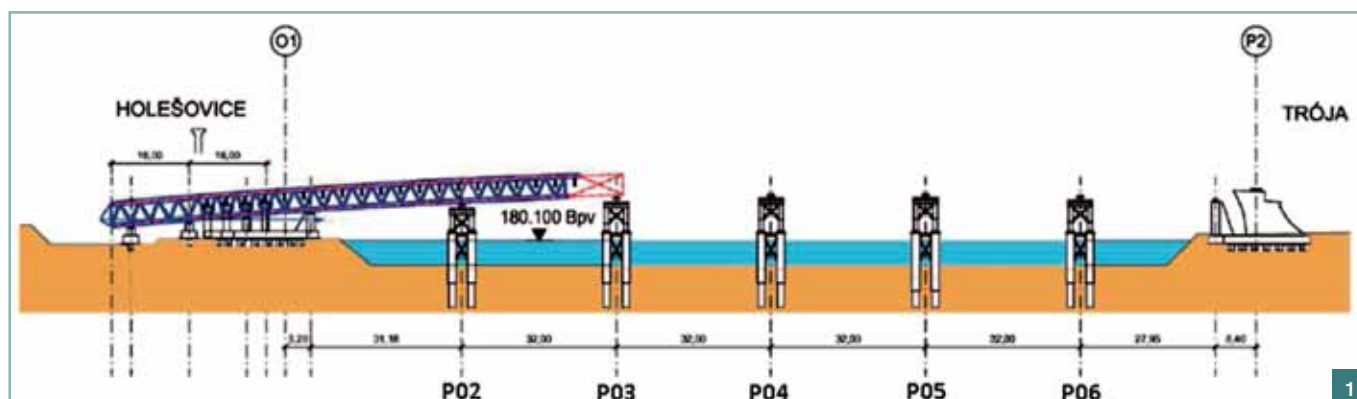


NOVÝ TROJSKÝ MOST V PRAZE – ANALÝZA KONSTRUKCE BĚHEM VÝSTAVBY ■ NEW TROJA BRIDGE IN PRAGUE – STRUCTURE ANALYSIS DURING CONSTRUCTION PROCESS



Lukáš Vráblík, Milan Šístek,
Jan Mukařovský, Jakub Růžička,
David Malina, Jiří Lukeš,
Tomáš Wangler

V současné době se dokončuje výstavba nového Trojského mostu v Praze. Hlavní nosná konstrukce je již kompletně hotova, realizuje se vybavení mostu. Cílem článku je seznámit čtenáře s rozhodujícími fázemi výstavby této ojedinělé konstrukce a s prováděnými výpočetními analýzami popisujícími její chování. ■ The construction of the new Troja Bridge in Prague is finishing up. The superstructure has already been completely finished, currently is being realised the bridge equipment. The main goal of this article is to describe main stages of the construction process of this unique bridge structure and performed computational analyzes describing its behaviour.

Konstrukce nového Trojského mostu je navržena jako kombinace dílčích subtilních prvků, které dohromady finálně vytvářejí dobře fungující konstrukční systém. Z tohoto vyplývá velká citlivost konstrukce na případné odchylky vzniklé při její výstavbě. Velký důraz byl proto kladen na detailní analýzu konstrukce v jednotlivých fázích výstavby, teoretické výpočetní predikce byly kontinuálně porovnávány s výsledky průběžných měření a sledování konstrukce. Oprávněnost použitých výpočetních postupů byla potvrzena dokonalou shodou mezi predikovaným a reálným chováním konstrukce v rozhodujících fázích výstavby – aktivace ocelového oblouku, rozpojování pasů provizorní příhradové konstrukce, deaktivace podepření na montážních podporách

v řece, aplikace podélného předpětí mostovky, demontáž provizorní příhradové konstrukce.

Cílem článku je seznámení s hlavními fázemi výstavby mostu, konstrukčními prvky použitými během jeho realizace a s postupy a výsledky výpočetních analýz pro predikci chování konstrukce během výstavby. Doplněny jsou i výsledky měření a detailního monitoringu.

Celý postup výstavby je podrobně popsán v článku „Výstavba nového Trojského mostu se zaměřením na betonové konstrukce“, viz strana 32.

MONTÁŽNÍ PODPĚRY V ŘECE

Montážní podpěry v řece byly navrženy pro podepření provizorní příhradové konstrukce během jejího výsunu a realizace betonové desky mostovky a následně pro podepření dočasného konstrukčního systému mostovky – spřažené konstrukce tvořené ocelovou provizorní příhradovou konstrukcí a předpjatou betonovou deskou mostovky, z kterého se realizovala výstavba ocelového oblouku. Po dokončení ocelového oblouku, vypletení závěsů a jejich napnutí proběhla deaktivace podepření mostní konstrukce na těchto podporách řízeným spouštěním mostu. Tato operace je detailně popsána v další části článku.

Založení montážních podpěr, geotechnické podmínky

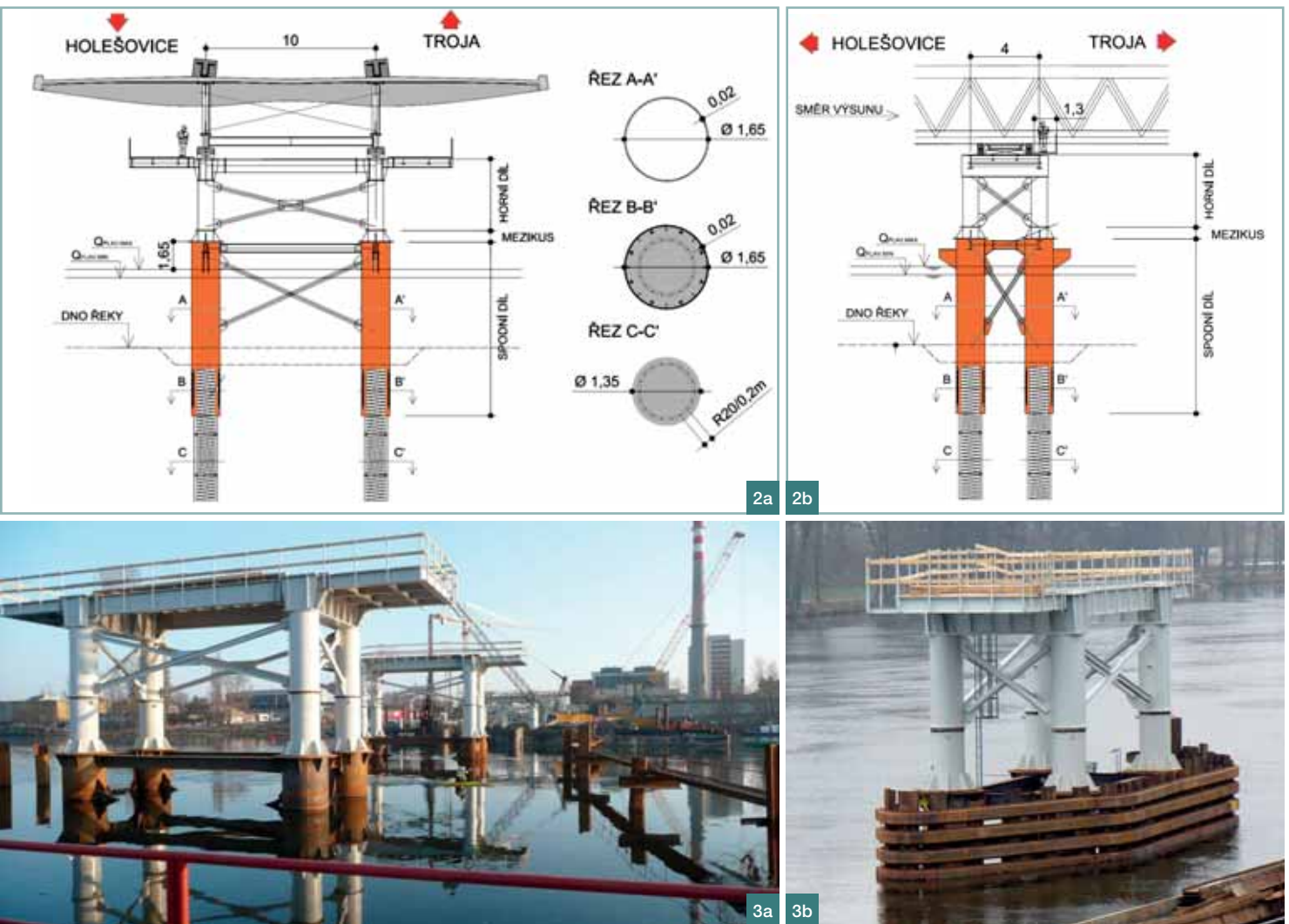
Pro návrh založení montážních podpěr v řece (P02 až P06 – obr. 1) byl jako podklad vzat geotechnický průzkum zpracovaný pro návrh mostu na základě vrtů provedených na obou březích Vltavy přibližně v místech budoucích definitivních krajních podpěr a pi-

líře. V úvahu byly také brány informace získané při realizaci traťových tunelů trasy metra C, které se nacházejí bezprostředně u mostu.

Předkvartérní podloží je tvořeno břidlicemi, jejichž zvětralý povrch se nachází cca v hloubce 3 až 4 m pod dnem v řece. Břidlice jsou na povrchu rozloženy na pevné střípkovité jíly (tř. R6/R5) o mocnosti do 1 m, následují zvětralé polohy tř. R5/R4 mocné rovněž kolem 1 m a dále se jedná o více či méně technicky zdravé břidlice tř. R4/R3. Nadloží je tvořeno šterkovou Vltavskou terasou, jejíž mocnost na březích byla zjištěna kolem 7 m.

Založení montážních podpěr bylo navrženo pomocí velkopřůměrových pilot, které byly vrtány skrze výpažnice z úrovně hladiny. Piloty byly \varnothing 1 350 mm, vyztuženy byly armokoší s hlavní podélnou výztuží $24 \times \varnothing$ 32 mm. Na piloty \varnothing 1 350 mm uvnitř výpažnice navazovala pilota profilu 1 610 mm (vytvořena vyplněním prostoru uvnitř výpažnice TR 1650/20 mm) až do úrovně cca 1 m pod dnem řeky.

Realizace vrtaných pilot probíhala ze soulodí. Nejprve byla na dno stažena ocelová pažnice, jež byla zahloubena skrz šterkové podloží do vrchních partií břidlice. Potom bylo zahájeno rotačně náběrové vrtání – v prostoru pažnice (vrstvách šterků) profilem 1 540 mm za současného nebo následného rotování pažnice skrz vrstvu zvětralých břidlic. Po zastavení postupu pažnice byl vrt dokončen do příslušné hloubky v břidlici skalním nástrojem (vrt bez pažení) profilu 1 350 mm (do hornin tř. R3). Vrt byl následně vyčištěn šapou profilu 1 350 mm (s rovným dnem).



Konstrukční řešení montážních podpor

Každá podpora byla tvořena dvěma dvojicemi sloupů z ocelových trubek, v podélném směru mostu dvojicí sloupů v rámci jedné bárky. Dvojice sloupů byly v podélném směru (ve směru výsunu provizorní konstrukce) vzdáleny osově 4 m, v příčném směru (kolmo na směr výsunu provizorní příhradové konstrukce) 10 m, což odpovídalo osové vzdálenosti spodního pasu provizorní příhradové konstrukce. Celá konstrukce byla rozdělena na spodní a horní díl, horní díl byl následně ještě dělen na vrchní díl (stejný pro všechny podpěry) a tzv. přechodový díl, který byl navržen pro vyrovnání rozdílných výšek jednotlivých podpěr a srovnání nepřesností v osazení spodního dílu (obr. 2).

