

POČÁTKY PŘEDPJATÝCH TRÁMOVÝCH MOSTŮ V ČR BEGINNING OF PRESTRESSED GIRDER BRIDGES IN CSR

HISTORIE

BOHUMÍR VOVES

U trémových mostů v ČR se předpjatý beton počal užívat před více než padesátí lety. Tehdy byly užívány prefabrikované trámy prostě uložené jako první stupeň probíhajícího vývoje.

Prestressed concrete begins to be used in girder bridges in CSR fifty years ago. At that time there were used prefabricated girders as the first step of continued development.

Mosty z předpjatého betonu se začala zabývat výroba v Liticích nad Orlicí závodu Baraba, kde vedoucím byl Ing. Otta a projekci vedl Ing. Kordovský. Ve spolupráci s Ústavem stavebních hmot a konstrukcí, který se zapojil i do projektování nových konstrukcí, byla vyvinuta úprava konstrukcí a technologie dodatečně předpjatého betonu. Jejich průkopnická práce byla usnadněna pochopením a pomocí Dr. Pacholika z Ministerstva dopravy a Ing. Widemana z Ministerstva stavebnictví. Při projektování se vycházelo z ustanovení Směrnic pro navrhování mostů z roku 1950, upravených podle nově získaných poznatků. Dělené trámy byly na staveništi sestavovány z dílů vyrobených ve výrobně nebo byly trámy vyráběny v celku ambulantně na staveništi. Na břehu zhotovené trámy byly převáženy po montáž-

ním mostě a osazovány se na podpěry.

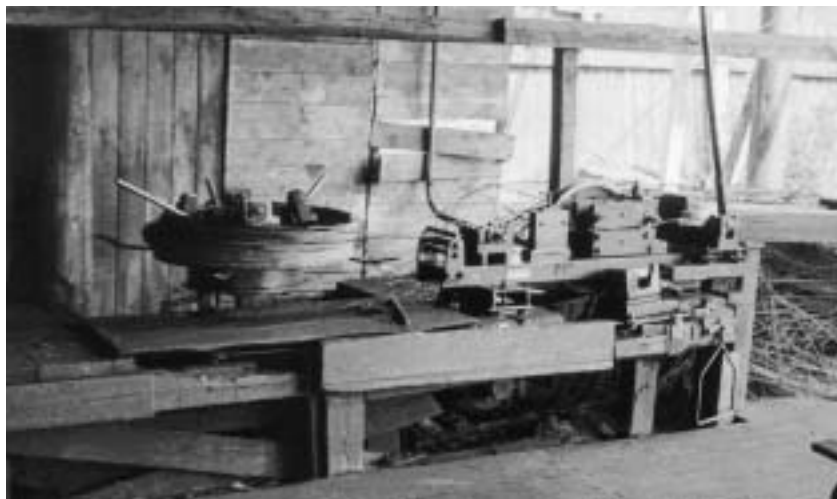
Výroba v Liticích, kromě předpjatých dílců MPN (tzv. voutsáčů) pro deskové sřážené předpjaté mosty, vyráběla díly pro dělené trámy i prováděla mosty z prefabrikovaných trámů na staveništi (např. v Námestove a v Jihlavě). Od roku 1952 přešla litická výroba do Montostavu a ambulantní výroba do Staveb silnic a železnic.

TECHNOLOGIE

Pro předpínací výztuž sruženou do kabelů byl zpočátku volen za studena tažený hladký patentovaný drát $\varnothing P 4,5$, který podle ceníku hutní druhovýroby byl schopen vyvodit nejlevnější předpínací sílu. Později se pro mohutnější kabely užíval drát $\varnothing P 7$. Drát byl dodáván ve svitku průměru do 750 mm, který odpovídal průměru bubnu tažného stroje, takže po odvinutí zůstal trvale zakřivený. Proto musel být rovnán v rovnačce (obr. 1), kde procházel soustavou přítlačných kladek. Mez průtažnosti 0,2 drátu se rovnala pouze 0,7 násobku pevnosti. Pro lepší využití byl drát při napínání zlepšován udržováním napětí na úrovni meze průtažnosti po dvě minuty, aby nabyl zvýšené meze průtažnosti a aby se méně dotvaroval. Tak bylo nutné postupovat, protože hutní druhovýroba odmítala drát popouštět či stabilizovat. Drátovny nebyly ochotny dodávat vložky svinované z drátů. Stavební výroba si musela sama svinovat spletené dráty pro kotvení soudržností, ale svinování lan nemohla zajistit.

