

# NOVÉ SPOJENÍ - ESTAKÁDA SLUNCOVÁ NEW CONNECTION - RAILWAY VIADUCT SLUNCOVÁ

PETR DRBOHLAV, IVAN ANDĚL

Nové traťové spojení stanic Praha Hlavní nádraží a Masarykovo nádraží, se stanicemi Praha-Libeň, Vysočany a Holešovice v rychlostních parametrech 80 až 100 km/h si vyžádalo vybudování mnoha inženýrských konstrukcí v náročném terénu a městské zástavbě. Jedna ze složitějších konstrukcí, hned za tunelem kopcem Vítkov, je železniční monolitická předpjatá estakáda Sluncová.

*New Prague railway interconnection between the Prague Peripheral railway stations Praha – Libeň, Praha – Vysočany and Praha – Holešovice and Praha Main Station and Praha – Masarykovo Station for the speed up to 80 – 100 km/h required many new civil structures. The monolithic prestressed railway viaduct Sluncová, one of the most complicated structures is situated in the slope hill, just behind the Vítkov tunnels.*

## SITUAČNÍ ŘEŠENÍ

Tratě z Hlavního nádraží přechází „Estakádu přes Masarykovo nádraží“ a vnoří se do nových Vítkovských tunelů (severního a jižního). Východní portál obou tunelů je umístěn na severní straně kopce Vítkov, v blízkosti portálu stávajícího tunelu. Stráž za východním portálem je velmi strmá a v její horní části je situována stávající trať. Geologické vrstvy jsou přičně strmě ukloněné přibližně rovnoběžně s povrchem svahů a výrazně znesnadňují založení jednotlivých objektů.

V severní straně pod východním portálem severního tunelu vedou pod ochranou starých kamenných zdí stávající kolejová spojení se železniční stanicí Masary-



kovo nádraží. Tato spojení jsou modernizována a jako koleje s označením MV, VM, ML, pod ochranou nových opěrných zdí, podchází v extrémně šikmém křížení estakádu Sluncová. Ze severního Vítkovského tunelu vychází koleje HL a LH, které přejdou nejdříve nad novou opěrnou zdí SO 839 a dále na vlastní Estakádu Sluncová (obr. 1).

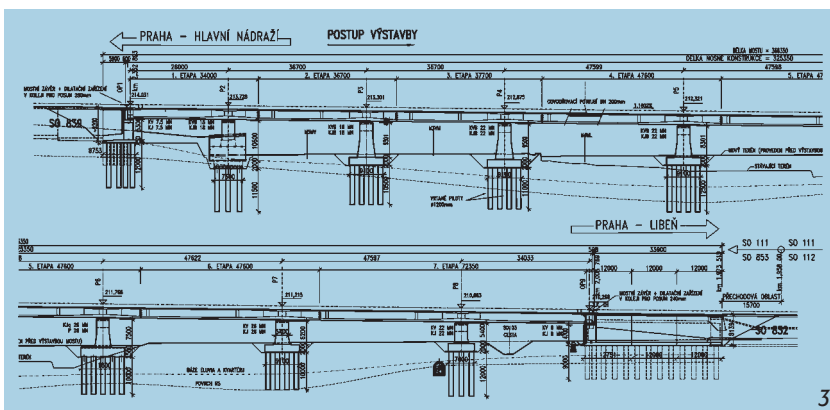
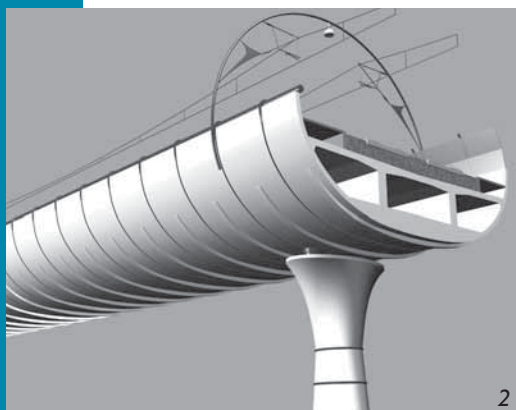
Mezi výchozem severního tunelu a stávajícím tunelem je výchoz jižního tunelu, ze kterého vychází další dvě koleje, aby stráž pokryly dalšími zářezy a konstrukcemi nutnými pro jejich vedení. Výsledkem snažení stavařů je kumulace inženýrských objektů, které společně zatěžují náročný terén a vzájemně se jedna druhé vyhybají a vzájemně jedna druhou ovlivňují.

