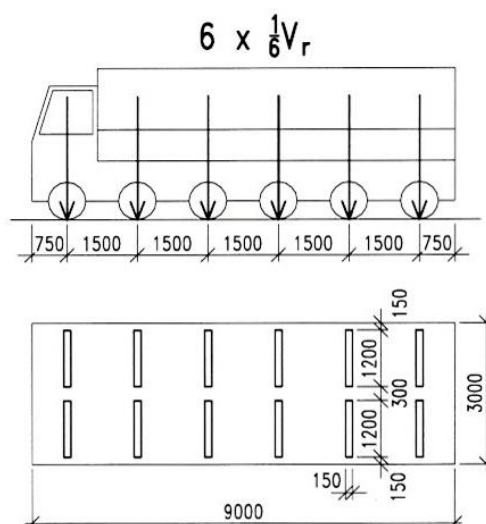
Zatížitelnost mostní konstrukce lze definovat jako největší okamžitá celková hmotnost každého z vozidel, jejichž jízdu lze na mostě dovolit za podmínek daných technickou normou [14]. Výsledná zatížitelnost mostu je dána nejnižší hodnotou ze zatížitelnosti jednotlivých prvků nosné konstrukce. Norma [14] rozlišuje několik druhů zatížitelnosti:

- zatížitelnost normální (V_n) = největší okamžitá celková hmotnost jednoho vozidla, které může přejíždět most bez dopravních omezení, v libovolném počtu a bez omezení provozu chodců a cyklistů, normová sestava zatížení viz Obr. 50;



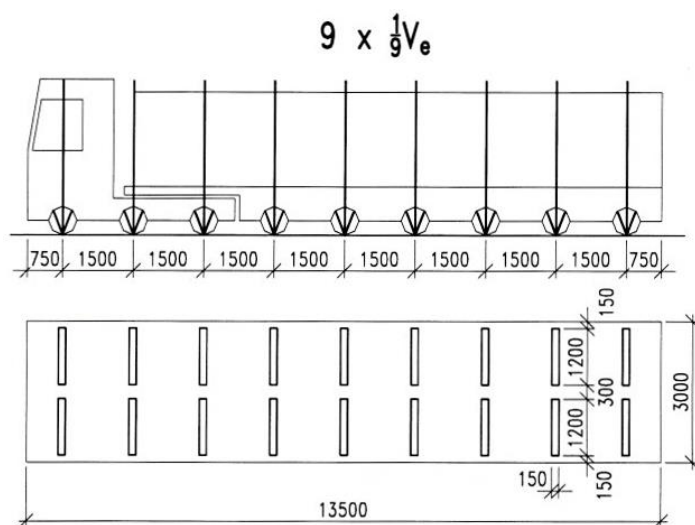
Obr. 50 Normová sestava zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti V_n [14]

- zatížitelnost výhradní (V_r) = největší okamžitá celková hmotnost vozidla, které smí přejíždět přes most jako jediné, tj. za vyloučení ostatních silničních vozidel, avšak bez dalších dopravních omezení za podmínky že provoz chodců a cyklistů ve vyhrazených páslech je zachován, normová sestava zatížení viz Obr. 51;



Obr. 51 Normová sestava zatížení pro stanovení výhradní zatížitelnosti V_r [14]

- zatížitelnost výjimečná (V_e) = největší okamžitá celková hmotnost vozidla nebo zvláštní soupravy, které smí přejet přes most pouze za vyloučení veškeré ostatní dopravy, včetně chodců a cyklistů, a za dodržení dalších omezujících opatření jako přejezd předepsanou rychlostí, dodržení stopy apod., normová sestava zatížení viz Obr. 52 [14]

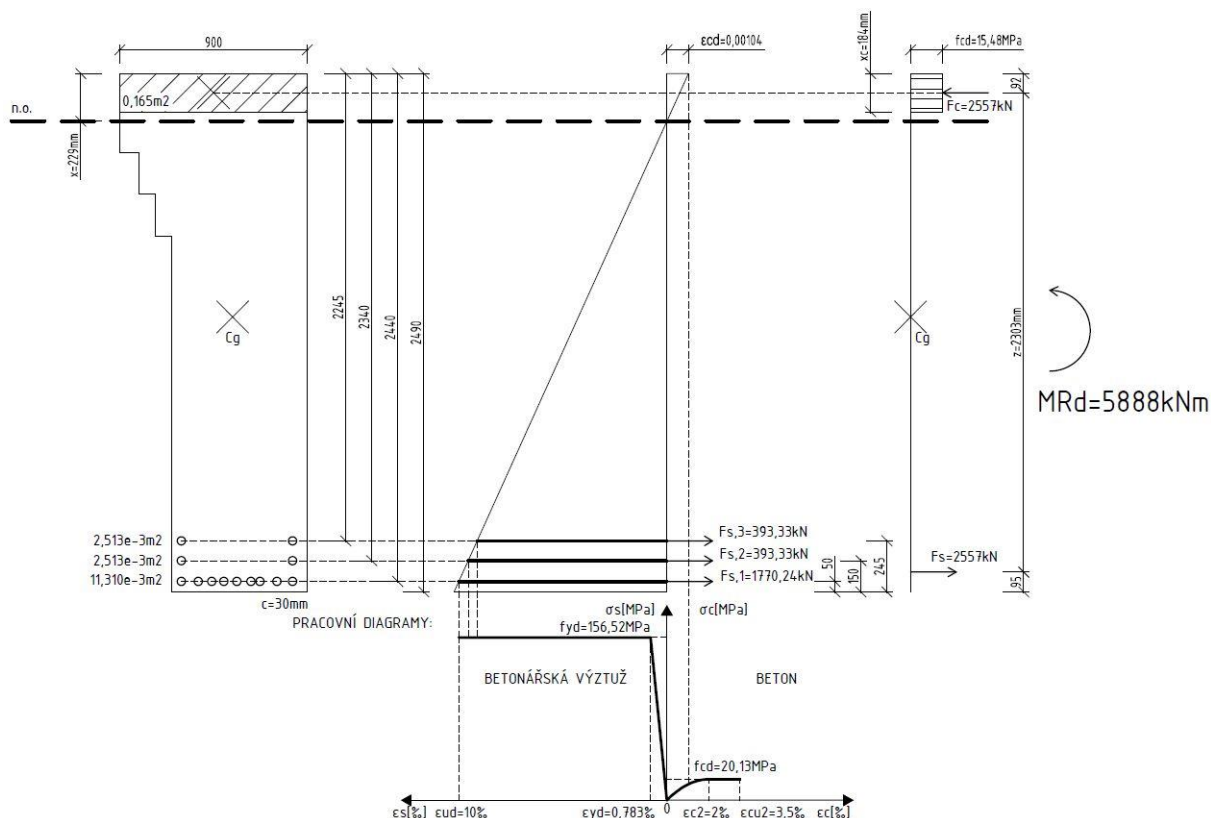


Obr. 52 Normová sestava zatížení pro stanovení výjimečné zatížitelnosti V_e [14]

