

BETONOVÉ KONSTRUKCE NA TUNELOVÉM KOMPLEXU BLANKA V PRAZE (2. ČÁST) ■ CONCRETE STRUCTURES ON THE BLANKA TUNNEL COMPLEX IN PRAGUE (2nd PART)

Pavel Šourek, Lukáš Grünwald, Vladimír Petržílka, Pavel Kasal, Jan Kvaš, Miroslav Padevět, Michael Remes



21

První část článku vyšla v Betonu TKS 6/2012

Realizace klasických hloubených tunelů

S ohledem na koncepční jednotnost klasických hloubených tunelů si dále podrobněji popíšeme řešení a postup výstavby pouze ve stavební jámě na Letné, případně upozorníme na lokální specifika hloubených tunelů klasického typu realizované v ostatních úsecích.

Výstavba jednotlivých dílů klasických hloubených tunelů ve stavební jámě na Letné směřovala postupně od nejzápadnějšího dilatačního dílu (návaznost na čelně odtěžované tunely) smě-

rem k portálu ražených třípruhových tunelů pod Královskou oborou.

Naopak v úseku hloubených tunelů Troja nebylo možné proudovou metodu provádění plně rozvinout. Celý úsek byl rozdělen do tří dílčích částí, oddělených tramvajovou tratí do Kobylis a kanalizační stokou DN 2000. Dále byla v prostoru stavebních jam umístěna i přístupová trasa pro zásobování prací na navazujících ražených tunelech a výstavba byla rovněž ovlivněna vazbou na nový Trojský most. Postupně se tak rozbíhaly práce na třech oddělených pracovištích, která byla propojena až po opětovném přeložení tramvaje a kanalizační stoky z dočasných pře-

ložek nad strop dokončeného tunelu.

Na obou staveništích předcházela výstavbě konstrukcí hloubených tunelů realizace stavební jámy. Jak v menší části trojského úseku, tak především v rozsáhlé části letenských hloubených tunelů byly zastíženy lokálně nevhodné geologické poměry vyžadující zlepšení podmínek zakládání před realizací vlastních tunelů.

Zatímco v trojském úseku bylo nutné pouze cca 1 m neúnosného podloží nahradit hutněným štěrkem, ve stavební jámě Letná bylo nutné přistoupit k náročnějšímu řešení. K sanaci neúnosného podloží tvořeného vrstvami sprašů až plastické konzistence bylo využito

šterkových podsypů doplněných geomřížemi, v nejnepríznivějších případech byla konstrukce uložena na systém betonových pilot vyvrtaných až na únosné skalní podloží. Tato změna oproti zadání byla způsobena především zastižením hladiny podzemní vody o cca 3 až 5 m výše, což vedlo k zvodnění právě v úrovni základové spáry tunelu. Oproti zadání došlo rovněž ke zvýšení tloušťek základových desek.

Další realizační práce na stabilizovaném podloží spočívaly nejprve ve vytvoření podkladních betonů pro pokládku bentonitových izolací. Ukládání bentonitových rohoží na podkladní betony se provádí standardním způsobem podle technologického postupu výrobce, tedy bez potřeby vodotěsných svazů mezi pásy izolace. Při použití bentonitových rohoží odpadá i jejich další ochrana, kterou by bylo nutné provádět v případě fóliových izolací. Ukládka výztuže se provádí přes distanční tělíska přímo na bentonitové rohože. Práce se tak stávají vysoce efektivní při minimálním riziku protržení izolace s následným průsakem do tunelu.

tonu s minimálním množstvím cementu a cementu s nižším vývinem hydratačního tepla a delší dobou jeho uvolňování, byla stropní deska horizontálně rozdělena na dvě dílčí tloušťky, které byly betonovány s dvoudenní přestávkou. Tímto postupem se snížily negativní účinky hydratačního tepla, snížilo se teplotní maximum uvnitř konstrukce a současně i teplotní spád mezi vnitřkem a povrchem. Zároveň bylo možné dimenzovat nosníkový rošt bednění stropu na 60 % celkového zatížení, protože zatížení při betonáži druhé dílčí vrstvy pomáhá roznést na jednotlivé podpěrné věže zabetonovaná a již zatvrdlá první vrstva. Podpěrná konstrukce však musí být dimenzovaná na zatížení od celé konstrukce stropu.

Teprve po betonáži stropu mohla být provedena výplň hutnějším zeminím zásepem mezi stěnu tunelu a stěnu stavební jámy a poté terénní úpravy nad tunelem. Jako poslední etapa provádění následuje v současné době vytvoření definitivních vrstev vozovek, obkladů, betonových mazanin a nátěrů uvnitř tunelového profilu.

Technologická centra obecně na celé stavbě jsou nejen dispozičně, ale i technicky velice komplikované objekty. Vnitřní uspořádání, do kterého patří i prostupující tunelové tubusy, je striktně podřízeno účelu provozního využití (rozvodny, trafostanice, rozpínací stanice, místnosti údržby, strojovny vzduchotechniky, větrací prostory, a další provozní místnosti). Jednotlivá patra (až pět podlaží) jsou dispozičně dosti odlišná, což značně komplikuje vlastní návrh i výstavbu. Navíc do způsobu výstavby a jejich etap vstupují požadavky vyplývající z nutnosti organizace prací na navazujících ražených tunelech, neboť technologická centra jsou budována v nehlubších partiích stavebních jam před raženými portály.

Těmto objektům se v tomto článku podrobně nevěnujeme, neboť popis každého technologického centra by sám o sobě vystačil na samostatný článek.

