

REKONSTRUKCE DĚČÍNSKÉHO A LOUBSKÉHO TUNELU

RECONSTRUCTION OF THE DĚČÍNSKÝ AND LOUBSKÝ TUNNELS

JAROSLAV LACINA, LENKA KOČÍ, LUMÍR KLIŠ

ABSTRAKT

Článek popisuje projektovou přípravu a zkušenosti z realizace rekonstrukce dvou železničních tunelů. Děčínský tunel je na hlavní trati Kolín–Všetaty–Děčín. Loubský tunel, ležící na sousední trati, jmenovanou trať podchází cca 100 m před vjezdovým portálem Děčínského tunelu. Hlavní trať byla v letech 2021–2023 optimalizována. Děčínský tunel prošel náročnou rekonstrukcí, spočívající především ve výměně původní klenby hloubené částí a zamezení průsaků v celém tunelu. Loubský tunel musel být rekonstruován vzhledem k nepřístupnosti při provozu trasy Kolín–Všetaty–Děčín. Během jeho fungování došlo k významnému poškození klenby příčnou trhlinou v místě křížení. Právě toto poškození bylo nutno sanovat.

ABSTRACT

The article describes project preparation and experience from the reconstruction of two railway tunnels. The Děčínský Tunnel is on the main line Kolín–Všetaty–Děčín. The Loubský tunnel, located on the neighboring track, passes under the named track approx. 100m in front the entrance portal of the Děčínský Tunnel. The main line was optimized in 2021–2023. The Děčínský Tunnel underwent an extensive reconstruction, consisting primarily of the replacement of the original vault in cut and cover part of the tunnel and the waterproofing in the entire tunnel. The Loubský tunnel had to be reconstructed due to the inaccessibility of the Kolín–Všetaty–Děčín route. During its operation, the vault was significantly damaged by a transverse crack at the point of crossing. The damage had to be repaired.

ÚVOD

Rekonstrukce uvedených tunelů byla součástí celkové obnovy trati v úseku Děčín východ – Děčín – Prostřední Žleb. Děčínský tunel je přímo na hlavní trati Kolín–Všetaty–Děčín. Loubský tunel na celostátní trati Děčín východ – Děčín Loubí, směřující do děčínského nákladního přístavu, hlavní trasu podchází cca 100 m před vjezdovým portálem Děčínského tunelu.

Samotná rekonstrukce tunelů probíhala v letech 2021–2022. Zkušební provoz byl zahájen 23. 2. 2023.

DĚČÍNSKÝ TUNEL

Děčínský tunel byl vybudován jako dvoukolejný v roce 1874. Podle aktuálního zaměření je skutečná délka tunelové trouby 400,20 m. Do roku 1968 byl provozován jako dvojkolejný, v letech 1968–1971 proběhla jeho generální rekonstrukce, od té doby je provozován jako jednokolejný. V roce 1986 byla provedena elektrifikace trati.

Podle dílčích informací z archivních podkladů [1] a na základě výsledků průzkumných prací lze usuzovat, že tunel byl vybudován jako hloubený ve stavební jámě v délce cca 120 m a dále jako ražený. Nadloží v hloubené části má výšku cca 0,2–7,4 m, maximální výška nadloží v ražené části je cca 41 m. V hloubené části tunel kříží ulici U Střelnice, v ražené části pak silnici I/62 na ulici Loubské.

Tunelovou troubu tvoří celkem 53 pasů. Zdivo kleneb je převážně z pískovcových kvádrů, část pasů v ražené části je pak z cihelného zdiva. V pasech P1 až TP27 a TP49 až P2 byl celý povrch ostění překryt sanační vrstvou stříkaného betonu, v pasech TP28 až TP36 pouze v klenbě. Stříkané betony byly realizovány v rámci rekonstrukce v letech 1968–1971. Konstrukce portálů je původní zděná, z pískovcových kvádrů.

Před rekonstrukcí byla prostorová průchodnost podle ložné míry UIC GC s elektrizačním nástavcem nevyhovující. Cílem rekonstrukce bylo, mimo jiné, dosažení prostorové průchodnosti dle této normy i s elektrizačním nástavcem.

INTRODUCTION

The reconstruction of the mentioned tunnels was part of the overall renewal of the line in the section Děčín východ – Děčín – Prostřední Žleb. The Děčínský Tunnel is directly on the main line Kolín–Všetaty–Děčín. The Loubský tunnel on the national line Děčín východ – Děčín Loubí, heading to the Děčín cargo port, passes the main route approx. 100m before the entrance portal of the Děčínský Tunnel.

The reconstruction of the tunnels itself took place in 2021–2022. Trial operation was started on February 23, 2023.

DĚČÍNSKÝ TUNNEL

The Děčínský Tunnel was built as a double-track tunnel in 1874. According to the current alignment, the actual length of the tunnel is 400.20m. It was operated as a double-track until 1968, in the years 1968–1971 it underwent a general reconstruction, since then it has been operated as a single-track. In 1986, the line was electrified.

According to partial information from archival documents [1] and based on the results of investigation, it can be concluded that a length of approx. 120m of the tunnel was built as cut and cover in a construction pit, and the remaining part was excavated underground. The overburden height of the cut and cover part is approx. 0.2–7.4m, the maximum overburden height of the underground excavation part is approx. 41m. The cut and cover tunnel crosses U Střelnice Street, and in the bored tunnel underpasses I/62 road at Loubské Street.

The tunnel tube consists of a total of 53 sections. The masonry of the vault is mainly made of sandstone blocks, part of the sections in the bored part is made of bricks. In sections P1 to TP27 and TP49 to P2, the entire surface of the lining was covered with a protection layer of sprayed concrete, in sections TP28 to TP36 only in the vault. Shotcrete was installed as part of the reconstruction in 1968–1971. The portals structure is originally a masonry made of sandstone blocks.

GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Zájmovým územím prochází od severozápadu k jihovýchodu hlavní poruchová linie děčínského zlomového pole, za kterou jsou směrem k jihozápadu, tedy do hloubené části tunelu, uloženy svrchnokřídové slínovce. Tato dislokace probíhá dle historických pramenů [1] pravděpodobně v úseku s mimořádně zkrácenými tunelovými pasy a protiklenbou v TP14 až TP17. Hloubená část byla dle archivních podkladů zasypána pískem s jílem. Podloží hloubené části je dle archivních podkladů tvořeno tuhým jílovcem; vrtným průzkumem [2] byl ověřen jílovec, silně až zcela zvětralý R6 (v opěře mezi pasy TP12/13), pod protiklenbou degradovaný na písčitou hlínu F3. Přechodová část s protiklenbou v pasech TP14 až TP20 byla dle archivních podkladů ražena v tuhém jílovcu (až slínovci). Zbývající úsek tunelu v pasech TP21 až P2 byl dle archivních podkladů ražen v pískovci s lokálními přítoky podzemní vody. V pase TP6 přitéká do tunelu z pravé strany bezejmenná vodoteč z prostoru jímání přebytků podchycených pramenů pitné vody ze Stoličné hory, kterou tunel prochází. Jde o prameny sloužící jako zdroj pitné vody pro město Děčín.

PRŮZKUMNÉ PRÁCE

V rámci projektové přípravy rekonstrukce trati byl proveden i průzkum tunelu [3], [4] a [5]. Nejzávažnějším zjištěním byl fakt, že v hloubené části nebyla před zasypáním provedena hydroizolace tunelové klenby. Při rekonstrukci v letech 1968–1971 byl líc klenby uzavřen vrstvou stříkaného betonu a částečně bylo zdivo proinjektováno cementem. Tím bylo znemožněno prosychání zdiva zevnitř. Pískovcové zdivo klenby v hloubené části bylo vlivem prosakující vody degradované, mělo výrazně sníženou pevnost. V rámci realizovaného vrtného průzkumu [2] byly provedeny vrty do klenby ve všech tunelových pasech hloubené části tunelu. Ve vrtných jádrech byly zjištěny polohy rozpadlého pískovce; z odebraných vzorků měla velká část pevnost v tlaku menší než 10 MPa. V některých částech klenby chybělo pojivo mezi kameny (obr. 1).

