



1

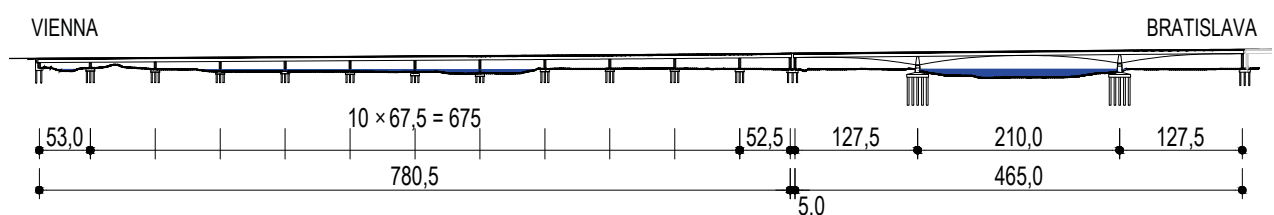
STATICKÁ ANALÝZA ZÁPADNÍHO VIADUKTU A MOSTU PŘES VESLAŘSKOU DRÁHU NA OBCHVATU BRATISLAVY D4R7

STRUCTURAL ANALYSIS OF THE WESTERN VIADUCT AND THE BRIDGE OVER A ROWING TRACK OF THE BRATISLAVA D4R7 BYPASS

Petr Novotný, Juraj Kopčák, Adrián Chalupec, Martin Ondroš, Jan Šimon, Jiří Stráský

V rámci stavby obchvatu Bratislavy D4R7 bylo postaveno 2,932 km dlouhé soumostí tvořené mostem přes Dunaj, mostem přes veslařskou dráhu a východním a západním přístupovým viaduktem. Mosty, které mají jednotné architektonické a konstrukční řešení, mají 35 m širokou nosnou konstrukci tvořenou jednokomorovým nosníkem s velmi vyloženými konzolami podepíranými prefabrikovanými vzpěrami. Mosty přes Dunaj a veslařskou dráhu byly betonovány letmo, viadukty byly betonovány postupně po polích s převislou konzolou ve výsuvné skruži s tzv. organickým předpětím. Nosná konstrukce byla vytvářena postupně, nejdříve se zhotovil základní komorový nosník, následně se v posuvné skruži po úsecích délky 20 m vybetonovaly vnější konzoly. V článku jsou podrobněji popsány některé statické problémy návrhu západního viaduktu a mostu přes veslařskou dráhu s hlavním polem o rozpětí 210 m.

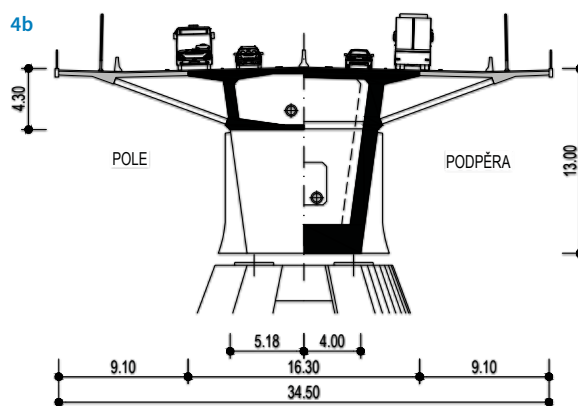
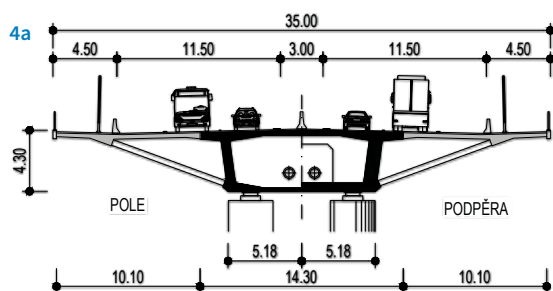
A 2.932 km long bridge structure, consisting of a bridge over the Danube River, a bridge over a rowing track and an eastern and western access viaducts, has been built as part of the construction of the Bratislava D4R7 bypass. The bridges, which have a unified architectural and structural solution, have a 35 m wide deck consisting of a spine box girder with large overhangs supported by precast struts. The bridges over the Danube River and the rowing track were cast segmentally in symmetrical cantilevers, the viaducts were cast span-by-span in an overhead movable scaffolding with so-called organic prestressing. The deck was created in stages. First, the spine girder was made, then the overhangs were cast in a movable scaffolding in 20 m long sections. Some of the structural problems in the design of the western viaduct and the bridge over the rowing track with the main span of length of 210 m are discussed in this paper.



3



2



1 Západní viadukt 2 Most přes veslařskou dráhu 3 Podélný řez
4 Příčný řez: a) západní viadukt, b) most přes veslařskou dráhu
1 Western viaduct 2 Bridge over the rowing track 3 Longitudinal section
4 Cross-section: a) western viaduct, b) bridge over the rowing track

Obchvat Bratislavy se staví jako PPP projekt, hlavním projektantem celého soumostí je Dopravoprojekt Bratislava. Most přes Dunaj a východní viadukt projektovala společnost Torroja Ingenieria z Madridu, most přes veslařskou dráhu a západní viadukt projektoval Dopravoprojekt Bratislava ve spolupráci s projekční kanceláří Stráský, Hustý a partneři, Brno (dále také SHP) [1], [2]. Koncepte mostu byla navržena všemi uvedenými projektanty společně se zhotovitelem (sdružení D4R7 Construction), který uplatňoval svoje představy a zkušenosti z realizací jím prováděných konstrukcí. Proto např. místo dvojice podpěr zajišťujících stabilitu letmo betonovaných mostů jak při stavbě, tak i za provozu bylo navrženo podepření konstrukce jednou řadou ložisek, které bylo při stavbě doplněno o jednostranné montážní podpěry, a u konstrukcí betonovaných po polích bylo místo spojování kabelů navrženo jejich překrytí.