## POPIS KONSTRUKCE

Estakáda se od většiny jiných estakád liší tím, že se na ní významným způsobem podepsala ruka architekta.

Nosná konstrukce má zaoblený spodní vnější povrch až do úrovně zábradlí. Povrch konstrukce je svisle členěn dvěma druhy vlysů, dlouhý tenký se střídá se širokým kratším. Na pravé straně, tj. směrem ke svahu, je osazeno zcela specificky tvarované zábradelní madlo s ocelovými nosy. Na levé straně pokračuje v křivce nosné konstrukce průhledná protihluková stěna. Tvar nosné konstrukce přechází opěrou do přilehlých svahů nebo následujících konstrukcí. Ve tvaru křivky spodní části nosné konstrukce pokračují v horní části podobně tvarované trakční stožáry (obr. 2).

Opěry budí dojem kamenné konstrukce, zatímco pilíře jsou velmi, až neúnosně štíhlé s kombinací oválných a eliptických tvarů s různými osami symetrie. Architektonické ztvárnění konstrukcí je jistě záslužná věc. Přidá konstrukci žádoucí estetický výraz. Je však nutné, aby bylo koordinováno se statickým působením



konstrukčních částí a možnostmi technologie výroby, neboť v opačném případě neúměrně zvyšuje náklady stavby, v limitních situacích způsobí až nemožnost statického návrhu. Věříme, že při dalších architektonických návrzích dojde k těsnější spolupráci statika a architekta, aby se již v prvních fázích projektu řešily ty požadavky, které nestandardně navyšují cenu stavby, a aby se tak dostaly do tendrové dokumentace.

Vlastní konstrukce z předpjatého betonu komůrkového průřezu je navržena jako spojitý nosník o osmi polích rozpětí  $26 + 2 \times 36,7 + 4 \times 47,6 + 34$  m celkové délky 325,25 m (obr. 3). Komůrka o konstantní výšce 2,7 m je dvoustěnná, její dolní obrys ve tvaru rovinné křivky B-spline je protažen až do výše zábradlí. Konstrukce vychází z předcházejícího stupně projektové dokumentace a byla podrobnými výpočty v realizační dokumentaci upravena jen nejnútnejším způsobem pro zajištění dostatečné únosnosti, neboť hlavním kritériem projektu RDS (realizační dokumentace stavby) bylo dodržení spotřeby hmot.

Konstrukce je uložena prostřednictvím dvojic hrncových ložisek na krajní opěry a vnitřní pilíře. Opěra OP1 je krabicová a navazuje na předcházející opěrnou zeď SO 839. Opěra OP9 je také krabicová, ale výrazně delší o boční křídla na společném základě spojená horní deskou. Konec opěry je zasazen do opěrných zdí následujícího stavebního objektu.

Pilíře jsou zakřiveného tvaru. Jejich dřík se od základu zužuje a využívá prostor mezi kolejemi. Dřík se nad průjezdnými profily tratí natáčí v závislosti na šikmosti křížení a rozšiřuje se v hlavu eliptického půdorysu, na které je uložena dvojice ložisek. Pilíř P2 je zasazen do opěrné zdi. Všechny podpory jsou založeny hlubinně na vrtaných pilotách.

#### POSTUP VÝSTAVBY

Velice složitá situace za východním portálem tunelů je ještě podtržena nutnos-

tí provozování železničních tratí. Proto byly jednotlivé stavební objekty stavěny postupně v etapách, případně po částech. Přitom byla doprava překládána ze stávajících kolejí na nové a ovlivňovala nejen harmonogram, ale i technologii výstavby. Opěra OP1 estakády byla vystavěna spolu s opěrnou zdí SO 839. Poté nastala ve výstavbě mnohaměsíční pauza, aby se potom začalo s výstavbou v druhé polovině objektu s opěrnou OP9 a základy sousedních pilířů.

Nosná konstrukce byla stavěna po polích od OP1 v sedmi etapách na pevné, postupně přemísťované skruži, vždy jedno pole s konzolou přesahující do následujícího pole. Podpurná skruž se vyhybala jednotlivým, právě v dané době provozovaným kolejím a byla opakovatelná jen v některých částech.

#### GEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Geologický průzkum zjistil navážky, jílovité sutě a šterky v povrchových vrstvách, níže v hloubce 0,6 až 3,3 m pod povrchem zcela zvětralé bohdalecké břidlice R6 a konečně v hloubce 6 až 8 m mírně zvětralé bohdalecké břidlice. Vrstvy zhruba sledovaly povrch terénu.

#### ZALOŽENÍ

Opěra OP1 je svým základem  $10,5 \times 8,75$  m založena na dvanácti pilotách  $\varnothing 1,2$  m. Na severní straně, směrem po svahu, tvoří navzájem převrtávané piloty stěnu, která je schopna zajistit stabilitu opěry i při postupném odebrání staré kamenné opěrné zdi, nad kterou je základ opěry postaven. Stávající zeď byla po postavení opěry a zahájení výstavby mostu rozebrána a postupně nahrazena novou zdí (obr. 4). Vyprojektované piloty byly započteny do výpočtu celkové stability svahu v těchto místech a z tohoto důvodu doznaly dalšího prodloužení.

Opěra OP9 šířky 8,5 m a délky 36 m je rozdělena na tři dilatační části po 12 m. Základová deska všech částí je založena na pilotách  $\varnothing 1,2$  m.

Pilíře mostu jsou založeny na velkopříměrových vrtaných pilotách  $\varnothing 1,2$  m. Počet pilot pod pilíři se pohybuje v rozmezí dvanácti až dvaceti kusy a délky pilot jsou navrženy od 9 do 12,5 m. Počet a délky pilot závisí na zatížení přenášeném z pilířů na pilotový základ a na geologických podmínkách v daném místě (obr. 5).

Všechny piloty jsou staticky uvažová-

ny jako plovoucí. Vrtání pilot probíhalo z upraveného terénu v příslušném časovém úseku stavby v místech bývalých provozovaných tratí, jejich opěrných zdí nebo v násypu za nově zbudovanými opěrnými zdmi. Po odstranění stávajících opěrných zdí a upravení terénu pod plánovanou úroveň budoucích tratí byl připraven prostor pro vrtání pilot. Tam, kde se piloty dostaly do kolize se základy zrušených kamenných opěrných zdí, bylo nutno před prováděním vrtů provést lokální paženě výkopy, kamenné základy odstranit a výkopy kvalitně zasypat a zhutnit. Teprve potom bylo možno vrtat piloty. V místech, kde se základ pilíře nacházel v novém terénu, byla postavena nejprve sousední opěrná zeď, byla zasypana do úrovně základové spáry, odkud byly vrtány piloty do potřebné hloubky. Stál-li základ blízko opěrné zdi, byla tato dimenzována na síly vyvolané pilířem a byla kotvena šikmými zemními kotvami procházejícími mezi pilotami základu.

Piloty jsou vzhledem k síranové agresivitě prostředí z betonu C35/45-XA2, základové patky minimální výšky 2 m jsou z betonu C35/45-XA2. Betonáž základu proběhla ve dvou vrstvách s tím, že do druhé vrstvy byla osazena kompletní výztuž pilíře, jehož tvar neumožňoval nastavování výztuže. Vyztužení pilot dosahuje 1,7 %, základových desek 0,7 %, což je, při jejich objemu, vysoká hodnota.

#### OPĚRY

Běžný tvar krabicové opěry z betonu C30/37 je tvořen blokem se svislými hranami, na kterém jsou uložena ložiska. Protože je dolní část nosné konstrukce architektonicky ztvárněna ve tvaru elegantní křivky protažené až do výše zábradlí, je i navazující část opěr od této úrovně tvarována ve stejné křivce.

Na svislé stěny opěry jsou nasazeny betonové oblouky (nazývané římsy) ve tvaru příčného řezu nosné konstrukce (obr. 6). Vyložení konzoly říms je 3 m. Římsy vytvářejí dutiny na obou koncích uzavřené betonovým čelem, které jsou přístupné a odvodněné. Lícové povrchy dříku opěry jsou na svislých stěnách obloženy kamennými deskami.