REKONSTRUKCE PŮVODNÍ HLOUBENÉ ČÁSTI TUNELU

V pasech, ve kterých byla průzkumem zjištěna nízká pevnost kamenných kvádrů zdiva (většinou 4 až 15 MPa), byla provedena výměna klenby. Jedná se o pasy P1 až TP12. Původní kamenná klenba byla vybourána a nahrazena železobetonovou konstrukcí, výměna byla prováděna z otevřeného výkopu, kterému předcházely zajišťovací práce v tunelu a stabilizace prostředí okolo tunelové trouby tak, aby bylo možno zachovat původní opěry v úseku výměny.

Zajištění stavební jámy bylo provedeno v úseku s mělkým nadloží kotvenými pilotovými stěnami. Ty byly tvořeny vrtanými pilotami Ø 900 mm á 1,4 m dl. 15 m v trvalém provedení, kotvenými dočasnými předpjatými pramencovými kotvami délky (celková délka/délka kořene) 15/7 m vlevo tunelu a 13/5 m vpravo tunelu. Rozteč kotev byla shodně 2,8 m. Potřebné zaručené kotevní síly se pohybovaly v rozmezí 365 až 380 kN.

Before the reconstruction, the structure gauge according to the UIC GC loading gauge with the pantograph was unsatisfactory. The goal of the reconstruction was, among other things, to comply with the structure gauge according to this standard even with the pantograph.

GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

The main fault line of the Děčín fault field passes through the area of interest from northwest to southeast, behind which the Upper Cretaceous marls are deposited towards the southwest, i.e. into the cut and cover part of the tunnel. According to historical sources [1], this shear zone is probably running in the area with exceptionally shortened tunnel sections and a vault in TP14 to TP17. According to archival documents, the cut and cover part was covered with sand and clay. According to archival documents, the subsoil of the cut and cover part is made of stiff claystone; the borehole investigation [2] confirmed the R6 claystone, strongly to completely weathered (in the abutment between the sections TP12/13), degraded to sandy loam F3 under the invert vault. According to the archival documents, the transition part with the invert vault in sections TP14 to TP20 was excavated in hard claystone (or even a marl). According to archival documents, the remaining section of the tunnel in sections TP21 to P2 was excavated in sandstone with local groundwater inflows. In the section TP6, an unnamed watercourse flows into the tunnel from the right side from the area of overflowed drinking water springs from the Stoličná mountain, through which the tunnel passes. These springs are the source of drinking water for the city of Děčín.

INVESTIGATION WORKS

An investigation of the tunnel [3], [4] and [5] was carried out as part of the project preparation of the track reconstruction. The most serious finding was the fact that the tunnel vault was not waterproofed in the cut and cover part before backfilling. During the reconstruction in 1968–1971, the inner face of the vault was sprayed with a layer of concrete and the masonry was partially injected with cement. This prevented the masonry from drying out from the inside. The sandstone masonry of the vault in the cut and cover part degraded due to seeping water, and its strength was significantly reduced. As part of the borehole investigation [2], boreholes were drilled into the vault in all tunnel sections of



Obr. 1 Rozpad kamenné obezdívky – detail části sondy v TP12

Fig. 1 Disintegration of the stone wall – detail of part of the probe in TP12

Ve zbývající části hloubeného tunelu s nadložím klenby výšky cca 3,5 až 7 m byla kotvená pilotová stěna s pilotami délky 12 m ukončena přibližně ve vrchlíku klenby. Kotvení bylo navrženo šestipramencovými kotvami délky 25/12 m v rozteči 2,8 m. Potřebná zaručená kotevní síla byla 885 kN. Na korunu pilot navazovalo zajištění horní části stavební jámy kotveným svahem. Vzhledem k velikosti sil, které bylo třeba přenést, byly navrženy tyčové samozávrtné prvky průměru 32, 38 a 51 mm, kotvené přes kotevní prahy v líci stavební jámy. Délka kotev byla 6–12 m podle intenzity zatížení. Povrch líce stavební jámy byl posléze opatřen ochrannou vrstvou ze stříkaného betonu tl. 200–250 mm.

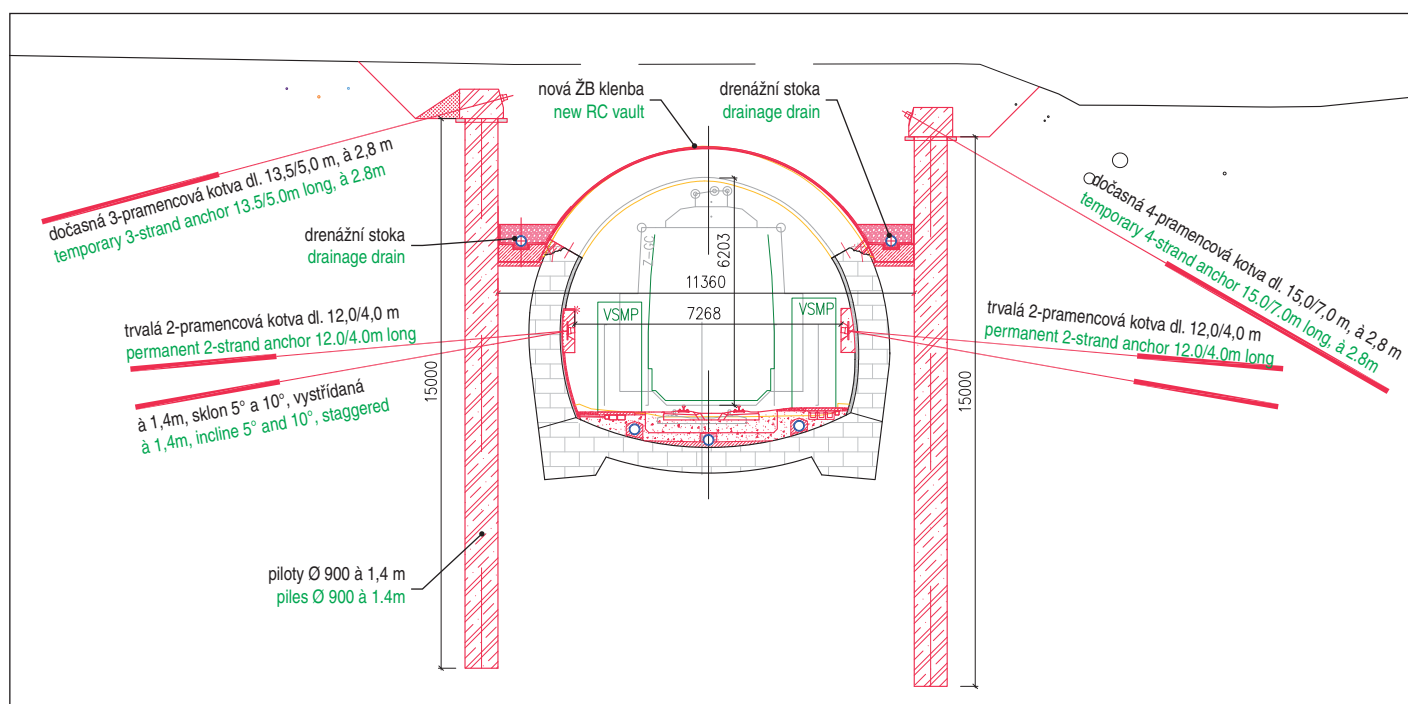
Ponechané opěry v tunelu byly přikotveny trvalými dvoupramencovými kotvami délky 12/4 m, situovanými mezi pilotami. Kotvení probíhalo přes monolitické kotevní bloky rozměrů min. 1,2 × 1,2 × 0,26 m s osou kotvení ve výšce cca 2 m nad osou nové koleje. Celkem bylo provedeno 146 prvků. Potřebné síly v kotvách v úseku s malým nadložím byly 220 kN, v úseku s vyšším nadložím pak 110 až 140 kN.