Před zahájením vlastních projekčních prací byly vypracovány „Zásady navrhování“, které specifikovaly

konstrukční a statické požadavky. Společnost SHP byla zodpovědná za návrh konstrukcí v příčném směru a provedla komplexní kontrolu statického řešení. S ohledem na velkou šířku mostní konstrukce bylo podrobně analyzováno prostorové působení konstrukce a s ohledem na mimořádné rozpětí mostu přes veslařskou dráhu (v tomto případě se jedná o největší rozpětí trémové konstrukce realizované na území bývalého Československa) byla mimořádná pozornost věnována určení nadvýšení.

Konstrukční uspořádání

Západní viadukt (obr. 1) spolu s mostem přes veslařskou dráhu (obr. 2) navazují na most přes Dunaj. Viadukt s nosnou konstrukcí celkové délky 783,5 m (včetně konstrukce za krajními ložisky) přemostuje pravostranný průsakový kanál, pravostrannou hráz a vodní plochu Jarovecké rameno. Nosnou konstrukci tvoří spojitý nosník o 12 polích s rozpětími 53 + 10 × 67,5 + 52,5 m. Most přes veslařskou dráhu celkové délky 468,89 m (včetně konstrukce za krajními ložisky) je tvořen spojitým nosníkem o třech polích

s rozpětími 127,5 + 210 + 127,5 m (obr. 3). V místě napojení viaduktu na most přes veslařskou dráhu jsou nosné konstrukce podepřeny dvojicí podpěr situovaných na společném základě. Podobné podpěry jsou také navrženy v místě napojení mostu přes veslařskou dráhu na most přes Dunaj. Mosty jsou odděleny 1,11 m širokou dilatační spárou.

Nosnou konstrukci obou mostů tvoří komorový nosník s velmi vyloženými konzolami po 5 m podepíranými prefabrikovanými vzpěrami (obr. 4). Vnější prefabrikované vzpěry jsou podepřeny průběžným nálitkem situovaným na skloněných stěnách a jsou vetknuty do nízkého ztužujícího trámu vnějších konzol. U viaduktu a uprostřed rozpětí mostu přes veslařskou dráhu nálitky navazují na spodní rohy komorového nosníku, dále je veden v konstantní výšce.

Nosník byl vytvářen postupně, nejdříve se vybetonoval páteřní komorový průřez, následně se osadily vzpěry a vybetonovaly se vnější konzoly. Šířka páteřního nosníku viaduktů je 14,3 m, mostu přes veslařskou dráhu 16,3 m.

Investor	Ministerstvo dopravy a výstavby SR
Koncesionář	Zero Bypass Limited
Hlavní projektant projektu PPP D4R7	Dopravoprojekt, a. s., Bratislava
Projektant západního viaduktu a mostu přes veslařskou dráhu	Dopravoprojekt, a. s., Bratislava spolupráce: Stráský, Hustý a partneři, s. r. o., Brno
Nezávislá kontrola projektu	FHECOR, Ingenieros Consultores, Madrid spolupráce: Stavebná fakulta STU v Bratislave
Zhotovitel	D4R7 Construction, s. r. o.

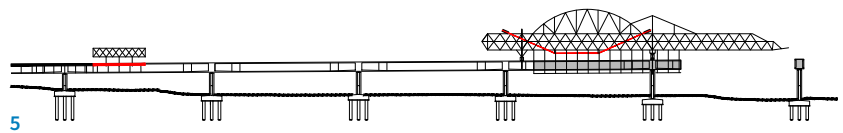
Výška komorového průřezu viaduktů je 4,3 m. Stejná výška je také uprostřed rozpětí a na koncích krajních polí mostu přes veslařskou dráhu. Výška nosníku nad vnitřními podpěrami je 13 m.

Vnitřní podpěry viaduktu tvoří dva obdélníkové sloupy s vnějším kruhovým zhlavím (obr. 1). Sloupy, které jsou do výšky 1,5 až 6,7 m spojeny příčnou ztužující stěnou, jsou vetknuty do společného základu podepřeného vrtnými pilotami. Vnitřní podpěry mostu přes veslařskou dráhu jsou také tvořeny dvojicí sloupů, které jsou však příčně skloněny, vzájemně spojeny horní příčlící (obr. 2) a jsou vetknuty do mohutných základů podepřených vrtnými pilotami. Jejich rozměry odpovídají zatížení, které přenášejí.

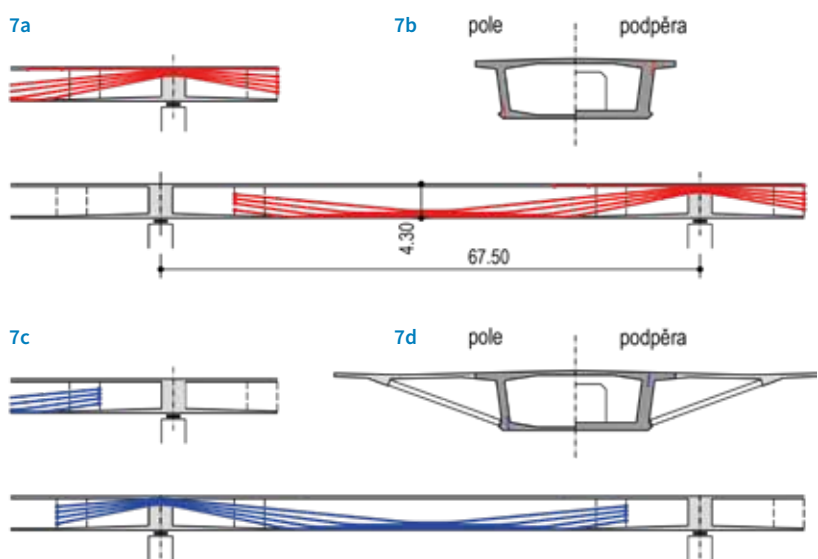
Západní viadukt

Konstrukční řešení vyplynulo z technologie výstavby. Základní komorový průřez šířky 14,3 m byl betonován po polích s převislou konzolou délky 13 m do bednění zavěšeného na horní výsuvné skruži s tzv. organickým předpětím (obr. 5 a 6). Skruž byla tvořena obloukem s předpjatým táhlem. Při betonáži páteřního nosníku se předpětí táhla automaticky upravuje, a tím se eliminuje deformace skruže. Proto není nutné navrhovat nadvýšení skruže.

