

Třebovický tunel – optimalizace traťového úseku Krasíkov–Česká Třebová

V současné době probíhají intenzivní stavební práce na trase železničního koridoru mezi stanicemi Třebovice a Rudoltice, jejíž součástí je nový Třebovický tunel, procházející jednou z geotechnicky nejproblematictějších oblastí na území ČR. Článek seznamuje s historií obtížného budování starého Třebovického tunelu v letech 1842–1845 a s technickým řešením objektu nového tunelu a na něj navazujících úseků.

Historie starého Třebovického tunelu

Oblast kolem Třebovického tunelu patří z geotechnického hlediska k nejproblematictějším úsekům ve správě Českých drah. Již od doby výstavby starého Třebovického tunelu až do dnešních dní se zde projevuje vliv mimořádně nepříznivé geologické skladby podloží. Původní jednokolejný Třebovický tunel, který navržená varianta řešení křížuje, má celkovou délku 512 m.

Třebovický tunel patřil v době své výstavby (1842–1845) k nejnáročnějším tunelovým stavbám v Evropě. Hlavní příčinou byly mechanické vlastnosti neogenních, vysoce plastických jííl, které obsahovaly zvláště ve východní části zvodnělé písčité polohy. Ražbou tunelu se narušila rovnováha v horninovém masivu. Vysoce plastické jíly s vysokými obsahy organických látek začaly po dotaci vodou (z písčitých poloh i z povrchu) silně bobtnat a rozbřídát, přičemž bobtnací tlaky negativně ovlivňovaly dočasnou obezdívku tunelu. Velmi významné byly přítoky vody. Výška nadloží byla tak malá, že všechny deformace probíhaly řádově během dne.

Historie výstavby starého tunelu Pro objasnění problematiky historie výstavby

původního Třebovického tunelu použijí citace z archivních materiálů, především z knihy Franze von Ržihy Tunnelbau II z roku 1870.

Když se měl v roce 1842 na Moravě stavět Třebovický tunel a ze studií o terénu bylo patrné, že se musí počítat s velmi obtížnou stavbou, vstaly otázky, jaký systém by se měl upřednostnit. Rozhodnutí padlo na použití jádrové metody, přičemž, jak vidíte na obrázku 1, nejdříve by se vyrazily obě patní štoly aa, potom středové

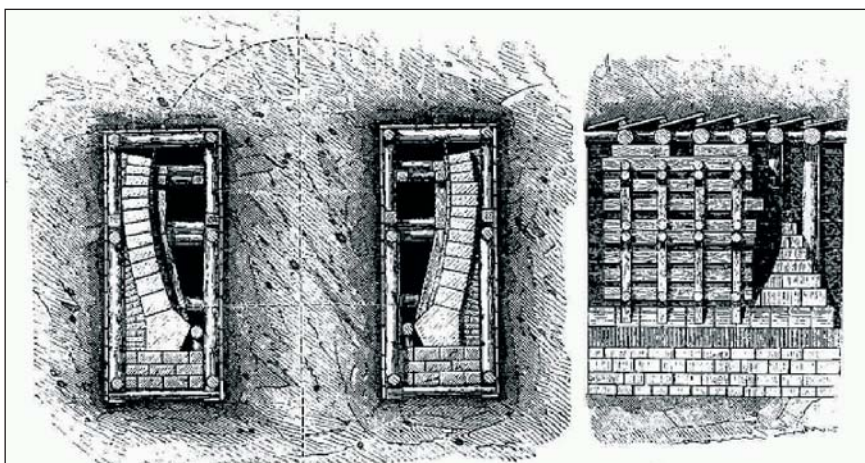
štoly bb a poté horní štoly cc, pak kalota d a následně jádro e.

Obrázek 2 ukazuje začátek stavebního procesu. Nejdříve se vyrazily obě patní štoly aa, které byly propojeny prorážkami po vzdálenosti asi 120 stop. Když byly štoly aa předraženy v potřebné délce, prostor se zvýšil a rozšířil na štolu a+b.

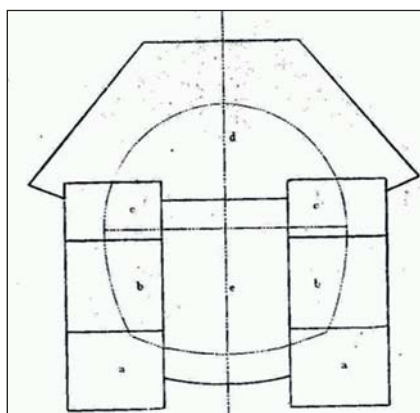
V této zvýšené štolě byl vyzděn základ a spodní část opěr a tyto byly rozepřeny proti jádru.