#### PILÍŘE

Všechny pilíře mají stejný systém dříku tvořený oválem, který se po výšce zužuje až do tzv. krčku, odkud se rozšiřuje v eliptickém tvaru. Dříky jednotlivých pilířů se

Obr. 1 Vizualizace estakády Sluncová

Fig. 1 Visualisation of Sluncová

Obr. 2 Vizualizace konstrukce s příčným řezem

Fig. 2 Visualisation of the structure with the cross section

Obr. 3 Podélný řez mostem

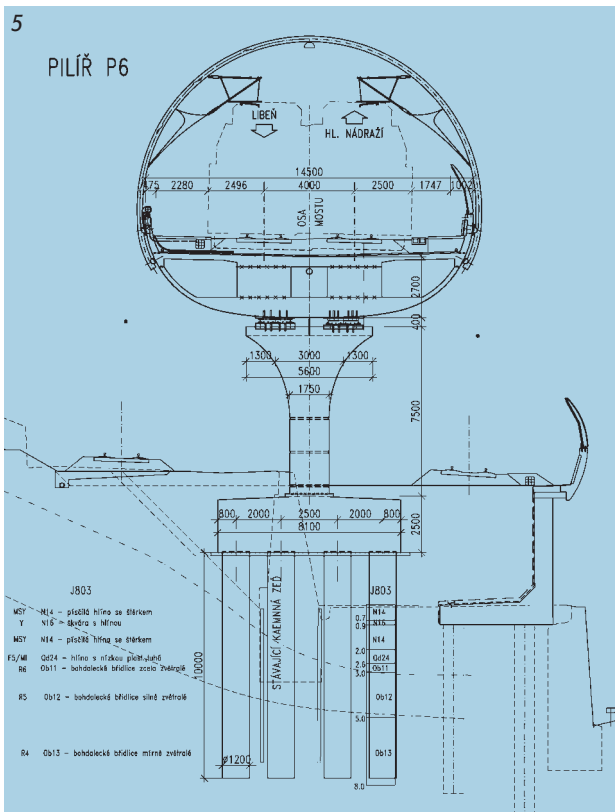
Fig. 3 Longitudinal section of the bridge



4



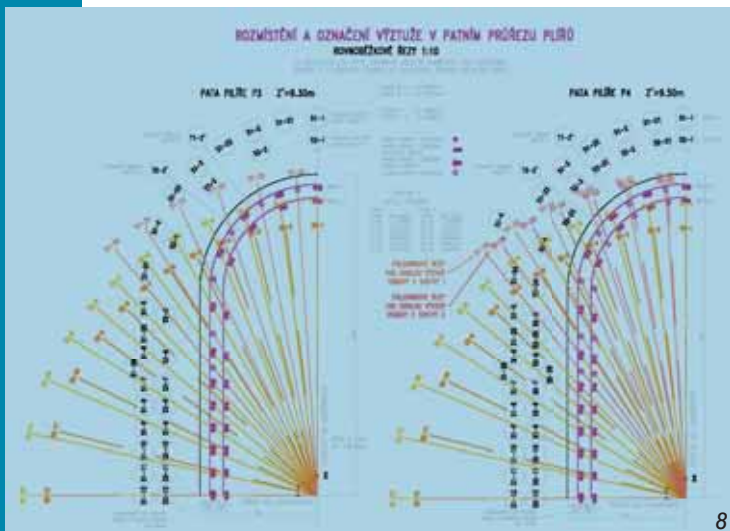
6



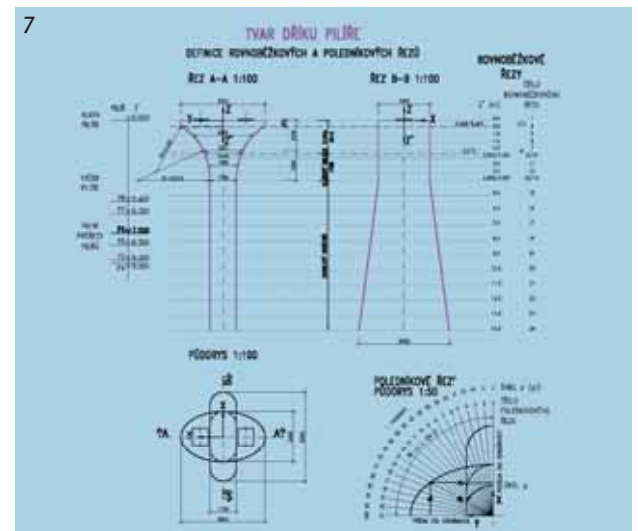
liši pouze délkou, zkracuje se jejich dolní část. Vzhledem ke složitému tvaru a nedostatku prostoru pro výztuž bylo nutno jak k popsání tvaru, tak k návrhu výztuže přistoupit specifickým způsobem, který neměl v naší dosavadní praxi obdobu a byl velice náročný na čas projektanta i zhotovitele. Díky pilířům P2 až P5, P7 a P8 jsou z betonu C35/45, pilíře P6 s pevným ložiskem z betonu C45/55.