Před zahájením zemních prací nad tunelem bylo kromě přikotvení opěr provedeno rozepržení tunelu ve výšce cca 0,6 m pod bouranou částí klenby pro zajištění stability konzoly tunelové obehdivky (která po vybourání klenby zůstala stát). Rozepržení bylo



Obr. 2 Rozepržení tunelu před bouráním klenby
Fig. 2 Bracing the tunnel before demolishing the vault

the cut and cover part of the tunnel. The positions of disintegrated sandstone were found in the drill cores; of the samples taken, a large part had a compressive strength of less than 10MPa. In some parts of the vault, the binder between the stones was missing (Fig. 1).



Obr. 3 Vzorový příčný řez tunelem v hloubeném úseku s výměnou klenby
Fig. 3 Typical cross-section of the tunnel in the cut and cover section with the vault replacement

realizováno společně s bedněním nové klenby. To sloužilo po dobu výstavby jako ochrana bednicího systému před poškozením bouřným materiálem a v hluboké části stavební jámy v úseku TP8 až TP12 i jako podpora stávající klenby po dobu zajištění stavební jámy (obr. 2). Rozepření a bednění bylo provedeno systémovými prvky bednění PERI. Jednalo se o vodorovné prvky VARIOKIT v rozteči 1,25 m, podepřené dvěma věžemi stejného systému. Vzpěra byla podpůrnými věžemi zajištěna proti vybočení ve všech směrech. Vzpěrné elementy byly opřeny do ostění přes roznášecí ocelové prahy z válcovaných profilů. Přípustné síly v rozpěrách byly stanoveny hodnotou 170 kN. Tímto způsobem byla nahrazena původně navrhovaná klasická výdřeva tunelu ze statického posudku zadávací dokumentace.

Nová železobetonová klenba byla navržena v příčném rozsahu, vymezeném úhlem 120°. Její tloušťka byla shodná s průměrnou tloušťkou původní kamenné klenby 800 mm, obr. 3. Klenba byla spojena s původními opěrami pomocí dvojice ocelových trnů Ø R20 délky 500 mm v rozteči 330 mm na chemickou kotvu v těsně pracovní spáře. Systém vodotěsné izolace byl navržen v přiměřené míře v souladu s TNŽ 73 6280 (Technická norma železnic). Jako ochrana proti stékající vodě byla provedena pružná hydroizolační stříkaná membrána MasterSeal (výrobce SIKA) tl. 2 až 5 mm. Byla nanášena přímo na rub nové klenby. Zakončení vodotěsné vrstvy v příčném směru bylo provedeno až na stěně zajištění stavební jámy cca 800 mm nad úrovní výkopu za rubem klenby (obr. 4). V podélném směru byla hydroizolace zakončena na začátku úseku na rubu portálové stěny na vyrovnávací vrstvě stříkaného betonu. Ochrana membrány byla provedena jako tvrdá ve smyslu TNŽ 73 6280 vrstvou stříkaného betonu tl. min. 50 mm s jednou vrstvou výztužné ocelové sítě.

Odvodnění stavení jámy pro výměnu klenby bylo provedeno v trvalé úpravě. Jednalo se o dvě postranní drenážní stoky, umístěné nalevo i napravo od nové tunelové klenby v nejnižším místě stavební jámy u stávajícího kamenného ostění. Stoky jsou v celé délce vyspádovány shodně se sklonem klenby tunelu směrem k výjezdovému portálu a v km 458,278 jsou přes ostění tunelu zaústěny do odvodňovacích stok uvnitř tunelu (jsou rovněž znázorněny na obr. 3).

RECONSTRUCTION OF THE ORIGINAL CUT AND COVER PART OF THE TUNNEL

In the sections where the investigation revealed low strength of the masonry stone blocks (mostly 4 to 15MPa), the vault was replaced. These are sections P1 to TP12. The original stone vault was demolished and replaced by a reinforced concrete structure, the replacement was carried out from an open cut, which was preceded by support of the tunnel and stabilization of the area around the tunnel tube so that it was possible to preserve the original supports in the reconstructed section.

In the section with a shallow overburden the construction pit was retained with anchored pile walls. These were formed by permanent drilled piles Ø 900mm with spacing of 1.4m, and length of 15m, anchored with temporary prestressed strand anchors 15/7m long (total length/root length) on the left side of the tunnel and 13/5m on the right side of the tunnel. The distance between the anchors was exactly 2.8m. The design anchor forces ranged from 365 to 380kN.

In the remaining part of the excavated tunnel with an overburden height of approximately 3.5 to 7m above the vault, the anchored pile wall with piles 12m long ended approximately at the top of the vault. The six strands anchors were designed to the length 25/12m with a spacing of 2.8m. The required design anchoring force was 885kN. The upper part of the construction pit above the piles heads was retained by anchored sloped terrain. The forces magnitudes required installation of self-drilling bolts with a diameter of 32, 38 and 51mm, drilled through anchoring waling beams in the construction pit. The length of the anchors was 6–12m depending on the load magnitude. The surface of the construction pit was then protected with a shotcrete layer with thickness of 200–250mm.

The abutments of the tunnel were anchored by two permanent anchors with a length of 12/4m, located between the piles. The anchoring ran through monolithic anchoring blocks with dimensions of min. 1.2 × 1.2 × 0.26m with the axis of anchorage at a height of approx. 2m above the axis of the new track. A total of 146 anchors were drilled. The required forces in the anchors in the section with a small overburden were 220kN, in the section with a higher overburden it was 110 to 140kN.

Before starting earthworks above the tunnel, in addition to anchoring the abutments, the tunnel was braced at a height of approx. 0.6m below the demolished part of the vault to ensure the stability of the tunnel lining (which remained standing after the vault was demolished). The bracing was carried out together with the formwork of the new vault. This served during the construction period as protection of the formwork system against damage by the demolished material and in the deep part of the construction pit in the section TP8 to TP12 also as support for the existing vault for the time of retaining the construction pit (Fig. 2). Bracing and formwork was carried out by PERI formwork



Obr. 4 Rubová stříkaná hydroizolační membrána nové klenby tunelu
Fig. 4 Back side sprayed waterproofing membrane of the new tunnel vault