Pro předpjatý beton byl používán hutný beton vysoké pevnosti, schopný přenášet předpětí a chránit předpínací výztuž před korozi, často značky B600. Toho bylo dosaženo pečlivým zhuťněním betonové směsi vyrobené z jakostních složek při nízkém vodním součiniteli. Přednost byla dávana portlandskému cementu třídy 450 přiváženému ze Štramberka a dávkovanému 420 kg/m^3 hotového betonu. Jako kamenivo byla přednostně užívána litická žulová drť 7 až 15 mm, nebo 15 až 25 mm a labský písek 0 až 4 mm míšené v poměru 65 ku 35 podle hmotnosti. Dávka vody byla volena tak, aby se daným způsobem zhuťňování betonové směsi získal hutný beton požadované pevnosti. Při obvyklém intenzivním zhuťňování příložnými vibrátory postačil vodní součinitel 0,34. Přísady nebyly pro předpjatý beton užívány. Betonová směs byla míchána v míchačkách s nuceným pohybem směsi, např. systému Cyklon s obsahem 500 l. Tvrdnutí betonu nebylo urychlováno. V zimním období nebyly složky betonové směsi a beton ohřívány. Přesto pevnost betonu vyhovovala požadavkům projektu i v zimě. V létě byly pevnosti betonu podstatně vyšší. Např. u zkušebního nosníku z betonu značky B600 pro most

Obr. 1 Rovnačka
Fig. 1 Straightening machine



Obr. 2 Kleště Baraba
Fig. 2 Prestressing equipment Baraba



přes Koželužský potok vyrobeného v květnu 1951 v Liticích byla zjištěna krychelná pevnost betonu v tlaku po 28 dnech 82 MPa. Beton však byl křehký. Nosník při zatěžovací zkoušce do zlomu vykazoval malé plastické přetvoření a porušil se náhle rozdrčením betonu. To mělo povahu výbuchu, při kterém z tlaceného betonu náhle prudce odlétly úlomky betonu.

Dřevěné oplechované formy sestávaly ze dna a bočnic. Příložné vibrátory byly připevňovány na bočnice tuze, aby se energie vibrace neztrácela posuvy vibrátorů vůči formě. Ve výrobně byly kabelové kanálky vytvářeny ocelovými bezešvými trubkami. Ty musely být z betonu vytaženy do dvou hodin po zabetonování, jinak se je nepodařilo vytáhnout. Na staveništi sloužily k vytváření kabelových kanálků hadice svinuté z ocelových pásů.

Kabely ze 12, 17 nebo 20 drátů $\varnothing P 4,5$ či 12 drátů $\varnothing P 7$ byly kotveny v ocelových samosvorných kotvách Baraba, které sestávaly z kotevní desky a kuželíku. Později z nich byly vyvinuty kotvy podle ČSN 74 2870. Pro napnutí kabelů byly určeny kleště Baraba (obr. 2) složené z nosného rámu, kotevní samosvorné objímky a dvou hydraulických válců, sloužících jak pro napínání kabelů, tak pro zatlačování kuželíků do kotevní desky. Přetlak ve válcích vyvozovalo oddělené ruční čerpadlo. Kabely napínané a kotvené popsaným způsobem vyvozovaly spolehlivě požadovanou předpínací sílu. Jednou výrobce kotev odřezával kotevní desky z tyčí plamenem místo pilou a ohřáté desky padaly do sněhu, kde se zakalily. Takto zkrěhlé desky dodané na staveniště mostu v Mugglínově po napnutí kabelů popraskaly

Obr. 3 Výrobní zařízení pro injektování

Fig. 3 Grouting equipment



a postup napínání a kotvení musel být opakován s řádně vyrobenými deskami.