Komplikovaný tvar povrchu dřívku, který nelze popsat analyticky, je popsán pomocí podrobných bodů (X, Y) v soustavě vodorovných „rovnooběžkových“ řezů Z' a bodů (Z', Rb) v soustavě svislých „poledníkových“ řezů  $\varphi$ . Je definováno 24 rovnooběžek a 21 poledníků, tj. celkem 504 bodů povrchu betonu v jednom kvadrantu. Ve všech těchto bodech je tvar vypočten přesně (obr. 7). Pro vytvoření tvaru zhotovitel vytvořil speciální opakovaně použitelné bednění.

Výztuž dřívku tvoří svislá nosná výztuž při povrchu betonu, svislá doplňující výztuž uvnitř průřezu, příčná výztuž (tříminky a spony) a výztuž zhlaví. Svislá výztuž je ve dvou vrstvách, konstrukčně je rozdělena do tří osnov. V jednom kvadrantu se nenachází dvě vložky výztuže stejného tvaru. Vložky jsou zásadně rovinné, v rovinách poledníkových řezů (obr. 8). Vzhledem k velkému počtu vložek není svislá nosná výztuž nikde stykována, zejména ne v patním průřezu dřívku, takže výztuž je nutno osadit v celé výšce před betonáží druhé vrstvy základového bloku. Tříminky jsou rozmístěny jednotně po 0,2 m, většinou ve dvou vrstvách. Tvar vložek je určen v souřadnicích pomocí poměrně složitě



8



- Obr. 4 Opěra OP1 nad výkopem zdi  
Fig. 4 Abutment OP1 above retaining wall
- Obr. 5 Příčný řez pilířem P6  
Fig. 5 Cross section of the pier P6
- Obr. 6 Opěra OP9  
Fig. 6 Abutment OP9
- Obr. 7 Schema tvaru pilíře  
Fig. 7 Scheme of the pier shape
- Obr. 8 Schema výztuže pilíře  
Fig. 8 Scheme of the pier reinforcement
- Obr. 9 Pohled na běžný pilíř  
Fig. 9 View of the pier
- Obr. 10 Pohled na pilíř P2  
Fig. 10 View of the pier P2

interpolace vodorovných a svislých úhlů tečen k povrchu betonu přibližnými geometrickými vzorci s odhadnutou přesností v dodržení požadovaného krytí betonu  $\pm 5$  mm (kolmo k povrchu dřívku). Např. třmínky jsou v 1. kvadrantu popsány souřadnicemi v 1 470 bodech. Tvar výztuže nebylo možno analyticky popsat, a proto byly tvary jednotlivých želez definovány vzdáleností od přímky.

Úkolem výztuže zhlaví pilíře je především zachycení štěpných sil pod ložisky a dále pak zachycení sil od příčného a podélného vodorovného zatížení. Protože výztuž, potřebnou pro zachycení uvedených sil, nelze pro nedostatek místa opatřit potřebnou kotevní délkou, jsou použity svařované rohože, individuálně sestavené na stavbě z betonářské výztuže.

Jak náročný byl návrh pilířů dokladuje skutečnost, že jsou vyztuženy až na 2,4 % v patě pilíře a dokonce na 2,7 % v krčku – nejužším místě pilíře. Z uvedených čísel vyplývá, že by si pilíře zasluhovaly jak ze statického, tak z architektonického hlediska větší rozměry (obr. 9).

Zvláštností je pilíř P2, který je zakomponován do opěrné zdi procházející pod mostem (obr. 10).