Dále byly, jak ukazuje obrázek 3, ještě jednou zdvojené štoly zvýšeny a opěří bylo provedeno až do pat klenby.

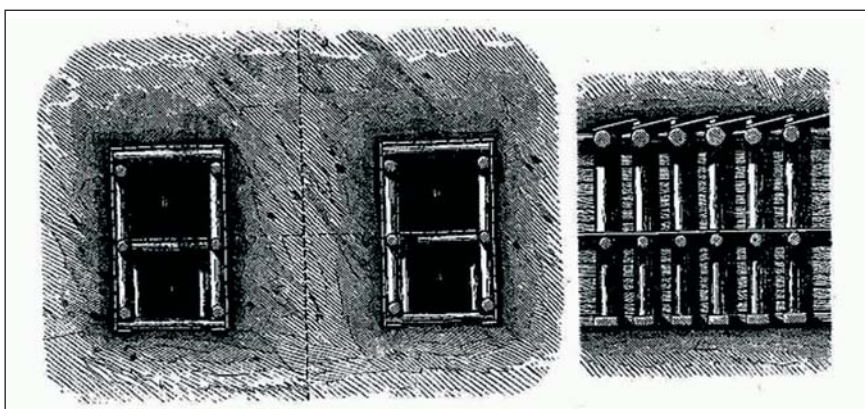
Poté, dle obrázku 4, začala ražba přístropí a vestavba stojek, které byly nejdříve provizorně vyklínovány o horninové jádro a později po odtěžení jádra podepřeny stolicí zobrazenou na obrázku 5. Po vložení více stolic byly mezi nimi postaveny ramenáty, vyklínované proti krokším, a započalo se zdění klenby. Posléze bylo odstra-



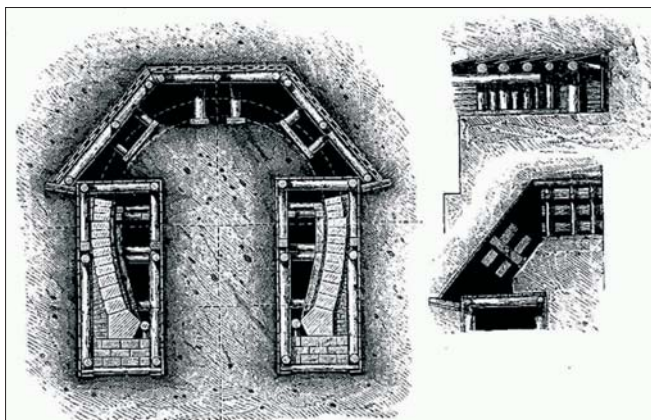
3) Vyzdění opěr a jejich rozepření o jádro