Injektážní malta z portlandského cementu a vody při vodním součiniteli 0,38 byla míchána převážně hrabíčkami v japonce, přes síto nalévána do injektoru a za přetlaku vzduchu 0,6 MPa vháněna do kabelového kanálku prostorem mezi kotevní deskou, kuželíkem a dráty kabelu (obr. 3). Jak bylo prokázáno při průzkumu na vybraných mostech po osmi letech provozu, nebyl v několika málo případech uvedený postup injektování uspokojivý. Pro neúčinnou aktivaci malta sedala a odlučovala vodu, takže kanálek nebyl řádně vyplněn a v kruhové úseči (menisku) při vrcholu průřezu kanálku zůstal vzduch. Injektování přetlakem vzduchu bylo tak rychlé, že z kanálku nebyl vzduch vypuzen. Úzký prostor v kotvě, kterým byla malta vháněna, se ucpal, a malta do kanálku nepronikla. V kanálku nebyla zjištěna koroze drátů, i když některé dráty ležely v menisku. V neinjektovaném kanálku ojediněle došlo k nepodstatné rovnoměrné korozi drátů. Alkalické prostředí hutného betonu bránilo vzniku koroze. Pro zlepšení úrovně injektování byly provedeny zkoušky zaměřené na složení injektážní malty a na příslušné výrobní zařízení.

Ve výrobně byly díly vyjímány z forem po dvanácti hodinách od vybetonování a přepravovány na staveniště, kde byly sestavovány v dělenou konstrukci. U trámu betonovaného na staveništi byly odebrány bočnice a čela formy. Po předepnutí byly trámy nadzvednuty s podlahy hydraulickými válci (obr. 4), po příčném posunutí po válečcích byly spuštěny na přepravní most montovaný z dílů soustavy Bailey a po nadzvednutí a příčném posunutí byly osazeny na opěry (obr. 5).