Spodní díl byl tvořen výpažnicí TR 1 650/20, která byla zavibrována do dna řeky, cca 0,5 m do úrovně zvětřalých břidlic. Založení bylo řešeno pilotami (viz výše), které byly realizovány skrze výpažnice z úrovně hladiny. Spojení mezi pilotou a výpažnicí bylo

realizováno na délce cca 2 m pomocí celkem 48 spřahujících trnů. Spodní díl byl ve směru výsunu ztužen rámovým propojením dvojicí profilů HEB 500.

Horní díl sloužil pro přímý přenos zatížení mezi ložiskem a spodním dílem montážních podpěr a pilotami. Rozdělen byl ještě na vrchní díl, který byl stejný pro všechny podpěry, a přechodový díl, který byl navržen pro vyrovnání rozdílných výšek jednotlivých podpěr a montážních nepřesností. Vrchní díl byl tvořen svařovaným komorovým nosníkem, na kterém bylo přímo uloženo ložisko, zajišťujícím přenos zatížení do svislých nohou. Ty jsou tvořeny trubkami TR 1 060/30. Ztužení bylo provedeno rámově připojeními diagonálami z TR 219/12,5 ve směru výsunu a kloubově připojeními diagonálami z dvojice profilů UPN 200. Na obou stranách byly připojeny konzolové části plošiny sloužící jako montážní a revizní prostor během výsunu.

Pro ochranu montážních podpěr P02, P03 a P04, u kterých byly situovány plavební profily, byla navržena ocelová svodidla (obr. 3b). Svodidlo

Obr. 1 Uspořádání montážních podpěr v řece, schéma výsunu provizorní příhradové konstrukce | Fig. 1 Scheme of temporary construction supports in the river, layout of the incremental launching

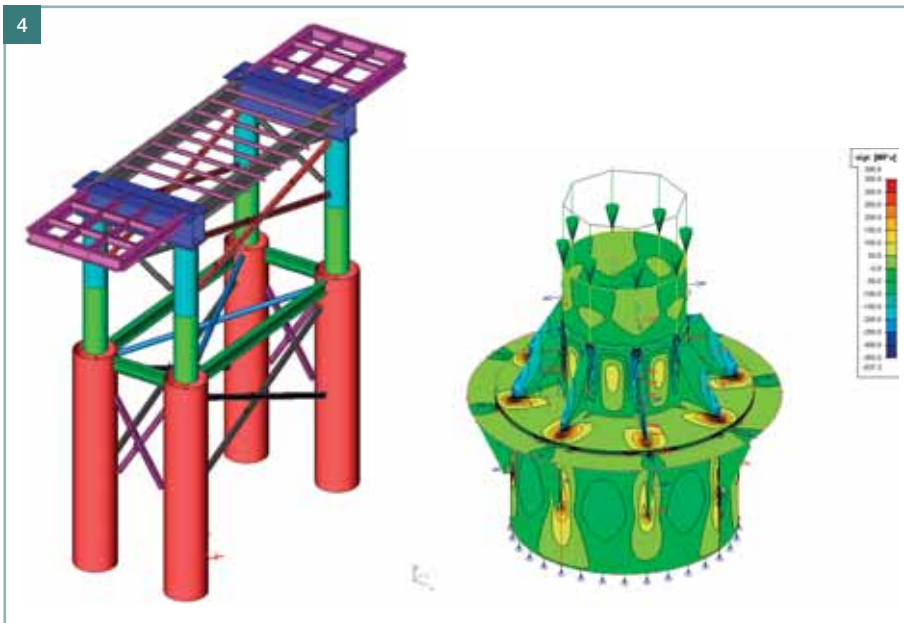
Obr. 2 Montážní podpěry v řece – příčný a podélný řez, řezy výpažnicí a pilotou | Fig. 2 Supports, cross section and longitudinal section

Obr. 3 a) Realizace montážních podpěr, b) dokončená montážní podpora v řece s ochranným svodidlem | Fig. 3 Construction of the supports in the river

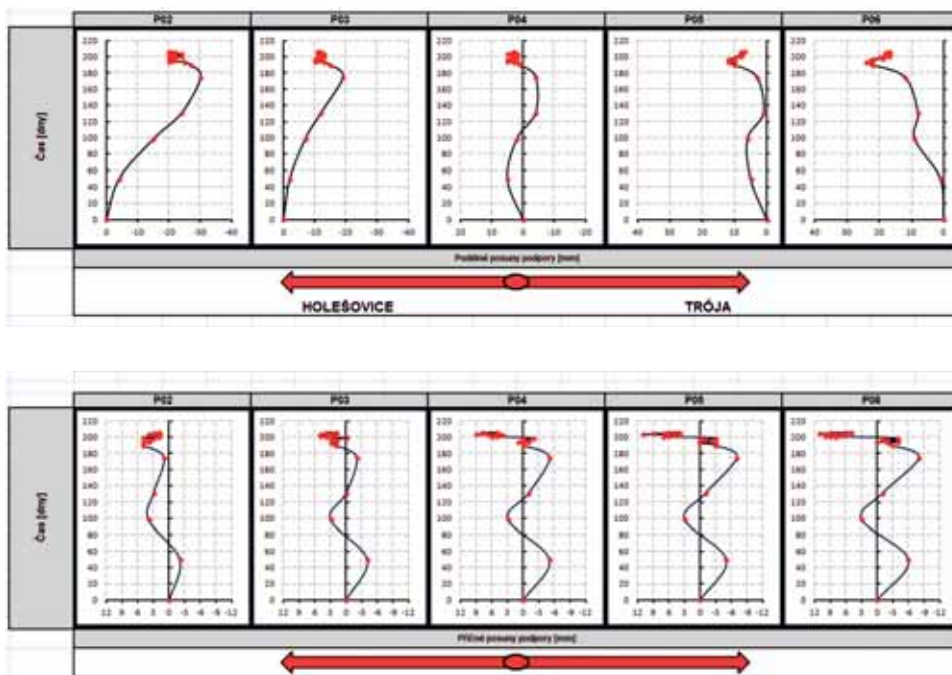
bylo tvořeno (v souladu s požadavky Státní plavební správy) svislými štetovnicemi Larsen, vodorovným štetovnicemi a ocelovou revizní lávkou.

V průběhu března letošního roku byla provedena deaktivace podepření konstrukce na těchto podporách. Montážní podpěry přestaly plnit uvažovanou funkci a jsou připraveny v souladu s navrženým harmonogramem prací k demontáži.

4



5



Výpočetní analýza montážních podpor

Montážní podpory prošly během celého postupu výstavby mnoha zcela rozdílnými stavy, které ovlivnily jejich napjatost a deformaci. Během výsunu se jednalo o relativně malé svislé reakce z vysouvané konstrukce působící společně se značnou vodorovnou silou danou třením mezi vysouvanou konstrukcí a teflonovými deskami na ložiscích. Naproti tomu během realizace oblouku (na kompletně vybetonované mostovce) byly podpory zatíženy velkými reakcemi z montážních věží, pomocí kterých byly zvedány jednotlivé díly ocelového oblouku. Tyto síly pak způsobovaly reakci v ložisku přesahující návrhovou hodnotu 20 MN.

Vzhledem k tomu byly vytvořeny co nejuvěstnější výpočetní modely celých montážních podpěr i jejich dílčích částí a detailů (obr. 4) doplněné o tuhostní parametry pilot (definované zadanou funkcí tuhosti náhradní pružiny, která koresponduje se zatěžovací křivkou piloty). Takto byly analyzovány všechny uvažované zatěžující kombinace a posuzovány jednotlivé prvky z hlediska jejich namáhání a deformace celé podpěry. Během výsunu a celého postupu výstavby byly montážní podpěry kontinuálně zaměřovány (obr. 5) a výsledné deformace nepřesáhly hodnoty uvažované dle výpočtu pro dané fáze působení a příslušné zatížení.

PROVIZORNÍ PŘÍHRADOVÁ KONSTRUKCE, VÝSUN

Provizorní příhradová konstrukce byla navržena jako podpůrná konstrukce při výstavbě definitivního mostu. Výsuna byla spolu s příčnicí z Holešovického břehu na provizorní montážní podpory v řece a na březích. Po výsunu sloužila jako podpůrná skruž při realizaci mostovky, oblouku a aktivaci závě-

6



7



sů. Její deaktivace byla provedena rozpojením spodního pasu v definovaných místech, spuštěním z podpor a následným postupným odebráním jejich jednotlivých prvků.

Geometrie provizorní příhradové konstrukce

Teoretická geometrie příhradové konstrukce vycházela z principů tvarového a prostorového řešení celého mostu. Základním geometrickým prvkem byly soustředné kružnicové oblouky definující osu spodního pasu a osu teoretických průsečíků diagonál při horním pasu. Pro výrobu byla konstrukce navržena v polygonálním tvaru, lomy osy polygonu byly definovány na ose teoretické kružnice. V těchto lomech byly navrženy montážní styky dolního pasu. Pro výsuv byl definována nadvýšená geometrie – kružnice s maximálním nadvýšením 250 mm v cca středu rozpětí hlavního mostu. Tato hodnota nadvýšení byla zvolena na základě statických výpočtů konstrukce s ohledem na předpokládané deformace během výstavby.

Konstrukční řešení provizorní příhradové konstrukce

Provizorní příhradová konstrukce (PPK) byla tvořena spodním pasem, diagonálami, příčným ztužením a podélným ztužením při spodním pasu. Horní pas byl tvořen ocelovým profilem, který je součástí definitivní konstrukce táhla mostu.

Spodní pas byl navržen jako svařovaný nosník tvaru I, diagonály byly navrženy jako trubkové profily TR Ø406,4 se stěnou tloušťky 12,2 a 40 mm. Dolní pásy příhrady byly ztuženy systémem K-ztužidel z profilů HEB 300 a HEB 500. Příčný řez byl ztužen dvojicí křížujících se táhel zajišťujících prostorovou geometrii konstrukce.

Výpočetní analýza provizorní příhradové konstrukce

Výpočetní analýza provizorní příhradové konstrukce představovala poměrně složitou úlohu.

Konstrukce procházela během výsuvu několikanásobnou změnou statického systému – každá fáze výsuvu byla detailně analyzována, aby byly zjištěny přesné deformace konstrukce s ohledem na její správnou polohu, a tím zaručen správný finální tvar, kterým byl následně definován konečný tvar mostovky. Samostatně pak probíhala analýza příhradové konstrukce po jejím dosunutí do finální polohy

a následné výstavbě mostovky a ocelového oblouku. V těchto fázích výstavby byla příhradová konstrukce maximálně namáhána a byly plně využity navrhované profily pro přenos montážního zatížení do podpor v řece.

Další částí analýzy byla výpočetní predikce chování a namáhání příhradové konstrukce po dokončení mostovky, ocelového oblouku a aktivaci závěsů. Analyzován byl vliv rozpojování dolního pasu, deformace celého mostu při spuštění z provizorních podpor v řece a silové účinky na mostovku a oblouk při demontáži příhradové konstrukce.