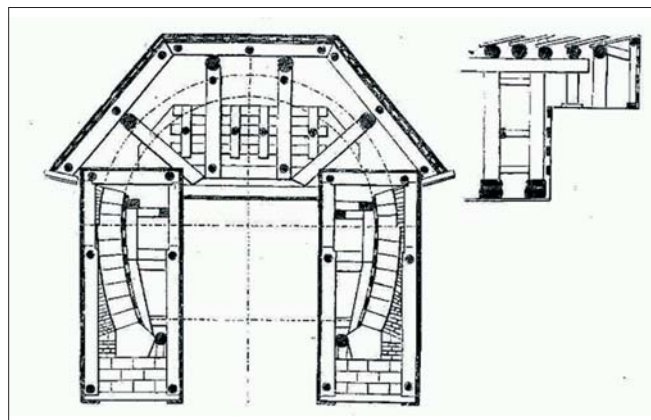
1) Postup výstavby



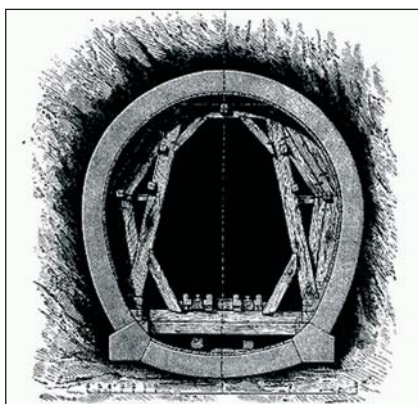
2) Štoly – 1. etáž



4) Rozepření krokví na sedlo



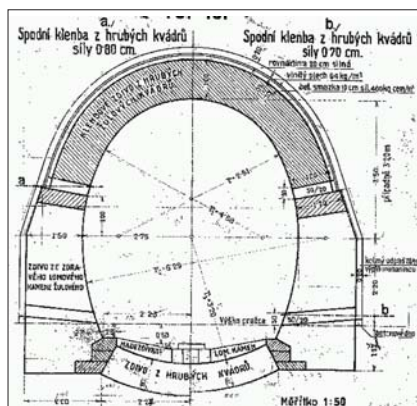
5) Rozepření krokví do stolice



6) Třebovický tunel – stav po rekonstrukci před rokem 1866

něno doposud stojící jádro a následně dozděna spodní klenba.

Jak už bylo uvedeno, stavba Třebovického tunelu byla velmi obtížná. Problémy se objevily ihned po jejím zahájení 2. 11. 1842. V důsledku vysokých bobtnacích tlaků docházelo k častým destrucím pažení a ke změnám geometrie štol a šachet. Postup výstavby byl velmi pomalý a



7) Návrh sanace z roku 1931

mnohdy se jen obtížně dosahovalo původního stavu po odtěžení průvalů nabobtnalých jílu se zvodněnými písky. Silné deště v létě 1843 způsobily zatopení všech důlních prostor a zavalení všech štol. V té době se uvažovalo o opuštění tunelu a zřízení nové trasy. Zvláště namáhavé bylo vyzdívání v těsných prostorách štol, ve kterých nemohla být provozována žádná doprava. Doprava kvádrů a manipulace s

nimi byla „prolézáčkou mezi výdřevou“. Pohyby hory neustaly ani po dokončení stavby, kterou poškodily natolik, že již v roce 1847 musela být provedena významná rekonstrukce, při níž byla vyměněna podstatná část spodní klenby. Ale ani tím se pohybům nezabránilo a jako ochrana proti dalším soustředěným tlakům na klenbu, proti odprýskávání zdiva a vytlačování kamenů byla vestavěna výdřeva (obr. 6). Kvůli ní však mohla být v původně navrženém dvojkolejném tunelu provozována pouze jedna kolej (č. 2).

Tunel stál bez nákladů na rekonstrukci 978 348 zlatých, tedy na běžnou stopu 608 zlatých, nebo cca 405 Thlr. Doba výstavby (říjen 1842 až březen 1845) trvala 29 měsíců. Při výstavbě byly provedeny tyto výkony:

- odpracované směny po 12 hodinách (štagři, raziči, nosiči, zedníci, kameníci, pomocní dělníci) – celkem 496 075 směn,
- 7701 kubických sáhů vyrubané zeminy, tj. 52 528 m³;
- 559 330 kubických stop výdřevy, tj. 17 663 m³;
- 413 320 ks kamenných kvádrů;
- 1369 Pfd. svíček, tj. 768 kg;
- 83 043 Pfd. oleje na svícení, tj. 46 587 kg.

V roce 1866 byl tunel pro poruchy opuštěn a trasa vedena po povrchu (dnešní kolej č. 1). Oprava opuštěného tunelu vložím nové tunelové trouby z frýberské žuly byla dokončena po velkých obtížích (průměrný denní postup činil 30 mm!) až v době první republiky, v polovině roku 1932 (obr. 7, 8). Při této rekonstrukci bylo zjištěno zavalení větší části tunelu a navíc objeveno sedm nálevkovitých propadlin nad tunelem, zaplněných vodou. Od dokončení opravy v r. 1932 sloužil jednokolejný tunel do dnešních dnů. Poslední vlak projel tunelem 8. 4. 2005.

Geologické a hydrogeologické poměry

V širším okolí prostoru Třebovického tunelu se stýkají sedimentární horniny svrchní křídý (slínovce, prachovce a vápnité pískovce) a neogénu karpatské předhlubně (vysoce plastické jíly tuhé až pevné). Mocnost neogénu se udává 170 m. Křídlové horniny byly zlomové



8) Starý Třebovický tunel, stav z roku 2004

porušeny v závěru alpinského vrásnění (štyrská fáze), došlo k jejich poklesu a v miocénu k zalití mořem karpatské předhlubně.

Terén byl významně modelován výstavbou Třebovického tunelu a posléze jeho opravou a výstavbou povrchové železniční trati.