Obr. 4 Zvedání trámu s podlahy

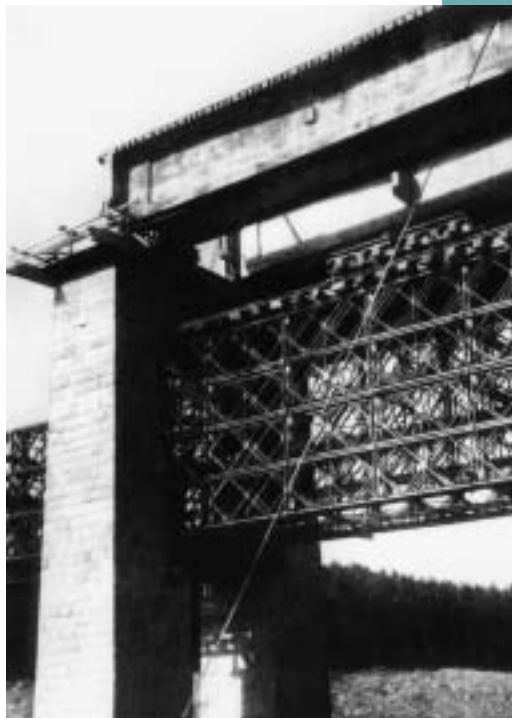
Fig. 4 Lifting of girder from the floor

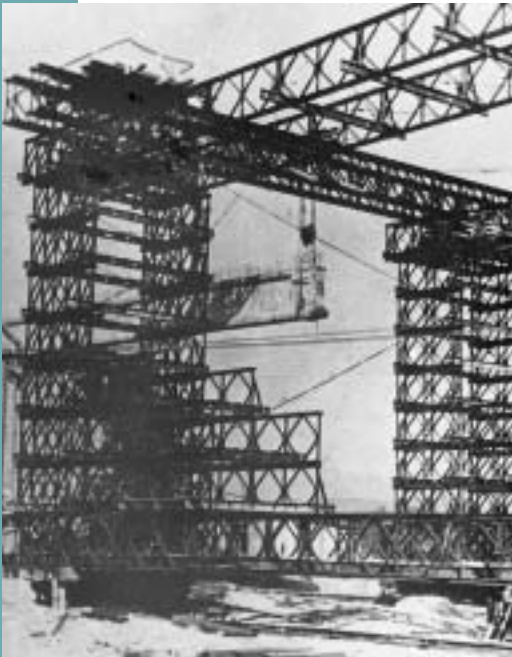
V Berouně byla jako přepravní most užita ocelová konstrukce původního mostu. V Námestově byly trámy přepravovány na místo portálovým jeřábem z dílů Bailey, který obkročoval pilíře a pojezděl po kolejičkách podle mostu (obr. 6). Při manipulacích s trámy, které využívaly tehdy dostupné prostředky, došlo k několika haváriím.

Při snímání s podlahy měl být trám na jednom konci zvedán a na druhém konci měl být podepřen pražci. V několika případech byl trám zvedán současně na obou koncích, ztratil stabilitu a překlátil se. V jiném případě byl trám zvedán na jednom konci dvěma válci, které nebyly v ose trámu, ale vedle sebe. Obsluha jednoho vál-

Obr. 5 Přepravní most v Živohošti

Fig. 5 Transporting bridge in Živohošť





Obr. 6 Převážení trámy v Námestově
 Fig. 6 Girder transport in Námestovo

ce se při zvedání lekla a ponechala výpusť tlakové kapaliny otevřenou, se trám překlopil. V uvedených případech překlopené trámy dopadly na terén. K havárii došlo i při zavážení trámů po drážce k montážnímu mostu. Podvozky pod prvním trámem byly zkříženy a jejich posuv na opěru vyžadoval velké úsilí. Před zavážení druhého trámu byly kolejnice natřeny vazelinou, ale nebylo zajištěno brzdění podvozků. Podvozky se rozjely a přesouvání trám srazil první trám z opěry do montážního

Obr. 9 Most přes Koželužský potok
 Fig. 9 Bridge over the Koželuh brook



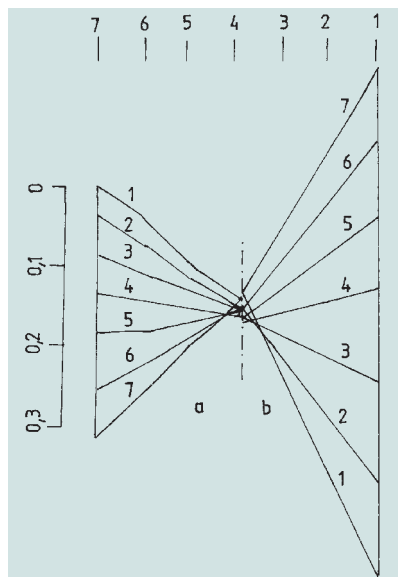
Obr. 7 Most v Námestově
 Fig. 7 Bridge in Námestovo

mostu. U havarovaných trámů byly zjištěny drobné trhliny, které se po zvednutí trámů uzavřely, a odprýsknutí betonu. Po opravě byly trámy podrobeny zatěžovacím zkouškám, které prokázaly řádnou nosnou funkci, a byly do mostů zabudovány.

SILNIČNÍ MOSTY

Od roku 1950 byly zavedeny spřažené mosty (např. v Námestově a v Brně), u nichž byla na prosté předpjeté trámy vyrobené na břehu, osazené na opěry a doplněné soustavou předpjetých příčníků nabetonována deska spřažená s trámy. Tato konstrukce umožnila vylehčení trámů, jak odpovídalo dostupným prostředkům pro manipulaci. Snaha vyloučit betonování nosné konstrukce na místě vedla od roku 1951 k výstavbě mostů z prostých předpjetých deskových trámů průřezu T, poprvé přes Koželužský potok – Ing. Oldřich Hurych (obr. 9). Ze stěny trámů vystupovaly části příčníků. Na místě byly betonová