ČELNĚ ODTĚŽOVANÉ TUNELY

Tunely realizované modifikovanou milánskou metodou byly v rámci tunelového komplexu využity především v pro-



Obr. 21 Letecký pohled do staveniště Troja ■ Fig. 21 Troja site aerial view

Obr. 22 Výstavba hloubených tunelů Troja ■ Fig. 22 Construction of cut-and-cover tunnels in Troja site

Vlastní výstavba železobetonových konstrukcí tunelu probíhala obvyklým způsobem. Nejprve byly realizovány desky dna pod instalačními chodbami, poté následovala výstavba bočních bloků chodeb společně se základovými deskami. V další etapě byla realizována mostovka (strop instalační chodby), dále stěny tunelu a poslední fází byla výstavba stropu tunelu. Stropní deska je s ohledem na její tloušťku (1 až 1,5 m uprostřed rozpětí a 1,5 až 2 m v náběžích) poměrně masivní konstrukce, kde se významným způsobem projevují důsledky uvolňování hydratačního tepla na celkovou vnitřní napjatost a celistvost.

Z tohoto důvodu, kromě použití be-

Na hloubený objekt technologického centra umístěného ve stavební jámě Myslbekova navazuje ražený vzduchotechnický kanál směrem k výdechovému objektu Nad Octárnou. Z části však prochází v konečném stavu pod navazujícími klenbovými hloubenými tunely, navíc v místě propojky. Výstavbu obou objektů bylo třeba rozfázovat tak, aby se nejdříve vyrazil kanál a až následně byla dotěžena jáma a budován vlastní hloubený tunel. Konstrukce tunelu v konečném stavu působí jako most přes ražený kanál, jehož ostění je proti přetížení chráněno deformovatelnou vrstvou polystyrenu umístěného pod základy horního tunelu.

storu třídy Milady Horákové od Letné po Prašný most (tunelový úsek Dejvice). Jde o část trasy MO, kde výstavba hloubeného tunelu zasahuje do v podstatě jediné kapacitní komunikace propojující východ se západem v celém severním kvadrantu města.

Ulice Milady Horákové je velmi frekventovaně využívaná automobilovou dopravou i pěšími, ale především tramvajovými a autobusovými linkami MHD. V těsné blízkosti trasy MO se nachází železniční trať Praha–Kladno s nádražím Dejvice. Budované tunely vedou těsně nad eskalátorovým tunelem stanice metra Hradčanská v blízkosti jeho zaústění do vestibulu (obr. 25). Vý-

chodně od křižovatky Špejchar jsou potom tunely sevřeny stávající povrchovou zástavbou, jejíž přístupnost musela být po celou dobu výstavby zachována (obr. 26). Množství podzemních vedení inženýrských sítí snad ani není nutné zmiňovat.

Obdobné podmínky byly i v dalším úseku trasy MO, kde byla tato varianta technologie výstavby tunelů využita, a to pod Patočkovou ulicí. Celkem se na tunelovém komplexu Blanka nacházejí čtyři úseky, kde je využito tunelů prováděných s čelním odtěžováním pod ochranou stěn a stropu (obr. 1, Beton TKS 6/2012):

- část úseku pod ulicí Patočkova v délce 227 m,
- rampa do ulice Svatovítská na Prašném mostě v délce 70 m,
- celý úsek stavby č. 0080 pod třídou Milady Horákové v délce 658 m,
- část pod třídou Milady Horákové na stavbě č. 0079 v délce 349 m.

Vzhledem k jednotnosti použitých technických řešení si dále popíšeme pouze tunelový úsek Dejvice délky cca 1 km (st. č. 0079 + 0080), který je nej-

podzemních konstrukčních monolitických stěn ze zajištěné mělké stavební jámy (obr. 27). Zajištění jámy v celém dejvickém úseku tvoří buď kotvené záporové stěny, nebo svahování. Hloubka jámy se pohybuje v rozmezí 2 až 9 m.

Po dokončení podzemních stěn se na srovnaném povrchu dna stavební jámy vybetonuje definitivní nosná konstrukce stropu (uložená na hlavy podzemních stěn), která se po zatvrdnutí opět zasype. Na povrchu tak mohou být provedeny finální úpravy, vč. definitivních přeložek inženýrských sítí a znovu obnoven provoz. Odtěžení vlastního profilu tunelu se provádí až po dokončení převážně části těchto tunelů z navazující otevřené stavební jámy klasických hloubených tunelů, nebo z tunelových ramp.

V celé délce mají tunely tohoto uspořádání společnou střední stěnu pro jižní i severní tunelovou troubu a stropní deska působí jako spojitá o dvou až třech polích. Standardní rozpětí stropu dvoupruhového tunelu je 11,25 m, třípruhového 14,75 m. V rozpletech dosahuje až 22,55 m a to při výšce zpětného zásypu až 7 m. V příčném řezu

lování betonu krycí vrstvy. Do nosných konstrukcí tunelu ještě patří deska nosící vozovku nad instalačním kanálem – mostovka. Ta je pruta příčně jako prostá deska tloušťky 300 mm z betonu C30/37.

Podle hydrogeologického průzkumu byla zastížena agresivita prostředí odpovídající převážně třídě XA1, pro konstrukce pod vozovkou je tak využito třídy XA1, pro podzemní stěny XA2 a pro stropní konstrukce XF2. Ochrana tunelu proti podzemní vodě je zajištěna vodonepropustným betonem nosných konstrukcí ostění, doplněným prvky pro těsnost dilatačních a pracovních spár, včetně injektáží spár lamel podzemních stěn. Zařídění konstrukce dle TP ČBS 02 – Bílé vany je (K_{on1} , A_1 , W_2), s povolenou hloubkou průsaku max. 50 mm.

Na konstrukce pod vozovkou a pro stropy je využito volné vázané výztuže třídy 10 505-R a sítě KARI, pro podzemní stěny se na staveništi vytvářely speciální armokoše (obr. 31). Krytí výztuže betonem je u vnějšího líce 80 mm, resp. 100 mm u stěn, u vnitřního líce 50 mm.



23



24

delší a řešení na něm bylo pilotně odzkoušeno. Zároveň se zde nejvíce od výstavby promítly lokální dopravní, urbanistické a časové podmínky. Dispozičně jsou zde využity převážně třípruhové a dvoupruhové tunely, nacházejí se zde však i dva rozplety pro napojovací rampy křižovatky Prašný most.