Zatížitelnost mostu (V_n , V_r a V_e) přes Radbuzu u obce Holýšov je v diplomové práci stanovena podrobným statickým výpočtem, který byl proveden podle platných norem pro zatížení a navrhování mostů, resp. ověření existujících konstrukcí, doplněných o ustanovení normy [14]. Vstupní veličiny byly uvažovány takto:

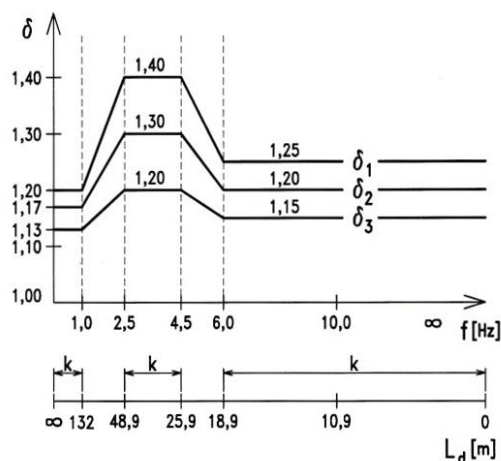
- geometrické parametry - rozměry prvků byly uvažovány hodnotami zjištěnými diagnostickým průzkumem mostu (viz kap. 2.);

- charakteristiky zatížení byly stanoveny dle ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí [15], ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – část 2: Zatížení mostů dopravou [16] a [14];
 - charakteristiky materiálů byly určeny na základě diagnostického průzkumu (viz kap. 2.)
- Odolnost jednotlivých prvků nosné konstrukce v mezním stavu únosnosti byla určena metodou poměrného přetvoření. Při výpočtu byl uvažován parabolicko-rektangulární pracovní diagram betonu a pracovní diagram oceli s omezenou plastickou větví (Obr. 53).



Obr. 53 Ukázka stanovení mezní ohybové odolnosti průřezu - průřez parapetního nosníku v krajním poli

Při stanovení zatížitelnosti se přihlíží i k dynamickým účinkům normových sestav zatížení, který se určí podle diagramu na Obr. 54. [14]



Obr. 54 Diagram pro stanovení dynamického součinitele δ podle [14]

5.1 Zatížitelnost normální (V_n)

Normální zatížitelnost V_n jednotlivých prvků mostu přes řeku Radbuzu u obce Holýšov – vyztužení podle diagnostického průzkumu je uvedena v Tab. 12:

Normální zatížitelnost V_n [t]			
Kombinace zatížení	Prvky nosné konstrukce		
	parapetní nosník	příčník	mostovková deska
6.10a	18,4	22,2	43,4
6.10b	23,9	18,2	33,8

Tab. 12 Přehled hodnot normální zatížitelnosti V_n - vyztužení podle diagnostického průzkumu

- $V_n = 18,2$ tun (výztuž podle diagnostiky)

Normální zatížitelnost V_n jednotlivých prvků mostu přes řeku Radbuzu u obce Holýšov – vyztužení podle navržené výztuže vyplývající ze srovnávacího přepočtu je uvedena v Tab. 13:

Normální zatížitelnost V_n [t]			
Kombinace zatížení	Prvky nosné konstrukce		
	parapetní nosník	příčník	mostovková deska
6.10a	47,8	50,1	43,4
6.10b	37,9	39,2	33,8

Tab. 13 Přehled hodnot normální zatížitelnosti V_n - vyztužení podle srovnávacího přepočtu

- $V_n = 33,8$ tun (výztuž podle srovnávacího přepočtu)

5.2 Zatížitelnost výhradní (V_r)

Výhradní zatížitelnost V_r jednotlivých prvků mostu přes řeku Radbuzu u obce Holýšov – vyztužení podle diagnostického průzkumu je uvedena v Tab. 14:

Výhradní zatížitelnost V_r [t]			
Kombinace zatížení	Prvky nosné konstrukce		
	parapetní nosník	příčník	mostovková deska
6.10a	56,3	56,8	185,2
6.10b	56,8	46,6	144,0

Tab. 14 Přehled hodnot výhradní zatížitelnosti V_r - vyztužení podle diagnostického průzkumu

- $V_r = 46,6$ tun (výztuž podle diagnostiky)

Výhradní zatížitelnost V_r jednotlivých prvků mostu přes řeku Radbuzu u obce Holýšov – vyztužení podle navržené výztuže vyplývající ze srovnávacího přepočtu je uvedena v Tab. 15:

Výhradní zatížitelnost V_r [t]			
Kombinace zatížení	Prvky nosné konstrukce		
	parapetní nosník	příčník	mostovková deska
6.10a	113,5	128,4	185,2
6.10b	90,0	100,3	144,0

Tab. 15 Přehled hodnot výhradní zatížitelnosti V_r - vyztužení podle srovnávacího přepočtu

- $V_r = 90,0$ tun (výztuž podle srovnávacího přepočtu)

5.3 Zatížitelnost výjimečná (V_e)

Výjimečná zatížitelnost V_e jednotlivých prvků mostu přes řeku Radbuzu u obce Holýšov – vyztužení podle diagnostického průzkumu je uvedena v Tab. 16:

Výjimečná zatížitelnost V_e [t]			
Kombinace zatížení	Prvky nosné konstrukce		
	parapetní nosník	příčník	mostovková deska
6.10a	119,0	127,9	411,4
6.10b	125,7	104,9	319,8

Tab. 16 Přehled hodnot výjimečné zatížitelnosti V_e - vyztužení podle diagnostického průzkumu

- $V_e = 104,9$ tun (výztuž podle diagnostiky)

Výjimečná zatížitelnost V_e jednotlivých prvků mostu přes řeku Radbuzu u obce Holýšov – vyztužení podle navržené výztuže vyplývající ze srovnávacího přepočtu je uvedena v Tab. 17:

Výjimečná zatížitelnost V_e [t]			
Kombinace zatížení	Prvky nosné konstrukce		
	parapetní nosník	příčník	mostovková deska
6.10a	251,3	289,3	411,4
6.10b	199,3	225,9	319,8

Tab. 17 Přehled hodnot výjimečné zatížitelnosti V_e - vyztužení podle srovnávacího přepočtu

- $V_e = 199,3$ tun (vyztuž podle srovnávacího přepočtu)

5.4 Vyhodnocení zatížitelnosti mostu před zesílením

Výsledná zatížitelnost mostu, stanovená při uvažování údajů z diagnostického průzkumu nosné konstrukce (viz kap. 2.) je přehledně shrnuta v Tab. 18.

Druh zatížitelnosti		
Normální (V_n)	Výhradní (V_r)	Výjimečná (V_e)
18 t	46 t	104 t

Tab. 18 Výsledná zatížitelnost mostu před zesílením - vyztuž podle diagnostiky

Výsledná zatížitelnost mostu, stanovená při uvažování údajů ze srovnávacího přepočtu podle (viz kap. 3.) je přehledně shrnuta v Tab. 19.