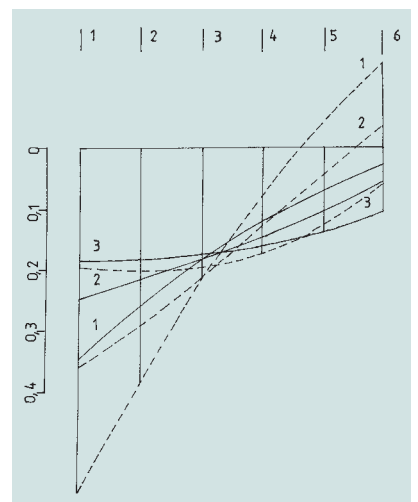
Obr. 8 Příčné roznášení mostu v Brně
 Fig. 8 Transverse load distribution of the bridge in Brno

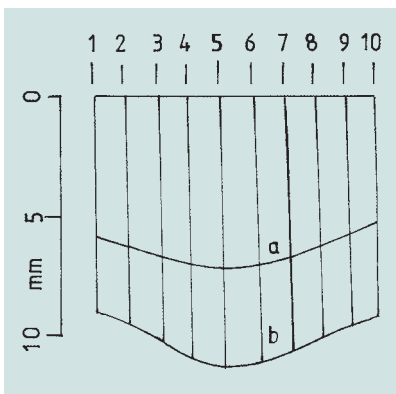


vány pouze výplně mezer mezi trámy a nenosné části. Trámy byly spojeny příčnými kabely v rošt. V roce 1955 byl proveden most přes Jihlávku (Ing. Oldřich Hurych) složený z prostých předpjetých dělených trámů komorového průřezu. Mezi trámy byly vloženy desky a příčníky. Díly trámů, desky a příčníky byly provedeny ve výrobě a přepraveny na staveniště, kde byly na místě na lešení sestaveny a spojeny předpětím. (obr. 12 a 13)

Uvedený vývoj mostů byl umožněn průběžným výzkumem nosné funkce konstrukcí z předpjetého betonu a řešením technologických otázek. Byly prováděny zatěžovací zkoušky zkušebními nosníky do zlomu. Při nich bylo prokázáno, že nosná funkce konstrukce z předpjetého betonu vyhovuje požadavkům. U konstrukce, vystavené provoznímu zatížení, předpětí bezpečně zabraňuje vzniku trhlin a zajišťu-

Obr. 10 Příčné roznášení mostu přes Koželužský potok
 Fig. 10 Transverse load distribution of the bridge over the Koželuh brook





Obr. 11 Průhyby mostu v Českých Budějovicích

Fig. 11 Deflection of the bridge in České Budějovice

je její tuhost. U značně přetížené konstrukce, a to až na úroveň vypočtené meze únosnosti, vznikají sice v betonu široké trhliny a konstrukce se nadměrně prohýbá, ale po snížení zatížení se trhliny uzavírají a průhyb vymizí. Při výpočtu konstrukce se sice předpokládá, že meze únosnosti je dosaženo přetržením předpínací výztuže, ale při zatěžovací zkoušce obvyklých konstrukcí se rozhodující průřez porušuje rozdrčením betonu při zatížení značně větším. Vypočtená mez únosnosti tedy odpovídá nikoli zřícení konstrukce, ale značnému rozvoji trhlin a velkému průhybu. Pro získání dalších poznatků byly dále prováděny zatěžovací zkoušky hotových mostních konstrukcí. O některých výsledcích těchto zkoušek je pojednáno dále.