### NOSNÁ KONSTRUKCE

Nosná konstrukce je v podélném směru spojitý nosník komorového průřezu částečně předpjatý vnitřními kabely (se soudržností) a vnějšími volnými kabely (bez soudržnosti). Konstrukce zcela sleduje půdorysně trasu i výškově niveletu. Konstrukce je rozdělena na sedm betonážních etap. Každá betonážní etapa má přesah (konzolu) do dalšího pole. Délka konzoly je cca 1/5 délky pole. Vnější obrys příčného řezu vychází z architektonické-

ho řešení; matematicky je to tzv. B-spline, jako kompromis mezi oválem (tvar vhodný ze statického hlediska) a elipsou vhodnou z architektonického pohledu, která však nemá dost hmoty v okolí dolních vláken konstrukce.

Příčný řez tvoří dvoustěnný kompaktní komorový průřez se třemi vnitřními dutinami. Výška průřezu je 2,7 m v ose mostu, což činí 1/17,6 z největšího rozpětí. Uvedená hodnota je pro železniční most se zaoblenou dolní hranou konstrukce významně malá a vyžadovala náročná řešení uvnitř konstrukce k dosažení dostatečné únosnosti. Horní deska má dostředný střechovitý příčný spád 2,5 %. Tloušťka stěn se mění skokem z 0,5 m v poli postupně na 0,8 a 1,3 m a dále pokračuje do příčniku. V místě změny šířky na 1,3 m jsou kotveny krátké nadpodporové soudržné kabely. Tloušťka dolní desky se mění plynule náběhem z 0,45 m v poli na 0,9 m v podpoře. Vnitřní prostory mostu jsou přístupné přes otvory v horní desce v krajních dutinách na začátku a na konci mostu, střední dutina je přístupná díky prostupům ve stěnách.

### PŘEDPĚTÍ

Pro soudržné kabely je použit předpínací systém VSL PT plus Multistrand s elektricky izolovanými kabely. Vnitřní předpětí představuje dvanáct kabelů v etapě 1-3 a šestnáct kabelů v etapě 4-7, které byly postupně napínány během výstavby nosné konstrukce. V čele každé betonážní etapy byla napnuta polovina všech soudržných kabelů v průřezu (tyto kabely byly potom naspojkovány na kabely následující etapy), druhá polovina kabelů v příčném řezu procházela kotevním čelem průběžně a byla napnuta v následující etapě.

Pro volné kabely je použit externí předpínací systém VSL Monostrand s elektricky izolovanými, dopínatelnými a vyměnitelnými kabely. Volné předpětí tvoří osm kabelů z devatenácti lan  $\varnothing$ LS15,7 1670/1860 MPa, procházejících průběžně přes celý most (vyjma krajních polí) a kotvených nad pilíři P1 a P8.

Parametry předpínací výztuže uvažované ve statickém výpočtu jsou: kotevní napětí 1 413 MPa pro soudržné kabely a 1 302 MPa pro volné kabely, doba podržení při napínání 2 min. Kabelové chráničky soudržných kabelů jsou plastové trubky 100/106 mm. Kabelové chrá-



ničky volných kabelů tvoří HDPE trubka 140 tloušťky 8 mm, procházející v sedlech podporových příčníků a deviatůrů trubkami 170 tloušťky 4 mm. Lana jsou uložena v ochranné tukové vrstvě (systém Monostrand). Prostor mezi lany byl vyplněn po částečném napnutí kabelů injektážní směsí. Tím je zajištěna dvojitá ochrana i 100% možnost výměny volných kabelů. Pro případ dodatečné rektifikace (dopnutí) nebo výměny volných kabelů v budoucnu je zajištěn přístup a přísun předpínacích lisů vstupními otvory v nosné konstrukci. Volné kabely mohly být předepnuty až po uložení šterkového lože. Konce lan nebyly uříznuty, jsou konzervované tukem v chrá-

ničkách a umožňují tak případné dopnutí v budoucnosti (obr. 11).

Volné i soudržné kabely jsou opatřeny tenzometry typu Projstar EM sensor umožňujícími sledování změn napětí, kdykoli po dobu životnosti kabelu.