Při betonáži byla přední podpěra skruže podepřena na podporovém segmentu, který bylo nutno postavit v předstihu. Po vybetonování celého pole byla konstrukce předepnuta kabely vedenými ve stěnách komorového nosníku přes celý betonovaný úsek a kotvenými v nálitcích situovaných u spár mezi jednotlivými betonovanými úseky (obr. 7a, 7b, 8 a 9). Potom se



6



celá skruž přesunula do dalšího pole.

Dvě pole za betonovaným polem se do horní posuvné skruže pojíždějí po již vybetonovaném páteřním nosníku postupně, po úsecích délky 20 m, betonovaly vnější konzoly (obr. 10). Skruž současně sloužila pro montáž prefabrikovaných vzpěr, které

se nejdříve osadily na spojitý náliček vedený u spodních rohů komorového nosníku. Po zalití spáry mezi vzpěrou a náličkem se osadila výztuž horní desky, vybetonovaly se vnější konzoly a horní deska se příčně předepnula.

Po vybetonování vnějších konzol celého pole se napnul další podélné

8



9



kabely (obr. 7c, 7d). Tyto kabely byly také vedeny ve stěnách komorového nosníku, byly však kotveny v dalších nálitcích situovaných symetricky k nálitkům kabelů základního průřezu.

Konstrukce viaduktu mají jednoduchý čistý tvar a mají minimální vliv na okolní prostředí.

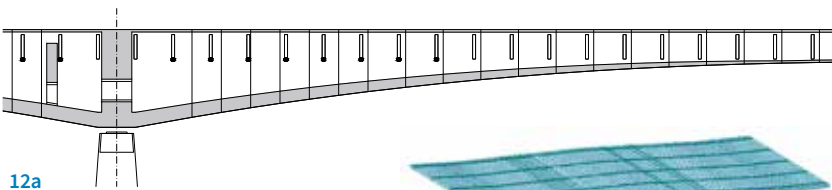
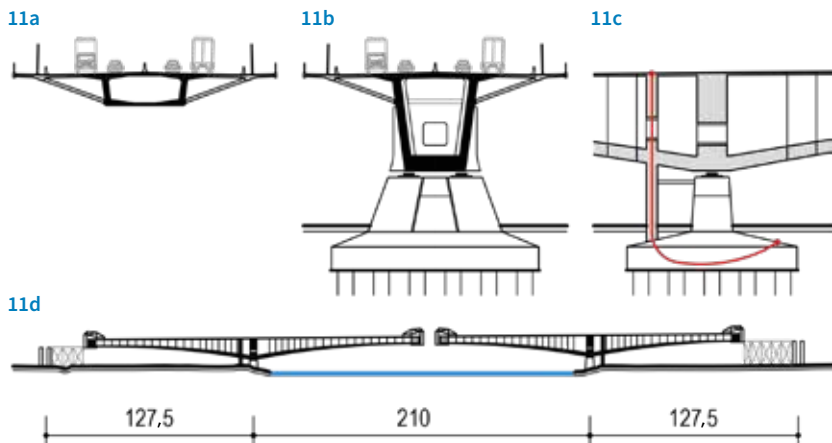
Most přes veslařskou dráhu

Konstrukce mostu má výrazně proměnnou výšku, která je dána technologií výstavby (obr. 4b a 11). Základní komorový nosník má uprostřed rozpětí a u krajních podpěr výšku 4,3 m, nad vnitřními podpěrami 13 m. Náběh má tvar paraboly ax^2 . Protože má nosník skloněné stěny, šířka spodní desky je proměnná od 10,37 do 8 m. Tloušťka spodní desky je také proměnná od 300 mm ve středu mostu do 2 000 mm u vnitřních podpěr. Protože náletek, na který byly osazeny vnější vzpěry, je po délce konstrukce ve stejné výšce, zatěžují vzpěry stěny komorového nosníku velkými osamělými silami. Proto jsou stěny od výšky konstrukce 7,23 m v místě vzpěr ztuženy ocelovými rourami osazenými před betonáží vnějších konzol (obr. 12 a 13).

Základní průřez byl betonován letmo v symetrických konzolách směřujících od vnitřních podpěr ke středu mostu a ke krajním podpěrám. Nesymetrické části nosníku u krajních podpěr byly betonovány na pevné skruži, která byla před spojením s letmo betonovanou částí nahrazena montážními podpěrami. Délka zárodku byla 20 m, délka letmo betonovaných segmentů od 3,9 m u podpěr do 5 m v poli. V úvodních studiích byla vnitřní podpěra tvořena dvojicí podpěr zajišťujících stabilitu konstrukce při stavbě a zvětšujících tuhost konstrukce za



