

DVOUKOLEJNÝ TUNEL SUDOMĚŘICE, PŘEDPOKLADY PROJEKTU A REALIZACE ■ TWO-TRACK TUNNEL IN SUDOMĚŘICE, PROJECT EXPECTATIONS AND REALIZATION

Libor Mařík

V průběhu výstavby dvoukolejného železničního tunelu Sudoměřice došlo k řadě změn, které pozitivně ovlivnily výstavbu tunelu a snížily riziko při provádění. V zadávací dokumentaci pro realizaci stavby se předpokládala ražba tunelu pod komunikací I/3 bez přerušení provozu. Tunel o ploše výrubu více než 100 m² měl být ražen pomocí Nové rakouské tunelovací metody (NRTM) s vertikálním členěním výrubu při výšce nadloží necelé 3 m. Projektant realizační dokumentace se po dohodě se zhotovitelem stavby rozhodl změnit způsob výstavby a použil v místě křížení metodu „želva“. Změna tunelovací metody během výstavby vyžadovala kromě změny technického řešení a úpravy harmonogramu výstavby i řadu jednání na straně investora i dotčených orgánů státní správy. Při rozhodování o volbě tunelovací metody hrál významnou roli čas, nutnou podmínkou bylo nenavýšení investičních nákladů. Realizace proběhla bez problémů a provoz na komunikaci byl obnoven v kratším termínu, než bylo předpokládáno. Článek poskytuje informace o geotechnických poměrech v dané lokalitě, o návrhu technického řešení a průběhu výstavby v místě křížení tunelu s komunikací, o ražbě tunelu a návrhu definitivního ostění, které je v tomto tunelu z větší části prováděno jako nevytlučené. V textu je provedeno porovnání předpokladů projektu se skutečně zastiženými podmínkami při výstavbě ■ There had been many changes during the construction of the two-track railway tunnel in Sudoměřice which had positive impact on the construction itself and lowered risk at the time of realization. The project assumed boring the tunnel under the road communication I/3 without interruptions to the traffic. The tunnel with ground loss of more than 100 m² was to be excavated by the New Austrian Tunneling Method (NATM) with a vertical sequencing of the ground loss while the height of the overburden of not even 3m. The designer after agreement with the contractor then decided to change the construction method and used the "tortoise shell method" at the point of crossing. This change made during the process of construction required not only change in technical solution and adjustment of the schedule but also a number of negotiations with the investor and the respective state authorities. Time played significant role in the decision making – the necessary condition was not to increase investment costs. The construction passed off without any problems and the traffic on the respective road was restored in shorter time than expected. The article provides

information on geotechnical conditions in the location, the technical project and the course of the construction at the point where the tunnel is crossing the road, the excavation of the tunnel and the design of the secondary lining which in this tunnel is not reinforced. We also compare the expectations of the project with the real conditions faced during the construction.

Tratový úsek Sudoměřice-Tábor je součástí IV. tranzitního železničního koridoru, který vytváří společně s I. tranzitním železničním koridorem severojižní propojení ze SRN přes Děčín, Prahu, Benešov u Prahy, Tábor, České Budějovice a dále přes Horní Dvořiště na rakouský Linec. Výstavba železničních koridorů na území České republiky je snahou o začlenění naší železniční sítě do evropské dopravní infrastruktury.

Cílem modernizace tratového úseku Sudoměřice-Tábor je především jeho zdvoukolejnění a zlepšení směrových i výškových parametrů tratě tak, aby bylo možné zvýšit rychlost z původních 80 až na 160 km/h. Délka modernizovaného úseku se optimálním trasováním zkrátí o 448 m z původních 11,837 na 11,389 km. Cenou za napřímení trasy je její vedení v dvoukolejném železničním tunelu celkové délky 444 m, který je ražený pomocí NRTM. Tunel leží ve směrovém oblouku o poloměru 2 802 m a jeho niveleta stoupá od jižního k severnímu portálu ve sklonu 0,86 %.

Tvar tunelu je stejně jako všechny nově projektované železniční tunely definován vzorovým listem dvoukolejného železničního tunelu. Osová vzdálenost kolejí je 4 m, výška sdrúženého tunelového průjezdného průřezu je pro elektrifikovanou trať 6 m. Prostorové uspořádání tunelu i jeho vybavení odpovídá evropské směrnici TSI SRT pro bezpečnost v tunelech na transevropské železniční síti.

Při výstavbě tunelů pomocí NRTM představuje horninový masiv významný prvek nosného systému ostění – hornina. Vzhledem k tomu, že najít dva tunely s identickými geotechnickými poměry je prakticky vyloučené, je nutno ke každému tunelu přistupovat individuálně a každý tunel se tak stává originálním technickým dílem.

Poznání geologické stavby území,

hydrogeologických a geotechnických poměrů v trase tunelu má na optimální návrh technického řešení i zdárný průběh realizace značný vliv. Proto se v dalším textu seznámíme s lokalitou Sudoměřického tunelu právě po této stránce.

Geologické a hydrogeologické poměry

Regionálně patří zájmové území do mol-danubické oblasti Českého masivu. Původně bylo skalní podloží tvořeno proterozoickými horninami, převážně sedimentárními drobnými a pískovci stáří až 1 mld let. Na rozhraní starohor a prvohor před 540 až 580 mil let došlo ve svrchním proterozoiku v průběhu kadmokského vrásnění u těchto sedimentárních hornin vlivem horninových tlaků a vysoké teploty k přeměně.

V období variského (hercynského) vrásnění při srážce superkontinentů Gondwany a Eurameriky došlo na tomto území k intruzi granitoidů a další tepelné i tlakové přeměně hornin na migmatizované biotitické až dvojslídne pararuly. Dvojslídne pararuly jsou řazeny do tzv. jednotvárné skupiny, jsou tvořeny hlavně biotitickými, biotiticko-muskovitickými a biotiticko-silimanitickými pararulami. V blízkosti kontaktu s variskými granitoidy se v hornině hojně vyskytuje cordierit. Hlavní součástí pararul je plagioklas, křemen a biotit, vedlejší součásti tvoří ortoklas, sillimanit a granát.