Most přes Oravskou přehradu v Náměstově z roku 1951 má devět polí po čtyřech trámech rozpětí 31,3 m spřažených s dodatečně nabetonovanou deskou (obr. 6 a 7). Příčné roznášení zajišťují předpjaté příčnický. Během výroby trámů došlo k železniční kalamitě, která zneškodnila přepravu labského drobného kameniva pro všech třiceti šesti trámů. Jako podklad pro rozhodování o použití místního drobného kameniva byly provedeny zatěžovací zkoušky tří samostatných trámů. K jejich výrobě bylo použito drobné kamenivo jednak labské, jednak místní a jednak směs obou kameniv z poloviny. Zatížení bylo vyvozováno hydraulickým válcem rozpínaným o trám zavěšený na portálovém jeřábu. Nejvýše přípustné zatížení bylo vnášeno třikrát za sebou ve stupních, s odlehčením na každém stupni. Vznik trhlin nebo jiné závady nebyly zjištěny. Přepočtem z průhybu byly u zkoušených trámů zjištěny moduly

pružnosti 49, 42 a 44 GPa, což je podstatně více než modul 36 GPa uvažovaný v projektu. Tak bylo umožněno pokračovat ve výstavbě.

Most přes Svatku v Brně z roku 1952 o jednom poli s čtrnácti trámy rozpětí 29,2 m spřažených s dodatečně nabetonovanou deskou je rozdělen podélnou dilatační spárou na dvě stejné samostatné části. Každá část má čtyři mezilehlé a dva koncové předpjaté příčnický. Úhel šikmosti je $80^{\circ} 48'$. Příčnický jsou rovnoběžné s uložení. Při zatěžovací zkoušce bylo vozidlo vyvozeno zatížení $5,8 \text{ kN/m}^2$, aniž by byly pozorovány trhliny. Největší změřený průhyb byl 0,52 násobkem průhybu vypočteného. Při měření příčného roznášení najždělo jedno vozidlo nad jednotlivé trámy. Zjištěné součinitele (značené a) příčného roznášení jsou uvedeny na obr. 8, kde jsou uvedeny i součinitele uvažované v projektu mostu (značené b). Je zřejmé, že příčné roznášení zjištěné zkouškou je příznivější, než předpoklad projektu.

Most přes Koželužský potok v Jihlavě z roku 1951 má tři pole s šesti deskovými trámy rozpětí 26,1 m průřezu T a se čtyřmi vnitřními a dvěma krajními příčnický (obr. 9). Zatížení vozidly při zatěžovací zkoušce bylo $7,7 \text{ kN/m}^2$. Trhliny nebyly zjištěny. Změřený průhyb byl 0,82 násobkem vypočteného průhybu. Příčné roznášení bylo měřeno při poježdění parního válce nad trámy. Součinitele příčného roznášení změřené při zkoušce jsou vyznačeny na obr. 10 plně a součinitele podle projektu čárkovaně. Obdobná soustava byly uplatněna u řady mostů, z nich největší rozpětí 48,2 m měl most přes Vltavu v Živohošti.

Most obdobné soustavy přes Vltavu v Českých Budějovicích o jednom poli z deseti trámů rozpětí 40,18 m s pěti vnitřními a dvěma krajními příčnický postavený v roce 1958 byl po 13 letech určen k poježdění velkým nákladem. Před schválením pojezdu byla provedena zatěžovací zkouška mostu vozidly o úhrnné tíze 1400 kN. Zatížení vyvozovalo v nejvíce namáhaném trámu ohybový moment rovný 0,596 násobku momentu od nahodilého zatížení v projektu. Pružné průhyby tohoto trámu byly 0,65 násobkem vypočtených průhybů. Při pojezdu naloženého podvalníku Scheuerle o celkové tíze 1400,2 kN s tahačem tíhy 260 kN osou mostu byl u nejvíce zatíženého vnitřního trámu ohybový moment roven 0,603 násobku momentu od nahodilého zatíže-

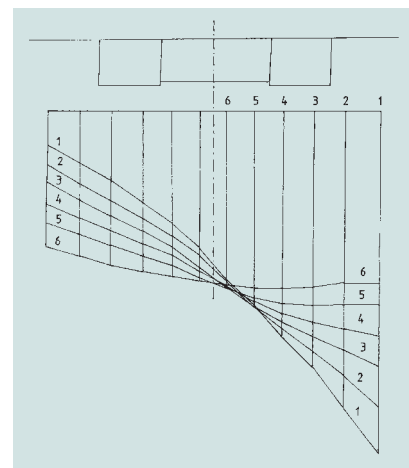


Obr. 12 Trám mostu přes Jihlávku
Fig. 12 Girder of the bridge over the Jihlava brook