10



12a



12b

13



5 Postupná výstavba 6 Výsuvná skruž 7 Předpětí typického pole: a) podélný řez – kabely základního průřezu, b) příčný řez, c) podélný řez – kabely celého průřezu, d) příčný řez 8 Předpínací kabely ve stěnách komorového nosníku 9 Kotvení kabelů v nálitcích stěn 10 Posuvná skruž pro vnější konzoly 11 Most přes veslařskou dráhu: a) příčný řez uprostřed rozpětí, b) příčný řez u podpěry, c) částečný podélný řez u podpěry, d) letmá betonáž 12 Ztužení nosníku vnitřními vzpěrami: a) podélný řez, b) deskostěnový výpočtový model 13 Ztužení nosníku vnitřními vzpěrami a kotvení bloky konzolových kabelů 5 Gradual progress of the construction process 6 Movable scaffolding 7 Prestressing of a typical span: a) longitudinal section – tendons of the basic section, b) cross-section, c) longitudinal section – tendons of the whole section, d) cross-section 8 Prestressing tendons in the webs of the box girder 9 Anchoring of the tendons in the webs' blisters 10 Movable scaffolding for the overhangs 11 Bridge over the rowing track: a) cross-section at mid-span, b) cross-section at support, c) partial longitudinal section at a support, d) cantilever construction 12 Stiffening of the girder by internal struts: a) longitudinal section, b) shell's calculation model 13 Stiffening of the girder by internal struts and anchor blocks of the cantilever tendons

provozu. Podle požadavku zhotovitele, který měl obavu ze zajištění tlaku v ložiscích, byla dvojice podpěr nahrazena jednou podpěrou a stabilita letmo betonované konstrukce byla zajištěna montážními podpěrami situovanými v krajních polích. V místě uložení je nosná konstrukce ztužena příčnickem, na který navazuje vnější výtzuha. Zmenšilo se tak namáhání od nepřímého uložení komorového nosníku a architektonicky se zdůraznilo podepření konstrukce.

Montážní podpěra tvořená betonovou stěnou, která navazovala na ztužující příčník v nosníku, byla podepřena základem vnitřní podpěry. K nosné konstrukci a k základu byla připnuta kabely kotvenými na povrchu nosníku a na protilehlé stěně základu (obr. 11c, 14). Při stavbě byl betonován nejdříve segment v krajním poli, následně v poli hlavním. Po vybetonování a předepnutí střední spáry (obr. 15) byly do horní posuvné skruže postupně ve směru od středu mostu a krajních opěr k vnitřní podpěrami betonovány vnější konzoly.

Moderní letmo betonované mosty jsou obvykle předepnuty *konzolovými kabely* vedenými v horní desce, *kladnými kabely* vedenými ve středu pole a u krajních opěr ve spodní desce a *kabely spojitosti*, vedenými po celé délce konstrukce a kotvenými v podporových příčnicích, kde se obvykle překrývají [3], [4]. Kabely spojitosti dávají mostu konstrukční integritu a výrazně redukují posouvající sílu. Snižují tak smykové namáhání nejen ve stěnách, ale také v horní a spodní desce komorového nosníku. U popisovaného mostu by však, s ohledem na výrazný náběh, měly kabely spojitosti malý podélný sklon. Protože by odpovídající radiální síly a redukce posouvající síly byly nevýznamné, kabely spojitosti byly vynechány. Jak bude uvedeno dále, integrita konstrukce byla zajištěna přidavným svislým vyztužením stěn.

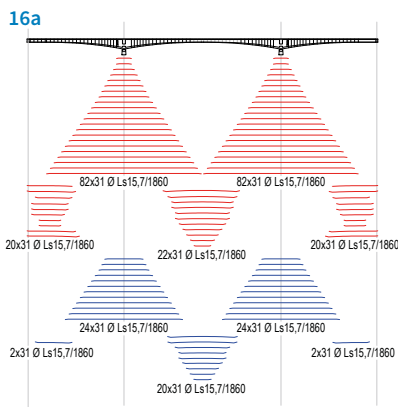
Základní komorový nosník byl předepnut *konzolovými kabely* vedenými v horní desce a napínanými z čela betonované konstrukce a *kladnými kabely* vedenými ve spodní desce a napínanými z kotevních nálitků situovaných ve spodních rozích



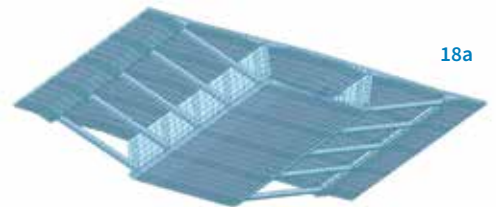
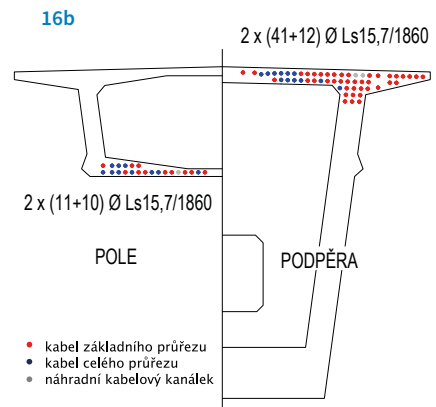
14



15



17a

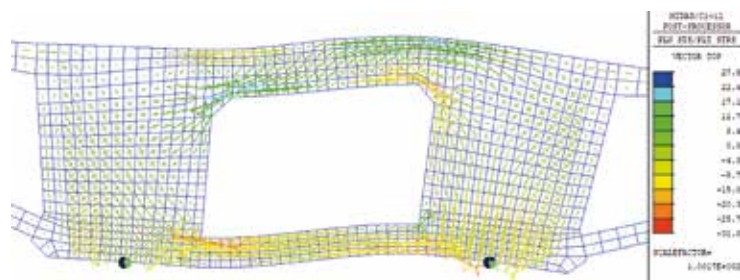
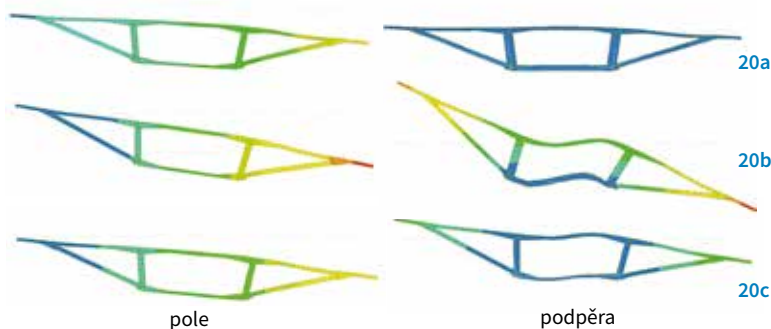
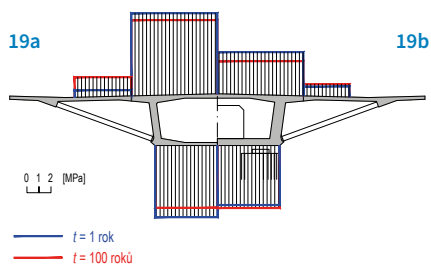