Nejmladší vývoj v zájmovém území reprezentují soudržné i nesoudržné kvarterní sedimenty, jejichž zdrojem jsou rozrušené předkvartérní horniny a zeminy. Kvarterní sedimenty pokrývají území nad tunelem do hloubky cca 2 m pod povrchem terénu. Jejich mocnost je důležitá pouze v oblasti stavebních jam hloubených úseků tunelu.

Pro vlastní ražbu je rozhodující kvalita přeměněných hornin skalního podkladu, jejich stupeň zvětrání, puklinatost a orientace puklin ve vztahu k čelbě tunelu, výplň puklin a přítoky vody. To jsou faktory, které ovlivňují stabilitu výrubu, než dojde k jeho zajištění primárním ostěním ze stříkaného betonu a především prokotvením horninového prstence v okolí výrubu pomocí tyčových kotev.

Hladina podzemní vody, která přibližně kopíruje tvar terénu, se vyskytuje v přípoверхových kvartérních sedimentech a zvětralinových zónách předkvartérního podkladu. Jedná se o průlinovou propustnost, s volnou až mírně napjatou hladinou. V horninách předkvartérního podkladu se jedná převážně o puklinovou propustnost s nespojitou hladinou závislou na těsnosti sevření a vyhojení puklin a jejich hydraulické komunikaci.

Nadmořská výška terénu v ose tunelu stoupá od jižního portálu z kóty 535 m n. m. na nejvyšší bod s úrovní 555 m n. m. a poté se opět svažuje k severnímu portálu na kótu 543 m n. m. Většina území nad tunelem je zemědělsky využívána, pouze v jižní, příportálové části kříží tunel silnice I/3.

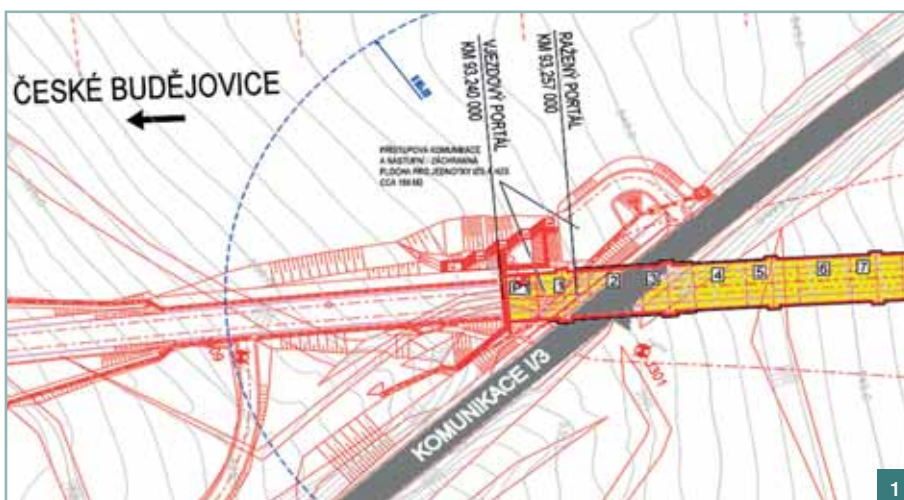
Výška nadloží dosahuje v celé trase tunelu maximálně 18 m. Zóna zvětrání zasahuje do větších hloubek především v oblasti jižního portálu. Geotechnické vlastnosti horninového masivu se směrem od jižního k severnímu portálu zlepšují.

Geotechnický a hydrogeologický průzkum vypracovala v roce 2010 pro účely projektu stavby firma SUDOP Praha. V trase budoucího tunelu bylo provedeno osm vrtů. Vrtvý průzkum byl doplněn geofyzikálním průzkumem provedeným metodami mělké refrakční seismiky (MRS) a odporového profilování (OP). Podle výsledků průzkumu se v trase tunelu nepředpokládá výskyt významnějších tektonických poruch, což se při ražbě tunelu potvrdilo.

JIŽNÍ PORTÁL

Z důvodů přístupnosti území pro stavební techniku, možnosti napojení na inženýrské sítě, situování deponie rubaniny i vzhledem k podélnému sklonu tunelu bylo v harmonogramu výstavby předpokládáno zahájení prací hloubením stavební jámy na jižním portále. Dopravní ražba od jižního portálu by umožňovala bezproblémové gravitační odvodnění v jednotlivých fázích výstavby bez nutnosti čerpání vody.

Zahájení ražby však bylo spojeno s velmi problematickým podchodem tunelu pod komunikací I/3 bez možnosti vyloučení provozu. Komunikace křížuje trasu železnice v těsné blízkosti portálu (obr. 1). Po vyhodnocení možných rizik se zhotovitel rozhodl na návrh projektanta RDS k pokusu o prosazení alternativního technického řešení, které spočívalo v místě křížení ve změně tunelovací metody.



Původní ražba pomocí NRTM byla v úseku pod komunikací nahrazena ražbou pod zastropením, která se nazývá též „metoda želva“. Název jí dal způsob výstavby podle klenby betonované přímo na upravené dno stavební jámy, která svým tvarem připomíná kruhový želvy. Tato metoda se používá v případech, kdy výška nadloží neumožňuje bezpečné provedení ražby a hloubení tunelu by představovalo dlouhodobé narušení povrchu území.

Původní řešení ze zadávací dokumentace

Stabilitu stavební jámy jižního portálu zajišťovala v předchozím stupni projektové dokumentace (PD) svíslá stěna z mikropilot $\varnothing 108/16$ mm délky 5 až 16 m vrtaných s roztečí 1 m. Prostor mezi mikropilotami byl zastříkán betonem SB20/25 se dvěma vrstvami sítě KARI 100/8 \times 100/8 mm. Stěna byla zajištěna přes ocelové převázky z profilů $2 \times$ U250 pomocí předpjatých pramenových kotev délky 10 až 14 m.

Kotvy byly sice v zadávací dokumentaci označeny jako dočasné, ale vzhledem k tomu, že k této stěně měla být jako trvalá portálová konstrukce přibetonována železobetonová svíslá stěna tloušťky jen 600 mm, bylo by je nutno v případě realizace navrhnout jako trvalé, neboť na nich závisela celková stabilita portálové stěny. Z takto zajištěné stavební jámy mělo být zahájeno ražení tunelu pomocí NRTM s vertikálním členěním výrubu o celkové ploše 110 m².