Obr. 13 Lešení mostu přes Jihlávku
Fig. 13 Scaffolding of the bridge over the Jihlava brook

Obr. 14 Příčné roznášení mostu přes Jihlávku
Fig. 14 Transverse load distribution of the bridge over the Jihlava brook



ní a změřený průhyb – značen a – 0,694 násobku vypočteného průhybu – značen b (obr. 11). Pokud by vozidla jela po okraji vozovky byl by u nejmíce zatíženého krajního trámu ohybový moment 1,415 násobkem vyvozeného momentu. K trvalému průhybu a k vzniku trhlin nedošlo.

Most přes Jihlávku v Jihlavě z roku 1955 má šest polí po dvou trámech komorového průřezu rozpětí 32,65 m (obr. 12). Každý trám byl složen ze dvanácti dílů na lešení (obr. 13). Spáry mezi díly jsou vypl-

něny betonem. V poli je pět mezilehlých a dva koncové předpjaté příčníky. Při zatěžovací zkoušce pásová vozidla vyvodila zatížení 5,87 kN/m². Změřený průhyb byl nejvýše roven 0,78 násobku vypočteného průhybu. Z průhybů změřených při působení jednoho vozidla v šesti polohách lze usuzovat na příčné roznášení (obr. 14). Je zřejmé, že oba trámy spolupůsobí při přenášení zatížení. V projektu bylo předpokládáno, že oba trámy přenášejí zatížení pouze ze své poloviny mostu.

ZÁVĚR

Na popsané počátky mostů z předpjatého betonu mohl navázat jejich další rozvoj. Získané poznatky byly uplatněny při zpracování ČSN 73 2004 – 1959, dříve platné pro navrhování, provádění a kontrolu konstrukcí z předpjatého betonu, a při sestavě Technologických pravidel pro kabelobeton.

Prof. Ing. Bohumír Voves, DrSc.

Pod Fialkou 7, 150 00 Praha 5, tel. 252 716 282

Pokračování ze str. 13

druhotně díky tuhým trojúhelníkům podpor vzpěradla. Vybuzení tohoto kmitání chodci je vysoce nepravděpodobné vzhledem k poměru vodorovných a svislých výchylek a strukturálnímu tlumení konstrukce v podélném směru.

Závěrem dynamického posouzení vlastních tvarů kmitání bylo zjištění, že navržená lávka není dynamicky citlivá na provoz na lávce, a není třeba přijímat úpravy projektu ani provádět další dynamické výpočty buzení kmitání. Po otevření lávky byl tento závěr potvrzen.

TECHNOLOGIE VÝSTAVBY

Technicky zajímavým a neobvyklým prvkem je zvolený postup výstavby střední části mostu, navržený ve spolupráci zhotovitele a projektanta, který podstatně ovlivnil řešení vzpěradla a jeho detailů. Hlavní myšlenkou je využití definitivního vzpěradla jako části skruže pro betonáž desky nosné konstrukce – idea částečně samonosné skruže. Tento postup byl výpočetně velmi náročný, ale umožnil technicky elegantní a rychlý způsob výstavby hlavního pole nad plavebním kanálem.

Skruž byla sestavena z dvojice ocelových příhradových nosníků, které byly „zavěšeny“ na konstrukci vzpěradla. Ve střední části fungovaly trubky vzpěradla ve stavebních stavech přímo jako horní pasy příhradového nosníku skruže – přímo k nim byly přes styčnickové plechy přivařeny svislice a diagonály skruže. Vlastní skruž byla díky svému zavěšení na vzpěradlo provedena bez provizorních podpor a fungovala jako spojitý příhradový nosník o třech polích, podepřený v úrovni horního pasu šikmými stojkami vzpěradla. Skruž se vzpěradlem ve stavebních stavech významně spolupůsobí a též napjatost vzpěradla v provozu je stavebním postupem podstatně ovlivněna.