Druh zatížitelnosti		
Normální (V_n)	Výhradní (V_r)	Výjimečná (V_e)
33 t	90 t	199 t

Tab. 19 Výsledná zatížitelnost mostu před zesílením - vyztuž podle srovnávacího přepočtu

Pro zajištění dlouhodobé provozuschopnosti s ohledem na vývoj dopravního zatížení se pro mosty po obnově doporučují minimální hodnoty zatížitelnosti uvedené v [14].

Skupina pozemních komunikací podle ČSN EN 1991-2	Druh zatížitelnosti		
	Normální (V_n)	Výhradní (V_r)	Výjimečná (V_e)
1	32 t	80 t	180 t

Tab. 20 Minimální doporučené hodnoty zatížitelnosti pro mosty na pozemních komunikacích I. třídy [14]

Pro kompletní vyhodnocení jsou v Tab. 21 uvedeny hodnoty zatížitelnosti podle mostního listu [1]. Ačkoliv je v [1] uveden způsob stanovení zatížitelnosti podrobným statickým výpočtem, tato informace se ukázala, po komunikaci s autorem mimořádné prohlídky mostu, jako mylná. Podrobný statický výpočet mostu nebyl proveden, byl pouze navrhován z důvodu zjištění skutečné zatížitelnosti, která je v případě některých druhů zatížitelnosti

s vysokou pravděpodobností vyšší, než je uvedeno na dopravním značení (Obr. 55) č. B 13 Zákaz vjezdu vozidel, jejichž okamžitá hmotnost přesahuje vyznačenou mez [18].

Druh zatížitelnosti		
Normální (V_n)	Výhradní (V_r)	Výjimečná (V_e)
18 t	32 t	53 t

Tab. 21 Hodnoty zatížitelnosti podle [1]



Obr. 55 Pohled na most a dopravní značení (proti směru staničení)

Vyhodnocení zatížitelnosti mostu před zesílením:

- 1) Vycházíme-li z hodnot zatížitelnosti stanovené pro průřezy s charakteristikami podle diagnostického průzkumu, daná mostní konstrukce NEVYHOVUJE minimálním požadavkům zatížitelnosti mostů na pozemních komunikacích I. třídy podle [14]:

- $V_n = 18 \text{ t} < V_{n,\text{lim}} = 32 \text{ t}$
- $V_r = 46 \text{ t} < V_{r,\text{lim}} = 80 \text{ t}$
- $V_e = 104 \text{ t} < V_{e,\text{lim}} = 180 \text{ t}$

V porovnání hodnot zatížitelnosti podle mostního listu [1] s výše uvedenými hodnotami lze najít shodu pouze v případě normální zatížitelnosti V_n . U výhradní zatížitelnosti V_r se hodnoty rozcházejí o 44 %, u výjimečné zatížitelnosti V_e rozdíl již činí 96 % ve prospěch statického výpočtu.

Nejslabšími nosnými prvky konstrukce z hlediska zatížitelnosti jsou příčník a hlavní nosník, které bude nutno vhodnou metodou zesílit.

V diplomové práci bude pro návrh zesílení konstrukce pomocí dodatečného předpínání uvažováno vyztužení prvků podle diagnostického průzkumu.

2) Zatížitelnost mostu stanovená pro průřezy s charakteristikami podle srovnávacího přepočtu VYHOVUJE minimálním požadavkům pro zatížitelnost mostů na pozemních komunikacích I. třídy podle [14]:

- $V_n = 33 \text{ t}$ $>$ $V_{n,\text{lim}} = 32 \text{ t}$
- $V_r = 90 \text{ t}$ $>$ $V_{r,\text{lim}} = 80 \text{ t}$
- $V_e = 199 \text{ t}$ $>$ $V_{e,\text{lim}} = 180 \text{ t}$

Rozdíly v zatížitelnosti mostu mezi 1) a 2) jsou značné, jedná se o nárůst hodnot zatížitelnosti cca o 90 % ve prospěch varianty 2). Stejně tak rozdíly zatížitelností 2) a zatížitelností uvedených v [1] jsou významné. V tomto případě se doporučuje provést další doplňující diagnostický průzkum nosných prvků konstrukce, který by s dostatečnou výpovědní hodnotou potvrdil či vyvrátil hypotézy o vyztužení konstrukce dle srovnávacího přepočtu použitého při výpočtu těchto hodnot zatížitelností.

Tato varianta již dále nebude v práci řešena.

6. Zesílení mostní konstrukce

Zesílení nosné konstrukce mostu ev. č. 26-029 za účelem splnění parametrů minimální zatížitelnosti dle [14] je navrženo moderní metodou dodatečného předpínání kabely vedenými v náhradních kabelových kanálcích. Tento způsob rekonstrukce je v mostním stavitelství nejefektivnější. Zatížitelnost mostu lze takto několikanásobně zvýšit. V praxi se lze setkat s případy zesílení železobetonových mostů až o 300 %.

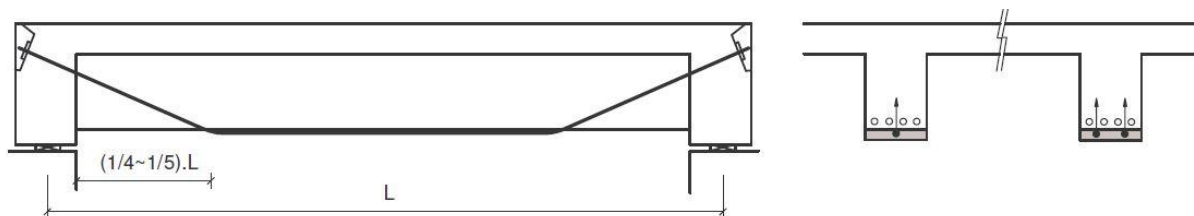
6.1 Metoda náhradních kabelových kanálků

Předpínáním konstrukce se rozumí vnesení tlakových napětí do původního statického systému stavby vhodným způsobem tak, aby bylo dosaženo příznivého ovlivnění vnitřních sil, a tím i chování konstrukce. [7]

Předpětí je do konstrukce vnášeno pomocí předpínací výztuže složené z obalovaných předpínacích lan, jinak označovaných jako monostrendy, které jsou vedeny uvnitř konstrukce v polygonální dráze pomocí dodatečně vyvrtaných kabelových kanálků, a pomocí sedel, které jsou umístěny v místech změny trajektorie kabelu. [8]

Tato metoda je obzvláště výhodná pro rekonstrukce trámových mostů (prostých i spojitých), které lze takto zesilovat jak v podélném, tak i v příčném směru. Rozpětí těchto konstrukcí se pohybují mezi 15 až 25 m. [7]