V úseku délky 27 m byla navržena ražba tunelu s vertikálním členěním výrubu a zajištěním stability nadloží tunelu pomocí dvou řad vodorovně vrtaných sloupů tryskové injektáže a dvouřadého

mikropilotového deštníku. Sloupy tryskové injektáže měly být vrtány horizontálně po obvodu kaloty v počtu 63 kusů s předpokládaným průměrem sloupu 400 mm. Vrty prováděné ze stavební jámy byly navrženy tak, aby trysková injektáž zpevňovala nadloží tunelu jen v místě křížení s komunikací v délce 15 m. Proto byla část vrtů „hluchá“ bez zpevnění zeminy injektáží.

Do vzniklého prstence zeminy zpevněného tryskovou injektáží měl být navrtán po obvodu kaloty nejprve mikropilotový deštník ze 41 kusů vodorovných mikropilot $\varnothing 108/16$ mm délky 25 m. Nad nimi ve druhé řadě mělo být pod vlastní komunikací navrtáno dalších 26 kusů vodorovných mikropilot délky 15 m. Po zajištění nadloží tryskovou injektáží a dvojitým mikropilotovým deštníkem měla být zahájena ražba kritického úseku. V době ražby měla být rychlost na provozované komunikaci snížena na 30 km/h.

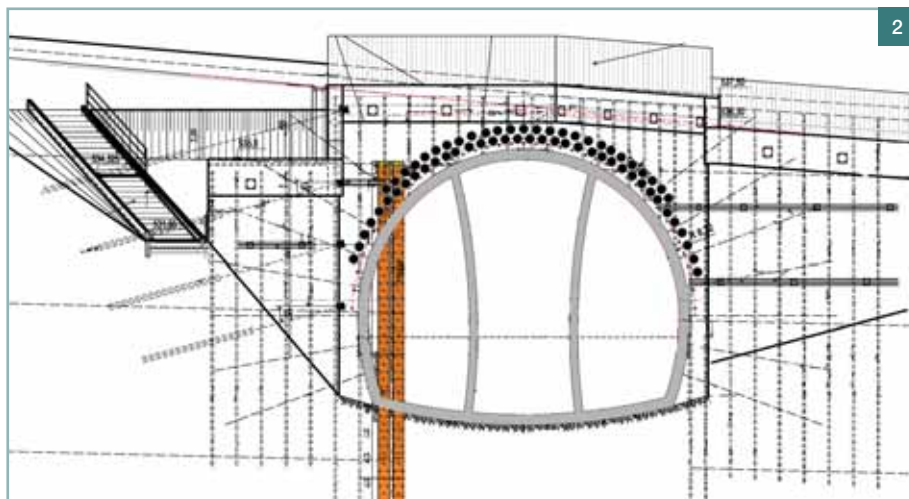
Profil tunelu se spodní klenbou byl vertikálně rozdělen na boční opěrové štoly a střední stolu, a každá ze stol byla horizontálně členěna na dva dílčí výruby. Celkem byl profil tunelu rozdělen na šest dílčích výrubů, přičemž kalota bočních stol měla v nejširším místě šíř-

Obr. 1 Původní situace v místě křížení tunelu s komunikací ■ Fig. 1 Original situation at the point of crossing

Obr. 2 Vertikální členění výrubu pro ražbu pod komunikací a zajištění nadloží ■ Fig. 2 Vertical sequencing of the ground loss for excavation under the road and fixing the overburden

Obr. 3 Zemina v nadloží tunelu ■ Fig. 3 Soil in the overburden

Obr. 4 Vrtání mikropilot stavební jámy pro želvu ■ Fig. 4 Drilling the micro piles in the construction pit for the tortoise shell



2

ho prostoru pro vyprojektování alternativního řešení a jeho projednání nejen se zhotovitelem a investorem, ale zejména se zástupci odboru dopravy Jihočeského kraje, města Tábor, policie ČR, ŘSD Středočeského i Jihočeského kraje a se zástupci obcí, kterých se změna technického řešení dotýkala. Čas potřebný na změnu projektu vytvořil zhotovitel zahájením stavebních prací hloubením stavební jámy na severním portále tunelu.

Investor podmínil schválení alternativního řešení nenavýšením ceny objektu a kladným stanoviskem dotčených orgánů státní správy. Vznikl tak bludný kruh, neboť bylo nutné projednávat s jednotlivými zástupci státní správy dokumentaci neschválenou investorem a s investorem jednat o dokumentaci bez kladného vyjádření těchto zástupců. Nejkritičtější bodem projednávání byl požadavek na dočasné uzavření komunikace, které by použití „metody želva“ umožnilo.

Projektant proto nejprve navrhl technické řešení a postup výstavby, aby mohl zhotovitel provést jak ocenění stavebních prací, tak stanovit čas potřebný pro výstavbu. Tak vznikly důležité vstupní informace pro další jednání. Protože zadávací dokumentace předpokládala v tomto úseku ražbu tunelu, nebyl pro provedení stavební jámy a konstrukce želvy k dispozici dostatečný zábor pozemku. Proto bylo nutné, aby si zhotovitel dočasně pronajal pozemek od soukromé osoby. I tuto komplikaci se podařilo v potřebném čase úspěšně vyřešit.

Vzhledem k požadavku maximálně zkrátit dobu vyloučení provozu na komunikaci bylo nutno minimalizovat délku úseku s odstraněním vozovky. Snahou projektanta i zhotovitele bylo použít v novém návrhu stavební materiály a činnosti oceněné v nabídce, aby nevznikaly nové rozpočtové položky, což

ku jen 4 m a výšku 7 m. Ve střední štolě byla šířka kaloty 3,8 m. Celková výška profilu tunelu je 11 m, šířka 12,5 m (obr. 2).

Stabilitu výrubu zajišťovalo po obvodu tunelu primární ostění ze stříkaného betonu C20/25-X0 tloušťky 400 mm vyztužené dvěma vrstvami sítě KARI 8/100 × 8/100. Ostění vnitřních dílčích výrubů bylo navrženo v tloušťce 300 mm se stejnou výztuží sítěmi KARI.

