

# TUNEL ŽILINA, STAVBA KTORÁ PREVERILA ODBORNÚ ZDATNOSŤ ZHOTOVITEĽA

## ŽILINA TUNNEL, A PROJECT THAT TESTED CONTRACTOR'S PROFESSIONAL CAPACITY

MICHAL FUČÍK, IVETA ŠNAUKOVÁ

### ABSTRAKT

Jedným z tunelov realizovaných na slovenskej diaľnici D1 je tunel Žilina. Dĺžkou ani metódou razenia nie je ničím výnimočný. Tunel Žilina sa všakrazil vo veľmi zložitom inžinierskogeologickom a hydrogeologickom prostredí, čím sa v kombinácii s nízkym nadložíím zaradil medzi najzložitejšie tunelové stavby na Slovensku. Zastihnuté geologické prostredie sa ukázalo komplikovanejšie, ako uvádzali predpoklady projektu. To si vyžadovalo neustále modifikovanie postupu razenia, spôsobu vystrojovania a predovšetkým zaistovania stability čelby. Komplikovaná geológia sa podpísala nielen na zmene podmienok razenia tunela, ale aj na realizácii sekundárneho ostenia. Článok opisuje rozdiely medzi projektovanými predpokladmi a skutočne zastihnutými geotechnickými podmienkami, dôsledky týchto rozdielov pre výstavbu tunela a spôsob, akým sa s nimi zhotoviteľ vyrovnáva.

### ABSTRACT

The Žilina tunnel is one of the tunnels realised on the Slovak motorway D1. In terms of the length or the excavation method it is not at all exceptional. Nevertheless, the Žilina tunnel was driven through a very complicated engineering geological and hydrogeological environment and due to this fact and the low overburden is ranked among the most complicated tunnelling structures in Slovakia. The geological environment encountered turned out to be more complicated than the design assumptions predicted. It required permanent modifications of the tunnel excavation procedure, the excavation support and, mainly, adapting the system of securing the excavation face stability. The complicated geology caused not only a change in the excavation conditions, but also the realisation of the secondary lining. The paper describes differences between the design assumptions and actually encountered geotechnical conditions, consequences of the differences on the tunnel construction and the technique the contractor used to cope with them.

### ÚVOD

V okolí mesta Žilina sa v nedávnej minulosti takmer súčasne realizovalo a realizuje 6 tunelov. Na D1 – tunel Ovčiarisko, Žilina, Višňové, na D3 – tunel Považský Chlmec, Svrčinovec, Poľana. Menované tunely boli až na výnimku tunela Višňové navrhované v podobných geologických podmienkach flyšového pásma s takmer identickým technickým riešením vzorového prierehového profilu tunela. Taktiež zvolená metóda razenia tunelov (Nová rakúska tunelovacia metóda) v podmienkach flyšového pásma nebola ničím výnimočným. Preto nič nepoukazovalo na to, že tunel Žilina by mal byť na realizáciu výrazne náročnejší ako ostatné, súčasne budované tunely. Opak však bol pravdou a vďaka zastihnutým, veľmi komplikovaným inžinierskogeologickým pomerom, sa stal výzvou pre projektanta a výrazne preveril odbornú zdatnosť zhotoviteľa.

#### Základné charakteristiky tunel Žilina:

kategória tunela:	2T – 8,0	[STN 73 7507]
návrhová rýchlosť:	99,6 km/h	[STN 73 7507]
dĺžková kategória tunela:	stredný	[STN 73 7507]
dĺžka tunela:	STR 684 m, z toho razená časť 648,5 m JTR 687 m, z toho razená časť 657 m	
priečne prepojenia:	dve, prechodné	
objednávateľ a budúci správca:	Národná diaľničná spoločnosť, a.s.	
zhotoviteľ tunela:	Doprastav, a.s. Bratislava, Metrostav a.s.	
projektant tunela:	Basler & Hofmann Slovakia s.r.o.	
zodpovedný projektant		
dokumentácie realizácie		
stavby (DRS):	Ing. Róbert Zwilling	

### INTRODUCTION

In the surroundings of the town of Žilina, 6 tunnels were realised in the recent past and are being realised concurrently, namely the Ovčiarisko, Žilina and Višňové tunnels on the D1 motorway and the Považský Chlmec, Svrčinovec and Poľana on the D3 motorway. The above-mentioned tunnels, with the exception of the Višňové tunnel, were designed for similar geological conditions formed by a flysh zone, designed with a nearly identical technical solution to the typical tunnel cross-sections. The tunnel excavation method (the New Austrian Tunnelling Method) in the conditions of the flysh zone was nothing exceptional. For that reason nothing indicated that the realisation of the Žilina tunnel should be significantly more complicated than the other concurrently built tunnels. However, the opposite is true. Owing to the very complicated engineering geological conditions it became a challenge for the designer and significantly tested the expertise of the contractor.

#### Žilina tunnel basic characteristics:

tunnel category:	2T – 8.0	[STN 73 7507]
design speed:	99.6km/h	[STN 73 7507]
length category of the tunnel:	medium	[STN 73 7507]
tunnel length:	NTT 684m; 648.5m of it mined STT 687m, z 657m of it mined	
cross passages:	two, passable for pedestrians	
owner and future administrator:	Národná diaľničná spoločnosť, a.s.	
tunnel contractor:	Doprastav, a.s. Bratislava, Metrostav a.s.	
tunnel designer:	Basler & Hofmann Slovakia s.r.o.	
designer responsible		
for detailed design:	Ing. Róbert Zwilling	

## INŽINIERSKOGEOLOGICKÉ POMERY POSKYTNUTÉ ZHOTOVITELVI V SÚŤAŽNÝCH PODKLADOCH A NÁVRH RAZIACICH PRÁČ

Podľa výsledkov inžinierskogeologického prieskumu poskytnutých objednávateľom pri súťaži, mal byť tunel Žilina situovaný v horninovom masíve budovanom paleogénnym súvrstvím ílovcov a pieskovcov, s prevahou ílovcov v celom hodnotenom úseku. Od východného portálu mala paleogén prekryvať formácia kvartérnych pokryvných útvarov reprezentovaných terasovým a deluviálnym komplexom. Kvartér bol reprezentovaný predovšetkým štrkom ílovitým až štrkom s prímiesou jemnozrnej zeminy. Táto formácia mala zasahovať do vzdialenosti cca 165 m od východného portálu do profilu kaloty.

Zóna zvetrania podľa poskytnutých podkladov mala zasahovať do hĺbky viac ako 10,0 m od povrchu paleogénneho súvrstvia. V tejto zóne zvetrávanie degradovali poloskalné horniny paleogénu na zeminy. To pri malej výške nadložia tunela (5–28 m) znamenalo, že 48 % dĺžky tunela bude razeňných v zeminách. Vo zvyšnej dĺžke, ktorá mala byť situovaná v strednej časti tunela, prebiehala zóna zvetrania tesne nad klenbou kaloty.

Výsledky inžinierskogeologického prieskumu taktiež zdokumentovali viaceré tektonické zóny, ktorými je horninové prostredie v trase tunela porušené. Predpokladalo sa, že tektonicky porušené zóny budú prestriedané v celom úseku tunela, výraznejšie v jeho západnej časti.