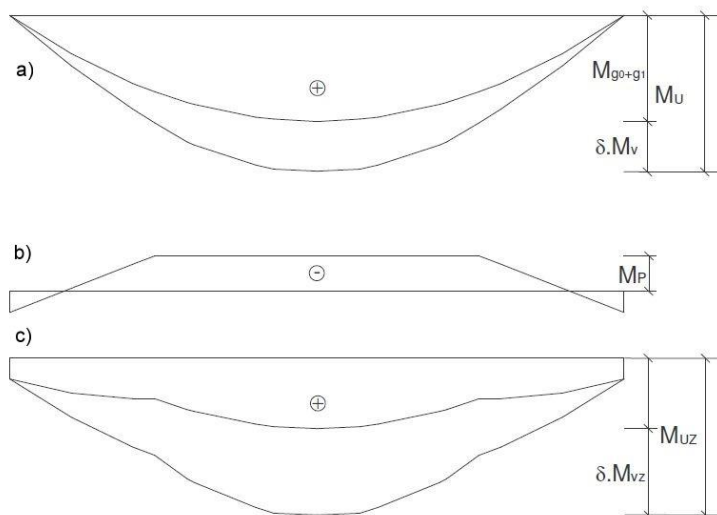
Základní konstrukční uspořádání předpínacích kabelů je uvedeno na Obr. 56. V trámu se pomocí diagnostického průzkumu stanoví využitelné mezery mezi výztuží, kde se provrtají náhradní kabelové kanálky. Změna trajektorie předpínacího kabelu, resp. umístění sedel, se zpravidla volí ve vzdálenosti $(1/5 \sim 1/4) \cdot L$ od teoretické podpory. Dodržení této zásady se doporučuje z důvodu optimální redukce posouvajících sil a ohybových momentů. [8]



Obr. 56 Základní konstrukční schéma zesílení trámové konstrukce metodou náhradních kabelových kanálků [8]

Statické působení předpínací soustavy účinně redukuje účinky vlastní tíhy mostní konstrukce, které jsou zpravidla největší. Momentové účinky vhodně navrženého dodatečného předpětí tak vytváří rezervu únosnosti průřezu. Zatížitelnost mostu tedy vzroste. Princip využití

momentových účinků od předpětí je ukázán na Obr. 57. Průběh ohybových momentů a) ukazuje využití momentu únosnosti M_u před zesílením konstrukce proměnný zatížením $\delta \cdot M_v$. Za b) je znázorněn průběh momentů od dodatečného předpětí. Výsledný efekt je zřejmý z průběhu momentů c), kdy díky účinné redukci vlastní tíhy a novému momentu únosnosti M_{uz} vznikla momentová rezerva pro proměnné zatížení $\delta \cdot M_{vz}$, které je větší, než to původní. [8]



Obr. 57 Grafické znázornění využití účinků dodatečného předepnutí při zesilování mostů [8]

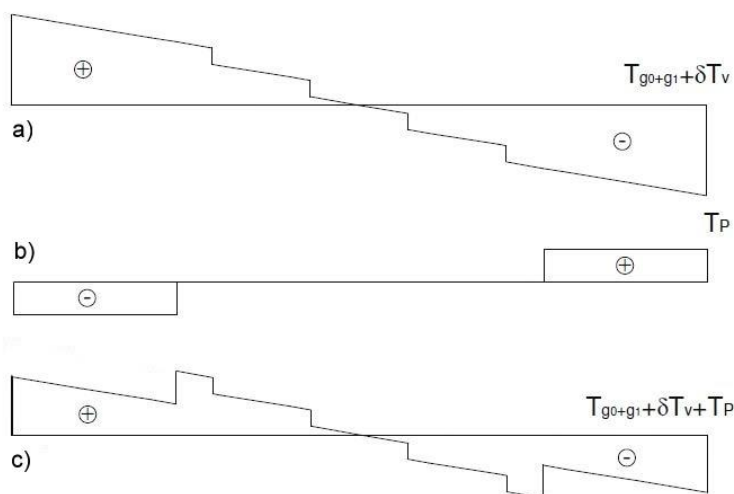
Hlavní rozdíl v působení předpínacích kabelů zabudovaných do konstrukce dodatečně oproti běžnému předpjatému betonu se projeví v mezní únosnosti. Kabel složený z monostrendů působí jako volný kabel (bez soudržnosti s betonem), i když je zabudován uvnitř průřezu. Mezní moment únosnosti průřezu se přesto zvětší díky působící normálové složce předpětí, která původně čistě ohýbaný průřez převede na průřez mimostředně tlačný. V provozním stádiu konstrukce nejsou rozdíly oproti předpjatému betonu prakticky žádné. [8]

Další příznivý efekt této metody spočívá v redukčním účinku posouvajících sil vlivem radiálních sil v sedlech předpínací soustavy. Redukce je znázorněna na Obr. 58. Typický průběh posouvajících sil a) znázorňuje stav před zesílením konstrukce předpětím. Radiální síly v sedlech předpínací soustavy vyvolávají účinek podle průběhu b), který působí v oblasti podpor proti původním posouvajícím silám. Výsledný efekt redukce po sečtení těchto účinků jen znázorněn průběhem posouvajících sil c). [8]

Tohoto příznivého působení lze v konstrukci dosáhnout již při relativně malém stupni předpětí, který běžné nabývá hodnot cca $\lambda = 0,3 - 0,5$. Stupeň předpětí lze definovat jako:

$$\lambda = \frac{M_{dek}}{M_{g0+g1}}$$

kde je M_{dek} tzv. dekompresní moment, tedy tak velká část ohybového momentu od zatížení, jaká dává společně s předpínací silou P_{∞} na taženém okraji nulové napětí, a M_{g0+g1} je moment od stálého a nahodilého zatížení. [8]

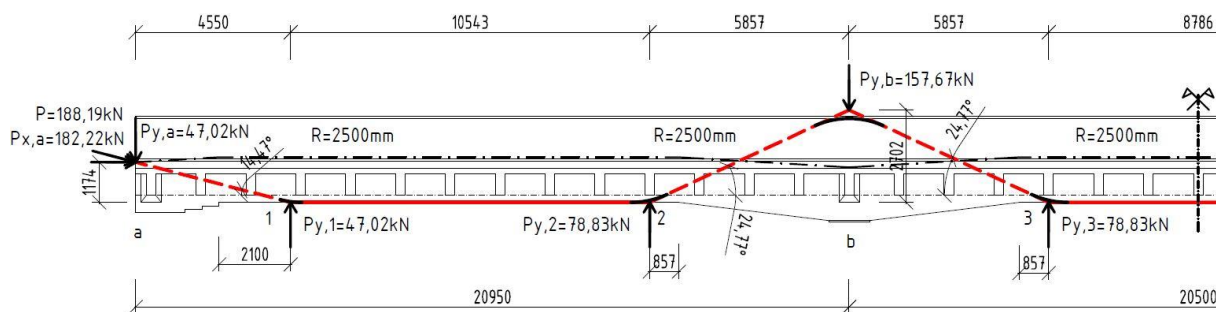


Obr. 58 Redukce posouvajících sil účinky předpínacích kabelů [8]