V případě ražby s nízkým nadložím je důležité zajistit nejen obvod výrubu, ale i stabilitu čelby, aby se při vytvoření nadvýrubu v čelbě nezvětšila nekontrolovaným vypadnutím horniny délka záběru a nedošlo k prolomení nadloží. Proto byly do čelby kaloty každého z dílčích výrubů navrženy sklolaminátové kotvy délky 25 m v počtu dvaceti kusů.

Ražba měla probíhat s délkou záběru v kalotě 1 m a v jádře 2 m. Vzdálenost čelby kaloty od čelby jádra, a tím ani rychlost uzavírání profilu spodní klenbou nebyla v dokumentaci stanovena. Vzhledem k celkové výšce profilu, stísněným rozměrům dílčích výrubů, standardnímu dosahu stavebních strojů a délce úseku raženého s vertikálním členěním výrubu jen 27 m by bylo pro-

vádění tunelu tímto způsobem problematické.

Po konzultaci s dodavatelskou firmou, která měla provádět horizontální tryskovou injektáž nadloží tunelu v těsné blízkosti konstrukčních vrstev vozovky, se ukázala jako ne zcela bezproblémová i tato etapa výstavby. Jednalo se o obavy z nedostatečného proinjektování horninového masivu při volbě nižšího injektážního tlaku, nebo naopak poškození vozovky tlakem injektážní směsi při jeho potřebném zvýšení. Všechny tyto aspekty vedly k zásadnímu rozhodnutí změnit způsob výstavby v době, kdy již měly být zahájeny práce na odtěžování stavební jámy.

Alternativní technické řešení podchodu tunelu pod komunikaci

Rozhodnutí o změně technického řešení nebylo jednoduché ani pro jednoho z účastníků výstavby. Zhotovitel byl smluvně vázán dodržáním termínu dokončení díla, investor nezvýšením jeho ceny a projektant RDS si byl vědom rizika plynoucího z nedostatku času na přepracování realizační dokumentace i nejistoty jejího kladného projednání se všemi zúčastněnými stranami.

Prvním krokem bylo vytvoření časové-

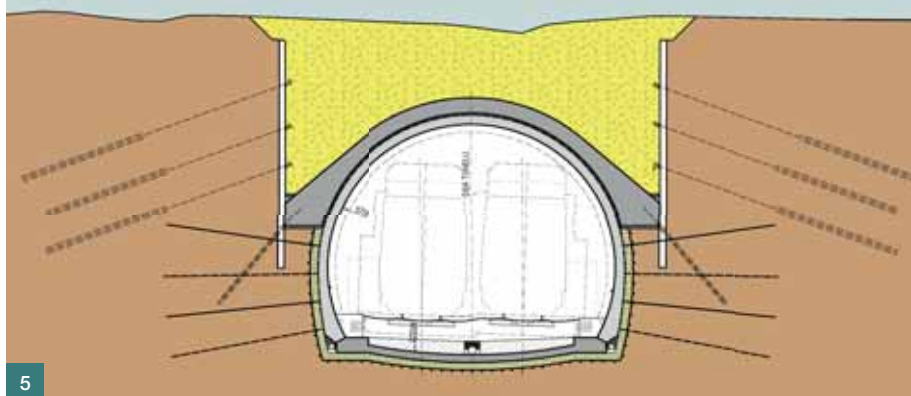


3



4

Obr. 5 Příčný řez želvou ■
Fig. 5 Cross section of the tortoise shell



Obr. 6 Tvarování dna jámy do tvaru klenby ■
Fig. 6 Shaping the bottom of the pit into the arch

Obr. 7 Stavební jáma pro želvu ■
Fig. 7 Foundation pit for the tortoise shell

Obr. 8 Fáze výstavby želvy (foto R. Jíra) ■
Fig. 8 Stages of construction of the tortoise shell (photo R. Jíra)

Obr. 9 Hutnění zásypu nad želvou ■
Fig. 9 Compacting the backfill above the tortoise shell

Obr. 10 Ražba kaloty pod želvou ■
Fig. 10 Boring the top heading under the tortoise shell

Obr. 11 Dobírání jádra pod želvou ■
Fig. 11 Final drilling of the core under the tortoise shell

Obr. 12 Rozpojování horniny na severním portále ■
Fig. 12 Breaking the rock at the northern portal

by prodloužilo schvalovací proces. Boky stavební jámy proto zajišťovaly mikropilotové stěny kotvené předpínanými tyčovými kotvami $\varnothing 26,5$ mm a délky 11 m ve dvou až třech úrovních podle hloubky stavební jámy. Po odstranění vozovky se objevil materiál, který by v případě ražby pod komunikací tvořil nadloží tunelu (obr. 3).

Fotografie na obr. 4 zachycuje první fázi výstavby želvy – vrtání mikropilot zajišťujících stabilitu boků stavební jámy. Prostor mezi mikropilotami byl zastříkán betonem se sítí KARI 8/100 \times 8/100. Čelo stavební jámy bylo provedeno svahováním a kotvením kotvami SN $\varnothing 25$ mm délky 4 m realizovanými

do cementové zálivky. Čelní svah jámy opět chránila vrstva vyztuženého stříkaného betonu se sítí. Příčný řez v místě želvy ukazuje obr. 5.

Po provedení mikropilotových stěn a vyhloubení jámy bylo dno stavební jámy vytvarováno do půlkruhu jako bednění pro následnou výstavbu klenby želvy (obr. 6). Vzhledem k tomu, že na dně stavební jámy byla již zastřežena poloskalní hornina, nepodařilo se vytvořit přesný tvar pro bednění želvy a ten byl dotvarován stříkaným betonem. Tvar určený sítí KARI názorně zobrazuje, kolik betonu bylo nutno doplnit, aby tvar stavební jámy odpovídal tvaru bednění pro želvu.

Širší vztahy v místě křížení znázorňuje fotografie na obr. 7. Na dně stavební jámy je již v celé délce vytvořeno zemní těleso pro bednění želvy, boky stavební jámy jsou zajištěny mikropilotami kotvenými přes převázky tyčovými kotvami. Prostor mezi mikropilotami je zajištěn stříkaným betonem vyztuženým sítí KARI. Vlevo je vidět přerušovaná komunikace I/3 a pohled určuje směr budoucí tratě směrem k Českým Budějovicím. Na upravený povrch dna stavební jámy byla položena separační PE fólie a ochranná geotextilie. Toto souvrství mělo zajistit oddělení horniny, resp. stříkaného betonu od konstrukce želvy při ražbě tunelu a vytvořit odpovídá-



jší povrch na líci želvy pro instalaci mezilehlé hydroizolační fólie. Na ochrannou vrstvu geotextilie byla smontována výztuž želvy a konstrukce následně zabetonována.