Pro analýzy bylo nutné použít komplexní prostorové modely s uvažováním výstavby, které přesně re-

Obr. 4 Výpočetní modely montážních podpor v řece ■ Fig. 4 Computational models of the temporary construction supports in the river

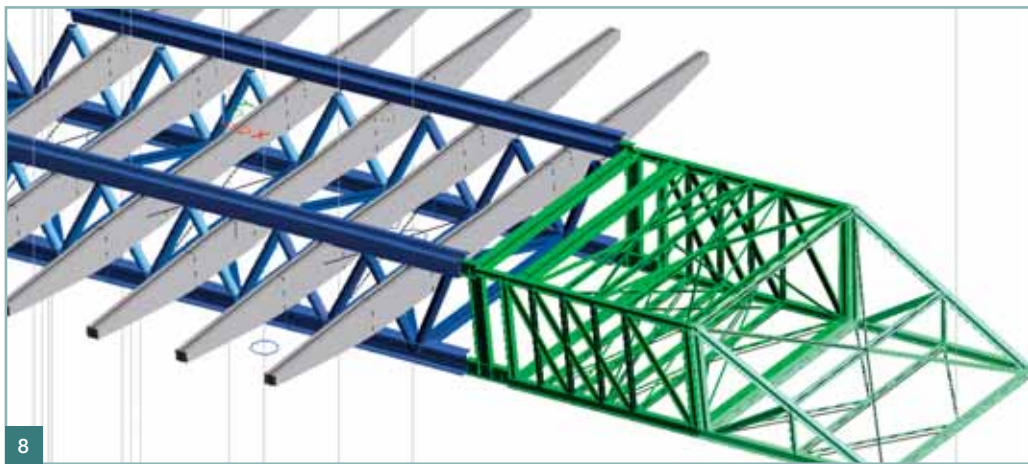
Obr. 5 Časový vývoj podélných a příčných posunů sledovaných bodů na montážních podporách ■ Fig. 5 Time development of the longitudinal and transverse deformation of the supports

Obr. 6 Detail horního styčnicku provizorní příhradové konstrukce ■ Fig. 6 Detail of the upper node of temporary lattice structure

Obr. 7 Detail rozpojeného spodního pasu provizorní příhradové konstrukce ■ Fig. 7 Detail of the open lower beam of the lattice structure

Obr. 8 Výpočetní model provizorní příhradové konstrukce společně s výsuvným nosem ■ Fig. 8 Computational model of the temporary lattice structure

Obr. 9a,b Příhradová konstrukce během výsuvu ■ Fig. 9a,b Temporary lattice structure during incremental launching process



spektovaly veškeré změny statických systémů, změny podepření, zatížení a postupného odebírání konstrukčních prvků.

Výsuv provizorní příhradové konstrukce

Výsuv provizorní příhradové konstrukce probíhal z výroby situované na hořešovické straně přes Vltavu směrem k Tróji. Počáteční fáze výsuvu konstrukce byly navrženy vzhledem k větší taktů výsuvu jako nestandardní, změna v taktování byla dána požadavkem na maximalizaci stability vysouvané konstrukce. Celkem bylo navrženo a realizováno osmnáct taktů výsuvu.

Postup byl pro všechny standardní výsuvy identický – konstrukce byla po předcházejícím výsuvu nejprve zafixována k brzdnému zařízení na krajní montážní podpěře P01 (obr. 1) v blízkosti opěry O1. Následně byl k vysunutí příhradové konstrukci (z předchozího taktu výsuvu) připojen montážní díl dolního pasu společně s diagonálami a do speciálních sedel na podporách byly osazeny ve výrobně prefabrikované příčníky. Celá konstrukce byla následně „zaklopena“ horním pasem – ocelovou částí definitivního táhla („omega“). Pak došlo k přepřáhnutí výsuvného zařízení, konstrukce mohla být odbrzděna a bylo možné přistoupit k dalšímu výsuvu. Délka typického standardního výsuvu byla cca 16 m.

Poslední výsuv byl opět nestandardní. Před tímto výsuvem byl k zadní části příhradové konstrukce připojen nástavec pro dosunutí. Výsuv byl navržen jako taktovaný z důvodů dojezdu výsuvného nosu na krajní provizorní podpěru P07 u definitivního pilíře P2 a kolize s tehdy již hotovým inundačním mostem. V jednotlivých taktách pak docházelo k postupnému odřezávání konce výsuvného nosu v definovaných místech. Celý výsuv byl dokončen dosunutím konstrukce do správné finální polohy a jejím zajištěním proti podélnému posunutí na brzdném zařízení.

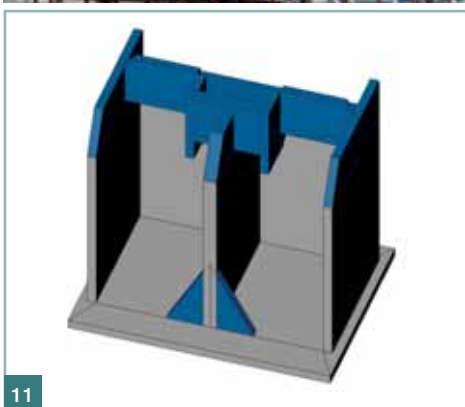
Konstrukce byla vysouvána a následně uložena na speciálně upravená ložiska vystrojená na horním povrchu teflonovými deskami pro minimalizaci tření během výsuvu. Ložiska byla navržena vzhledem k nutné deaktivaci podepření po dokončení oblouku a aktivaci závěsů jako demontovatelná.

Samotný výsuv byl navržen pomocí osmi tyčí, které byly vedeny od místa uchycení do příhradové konstrukce

10



11



ve směru výsuvu k provizornímu pilíři situovanému na hraně definitivního základu opěry O1. Tyče byly skrze pilíř vedeny v chráničkách. Na lící straně byly tyče uchyceny do lisů, prostřednictvím kterých byla konstrukce vysouvána. Pro maximální snížení tření mezi dolním povrchem dolního pasu PPK a teflonem ložisek byla konstrukce kontinuálně před nájezdem na každou podporu mazána mazlavým mýdlem. Tyče pro tažení konstrukce byly na příhradovou konstrukci uchyceny pomocí tuhé svařené „krabice“ (obr. 10), která zaručila rovnoměrné roznesení tažné síly přes doplněná táhla do spodního pasu příhradové konstrukce. Vytvořen tak byl tzv. deviátor tahové síly výsuvu.

Po dosunutí do finální polohy byl mezi horní povrch ložisek a spodní povrch dolního pasu vložen nerezový plech pro zajištění pohybu příhradové konstrukce na ložiskách během následujících fází výstavby.

Pro eliminaci negativního namáhání příhradové konstrukce během fází výsuvu byl navržen výsuvný nos (obr. 9) jako prodloužení vysouvané konstrukce. Konstrukce výsuvného nosu navazovala geometricky na vysouvanou příhradovou konstrukci. Výsuvný nos byl navržen tak, aby umožňoval vertikální posun jeho přední části pro eliminaci průhybů během konzolových fází výsuvu. Konstrukce byla proto doplněna ve spodní úrovni dvojicí čepů, kte-

ré definovaly střed otáčení, a v horní úrovni dvojicí „dvoucestných“ lisů, které umožňovaly sklopení a zdvižení nosu. Pro fixování obou poloh – zdvižená × sklopená – byly navrženy přesně tvarované klínové vložky.

Pro zajištění správné půdorysné polohy vysouvané konstrukce bylo navrženo její boční vedení, a to na všech provizorních podporách příhradové konstrukce. Veden byl jen pravý pás (ve směru výsuvu) příhradové konstrukce – boční vedení bylo tudíž na podpěrách situováno jednostranně. Boční vedení bylo navrženo jako ocelová „krabice“, do které byl k oběma bočním stranám vložen kluzný bloček opatřený teflonovou destičkou. Pro vymezení přesné polohy byla konstrukce doplněna prostorem pro osazení lisů sloužících pro její případné „dotlačení“ do správné polohy. Tyto krabice byly přímo osazeny na horní plochu montážních podpor v řece.

Konstrukce byla vzhledem k podélné geometrii (zakružovací oblouk) vždy po dokončení výsuvu fixována proti možným podélným posunům speciálním brzdným zařízením. Podstatou řešení brzdného zařízení bylo uchycení ocelového přípravku spojeného s příhradovou konstrukcí mezi dvojicí lisů upnutých do ocelové konstrukce připravené k provizorní podpoře. Upnutí mezi dvojicí lisů bylo navrženo pro umožnění řešení případného zpětného



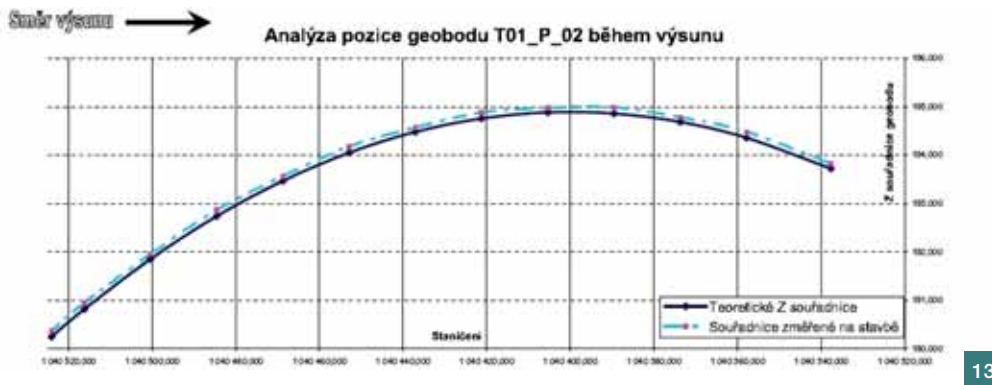
12

Obr. 10 Uchytení tažných tyčí do příhradové konstrukce | Fig. 10 Bars for launching, connection to the lattice structure

Obr. 11 Boční vedení příhradové konstrukce během výsunu | Fig. 11 Lateral lead of the lattice structure during launching

Obr. 12 Brzdné zařízení | Fig. 12 The braking device

Obr. 13 Porovnání teoretické a skutečné polohy vybraného sledovaného geodetického bodu během výsunu | Fig. 13 The control of the structure geometry during incremental launching



13

Tab. 1 Napínací napětí předpínacích kabelů v jednotlivých fázích napínání | Tab. 1 Prestressing tendons, stresses during construction stages

Označení kabelu	Napínací napětí [MPa]		
	1. fáze	2. fáze	3. fáze
6-37	440	900	1 415
6-27	450	950	1 415
6-12	420	910	1 415
6-7	420	910	1 415

posunu v případě „přejetí“ při výsunu. Vzhledem k dokonalé geodetické kontrole během výsunu to však nebylo nutné nikdy využít.

Během výsunu konstrukce bylo nutné sledovat deformace definovaných bodů na provizorní příhradové konstrukci pro zajištění její správné polohy. Velikosti deformací byly konfrontovány s výpočetními předpoklady, dosažena byla téměř dokonalá shoda, konstrukce se chovala zcela ve shodě s teoretickými předpoklady. Na obr. 13 je ukázáno porovnání teoretické (projektované) a skutečné (zaměřené) polohy vybraného sledovaného geodetického bodu na konstrukci. Konstantní rozdíl mezi skutečnou a projektovanou polohou je dán výškou zaměřovaného geodetického hranolu. Při odečtení této hodnoty je shoda dokonalá a potvrzuje vysokou geometrickou přesnost, která byla během výsunu dosažena.

Po dokončení výstavby mostovky, oblouku a aktivaci závěsů byla příhradová konstrukce rozpojena a spuštěna z provizorních podpor. Před samotným spuštěním byl nejprve přerušen spodní pas. Rozpojení bylo realizováno řezáním v místě montážních styků. Toto se provedlo na 4 × 2 místech (čtyři místa v podélném řezu), která byla předem v projektu definována s ohledem na jejich namáhání v okamžiku rozpojování (minimální osově síly zaručující malé

účinky na celou konstrukci v průběhu rozpojování).