6.2 Návrh zesílení parapetního nosníku

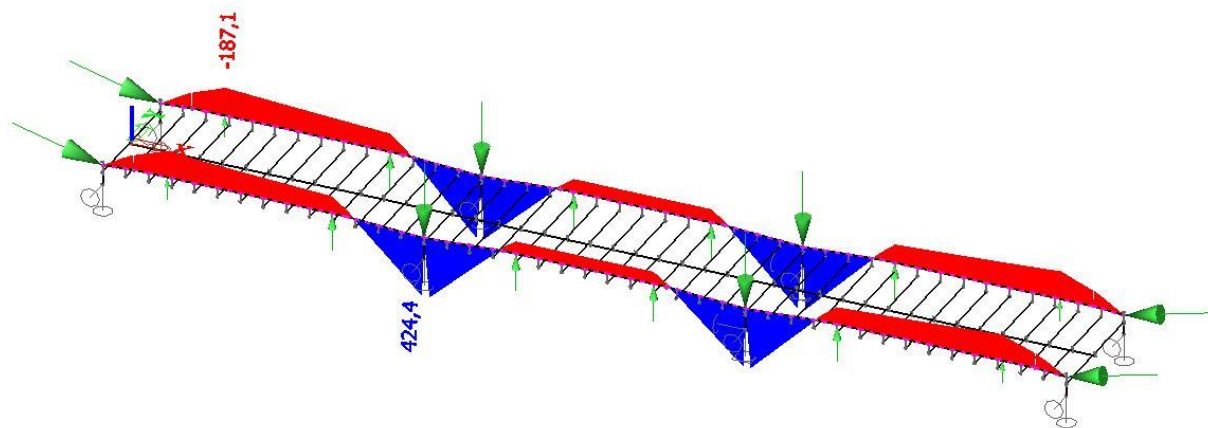
Pro návrh zesílení parapetních nosníků dodatečným předpětím byla použita metoda vyrovnání zatížení. Návrh proběhl v několika krocích:

- výběr materiálu předpínací výztuže – Y1860-S7-15,7;
- stanovení předpínací síly P_{∞} jednoho monostrendu podle materiálových charakteristik (ztráty předpětí byly uvažovány hodnotou 10 %, což je pro návrh postačující);
- návrh trasování kabelu dle konstrukčních zásad (Obr. 59. Čárkovaná čára značí průchod kabelu náhradním kabelovým kanálkem, plná čára zase místa vedení kabelu při líci konstrukce);



Obr. 59 Výsledný návrh trasování předpínacího kabelu s vyznačenou ekvivalentní soustavou sil

- výpočet a ověření ekvivalentní soustavy sil od jednoho monostrendu;
- zatížení výpočetního modelu (viz kap.: 4.3) ekvivalentní soustavou sil od jednoho monostrendu (Obr. 60);
- stanovení vnitřních sil od ekvivalentního zatížení jednoho monostrendu (Obr. 60);



Obr. 60 Zatížení výpočetního modelu ekvivalentní soustavou sil – parapetní nosník

- porovnání momentových účinků od předpětí s částí momentu od stálého zatížení, který chceme předpětím eliminovat;
- určení počtu lan v kabelu;
- výpočet celkových účinků od předpětí;
- přepočet mezní únosnosti průřezu s působící normálovou silou;
- přepočet zatížitelnosti a ověření požadavků;
- vyřešení konstrukčních detailů návrhu (např. detail sedel, kotvení)

Tento postup byl opakován, dokud nebylo nalezeno vhodné řešení.

Pro zesílení jednoho parapetního nosníku byl použit jeden třílanový kabel (3xY1860-S7-15,7) délky 66,03 m. Celková předpínací síla $P_{\infty} = 564,6$ kN. Náhradní kabelové kanálky $\phi 52$ mm. Předpínací výztuž je kotvena v nově přibetonované kotevní oblasti jednolanovými zapouzdřenými kotvami Freyssinet 1F15.

Výsledné stupně předpětí pro jednotlivé řešené řezy parapetního nosníku jsou uvedeny v Tab. 22.

Stupeň předpětí λ [-]	Hlavní parapetní nosník		
	krajní pole	podpora	mezilehlé pole
	0,23	0,35	0,70

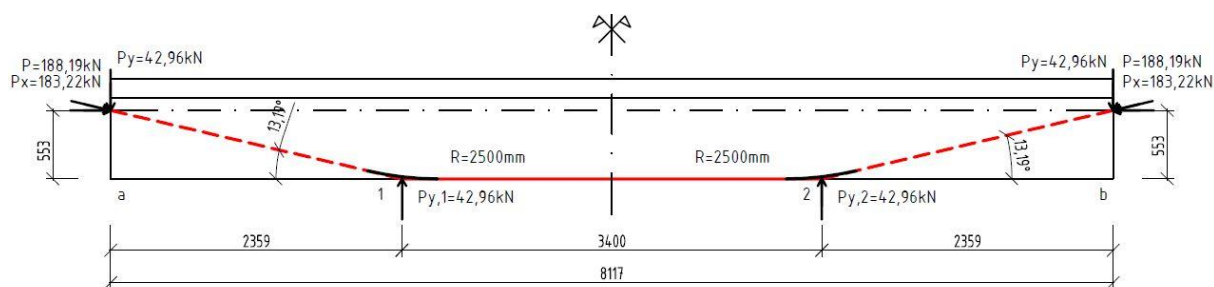
Tab. 22 Stupně předpětí jednotlivých řezů parapetního nosníku

6.3 Návrh zesílení příčnicku

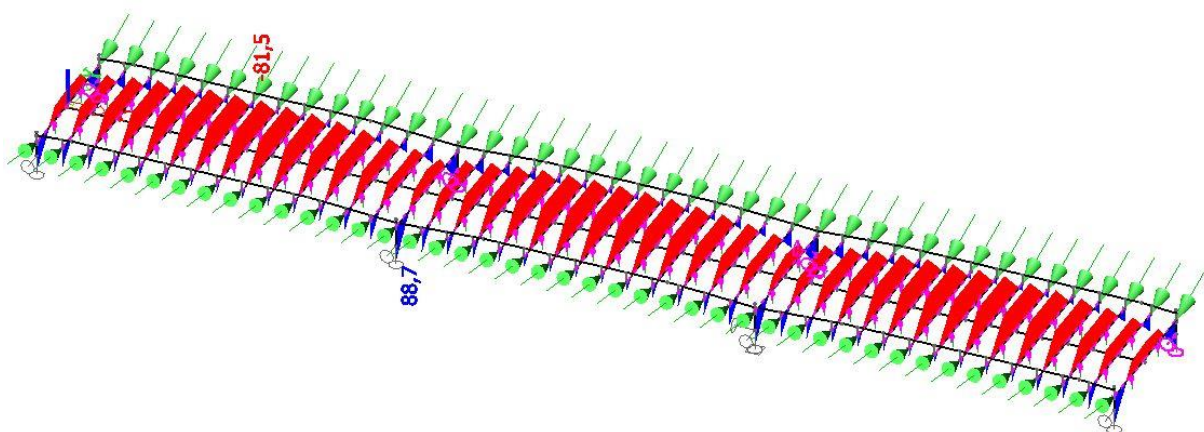
Návrh zesílení příčníků probíhal obdobně jako u parapetního nosníku (kap. 6.2).