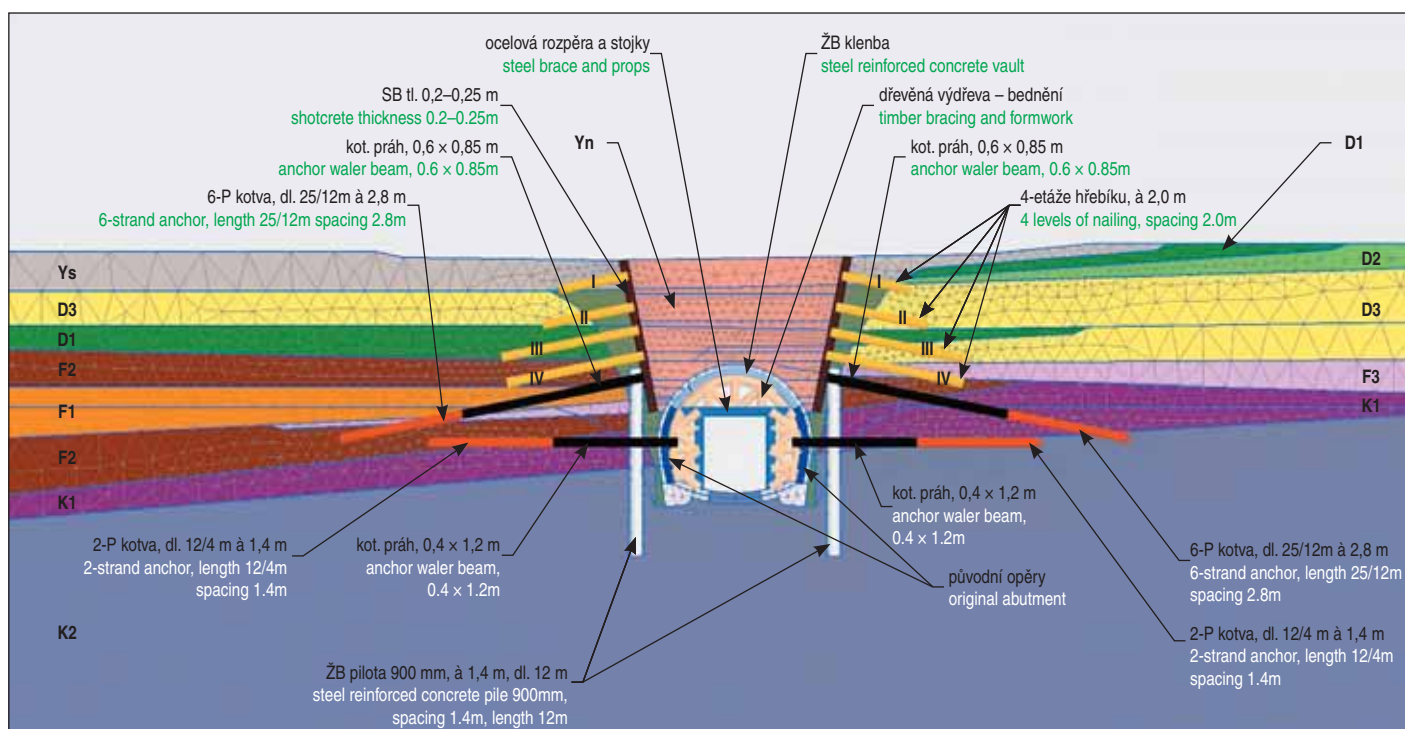
STATICKÝ VÝPOČET VÝMĚNY KLENBY V HLOUBENÉ ČÁSTI TUNELU

Statický výpočet byl proveden numericky pomocí deformační metody v programu Plaxis2D (výrobce Bentley Systems). Takto ověřeny byly dva úseky, jeden s nízkým nadložím a druhý s vyšším nadložím. Byl použitý rovinný 2D model, který zohledňuje metrový výšek tunelu, tzn. všechny parametry prvků jsou eliminované na běžný metr. Pro modelování horninového prostředí tunelu a pilot byly použité plošné prvky s vloženými pruty o velmi nízké pevnosti, a to z důvodu zobrazení vnitřních sil v prvcích. Kotvy a rozpěrná rámová a příhradová konstrukce byly modelované pomocí prutů. Pro výpočet se použil postup podle ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1 Obecná pravidla, návrhový přístup 2. Pro návrh a statické posouzení bylo stěžejní okrajovou podmínkou dodržení přípustné excentricity vnitřních sil v kamenném ostění, která musela být podle ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce menší jak 1/6 tloušťky konstrukce.

V numerickém modelu byly zeminy modelovány pomocí 15 uzlových prvků. Jako materiálový model byl použit model Hardening soil (izotropní zpevnění). Jednalo se o elasto-plastický konstituční model s dvojitým objemovým a smykovým zpevněním.

system elements. These were horizontal VARIOKIT elements at a spacing of 1.25m, supported by two shoring towers of the same system. The bracing was secured against buckling in all directions by shoring towers. The bracing elements were leaned against in the lining through rolled steel beams. The permissible forces in the bracing were set at 170kN. In this way, the originally proposed classic timber support tunnel construction of the tender static calculation documentation was replaced.

The new reinforced concrete vault was designed in transverse section defined by an angle of 120°. Its thickness was the same as the average thickness of the original stone vault of 800mm, Fig. 3. The vault was connected to the original abutments by means of a pair of Ø R20 chemically anchored steel bolts of length 500mm at a spacing of 330mm to a in a waterproofed construction joint. The waterproofing system was designed to a reasonable extent in accordance with TNŽ 73 6280 (Technical Standard for Railways). As protection against running water, a flexible waterproofing sprayed membrane MasterSeal (manufactured by SIKA) with a thickness of 2 to 5mm. It was applied directly to the back of the new vault. The termination of the waterproof layer in the transverse direction was carried out up to the retaining wall of the construction pit approx. 800mm above the level of the excavation behind the back of the vault (Fig. 4). In the longitudinal



Obr. 5 Model konečných prvků řezu č. 2 v km 458,275 (vysoké nadloží), popis zajištění a geologické podmínky

Fig. 5 Finite element model of section No. 2 at km 458.275 (high overburden), description of support and geological conditions

Tab. 1 Legenda k obr. 5 – geologické podmínky

Ys	stávající zásypové zeminy	F1	jíl s vysokou plasticitou
D1	jíl písčité	F2	písek s příměsí jemnozrné zeminy
D2	jíl se střední plasticitou	F3	písek hlinitý
D3	písek hlinitý až jílovitý	K1	pískovec/slínovec zcela zvětralý charakteru jílu s vysokou plasticitou
		K2	pískovec/slínovec zvětralý/ navětralý

Tab. 1 Legend to Fig. 5 – geological conditions

Ys	existing backfill soil	F1	clay with high plasticity
D1	sandy clay	F2	sand with an admixture of fine-grained soil
D2	clay with medium plasticity	F3	loamy sand
D3	loamy to clayey sand	K1	completely weathered sandstone/marl of clay character with high plasticity
		K2	completely weathered/ weathered sandstone/marlstone

Jako kritérium porušení byla použita Mohr-Coulombova podmínka porušení definovaná pevnostními parametry.

Zeminy s propustností menší než 10^{-8} m.s⁻¹ byly modelovány jako nedrénované – Undrained A (s využitím parametrů tuhosti a pevnosti). Efektivní parametry tuhosti byly doplněny o objemový modul vody k_w , rozlišují se efektivní a totální dráhy napětí. Ostatní zeminy byly modelovány jako odvodněné.

Betonové prvky a stávající ostění byly modelovány lineárně. Výpočet zohledňoval všechny fáze výstavby a jako nejkritičtější pro dodržení excentricity se z nich ukázaly dvě – fáze při demolici části klenby a poté fáze odbednění nové části klenby. Obě překračovaly povolenou excentricitu, a proto projektant musel navrhnout potřebná opatření. Při rozpojování klenby se ukázalo důležité použití pevného a nepoddajného podsukružení. Byla navržena tuhá rámová ocelová konstrukce nesoucí dřevěnou příhradovou podpěrnou konstrukci podsukružení, na které byly uloženy vyklínované fošny. Tato konstrukce měla za úkol co nejpevněji a s co možná nejmenšími deformacemi podepírat kamenné ostění. Toto opatření se prokázalo jako velmi efektivní k udržení excentricity vnitřních sil v ostění v požadovaných mezích. Pro fázi odbednění naopak hrál velmi významnou roli účinek zemních tlaků na tunel. S ohledem na geologické podmínky byly zemní tlaky působící na hloubený tunel částečně eliminované navrženou vnější kotvenou pilotovou stěnou. Toto opatření se ukázalo jako nedostatečné a nepomohlo ani zvýšení kotevní síly, neboť kotvy byly z realizačních důvodů umístěné v koruně pilot a nedokázaly významně ovlivnit deformace pilotové stěny o několik metrů níže, v místě opěří tunelu. Projektant musel pro redukci deformací, a tím i vnitřních sil, navrhnout uvnitř tunelu v místě opěří dodatečné kotevní bloky s kotvami (obr. 5) a až na základě jejich provedení se podařilo redukovat vnitřní síly v kamenném ostění hloubeného tunelu tak, aby excentricita byla v povolených mezích a nedošlo k porušení spár zdiva a tím i ovlivnění únosnosti celého ostění.