Takto rozpojená příhradová konstrukce (spodní pas – obr. 7) byla schopna již minimálně přenášet namáhání – vnesení osově tlakové síly od části podélného předpětí mostovky a změna sil vlivem změny statického schématu ze spojitého nosníku na prostě podepřený oblouk, na který je „zavěšena“ provizorní příhradová konstrukce. Tímto došlo k významné redistribuci vnitřních sil v prvcích příhradové konstrukce, která zaručila její snazší demontáž, která nebyla doprovázena významným rázovým zatížením konstrukce mostu.

Při následné demontáži provizorní příhradové konstrukce se používalo řezání styků příhradové konstrukce plamenem.

Podélné předpětí mostovky

Mostovka nového Trojského mostu je navržena jako monolitická příčné a podélně předpjatá betonová desková konstrukce doplněná o soustavu příčných prefabrikovaných nosníků a dvojici podélných spřažených ocelobetonových nosníků – táhel, přes která je zavěšena soustava závěsů na ocelový oblouk.

V konečném statickém schématu (prostě podepřená oblouková konstrukce) plní právě mostovka funkci táhla. Je tak do ní vnášeno tahové namáhání vycházející z geometrických

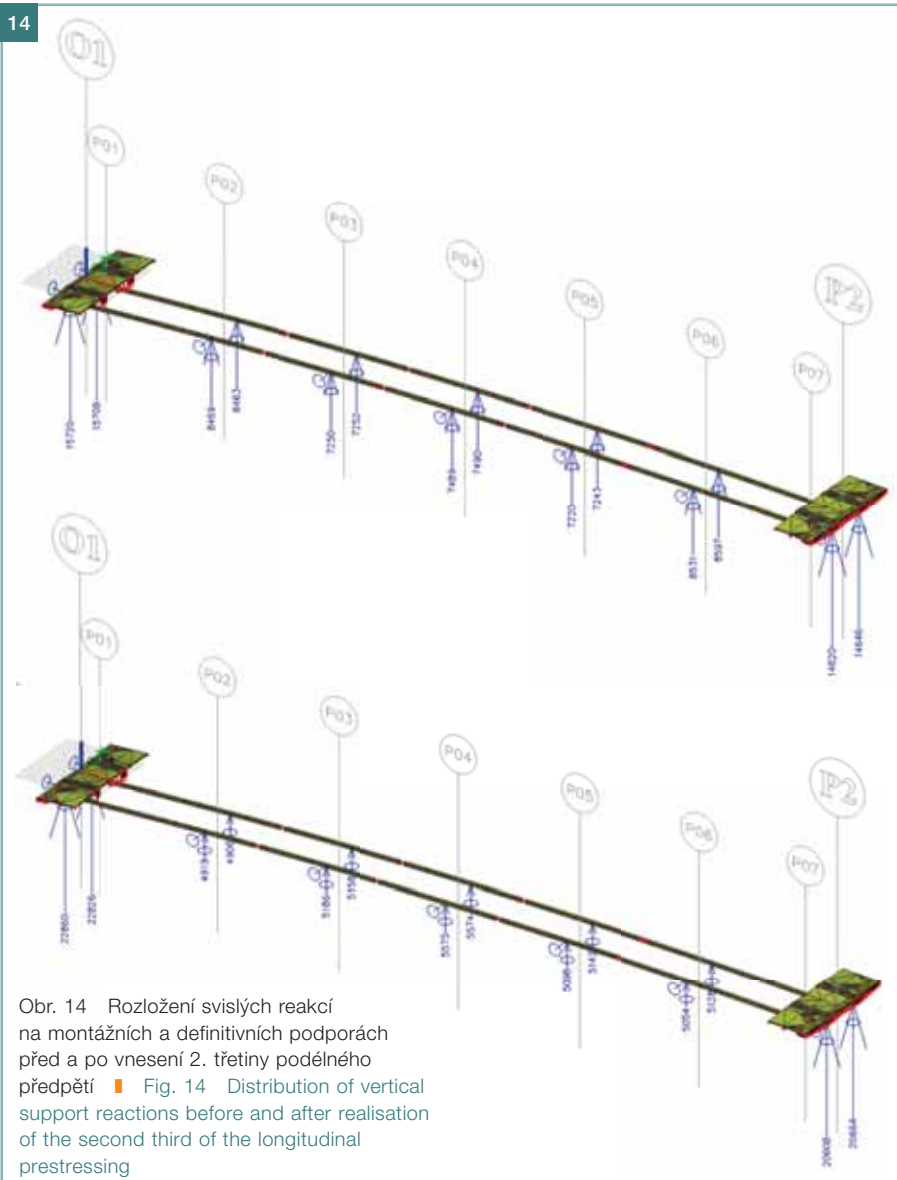
a silových poměrů konstrukce. Vzhledem k relativně velmi malému poměru vzepětí a rozpětí oblouku je celková tahová síla v mostovce poměrně značná. Bez podélného předpětí by nebylo možné mostovku realizovat z betonu, protože celkové namáhání mostovky by překročilo tahovou únosnost betonu, došlo by ke vzniku trhlin a následnému kolapsu celé konstrukce.

Mostovka je proto v podélném směru poměrně hustě předepnuta – použity jsou čtyři základní skupiny předpínacích kabelů (systém VSL), které se odlišují počty lan (7, 12, 27 a 37) v kabelech a dále jejich umístěním v příčném řezu. Největší kabely (37lanové) jsou vedeny v ocelobetonovém táhle, 27lanové kabely jsou vedeny v desce mostovky kolem táhla, 12lanové kabely jsou umístěny ve střední části desky mezi táhly a pruhu kolem táhla na vnějších stranách desky a 7lanové kabely jsou umístěny ve zbývajících krajních částech desky.

Předpětí bylo do konstrukce vnášeno postupně ve třech fázích během procesu výstavby konstrukce:

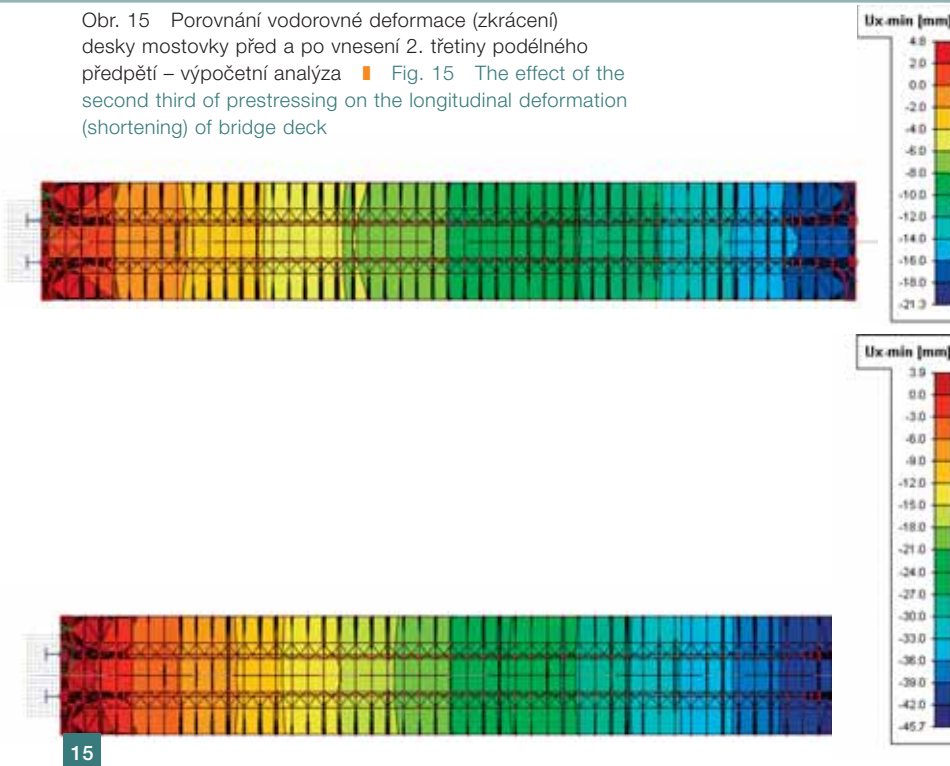
- 1. fáze – po dokončení betonáže desky, konstrukce byla uložena na koncových příčnicích na definitivní ložiska a přes příhradovou konstrukci na montážních podpěrách v řece;
- 2. fáze – po dokončení ocelového oblouku a jeho aktivaci (odskružení), závěsy byly aktivovány, provizorní pří-

14



Obr. 14 Rozložení svislých reakcí na montážních a definitivních podporách před a po vnesení 2. třetiny podélného předpětí ■ Fig. 14 Distribution of vertical support reactions before and after realisation of the second third of the longitudinal prestressing

Obr. 15 Porovnání vodorovné deformace (zkrácení) desky mostovky před a po vnesení 2. třetiny podélného předpětí – výpočetní analýza ■ Fig. 15 The effect of the second third of prestressing on the longitudinal deformation (shortening) of bridge deck



15

Obr. 16 Změna sil v závěsech účinkem aplikace podélného předpětí – porovnání výpočetní predikce a výsledků měření ■ Fig. 16 The effect of the second third of the prestressing on the force distribution in hangers – comparison between computational prediction and measurement

Obr. 17 Přehled definovaných míst rozpojení provizorní příhradové konstrukce ■ Fig. 17 Designed nodes for disconnection of the lattice structure

Obr. 18 Postup rozpojování spodního pasu a deaktivace diagonálních vazeb provizorní příhradové konstrukce ■ Fig. 18 The process of lattice structure disconnection

hradová konstrukce byla rozpojena v definovaných místech, stav před spouštěním mostu z provizorních podpor v řece;

- 3. fáze – konstrukce již byla ve finálním statickém působení, příhradová konstrukce byla demontována.

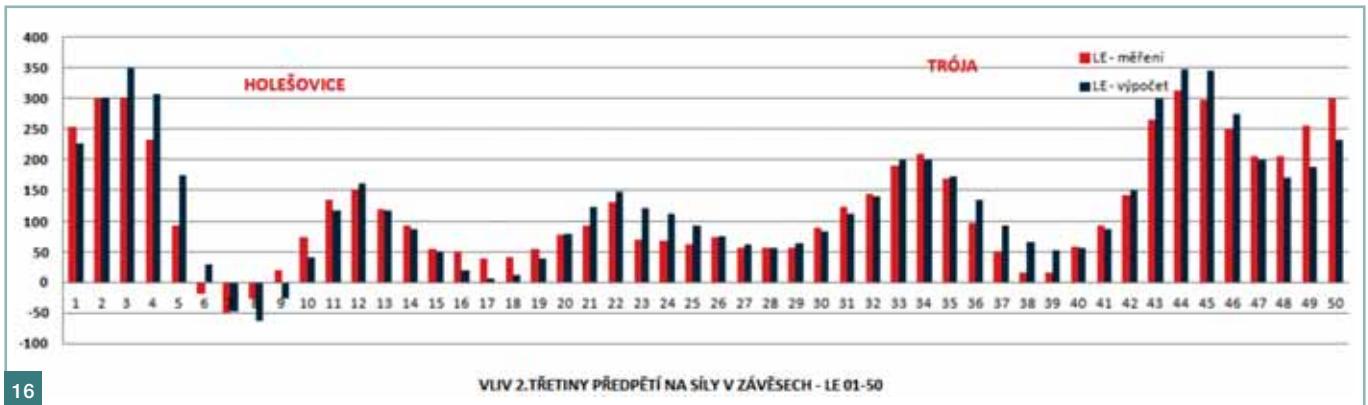
V jednotlivých fázích předpínání byly kabely napínány napínacím napětím dle tab. 1.