Geometrie kabelu je znázorněna na Obr. 61 a zatížení výpočetního modelu ekvivalentní soustavou sil je ukázáno na Obr. 62.

Pro zesílení jednoho příčnicku byl použit jeden dvoulanový kabel (2xY1860-S7-15,7) délky 9,48 m. Celková předpínací síla $P_{\infty} = 376,4$ kN. Náhradní kabelové kanálky $\phi 52$ mm. Předpínací výztuž je kotvena pomocí jednolanových zapouzdřených kotev Freyssinet 1F15 v kotevních sklípčích, které jsou vytvořeny v původní konstrukci.



Obr. 61 Trasování předpínací výztuže v příčnicku



Obr. 62 Zatížení výpočetního modelu ekvivalentní soustavou sil – příčník

Stupeň předpětí příčnicku byl stanoven jako $\lambda = 1,55$. Vysoký stupeň předpětí ukazuje na příliš velkou předpínací sílu, která byla vložena do prvku za účelem splnění požadavků zatížitelnosti. V provozním zatížení (kvazistálá kombinace zatížení) vznikají v průřezu příčnicku u horních vláken tahová napětí cca 1,2 MPa. Doporučuje se provést doplňkový podrobný diagnostický průzkum konstrukce v oblasti příčníků. Prokáže-li se větší koncentrace vyztužení, než bylo předpokládáno při návrhu předpětí, můžeme předpínací soustavu upravit, a tím zamezit vznik tahových napětí při horních vláknech příčníků.

Další možností, která se v praxi často objevuje, je navrhnutí spřažené desky, která by „pochytala“ nechtěná tahová napětí vznikající v důsledku vysokého stupně předpětí příčníků.

6.4 Zatížitelnost mostu po zesílení

Po aplikaci dodatečného předepnutí byly opět stanoveny mezní únosnosti jednotlivých nosných prvků a jejich zatížitelnosti. Přehled výsledných hodnot normální zatížitelnosti V_n je uveden v Tab. 23.

Normální zatížitelnost V_n [t]			
Kombinace zatížení	Prvky nosné konstrukce		
	parapetní nosník	příčník	mostovková deska
6.10a	43,1	41,5	43,4
6.10b	36,3	32,7	33,8

Tab. 23 Přehled hodnot normální zatížitelnosti V_n mostu po zesílení dodatečným předpnutím

Normální zatížitelnost V_n mostu po zesílení metodou dodatečného předepnutí vzrostla v případě parapetního nosníku o téměř 100 % a u příčniku cca o 80 %.

Přehled výsledných hodnot výhradní zatížitelnosti V_r pro jednotlivé nosné prvky konstrukce po zesílení je uveden v Tab. 24.

Výhradní zatížitelnost V_r [t]			
Kombinace zatížení	Prvky nosné konstrukce		
	parapetní nosník	příčník	mostovková deska
6.10a	104,0	106,4	185,2
6.10b	86,2	83,8	144,0

Tab. 24 Přehled hodnot výhradní zatížitelnosti V_r mostu po zesílení dodatečným předpnutím

Výhradní zatížitelnost V_r vzrostla po zesílení o 53 % v případě parapetního nosníku a opět o 80 % v případě příčniku.

Přehled výsledné výjimečné zatížitelnosti V_e jednotlivých prvků konstrukce je uveden v Tab. 25.

Výjimečná zatížitelnost V_e [t]			
Kombinace zatížení	Prvky nosné konstrukce		
	parapetní nosník	příčník	mostovková deska
6.10a	213,6	239,7	411,4
6.10b	190,8	188,7	319,8

Tab. 25 Přehled hodnot výjimečné zatížitelnosti V_e mostu po zesílení dodatečným předpnutím

Vysoký nárůst zatížitelnosti je patrný i u zatížitelnosti výjimečné V_e . Parapetní nosník byl zesílen o 60 %, příčník o 80 % oproti původnímu stavu.

Druh zatížitelnosti		
Normální (V_n)	Výhradní (V_r)	Výjimečná (V_e)
32 t	83 t	188 t

Tab. 26 Výsledná zatížitelnost mostu po zesílení dodatečným předeprnutím

Konečná zatížitelnost stanovená podrobným statickým výpočtem dle [14] je uvedena v Tab. 26.

Z výsledků lze konstatovat splnění doporučených minimálních požadavků zatížitelnosti pro mosty na pozemních komunikacích I. třídy podle [14] (viz. Tab. 20) v plném rozsahu.

- $V_n = 32 \text{ t} \geq V_{n,\text{lim}} = 32 \text{ t}$
- $V_r = 83 \text{ t} \geq V_{r,\text{lim}} = 80 \text{ t}$
- $V_e = 188 \text{ t} \geq V_{e,\text{lim}} = 180 \text{ t}$

Výsledná zatížitelnost mostu byla ověřena i z hlediska smykové únosnosti konstrukce, která není zpravidla u těchto typů konstrukcí rozhodující. Zesílená mostní konstrukce z hlediska namáhání posouvající silou vyhověla. Viz příloha P4. Statický výpočet.

Závěr

Cílem diplomové práce bylo zesílení železobetonového trámového mostu z roku 1924 ev. č. 26-029 přes řeku Radbuzu v Holýšově tak, aby byly splněny podmínky minimální zatížitelnosti pro mosty na pozemních komunikacích I. třídy.

K zesílení nosné konstrukce mostu byla úspěšně použita moderní metoda dodatečného předepnutí pomocí předpínací výztuže vedené v náhradních kabelových kanálech. Bylo dosaženo nárůstu zatížitelnosti v rozmezí 50 – 100 %, což ukazuje na vysokou efektivitu zvolené metody.

Základním předpokladem pro volbu optimálního způsobu zesílení nosné konstrukce je provedení spolehlivého diagnostického průzkumu, který je vhodné ověřit srovnávacím přepočtem, popřípadě doplnit dalším průzkumem.

Seznam příloh

- P1. Použité podklady a varianty řešení
- P2. Výkresy
- P3. Postup stavebních prací a vizualizace
- P4. Statický výpočet