SANAČNÍ PRÁCE V PŮVODNÍ RAŽENÉ ČÁSTI TUNELU

Po očištění povrchu kamenného i betonového ostění vysokotlakým vodním paprskem byla provedena sanace zbývajících (tj. ponechaných, nenahrazovaných) částí tunelového ostění v rozsahu:

- Stříkaná hydroizolační membrána v úsecích s povrchovou vrstvou stříkaného betonu tam, kde byly podrobným pasportem ostění zjištěny buď aktivní plochy zamokření, nebo stopy po průsacích a degradace povrchu betonu. Ochrana membrány byla provedena vrstvou stříkaného betonu tl. 50 mm.
- Rekonstrukce a obnovení původních svodnic, zřízených při generální opravě tunelu v letech 1968–1971. V úseku s novou klenbou byly obnoveny svodnice v ponechaných částech opěr vpravo i vlevo. Hloubka svodnice je dle provedených sond cca 330 až 400 mm od povrchu stříkaného betonu, šířka 200 až 250 mm. Svodnice mají navržený pojistný injektážní systém za použití polyuretanové pryskyřice.
- Injektáže – byly provedeny dva typy injektáží podle účelu. Vápenná injektáž (navržená speciálně pro nasákový typ kamene tvořící ostění) pro vyplnění prázdných spár ve zdivu klenby v začátku raženého úseku tunelu. Pro utěsnění průsaků v tunelu, injektáž trhlín a dotěsnění svodnic byla použita jednosložková polyuretanová pryskyřice.
- Sešítí trhlín – bylo provedeno v portálových oblastech. Oba portálové pasy byly vzájemně sešity výztuhami z nerezové helikální šroubovicové výztuže. V případě vjezdového portálu, který byl poškozen staticky velmi významnými trhlinami,

direction, the waterproofing was finished at the beginning of the section on the back side of the portal wall on a leveling layer of sprayed concrete. In the sense of TNŽ 73 6280, the membrane was protected as “stiff” with a sprayed concrete layer of 50mm minimum thickness with one layer of reinforcing steel mesh.

The permanent drainage of the construction pit for the replacement of the vault was carried out. It was formed by two side drainage drains, located to the left and right of the new tunnel vault in the lowest point of the construction pit near the existing stone lining. The drains are sloped along their entire length in parallel with the slope of the tunnel vault towards the exit portal, and at km 458.278 they exit through the tunnel lining into the drains inside the tunnel (they are also shown in Fig. 3).

STATIC CALCULATION OF VAULT REPLACEMENT IN THE CUT AND COVER PART OF THE TUNNEL

The static calculation was performed by numerical analysis using the deformation method in the Plaxis2D program (manufactured by Bentley Systems). Two sections were verified in this way, one with a low overburden and the other with a higher overburden. A planar 2D model was used, which takes into account one meter-long section of the tunnel. For the modeling of the rock environment of the tunnel and piles, planar elements with inserted beam elements of very low strength were used, in order to display the internal forces in the elements. The anchors, and the bracing frame and lattice structure were modeled using beam elements. For the calculation, the procedure according to ČSN EN 1997-1 Eurocode 7: Designing geotechnical structures – Part 1 General rules, design approach 2 was used. For the design and static assessment, the key design criterion was compliance with the permissible eccentricity of internal forces in the stone lining, which had to be less than 1/6 of the thickness of the structure according to ČSN EN 1996-1-1 Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures.

In the numerical model, the soil was modeled using 15 nodes elements. The Hardening soil model (isotropic hardening) was used as the material model. It was an elasto-plastic constitutive model with dual volume and shear strengthening. The Mohr-Coulomb failure condition defined by strength parameters was used as the failure criterion.

Soils with permeability less than 10^{-8} m.s⁻¹ were modeled as undrained – Undrained A (using stiffness and strength parameters). The effective stiffness parameters were supplemented with the volume modulus of water k_w , the effective and total stress paths were distinguished. The other soils were modeled as drained.

The concrete elements and the existing lining used linear relationships. The calculation took into account all phases of the construction, and two of them turned out to be the most critical for complying with the eccentricity criterion – the phase during the demolition of part of the vault and then the phase of removing the formwork of the new part of the vault. Both exceeded the permitted eccentricity, and therefore the designer had to propose the necessary measures. When demolishing part of the vault, the use of a strong and non-yielding shoring proved to be important. A rigid frame steel structure was designed, supporting a wooden lattice shoring structure, on which the timber planks were fixed by wedging. The task of this structure was to support the stone lining as firmly as possible and with as little deformation as possible. This measure has proven to be very effective in keeping the eccentricity of the internal forces in the lining within the required limits. On

bylo provedeno jednak sešití výztuží do šikmých vrtů v počtu 2 ks / 1 zdící kámen pod úhlem cca 40° od trhliny, jednak sešití klenby v celém příčném profilu příčnými výztuhami ve vyřezaných drážkách.

- Spárování pískovcového zdiva památkářskou spárovací maltou.
- Hydrofobní impregnace povrchově zvětralých zdících kameňů ostění tunelu.

ODVODNĚNÍ V TUNELU

Při výstavbě tunelu byla v jeho ose vybudována středová zděná (kamenná) tunelová stoka čtvercového profilu cca 40/40 cm, vyspádovaná k výjezdovému portálu, s vyústěním volně do šterkového lože. Stoka byla v průběhu sanačních prací v letech 1968–1971 částečně zneprůchodněna a nahrazena postranními stokami z betonových trub, v současnosti rovněž nefunkčními. V pase TP6 vpravo přitéká do tunelu v opěře vodoteč – původní potůček, stékající z pramenné oblasti Stoličná hora, zatrubněný při výstavbě vodovodu v letech 1900 a 1913.

Odvodnění v tunelu bylo navrženo středovou drenáží a postranními stokami. Důvodem pro návrh tohoto systému byla nutnost odvedení čtyř druhů vod z tunelu. Jedná se jednak o vody dešťové, prosáklé železničním svrškem, které stékají z projíždějících vlakových souprav, vody podzemní ze svodnic za rubem ostění, vody podzemní nezachycené sanačními opatřeními a také o vodu ze zatrubněné vodoteče.

the contrary, the effect of earth pressures on the tunnel played a very significant role for the formwork removal phase. Considering the geological conditions, the earth pressures acting on the cut and cover tunnel were partially eliminated by the designed external anchored pile wall. This measure turned out to be insufficient and even increasing the anchoring force did not help, as the anchors were placed at the piles heads for practical reasons and could not significantly affect the deformations of the pile wall a few meters below, at the abutments level. In order to reduce deformations, and thus internal forces, the designer had to design additional anchor blocks with anchors inside the tunnel at the abutment level (Fig. 5) and only their installation led to reduction of the internal forces in the stone lining of the cut and cover tunnel so that the eccentricity stayed within the permitted limits and there was no damage to the joints of the masonry and thereby the load-bearing capacity of the entire lining was positively affected.