Investor	Město Poděbrady	Ing. Jozef Ďurčanský – starosta města Poděbrady Eva Vokřálová – vedoucí investičního odboru
Projektant	PONTEX, s. r. o.	Ing. Petr Souček – zodpovědný projektant Ing. Milan Kalný – autor koncepce přemostění Prof. akad. arch. Petr Keil – architektonická konzultace
Zhotovitel	JHP, s. r. o.	Ing. Otakar Lojkásek – technická příprava, řešení skruže Petr Jelínek – stavbyvedoucí
Podzhotovitel	MANDÍK	Ing. Miroslav Drahorád – výroba a montáž ocel. konstrukce

Vzpěradlo bylo ve výrobně sestaveno integrálně se skruží. Konstrukce vzpěradlo + skruž byla z výroby vyvezena ve čtyřech dílech, které byly svařeny na montážní na plošině na pravém břehu, kde byla také konstrukce doplněna o montážní i konstrukční zavětrování.

Ocelové vzpěradlo spolu se skruží o celkové tíze 17 t bylo pomocí těžkého jeřábu osazeno vcelku (obr. 3). Čtyři šikmé stojky vzpěradla byly usazeny na kotevní desky rektifikovatelně osazené vždy na čtveřici kotevních šroubů, zabetonovaných do patek. Toto řešení umožnilo snadné a rychlé zajištění plného kontaktu všech stojek vzpěradla s kotevními deskami. Vlastní osazení trvalo 15 minut. Několikahodinová pak byla rektifikace desek tak, aby se vzpěradlo dostalo půdorysně i výškově do požadované polohy. V definitivní poloze bylo vzpěradlo k deskám přivařeno a prostor mezi deskami a patkami byl vyplněn vysokopevnostní maltou.

Lze konstatovat, že zvolený stavební postup přinesl nezanedbatelné zvětšení namáhání trubek vzpěradla (proto i volbu lepší třídy oceli), ale také podstatnou úsporu časovou i materiálovou (na skruži) při výstavbě.

ZÁVĚR

Nízká cena realizované stavby nemusí být vždy předností. U lávky v Poděbradech rozhodně nebyla dosažena na úkor kvality a životnosti konstrukce. Zajímavý projekt vyvolal i zájem dodavatelů ve fázi vý-

běrového řízení. Rychlost výstavby a spotřeba materiálu (srovnaná tloušťka betonu nosné konstrukce je 0,325 m³/m², spotřeba konstrukční oceli na vzpěradlo a celou spodní stavbu 27,8 kg/m² NK) dosahují i v mezinárodním srovnání špičkových hodnot.

Hledání konstrukčních řešení vysoké estetické úrovně, ohleduplných k životnímu prostředí, technicky proveditelných a finančně únosných je výzvou pro stavbaře a současně i jednou z nejzajímavějších částí jejich práce. Optimální řešení vždy znamená najít rovnováhu nejen v silách působících na konstrukci, ale také v daných místních podmínkách. Zda byl tento záměr splněn, ponecháváme na zhodnocení veřejnosti (obr. 7 až 10).

Bylo potěšující, že všichni účastníci výstavby se shodli v zásadních otázkách i v detailech nezbytných pro dodržení kvality díla a projevili vysokou profesionalitu ve svých oborech i důvěru v činnost partnerů.

*Ing. Milan Kalný, Ing. Petr Souček
Pontex, s. r. o.*

*Bezová 1658, 147 14 Praha 4
tel.: 244 462 231, fax: 244 461 038
e-mail: kalny@pontex.cz, www.pontex.cz*

*Ing. Otakar Lojkásek
JHP, s. r. o.*

*Ústřední 60, 102 00 Praha 10
tel.: 272 701 667, fax: 272 701 701
e-mail: jhp@jhp-mosty.cz, www.jhp-mosty.cz*