18a



17b

18b



21

komorového nosníku (obr. 16). Po vybetonování vnějších konzol byly tyto kabely doplněny o *konzolové kabely* vedené v horní desce a napínané z kotvených nálitků situovaných v horních rozích komorového nosníku (obr. 13) a o další *kladné kabely*. Na obr. 16 jsou červeně vyznačeny kabely předpínající základní průřez, modře kabely předpínající celý průřez a šedě náhradní kabelové kanálky navržené pro případ, že by byl některý kanálek při stavbě poškozen.

Statická analýza

Projekt popisovaných mostů byl vypracován Dopravoprojektem Bratislava ve spolupráci se společností SHP, která byla zodpovědná za návrh konstrukcí v příčném směru a provedla komplexní kontrolu statického řešení. Statická analýza byla provedena postupy diskutovanými v [3] a [5]. Globální analýza obou mostů byla provedena programovým systémem Midas Civil. Byly vytvořeny prostorové modely konstrukcí, které vystihly nejen působení konstrukcí v konečném stavu, ale také jejich postupnou výstavbu. Prostorové působení konstrukce bylo studováno na konstrukcích sestavených z deskostěnových anebo prostorových prvků. Detaily byly také ověřeny metodou *strut and tie*.

Konstrukce byla posouzena ve všech montážních stavech, v době uvedení do provozu a na konci životnosti mostu (100 let). Pro základní analýzu byly vytvořeny prostorové prutové modely. Vliv smykového ochabnutí byl zaveden pomocí spolupůsobících šířek horní a spodní desky. Protože celý průřez je namáhán normálovou silou, byla část desek vně spolupůsobící šířky přesunuta do těžiště průřezu. Konstrukční uspořádání, množství předpětí a postup výstavby byly ovlivněny

14 Prozatímní podpěra **15** Betonáž střední spáry **16** Vedení předpínacích kabelů: a) podélný řez, b) příčný řez **17** Výpočtový model: a) příčný řez, b) nosná konstrukce **18** Výpočtový model: a) nosná konstrukce, b) podporový příčník **19** Přerozdělení namáhání v horní a spodní desce: a) uprostřed rozpětí, b) nad podporou **20** Deformace příčného řezu: a) plný příčník, b) bez příčníku, c) navržený příčník **21** Hlavní napětí

14 Temporary support **15** Casting of the mid-span closure **16** Prestressing tendons' layout: a) longitudinal section, b) cross-section **17** Calculation model for: a) cross-section, b) superstructure **18** Calculation model for: a) superstructure, b) pier diaphragm **19** Redistribution of stresses in the top and bottom slab: a) at midspan, b) above a pier **20** Deformation of the cross-section: a) solid diaphragm, b) without diaphragm, c) designed diaphragm **21** Principal stresses

hlavně kritérii mezního stavu použitelnosti (MSP), a to především kontrolou šířky trhlin. Návrh příčné výztuže nosné konstrukce vycházel z posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ) na kombinované účinky smyku, kroucení a příčného ohybu.

Z řady výsledků analýzy uvádíme jen ty, které upozorňují na specifické chování obou mostů.