Miocénní jíly představují v zájmovém prostoru geotechnicky nejrizikovější typ zemin. Tvoří předkvartérní podloží v třebovickém sedle o velmi vysoké mocnosti. Miocénní jíly jsou proměnlivě písčité a obsahují zejména ve východní části projektované přeložky trati písčité vložky a laminy. Západně od evropského rozvodí je svrchní poloha jílu velmi bohatá na organické látky. Jedná se převážně o jíly s velmi vysokou plasticitou. Často mají zeminy charakter uhelných jílu až jílovců, lokálně bylo ověřeno jílovité uhlí. Povrch miocénních jílu byl v minulosti erodován a jsou v něm patrné dvě výrazné deprese. Jedná se o zeminy nepropustné, objemově nestálé, při kontaktu s vodou bobtnající. V nadloží neogenních jílu se nacházejí kvartérní uloženiny – písky, posléze jíly a hlíny s variabilním podílem úlomků křídových hornin.

Hladina podzemní vody byla v průzkumných vrtech ověřena jednak v kvartérních zeminách, jednak v miocénu. Zde byla vázána na písčité polohy, resp. mocnější čocky. Při zpracování projektu se předpokládalo, že v okolí Třebovického tunelu bude podzemní voda negativně ovlivňovat výstavbu při kontaktu s kvartérními a miocénními zeminami, při pronikání do miocénních jílu bude způsobovat jejich rozbředění a především nastartuje objemové změny – bobtnání. Tyto předpoklady se částečně potvrdily, a to zejména v prostoru s větším výskytem organických přísad v jílech. Měření konvergenčí v profilu u předportálových zářezů v km 7,550 (viz Následující kapitola „Technické řešení

stavby“) vykazalo v průběhu výstavby rozdíly v deformacích mezi levou a pravou stranou zářezu až 20 mm. Pravděpodobnou příčinou byl zřejmě přítok technologické vody z blízkého míchacího centra injektáží.

Technické řešení stavby

Při návrhu nové trasy koridoru v úseku mezi stanicemi Třebovice a Rudoltice bylo rozhodnuto o opuštění původních tras samostatně vedených kolejí č. 2 ve starém Třebovickém tunelu a č. 1 v zářezu mimo problematickou oblast. Původní návrh trasy počítal s tunelem délky 550 m, zasahujícím téměř celým profilem do poloh problematických miocénních jílu. Nadloží tohoto původně navrženého tunelu mělo mocnost od 2 do cca 10 m.

Nově navržená a nyní realizovaná trasa je celkově kratší a výrazně kratší jsou i použité inženýrské konstrukce (viz obr. 9). Tunel délky 95 m, řešený v tomto novém projektu, má nadloží mocnosti 0,6–2,3 m, které představuje pouze technicky nezbytné minimum z hlediska křížení s komunikací a potřeby zachování biokoridoru v dané oblasti. Malá hloubka nivelety kolejí v prostoru tunelu znamená rovněž minimální zásah do velmi problematických terciérních geologických vrstev.

Popisovaný úsek je rozdělen na tyto stavební objekty:

- nový tunel (v km 7,675–7,770),
- předportálové zářezy se zárubními zdmi (v km 7,505–7,675 a 7,770–7,850),
- navazující měličí zářezy, zajištěné svahovkami (v km 7,463–7,505 a 7,850–7,868),
- pilotová stěna u koleje č. 2 (v km 7,990–8,285).

Zajištění starého Třebovického tunelu

Ve starém tunelu byla po ukončení provozu odstraněna kolej s pražci. Štěrkové lože bylo odhrnuto na okraje tunelu a provedena revize stávající středové stoky a oprava poškozených úseků. Do zprůchodněné středové stoky byla osazena perforovaná trubka DN 300 mm.