Seznam použitých obrázků a tabulek

Obr. 1 Zeměpisná poloha mostu přes řeku Radbuzu u obce Holýšov.....	10
Obr. 2 Letecký pohled na most přes řeku Radbuzu u obce Holýšov.....	11
Obr. 3 Příčný řez v poli	14
Obr. 4 Podélný řez	15
Obr. 5 Celkový pohled na most z návodní strany	16
Obr. 6 Pohled na most ve směru staničení	17
Obr. 7 Pohled na návodní stranu mostu ve směru staničení.....	17
Obr. 8 Pohled na podhled mostu ve směru staničení.....	17
Obr. 9 Ukázka místa odběru jádrových vývrtů [4].....	19
Obr. 10 Místo průvrtu mostovkovou deskou [4]	20
Obr. 11 Detail jádrového vývrtu M pro určení skutečné tloušťky mostovkové desky [4].....	20
Obr. 12 Schéma vyztužení hlavního parapetního nosníku v krajním poli [4].....	22
Obr. 13 Sekaná sonda v hlavním parapetním nosníku [4].....	22
Obr. 14 Schéma vyztužení příčnicku [4].....	22
Obr. 15 Sekaná sonda v příčnicku [4]	22
Obr. 16 Schéma vyztužení podélníku [4]	23
Obr. 17 Sekaná sonda v podélníku [4]	23
Obr. 18 Schéma vyztužení mostovkové desky [4]	23
Obr. 19 Odpadlá krycí vrstva mostovkové desky a odhalená výztuž [4].....	23
Obr. 20 Ukázka odběru vzorku oceli z parapetního nosníku [4].....	24
Obr. 21 Nejstarší dochovaný schematický náčrt mostu [1].....	27
Obr. 22 Původní šířkové uspořádání mostu v roce 1924.....	28
Obr. 23 Volná šířka mostní dráhy pro mosty na hlavních silnicích dle [3].....	30
Obr. 24 Strojní oračka o váze 22 t [3]	30
Obr. 25 Strojní válec silniční o váze 18 t [3].....	31
Obr. 26 Dvě řady vedle sebe jedoucích nákladních automobilů [3]	31
Obr. 27 Nákladní vlak složený z jednoho motorového vozu a ze čtyř vlečných vozů [3].....	32
Obr. 28 Ukázka stanovení momentu únosnosti průřezu podle metody dovoleného namáhání – krajní pole parapetního nosníku (výztuž podle diagnostiky)	36
Obr. 29 Tatra T815 o hmotnosti 22 tun – pohled [5]	40
Obr. 30 Tatra T815-2 S3 o hmotnosti 22 tun – půdorys [5].....	41

Obr. 31 Tatra T815 o hmotnosti 18 tun – pohled [5]	41
Obr. 32 Tatra T815 o hmotnosti 18 tun – půdorys [5]	41
Obr. 33 Sestavy zkušebního zatížení pro ZS1 [5]	42
Obr. 34 Foto z probíhající statické zatěžovací zkoušky	42
Obr. 35 Sestavy zkušebního zatížení pro ZS2 [5]	43
Obr. 36 Umístění měřících bodů na konstrukci [5]	43
Obr. 37 Označení měřených bodů v příčném směru [5].....	44
Obr. 38 Označení měřených bodů v podélném směru [5]	44
Obr. 39 Graf závislosti průhybu na čase - ZS1 [5].....	45
Obr. 40 Graf závislosti průhybu na čase - ZS2 [5].....	45
Obr. 41 Prutový prostorový model konstrukce	46
Obr. 42 Prutový prostorový model – pohled shora ve 3D.....	46
Obr. 43 Prutový prostorový model - pohled zespodu ve 3D	47
Obr. 44 Průběh průhybu w_{cal} - ZS1 S1	47
Obr. 45 Průběh průhybu w_{cal} - ZS1 S2	48
Obr. 46 Průběh průhybu w_{cal} - ZS1 S3	48
Obr. 47 Průběh průhybu w_{cal} – ZS2 S1	48
Obr. 48 Průběh průhybu w_{cal} - ZS2 S2	48
Obr. 49 Průběh průhybu w_{cal} - ZS2 S3	49
Obr. 50 Normová sestava zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti V_n [14].....	51
Obr. 51 Normová sestava zatížení pro stanovení výhradní zatížitelnosti V_r [14]	52
Obr. 52 Normová sestava zatížení pro stanovení výjimečné zatížitelnosti V_e [14].....	52
Obr. 53 Ukázka stanovení mezní ohybové odolnosti průřezu - průřez parapetního nosníku v krajním poli	53
Obr. 54 Diagram pro stanovení dynamického součinitele δ podle [14].....	54
Obr. 55 Pohled na most a dopravní značení (proti směru staničení).....	57
Obr. 56 Základní konstrukční schéma zesílení trámové konstrukce metodou náhradních kabelových kanálků [8]	59
Obr. 57 Grafické znázornění využití účinků dodatečného předepnutí při zesilování mostů [8]	60
Obr. 58 Redukce posouvajících sil účinky předpínacích kabelů [8]	61
Obr. 59 Výsledný návrh trasování předpínacího kabelu s vyznačenou ekvivalentní soustavou sil	61
Obr. 60 Zatížení výpočetního modelu ekvivalentní soustavou sil – parapetní nosník.....	62

Obr. 61 Trasování předpínací výztuže v příčniku	63
Obr. 62 Zatížení výpočetního modelu ekvivalentní soustavou sil – příčník	63
Tab. 1 Klasifikační stupně konstrukcí podle stavebního stavu dle ČSN ISO 13822 [11].....	16
Tab. 2 Stanovení pevnosti betonu - přehled parametrů jádrových vrtů [4].....	19
Tab. 3 Zatřídění betonu nosné konstrukce [4]	20
Tab. 4 Ohybové momenty od zatížení dle [3] - parapetní nosníky	37
Tab. 5 Ohybové momenty od zatížení dle [3] - příčník.....	38
Tab. 6 Ohybové momenty od zatížení dle [3] - mostovková deska	39
Tab. 7 Přehled experimentálně zjištěných svislých průhybů - ZS1 [5].....	44
Tab. 8 Přehled experimentálně zjištěných svislých průhybů - ZS2 [5].....	45
Tab. 9 Přehled teoretických průhybů w_{cal} - ZS1, ZS2	47
Tab. 10 Přehled kritérií dle [13] pro zkoušený most	49
Tab. 11 Vyhodnocení zatěžovací zkoušky podle [13].....	50
Tab. 12 Přehled hodnot normální zatížitelnosti V_n - vyztužení podle diagnostického průzkumu	54
Tab. 13 Přehled hodnot normální zatížitelnosti V_n - vyztužení podle srovnávacího přepočtu	54
Tab. 14 Přehled hodnot výhradní zatížitelnosti V_r - vyztužení podle diagnostického průzkumu	55
Tab. 15 Přehled hodnot výhradní zatížitelnosti V_r - vyztužení podle srovnávacího přepočtu.	55
Tab. 16 Přehled hodnot výjimečné zatížitelnosti V_e - vyztužení podle diagnostického průzkumu.....	55
Tab. 17 Přehled hodnot výjimečné zatížitelnosti V_e - vyztužení podle srovnávacího přepočtu	56
Tab. 18 Výsledná zatížitelnost mostu před zesílením - výztuž podle diagnostiky.....	56
Tab. 19 Výsledná zatížitelnost mostu před zesílením - výztuž podle srovnávacího přepočtu .	56
Tab. 20 Minimální doporučené hodnoty zatížitelnosti pro mosty na pozemních komunikacích I. třídy [14].....	56
Tab. 21 Hodnoty zatížitelnosti podle [1]	57
Tab. 22 Stupně předpětí jednotlivých řezů parapetního nosníku	62
Tab. 23 Přehled hodnot normální zatížitelnosti V_n mostu po zesílení dodatečným předpnutím	64