Vnesení podélného předpětí do konstrukce bylo podrobně kontrolováno. Prvotní kontrolou byla shoda v protažení kabelů při napínání (dle napínacích protokolů) s předpoklady projektu. Dále byla kontrolována deformace mostovky – její zkrácení jako reakce na vnášenou tlakovou sílu a změna přetvoření v mostovce ze čtení na zabetonovaných tenzometrech. Ve všech fázích předpínání byla dosažena výborná shoda mezi reálnými výsledky měření a teoretickými předpoklady z výpočetních analýz.

Velká pozornost byla věnována zejména vnášení druhé části podélného předpětí. Konstrukce se v této fázi nacházela v nejsložitějším statickém systému a bylo nutné znát přesný účinek vneseného předpětí s ohledem na další postup výstavby – spouštění mostu z provizorních podpor v řece.

Vnesením této části podélného předpětí došlo k významnému přeskupeání reakcí mezi provizorními podporami v řece a definitivními ložisky na krajní opěře O1, resp. pilíři P2. Důvodem je „snaha“ předpětí na takovouto konstrukci zvednout desku mostovky, čímž dochází k jejímu odlehčení a přesunu svislých reakcí do definitivních podpor. To je patrné z obr. 14, kde je porovnáno rozdělení reakcí před a po vnesení 2. třetiny podélného předpětí.

Vnášená část podélného předpětí tak měla nejen významný vliv na vytvoření dostatečné tlakové rezervy v táhle a desce mostovky, která musela být schopna přenést tahové namáhání



16

vznikající při spouštění konstrukce, ale zároveň významným způsobem přeskupila rozdělení reakcí mezi provizorními podporami a definitivními ložisky. Toto pak mělo za následek zmenšení celkové svislé deformace při samotné deaktivaci podepření na podporách v řece – spouštění mostu.

Jelikož se jednalo o velmi důležitou složku z hlediska správného globálního fungování konstrukce, bylo nutné provést detailní kontrolu vnesení předpětí do mostovky a táhla. Sledován byl vývoj poměrných přetvoření v tenzometrech umístěných v mostovce (společně s jejich vyhodnocením a porovnáním s teoretickými předpoklady) a bylo prováděno průběžné měření vodorovných deformací – zkrácení konstrukce od aplikovaného podélného předpětí. Byla opět dosažena dokonalá shoda mezi předpoklady a reálně dosaženými hodnotami – předpokládané zkrácení mostu bylo dle projektu cca **25 mm** (obr. 15), zaměřené zkrácení činilo **27 mm**.

Detailně byl sledován i vliv vnášeného předpětí na změnu sil v závěsech. Jednalo se o další formu kontroly správného fungování mostu. Na obr. 16 je ukázáno porovnání mezi silami v závěsech od vnesené části podélného předpětí v jedné osnově závěsů. Patrné jsou minimální rozdíly mezi teoretickými a reálnými hodnotami sil, což opravňovalo usuzovat o správném fungování mostní konstrukce v souladu s předpoklady projektu.

SPOUŠTĚNÍ MOSTU – DEAKTIVACE MONTÁŽNÍCH PODPOR, DEMONTÁŽ PROVIZORNÍ PŘÍHRADOVÉ KONSTRUKCE

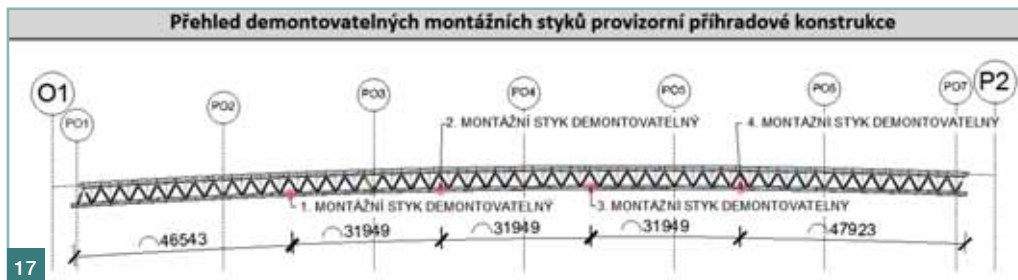
V souladu s navrženým postupem výstavby bylo v pondělí 18. a v úterý 19. března 2013 realizováno spuštění konstrukce mostu (deaktivace podepření) z montážních podpor v řece.

Řízenou deformací (spouštěním) došlo k odlehčování podpor v řece, a tím k přesouvání namáhání přes aktivované závěsy do oblouku a obloukem do definitivních ložisek na krajní opěře O1 a pilíři P2. Konstrukce tak postupně zaujala svou konečnou podobu z hlediska statického fungování a přenosu (toku) sil z mostovky do hlavního nosného prvku mostu – oblouku. Vzhledem k základní podstatě statického chování konstrukce – oblouk s táhlem – došlo při spouštění k postupné iniciaci tahové síly v táhle mostu (deska

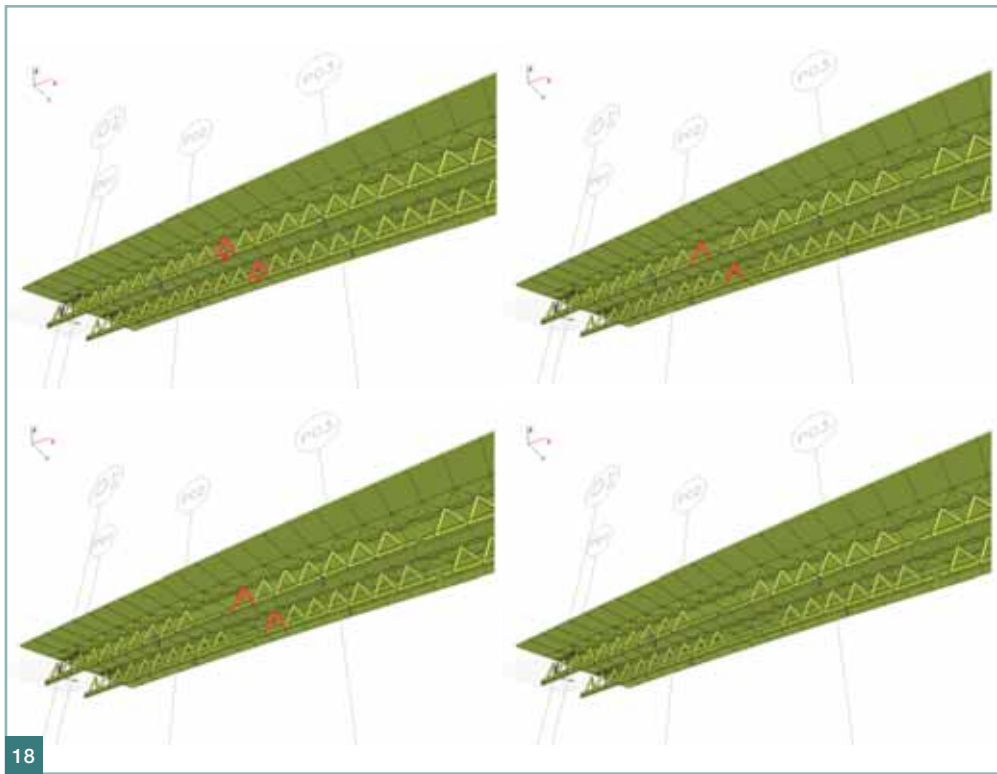
mostovky a táhlo), a tím i k protažení konstrukce.

Této finální aktivaci předcházelo několik nezbytných dílčích operací, které bylo nutné provést s ohledem na další prováděné manipulace. Postupně se jednalo o tyto kroky:

- aktivace samostatného ocelového oblouku jeho odskržením;
- vypletení a aktivace systému závěsů;
- změna uložení provizorní příhradové konstrukce z montážních ložisek na skupinu hydraulických lisů umožňující spouštění konstrukce;



17



18

- rozpojení dolního pasu provizorní příhradové konstrukce a deaktivace jejích dalších prvků;
- realizace druhé třetiny podélného předpětí.

Rozhodující pro započítání prací spojených s deaktivací montážního podepření bylo správné vnesení 2. třetiny podélného předpětí (detailně je toto popsáno v předchozí části), které zaručilo dostatečnou tlakovou rezervu v mostovce pro přenos tahového namáhání daného působením mostovky jako táhla. Zároveň došlo i k popsanému přeskupení reakcí, a tím k požadovanému odlehčení montážních podpor v řece, což znamenalo zmenšení deformace – průhybu konstrukce během jejího spouštění.

Rozpojení provizorní příhradové konstrukce

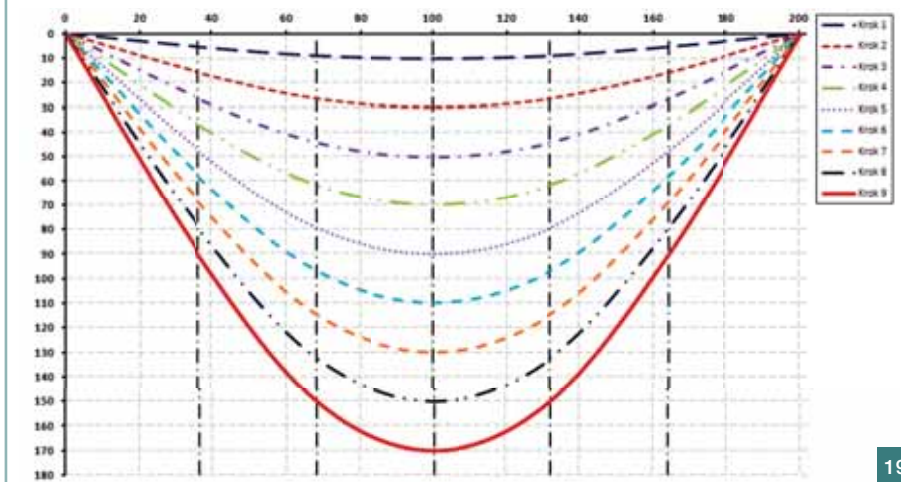
Rozpojení provizorní příhradové konstrukce bylo zahájeno rozpojením (rozpálením) dolního pasu (obr. 7) v místech definovaných již na začátku návrhu konstrukce (obr. 17). Jednalo se o místa s minimálním namáháním (osovou silou) ve fázi výstavby před započítáním rozpojování. Celkem bylo rozpojeno osm míst na spodním pasu příhradové konstrukce. Toto pak mělo za následek pouze minimální silové a deformační účinky na konstrukci mostu vlivem demontáže jednotlivých prvků.

Po rozpojení spodního pasu bezprostředně následovala deaktivace „A-vazby“ diagonál provizorní příhradové konstrukce přímo nad rozpojeným spodním pasem. Následovala i deaktivace sousedních „A-vazeb“ diagonál (obr. 18).