REMEDICATION WORK IN THE ORIGINAL BORED TUNNEL SECTION

After cleaning the surface of the stone and concrete lining with a high-pressure water jet, the remaining (i.e. left in place, not replaced) parts of the tunnel lining were remediated to the extent of:

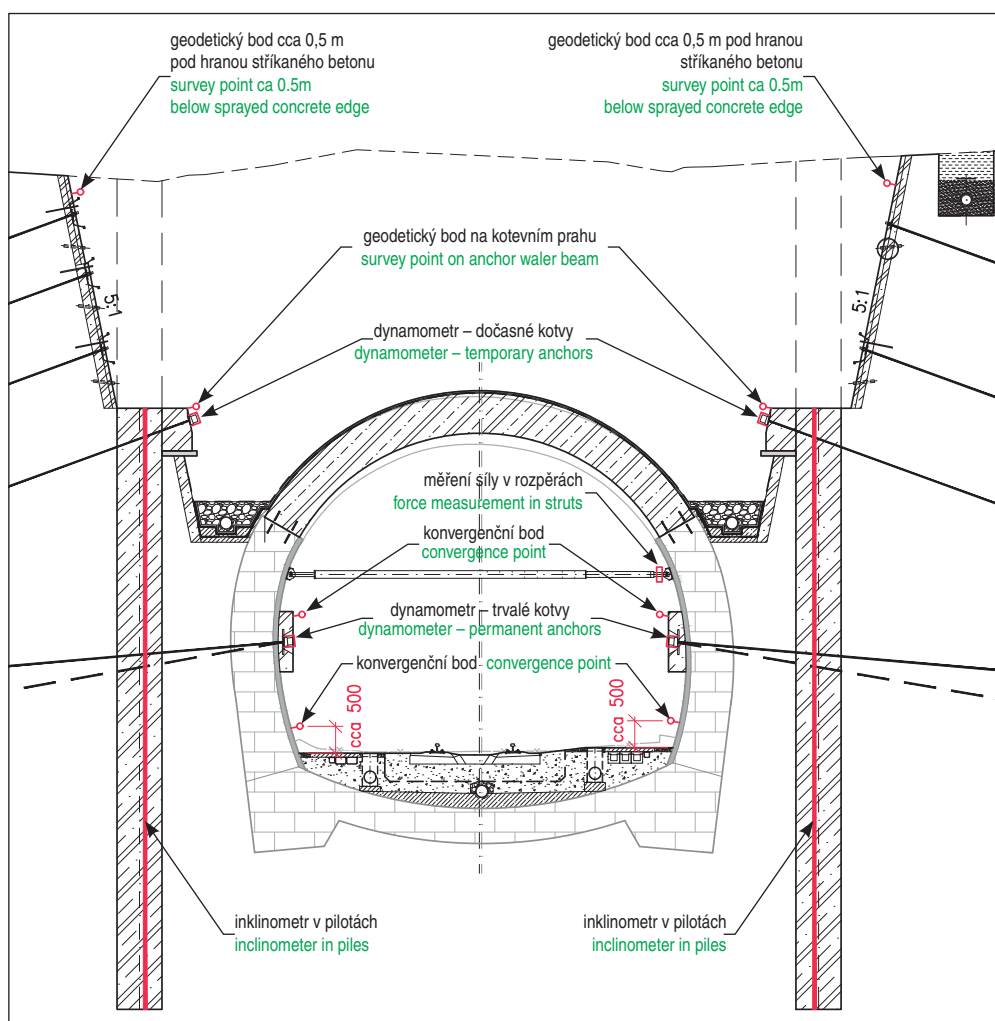
- Sprayed waterproofing membrane in sections with a surface layer of sprayed concrete, where either actively wet areas or traces of seepage and degradation of the concrete surface were detected by a detailed investigation of the lining. The

membrane was protected by a layer of sprayed concrete with a thickness of 50mm.

- Reconstruction and restoration of the original wall drain channels, installed during the general repair of the tunnel in 1968–1971. In the section with the new vault, the drain channels were restored in the remaining parts of the right and left abutments. According to the probes, the depth of the drain channels is approx. 330 to 400mm from the surface of the sprayed concrete, the width is 200 to 250mm. The drain channels included a designed safety injection system using polyurethane resin.

- Injections – two types of injections were performed according to the purpose. Lime grouting (designed specifically for the absorbent type of stone forming the lining) to fill hollow joints in the vault masonry at the beginning of the bored tunnel section. A one-component polyurethane resin was used to seal leaks in the tunnel, inject cracks and seal drain channels.

- Tying of cracks – was done in the portal areas. Both portal sections



Obr. 6 Schéma měřených prvků v rámci monitoringu stavby

Fig. 6 Scheme of measurements within the framework of construction monitoring



*Obr. 7 Pohled do hloubené části Děčínského tunelu po rekonstrukci
Fig. 7 View of the cut and cover part of the Děčínský Tunnel after reconstruction*

MONITORING PO DOBU VÝSTAVBY

Jelikož se jednalo o mimořádně složitou stavbu v nepříznivých geologických podmínkách, byly zřízeny dva sdružené měřicí profily v km cca 458,220 a 458,260. V uvedených řezech byla provedena měření na konstrukcích v rozsahu zřejmém z obr. 6:

- Inklinometrické měření v pilotách. Inklinometry byly osazeny do armokošů před betonáží pilot.
- Měření deformací pilotových stěn na osazených geodetických bodech. Příпустné deformace pilotových stěn byly stanoveny na 15 mm.
- Měření deformací kotvených svahů na geodetických bodech, osazených cca 0,5 m pod horní hranu stříkaného betonu. Příпустné deformace byly stanoveny na 40 mm.
- Měření kotevnicích sil na kotvách na osazených dynamometrech.
- Měření deformací kotevnicích bloků v tunelu – celkem sedm profilů. Příпустné deformace byly stanoveny pouze 4 mm. Tato měření nebyla z důvodu nepřístupnosti profilů realizována během výstavby, byla doplněna v průběhu odstraňování rozpěr pro kontrolu deformací během aktivace nové klenby.
- Měření sil v rozpěrách – celkem sedm profilů. Síly byly měřeny kontinuálně tenzometry. Jelikož by případné překročení sil v rozpěrách mělo za následek nebezpečí havárie, byly

were tied to each other with reinforcements made of stainless steel helical bars. In the case of the entrance portal, whose static integrity was threatened by extensive cracks, reinforcement was tied to inclined drillholes in the number of 2pcs/1 masonry stone at an angle of approx. 40° from the crack direction, and the vault was tied in the entire transverse profile with transverse reinforcement in cut grooves.

- Infilling joints of sandstone masonry with monument preservation authority approved mortar.
- Hydrophobic impregnation of surface weathered masonry stones of the tunnel lining.

TUNNEL DRAINAGE

During the construction of the tunnel, a central masonry (stone) tunnel drain with a square profile of approx. 40/40cm was built in the tunnel axis, sloping down to the exit portal, with a free discharge into the gravel bed. In the course of remediation works in the years 1968–1971, the drain was partially blocked and replaced by lateral drains made of concrete pipes, which are also currently non-functional. In the section TP6 on the right side, a watercourse flows into the tunnel in the abutment; the original stream, flowing from the spring area of Stoličná hora, which was piped in during the construction of the water supply in 1900 and 1913.

výsledky měření s definovanými kritickými silami napojeny na varovný systém stavby.

- Měření vývoje šířky trhlin v klenbě vjezdového portálu.

Výsledky měření prokázaly správnost návrhu. Většina naměřených hodnot byla na úrovni 50–80 % předpokládaných hodnot. Měření prováděla firma INSET s.r.o.

Na obr. 7 je pohled do hloubené části tunelu po jeho rekonstrukci.

SANACE LOUBSKÉHO TUNELU

Loubský tunel dl. 124,0 m byl vybudován v roce 1893 a byl proveden v otevřené stavební jámě. Původní část délky 41,50 m od vjezdového portálu je vedena pod železniční trati Děčín – Prostřední Žleb, která je se segmentovou klenbou tunelu prakticky v kontaktu. Zbytek dl. 82,50 m byl dostavěn v souvislosti s budováním silnice I/62 v roce 1943 a je veden pod silniční komunikaci a dále směrem do přístavu. Tunelová trouba je dělená na šest pasů. Předmětem sanace byla pouze původní klenbová část pod tratí, kterou tvoří jediný pas TP1.