### ZMĚNY RDS

Koncepce řešení z PSŘ zůstala zachována i v RDS. Podrobný výpočet prostorově stísněné konstrukce a splnění požadavků objednatele si však vyžádaly některé nezbytné změny. Původně dvojice pilířů s podélně pevnými ložisky na pilířích P5 a P6 byla změněna na jedno podélně pevné uložení na pilíři P6. O volbě pilíře P6 rozhodl větší prostor v okolí pilíře a okolnost, že P6 není vystaven mimořádnému zatížení nárazem vykojeného vlaku. Postup výstavby v RDS počítá,

Obr. 11 Kotevní blok

Fig. 11 Anchorage block

Obr. 12 Dilatační zařízení

Fig. 12 Expansion joint



11



12

z důvodu optimalizace rozsahu dilatačních pohybů ložisek a dilatačních závěrů, s přemístováním podélně pevného uložení postupně na pilíře P2, P3, P4 a P5 až do okamžiku osazení definitivního pevného ložiska na P6.

Volné kabely, navržené původně vždy přes jedno pole s křížením nad pilíři a se zakotvením v čele rozšířené stěny, byly nahrazeny z důvodu prostoru pro kotvení a splnění požadavku vyměnitelnosti doplňujícími krátkými soudržnými kabely a volnými kabely napnutými vcelku přes celou délku mostu (vyjma krajních polí) a zakotvenými v příčnicích nad pilíři P1 a P8. Všechny příčnice nad pilíři jsou přetvarovány a sedla volných kabelů jsou zkrácena. Volné kabely jsou v místě sedel a deviátorů vedeny důsledně v kruhových drahách z důvodu vyměnitelnosti.

Původně plánované umístění kabelů bez soudržnosti vedle sebe nebylo z prostorových důvodů použitelné, a proto při svislém uspořádání kabelů nad sebou, které však není tak staticky vhodné, bylo nutné použít minimální vzájemné svislé vzdálenosti. Při zpracování RDS bylo rozhodnuto propojit deviátorové trubky soustavou výztuh, které zajistí jejich vzájemnou polohu a zároveň přenos štěpných sil mimo úzký prostor mezi nimi.

### STATICKÝ VÝPOČET

Most je navržen v souladu s ČSN na zatížení a zatěžovací stavy dané normou. Je použito zatěžovací schéma ČD T. Do podrobného statického posouzení byly zahrnuty účinky mimořádných zatížení.

Účinky dlouhodobého zatížení a předpětí s vlivem postupu výstavby a dotvarování a smršťování betonu byly řešeny programem TM18 na přímém spojitém nosníku. Účinky pohyblivého zatížení a všech ostatních zatížení byly stanoveny programem DEFOR výpočtem a vyhodnocením příčinkových čar. Těž vliv všech ostatních zatížení byl řešen programem DEFOR. Pro statické veličiny nosné konstrukce bylo stanoveno příčné roznášení řešením konstrukce ve 3D pomocí vypočetní metody konečných prvků (MKP).

Pro výpočet základů byl použit přesnější výpočet s 3D modelem řešeným MKP. Po projednání s objednatelem a zpracovatelem předchozího stupně projektové dokumentace byla dohodnuta intenzita mimořádného zatížení nárazem vykojených vozidel do pilířů P3, P4 a P5 ve výši 5 MN podélně nebo 1,75 MN příčně.

Výpočet vnitřních sil zhlaví pilíře byl proveden programem NEXIS na deskostěnovém modelu MKP. Před uvedením mostu do provozu bude provedena statická zatěžovací zkouška ve dvou polích. Dynamická zatěžovací zkouška bude nahrazena měřením dynamických charakteristik nosné konstrukce.

Srovnaná výška nosné konstrukce je 0,995 m. Spotřeba měkké výztuže je 197 kg/m<sup>3</sup> betonu a předpětí celkem 36,9 kg/m<sup>2</sup> půdorysné plochy.

### PROSTOROVÉ USPOŘÁDÁNÍ

Celková volná šířka na mostě 13 m je složena z 2,4 m betonového chodníku, z 9,6 m šterkového lože se dvěma kolejemi a z 1 m betonového chodníku na druhé straně. Je použit železniční svršek VIC 60. Šterkové lože je min. výšky 643 mm a min. šířky 3,25 m od osy kolejí. Rozměry pro čističku šterkového lože včetně rezervy jsou dodrženy.

Pro koleje MV, VM, ML pod mostem je dodržen MPP2,5R pro stavební objekt v širé trati, což je možné dle změny vyhlášky č. 346 Sb. Ustanovení zde bylo použito, a to i přesto, že na ostatních objektech stavby „Nové spojení“ je dodržena vzdálenost od osy koleje 3 m.