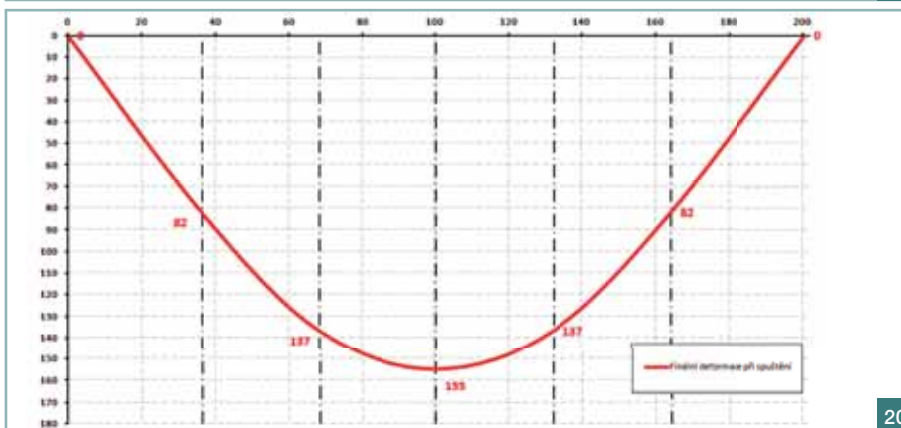
Před započítáním rozpojování, v jeho průběhu a po jeho skončení probíhala definovaná měření, na základě kterých bylo možné sledovat účinky prováděných prací na konstrukci. Vzhledem k charakteru očekávaných silových a deformačních účinků z postupu rozpojování a deaktivace byly zejména sledovány síly v závěsech a přetvoření (napětí) v mostovce a prvcích (diagonálách nad podporou) provizorní příhradové konstrukce.

Výsledky měření potvrdily teoretické předpoklady, že proces rozpojování a deaktivace prvků provizorní příhradové konstrukce bude mít minimální vliv na konstrukci mostovky. Změny v průběžně sledovaném přetvoření mostovky byly minimální, stejně tak změny sil v závěsech byly minimální

Krok	Spouštění mostu - postup					Spouštění mostu - celková deformace				
	P02	P03	P04	P05	P06	P02	P03	P04	P05	P06
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5	9	10	9	5	5	9	10	9	5
2	11	18	20	18	11	16	26	30	26	16
3	11	18	20	18	11	26	44	50	44	26
4	11	18	20	18	11	37	62	70	62	37
5	11	18	20	18	11	48	79	90	79	48
6	11	18	20	18	11	58	97	110	97	58
7	11	18	20	18	11	69	115	130	115	69
8	11	18	20	18	11	79	132	150	132	79
9	11	18	20	18	11	90	150	170	150	90
Celková předpokládaná deformace						90	150	170	150	90



19



20

– při procesu rozpojování příhradové konstrukce došlo k úbytku celkové síly v závěsech o **46 kN**, přičemž celková síla v závěsech byla v této fázi výstavby cca **27 670 kN**. Změna této síly činila cca 0,2 %.

Vývoj deformací konstrukce během spouštění

Pro návrh postupu spouštění byla zásadní velikost očekávané deformace během spouštění mostu a vývoj svislých reakcí na montážních podporách v řece a definitivních podporách. Právě vývoj reakcí a jejich přerozdělování byl zásadním ukazatelem při realizované změně statického systému.

Řízenou deformací (spouštěním) došlo k odlehčení podpor v řece a přesunu namáhání přes aktivované závěsy do oblouku a obloukem do definitiv-

ních ložisek. Konstrukce tak postupně zaujala finální podobu z hlediska statické funkce a přenosu (toku) sil z mostovky do hlavního nosného prvku mostu – oblouku. Vzhledem k základní podstatě statické funkce konstrukce – oblouk s táhlem – došlo postupně při spouštění k iniciaci tahové síly v desce mostovky a ocelových táhlech, a tím i k protažení konstrukce. Toto protažení bylo přímo kontrolováno jednak pomocí zabudovaných tenzometrů a dále měřením skutečného protažení mostovky.

Základním vstupním údajem pro návrh procesu spouštění byla předpokládaná velikost svislé deformace – prohnutí konstrukce při deaktivaci provizorního podepření. Toto bylo důležité zejména s ohledem na správný návrh kapacity zdvihu lisů, na kterých byla

Obr. 19 Finální návrh „krokování“ spouštění mostu ■ Fig. 19 The design of the bridge activation process

Obr. 20 Finální tvar průhybové čáry konstrukce po spuštění z provizorních podpor ■ Fig. 20 The final shape of the deflection line

Obr. 21 Vývoj reakcí na montážních podporách během spouštění ■ Fig. 21 Development of vertical support reaction

Tab. 2 Přehled předpokládaných deformací v místě montážních podpor v řece ■ Tab. 2 Scheme of supposed deflection of the bridge

Podpora	Svislá deformace (průhyb) W_z [mm] v místě podpor	
	Teoretický předpoklad	Zpřesněný předpoklad
P02	63	81
P03	109	139
P04	124	159
P05	110	141
P06	65	83

Tab. 3 Porovnání předpokládaných a skutečných velikostí průhybů při spuštění konstrukce ■ Tab. 3 Comparison between supposed and real deflections during activation process

Podpora	Svislá deformace (průhyb) W_z [mm] v místě podpor		
	Zpřesněný teoretický předpoklad	Konečné skutečné průhyby	Rozdíl [%]
P02	81	82	+1,2
P03	139	137	-1,4
P04	159	155	-2,5
P05	141	137	-2,8
P06	83	82	-1,2

konstrukce mostu provizorně uložena (na deaktivovaných podporách).

Na základě výpočetní predikce byly v předstihu stanoveny hodnoty očekávaných deformací v místě jednotlivých montážních podpor v řece. Tyto teoretické hodnoty (tab. 2, sloupec 1) byly opraveny na základě změřených reálných svislých reakcí při aktivaci hydrauliky před započítáním spouštění. Došlo tak k drobnému navýšení očekávané deformace (tab. 2, sloupec 2) vlivem skutečného rozložení namáhání konstrukce.

Pro účely konečného návrhu „krokování“ spouštění byly tyto zpřesněné hodnoty zvětšeny bezpečně o 5 % pro postižení případných složitě predikovatelných počátečních imperfekcí a pro vystižení počátečního mírně nelineárního chování závěsů. Síly v závěsech při předpínání byly stanoveny jako minimální pro dosažení nelinearity maximálně do 10 % na počátku spouštění. Mimo jiné právě tuto mírnou nelinearitu zohledňoval výše uvedený přírůstek. Takto získané hodnoty byly zaokrouhleny nahoru na celé desítky mm.

Spouštění bylo rozděleno do devíti kroků (obr. 19), které byly dále seskupeny do dvou cyklů – 1. cyklus spouštění odpovídal spuštění konstrukce na cca 50 % celkové očekávané deformace.

Konstrukce byla v průběhu celého procesu spouštění průběžně monitorována. Průběžně byly snímány hodnoty osových sil v závěsech a vývoj přetvoření mostovky (desky a táhla) ve středu rozpětí. Sledován byl i postupný nárůst roztažení mostu – pohyb

směrem od pevného ložiska na pilíři P2 ke krajní opěře O1.

Po prvním cyklu spouštění proběhlo kompletní zaměření konstrukce a vyhodnocení přetvoření celé mostovky. Celková předpokládaná hodnota (na základě výpočetní predikce) vodorovné deformace mostu během spouštění (roztažení konstrukce) byla **30,9 mm**. Z hodnot aktuálních tlaků na hydraulických lisech byly průběžně vyhodnocovány velikosti aktuálních svislých reakcí na montážních podpěrách v řece.

Na obr. 20 je ukázán konečný tvar průhybové čáry v úrovni dolního pasu provizorní příhradové konstrukce po definitivním spuštění konstrukce z montážních podpěr v řece s vyznačením hodnot svislých průhybů v místě jednotlivých podpor.

Z tab. 3 je patrná dokonalá shoda mezi skutečnými a predikovanými velikostmi průhybů. Při spuštění byl zároveň zaznamenán vodorovný posun konce mostu na krajní opěře O1 směrem do Holešovic (roztažení mostu vůči pevnému bodu na pilíři P2) **32 mm**, což je opět dokonalá shoda s teoretickými předpoklady – **30,9 mm** (rozdíl +3,6 %). Z tohoto je možné usuzovat, že konstrukce se chovala zcela ve shodě s teoretickými předpoklady.

Použité výpočetní modely a postupy byly zcela výstižné a věrohodně popisovaly skutečné chování konstrukce mostu. Dá se tak předpokládat, že i výpočetní predikce finálního chování konstrukce bude ve shodě s jejím reálným působením.

Měření poklesu ve středu mostu u li-

0. cyklus				
Podpora	1. krok spouštění			
	Spouštění [mm]	vlevo/vpravo	celkem	změna [%]
P02	5	4808	9515	-5.5%
P03	8	3809	7618	-7.3%
P04	10	4544	9088	-6.4%
P05	8	4421	8842	6.5%
P06	5	4696	9392	-5.9%
		Celkem	44556	-2.7%

1. cyklus															
2. krok spouštění				3. krok spouštění				4. krok spouštění				5. krok spouštění			
Spouštění [mm]	vlevo/vpravo	celkem	změna [%]	Spouštění [mm]	vlevo/vpravo	celkem	změna [%]	Spouštění [mm]	vlevo/vpravo	celkem	změna [%]	Spouštění [mm]	vlevo/vpravo	celkem	změna [%]
11	4457	8934	-12.2%	11	3846	7692	-24.4%	11	3165	6330	-37.8%	11	2584	5168	-49.2%
18	3219	6438	-21.7%	18	2709	5418	-34.1%	18	2104	4208	-48.8%	18	1530	3060	-62.8%
20	3654	7308	-19.9%	20	2955	5910	-35.2%	20	2320	4640	-49.1%	20	1748	3496	-61.7%
18	3872	7744	-6.7%	18	3357	6714	-19.1%	18	2676	5352	-35.5%	18	2028	4056	-51.1%
11	4271	8542	-14.5%	11	3485	6970	-30.2%	11	2843	5686	-43.1%	11	2295	4590	-54.0%
	Celkem	38966	-14.9%		Celkem	32794	-29.6%		Celkem	26216	-42.8%		Celkem	20379	-55.5%

2. cyklus															
6. krok spouštění				7. krok spouštění				8. krok spouštění				9. krok spouštění			
Spouštění [mm]	vlevo/vpravo	celkem	změna [%]	Spouštění [mm]	vlevo/vpravo	celkem	změna [%]	Spouštění [mm]	vlevo/vpravo	celkem	změna [%]	Spouštění [mm]	vlevo/vpravo	celkem	změna [%]
11	1737	3474	-65.9%	11	1117	2234	-78.0%	11	455	910	-91.1%	3	0	0	-100.0%
18	1062	2124	-74.2%	18	552	1104	-86.6%	18	85	170	-97.9%	4	0	0	-100.0%
20	1112	2224	-75.6%	20	357	714	-92.2%	20	0	0	-100.0%	5	0	0	-100.0%
18	1587	3174	-81.8%	18	1114	2228	-73.2%	18	482	964	-88.4%	4	0	0	-100.0%
11	1551	3102	-68.9%	11	1031	2062	-79.4%	11	446	892	-91.1%	3	0	0	-100.0%
	Celkem	14098	-69.2%		Celkem	8342	-81.8%		Celkem	2936	-93.6%		Celkem	0	-100.0%

sů bylo doplněno údajem o poklesu změřeném geodeticky na dvou bodech povrchu mostovky. Pokles byl v hodnotách **147 a 150 mm**, což velmi dobře odpovídá hodnotě naměřené u lisů – **155 mm**. Rozdíl je v mezích tolerancí obou měření.

Vývoj reakcí na provizorních podporách

Během spouštění byly průběžně vyhodnocovány velikosti svislých reakcí na montážních podpěrách. Při postupném spouštění dle navrhovaného „krokování“ docházelo k jejich postupnému plynulému zmenšování (obr. 21) a přenosu svislých reakcí do definitivních ložisek opět v souladu s předpoklady výpočetní analýzy.