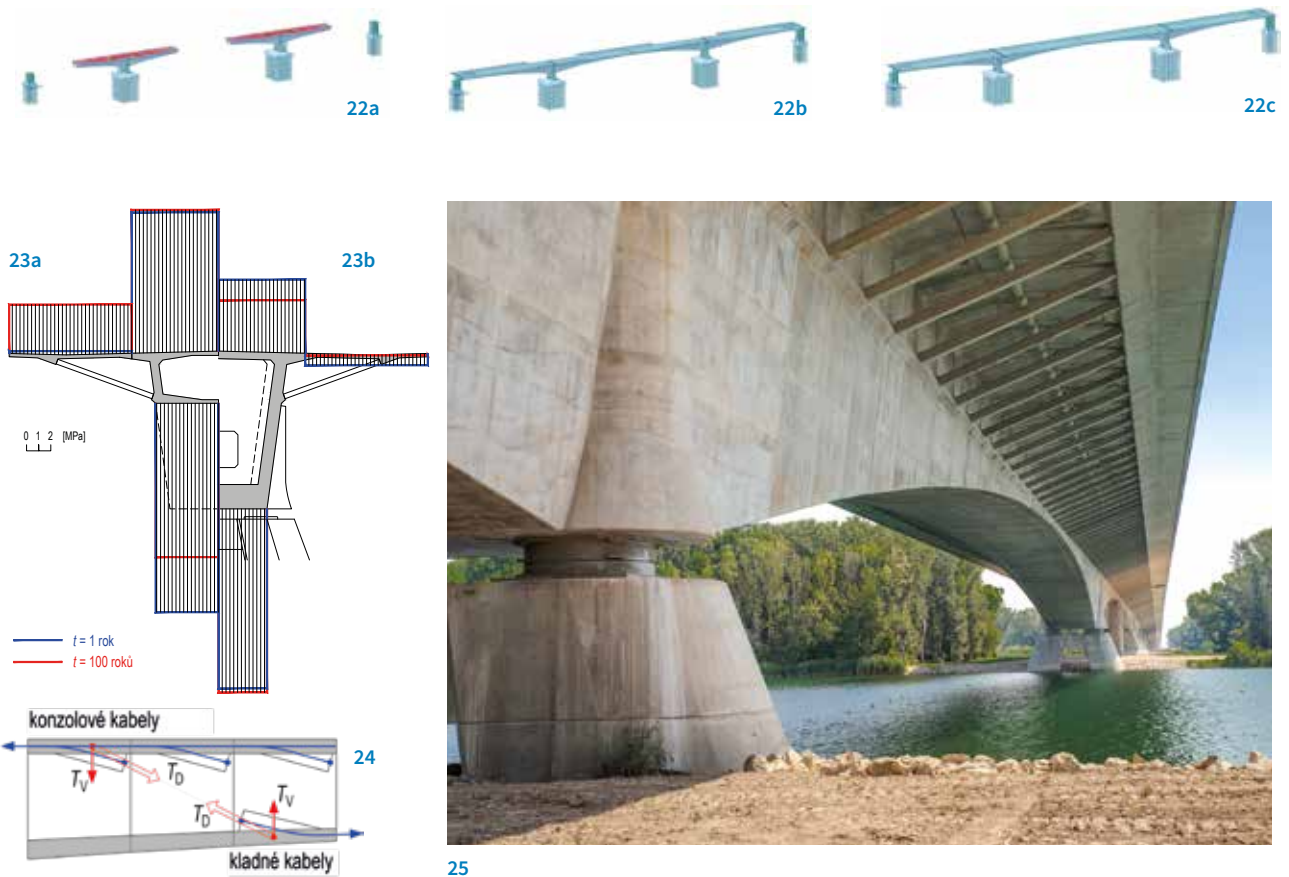
Západní viadukt

Základní analýza provozních a montážních stavů byla provedena na prutovém modelu s uvážením spolupůsobících šířek (obr. 17), prostorová analýza na modelu sestaveném z deskostěnových a prostorových prvků (obr. 18). S ohledem na rozdílné stáří jednotlivých konstrukčních prvků a jejich postupnou výstavbu a předpínání dochází u těchto konstrukcí k přerozdělení vnitřních sil. Míra přerozdělení ve spolupůsobících šířkách horní a spodní desky v průřezech v poli a nad podporou je zřejmá z obr. 19. Je zřejmé, že namáhání se

přesouvá ze staršího více předepnutého základního komorového průřezu do dodatečně betonovaných a méně předepnutých vnějších konzol.

Pochopitelnou snahou všech zhotovitelů komorových mostních konstrukcí je eliminovat podporový příčník a konstrukci nad ložisky jen lokálně zesílit. Vnitřní bednění pak lze sklopit a vysunout do následně betonovaného pole. Podrobná analýza mostu postaveného u vesnice Bitarová, která je popsána v [6], prokázala, že je to u klasické komorové konstrukce dálničního mostu možné. Je všeobecně známo, že tuhý podporový příčník výrazně zmenšuje deformaci a namáhání příčného řezu a zajišťuje přenos krouticího momentu do podpěr. V případě mostu Bitarová byla zvýšená spotřeba betonářské výztuže vyvážena výraznou redukcí pracnosti.

Snaha redukovat velikost podporového příčníku byla také u západního viaduktu. Proto byla provedena studie konstrukce typického pole zatíženého rovnoměrným zatížením



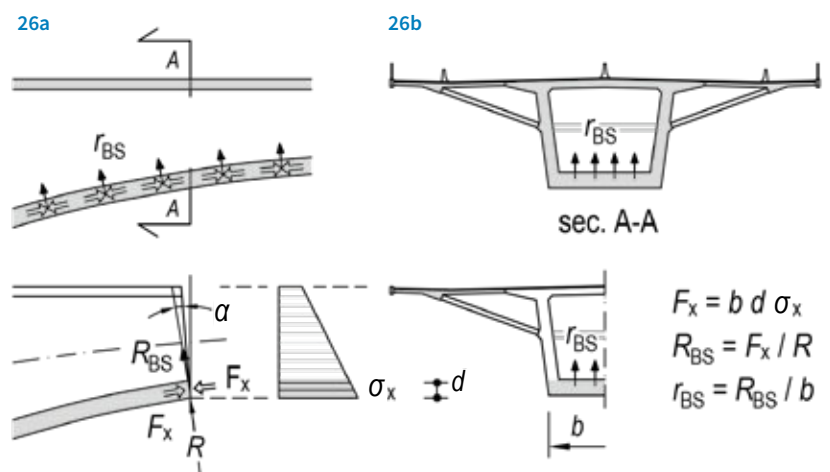
situovaným jen na podélné polovině konstrukce. Na obr. 20 jsou uvedeny deformace příčného řezu uprostřed rozpětí a nad vnitřní podpěrou studovaného pole pro případ konstrukce bez příčnicku, s plným příčnickem a s navrženým příčnickem s průchozím otvorem. Je zřejmé, že navržené rámové ztužení je nezbytné. I při tomto řešení je konstrukce výrazně namáhána a podporový příčník je nutno silně vyztužit. Pro informaci je na obr. 21 znázorněno hlavní napětí, které vzniká v konstrukci v případě opravy vozovky, kdy je veškerá doprava převedena na jednu polovinu konstrukce.

Most přes veslařskou dráhu

Podobně jako u viaduktu byla základní analýza provozních a montážních stavů mostu provedena na prutovém modelu (obr. 22), prostorová analýza na modelu sestaveném z deskostěnových a prostorových prvků (obr. 12b). Výpočtový model vystihl postupnou betonáž základního komorového průřezu, ztužení konstrukce montážní podpěrou a následnou postupnou betonáž vnějších konzol. Při

postupné letmé betonáži se spolupůsobící šířka podle vyložení konzol postupně mění, v provozním stavu, s ohledem na velké rozpětí, působí celá šířka horní a spodní desky. Při výpočtu stability letmo betonované konstrukce byla uvažována možná rozdílná hmotnost symetrických konzol, možné nahodilé zatížení a zatížení větrem. Analýza také zohlednila případný jednostranný pád betonářského vozíku a seismické zatížení.