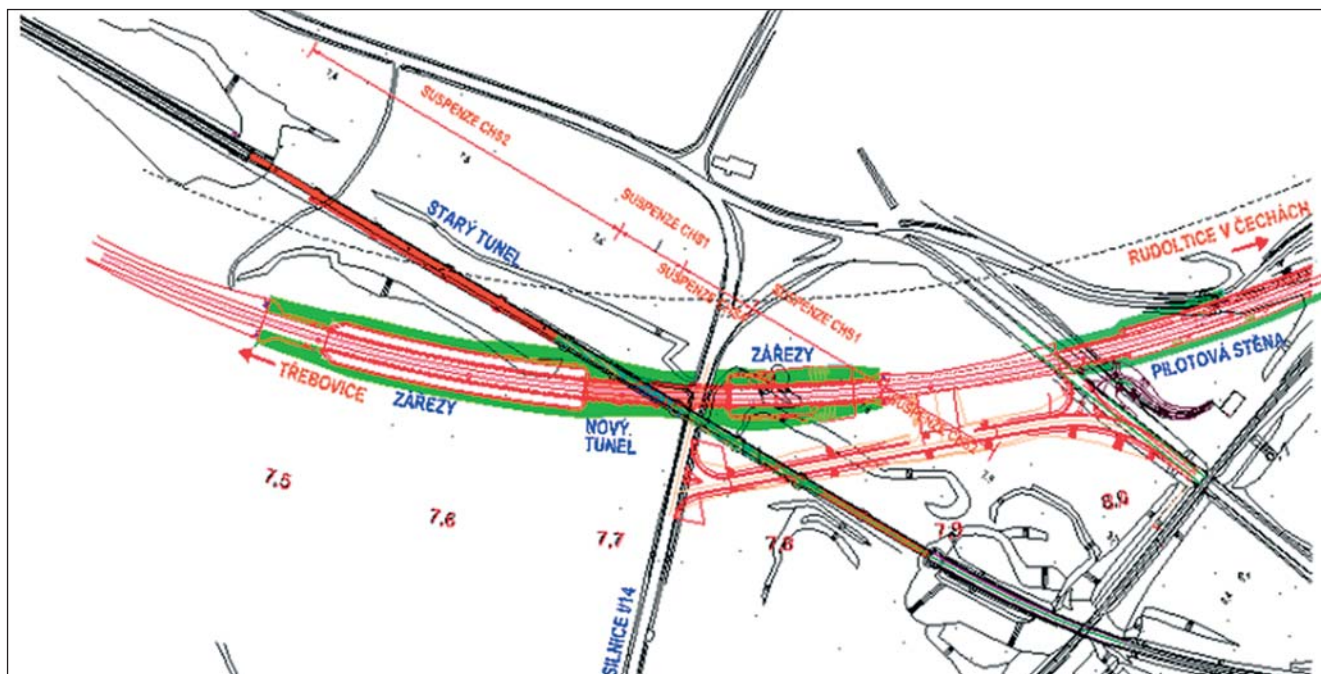
Potrubi bylo zpětně zasypáno hutněnou vrstvou štěrku. Spodní odvodňovače ve stávajícím ostění se nacházejí cca 600 mm nad horní hranou štěrkového lože v četnosti průměrně 2ks/1 pas. Do těchto odvodňovačů profilu cca 200/300 mm byla vložena neperforovaná flexibilní trubka DN 100 mm, zakončená ve štěrkové drenážní vrstvě. Zbývající profil odvodňovače byl utěsněn PUR pěnou proti zaplavení popílkocementovou směsí. Povrch drenážní vrstvy byl opatřen ochrannou geotextilií plošné hmotnosti 700 g/m² a poté ochrannou vrstvou betonu C12/15 tl. 100 mm. Odvodnění bylo provedeno i pod zasypávanými úseky zářezů před oběma portály a svedeno do nejbližších vodotečí.

Část starého tunelu v délce 140 m, která je v dosahu konstrukcí nového tunelu, musela být před zahájením výstavby zajištěna tak, aby těleso starého tunelu mohlo být využito k zakotvení nových konstrukcí. To se provedlo zaplněním tunelu po sekcích délky 30–35 m směsí s rychlým nárůstem pevnosti a vyšší výslednou pevností v tlaku – přes 6 MPa. Stejným způsobem byl zajištěn i úsek v délce 60 m v místě křížení s přeložkou damníkovské silnice.

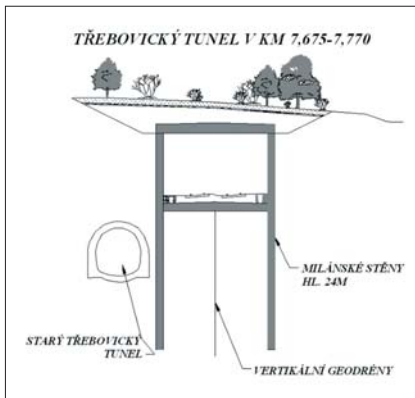
Zbývající úseky od obou portálů byly vyplňovány vcelku pomocí svislých dopravních vrtů z terénu nad tunelem. V tomto případě byla použita směs s výslednou pevností 2,7 MPa.