Hladina podzemnej vody bola zadefinovaná v celej trase tunela nad projektovanou niveletou. Vo všeobecnosti je ílovec hodnotený ako málo priepustná hornina, čomu nasvedčoval aj stanovený koeficient filtrácie  $k_f \leq 10^{-8} \text{ ms}^{-1}$ . Stážené podmienky razeňa spôsobené podzemnou vodou bolo možné očakávať na kontakte tektonických porúch, kde sa predpokladal výskyt sústredných prítokov podzemnej vody.

Podľa podkladov poskytnutých v súťaži sa javilo, že najväčším problémom pri výstavbe tunela bude tlačivá, poddajná hornina so všetkými jej dôsledkami – vysokými deformáciami výrubu, sadaním (zabáraním) celej stavby. Na základe toho boli prijaté návrhové kritéria výstavby tunela a to:

- Pre zníženie účinku tlačivosti horniny – návrh optimálneho, približne kruhového tvaru výrubu. Tvar výrubu sa menil s výškou nadložia. Vo vyššom nadloží (25–30 m) bola spodná klenba prehlbená o 1,5 m.
- Pre elimináciu vplyvov vyplývajúcich z geotechnických parametrov poddajnej horniny – išlo predovšetkým o rýchly nárast zaťaženia na ostenie v krátkej vzdialenosti za čelbou.

Táto charakteristika sa už pri návrhu javila významnou pre zaistenie stability primárneho ostenia, a preto hlavným návrhovým kritériom razeňa tunela bolo čo najrýchlejšie uzatváranie profilu výrubu spodnou klenbou.

Celú realizáciu výstavby tunela zhotoviteľ v ponuke uvažoval s dovrchným razením zo západného portálu, čo bolo dokladované predloženým harmonogramom prác. Tomu bolo prispôbené umiestnenie zariadenia staveniska, umiestnenie a veľkosť depónie, plocha na uskladnenie materiálu, počet strojných zostáv, ako aj počet razičských skupín. Doba výstavby na prerazenie tunela bola v súťaži 395 dní od dátumu začatia prác.

## INFORMATION ON ENGINEERING GEOLOGICAL CONDITIONS PROVIDED TO THE CONTRACTOR IN THE COMPETITION SOURCE DOCUMENTS AND THE EXCAVATION WORKS DESIGN

According to the results of the engineering geological survey provided by the project owner in the competition, the Žilina tunnel was assumed to run through a rock massif formed by Palaeogene layers of claystone and sandstone, with claystone prevailing within the whole assessed tunnel section. From the eastern portal, the Palaeogene layers were to be overlaid by a Quaternary formation of superficial deposits represented by a terrace and deluvial complex. The quaternary formation was represented first of all by clayey gravel up to gravel with fine-grained soil admixture. This formation was expected to extend to the top heading profile up to the distance of ca 165m from the eastern portal.

According to the documents available, the weathering zone was expected to extend to the depth over 10.0m from the surface of the Palaeogene formation. In this weathering zone Palaeogene weak rock degraded to soils. With respect to the small height of the overburden (5–28m) it meant that 48% of the tunnel length would be driven through soils. In the remaining length of the tunnel, which was to be located in the middle part of the tunnel, the weathering zone ran just above the top heading vault.

The engineering geological survey results in addition documented several tectonic zones disturbing the ground environment on the tunnel route. It was assumed that the tectonic zones would alternate throughout the tunnel section length, more distinctly in its western part.

The water table was defined above the designed vertical alignment throughout the tunnel route length. In general, claystone is assessed as little permeable rock. Even the coefficient of filtration, determined at  $k_f \leq 10^{-8} \text{ ms}^{-1}$ , indicated this property. The excavation conditions worsened due to ground water could be expected on contact of tectonic faults, where the occurrence of concentrated inflows of ground water was assumed.

According to the source documents provided in the competition, it seemed that the largest problem during the tunnel construction would lie in the squeezing and pliable rock with all its consequences – large excavation deformations, settlement (sinking) of the whole structure. Based on this assumption, the following design criteria were adopted for the tunnel construction:

- For reducing the squeezing effect of the rock – the design of optimal, approximately circular excavation geometry. The excavation geometry varied with the overburden height. For higher overburden (25–30m) the thickness of the invert (the depth of the excavation bottom) was increased by 1.5m.
- For eliminating the effects following from the geotechnical parameters of the pliable rock – it was first of all necessary to eliminate the rapid increase in the load acting on the lining at a short distance from the excavation face.

This characteristic appeared to be significant for stabilising the primary lining already during the work on the design. For that reason the main design criterion for the tunnel excavation was that the excavated profile was closed by invert as fast as possible.

In its tender, the contractor considered uphill driving from the western portal for the whole realisation of the tunnel construction. It was documented by the submitted works schedule.

## SKUTOČNE ZASTIHNUTÉ INŽINIERSKOGEOLOGICKÉ POMERY A ÚPRAVA POSTUPU RAZENIA

Hneď po vyrazení prvých metrov zo západného portálu sa však predpoklady deklarované v záveroch inžinierskogeologickej správy, ktorá bola súčasťou súťažných podkladov, nepotvrdili. Zhotoviteľ sa začal potýkať s nepriaznivými geologickými podmienkami a ich prejavmi:

- Razenie prebiehalo v rozložených ílovcoch extrémne nízkej pevnosti R6. V zónach zvetrania bol ílovec zmenený na íl vysokej plasticity, tuhej až pevnej konzistencie. Vysoká plasticita horniny sa prejavovala nadmernými deformáciami výrubu a zabáraním celého ostenia do horniny, ktoré dosahovalo hodnotu až cca 200 mm.
- Okamžite po otvorení výrubu sa prejavovala vysoká nestabilita vrchnej časti kaloty. Tú tvoril úplne zvetraný ílovec až charakteru zemín, RQD = 0. Zvetraný ílovec sa choval ako nesúdržný, málo uľahnutý, sypký materiál. Nepriaznivé účinky sypkého materiálu boli podporované prítomnosťou podzemnej vody, pričom horninový materiál strácal pevnostné parametre.

Na razenie v rozložených plastických ílovcoch bol zhotoviteľ pripravený, i keď takéto extrémne nízke pevnosti očakávané neboli.

Čo však bolo neočakávané a nedalo sa to vopred predpokladať, bolo nadmerné vysypávanie horninového materiálu z čelby kaloty. Vysypávanie horniny nijak nezodpovedalo deklarovanému plastickému chovaniu horninového prostredia. Hornina sa hlavne vo vrchnej časti kaloty začala chovať ako sypký, nesúdržný materiál. Zabezpečenie kaloty kotvami z betonárskej ocele, ako aj zaistenie klenby kaloty ihlami, sa ukázalo ako neúčinné (obr. 1). Drobné úlomky zvetraného ílovca sa vysypávali medzi ihlami a ich vysypávanie z čelby znemožňovalo stabilizačný nástrek striekaným betónom. Nastal problém s vrtmi pre ihly a kotvy, ktoré sa už počas vŕtania začali zavaľovať a nebolo ich možné použiť na inštaláciu vystrojovacích prvkov. Hlavné návrhové kritérium, ktorým bolo čo najrýchlejšie uzatváranie výrubu za čelbou, na jednej strane znižovalo deformácie výrubu, ale na druhej strane malo nepriaznivý dopad na stabilitu čelby, pretože zvyšovalo riziko jej zosunutia. Zastihnuté nepriaznivé prejavy horniny v okolí výrubu postupovali veľmi rýchlo, a napriek operatívnejmu prístupu zhotoviteľa vyústili až do dvoch mimoriadnych udalostí – zavalov.