Konstrukční řešení čelně odtěžovaných tunelů

Maximální podélný sklon v trase čelně odtěžovaných tunelů je 3,62 %, v rampě 8 %, minimální směrový poloměr je 400 m.

Postup výstavby čelně odtěžovaných tunelů spočívá nejprve ve vytvoření

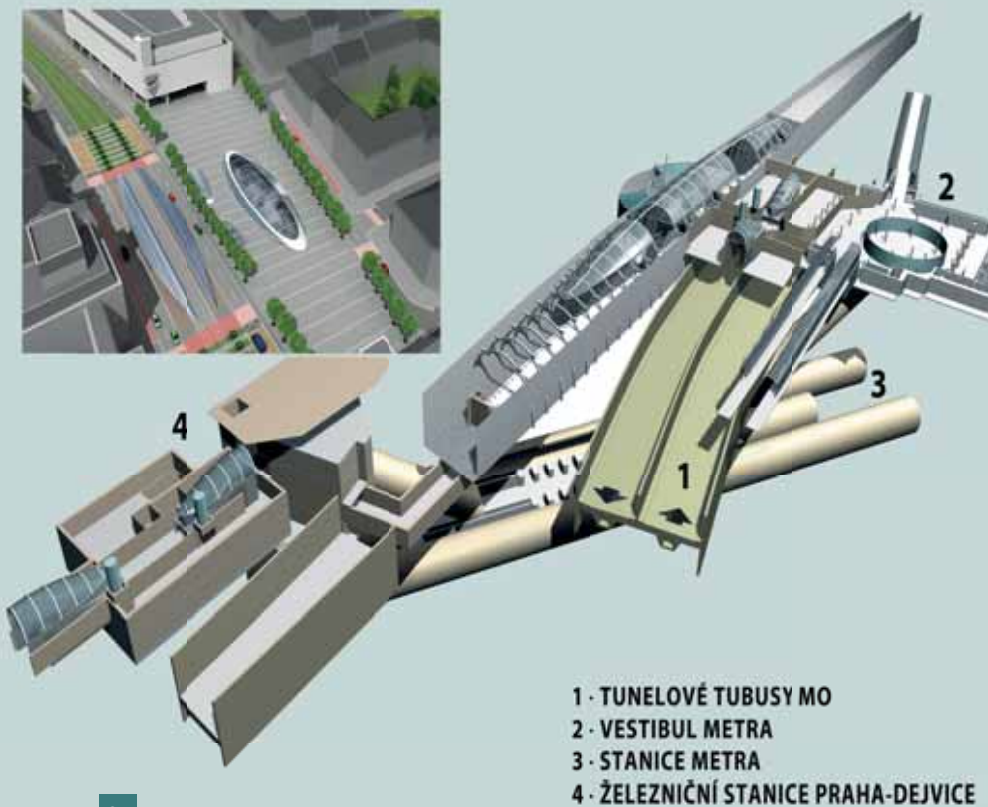
je tubus tunelu tvořen spodní rozpěrnou železobetonovou deskou tloušťky 650 mm, podzemními stěnami tloušťky 800 mm vetknutými do podloží (skalního, nebo pokryvného) a stropní železobetonovou deskou.

Stropní konstrukce a podzemní stěny jsou navrženy z betonu třídy C30/37, spodní rozpěrná deska je z betonu třídy C25/30. Tloušťka stropní desky se pohybuje podle výšky zásypu v rozmezí 1 000 až 1 300 mm, s náběhy 500 mm na délku 3 m, jsou do ní přidána PP vlákna (2 kg PP vláken na 1 m³ betonu s délkou vlákna 6 mm a průměrem 0,018 mm) jako ochrana proti vlivu požáru na ztrátu únosnosti, resp. odstře-

Spodní rozpěrná deska a stropní deska byly betonovány bez bednicích prvků na srovnaný odtěžený povrch zakrytý podkladním betonem se šterkopískovým podsypem (obr. 29). U stropní desky byla na podkladní beton před betonáží uložena separační vrstva tvořená PE fólií 100 g/m² s nakaširovanou geotextilií 300 g/m².

Délky betonážních sekcí v podélném směru byly navrženy s ohledem na skladbu jednotlivých lamel podzemních stěn (2,8 až 7,2 m) na 21 m. Dvě sekce se zpravidla spřahovaly podélnou výztuží do dilatací délky cca 42 m.

Spodní rozpěrná deska byla betonována po odtěžení profilu tunelu. Propo-



25



26

Statická zatěžovací zkouška

Rozhodujícím problémem pro návrh tunelových konstrukcí bylo stanovení únosnosti lamel podzemních stěn, zejména únosnosti proti zatlačení do podloží.

V úseku stavby 0079 na Letné bylo zastiženo skalní podloží v hloubce cca od 6 do 16 m a lamely jsou zde navrženy jako opřené o zdravou skálu. V převážné délce úseku stavby 0080 od Špejcharu po Prašný most je však skalní podloží ve značné hloubce a zahloubení paty podzemních stěn až do tohoto skalního podloží by bylo velmi nákladné. Uvažovalo se tedy ukončení podzemních stěn ve vrstvách terasových sedimentů (písky a štěrky) s přenosem zatížení do podloží převážně plášťovým třením. Protože ale takto navržené konstrukce tunelů nebyly dosud u nás realizovány ve větším rozsahu, předpokládal již projekt pro stavební povolení i projekt pro výběr zhotovitele provedení zatěžovací zkoušky lamel podzemních stěn „in situ“. S provedením zkoušek bylo uvažováno jak na stavbě 0080, tak i na stavbě 0079 na Letné. V konečné fázi se podařilo

Obr. 23 Výstavba technologického centra a garáží na Letné ■ Fig. 23 Implementation of Letná garage and the technological centre

Obr. 24 Odtěžený profil tunelu u výjezdové rampy ■ Fig. 24 Excavated profile of the cover-and-cut tunnels near the exit tunnel ramp

Obr. 25 Axonometrie podzemních objektů v prostoru stanice metra Hradčanská (zdroj: Metroprojekt Praha, a. s.) ■

Fig. 25 Axonometric view of the underground structures in the area of Hradčanská metro station (author: Metroprojekt Praha, a. s.)