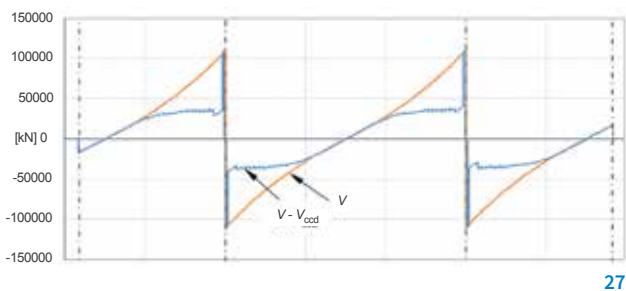
Podrobně byla také analyzována redistribuce statických účinků vyvolaná rozdílným stářím segmentů, změnou statického působení, při kterém se staticky určitá konzolová konstrukce mění v staticky neurčitý spojitý nosník, a vliv následné postupné betonáže vnějších konzol. Míra přerozdělení v průřezech v poli a nad podporou je zřejmá z obr. 23. Podobně jako u viaduktu se namáhání přesouvá ze staršího, více předepnutého základního



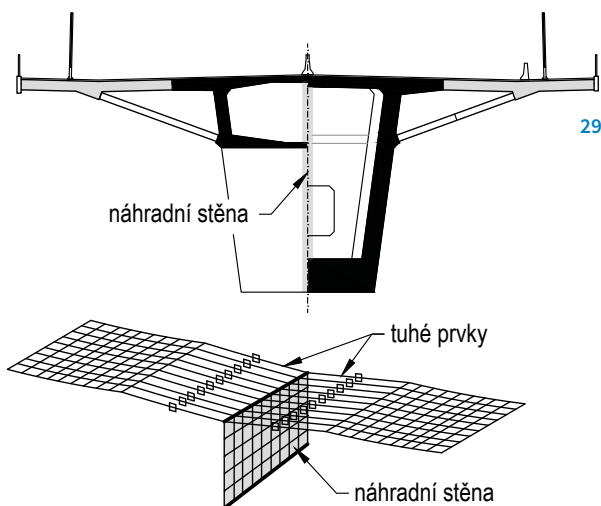
$$F_x = b d \sigma_x$$

$$R_{BS} = F_x / R$$

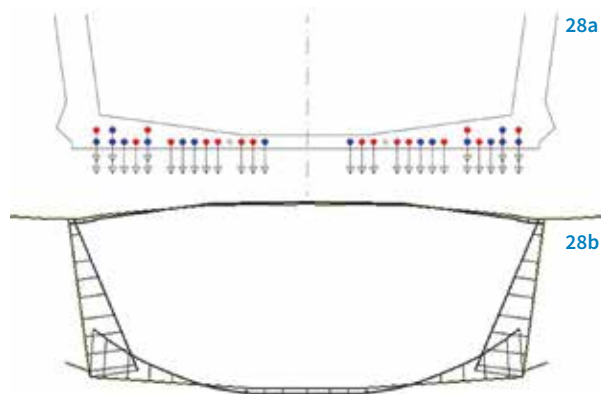
$$r_{BS} = R_{BS} / b$$



27

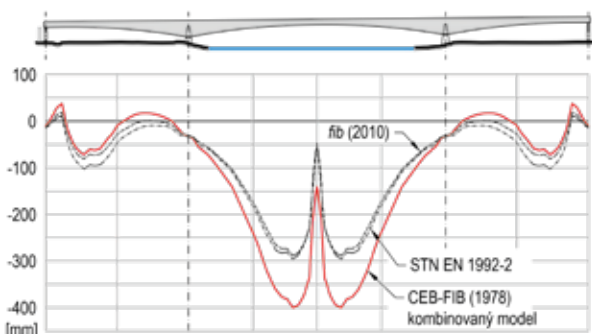


29



28a

28b



30

průřezu do mladších vnějších konzol a základní průřez tak ztrácí část předpětí. Vlivem změny statického systému vzniká v poli kladný moment, který způsobuje výrazné přerozdělení napětí. V poměru k momentu nad podporou je tento moment malý, a proto přerozdělení napětí nad podporou není tak významné.

Jak již bylo uvedeno, kvůli výrazně rozdílné výšce konstrukce v poli a nad podporou byl *vliv kabelů spojitosti* na vyrovnání části vlastní tíhy a tomu odpovídající redukci posouvající síly nepodstatný, a proto *kabely spojitosti* nebyly navrženy. Konstrukce je předepnuta jen kabely situovanými v horní a spodní desce. Protože u podobně předepnutých konstrukcí se vyskytly poruchy [7], byla integrita konstrukce zajištěna zvýšeným svislým vyztužením, které zabraňuje oddělení horní anebo spodní desky od stěn (obr. 24).

Při analýze komorové konstrukce modelované deskostěnovými prvky získáme skutečný průběh napjatosti ve všech konstrukčních prvcích. Protože je vyhodnocení deskostěnové

konstrukce pro řadu zatěžovacích stavů časově náročné a protože normové posouzení smykového namáhání komorových nosníků vychází z příhradové analogie, byla konstrukce posouzena pro vnitřní síly určené na prutovém modelu. Při výpočtu smykové síly byla uvažována skutečnost, že křivost podélné osy nosníku a křivost spodní desky jsou rozdílné. Spodní deska, která je u vnitřních podpěr namáhána velkým tlakem, je zatížena radiálními silami R_{BS} (obr. 26). Výslednice těchto sil R_{BS} redukují posouvající sílu v nosníku (obr. 27). Radiální síly samozřejmě také zatěžují spodní desku v příčném směru a desku je nutno na tyto síly posoudit.