Obr. 1 Vysypávanie zeminy medzi ihlami v klenbe kaloty  
Fig. 1 Spilling of soil between needles in the top heading vault

The location of the site arrangement, location and size of the tunnel muck stockpile, the area for material storage, the number of mechanical equipment sets as well as the number of tunnelling crews were adapted to it. The duration of the construction until the tunnel breakthrough was set in the competition for 395 days from the works commencement.

## ACTUALLY ENCOUNTERED ENGINEERING GEOLOGICAL CONDITIONS AND MODIFICATION OF EXCAVATION PROCEDURE

Immediately after the completion of initial metres of excavation from the western portal, the assumptions declared in the conclusions of the engineering geological report which had been part of the competition source documents were not confirmed. The contractor started to deal with the unfavourable geological conditions and their manifestations:

- The tunnel excavation proceeded through decomposed claystone with extremely low strength, R6. In weathering zones the claystone was turned into high plasticity clay with stiff to hard consistency. The high plasticity of ground manifested itself by excessive deformations of the excavation and sinking of the whole lining structure into the ground reaching the value of up to 200mm.
- The high instability of the upper part of the top heading manifested itself immediately after opening the excavation. The top heading was formed by weathered claystone nearly with the character soils, RQD = 0. The weathered claystone behaved as an incohesive, little compacted, loose material. The adverse effects of the incohesive material were supported by the presence of ground water, where the ground material was losing the strength-related parameters.

The contractor was prepared for excavation through decomposed plastic claystone, even though such extremely low strengths were not expected.

But what was unexpected and could not be expected in advance was the excessive spilling of ground material from the top heading excavation face. The spilling of rock not at all corresponded to the declared plastic behaviour of the ground environment. The ground, first of all in the upper part of the top heading, started to behave as a loose, incohesive material. The support of the top heading excavation with anchors from concrete reinforcement bars and stabilisation of the top heading vault with needles turned out to be ineffective (see Fig. 1). Small fragments of weathered claystone spilled down between the needles and spilling from the excavation face made the application of stabilising shotcrete impossible. A problem appeared regarding boreholes for needles and anchors. They started to collapse during the drilling operation and could not be used for the installation of the excavation support elements. The main design criterion, closing the excavated space behind the excavation face with primary lining as fast as possible, on the one hand reduced the excavation deformations, but on the other hand, adversely affected the excavation face stability because it increased the risk of the collapsing face. The adverse manifestations of the ground in the excavation surroundings encountered proceeded very rapidly and, despite the operative attitude of the contractor, resulted to two extraordinary events – excavation collapses.

### Method of stabilising the collapse area

The first excavation collapse developed in January 2015 and caused 6month suspension of work in the northern tunnel tube.

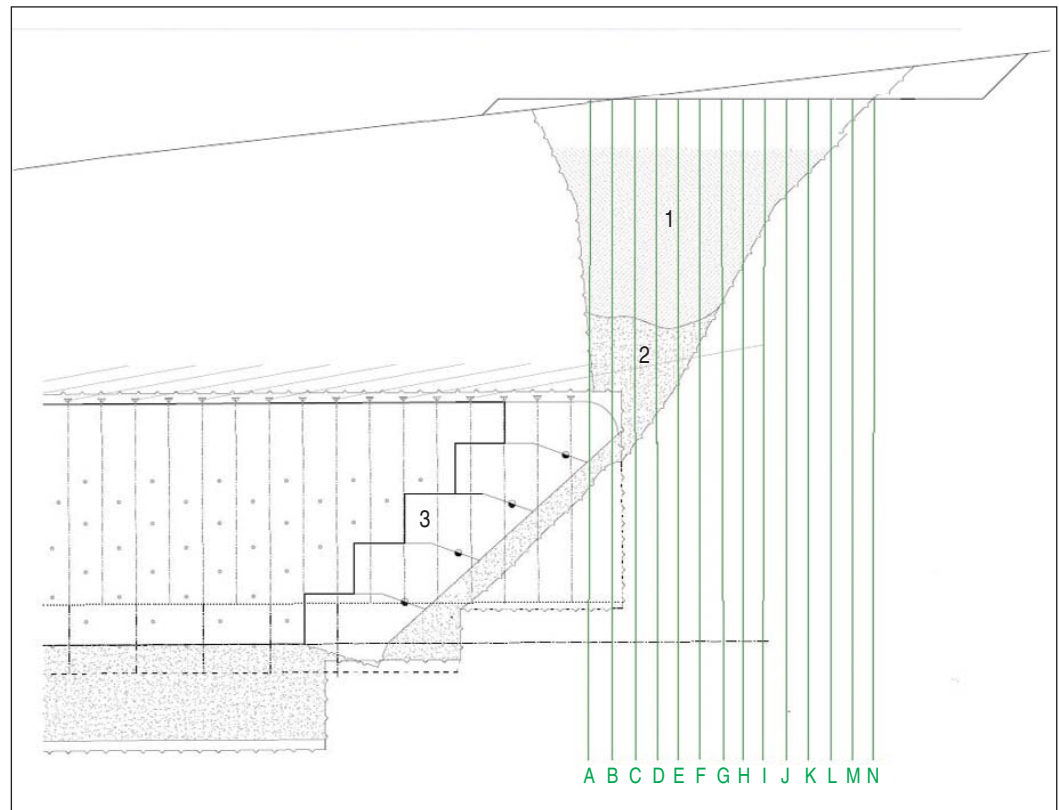
## Spôsob zabezpečenia oblasti závalu

Prvý zával sa vyvinul v januári 2015 a spôsobil zastavenie prác v severnej tunelovej rúre na 6 mesiacov. Druhý zával sa stal v novembri 2015. V tomto prípade práce na sanácii závalu prebiehali rýchlejšie a razenie pokračovalo po cca 2 mesiacoch.

Príčinou kolapsu čelby tunela v oboch prípadoch bola kombinácia nepriaznivých faktorov ako tektonické porušenie masívu, zväčšujúci sa dosah účinkov zvetrávania, degradácia masívu a zvýšená prítomnosť podzemnej vody. Doplnkovým inžinierskogeologickým prieskumom bol potvrdený hĺbkový dosah zóny stredného zvetrania ílovcov až do vrchnej časti kaloty.

Vo vrchnej časti kaloty boli dokumentované polohy silno zvetraných, tektonicky porušených ílovcov, ktorých mocnosť sa pri poslednej kalote pred závalom zväčšila na cca 2,0 m. Na cca 13tej hodine bol v okolí vrtu pre IBO ihlovanie zaznamenaný sústredený prítok podzemnej vody. Výraznejší sústredený prítok podzemných vôd cez ílovcový masív bol dôsledkom rozvolnenej zóny v okolí tektonickej poruchy. V dôsledku výraznejšieho zvetrávania došlo k následnému rozvolneniu porušených ílovcov, s častým vypadávaním úlomkov a tvorbou nadvýlomu. Pôsobením prúdenia a tlaku podzemnej vody a jej súfóznymi účinkami došlo k následnej deštrukcii masívu.