Obr. 26 Letecký pohled do staveniště v oblasti Špejchar ■ Fig. 26 Aerial view to the Špejchar area

jení desky s podzemní stěnou bylo vytvořeno vyfrézováním dvou podélných drážek 150 x 75 mm do stěn a vlepáním smykové výztuže Ø 20 mm do vrstev. Celý vnitřní líc stěn, jejichž svislá odchylka nesměla přesáhnout 1,5 %, byl následně po odtěžení srovnán plošným ofrézováním.

Pro sjednocení povrchu a zajištění požadovaného podkladu pro nátěry a pokládku keramického obkladu byl dále vnitřní líc stěn opatřen do výšky 3,35 m přibetonávkou min. tloušťky 65 mm, nad kterou byl uložen zákrytový panel tloušťky 45 mm.

Zásyp tunelové konstrukce nad stropem byl z důvodu eliminace sedání

povrchu terénu, po kterém byla a opět je provozována kromě automobilové i tramvajová doprava, prováděn zlepšenou zeminou s přidáním 3% vápenné stabilizace. Tím bylo možno lépe využít vytěžený materiál z výstavby daného úseku tunelů, který byl do násypů bez zlepšení nevhodný. Zásypový materiál se zlepšením umožňuje i dostatečné spolupůsobení s konstrukcí tunelu, kdy svou, byť pouze malou, pevností (cca 1 MPa) vytváří jakousi pseudoklenbu nad stropem tunelu, a tak snižuje jeho zatížení. Zároveň dochází k významné úspoře stavebních nákladů vypuštěním lehčeného betonu obsaženého v zadávacím projektu.

prosadit provedení zatěžovací zkoušky pouze jedné lamely.

Účelem této zkoušky bylo stanovení osově tlakové únosnosti lamely vetknuté do kvartérních sedimentů dejvické terasy tak, aby těchto výsledků mohlo být využito při návrhu a statickém posouzení především střední stěny tunelu, která je nejvíce zatížena právě přenosem svislé složky do podloží, při minimální třecí ploše. Střední stěna tunelu je v definitivním stadiu oboustranně obnažena až do úrovně počvy obou tubusů tunelu. Bohužel realizace této lamely i následný dodatečný geologický průzkum ukázaly, že vrstvy sedimentů jsou značně horší kvality, než předpo-

kládal geologický průzkum v předchozím stupni projektu. Zejména zde téměř zcela absentuje vrstva štěrků, místo ní byly zastíženy především silně hlinité písky či svahové hlíny.

Pro provedení zkoušky byla vytvořena jedna zkušební lamela umístěná mimo prostor budoucího tunelu, avšak do místa, kde se předpokládalo zastížení charakteristických geologických podmínek pro daný úsek stavby.

Statická zatěžovací zkouška typu MLT na vytvořené lamele podzemní stěny délky 2 500 mm byla navržena s postupně rostoucím zatížením s odlehčováním stupni pro maximální zkušební sílu o velikosti $P_z = 12$ MN. Provedeno bylo celkem osm zatěžovacích a čtyři odlehčovací stupně.

Celkově lze konstatovat, že průběh statické zatěžovací zkoušky lamely byl standardní („normální“), bez jakýchkoliv anomálií, což dokumentuje zejména „hladký“ a plynulý průběh mezní zatěžovací křivky (obr. 28). Naměřené velikosti sedání pro jednotlivé zatěžovací stupně (zejména pak pro ty nejvyšší) ukazují na poměrně „překvapivě“ vyso-

Nejdříve byly použity parametry mechanických vlastností horninového masivu stanovených v dodatečném geotechnickém průzkumu. Vypočtené výsledky z takto definovaných numerických modelů vykazovaly velké (ne-reálné) hodnoty sedání (řádově stovky milimetrů), to mělo zásadní vliv i na průběhy vnitřních sil v celé konstrukci.

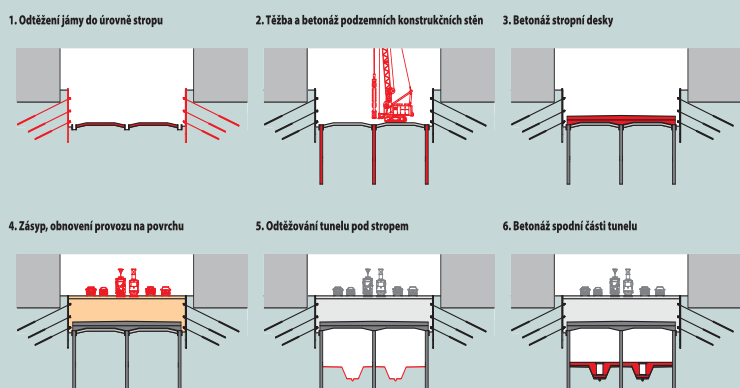
Z tohoto důvodu bylo pro správný návrh konstrukcí nutné do výpočtových modelů promítnout výsledky zatěžovací zkoušky. Nejdříve byla v konkrétním geologickém prostředí modelována vlastní zatěžovací zkouška lamely. Ta byla řešena jako dvoudimenzionální úloha za stavu rovinné deformace. Horninové prostředí bylo uvažováno jako nehomogenní, izotropní a pružně-plastické s plochami plasticity dle Mohr–Coulomba. Nosná stěna byla modelována jako pružné nosníkové či plošné prvky odpovídající tuhosti a materiálových vlastností. Na kontaktu s okolním zemním prostředím byly použity vhodné parametry kontaktních prvků. Při modelování této zkoušky ve výpočetních programech výsledky pou-

zatížení byla dosažena vyhovující shoda jak v deformaci lamely, tak i v poměru únosnosti na plášti a na patě. V případě plovoucí lamely (stavba 0080) bylo dosaženo poměru únosnosti na plášti 75 % a na patě 25 %, v případě opřené lamely (stavba 0079) na plášti 10 % a na patě 90 %.