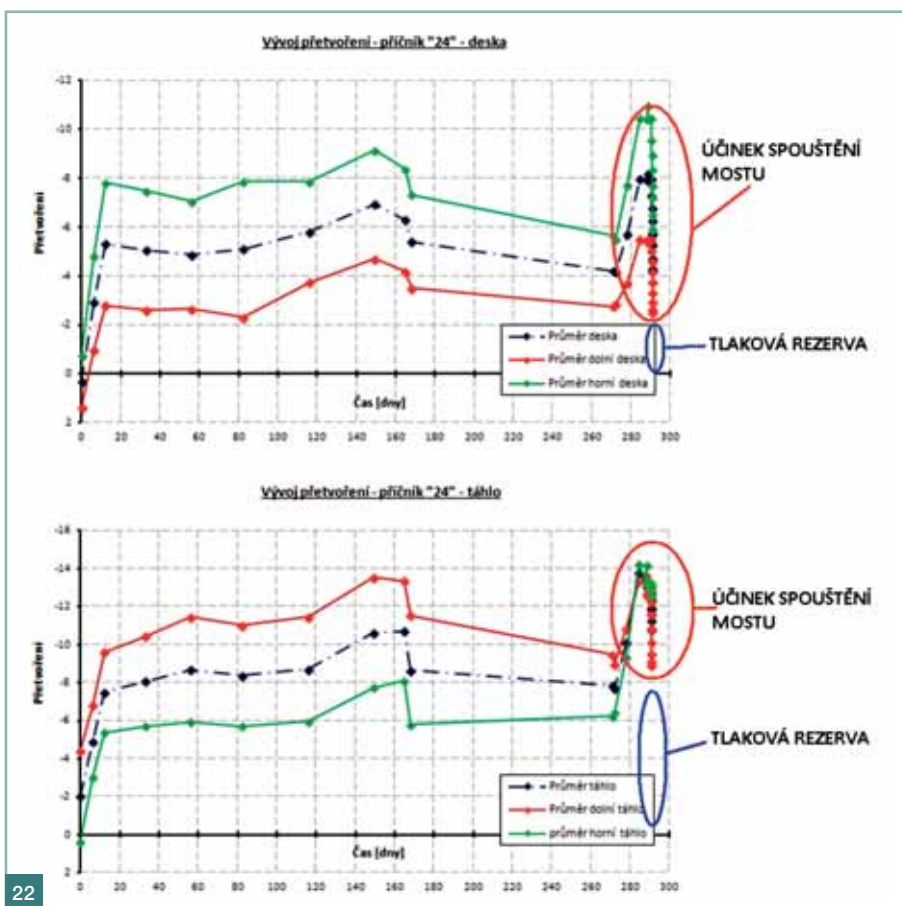
Vývoj přetvoření desky a táhla mostovky

V průběhu spouštění byl detailně monitorován vývoj přetvoření desky a táhla mostovky. Při spouštění totiž docházelo k postupnému vnášení tahové síly do mostovky (a tím vnášení tahového přetvoření – protažení), která plní pro oblouk funkci táhla.

Přetvoření bylo sledováno zejména s ohledem na velikost tlakové rezervy, která byla do mostovky vnesena během procesů předpínání (viz výše). Na obr. 22 je ukázán vývoj přetvoření v desce mostovky a v táhle v řezu ve středu pole během celého procesu spouštění. Jasně je patrná dostatečná tlaková rezerva od dvou třetin podélného předpětí mostovky vneseného v předchozích fázích výstavby, která zaručila tlakové namáhání betonové mostovky i po procesu spuštění mostu z provizorních podpor.

Demontáž provizorní příhradové konstrukce

Po deaktivaci podepření na provizorních podporách v řece byla provedena demontáž zbývajících částí provizorní příhradové konstrukce. Ponechány byly pouze části vazeb diagonál v místech dřívějších podepření v řece (obr. 23) z důvodů využití těchto prvků pro demontáž montážních podpor. Vliv demontáže prvků příhradové konstrukce byl detailně sledován s ohledem na změnu namáhání konstrukčních prvků mostu (sledování vývoje přetvoření v mostovce a oblouku, vývoj sil v závěsech) danou vnášením sil z demontované příhradové konstrukce do mostu. Konstrukce se i v této fázi výstavby chovala přesně ve shodě s teoretickými předpoklady.



22



23

Na obr. 24 je ukázáno porovnání účinků demontáže provizorní příhradové konstrukce na velikosti osových sil v závěsech mezi výpočetní predikcí a reálným chováním konstrukce – výsledky měření. Patrná je velmi dobrá shoda mezi teoretickým a skutečným chováním konstrukce. Ve výpočetní analýze byla zohledněna kompletní historie namáhání konstrukce v celém procesu

výstavby, protože provizorní příhradová konstrukce v sobě měla v okamžiku demontáže namáhání právě vycházející z celého tohoto postupu.

VÝPOČETNÍ ANALÝZA KONSTRUKCE

V rámci detailní analýzy konstrukce bylo nutné vytvořit celou řadu výpočetních modelů pro správný popis cho-

vání konstrukce ve stavebních stavech a v konečném konstrukčním a statickém uspořádání. Tyto výpočetní modely respektovaly celý postup a všechny fáze výstavby, několikanásobnou změnu statického systému a statický účinek demontovaných prvků během výstavby.

Na speciálním modelu (2D rámová konstrukce) byly sledovány účinky do tvarování a smršťování v časově závislém výpočtu, opět detailně s uvážením všech fází výstavby a postupné aplikace zatížení respektující harmonogram stavby dle podkladů zhotovitele. Všechny tyto modely byly průběžně upravovány, aby přesně odrážely drobné změny, které se v průběhu výstavby vyskytly (zejména s ohledem na vzájemnou časovou souslednost jednotlivých procesů).

Nejkomplexnější byl prostorový deskostěnový model pro analýzu působení konstrukce během celého procesu výstavby a plánované životnosti. Parametry tohoto výpočetního modelu jsou shrnuty v tab. 4.

Ve výpočtech byla uvážena geome-

trická nelinearita – řešení byla prováděna podle teorie II. řádu; závěsy oblouku byly uvažovány jako lanové prvky s průvšem od vlastní tíhy s osovou tahovou silou respektující tzv. tahové zpevnění (*tension stiffening*). Při řešení stability byla využita také materiálová nelinearita, zejména z hlediska možnosti vzniku plastických kloubů na ocelové konstrukci oblouku. Všechny výsledky byly porovnávány se zjednodušenými, „čitelnými“, výpočty na modelech, u kterých je známé přesné analytické řešení.

Základní koncepce statického působení mostu je založena na nosném subtilním ocelovém oblouku a betonové mostovce, která je spojitě podepřena pomocí síťových závěsů. Nesymetrické zatížení je (vzhledem k poměrům tuhostí jednotlivých částí) přenášeno převážně kroucením průřezu oblouku.

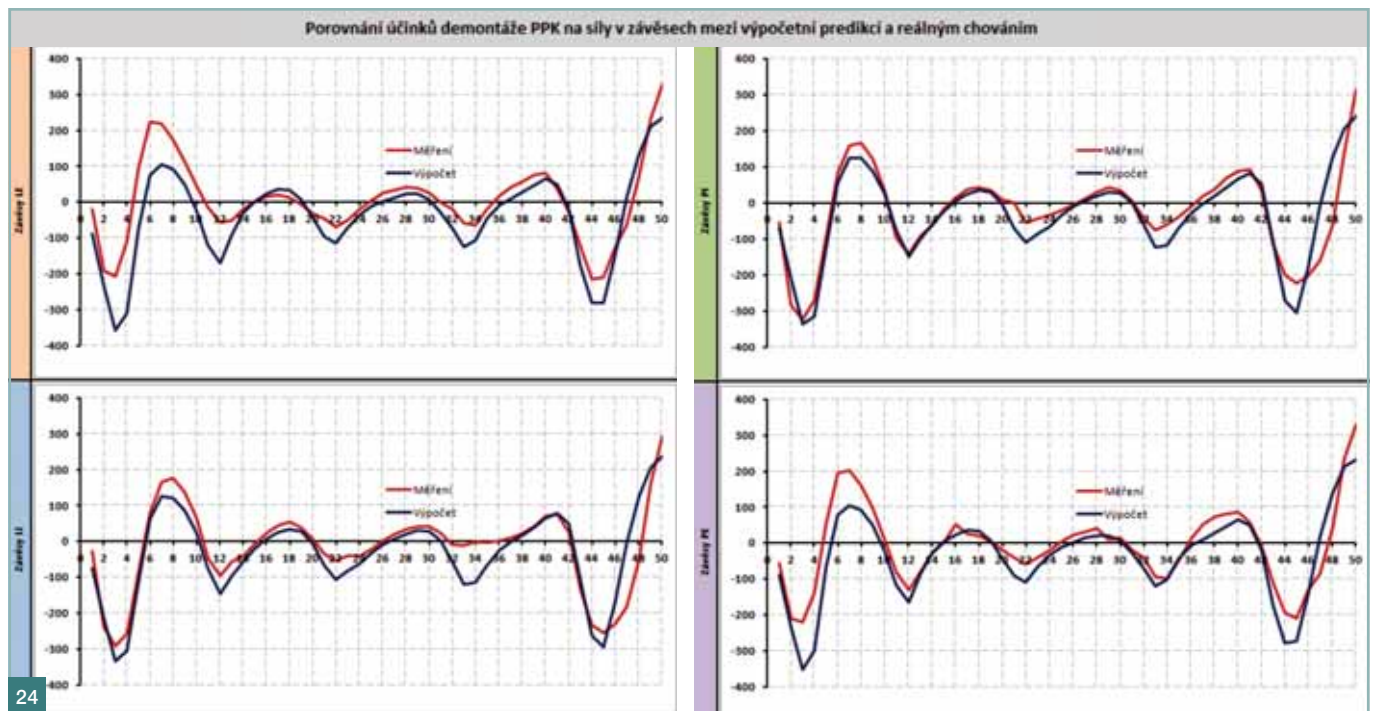
Prováděna byla i podrobná dynamická analýza rozdělená do třech základních etap (úrovní): modální analýza (zjištění vlastních frekvencí a tvarů konstrukce), účinky pohyblivého zatížení (numerické řešení dynamické odezvy

konstrukce na přejíždějící sestavy vozidel silniční a tramvajové dopravy) a řešení aerodynamického chování konstrukce.

Výpočet stability konstrukce byl proveden dvěma základními způsoby.

Nejdříve byl proveden výpočet klasickým způsobem dle Eulerovského pojetí stability způsobené bifurkací rovnováhy. Při tomto způsobu se hledal násobitel daného zatížení (tzv. kritický násobek), při kterém dojde ke ztrátě stability. Přitom však bylo uvažováno, že stálé zatížení (vlastní tíha, ostatní stálé, předpětí) zůstává beze změny, zvyšovány tak byly pouze účinky nahodilého zatížení v daných sestavách umístěných na mostě.