Na fotografii na obr. 8 jsou zachyceny všechny fáze výstavby želvy od polohy separační vrstvy na vytvarované dno stavební jámy přes montáž výztuže až po vybetonované bloky konstrukce želvy. Tloušťka želvy ve vrcholu klenby byla navržena min. 600 mm a směrem k patě narůstala. Ačkoli projekt předpokládal beton konstrukce C16/20, rozhodl se zhotovitel urychlit dobu výstavby použitím betonu s rychlejším náběhem pevnosti. Standardně byl použit beton C25/30 a pro bloky, pod nimiž měla být zahájena ražba tunelu, dokonce beton C30/37. To urychlilo provedení zpětného zásypu a obnovení konstrukce vozovky v nadloží tunelu. Celková délka želvy dosahovala 50 m.

Prostor stavební jámy byl po betonáři želvy vyplněn hutněným zásypem (obr. 9). Po dokončení zásypu a obnovení provozu na komunikaci I/3 byl dočasně pronajatý pozemek vrácen původnímu majiteli.

Ražba pod želvou

Po provedení hutněného zásypu a obnovení provozu na komunikaci I/3 byla zahájena vlastní ražba tunelu s hori-

zontálním členěním výrubu na kalotu, jádro a dno. Pod ochranou konstrukce želvy byla nejprve vyražena kalota tunelu v délce 49 m, přičemž na bocích výrubu byla v úrovni patek želvy ponechána cca 1 m široká horninová lavice, aby nedošlo k podhrabání patek a destabilizaci konstrukce. Díky separační fólii došlo k oddělení vrstev horniny i stříkaného betonu od vlastní konstrukce želvy (obr. 10). Na klenbě výrubu jsou patrné zbytky separační fólie, na bocích výrubu leží bloky výplňového betonu, kterým bylo zemní těleso vytvarováno do tvaru bednění želvy. Čelba kaloty se zastavila 1 m před koncem želvy, kde byla dočasně zakotvena a zastržkána stabilizační vrstvou betonu.

Následně probíhala pod želvou ražba jádra po záběrech délky 1 m na celou šířku tunelu tak, aby nedocházelo k asymetrickému podebrání patek želvy. Po provedení záběru byl výrub zajištěn primárním ostěním tloušťky 300 mm ze stříkaného betonu se dvěma vrstvami sítí KARI 8/150 × 8/150 mm a kotvením kotvami SN délky 6 m. Tak byl stabilizován horninový pilíř pod patkami želvy. Fotografie na obr. 11 ukazuje jižní portál po vytěžení jádra pod želvou a zajištění výrubu stříkaným betonem. Vzhledem k rozsahu zvětrání horninového masivu a jeho tektonickému porušení bylo

možné ražbu tunelu provádět bez použití trhacích prací pouze mechanickým rozpojováním pomocí tunelbagru. Tento způsob rozpojování byl šetrný jak ke konstrukci želvy, tak k horninovému pilíři pod jejími patkami.

Po vyražení jádra tunelu na délku 39 m byla do kaloty vytvořena rampa a po obvodu kaloty na konci želvy navrtán deštník z jehel z betonářské oceli Ø25 mm a délky 6 m s roztečí vrstů 400 mm. Tak bylo zajištěno přístrojí tunelu pro přechod z ražby pod želvou do horninového masivu, kde výška nadloží dosahovala pouze 5 m. Během ražby probíhala měření geotechnického monitoringu jak v měřických profilech přímo osazených na konstrukci želvy, tak na povrchu vozovky nad tunelem. Deformace na povrchu komunikace nepřekročily 6 mm.

Ražba tunelu a primární ostění

I když výstavba tunelu byla zahájena z časových důvodů hloubením stavební jámy na severním portále, ražba již probíhala podle původních předpokladů dovrchně od jižního portálu. Vyhlobení obou stavebních jam před zahájením ražby poskytlo cenné informace o kvalitě horninového masivu a umožnilo optimalizaci technologických tříd výrubu.

Bodové informace o geologických poměrech získané v rámci vrtného prů-





Tab. 1 Prvky zajištění stability výrubu ■ Tab. 1 Elements ensuring stability of the ground loss

Třída výrubu	Délka záběru [m]	Tloušťka ostění [mm]	Typ sítě KARI	Počet	Typ kotev	Délka [m]
II.	2,5	150	Q188	1	HUS	3
III.	2	200	KY80	1	HUS	3
IV.	1,5	200	Q188+KY80	2	HUS	4
V.a.	1	300	Q188+KY80	2	SN/IBO	4
V.c.	1	300	KY80	2	SN/IBO	6

zkumu byly po vytěžení stavebních jam rozšířeny o plošný pohled na horninový masiv. V zásadě se potvrdila prognóza z inženýrsko-geologického průzkumu, která avizovala zhoršené geotechnické poměry v oblasti jižního portálu a jejich postupné zlepšování směrem k severnímu portálu. Při odtěžování stavební jámy severního portálu se ukázalo, že skalní hornina leží již mělce pod úrovní terénu (obr. 12) a obtížně rozpojitelny masiv dával dobrý předpoklad pro stabilní a bezpečnou ražbu.

Ražená část tunelu byla po délce rozdělena na úseky se stejnými geotechnickými vlastnostmi z hlediska ražby. Pro každý úsek byla navržena technologická třída výrubu, která definovala délku záběru v každém dílčím výrubu (kalota, jádro, případně dno tunelu), tloušťku primárního ostění ze stříkaného betonu, způsob jeho vyztužení jednou, nebo dvěma sítěmi KARI, délku a typ kotev vyztužujících horninový prstenec v okolí výrubu a způsob zajištění dna tunelu.

V nejhroších geotechnických podmín-

kách byla použita konstrukce se spodní klenbou, ve větší části tunelu byla však použita konstrukce horní klenby uložené jen na patkách. Ražený úsek tunelu o délce 420 m byl rozdělen do pěti technologických tříd výrubu, označených II., III., IV., V.a a V.c. Ve všech technologických třídách výrubu probíhala ražba s horizontálním členěním výrubu (obr. 13).