### VYBAVENÍ MOSTU

Most je navržen jako jeden samostatný dilatační celek. Nad opěrami OP1 a OP9 jsou navržena povrchová dilatační zařízení z nerezových plechů P20 s výztuhami z korozivzdorné oceli s posunem na opěře OP1 +96; -180 mm a s posunem na opěře OP9 +70; -155 mm včetně součinitele  $\gamma F = 1,3$ . Dilatační pohyby soustředěné do oblasti nad opěrami si vyžádaly též speciální konstrukci dilatace koleje. Dilatační zařízení mostu bylo připraveno tak, aby respektovalo potřeby zmíněného zařízení (obr. 12).

Nosná konstrukce je ve svém úžlabí odvodněna mostními železničními odvodňovací Moravka do podélného svodu uvnitř střední komory mostu. U nižší opěry (OP9) je voda svedena svislým litinovým svodem podél líce opěry do uliční vpusti kanalizace.

Římsy mostu jsou součástí nosné konstrukce mostu. Aby se zabránilo jejich spolupůsobení, jsou rozděleny těsněnými dilatačními spárami ve vzdálenostech po 6 m. Do levé římsy jsou osazeny protihlukové panely. Na téže straně, tj směrem nad údolí, je pomocí vlepopaných



14a



14b



13



15

Obr. 13 Ocelové nosy zábradlí  
Fig. 13 Steel noses of the handrail

Obr. 14 Pohled na konstrukci  
Fig. 14 View of the structure

Obr. 15 Celkový pohled na most od portálů tunelů

Fig. 15 General view of the bridge from the tunnels

chemických kotek upevněna zakřivená průhledná protihluková stěna. Na pravé straně, tj. směrem ke svahu, je stejným způsobem kotveno zábradelní madlo kruhového příčného řezu s ocelovými nosy přečnávající líc konstrukce v místech vlyšů (obr. 13). Do říms jsou v blízkosti pilířů kotveny trakční stožáry.

Na mostě je použit izolační systém z celoplošně natavených modifikovaných asfaltových izolačních pásů s tvrdou ochranou. Chodník je tvořen z dolní vrstvy drenážního betonu, dále lehčeným výplňovým betonem C8/10-X0 s max. obj. hmotností 1 500kg/m<sup>3</sup> pod pochozím povrchem a z pochůzných vrstvy betonu

C30/37-XF4 v tloušťce 100 mm. V chodníku je umístěn suchovod a jeho šachty, 2x PE DN36 pro kabely osvětlení, 1x PE DN36 pro ukolejnění a plastový multikanál pro uložení kabelů s šachtami.

Vnitřek komůrky trámového mostu je osvětlen. V mostu je instalováno pět zásuvek pro připojení drobných spotřebičů.

Opatření proti účinkům bludných proudů budou provedena podle zásad TP124.

#### ZÁVĚR

Začátkem září t. r. bude uveden do provozu v rámci celé stavby jeden z nemnoha železničních monolitických předpjatých mostů v Čechách. Vyznačuje se výrazným architektonickým ztvárněním, které přineslo nutnost řešení neobvyklých požadavků jak projektantovi, tak zhotoviteli. Oba se s náročnými požadavky důsledně vyrovnali. Most vznikl za spolupráce mnoha specialistů tak, aby zabezpečoval bezpečný provoz železnice na dlouhá léta (obr. 14 a 15).

Investor	ČD, s. o., DDC, o. z., Stavební správa Praha
Architektonický návrh	Atelier designu a architektury, Ing. arch. Patrik Kotas
Generální projektant	SUDOP Praha, a. s.
Projektant objektu	Pontex, s. r. o.
Zhotovitel stavby	Sdružení „Nové spojení Praha hl. n., Masarykovo n. – Libeň, Vysočany, Holešovice“
Zhotovitel objektu	DS Skanska, a. s.
Zhotovitel předpětí	VSL Systemy (CZ), s. r. o.

Ing. Petr Drbohlav  
tel.: 606 688 159  
e-mail: drbohlav@pontex.cz

Ing. Ivan Anděl  
tel.: 244 062 644, e-mail: andel@pontex.cz

oba: Pontex, s. r. o.  
Bezová 1658, 147 14 Praha 4  
fax: 244 461 038, www.pontex.cz