Zaistenie horninového prostredia pod závalom bolo riešené podchytením výplňového betónu a spevnením závalového telesa pre následnú bezpečnú obnovu razenia zavalenej tunelovej rúry. Z technického hľadiska bola vybraná a následne rozpracovaná alternatíva tryskovej injektáže (TI) z povrchu terénu. V prvom kroku bola na čele kaloty pred realizáciou TI vybudovaná betónová konštrukcia (oporná betónová stena), ktorá stabilizovala čelo pri realizácii TI z povrchu. Oporná betónová stena taktiež zamedzovala prípadnému úniku tryskovej injektáže do profilu razeného tunela. Masívna betónová opora sa budovala betónovaním po etážach s odskokmi smerom k čelbe (obr. 2). Druhým krokom zabezpečenia sanovanej oblasti bola TI. Na povrchu terénu nad oblasťou závalu sa vytvorila betónová pracovná plošina, z ktorej sa následne vytvoril vejár stĺpov TI priemeru min. 800 mm (obr. 3). TI je navrhovaná v pozdĺžnom smere v dĺžke 8,0–10m, a 0,65 m. V priečnom reze tunelom TI vytvára vejár v tvare písmena „A“. Takéto riešenie prenáša zaťaženie výplňového betónu krátera do bokov mimo tunela a vytvorí sa sanácia porušenej zeminy v okolí a nad tunelovou rúrou. Bočné stĺpy TI sú vystužené oceľovými rúrami. Realizovala sa metóda M1 tj. rozrušenie zeminy na jednotlivé



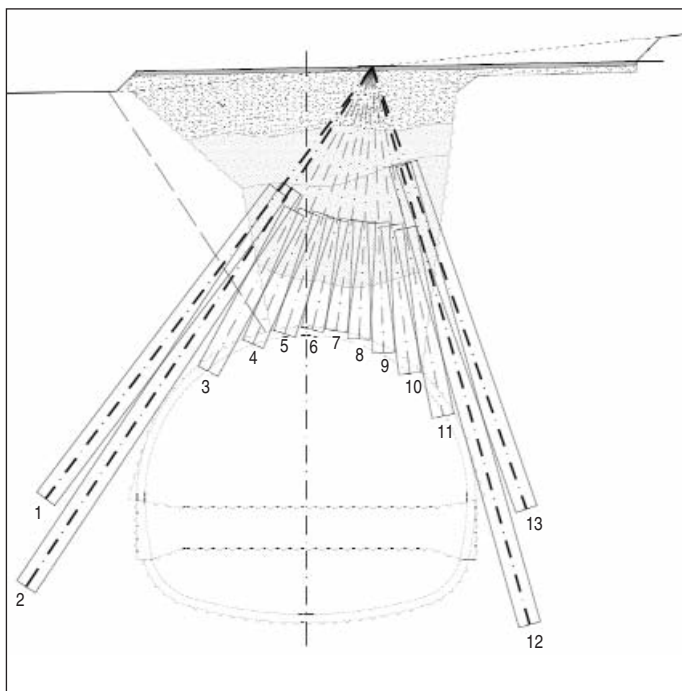
Obr. 2 Zmáhanie mimoriadnej udalosti – oporná betónová stena, 1 – výplň závalu, betón min. pevnosti C12/15, 2 – zával, 3 – betónová oporná stena, A–N – vejáre tryskovej injektáže

Fig. 2 Coping with the extraordinary event – retaining concrete wall, 1 – collapse backfill, minimum strength concrete C12/15, 2 – collapse, 3 – concrete retaining wall, A–N jet grouting fans

The second collapse happened in November 2015. In this case the collapse removing operations proceeded faster and the excavation operations continued after ca 2 months.

The collapse of the tunnel excavation face was in both cases caused by a combination of unfavourable factors, such as tectonic faulting of the massif, the increasing reach of weathering, degradation of the massif and increased presence of ground water. The depth range of the medium weathering zone of claystone down to the upper part of the top heading was confirmed by supplementary engineering geological survey. Layers of heavily weathered, tectonically faulted claystone were documented in the upper part of the top heading. Their thickness increased to ca 2.0m during the last top heading excavation action before the collapse. Concentrated inflow of ground water was recorded approximately in the surroundings of the borehole for an IBO needle, at the 13 o'clock position. The more significant concentrated inflow of ground water through the claystone massif resulted from the occurrence of a loose zone in the surroundings of the tectonic failure. Subsequent loosening of the disturbed claystone, frequent spilling of fragments and formation of overbreaks happened due to more significant weathering. The subsequent destruction of the massif was caused by the effect of the flow and pressure of ground water and its piping effects.

The ground environment under the collapse was stabilised by underpinning of the mass fill concrete and strengthening the collapse body for subsequent safe restoration of the excavation of the collapsed tunnel tube. The alternative of jet grouting (JG) from the terrain surface was selected from the technical point of view and was subsequently elaborated. In the first step, a concrete structure (a retaining wall) was carried out at the top heading front end before realising the jet grouting. It stabilised



Obr. 3 Trysková injektáž z povrchu terénu  
Fig. 3 Jet grouting from the terrain surface

úľomky lúčom cementovej zmesi. Technologické centrum pre TI sa umiestnilo do priestoru pred západným portálom tunela.

Pri druhom závale sa na spevnenie vysypaného materiálu a pre následnú bezpečnú obnovu razenia zavalenej tunelovej rúry nepoužila TI z povrchu terénu, ale realizovala sa cementová injektáž navŕtaním sklolaminátových kotiev dl. 16 m z opornej betónovej steny v tunelovej rúre. Sklolaminátové kotvy sa víťali pod ochranou mikropilótového dáždnika.

#### Postup razenia po mimoriadnych udalostiach

Po mimoriadnych udalostiach sa prioritou pre zhotoviteľa stalo zabezpečenie stability výrubu a čelby, bez ohľadu na finančnú náročnosť prijatých opatrení. Riešenia sa hľadali na základe odborných diskusií na strane zhotoviteľa, projektanta ako aj tímu prizvaných odborníkov, ktorých cieľom bolo nájsť spôsob ďalšieho postupu razenia. Všetky tri menované skupiny sa zhodli na tom, že horninový masív sa chová inak, ako je deklarované v súťažných podkladoch. Bolo konštatované, že chovanie horninového prostredia, ako extrémne plastického a zároveň nesúdržného, je úplne protichodné a zodpovedá dvom typom hornín – nesúdržným a súdržným. Takéto vlastnosti horninového prostredia sa štandardne nevyskytujú súčasne. Pri razení tunelov sú celkom dobre zvládnuté postupy razenia v súdržných alebo nesúdržných zeminách. Ale razenie tunela v horninovom prostredí, ktoré má prejavy súdržných a nesúdržných zemín súčasne, bežné nie je, a tak si vyžadovalo vysokú dávku teoretických a praktických skúseností s razením v mäkkých horninách, ako aj cit pre sledovanie a hlavne vyhodnotenie odozvy horninového prostredia na jednotlivé pracovné operácie, podporené znalosťami geológie, geotechniky a dobrej orientácie v požadovaných technologických postupoch. Pre optimálny návrh ďalšieho postupu prác bol zrealizovaný doplnkový IG prieskum.