Kamenná klenba z pískovcových kvádrů tloušťky 60 cm je opřena do dvou masivních svíslých opěr rovněž z kamenného zdiva. Tloušťka opěr je 2 m a je konstantní po celé výšce. Tunelová spodní klenba má proměnnou tloušťku 50 až 100 cm. Klenba byla provedena bez izolace.

GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Dle dostupných historických informací byl tunel v jižní části ražen ve žlutých jílech a jílovitých píscích přecházejících směrem k základové spáře v šedé jílovce. O podrobnějších charakteristikách zastižených vrstev se nezachovaly další informace. Vzhledem k malé vzdálenosti od Děčínského tunelu a poloze jižně od děčínského zlomového pole lze předpokládat, že zde byly zastiženy polohy zcela zvětralých až rozložených slínovců až jílovců charakteru jílu s vysokou plasticitou, pravděpodobně konzistence tuhé až pevné.

Drainage in the tunnel was designed with central drainage and side drains. The reason for the design of this system was the necessity to remove four types of water from the tunnel. These include rainwater, water soaked into the railway top, which comes from passing trains, groundwater from drain channels behind the lining, groundwater not restrained by waterproofing measures, and also water from the piped watercourse.

MONITORING DURING CONSTRUCTION

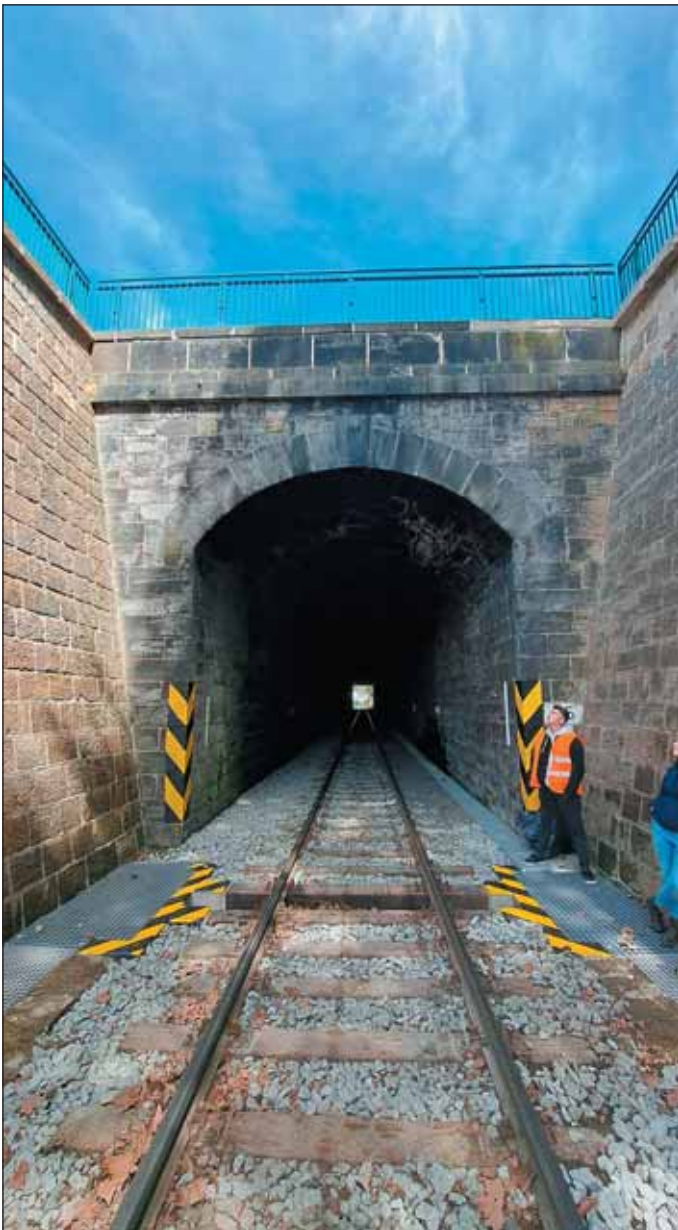
As it was an extremely complex construction in unfavorable geological conditions, two combined measuring profiles were established at km approx. 458.220 and 458.260. In the those sections, measurements were made on structures in the range shown in Fig. 6:

- Inclinometric measurement in piles. The inclinometers were installed in the steel reinforcement cages before the piles were concreted.
- Measurement of deformations of pile walls by geodetic points. Permissible deformations of the pile walls were set at 15mm.
- Measurement of deformations of anchored slopes by geodetic points, placed approx. 0.5m below the upper edge of the sprayed concrete. Permissible deformations were set at 40mm.
- Measurement of anchor forces on anchors by dynamometers.
- Measurement of deformations of anchor blocks in the tunnel – a total of seven profiles. Permissible deformations were set at only 4mm. These measurements were not carried out during construction due to the inaccessibility of the profiles, they were performed during the removal of bracing to check deformations during the activation of the new vault.
- Measurement of forces in bracing – a total of seven profiles. Forces were measured continuously with strain gauges. Since any excess of the forces in the bracing would result in the risk of an accident, the measurement results with defined force limits monitoring was connected to the construction site warning system.



Obr. 8 Pohled na izolovaný rub klenby Loubského tunelu

Fig. 8 View of the waterproofed back side of the Loubský tunnel vault



Obr. 9 Pohled na portál Loubského tunelu po rekonstrukci
Fig. 9 View of the Loubský tunnel portal after reconstruction

PRŮZKUMNÉ PRÁCE

V rámci projektové přípravy proběhl stavebně-technický průzkum. Bylo konstatováno, že portálové zdivo má zvětřalé spárování s hojným výskytem náletových dřevin. Ve zdivu byla zjištěna jedna výrazná trhлина v kameni zdiva, zákrytové desky byly částečně zničené a nahrazené betonem. Tunelová klenba i obě opěry byly porušeny staticky významnou trhlinou v místě křížení tunelu s hlavní tratí Kolín–Všetaty–Děčín (viz úvod).

SANAČNÍ PRÁCE

Kromě spárování drobných zvětřalých ploch bylo hlavním sanačním zásahem sešití výrazné příčné praskliny klenby. Sešití klenby bylo provedeno výztuhami z nerezové helikální šroubovicové výztuže vkládané a lepené do drážek, vyfrézovaných do líce klenby. Opěry tloušťky 2 m byly sešity šikmými výztuhami z helikální výztuže do vrtů délky 1,2 m a následně zainjektovány (slepeny) silově spojující injektáží (pro zvýšení soudržnosti výztuh a klenby).

Po odtěžení povrchu klenby bylo zjištěno, že příčná trhлина,

- Monitoring of the cracks width in the vault of the entrance portal.

The measurement results proved the design accuracy. Most of the measured values were at the level of 50–80% of the predicted values. The monitoring was carried out by the company INSET s.r.o.

Shows a view of the cut and cover tunnel after its reconstruction.

REMEDICATION OF THE LOUBSKÝ TUNNEL

Loubský tunnel, length 124.0m, was built in 1893 and was constructed in an open construction pit. The original part of 41.50m from the entrance portal is led under the railway line Děčín – Prostřední Žleb, which is practically in contact with the segmental vault of the tunnel. The rest of the length 82.50m was completed in connection with the construction of the I/62 road in 1943 and is led under the road and further towards the port. The tunnel tube is divided into six sections. The subject of remediation was only the original invert vault part under the track, which consists of a single TP1 section.

The stone vault made of sandstone blocks with a thickness of 60cm is connected to two massive vertical abutments, also made of stone masonry. The thickness of the abutments is 2m and is constant along the entire height. The tunnel invert vault has a variable thickness of 50 to 100cm. The vault was constructed without waterproofing.

GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

According to available historical information, the tunnel in the southern part was excavated in yellow clays and clayey sands changing in gray claystone towards the tunnel foundation base. No further information has been preserved about the more detailed characteristics of the encountered layers. Due to the proximity to the Děčínský tunnel and the position south of the Děčín fault zone, it can be assumed that layers of completely weathered to decomposed siltstones and claystones of a clay character with high plasticity, probably of a stiff to solid consistency were there encountered.