Nový tunel

Nosnou konstrukci tunelu tvoří podzemní stěny tl. 800 mm a hloubky 24, 0 m v celé délce tunelu. V koruně podzemních stěn je navržena plně



9) Situace stavby s vyznačením vedení starého a nového Třebovického tunelu



10) Příčný řez novým tunelem

vetknutá stropní deska tloušťky 1200 mm, která je rozpírá. Podzemní stěny slouží současně jako pažicí konstrukce zajišťující těžbu kaloty tunelu (obr. 10).

Ve vetknutí stropní desky do stěn je proveden zesílený práh. Stropní deska je rozdělena pracovními spárami tvaru Z na úseky délky cca 12 m.

Těžba rýhy pro podzemní stěnu probíhala pod ochranou bentonitové pažicí suspenze. Po přečištění rýhy a pažicí suspenze byl do rýhy osazen armokoš a betonářské roury. Pro betonáž byl v souladu s ČSN EN 206-1 projektem předepsán snadnohutnitelný beton C 30/37 XA2 s maximální frakcí kameniva D_{max} 22 mm a max. vodním součinitelem 0,5. Konzistence

snadnohutnitelného betonu (SHB) byla měřena metodou rozlití obráceného Abramsova kužele s požadovanou hodnotou 600–700 mm.

Pod kolejovým šterkovým ložem a podkladním spádovým betonem jsou podzemní stěny rozepřeny monolitickou železobetonovou deskou dna, jejíž tloušťka je v celé délce tunelu 1000 mm. Deska se skládá z jednotlivých desek délky 12 m. Pracovní spára je navržena se středovým ozubem tak, aby umožňovala vzájemné pohyby desek v obou směrech – nahoru i dolů – to je důležitá podmínka vzhledem k položové rozdílným bobtnacím tlakům na desku dna.

Křížení se starým Třebovickým tunelem

Křížení nosných konstrukcí obou tunelů nastává v km cca 7,697–7,722 (levé ostění nového tunelu) a v km cca 7,724–7,747 (pravé ostění) pod úhlem 30,67°. Nová konstrukce se v místě křížení dostává do přímé kolize s původním ostěním starého tunelu – spodní hrana desky dna nového tunelu se nachází cca 2,75 m od líce vrcholu klenby starého tunelu.

Pažicí podzemní stěny tl. 800 mm budou v místě křížení nahrazeny převrtávanou pilotovou stěnou z pilot průměru 1200 mm s roztečí 0,8–0,9 m. Délka pilot je shodná s délkou navazující podzemní stěny, tj. 24,0 m.

Sekundární piloty převrtávané stěny kolidující s tělesem starého tunelu budou do klenby starého tunelu a prostoru zalitého popílkocementem

nastaveny profilem 600 mm v délce 3,5 m s osazeným výztužným prvkem I 400.

Před zahájením betonáže stropních desek musela být zóna v blízkosti ostění starého tunelu zpevněna sítí sloupů tryskové injektáže, které plošně vyplňují prostor o mocnosti 1,5 m od jedné pilotové či podzemní stěny k protilehlé. Výškově leží sloupy tryskové injektáže pod úrovní základové spáry kaloty nového tunelu. Tím je zajištěno rozepření pažicích konstrukcí stěn tunelu v oblasti pod základovou spárou dna tunelu po dobu výstavby do betonáže a aktivace desky dna. Sloupy tryskové injektáže byly prováděny z pracovní plošiny pro hloubení pilot a podzemních stěn.

Předportálové zářezy

Stěny zářezu navazující z obou stran na portály tunelu jsou tvořeny stejně jako u tunelu podzemními stěnami tl. 800 mm a proměnné hloubky od 14,0 do 19,0 m (obr. 11). Ve spodních partiích zasahují podzemní stěny do vrstvy miocénních jíílů. Délka zářezů je 170 m před třebovickým portálem a 80 m před rudoltickým portálem. Hloubka zářezů je cca 5–11 m.

Podzemní stěny předportálových zářezů byly po dobu výstavby kotveny dočasnými předpjatými 8pramencovými kotvami délky 18–24 m se zaručenou kotevní silou až 880 kN. Část kotev byla při realizaci nahrazena ocelovými rozpěrami. Dno zářezu je zajištěno stejně jako



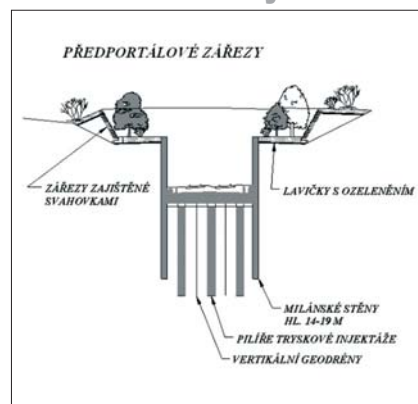
a) Těžba podzemních stěn zárubních zdí



b) Osazování armokoše délky 24, 6 m podzemní stěny konstrukce tunelu



d) Zářez zárubních zdí obrácený ke Třebovicím



11) Příčný řez předportálovým zářezem

v tunelu monolitickou železobetonovou deskou dna tloušťky 1 m.