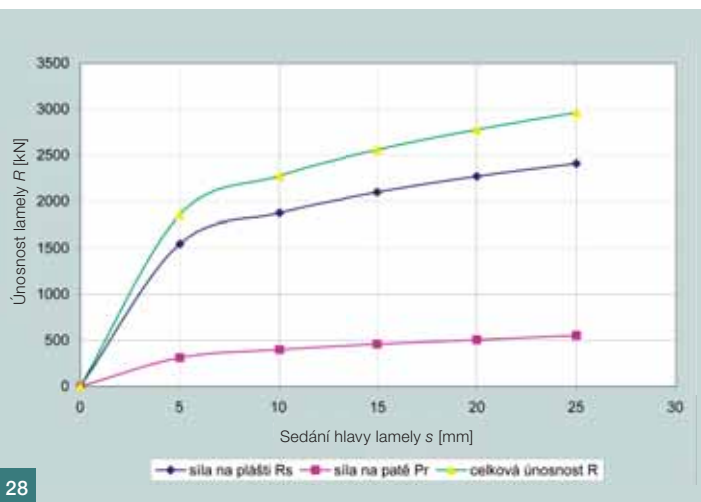
Podmínky realizace

Jak již bylo zmíněno, navržené tunele v ulici Milady Horákové jsou vedeny ve velmi frekventovaném místě jak z hlediska využití pěšími a dopravou (autobusy, tramvajové a autobusové linky MHD, železniční trať Praha-Kladno s nádražím Dejvice, stanice metra Hradčanská), tak co se týče vedení a křížení podzemních inženýrských sítí. Dalším významným faktorem ovlivňujícím definitivní technické řešení a realizaci jsou kolizní místa trasy tunelů s přílehlými objekty a vedení trasy tunelu těsně nad eskalátorovým tunelem v blízkosti jeho záústění do vestibulu stanice metra Hradčanská.

V rámci hledání optimálního technického řešení pro realizační dokumen-



27



28

kou únosnost lamely v základové půdě výrazně nižší kvality (z hlediska jejího makroskopického popisu při těžbě), než bylo předpokládáno. Výsledky zatěžovací zkoušky tak alespoň částečně rozptýlily obavy, které se vyskytly po provedení dodatečného geologického průzkumu.

Z důvodu náročného zavádění plášťového tření podzemních stěn, které má rozhodující vliv na celkový průběh vnitřních sil v konstrukci, do statického modelu, byly mechanické vlastnosti masivu stanoveny na základě předběžných výpočtů. V těch byly uvažovány extrémní případy plášťového tření, resp. spolupůsobení stěny s masivem.

kázaly na velký rozdíl předpokládaných a skutečných naměřených hodnot deformací napětí na plášti a v patě stěny. Na základě těchto skutečností a s vědomím absence vhodných teoretických podkladů pro návrh a posouzení takové konstrukce v ČSN, byly upraveny geotechnické parametry masivu tak, aby výsledky deformací a napětí odpovídaly výsledkům zkoušky. To vedlo k jejich výrazné úpravě. Tyto parametry byly následně uvažovány jako podklad pro konečný statický výpočet konstrukce ostění tunelu.

Nedosáhlo se sice úplné shody mezi mezní zatěžovací křivkou ze zkoušky a při výpočtu, ale v očekávaném oboru

taci došlo k některým zásadním změnám oproti zadání. Jedná se v první řadě o změnu v postupu výstavby tunelů, resp. jednotlivých dilatací. Dle zadání měl být nejdříve vybudován jižní tubus tunelu, po jeho celkovém dokončení a zasypání měl být budován tubus severní. Do střední společné stěny měla být osazena ve stropě zápora (I profil) pro možnost odtěžení a zpětného zasypání z obou stran. Spojitost stropní desky byla zajištěna řadou šroubových spojek výztuže stropu nad střední stěnou (v nevýhodném místě maximálních podporových momentů). Tímto řešením se vytvářel vždy potřebný prostor pro zachování kapacitního vedení povrchové

vé dopravy při možnosti připravit přeložky inženýrských sítí.

Změnou postupu výstavby v RDS (na základě rozhodnutí Rady hl. města Prahy) se podařilo tunely v celém úseku realizovat vždy v příčném směru najeďnou. Došlo k přeskupení i novému označení dilatací a změnám zajištění stavební jámy. Celkově došlo ke značnému zjednodušení postupu výstavby a především technického řešení tunelu, ovšem za cenu výrazně zvýšených komplikací pro přeložky inženýrských sítí a pro vedení dopravy na povrchu v průběhu výstavby. Doprava v třídě Milady Horákové tak po dobu výstavby musela být přesunuta do náhradní trasy, což bylo v rámci předchozích projekčních stupňů zcela nepřijatelné.

Z výše uvedených důvodů se proto musel zásadně změnit i postup výstavby podzemních stěn celého úseku. Podzemní stěny se tak prováděly až z úrovně stropu. Stavební jáma musela být celkově rozšířena o 290 mm. K určitým abnormalitám došlo pouze ve stísněných místech v těsné blízkosti povrchových a podzemních objektů,

ně využito zapuštěných kotevních převážek záporového pažení. S tím souvisí geotechnický monitoring, který v této oblasti sledoval pohyby záporových stěn. Využita byla geodetická, inklinometrická a dynamometrická měření.