Při napínání kladných kabelů mostu Schottwien situovaném na rychlostní komunikaci S6 v Rakousku se spodní deska porušila podélnými trhlinami [8]. Tyto trhliny vznikly opomenutím skutečnosti, že *kladné kabely* zatěžují podélně zakřivenou spodní desku právě radiálními silami. Protože šířka spodní desky mostu přes veslařskou dráhu je v průřezích poblíž středu pole větší než 10 m a protože má malý

22 Výpočtový model: a) letmá betonáž, b) betonáž vnějších konzol, c) provozní stav
 23 Přerozdělení namáhání v horní a spodní desce: a) uprostřed rozpětí, b) nad podporou
 24 Přídavné svislé vyztužení 25 Náběh – zakřivení spodní desky 26 Spodní deska komorového nosníku: a) podélný řez, b) příčný řez 27 Redukce posouvající síly 28 Ohyb spodní desky: a) příčný řez, b) příčný ohybový moment 29 Výpočtový model 30 Nadvýšení
 22 Calculation models for: a) cantilever construction, b) casting of the overhangs, c) service stage 23 Redistribution of stresses at the top and bottom slab: a) at midspan, b) above pier 24 Additional vertical reinforcement 25 Haunch – curvature of the bottom slab 26 Bottom slab of the box girder: a) elevation, b) cross-section 27 Reduction of the shear force 28 Bending of the bottom slab: a) cross-section, b) transverse bending moment 29 Calculation model 30 Camber

poloměr podélného zakřivení, byla spodní deska na toto namáhání posouzena. Vyztuž desky byla navržena nejen na příčný ohyb (obr. 28), ale také na přenos posouvající síly deskou oslabenou podélnými, nezainjektovanými kanálky.

Je všeobecně známo, že funkce dotvarování, které jsou použity v doporučení *fib* z roku 2010 a v Eurokódech, dávají menší dlouhodobé



31

Literatura:

- [1] WŁODZIMIRSKI, W., WAGNER, P., NAĐ, L. 6. most cez Dunaj v Bratislave ako súčasť projektu PPP D4R7. *Beton TKS*. 2020, roč. 20, č. 4, s. 25–31. ISSN 1213-3116.
- [2] CHALUPEC, A., ONDROŠ, M., KOPČÁK, J., SUCHÁR, V., NOVOTNÝ, P. Long Span Post-Tensioned Box Girder Bridge in Bratislava. In: *fib International Conference on Concrete Sustainability. Concrete – a challenge for sustainable and resilient built environment. 8–10 September 2021, Prague*.
- [3] STRÁSKÝ, J., NECAS, R. *Designing and Constructing Prestressed Bridges*. London: Thomas Telford Publishing, 2021. ISBN 978-0-7277-6385-3.
- [4] SLIWKA, P., BARTON, J., FORMÁNEK, M., STRÁSKÝ, J., DUBŠÍK, V., ŠÁLEK, M. Viadukt přes Vážskou vodní nádrž Hričov, dálnice D3, Slovensko. *Beton TKS*. 2018, roč. 18, č. 4, s. 18–26. ISSN 1213-3116.
- [5] NOVOTNÝ, P., JUCHELKOVÁ, P., JURÍK, M., PAWELCZAK, M. Bridges with progressively erected cross section. Design of Concrete Structures Using Eurocodes. In: *3rd International Workshop*. Vienna, September 20–21, 2012.
- [6] ZAPLETALOVÁ, L., VOLÁK, O., STRÁSKÝ, J., FUČEK, P. Viadukt poblíž vesnice Bitarová, dálnice D1, Slovensko. *Beton TKS*. 2018, roč. 18, č. 4, s. 27–31. ISSN 1213-3116.
- [7] PODOLNY, W., MULLER, J. *Construction and Design of Prestressed Concrete Bridges*. New York: John Wiley & Sons, 1982.
- [8] PAUSER, A. *Talübergang Schottwien – Ursachen und Behebung eines Schadens*. Österreichischer Betonverein. Sektion Spannbeton, Heft 13, Juni 1990.
- [9] PFUNTNER, J. What is Right Approach for Long Term Creep & Shrinkage Effects – CEB-FIP 78 vs. 90 Design Codes. In: *27th Annual ASBI Convection*. Dallas, Texas, 2015.

32a



deformace než funkce CEB-FIP z roku 1978 [9]. Analýzou stěny a nosníku stejných rozměrů bylo také zjištěno, že program Midas u prutů nevystihuje vliv dotvarování od smyku.

Z těchto důvodů byl vytvořen kombinovaný model, který se skládal ze střední náhradní stěny (*substitute wall*) vystihující působení stěn nosníků, podélných prutů vystihujících působení horní a spodní desky a deskostěnových prvků vystihujících působení vnějších konzol spojených se střední stěnou tuhými prvky (*rigid link*) (obr. 29).

Analýza prokázala, že výpočet prutového modelu s uvažáním CEB-FIP modelu z roku 1978 a analýza kombinovaného modelu, který vycházel z *fib* 2010 a který zohlednil možné nepříznivé odchylky zatížení a předpětí, dávají přibližně shodné výsledky, a proto byly použity v projektu (obr. 30).

31 Most přes veslařskou dráhu

32 a), b) Západní viadukt

31 Bridge over the rowing track
32 a), b) Western viaduct

Závěr

V květnu letošního roku byly provedeny podrobné statické a dynamické zatěžovací zkoušky, které potvrdily předpoklady statického výpočtu a kvalitu provedení (obr. 31 a 32). Věříme, že bylo správně určeno i nadvýšení konstrukce a že dlouhodobé deformace budou odpovídat předpokladům analýzy.

Fotografie: archiv společnosti Dopravoprojekt a archiv společnosti SHP



Ing. Petr Novotný, Ph.D.
Stráský, Husty a partneři, s. r. o.
p.novotny@shp.eu



Ing. Juraj Kopčák
Dopravoprojekt, a. s., Bratislava
kopcak@dopravoprojekt.sk



Ing. Adrián Chalupec
Dopravoprojekt, a. s., Bratislava
chalupec@dopravoprojekt.sk



Ing. Martin Ondroš
Dopravoprojekt, a. s., Bratislava
ondros@dopravoprojekt.sk



Ing. Jan Šimon
Stráský, Husty a partneři, s. r. o.
j.simon@shp.eu



prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.
Stráský, Husty a partneři, s. r. o.
j.strasky@shp.eu

32b