INVESTIGATION WORKS

As part of the project preparation, a construction survey was carried out. It was noted that the portal masonry has weathered joints with an abundant occurrence of invasive tree roots. One extensive crack was found in the masonry, the cover slabs were partially destroyed and replaced with concrete. The tunnel vault and both abutments were broken by a crack at the intersection of the tunnel with the main Kolín–Všetaty–Děčín line (see introduction) which was significant for static integrity.

REMEDICATION WORK

In addition to the patching of small weathered areas, the main remedial intervention was the tying of a significant transverse crack in the vault. The tying of the vault was done with reinforcement made of stainless-steel helical bars inserted and glued into grooves cut into the face of the vault. The abutments with a thickness of 2m were tied with angled reinforcement from helical bars inserted in 1.2m long boreholes which were subsequently injected (glued) with force-resilient grout (to increase the cohesion between the reinforcements and the vault).

After removing the surface of the vault, it was found that the transverse crack, visible in its face, is continuous through the entire thickness of the vault. In addition, longitudinal cracks were also noted on the back side in the transition area of the vault to the

viditelná v jejím líci, je průběžná přes celou tloušťku klenby. Kromě toho byly na rubu zaznamenány podélné trhliny také v oblasti přechodu klenby do opěry. Délka trhlín byla podle zaměření cca 22,9 m. Podle výsledků průzkumných vrtů zasahovaly tyto trhliny min. do hloubky zdiva tunelu 0,5 m a byly patrné i na líci nosného zdiva opěr. Jednalo se o trhliny mezi nosným zdivem klenby a výplňovým zdivem nad opěrou. Rubová část příčné statické trhliny byla sešita šikmými výztuhami z helikální výztuže do vrtů délky cca 600 mm a následně zainjektována (slepena) silově spojující injektáží (pro zvýšení soudržnosti výztuže a klenby). Stejnou hmotou byly injektovány i podélné trhliny, a to pomocí vrtů délky cca 1 m.

Hydroizolace klenby byla provedena z rubu pružnou hydroizolační stříkanou membránou MasterSeal 345 (výrobce SIKA) tl. 3 až 6 mm (obr. 8). Ochrana vodotěsné vrstvy byla provedena jako tvrdá ve smyslu TNŽ 73 6280 vrstvou stříkaného betonu tl. min. 50 mm s jednou vrstvou kompozitní výztužné sítě z čedičových prutů 3 × 100/3 × 100 mm. Součástí ochrany proti pronikající vodě bylo také odvedení podzemních vod z prostoru nad sanovaným stropem tunelu. Byly provedeny dvě postranní drenážní stoky DN 150, které byly zaústěny do projektovaných šachet svodného potrubí železničního svršku.

Portálové zdivo bylo rozebráno, poškozené kameny a římsové desky vyměněny a následně bylo provedeno přezdění na vápenou zdicí a spárovací památkářskou maltu. Z důvodu nedostatku prostoru pro osazení všech stávajících i nově navržených inženýrských sítí nad tunelem a v oblasti kolem úvodních partií portálových křídel bylo nutno zvýšit zemní těleso zpětného zásypu stavební jámy nad tunelem. Z tohoto důvodu byla stávající portálová křídla délky cca 33 m zvýšena o cca 1 m tak, aby navazovala na poprsní zeď portálu. Navýšení bylo provedeno z řádkového zdiva stejných rozměrů, jako je stávající. Zdivo bylo ošetřeno hydrofobním transparentním nátěrem (obr. 9).

ZÁVĚR

Stavba probíhala dle projektu při úplné výluce. Náročnost navržené rekonstrukce vyžadovala úzkou součinnost projektanta, stavebních firem, řešitele monitoringu a dozoru stavby. Je nutno konstatovat, že i přes velmi složité sanační zásahy zde prakticky nedochází k žádným významným průsakům, které by ohrožovaly bezpečnost provozu, ani k nadměrným deformacím nových konstrukcí. Autoři projektu proto důvodně předpokládají, že oba tunele budou spolehlivě sloužit svému účelu dalších 150 let.

Ing. JAROSLAV LACINA, jlacina@amberg.cz,
Ing. LENKA KOČÍ, lkoci@amberg.cz,
Ing. LUMÍR KLIŠ, lkli@amberg.cz,
AMBERG Engineering Brno, a.s.

Recenzoval *Reviewed by*: Ing. Tomáš Ebermann, Ph.D.

abutment. According to the survey, the length of the cracks was approx. 22.9m. According to the results of exploratory drilling, these cracks reached to a minimum depth of 0.5m in the tunnel masonry and were also visible on the face of the abutments masonry. These were cracks between the load-bearing masonry of the vault and the infill masonry above the abutment. The back side of the transverse crack was tied with angled reinforcement from the helical bars in the drillholes with a length of approx. 600mm which were subsequently injected (glued) with force-resilient grout (to increase the cohesion between the reinforcement and the vault). Longitudinal cracks were also injected with the same grout, using boreholes approx. 1m long.

The waterproofing of the vault was carried out on the back side with a flexible sprayed waterproofing membrane MasterSeal 345 (manufactured by SIKA) thickness 3 to 6mm, Fig. No. 8. The waterproof layer was protected as "stiff", in the sense of TNŽ 73 6280, with a layer of sprayed concrete tl. min. 50mm with one layer of composite reinforcing mesh of basalt rebars 3 × 100/3 × 100mm. Part of the protection against seeping water was also groundwater drainage from the area above the renovated tunnel roof. 2 lateral drains of DN 150 were built, which discharged into the manholes of the railway top drainage.

The portal masonry was dismantled, the damaged stones and cornice slabs were replaced, and then the re-masoned with lime masonry and jointing mortar as approved by monument preservation authority. Due to the lack of space for installing all existing and newly designed engineering utilities above the tunnel and in the area around the portal wings, it was necessary to raise the backfill earth body of the construction pit above the tunnel. For this reason, the existing portal wings of approx. 33m in length were increased in height by approx. 1m so that they were connected to the head wall of the portal. The additional wings height was built from stone masonry of the same dimensions as the existing one. The masonry was treated with a hydrophobic transparent coating (Fig. 9).

CONCLUSION

The construction was carried out according to the project with suspended train traffic. The complexity of the proposed reconstruction required the close cooperation of the designer, construction companies, and the monitoring and construction supervision. It must be stated that, despite the very complex remediation interventions, there are practically no significant leaks that would threaten the safety of operation, nor excessive deformations of the new constructions. The authors of the project therefore reasonably assume that both tunnels will reliably serve their purpose for the next 150 years.

Ing. JAROSLAV LACINA, jlacina@amberg.cz,
Ing. LENKA KOČÍ, lkoci@amberg.cz,
Ing. LUMÍR KLIŠ, lkli@amberg.cz,
AMBERG Engineering Brno, a.s.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] SPRÁVA ŽELEZNIC, státní organizace. *Archivní dokumentace k Děčínskému a Loubenskému tunelu. Tunelová kronika, evidenční list tunelu. 1874–2022.*
- [2] HRUŠKA, J., SUDOP PRAHA a.s., *Průzkum tunelu – vrtané a kopané sondy*, 2019. Místo: Praha.
- [3] KOCOUREK, R., SG GEOTECHNIKA a.s., *Petrografický rozbor vzorků hornin z ostění tunelu*, 2019. Místo: Praha.
- [4] HRUŠKA, J., SUDOP Praha a.s., *Železniční tunel km 458,363 (č.59) – Děčínský, Geotechnický a stavebnětechnický pasport*, 2019. Místo: Praha.
- [5] LACINA, J., HORŇÁKOVÁ, L., AMBERG Engineering Brno, a.s., *Pasport ostění tunelu*, 2019. Místo: Brno.