V prostoru stanice metra Hradčanská (stavba č. 0080), kde byly navrženy dva třípruhové tunely, byla situace nejsložitější. Tunely jsou zde sevřeny tratí ČD Praha–Chomutov a větrací šachtou hlavního větrání stanice metra Hradčanská na severní straně a objekty stanice metra Hradčanská, t.j. podchodem, vestibulem a eskalátorovým tunelem na jihu (obr. 25). Realizace tunelů zde byla možná pouze za předpokladu ubourání části podchodu metra pro období výstavby s tím, že po vybudování silničních tunelů se podchod v původním rozsahu obnoví.

Pro možnost výhledové realizace podzemní stanice Dejvice – Hradčanská rychlodráhy Masarykovo nádraží – Letiště Václava Havla, která se nalézá v těsném sousedství tunelů MO na severní straně, byly v rámci této stavby navrženy předstihové objekty, umožňující poz-

rový tunel je ve sklonu 30°. V linii každé podzemní stěny se tedy nacházely konstrukce eskalátorového tunelu v jiné výšce. Bylo nutno ve 3D modelu stanovit úroveň paty jednotlivých lamel podzemních stěn tak, aby byla zachována bezpečnost konstrukce eskalátorového tunelu při hloubení lamel podzemních stěn. Zároveň i úroveň základové spáry rozpěrné desky tunelu se přibližovala ke klenbě eskalátorového tunelu. I proto bylo v rámci geomonitoringu navrženo rozsáhlé geodetické sledování všech dotčených konstrukcí metra. Tato měření zajišťovala bezpečnost konstrukcí a především provozu metra po celou dobu výstavby.

Výstavbu v prostoru okolí objektů metra dále komplikoval výskyt „neidentifikovatelných“ betonových konstrukcí, které zde (v podzemí) zůstaly pravděpodobně po předchozí stavební činnosti. Mnohdy bylo nutno operativně upravovat projektové řešení především prvků zajištění stavební jámy a zároveň složitě prověřovat, je-li možno nalezené betonové prvky demolovat. Úprava koordinace inženýrských sítí a definitivních



29

Obr. 27 Schéma postupu výstavby čelně odtěžovaných tunelů ■

Fig. 27 Construction sequence of the cover-and-cut tunnels

Obr. 28 Průběh zatěžování

zkušební lamely a její únosnosti ■
Fig. 28 Load capacity and loading process of the testing lamella

Obr. 29 Armování stropní desky v prostoru stanice metra Hradčanská

■ Fig. 29 Placement of tunnel roof deck reinforcement in the Hradčanská metro station area

i zde se však nakonec způsob provádění z úrovně stropu zachoval. Pro náročnost si můžeme vzniklé komplikace ukázat na následujících příkladech.

Západně od tramvajové smyčky Špejchar prochází trasa tunelů v těsné blízkosti okolní zástavby (obr. 26). Jedná se hlavně o budovu indického velvyslanectví (č.p. 60/93) na jižní straně a objekt č.p. 109/108 na straně severní. Vnější líc jižní stěny tunelů je u objektu indické ambasády vzdálen pouhých 800 mm. Změny postupu výstavby proto přinesly i požadavky na úpravu zajištění. V místech kolize s objekty na severní a jižní straně byly záporny provedeny jako podtržené pod úhlem 5° a bylo zde lokál-

dější výstavbu stanice rychlodráhy bez zásahů do důležitých inženýrských sítí, které jsou přeloženy již v rámci stavby okruhu. Přes budoucí stavební jámu stanice rychlodráhy tak jsou jako mostní konstrukce provedeny přeložky kanalizace, ostatních trubních i kabelových sítí.

O prostorové stísněnosti území svědčí i skutečnost, že severní obvodová stěna tunelů MO bude v délce cca 200 m společná se stanicí rychlodráhy.

Tunely MO procházejí dále nadloží eskalátorového tunelu ze stanice metra v blízkosti jeho zaústění do vestibulu metra. Obě stavby se křížují pod ostrým úhlem, přičemž zároveň eskaláto-

povrchů dle požadavků MČ Praha 6 spolu s problematikou včasného uvolnění prostoru staveniště vedlo k posunutím rozhraní dilatačních úseků i několikrát během výstavby.

Provádění podzemních stěn a ostatních konstrukcí ostění tunelu

Rozdělení celé stavby na jednotlivé podobjektory s odlišným postupem výstavby přineslo pro zhotovitele i projektanta celou řadu těžkostí, jelikož stavba zde nepokračovala plynule – proudově, ale bylo nutné střídavě pracovat na několika pracovištích. To komplikovalo postupy prací především při pro-



30



31

Obr. 30 Hydrofréza BC 32 ■
Fig. 30 Hydro cutter BC 32

Obr. 31 Osazování armokoše podzemní stěny ■ Fig. 31 Installation of a diaphragm wall reinforcement cage

Obr. 32 Čelní těžba tunelového profilu ■
Fig. 32 Cover-and-cut tunnel profile excavation

vádění podzemních stěn v řešení návaznosti jednotlivých lamel, kdy zámky styku lamel musí být vodotěsné.

Naštěstí se nepotvrdily obavy, že nebude možné z dispozičních důvodů v některých místech vůbec oddělit konstrukci dočasného záporového pažení a konstrukčních podzemních stěn budoucího tunelu, což by přineslo problémy ve funkčnosti vodotěsného detailu napojení stěn a stropu. Projektantovi se ve spolupráci se zhotovitelem podařilo všechna kolizní místa úspěšně vyřešit (zabudování zápor přímo do vodících zidek, realizace šikmých zápor atd.).