Technologická třída výrubu V.b. určená původně pro ražbu pod komunikací byla v realizační dokumentaci zrušena a nahradila ji nově vytvořená třída V.c. určená pro ražbu pod želvou. V této třídě byla ražba kaloty zajištěna pomocí želvy, ražba jádra probíhala na plný profil se zajištěním výrubu pomocí ostění tloušťky 300 mm a kotvami SN délky 6 m. Technologická třída výrubu II. byla v dokumentaci určena do mimořádně dobrých geotechnických podmínek, které však nebyly v celé délce tunelu předpokládány. Proto byla v rámci nabídky ražba v této třídě pouze oceněna, aby ji bylo možné použít v případě, že by se takové podmínky na stavbě vy-

Obr. 13 Horizontální členění výrubu ■ Fig. 13 Horizontal sequencing of the ground loss

Obr. 16 Technologická voda při ražbě kaloty ■ Fig. 16 Technological water while excavating the top heading

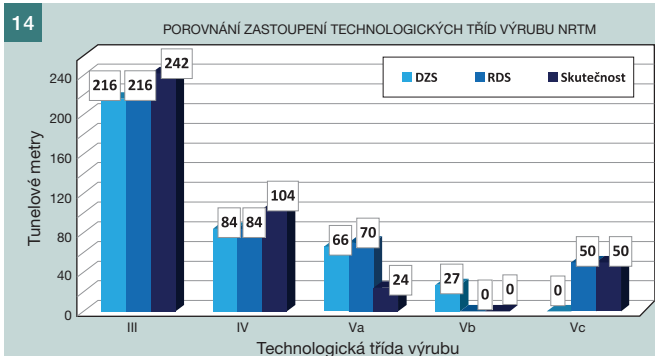
Obr. 17 Ověřování základových poměrů zatěžovací deskou ■ Fig. 17 Proving the foundation proportions by a load slab

skytly. Po celou dobu ražby se to však nestalo.

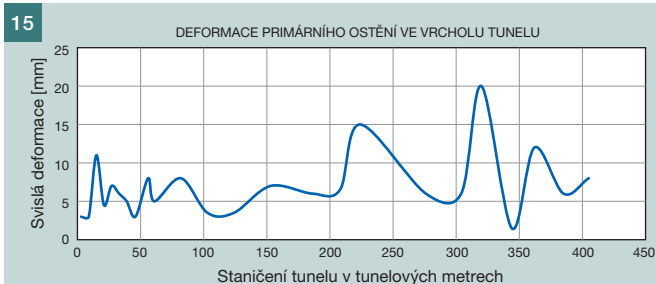
Kromě úseku pod želvou v délce 50 m byl celý tunel vyražen pouze ve třech zbývajících technologických třídách výrubu III., IV. a V.a. Čím složitější byly geotechnické podmínky, tím vyšší číslo technologické třídy výrubu bylo použito. Základní prvky zajištění stability v jednotlivých technologických třídách výrubu ukazuje tab. 1.

Vzhledem k dobrým geotechnickým podmínkám došlo oproti zadávací dokumentaci k další optimalizaci prvků zajištění stability výrubu. Jednalo se zejména o způsob vyztužení primárního ostění, kde byly původně navržené sítě s oky 100 × 100 mm nahrazeny sítěmi s oky 150 × 150 mm. To vedlo nejen k úspoře výztuže, ale i k lepšímu ztuhnutí betonu při nástřiku, kdy především v místě stykování sítí přesahem může dojít při zmenšení ok k vzniku hnízd. V technologické třídě výrubu III. byla v ostění použita pouze jedna vrstva sítí.

Systém kotvení byl upraven tak, že při zachování celkového počtu kotev ze za-



Obr. 14 Porovnání prognózy a skutečně použitých tříd výrubu
Fig. 14 Comparison of the prognosis and the really used classe of ground loss



Obr. 15 Průběh svislých deformací výrubu ve vrcholu klenby
Fig. 15 Course of vertical deformations at the crown of the arch



dání byly kotvy po obvodě tunelu umístěny tak, aby kromě kaloty byl prokoten nosný prstenec i v oblasti jádra tunelu. Snaha o snížení tloušťky ostění v technologické třídě výrubu V.a. z původních 300 na 250 mm se setkala se silným odporem zástupce autorského dozoru, ačkoli součástí realizační dokumentace byl i průkaz statické únosnosti takto zeštíhleného ostění. Ražba proto probíhala s původně navrženou tloušťkou ostění 300 mm.

Deformace výrubu při ražbě kaloty o ploše výrubu 65 m² nepřekročily po ustálení hodnotu 15 mm, což svědčí o velmi stabilním horninovém prostředí, v kterém většinu zatížení přenáší vyztužený horninový prstenec. Ražba v této třídě výrubu byla oproti prognóze v zadávací dokumentaci nakonec použita v menším rozsahu, takže se neohospodárně navrhovaná tloušťka ostění výrazně neprojevila na výši investičních nákladů. Porovnání prognózy ze zadávací dokumentace a skutečně použitých technologických tříd výrubu v jednotlivých úsecích ražené části tunelu ukazuje graf na obr. 14.

Ražba tunelu probíhala bez komplikací a s minimálními nadvýrubu. Svislé ustálené deformace výrubu nepřekročily v celé délce tunelu 20 mm, standardně se pohybovaly do 10 mm, což je při ploše výrubu tunelu přes 100 m² velmi dobrý výsledek. Celkový průběh svis-

lé deformace výrubu po délce tunelu ukazuje obr. 15. K dobré stabilitě výrubu přispíval nejen příznivý sklon puklin, které zapadaly do čelby, ale i minimální přítoky vody. Po celou dobu ražby byl výrub prakticky suchý, jedinou vodou v tunelu byla technologická voda z vrátání kotev a čelby pro použití trhacích prací (obr. 16).

Definitivní ostění

Definitivní ostění v raženém úseku tunelu tvoří monolitický beton C25/30, tloušťka ostění činí ve vrcholu klenby min. 300 mm a směrem do boků se rozšiřuje. Hloubené úseky tunelu jsou navrženy o tloušťce min. 600 mm.