I keď paleogénne súvrstvie nie je v zásade nepriaznivé pre výstavbu tunelov, zvetrávanie zasahujúce do veľkých hĺbok, tektonicky porušené zóny a prítomnosť podzemnej vody ho

the front end during the realisation of the JG from the terrain surface. The concrete retaining wall in addition prevented contingent leaking of the jet grouting mixture into the mined tunnel profile. The massive retaining wall was carried out by casting concrete in stages, with recesses toward the excavation face (see Fig. 2). The second step of the stabilisation of the area being rehabilitated lied in the JG. A concrete working platform was carried out on the terrain surface above the collapse area. A fan of JG columns with the minimal diameter of 800mm was subsequently carried out from the platform (see Fig. 3). The JG columns 8.0–10m long, spaced at 0.65m intervals, are designed in the longitudinal direction. In the tunnel cross-section, the JG forms an A-shaped fan. Such the solution transmits the load acting on the mass concrete filling the crater to the sides, outside the tunnel, and the disturbed ground in the surroundings and above the tunnel tube is rehabilitated. The side JG columns are reinforced with steel tubes.

The M1 method was realised, lying in the disintegration of soil into individual fragments with a ray of cement mixture. The technology centre for the JG was placed to the space in front of the western portal of the tunnel.

During the second collapse, the spilled out material was not reinforced and the collapsed tunnel tube excavation was not subsequently safely restored by the application of the JG from the terrain surface. Instead, cement grout was injected through the 16m-long boreholes for glass fibre reinforced plastic anchors drilled from the retaining wall in the tunnel tube. The holes for the glass fibre reinforced plastic anchors were drilled under the protection of canopy tube pre-support.

#### Tunnel excavation procedure after extraordinary events

After the extraordinary events, contractor's priority lied in securing the stability of the excavation and the excavation face, irrespective of the financial demands of the measures adopted. Solutions were sought on the basis of professional discussions on the side of the contractor, designer and a team of invited experts the objective of which was to find the method of further excavation. All three above-mentioned groups agreed that the ground massif behaved differently from the behaviour declared in the competition documents. It was stated that the behaviour of the extremely plastic and at the same time incohesive ground environment was completely contradictory, corresponding to two ground types – incohesive and cohesive. Such the properties of the ground environment are not encountered as a standard concurrently. On the one hand, procedures for excavating tunnels through cohesive or incohesive soils are mastered relatively well. On the other hand, driving tunnels through a ground environment with manifestations of cohesive and incohesive soils concurrently is not commonplace. It required a high dose of theoretical and practical experience with tunnelling through soft ground and the sense of observing and, first of all, the assessment of the ground environment response to individual work operations, supported by knowledge geology, geotechnics and good sense of orientation in the required technology procedures. A supplementary EG survey was realised for preparation of the optimal proposal for further working procedure.

Even though the Palaeogene formation is not essentially unfavourable for construction of tunnels, it is significantly degraded by the weathering reaching great depths, tectonically faulted zones and the presence of ground water. In the Žilina tunnel area, all the three factors significantly contributed to the

výrazne degraduje. V oblasti tunela Žilina sa všetky tieto tri činitele výrazne podpísali na zmene kvality horninového prostredia, čo potvrdil aj doplnkový IG prieskum. Dôsledkom silného tektonického porušenia horninového masívu bol aj fakt, že sa ílovec, ktorý je v podstate nepriepustný, zmenil na vysoko priepustnú horninu. Identifikovať miesta nadmerných prítokov podzemnej vody, prípadne zvodnené šošovky, sa však ani doplnkovým prieskumom nepodarilo.

Geotechnické charakteristiky horninového materiálu sa v jednotlivých blokoch zásadne nezmenili. Jedinú zmenu doznala v najmenej priaznivom kvázihomogénnom bloku kohézia, ktorá bola nulová a na minimum sa znížil taktiež uhol vnútorného trenia. Takéto výsledky potvrdzovalo aj vysypávanie horniny z čelby pred závalom.

Výsledky doplnkového IG prieskumu poukázali však na zásadnú zmenu dĺžok kvázihomogénnych blokov v pozdĺžnom smere tunela. Najmenej priaznivé kvázihomogénne bloky sa presunuli aj do oblastí s vyšším nadloží, čo si v dôsledku väčšieho geostatického napätia vyžiadalo zmenu – zosilnenie primárneho ostenia.

Na základe poznatkov z chovania sa výrubu a výsledkov doplnkového IG prieskumu boli opatrenia zamerané na zlepšenie pevnostných a deformačných parametrov samotnej horniny. Tieto opatrenia boli sústredené na horninové prostredie pred čelbou a na samotnú čelbu.

Po mnohých odborných diskusiách a skúšaní rôznych opatrení priamo na stavbe sa ako najefektívnejšie ukázalo použitie sklolaminátových čelbových kotiev, ktoré boli vsúvané do vrtov  $\varnothing$  150 mm a následne vyplnené cementovou zaličkou. Čelbu zabezpečovalo 70 ks sklolaminátových kotiev dĺžky 16 m. Takýmto spôsobom sa čiastočne podarilo spevniť horninový materiál pred čelbou. Čelbové kotvy však stále nedokázali zamedziť vypadávanie horniny z klenby kaloty. Pôvodne navrhovaný IBO dáždnik sa neosvedčil, preto bol nahradený tlakovo injektovaným mikropilótovým dáždnikom. Dáždnik tvorilo 40 ks mikropilót dĺžky 12 m, injektovaných cementovou zmesou (obr. 4). Odvodnenie tunela bolo zabezpečované pomocou troch horizontálnych odvodňovacích vrtov dĺžky 40 m. Odvodňovacie vrty boli vrtané z čelby s presahom 15–20 m.

Aby sa s narastajúcou výškou nadložia zamedzilo deformáciám stien kaloty, bola realizovaná v najťažších vystrojovacích triedach dočasná spodná klenba kaloty. Tá sa po uzatvorení celého výrubu v blízkosti čelby dodatočne vybúrala.

Realizácia mikropilótového dáždnika a čelbových kotiev aj s vysokotlakou injektážou prebiehala v časovom intervale 9 dní. To výrazne spomaľovalo postup razenia tunela. V severnej tunelovej rúre bolo takýmto spôsobom vyrazených 133 m z celkovej dĺžky 648 m a v južnej tunelovej rúre 76 m z celkovej dĺžky 657 m. Rýchlosť razenia v týchto úsekoch bola cca 14 m/mesiac. Vyššie opísané zabezpečovacie opatrenia sa ukázali ako účinné, vyžiadali si však výrazné časové zdržanie.

Aby zhotoviteľ znížil časovú stratu spôsobenú nepredpokladateľnými IG podmienkami, bola zmenená organizácia razenia a razenie následne prebiehalo aj z východného portálu tunela. Doba výstavby, aj napriek razeniu z oboch portálov, bola 731 dní od začatia prác, čo predstavovalo predĺženie razenia tunela o 336 dní.

change in the ground environment quality. This fact was even confirmed by a supplementary survey. The fact that the claystone, which is in essence impermeable, altered to highly permeable rock is also a consequence of the heavy tectonic faulting of the rock massif. Unfortunately, the supplementary research failed to identify the locations of excessive inflows of ground water or water charged lenses.

Geotechnical characteristics of the ground material in individual blocks did not fundamentally change. The only change was in the cohesion in the least favourable quasi-homogeneous block. It dropped to zero and even the angle of internal friction decreased to a minimum. Such the results were in addition confirmed by spilling of ground from the excavation face before the collapse.