Podzemní stěny zářezů byly hloubeny ze snížené úrovně tzv. předzářezů, jejichž účelem bylo snížit výšku stěn na technicky nutné minimum. Výška předzářezů se pohybuje v rozmezí 0–4,4 m a jejich sklon byl po dobu výstavby 1 : 2.

Předzářezy zasahují převážně do kvartérních pokryvů; v blízkosti obou portálů tunelu zasahují do navážek, tvořených miocénními jíly, vytěženými ze starého Třebovického tunelu.

Definitivní zajištění svahů těchto předzářezů je navrženo svahovkami Big Löffel firmy Horizont Silidur Velelily, s. r. o. Jedná se o betonové bloky z prostého betonu, které staticky zajišťují čelo přísypu. Sklon lince takto zajištěných svahů bude 60 °. Vypílň zeminého tělesa mezi svahovkami a výkopem sklonu 1 : 2 bude tvořit vhodný štěrkovitý materiál. Na základě výpočtu dlouhodobé stability svahu bude nutné tento přísyp využít geosyntetikou.

Mezi svahem předzářezu a pažicí podzemní stěnou byla navržena pracovní plošina (lavička) šířky 6,0 m pro provedení podzemních stěn.

Po dokončení stavby bude prostor pracovní plošiny a paty zajištění předzářezu utěsněn proti pronikání srážkové vody bentonitovými rohožemi Voltex; poté bude v celém prostoru laviče vysázena řízená zeleň jako součást celkového technického řešení zajištění zářezu.

Výše popsaným způsobem byly zajištěny i navazující mělčí zářezy celkové délky 60 m a hloubky kolem 4 m u obou konců zárubních zdí. Velmi výrazným prvkem této stavby je následné ozelenění jak vlastního biokoridoru, tak i svahů a laviček na plochách ve správě ČD. Zeleň zde plní funkci jak krajinnotvornou, tak i statickou – pomáhá udržovat vodní režim v oblasti se složitým režimem výskytu podzemních vod.

Zlepšení zemin v podloží

Podloží tunelu a zářezů tvoří miocénní jíly velmi nepříznivých vlastností. Pode dnem zářezů a v tunelu (kromě části křížení se starým tunelem) jsou proto navrženy dva způsoby zlepšení podloží.

Plošné zlepšení podloží

Bezprostředně po vytěžení dna zářezů a tunelu



c) Pohled na úsek zárubních zdí rozepřených ocelovými rourami, v pozadí výroba podzemních stěn na objektu tunelu

funkce:

1. Stabilizační – vápenná složka ve směsi působí jako stabilizující prvek – snižuje přirozenou vlhkost jílu v okolí.
2. Statickou – do pilířů tryskové injektáže je osazena výztuž, která je vetknuta do základové desky a která bude schopna přenášet tahové síly. Pilíře tryskové injektáže pak budou působit jako tahové prvky, přenášející část vzlaku prostředí při bobtnání a dekonsolidaci jílu v podloží zářezu.

Pilotová stěna v km 8,0–8,25

Trať v tomto úseku přechází z mírného násypu před křížením s místní komunikací do hlubokého zářezu a dále pak do odřezu prudkého svahu masivu Horky.

Niveleta koleje prochází na začátku úseku polohami miocenních jílu třídy F4–F8 a i ve zbývajících částech úseku se v podloží nivelety vyskytují převážně jílovité zeminy miocénu, místy hlinitokamenité sutě. Od km cca 8,125 prochází svah odřezu svahovými sutěmi.

Začátek úseku do km 8,030 je zajištěn oboustrannou, pouze dočasně kotvenou pilotovou stěnou. Stěny jsou ve dně rozepřeny deskou stejného provedení jako v předportálových zářezích; stejný je i způsob zlepšení podloží. Navazující úsek zasahuje do geologického zlomu – zářez dosahuje hloubky cca 6 m, jeho levá strana je zajištěna dočasně kotvenou pilotovou stěnou, která je odsunuta od osy přilehlé koleje o 7,7 m, a vzniklý prostor vyplňuje přítěžovací



e) Provádění dočasných pramencových kotev v úseku obráceném ke Třebovicím

byl stabilizován povrch podloží zemní frézou v tloušťce záběru 0,5 m ze směsi lomové výsivky, páleného vápna a cementu.