Úpravou technického řešení v oblasti portálů se podstatně zjednodušily i portálové objekty a původní svislé betonové stěny byly nahrazeny jednoduchou konstrukcí hloubeného tunelu zasypaného v přirozeném sklonu zásypového materiálu. Délka hloubených úseků se omežila pouze na portálové pásy označované podle drážní terminologie P1 a P2. Délka raženého tunelu se zvětšila o úsek ražený pod želvou na celkových 420 m.

Délka bloků betonáže (tunelových pásů) se sjednotila na 12 m, což zhotoviteli zjednodušilo provádění a zrychlilo výstavbu. Vlastnosti betonů definitivního ostění použitých v tunelu souvisí jednak se statickou funkcí, jednak s agre-

sivitou prostředí a způsobem zajištění vodonepropustnosti ostění. Portálové tunelové pásy jsou navrženy z betonu C30/37 XC2, XF3 s požadovanou hloubkou průsaku 20 mm. Oproti dokumentaci pro zadání stavby tak došlo k zvýšení požadavků, neboť ta předepisovala použití betonu C25/30 XC2, XF2. V případě portálových tunelových pásů došlo k zvýšení kvality i odolnosti betonu z důvodu vystavení konstrukce klimatickým vlivům a možnosti nepřímého styku se solí v případě chemického posypu na nedaleké komunikaci I/3.

Tunelové pásy přiléhající v ražené části tunelu k portálovým pásům jsou navrženy z betonu C25/30 XF1 s požadovanou hloubkou průsaku 20 mm. Hlavním důvodem bylo zajištění vodonepropustnosti ostění bez použití hydroizolační fólie. Pracovní spára mezi portálovými a navazujícími pásy je těsněna pouze vnitřním těsnícím pásem s tím, že hydroizolační fólie je ukončena v ražené části tunelu na tunelovém pásu z betonu odolného proti průsakům.

Zbývající bloky betonáže definitivního ostění v ražené části tunelu jsou navrženy z betonu C25/30 XF1 se zpřísněním požadavku na hloubku průsaku maximálně do 35 mm místo normou požadovaných 50 mm.

V úseku raženém pod želvou bylo navrženo definitivní ostění tloušťky min. 350 mm se spodní klenbou. Spod-



ní klenba měla být původně navržena i u portálového pásu P1 na jižním portále. Po odtěžení stavební jámy na úroveň základové spáry patek tunelu byly základové poměry ověřeny pomocí zkoušky zatěžovací deskou (obr. 17) a na základě výsledků bylo rozhodnuto, že portálový pás může být proveden bez spodní klenby. V celé délce tunelu tak bylo spodní klenbou uzavřeno jen šest tunelových pásů, ve zbývající délce tunelu bylo ostění uloženo na patkách.

Provádění definitivního ostění zahájila betonáž patek a spodní klenby. Po dosažení požadované pevnosti na ně byly upevněny kolejnice, po nichž pojíždí sestava vozů pro instalaci mezilehlé izolační fólie, montáž výztuže a bednění ostění (bednění vůz).

Mimořádně stabilní horninový masiv a minimální deformace výrubu naměřené během ražby v rámci geotechnického monitoringu umožnily navrhnout větší část definitivního ostění jako nevyztuženou. Jednalo se o tunelové pásy č. 10 až 29, tj. dvacet pásů z celkové počtu třicet sedm. V nevyztuženém úseku tunelu byla výztuž provedena pouze u záchranných výklenků, aby nedocházelo k vzniku nadměrných trhlin zejména v rozích výklenků. Zbývající část pásu s výklenkem byla nevyztužena. Po počátečních těžkostech se zavedením nevyztuženého tunelového ostění v České republice na dálničním tune-

lu Libouchec se již při jeho návrhu nese-
tkáváme s obavami investora ani dodavatele. To umožňuje ekonomický návrh konstrukce na základě skutečně zasti-
žených podmínek a podle skutečných potřeb při dimenzování ostění.

Vyztuženy byly oba portálové pásy, ostění tunelu v celé délce pod želvou (čtyři pásy) a dále pět pásů za želvou na jižním portále a šest za portálovým pásem na severním portále tunelu. Výztuž byla navržena jako samonosná. Nosným prvkem výztuže ze sítí KARI byly ocelové příhradové rámy, které byly na žádost zhotovitele stykovány šroubovanými spoji (obr. 18). Pro dodavatelské firmy standardně navrhujeme stykování ocelových rámu pomocí přesahu prutů spojených lanovými spojkami. Tento detail při manipulaci s výztuží méně ohrožuje hydroizolační fólii a je na rozdíl od šroubovaných spojů rektifikovatelný.

U tunelového ostění je důležitým faktorem doba odbednění, resp. odbedňovací pevnost betonu, která přímo ovlivňuje rychlost betonáže tunelu. Pro tunelové pásy bez požadavku na odolnost proti průsakům byla stanovena doba odbednění 10 h, nebo dosažení krychelné pevnosti betonu ve vrcholu klenby 6 MPa. U tunelových pásů z betonu odolného proti průsakům se doba pro odbednění prodloužila na 12 h, resp. po dosažení krychelné pevnos-

ti 8 MPa. Měření pevnosti se provádí ve vrcholu klenby na odbedněném čele tunelového pásu. Za těchto podmínek je možné vybetonovat až 60 m tunelu za sedm dní.

Časový průběh výstavby

Výstavba traťového úseku Tábor-Sudoměřice byla oficiálně zahájena 1. srpna 2013 předáním staveniště zhotoviteli. Práce na tunelu započaly hloubením stavební jámy severního portálu 2. září 2013. Po úspěšných jednáních ohledně změny technického řešení jižního portálu tunelu byla dne 12. října 2013 zahájena výluka na komunikaci I/3, a tím umožněna realizace želvy. Provoz na komunikaci byl po 60 dnech obnoven 10. prosince 2013, což bylo pět dní před plánovaným termínem. Oficiální zahájení ražby tunelu pod želvou proběhlo 5. prosince 2013 osazením sošky svaté Barbory na jižním portále tunelu (obr. 19). Ražba kaloty pod želvou v délce 49 m trvala pouhých devět dní. Po vyražení 420 m byl tunel v kalotě prorazen 5. června 2014, tj. přesně půl roku po zahájení ražby. Dne 6. srpna 2014 začala betonáž prvního bloku definitivního ostění tunelu a jeho betonáž byla dokončena koncem října 2014.