Realizaci podzemních stěn bylo možno vždy zahájit až po skončení přípravných prací – zhotovení záporového pažení a výkopu stavební jámy na pracovní úroveň pro provádění podzemních stěn. Následně byly zhotoveny vodící zídky tloušťky 200 mm, výšky 1 000 až 1 300 mm a šířky mezi zídkami 870 mm ze železobetonu C12/15, armovaného dvojitou kari sítí. Současně s vodícími zídkami byla prováděna úprava jezdových ploch pomocí hutněného štěrku a železobetonové podkladní desky C16/20 tloušťky 100 mm, armované jednou vrstvou kari sítě. Koruna vodících zidek byla

na úrovni budoucí pracovní spáry stěny/strop. Vlastní těžba lamel probíhala pod ochranou pažicí bentonitové suspenze v šířkách 2,8 až 7,2 m. Aby bylo technicky možné zhotovit a spojit úseky s rozdílnou technologií výstavby (klasické tunely a čelně odtěžované), bylo nutné na jejich rozhraní z povrchu terénu vybetonovat tři rovnoběžné lamely podzemních stěn ještě v době, než byla otevřena portálová stavební jáma.

Zatímco na stavbě 0079 na Letné zasahují podzemní stěny poměrně hluboko do skalního podloží, celý úsek hloubených tunelů stavby 0800 je naopak veden v pokryvných útvarech. Této skutečnosti muselo odpovídat i nasažené technologické vybavení. Proto se společností Zakládání staveb, která byla zhotovitelem podzemních stěn, v obtížných geologických podmínkách tvrdého podloží na Letné rozhodla použít pro technologii těžby podzemních stěn hydrofrézu BC 32, osazenou na jeřábovém nosiči BAUER MC 64 (obr. 30). Toto zařízení bylo v České republice v tomto rozsahu na liniové stavbě použito vůbec poprvé a bylo nasaženo zejména z těchto důvodů:

- schopnost těžby rýhy ve skalních horninách,
- vysoká přesnost geometrie stěn při

použití technologie těžby se zpětnou cirkulací,

- vytvoření kvalitních spojů mezi jednotlivými lamelami,
- dobrá produktivita i v obtížných geologických podmínkách.

Fréza je stroj používaný pro těžbu, který funguje na principu zpětné cirkulace. Je tvořena těžkým ocelovým rámem, na jehož spodní části jsou osazeny dvě převodové skříně. K nim jsou připojena ozubená řezná kola, která se pohybují v opačném směru, rozrušují zeminu a míchají ji s bentonitovou suspenzí. Jak se fréza zahlubuje, rozpojená zemina, hornina a bentonit jsou dopravovány k ústí sacího otvoru nad řeznými koly. Odtud je směs kalovým čerpadlem vedena trubkou uvnitř rámu do potrubních rozvodů a dále k separačnímu čisticímu zařízení. Zde jsou od sebe odděleny částičky zeminy, kameny a bentonit. Bentonitová suspenze je po vyčištění čerpána zpět do rýhy. Kroučící moment řezných kol je v kombinaci s hmotností celé frézy dostačující pro to, aby stroj mohl efektivně pracovat v jakémkoliv typu zemině, aby rozdrtil balvany, malé kameny nebo navětralou skálu nebo přeřízl beton sousedních lamel.

Práce na podzemních stěnách na Letné musely být zahájeny z časových



32

důvodů již před nástupem hydrofrézy, a to standardními hydraulickými drapáky. Kvůli tvrdosti podloží však bylo nezbytné rotační vrtnou soupravou hloubit dva vrty v každé lamelě ještě před vlastní těžbou drapákem. Produktivita byla nízká a opotřebení a poškození drapáku naopak extrémní. Po nasazení hydrofrézy se práce výrazně urychlily. Do hloubky 3,5 m byly rýhy dále předtěžovány hydraulickým drapákem a poté byla nasazena hydrofréza, která dokázala i v takto složitých geologických poměrech dotěžit lamelu na potřebnou hloubku.

Betonáž podzemních stěn byla prováděna za použití takzvaného „snadnohutitelného“ betonu (SHB) třídy C 30/37 XA2. Důvodem pro využití snadnohutitelných betonů v konstrukcích podzemních stěn je snaha vyhovět všem požadavkům, které na vlastnosti betonu klade technická legislativa (ČSN EN 206–1, ČSN EN 1538) a specifická technologie způsobu uložení betonu přes sypákové roury bez možnosti zhutňování.

Betonáž podzemních stěn do otevřené rýhy následuje po přečištění pažící suspenze a osazení armokoše (obr. 31). Pro napojení jednotlivých lamel se do rýhy dále zasune koutová pažnice, která po osazení vymezu-

je šířku lamely podzemní stěny. Součástí takto vytvořeného typového detailu je gumový těsnící pás umožňující vodotěsné napojení sousední lamely. Poslední se do rýhy až na její dno osadí sypákové roury o průměru 250 mm, přes které je litím od spodu ukládán beton. Během betonáže jsou sypákové roury s postupem hladiny stoupajícího betonu zkracovány. Vždy však musí být i po zkrácení ponořeny minimálně 2 m v čerstvém betonu. Betonáž je ukončena až po dosažení čistého betonu hlavy podzemní stěny.

Po celou dobu betonáže musí být beton zpracovatelný s dostatečnou konzistencí k probetonování celé lamely s osazeným kompletním armokošem se všemi vloženými prvky. Tento požadavek získává na důležitosti hlavně v případech, kdy jsou armokoše navrženy s velkou hustotou jak svislé výztuže, tak i s vysokou hustotou výztuže smykové (spony).

Právě požadavky na tvar a četnost smykové výztuže vyvolaly na této stavbě četné diskuse a potřebu se tímto problémem podrobněji zabývat. O spolupráci byli požádáni i odborníci z ČVUT a CIDEAS (Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí) a do budoucna je třeba hledat optimální hrani-

ce mezi požadavky různých norem a předpisů, nároky statiků a provozními možnostmi při betonáži těchto specifických konstrukcí, kde beton musí dokázat vynést ve stísněném prostoru mezi výztužnými vložkami i zbytkové nečistoty ze stěn rýhy odsednuté v pažící suspenzi.