Druhý výpočetní postup vycházel z nelineárního řešení konstrukce podle teorie II. řádu a určení rezervy v napětí pro dané zatížení k dosažení meze kluzu použité oceli v rozhodujících částech mostu. Pro výpočet byly uváženy možné výrobní nepřesnosti. Jejich zadání bylo vždy vztaženo k příslušnému vlastnímu tvaru. Samotný výpočet probíhal jako iterační proces, kdy bylo ne-



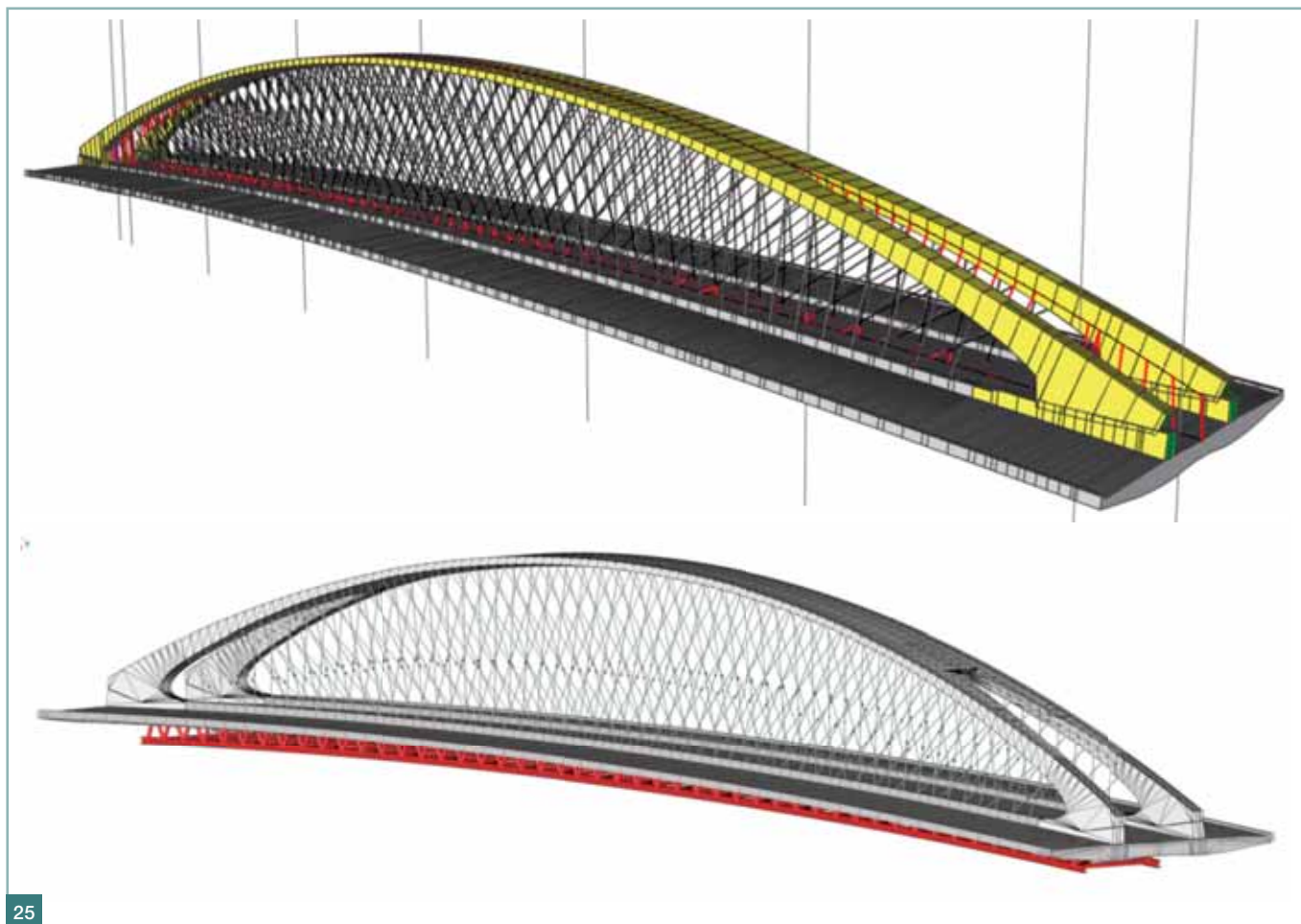
Obr. 22 Vývoj přetvoření desky a táhla ve středu rozpětí konstrukce
Fig. 22 Development of bridge deck strain in the middle of span

Obr. 23 Pohled na konstrukci mostu po demontáži provizorní příhradové konstrukce – květen 2013
Fig. 23 Bridge structure without the temporary lattice structure – May 2013

Obr. 24 Účinek demontáže provizorní příhradové konstrukce na síly v jednotlivých osnovách závěsů – porovnání mezi výpočtem a reálným chováním
Fig. 24 Effect of lattice structure removal on forces in hangers, comparison between prediction and measurement

Tab. 4 Parametry výpočetního modelu
Tab. 4 Parameters of the computational model

Parametr výpočetního modelu	Počet
Počet prvků konstrukce typu skořepina	11 569
Počet prvků konstrukce typu prut	4 719
Počet definovaných příčných řezů prutových prvků	107
Počet uzlů	19 089
Počet definovaných materiálů	7
Počet „neprázdných“ zatěžovacích stavů	107
Počet fází výstavby a působení konstrukce	208



25

Obr. 25 Ukázka výpočetních modelů – prutový model pro TDA analýzu a prostorový deskostěnový model ■

Fig. 25 Computational models – 2D model for the time dependent analysis and 3D model with shell elements

zbytné stále kontrolovat a porovnávat výsledky dle teorie II. řádu s výsledky přibližné metody (stanovení účinků II. řádu z výsledků statického výpočtu dle teorie I. řádu pomocí součinitele $c = 1/(1 - N/N_{crit})$).

V tomto výpočtu byla využita i materiálová nelinearita, analýza byla prováděna v souladu se skutečnými pracovními diagramy použitých materiálů, zejména s ohledem na dosažení meze kluzu u oceli. Vzhledem k malému vzepětí oblouku (~ 1/10 rozpětí) a k malému poměru mezi vzepětím a poloměrem náhradní hyperoskulač-

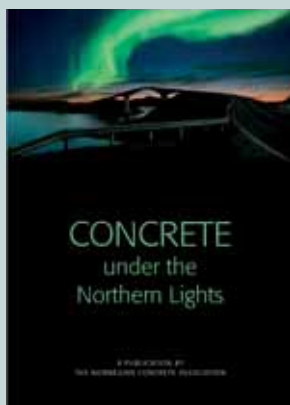
ní kružnice definující přibližně tvar oblouku bylo nutné konstrukci z hlediska stability řešit jako plochý oblouk s uvážením vlivu stlačení střednice na průhyby oblouku. Tomuto byla věnována speciální část analýzy při optimalizaci tvaru střednice a průřezu oblouku. Výsledky výpočetních analýz finálního fungování mostu byly konfrontovány s výsledky výpočtů projektanta tak, aby byla dosažena shoda.

ZÁVĚR

Nový Trojský most se po svém dokončení stane bezesporu jednou z nej-

Literatura:

- [1] Novák&Partner, s. r. o. – Projektová dokumentace RDS (Provizorní příhradová konstrukce a její výsun, Montážní podpěry v řece, Výrobna), 01/2011
- [2] Vítek J. L. a kol.: Výstavba Trojského mostu v Praze, sb. 17. mezin. symp. Mosty 2012, Sekurkon 2012, Brno



BUDOUCNOST BETONÁŘSKÉHO PRŮMYSLU V NORSKU VYPADÁ SLIBNĚ

Tento titulek ze zprávy Norské národní skupiny *fib* vypadá v české současnosti neuvěřitelně a také jako protimluv, když si uvědomíme, jak velké prostředky a úsilí věnuje norská vláda ochraně jedinečné přírody této nádherné skandinávské země. To ale jen proto, že se na text díváme optikou českého prostředí, pro které je beton ve vztahu k přírodě stále symbolem té nejhorší pohromy. Že je to už dávno překonané klišé, je vidět i z nové publikace „Concrete under the northern lights“, kterou vydala Norská národní skupina *fib* ve spolupráci s Norskou betonářskou společností (NCA) a je ve formátu PDF ke stažení na www.betong.net. Publikace představuje roli betonu v norské společnosti.



Vaše spojení s vývojem nových technologií

DODATEČNÉ PŘEDPÍNÁNÍ

- mostních konstrukcí
- konstrukcí budov
- sil, nádrží, zásobníků
- mostní závěsy

TECHNOLOGIE

- bezesparé předpínané podlahy
- výsuv mostních konstrukcí
- letná betonáž
- mostní segmenty
- manipulace s těžkými břemeny

GEOTECHNIKA

- opěrné stěny z vyztužené zeminy

PRODUKTY

- předpínací tyče
- závitové tyčové systémy pro mikropiloty a zemní hřebíky



VSL SYSTÉMY /CZ/, s.r.o.

V Násypu 339/5, 152 00 Praha 5
tel: +420 251 091 680
fax: +420 251 091 699
e-mail: vsl@vsl.cz, www.vsl.cz

významnějších mostních konstrukcí u nás. Jedná se o ojedinělou mostní konstrukci z hlediska rozsahu, zvoleného konstrukčního systému, uspořádání a postupu výstavby i ve světovém měřítku.

Na druhou stranu se jedná o konstrukci velice složitou z hlediska statického působení a globálního chování. Díky tomuto bylo nutné zajistit kontinuální spolupráci mezi projektanty, supervízi a zhotovitelem, aby se v maximální míře eliminovaly případné chyby a opomenutí, která by mohla mít zásadní vliv na správné fungování konstrukce. U takovýchto rozsáhlých a složitých projektů se takto nastavená spolupráce jeví jako více než užitečná, fungující jako určitá pojistka bezpečnosti od prvních fází výstavby až po uvedení mostu do provozu.

Prováděné analýzy na komplexních modelech MKP byly porovnávány s výsledky stanovenými na základě exaktních analytických přístupů, které však dávají nejpřesnější řešení založené na správném fyzikálním fungování konstrukcí a materiálů. V průběhu realizace výstavby bylo navíc možné kontrolovat výsledky z teoretických výpočtů s měřeními na již realizova-

ných částech provizorních a konečných konstrukcí. Téměř dokonalá shoda mezi naměřenými výsledky a teoretickou predikcí podporuje správnost použití zvolených výpočetních metod a vstupních dat.

Velkou zkušeností z analýz takto komplikované konstrukce je skutečnost, že velmi složité MKP modely jsou v řadě případů určitou slabinou rozsáhlých analýz, pokud nejsou respektovány základní okrajové podmínky, zvláště ve vztahu k navrhovaným konstrukčním detailům. S moderními výpočetními nástroji je nutné zacházet nanejvýš opatrně. U takto složitých a citlivých konstrukcí může i velmi malá nepřesnost způsobit fatální dezinterpretaci výsledků.

Během výstavby byly použity výsledky získané v rámci řešení projektu TA 01031920 – „Rozvoj progresivních metod projektování a technologií výstavby mostních objektů dopravní infrastruktury“ podporovaného TAČR a projektu P104-11-1301 – „Účinky dotvarování a smršťování v singulárních oblastech betonových mostů“ podporovaného GAČR.

Fotografie z archivu firmy Novák&partner, spol. s r. o. (Milan Šístek, Lukáš Vráblík)

Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.
Fakulta stavební ČVUT v Praze
Katedra betonových a zděných konstrukcí
Thákurova 7, 166 29 Praha 6
e-mail: vrablik@novak-partner.cz



Ing. Milan Šístek
e-mail: sistek@novak-partner.cz



Ing. Jan Mukařovský
e-mail: mukarovsky@novak-partner.cz



Ing. Jakub Růžička
e-mail: ruzicka@novak-partner.cz



Ing. David Malina
e-mail: malina@novak-partner.cz



všichni: Novák&Partner, spol. s r. o.
Perucká 5, 120 00 Praha 2

Ing. Jiří Lukeš
e-mail: jiri.lukes@metrostav.cz



Ing. Tomáš Wangler
e-mail: tomas.wangler@metrostav.cz

oba: Metrostav, a. s., Divize 5
Na Zatlance 1350/13, 150 00 Praha 5