ZÁVĚR

Ražba tunelu je vždy spojena s určitou mírou nejistoty, kterou představuje stu-



Obr. 18 Montáž samonosné výztuže
Fig. 18 Mounting the self-supporting reinforcement

Obr. 19 Sv. Barbora na jižním portále
Fig. 19 St. Barbara on the south portal

peň prozkoumání horninového masivu. V případě tunelu Sudoměřice byl vrtný průzkum v oblasti portálů kombinován s geofyzikálním měřením v trase tunelu. Prognóza geotechnických poměrů se velmi dobře shodovala se skutečně zastiženými geotechnickými podmínkami. Díky provedení obou stavebních jam i hloubení jámy pro želvu před vlastním zahájením ražby bylo možné ověřit geotechnické poměry a vytvořit si názor na podmínky pro ražbu tunelu.

Snaha projektanta realizační dokumentace o snížení tloušťky ostění v technologické třídě výrubu V.a narazila na odpor autorského dozoru projektanta předchozího stupně dokumentace. Podařilo se však dosáhnout mnoha dalších úprav technického řešení, zejména v oblasti návrhu prvků zajištění stability výrubu u jednotlivých tech-

nologických tříd výrubu. To odpovídá principům NRTM, která jako observační tunelovací metoda umožňuje reagovat během výstavby na skutečně zastižené geotechnické podmínky.

Zásadní změnou oproti zadávací dokumentaci bylo prosazení metody „želva“ při křížení tunelu s komunikací I/3 na jeho jižním portále. Ražba dvoukolejného železničního tunelu pod provozovanou komunikací s minimálním nadložím necelé 3 m v silně zvětralém horninovém prostředí by představovala vysoké bezpečnostní riziko nejen pro zhotovitele stavby, ale i pro provoz na komunikaci.

Podle porovnání četnosti vzniku havárií při výstavbě tunelů [5] dochází při výstavbě tunelů v České republice v porovnání s Rakouskem k haváriím desetkrát častěji (v poměru k délce realizovaných tunelů). Toto číslo je alarmující a povinností projektanta by mělo být volit taková technická řešení, která by riziko vzniku havárie minimalizovala. Změny během výstavby, s kterými přichází zhotovitel, nebo projektant realizační dokumentace, jsou investorem obecně přijímány spíše s nedůvěrou.

O změně technického řešení bylo rozhodnuto až po zahájení stavby a v době, kdy podle harmonogramu již měla probíhat výstavba jižního portálu tunelu. Změna nevedla k navýšení investičních nákladů ani k ohrožení termínu dokončení stavby, což byly podmínky investora, které bylo nutno splnit. K prosazení změny došlo jen díky pozitivnímu přístupu všech účastníků výstavby: investora, zhotovitele tunelu, zpracovatele geotechnického monitoringu, autorské

Literatura:

- [1] Modernizace trati Tábor – Sudoměřice u Tábora, Projekt stavby, SUDOP Praha, a. s., 09/2010
- [2] Modernizace trati Tábor – Sudoměřice u Tábora, Geotechnický, hydrogeologický a stavebnětechnický průzkum, SUDOP Praha, a. s., 09/2010
- [3] Realizační dokumentace stavby, Modernizace trati Tábor – Sudoměřice u Tábora, SO 65-25-01 Chotoviny–Sudoměřice, nový tunel, 01 Ražba a primární ostění, IKP Consulting Engineers, s. r. o., 10/2013
- [4] Kössler M., Steiger M., Táborský V.: Ražba Sudoměřického tunelu na IV. tranzitním koridoru z pohledu geotechnika, časopis Tunel 4/2014
- [5] Srb M.: Stanovení rizikových oblastí tunelového projektu na základě expertního posouzení, Sb. konf. Podzemní stavby Praha 2013

ho dozoru, zástupců ŘSD Středočeského i Jihočeského kraje, odboru dopravy v Českých Budějovicích a Táboře, policie ČR a starostů obcí, které byly dočasným přerušením dopravy a vedním objízdnych tras postiženy.

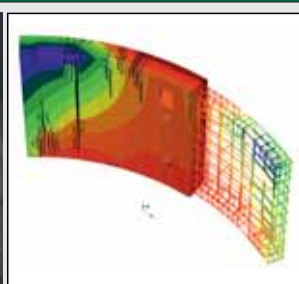
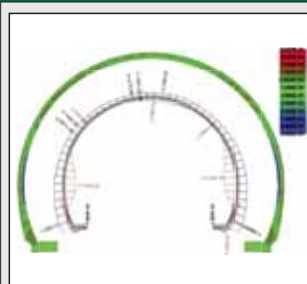
Investor	SŽDC	
Projektant realizační dokumentace	IKP Consulting Engineers	
Zpracovatel geotechnického monitoringu	Arcadis CZ	
Zhotovitel	OHL ŽS	
Autorský dozor	SUDOP Praha	
Realizace	zahájení	srpen 2013
	uvedení do zk. provozu	červenec 2015

Ing. Libor Mařík
IKP Consulting Engineers, s. r. o.
e-mail: libor.marik@ikpce.com
www.ikpce.com



Ověřte Vaši konstrukci programem ATENA!

Připojte se ke špičkovým inženýrům, kteří používají počítačovou simulaci pro kontrolu a navrhování bezpečných a spolehlivých staveb.



Nabízíme:

- jedinečný software pro nelineární analýzu a hodnocení bezpečnosti - programy ATENA Engineering, ATENA Science, SARA
- uživatelskou podporu a údržbu
- poradenství v oblasti nelineárních výpočtů a spolehlivosti konstrukcí

Použití pro:

- tunely a jiné podzemní stavby, budovy, mosty, energetické stavby
- prostý a vyztužený beton, drátkobeton, vláknobeton
- stanovení šířky trhlin, průhybů, optimalizaci výztuže
- ověření únosnosti, odolnosti, spolehlivosti, zesilování konstrukcí



Nová verze ATENA 5.1.1
s podporou paralelního výpočtu

Na Hřebenkách 55 • 150 00 Praha 5 • tel: +420 220 610 018
e-mail: cervenka@cervenka.cz • web: www.cervenka.cz