Tab. 24 Přehled hodnot výhradní zatížitelnosti V_r mostu po zesílení dodatečným předpnutím	64
Tab. 25 Přehled hodnot výjimečné zatížitelnosti V_e mostu po zesílení dodatečným předpnutím	64
Tab. 26 Výsledná zatížitelnost mostu po zesílení dodatečným předpnutím.....	65

Seznam použitých symbolů

$\acute{a}$	osová vzdálenost
c	betonová krycí vrstva
E_a	modul pružnosti oceli
E_b	modul pružnosti betonu
$f_{c,cube}$	krychelná pevnost betonu v tlaku
$f_{c,cyl}$	válcová pevnost betonu v tlaku
f_{cd}	návrhová hodnota pevnosti betonu
f_{ck}	charakteristická hodnota pevnosti betonu
$f_{ck,is}$	pevnost betonu v tlaku dle [12]
f_{yd}	návrhová hodnota meze kluzu oceli
f_{yk}	charakteristická hodnota meze kluzu oceli
F_c	síla v betonu
F_s	síla ve výztuži
g_0	vlastní tíha
g_1	ostatní stálé zatížení
L	rozpětí
M	ohybový moment
M_{dek}	dekompresní moment
M_{g0+g1}	ohybový moment od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení
M_p	ohybový moment od předpětí
M_{Rd}	moment únosnosti podle metody poměrného přetvoření
M_u	moment únosnosti před zesílením
$M_{\acute{u}}$	moment únosnosti podle metody dovoleného namáhání
$M_{\acute{u},nov\acute{e}}$	moment únosnosti podle metody dovoleného namáhání pro nově navrženou výztuž
M_{uz}	moment únosnosti po zesílení
M_v	ohybový moment od proměnného zatížení
N_a	síla v oceli podle metody dovoleného namáhání
N_b	síla v betonu podle metody dovoleného namáhání
n	součinitel vyjadřující poměr E_a/E_b ideálního průřezu
$O1$	opěra č. 1

O4	opěra č. 4
P2	podpěra č. 2
P3	podpěra č. 3
P_{∞}	předpínací síla v čase $t = \infty$
R_b	aritmetický průměr pevnosti betonu v tlaku
R_{gb}	pevnost betonu v tlaku
S1	zatěžovací stupeň č. 1
S2	zatěžovací stupeň č. 2
S3	zatěžovací stupeň č. 3
S_e	změřená pružná složka deformace
S_{cal}	teoreticky stanovená hodnota deformace
S_r	změřená trvalá složka deformace
S_{tot}	celková změřená deformace
t	čas
T	posouvající síla
T_{g0+g1}	posouvající síla od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení
T_p	posouvající síla od předpětí
T_v	posouvající síla od proměnného zatížení
V_e	zatížitelnost výjimečná
V_n	zatížitelnost normální
V_r	zatížitelnost výhradní
w_{cal}	teoreticky stanový svislý průhyb konstrukce
w_e	experimentálně zjištěný pružný průhyb konstrukce
w_r	experimentálně zjištěný trvalý průhyb konstrukce
w_{tot}	experimentálně zjištěný celkový průhyb konstrukce
x	výška tlačené oblasti betonu
z	rameno vnitřních sil
ZS1	zatěžovací stav č. 1
ZS2	zatěžovací stav č. 2
ZS3	zatěžovací stav č. 3
α	součinitel stavu konstrukce/součinitel dle čl. A.4 přílohy A [13]
β	součinitel dle čl. A.4 přílohy A [13]
δ	dynamický součinitel pro výpočet zatížitelnosti

ε_c	poměrné přetvoření betonu
ε_{cu2}	mezní poměrné přetvoření betonu
ε_{ud}	mezní poměrné přetvoření oceli
ε_y	poměrné přetvoření oceli
λ	stupeň předpětí
ρ	objemová hmotnost
σ_a	napětí v oceli
$\sigma_{a,dov}$	dovolené namáhání oceli
σ_b	napětí v betonu
$\sigma_{b,dov}$	dovolené namáhání betonu
σ_c	napětí v betonu v (metoda poměrného přetvoření)
σ_s	napětí v oceli (metoda poměrného přetvoření)
ϕ	průměr
∞	symbol nekonečna

Seznam použitých zdrojů

- [1] Mostní list mostu pozemní komunikace. Ev. č. mostu 26-029. Most přes řeku Radbuzu v Holýšově. 2013
- [2] Most 26 – 029. Most přes řeku Radbuzu v Holýšově. Mimořádná prohlídka, Veličkin Alexandr, Ing. 2013
- [3] Hermann, Gustav. Návrh československého řádu pro silnicové mosty. *Zprávy veřejné služby technické: úřední věstník vydávaný ministerstvem veřejných prací za součinnosti ministerstva železnic a technických odborů ministerstev Československé republiky*. Praha: Ministerstvo veřejných prací v Praze, 1923, roč. V., č. 21, s. 560-567, č. 22, s. 581-610, č. 23, s. 630-633.
- [4] Závěrečná zpráva. I/26 Holýšov, most ev. č. 26-029. *Diagnostický průzkum mostu*, INSET s.r.o., 09/2014.
- [5] Závěrečná zpráva. I/26, most ev. č. 26-029, experimentální ověření zatížitelnosti mostu. *Závěrečná zpráva ze statické zkoušky mostu*, INSET s.r.o., 10/2015.
- [6] KUKAŇ, Vlastimil, Vladislav HRDOUŠEK a Roman ŠAFÁŘ. *Betonové mosty 10*. Vyd. 1. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2004, 78 s. ISBN 80-01-02899-2.
- [7] BAŽANT, Zdeněk a Ladislav KLUSÁČEK. *Statika při rekonstrukcích objektů*. 5. vyd., V Akademickém nakladatelství CERM 3. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2010, 122 s. ISBN 978-80-7204-692-8.
- [8] KLUSÁČEK, Ladislav. *Zesilování konstrukcí dodatečným předpínáním kabely v náhradních kanálcích a drážkách: Strengthening of structures using post-tensioning by cables in substituted cable ducts and slots : teze habilitační práce*. Brno: VUTIUM, 2009, 40 s. ISBN 978-80-214-3967-2.
- [9] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008, 186 s. ISBN 978-80-7204-561-7.
- [10] ČSN 73 6221: *Prohlídky mostů pozemních komunikací*. Praha: Český normalizační institut, 2011.
- [11] ČSN ISO 13822: *Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2014.

- [12] ČSN EN 13791: Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [13] ČSN 73 6209: Zatěžovací zkoušky mostů. Praha: Český normalizační institut, 1996.
- [14] ČSN 73 6222: Zatížitelnost mostů pozemních komunikací. Praha: Český normalizační institut, 2013.
- [15] ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [16] ČSN EN 1991-2: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [17] ČSN 73 6206: Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí. Praha: Český normalizační institut, 1972.
- [18] Zásady pro dopravní značení na pozemních komunikacích: technické podmínky - TP 65: s účinností od 1. 12. 2002. Vyd. 2. Brno: Centrum dopravního výzkumu, 2002, 98 s. ISBN 80-86502-04-x.