Po dokončení daného úseku podzemních stěn následovala realizace stropní konstrukce. Betonáž byla prováděna na podkladní beton a separační vrstvu. S ohledem na vliv smrštění a hydratačního tepla této masivní konstrukce, byla betonáž stropní desky rozdělena na dvě části s prodlevou cca 48 h. Zároveň byl do betonu použit cement s nižším vývinem hydratačního tepla. Tímto způsobem došlo ke snížení negativních účinků hydratačního tepla, snížilo se teplotní maximum uvnitř konstrukce a současně i teplotní spád mezi jejím vnitřkem a povrchem. V konečném důsledku byl významně omezen vznik trhlin v konstrukci, které by vedly k problematickému dodržení požadované vodonepropustnosti.

Dále byly prováděny práce nad stropní deskou, zpětné záspy, přeložky inženýrských sítí a obecně finalizace povrchu. Rovněž bylo možno zahájit těžbu vlastního profilu tunelu pod ochranou stěn a stropu (obr. 27 a 32). Po od-

těžení profilu následovalo vyfrézování drážky pro napojení spodní rozpěrné desky na stěny tunelu. Tato operace byla zajištěna s využitím speciální mechanizace se dvěma frézovacími válci šířky 150 mm a rozestupem 200 mm, která umožnila frézovat obě potřebné drážky najednou s požadovanou přesností. Až poté následovala celoplošná úprava pohledové plochy podzemních stěn frézováním jejich povrchu (odstranění nerovností a tolerancí mezi jednotlivými lamelami). Dalším krokem byla betonáž spodních rozpěrných konstrukcí s deskou mostovky následovaná vnitřními konstrukcemi a dokončovacími pracemi uvnitř tunelu.

Výstavba všech konstrukcí ostění tunelu a především všech pracovních a dilatačních spár byla zcela podřízena požadavku na vodonepropustnost, neboť konstrukce ostění nejsou ochráněny membránovou izolací proti podzemní vodě. Z těchto důvodů byla při přípravě realizační dokumentace věnována velká pozornost návrhu jednotlivých detailů. Nakonec bylo využito především těsnících prvků firmy Redrock.

Obr. 33 Aktuální stav provádění keramického obkladu v tunelu

■ Fig. 33 Current state and view to tunnel tube – implementation of ceramic tiles

nými bobtnavými prvky Supercast PVC Twinstop Rearguard 300 mm.

ZÁVĚR

Rozsah celé stavby tunelového komplexu Blanka je unikátní nejen v podmínkách České republiky a lze ho srovnat snad pouze s výstavbou pražského metra v 60. až 80. letech minulého století. Tomu odpovídá i délka přípravy stavby, množství vyvolaných investic, počty přeložek inženýrských sítí, výluky a omezení dopravy včetně MHD a vůbec koordinace a organizace celé výstavby. Vlastní realizace tunelů probíhá ze šesti hlavních (Troja, Letná, Hradčanská, Prašný most, Myslbekova, Malovanka) a několika dílčích stavenišť umístěných po délce trasy.

Ukládání betonové směsi v tunelovém komplexu Blanka bylo po dobu nejméně pěti let v podstatě neustálým procesem zaměstnávajícím několik pražských betonáren. V průběhu výstavby došlo k uložení více než 1 mil m³ betonu a dále bylo přemístěno přibližně 3 mil. m³ zemního materiálu, rubaniny z ražených částí a výkopů z částí hloubených.

by je kromě zlepšení dopravních podmínek i rozsáhlá revitalizace přilehlých doposud zanedbávaných území v nové městské rekreační plochy.

Ing. Pavel Šourek



Ing. Lukáš Grünwald



Ing. Vladimír Petržilka
všichni: Satra, spol. s r. o.



Ing. Pavel Kasal, Ph.D.
Metrostav, a. s., divize 6



Ing. Jan Kvaš, MBA
Metrostav, a. s., divize 5



Ing. Miroslav Padevět
Metrostav, a. s., divize 2



Ing. Michael Remeš
Zakládání staveb, a. s.



33

Pro podélné pracovní spáry se využilo těsnících bobtnavých polymerových pásků Supercast SW 10 a 20, spolu s krystalizačním nátěrem Krystal T1 a bobtnavou těsnicí pastou Supercast SWX. Pro těsnění v místech napojení příčných spár na spáry podélné byly dále využity bentonitové panely Volclay VS a bentonitové rohože Voltex. Vlastní příčné pracovní spáry byly zajištěny spárovým těsnícím plechem s povrchovou krystalizační úpravou Redpass SK, dilatační spáry stejným pásem jako styky lamel podzemní stěny, tedy vnitřním těsnícím pásem Supercast PVC hydrofill 200 mm, v případě spodní desky vnějším těsnícím pásem s integra-

Po zprovoznění celého komplexu tunelů, plánovaném na 1. května 2014, vč. povrchového úseku Troja spolu s novým Trojským mostem dojde ke značnému zlepšení životního prostředí nejen v bezprostředním okolí stavby, v oblasti na hranicích historického centra Prahy zapsaného na seznam kulturního a historického dědictví UNESCO. Dnes je tento prostor neúměrně zatěžován průjezdnou dopravou se všemi ekologickými, ale i kapacitními důsledky. Zároveň dojde k dalšímu rozšíření pro život města nezbytně důležitých hlavních komunikací. Snad to nebude na dlouhou dobu poslední rozšíření, když zcela jistě obrovským přínosem celé stav-

Investor	OMI MHMP
Hlavní projektant	Satra, spol. s r. o.
dílčí části	Pudis, a. s., Metroprojekt, a. s.
Hlavní zhotovitel st. části	Metrostav, a. s., divize 2
v části	Eurovia CS, a. s.
Zhotovitel technolog. části	ČKD DIZ Praha, a. s.

www.tunelblanka.cz

Při návrhu technického řešení tunelu byly částečně využity výsledky grantového projektu GAČR č. 103/2008/1691 a projektu MŠMT č. 1M0579 (Výzkumné centrum CIDEAS).