The results of the supplementary EG survey indicated a fundamental change in the lengths of quasi-homogeneous blocks in the longitudinal direction of the tunnel. The least favourable quasi-homogeneous blocks shifted themselves even to higher overburden areas. This process required a change (increasing) in the thickness of the primary lining due to higher geostatic stress.

Measures focused on improving the strength-related and deformational parameters of the ground were proposed on the basis of the new knowledge of the behaviour of the excavated opening and the results of the supplementary EG survey. These measures were concentrated on the ground environment ahead of the excavation face and the excavation face itself.

After many professional discussions and testing various measures directly on site, the application of glass fibre reinforced plastic anchors inserted into 150mm-diameter boreholes into the excavation face and subsequently filled with cement grout turned out to be most effective. The excavation face was stabilised by 70 glass fibre reinforced plastic anchors 16m long. In this way the ground material ahead of the excavation face was partially reinforced. Nevertheless, the anchors installed ahead of the excavation face still failed to prevent falling of the ground from the top heading vault. The originally designed IBO umbrella did not acquit itself. For that reason it was replaced with pressure-grouted canopy tube pre-support. The pre-support consisted of 40 pieces of 12m-long tubes grouted with a cement mixture (see Fig. 4). The tunnel drainage was provided by three 40m long horizontal drainage boreholes. The



Obr. 4 Pohľad na mikropilótový dáždnik a vrtanie čelbových kotiev  
Fig. 4 A view of the canopy tube pre-support and drilling for anchors into excavation face



Obr. 5 Realizácia spodnej klenby tunela  
Fig. 5 Realisation of tunnel invert

## SEKUNDÁRNE OSTENIE

Sekundárne ostenie tunela bolo navrhnuté železobetónové, s minimálnou hrúbkou 0,35 m, so spodnou klenbou po celej jeho dĺžke. Realizácia ostenia bola navrhnutá v dvoch etapách – betonáž spodnej klenby a betonáž hornej klenby. Dĺžka blokov je 12,5 m pre bežný profil tunela. Ostenie jednej tunelovej rúry je rozdelené na 57 blokov, z toho sú 3 bloky hĺbené.

Všetky bloky ostenia – horná aj spodná klenba – sú navrhnuté ako vystužené. Typ vystuženia pritom závisí od geotechnických parametrov jednotlivých kvázihomogénnych blokov. Nepriaznivé inžinierskogeologické podmienky pri razení sa prejavili taktiež pri návrhu a realizácii sekundárneho ostenia. Rozdiely boli zrejme predovšetkým v oblastiach, kde boli použité vystrojovacie triedy s mikropilótovým dáždnikom.

V týchto úsekoch bola použitá prehĺbená spodná klenba, kde navýšenie objemu betónu hlbokaj spodnej klenby oproti spodnej klenbe bolo  $71,5 \text{ m}^3/\text{blok}$  (obr. 5). Sekundárne ostenie spodnej klenby je zo železobetónu triedy C25/30- $\text{XC3}$  –  $\text{Cl } 0,20$  –  $\text{D}_{\text{max}} 16$  – S4. Objem betónu na jeden blok je cca  $185 \text{ m}^3$ . Celkový objem betónu spodnej klenby v razenej časti tunela je  $10\,014 \text{ m}^3$  na jednu tunelovú rúru.



Obr. 6 Pohľad na výstuž hornej klenby sekundárneho ostenia  
Fig. 6 A view of the reinforcement of the upper vault of the secondary concrete lining

drainage holes were drilled from the excavation face with 15–20m long overlaps.

A temporary top heading invert was carried out in the most difficult excavation support classes so that deformations of the top heading side walls due to the increasing overburden height were prevented. After the whole excavation profile had been closed, the concrete invert was subsequently broken out in the vicinity of the excavation face.

The canopy tube pre-support and anchors into the excavation face, including the high-pressure grouting, were carried out within a 9-day interval of time. These operations significantly reduced the advance rate of the tunnel excavation. In this way, 133m of the total length of 648m of the excavation were carried out in the northern tunnel tube and 76m of the total length of 657m of the excavation were carried out in the southern tunnel tube. The excavation advance rate in these sections amounted to ca 14 per month. The above-mentioned supporting measures turned out to be effective, but they required a significant time delay.

The organisation of the tunnel excavation operations was changed and the work subsequently proceeded even from the eastern portal so that the contractor reduced the time loss caused by the unpredictable EG conditions. The construction period was extended to 731 days from the beginning of the work even despite the excavation operations proceeding from both portals. It represented a delay of driving the tunnel by 336 days.

## SECONDARY LINING

The secondary lining of the tunnel was designed as a reinforced concrete structure, minimally 0.35m thick, with an invert installed throughout the tunnel length. The installation of the lining was proposed to be carried out at two stages – concreting of the invert and concreting of the upper vault. The concrete casting blocks are 12.5m long for the common tunnel profile. The lining of one tunnel tube is divided into 57 blocks; 3 of them are cut-and-cover tunnel blocks.

Reinforced concrete is designed for all lining blocks – the upper vault and the invert. The reinforcement type depends on geotechnical parameters of individual quasi-homogeneous blocks. The unfavourable engineering geological conditions encountered during the tunnel excavation influenced even the design and realisation of the secondary lining. Differences were obvious mainly in the locations where the excavation support classes with the canopy tube pre-support were applied.



Obr. 7 Pohľad na vystužovanie priečneho prepojenia  
Fig. 7 A view of a cross passage being reinforced



Obr. 8 Murovaná stena priečneho prepojenia  
Fig. 8 Masonry wall of the cross passage

Pri realizácii hornej klenby sa zvýšilo oproti návrhu do súťaže predovšetkým množstvo výstuže. Množstvo výstuže v blokoch v oblasti s mikropilótoými dáždnikmi (ťažké bloky) (obr. 6) bolo cca 24 t/blok, pričom v ostatných úsekoch bola hmotnosť výstuže hornej klenby cca 15 t/blok. To sa prejavilo aj na čase potrebnom na uloženie oceľovej výstuže jedného bloku. Na začiatku prác na hornej klenbe bol čas vystužovania jedného bloku cca 5 dní. Je však nutné poznamenať, že do tohto obdobia patrilo aj vystužovanie ťažkých blokov. Po zácviaku posádky a po prechode do ľahších blokov sa vystužovanie jedného bloku skrátilo na cca 2,5 dňa.

Sekundárne ostenie hornej klenby sa realizovalo v celej dĺžke zo železobetónu C30/37-XF4, XC3. Samotná betonáž prebiehala pomocou oceľovej samohybnej hydraulickéj formy. V zimnom a jarnom období sa betonovalo v dennej aj nočnej zmene. V letných mesiacoch sa však betonovalo s ohľadom na tuhnutie a tvrdnutie betónu výhradne v nočnej zmene. Klenba sa v zimnom a jarnom období oddeňovala po 11–13 hod, v letnom období sa tento čas skrátil na 8–10 hod. Vlastná betonáž hornej klenby bola organizovaná zo západného portálu. Celková doba betonáže každej tunelovej rúry bola cca 4 mesiace. Betonáž bloku ostenia sa realizovala cca každých druhý deň.