Hloubková stabilizace podloží

Hloubková stabilizace podloží základové desky tunelu a předportálových zářezů byla provedena dvěma způsoby – vertikálními geodrény a tryskovou injektáží.

- Vertikální geodrény jsou tvořeny ochrannou vrstvou filtrační geotextilie a středovým plastovým pásem. Ten je profilován tak, aby drážky na jeho povrchu mohly odvádět vodu vytlačovanou

z pórů směrem k povrchu. Hloubka geodrénů je navržena 1 m pod patu podzemních stěn. Podzemní voda, která může vytékat z vertikálních drénů, bude pode dnem desky svedena nopovou fólií do drenáží, umístěných podél obou podzemních stěn.

- Pro stabilizaci jílovitých zemín v podloží základové desky byla použita trysková injektáž metodou M1 s předřezem zeminy. Jako injekční směs je použita vápenocementová směs typu HAMASOL 2005, jejíž složení bylo optimalizováno při provedení zkušebního pole. Pilíře tryskové injektáže mají v projektované konstrukci dvě



f) Kotvená zárubní zeď s drážkou pro napojení desky dna



g) Provádění tryskové injektáže z úrovně základové spáry desky dna zářezu



i) Betonáž portálu tunelu od Třebovic

lavice. Její svah je opevněn svahovkami Big Löffel se sklonem líce 60°. Pravá, nižší strana zářezu je zajištěna po celé výšce svahovkami. Závěrečný úsek zářezu zasahuje do paty prudkého svahu výšky až 100 m. Stabilitu svahů zářezu na levé straně negativně ovlivňuje podzemní voda vázaná na povrchovou vrstvu hlinitokamenitých sutí. Výška levé strany zářezu se pohybuje od 6,8 do 4,7 m od nivelety. Na základě stabilitního posouzení byly v tomto úseku navrženy piloty prům. 900 mm s roztečí 1,5 m, délky 6 m, vetknuté min. 1 m do skalního podloží tř. R3–R2. Stěna je kotvena trvalými pramencovými kotvami ve dvou úrovních v osové vzdálenosti 3,0 m. V pilotové stěně jsou mezi pilotami osazeny odvodňovací trubky DN 100 mm, doplněné ve zvodněných partiích odvodňovacími vrty.

Izolace železobetonových konstrukcí

Ošetření všech horizontálních i vertikálních železobetonových konstrukcí bylo navrženo formou krystalické hydroizolace H-Krystal, aplikované formou nátěrů, nástřiků nebo zásypů. Pracovní spáry konstrukcí byly těsněny expanzním těsněním Supercast SW a Supercast SWX.

Statické výpočty

Vzhledem k závažnosti geotechnické problematiky v okolí stavby byla konstrukce posouzena ve více stupních zpřesnění. Předběžný návrh geometrie byl proveden programem GEO 4 a GEO4 – MKP.

Časový průběh bobtnacích tlaků a vliv dekonsolidace na konstrukci byl modelován programem PLAXIS. Modelování v časovém horizontu cca 11 let provedl kolektiv VŠB – TÚ, katedry podzemních staveb pod vedením prof. Aldorfa. Podrobný výpočet byl upraven do dvou kroků:

- základní řešení metodou SSC (soft soil creep), pomocí které jsou stanoveny hodnoty a průběhy přetváření v čase a působení vnitřních sil na konstrukci;

- sdružená úloha, řešená v pružno-plastickém režimu výpočtu, z jejíhož řešení vyplývají přírůstky hodnot vnitřních sil v konstrukci vlivem dekonsolidace podloží.

Zkušební pole tryskové injektáže a předpjatých lanových kotev

V limitních geologických podmínkách hrálo velmi významnou roli důsledné zkoušení jednotlivých prvků v rámci projektové přípravy před vlastním zahájením prací a následné aplikace vyzkoušených technologických postupů při výstavbě.

V době zpracování projektu proběhly v místě stavby typové zkoušky kotev v souladu s ČSN EN 1537, jejichž smyslem bylo především ověřit použití dočasných pramencových kotev s velkou předpínací silou (přes 1000 kN) v prostředí objemově nestálých zemin a dále zjistit pokles předpínací síly s časem. Zkoušky probíhaly po dobu předpokládané účinnosti kotev na stavbě,