Práce na výstavbe sekundárneho ostenia boli pôvodne plánované len zo západného portálu tunela. Ako prvá sa začala betónovať spodná klenba v južnej tunelovej rúre. Práce na spodnej klenbe prebiehali v súlade s harmonogramom prác. K časovému sklzu však začalo dochádzať pri ukladaní oceľovej výstuže hornej klenby. Práve toto vystužovanie (obr. 7) bolo na tuneli Žilina na kritickej ceste. Napriek tomu, že časová strata spôsobená vystužovaním ťažkých blokov v južnej tunelovej rúre sa po ich prechode skrátila, zhotoviteľ sa rozhodol v severnej tunelovej rúre pristúpiť k výstavbe spodnej klenby z oboch portálov tunela. Tak isto, aby sa urýchlili vystužovacie práce na hornej klenbe, boli v severnej tunelovej rúre použité dva vozíky.

Po prijatí týchto opatrení realizácia celého sekundárneho ostenia (vystužovanie, hydroizolácie, betonáž – horná a spodná klenba) tunela Žilina trvala 362 dní, čo predstavuje navyšenie doby realizácie oproti súťaži o 115 dní.

A deepened invert was used in those locations; the volume of concrete increased by  $71.5\text{m}^3$  per block in those deep invert sections, in comparison with the common invert (see Fig. 5). The secondary lining of the tunnel invert is from concrete grade C25/30-XC3 – CI 0.20 –  $D_{\text{max}} 16$  – S4. The volume of concrete per one block amounts to ca  $185\text{m}^3$ . The total volume of the invert structure in the mined part of the tunnel is  $10,014\text{m}^3$  per one tunnel tube.

The amount of concrete reinforcement was increased in comparison with the final design (tender documents) during the realisation of the upper vault. The amount of concrete reinforcement in the blocks in the area where canopy tube pre-support was applied (heavy blocks) (see Fig. 6), was ca 24 tonnes per block, whilst the weight of the upper vault concrete reinforcement was ca 15 tonnes per block. It manifested itself in the length of the time required for placing steel reinforcement for one block. At the beginning of the work on the upper vault the installation of reinforcement for one block took ca 5 days. But it is necessary to note that this period comprised also the installation of steel reinforcement for the heavy blocks. After the crews passed the learning curve and after the passage to lighter blocks, the duration of the installation of concrete reinforcement for one block was reduced to 2.5 days.

The secondary lining of the upper vault was realised throughout the tunnel length using C30/37-XF4, XC3 reinforced concrete. Concrete was cast behind steel hydraulic travelling formwork. In winter and spring periods, concrete was cast in day and night shifts. In the summer months, concrete was cast exclusively during night shifts with respect to the setting and hardening process. The upper vault formwork was stripped after 11–13 hours in winter and spring periods; in the summer period, this time was reduced to 8–10 hours. Concreting the upper vault itself was organised from the western portal. The overall duration of concreting each tunnel tube amounted to ca 4 months. Concreting of one lining block was carried out ca every other day.

The work on the construction of the secondary lining was originally planned to proceed only from the western portal of the tunnel. The invert concrete casting in the southern tunnel tube was the initial operation. The work on the invert proceeded in compliance with the works schedule. However, a delay started to appear in the installation of steel reinforcement of the upper vault. It was this installation of reinforcement (see Fig. 7) that was on the critical path at the Žilina tunnel. Despite the fact that the loss of time caused by the installation of concrete reinforcement of the heavy blocks in the southern tunnel tube was reduced after the passing them, the contractor decided to proceed to carrying out the invert in the northern tunnel tube from both tunnel portals. Two reinforcement installation travelling scaffolds were used in the northern tunnel tube so that the installation of the upper vault concrete reinforcement was accelerated.

After the adoption of these measures, the realisation of the whole secondary lining of the Žilina tunnel (installation of reinforcement, concreting the upper vault and invert) took 362 days, representing an increase in the construction realisation time in comparison with the tender by 115 days.

## NEW TECHNICAL CONSTRUCTION SOLUTION TO ŽILINA TUNNEL

Two cross passages passable for persons are parts of the Žilina tunnel. The cross passages are separated from the tunnel tubes by walls in starter stubs of the cross passages. In the



## NOVÉ STAVEBNO-TECHNICKÉ RIEŠENIA V TUNELI ŽILINA

Súčasťou tunela Žilina sú dve prechodné priečne prepojenia. Priečne prepojenia sú od tunelových rúr oddelené v zárodkoch priečných prepojení stenami. V pôvodnom riešení boli steny navrhnuté štandardne, z monolitického betónu do debnenia. Projektant v čase projekčnej prípravy prišiel s riešením výstavby stien pomocou debniacich tvárnic, ktoré sú vystužené oceľovou výstužou (obr. 8). Takéto riešenie bolo prvýkrát použité na tuneloch Považský Chlmec a Poľana. Betónové tvárnice nahradzujú použitie tradičného debnenia. Vzhľadom na zjednodušenie prác, zhotoviteľ použitia debniacich tvárnic uvítal. Takéto riešenie bolo následne použité aj na steny v združených výklenkoch, ktoré oddeľujú SOS kabínu od ostatného priestoru.

Steny v zárodkoch priečných prepojení sú teda realizované z debniacich tvárnic DT25-250 x 500 mm a v združených výklenkoch z betónových debniacich tvárnic DT20-200 x 500 mm. Tvárnice sú vystužené prúťovou výstužou triedy B 500B a vyplnené betónom triedy C 25/30-F2, XC3. Tvárnice sú upevnené k ostieniu prostredníctvom kotiev z betonárskej ocele. V mieste osadenia stien sa navŕtali otvory, do ktorých sa kotvy vlepili. Na kotvy sa následne upevnila výstuž samotných stien. Finálna úprava betónovej murovanej konštrukcie bude realizovaná pomocou schválenej sanačnej hmoty pre betónové steny, ktorá vytvorí jednotný, trvanlivý a odolný povrch nenáročný na údržbu, čistenie a osvetlenie.

Vzhľadom na aktuálne platné TP 099 Požiarne bezpečnosť cestných tunelov musí byť v priečných prepojeniach umiestnený nezávodnený požiarne vodovod. Preto v murovaných stenách priečných prepojení sú navŕtané otvory pre potrubie suchovodu.

## ZÁVER

V čase písania príspevku sú práce na sekundárnom ostení tunela Žilina ukončené. Je teda možné oprávnené konštatovať, že tunel Žilina sa vďaka zastihnutej geológii zaradil medzi najnáročnejšie tunelové diela budované na Slovensku. Práce v takomto prostredí si vyžadovali operatívny prístup medzi zhotoviteľom, projektantom a stavebným dozorom. Prioritou pre zhotoviteľa sa stalo bezpečne realizovanie raziacich prác a finančná a časová náročnosť bola aj vďaka ústretovému prístupu skúsených zástupcov objednávateľa a stavebného dozoru druhoradá. Dôkazom toho, že zhotoviteľ všetky náročné požiadavky splnil, je skutočnosť, že razenie si nevyžiadalo žiadne zranenia ani škodu na strojnom zariadení.

V súčasnosti (január 2018) pokračujú práce na tuneli predovšetkým na jeho predportálových objektoch. V tuneli sa kladie požiarne vodovod, obrubníky a štrbinové žľaby. Prebieha sanácia ostenia pred nátermi.

**MICHAL FUČÍK**, *michal.fucik@doprastav.sk*,  
**Ing. IVETA ŠNAUKOVÁ, PhD.**,  
*iveta.snaukova@doprastav.sk*,  
*Doprastav, a.s.*

**Recenzovali Reviewed:** *Ing. Ján Kušnár*,  
*Ing. Róbert Zwilling*

original solution, the walls were designed in a standard way, from concrete cast in situ. During the designing stage, the designer came with a solution to building the walls using formwork blocks reinforced with steel rods (see Fig. 8). Such the solution was applied for the first time to the Považský Chlmec and Poľana tunnels. The concrete blocks replace the use of a traditional formwork. With respect to the simplification of the work, the contractor welcomed the use of the formwork blocks. Such the solution was subsequently applied to walls in combined recesses separating the emergency call niches from the other space.

The walls in the starter stubs of cross passages are built from formwork blocks DT25-250 x 500mm and in the combined recesses they are from concrete formwork blocks DT20-200 x 500mm. The blocks are reinforced with B 500B grade steel rods and are filled with concrete grade C 25/30-F2, XC3. The blocks are fixed to the tunnel lining with anchors from steel concrete reinforcement. Holes were drilled into the lining in the locations of the installation of the walls and the anchors were glued into them. The reinforcement of the walls was subsequently fixed to the anchors. The final treatment of the concrete masonry structure will be carried out using a rehabilitation material approved for concrete walls, which will create a unified, durable and resistant, low maintenance surface demanding low lighting.

With respect to the currently valid specifications TP 099 *Fire safety in road tunnels*, a dry fire main must be installed in cross passages. For that reason holes are drilled through the masonry walls of the cross passages for the passage of the dry fire main pipeline.

## CONCLUSION

At the time of writing this paper the work on the secondary lining of the Žilina tunnel has already been completed. It is therefore justified to state that, owing to the geology encountered, the Žilina tunnel has ranked among the most complicated tunnelling works carried out in Slovakia. Working in such an environment required operative relationships among the contractor, designer and construction supervision. Contractor's priority was to safely realise the tunnel excavation. The financial and time consumption was non-essential, even thanks to the accommodating approach of experienced representatives of the project owner and the construction supervision. The proof of the fact that the contractor fulfilled all exacting requirements is the fact the tunnel excavation has not claimed any injury or damage to the mechanical equipment.

At the moment (January 2018) the work on the tunnel continues first of all on the pre-portal structures. The fire main, kerbs and slotted drain pipes are being installed. The lining surface is being repaired before the application of coating.

**MICHAL FUČÍK**, *michal.fucik@doprastav.sk*,  
**Ing. IVETA ŠNAUKOVÁ, PhD.**,  
*iveta.snaukova@doprastav.sk*,  
*Doprastav, a.s.*

## LITERATURA / REFERENCES

- [1] Diaľnica D1 Hričovské Podhradie – Lietavská Lúčka, SO 447-00, SO 448-00, v stupni DSP, FTP, DSZS, DRS, zodpovedný projektant Ing. Róbert Zwilling

# REALIZÁCIA ZÁPADNÉHO PORTÁLU TUNELA ŽILINA

## REALISATION OF THE WESTERN PORTAL OF THE ŽILINA TUNNEL

MICHAL FUČÍK, IVETA ŠNAUKOVÁ

### ABSTRAKT

Problémy s razením tunela Žilina, ktoré spôsobili nepredvídane náročné inžinierskogeologické (IG) podmienky, boli prezentované už viackrát a sú všeobecne známe. Náročné IG pomery sa však prejavili aj na iných stavebných objektoch súvisiacich s tunelom. Najväčší vplyv nepriaznivej geológie sa okrem razenia tunela prejavil na jeho západnom portáli a to priamym alebo nepriamym vplyvom. Priamy vplyv nepriaznivej geológie si vyžiadal masívne zabezpečenie stavebnej jamy pre portály, zmenu tvaru priečneho rezu hĺbených tunelov, ako aj zmenu dimenzií ich ostenia. Nepriamo sa vplyv zmeny IG pomerov pri razení tunela prejavil na stavebných objektoch, ktoré sú umiestnené na západnom portáli, a to skrátením doby realizácie prác.

### ABSTRACT

The problems with the excavation of the Žilina tunnel caused by unpredictably complicated engineering geological (EG) conditions have already been presented several times and are generally known. But the exacting conditions were also reflected in other construction objects associated with the tunnel. With the exception of the tunnel excavation, the biggest influence of the unfavourable geology manifested itself directly or indirectly at the western portal of the tunnel. The direct influence of the unfavourable geology required massive stabilisation of the construction pit for portals, a change in the geometry of the cross-section of cut-and-cover tunnels and a change in dimensions of their lining. The indirect influence of the change in the EG conditions reflected itself in construction objects located at the western portal in reduction of the time available for realisation of the works.

### ÚVOD

Na západnom portáli sú vzhľadom na jednostranný pozdĺžny sklon tunela situované všetky povrchové vetvy odvodnenia tunela – drenážne odvodnenie, odvodnenie vozovky. Spolu s káblovodom a požiarnym vodovodom je na malej predportálovej ploche umiestnené množstvo šacht a podzemných vedení. Tým, že sa práce na tuneli predĺžili, časový priestor na realizáciu týchto objektov sa skrátil a posunul do ročného obdobia, ktoré nie je na realizáciu zemných a betonárskych prác vhodné (december, január, február). V pôvodnom harmonograme prác, ktorý bol súčasťou súťaže, boli práce na menovaných objektoch plánované v časovej nadväznosti za sebou tak, aby nedochádzalo ku kolízii jednotlivých pracovných operácií. Avšak preto, aby bolo možné dodržať zmluvný termín ukončenia prác na cementobetónovom kryte vozovky, bolo nutné realizovať práce na všetkých predportálových objektoch súčasne. To si vyžiadalo zmenu organizácie prác na portáloch a značnú dávku koordináčnych schopností zhotoviteľa.

### INŽINIERSKOGEOLOGICKÉ POMERY NA ZÁPADNOM PORTÁLI TUNELA ŽILINA

Územie západného portálu tunela Žilina je situované na plochom pravom svahu údolia Bitarovského potoka. Okolie portálu je situované na miernom, lokálne mierne strmom severnom svahu. Paleogénne súvrstvie ílovcov a pieskocov, s prevahou ílovcov v celom hodnotenom úseku prekrýva formácia kvartérnych pokryvných útvarov reprezentovaná terasovým a deluviálnym komplexom vrátane zosuvného komplexu, s aktívnym prúdovým zosuvom, so šmykovými plochami do hĺbky 5,5 m a bazálnymi šmykovými plochami v hĺbke 7,0 m.

Hladina podzemnej vody v území bola zistená v hĺbke 2,4 až 19,2 m pod terénom a ustálila sa v hĺbke 0,73 až 18,0 m. Odvodňovanie terasy v oblasti západného portálu skrytým prestupom podzemných vôd do svahových sedimentov spôsobuje jeho podmáčanie a aktivizáciu zosuvu. Toto podmáčanie je evidentné na úpätí svahu a výrazné v zosuvnom území, kde okrem

### INTRODUCTION

With respect to the one-way longitudinal slope of the tunnel, all surface branches of the tunnel drainage – drainage of the intermediate waterproofing layer, roadway drainage – are situated at the western portal. A great number of manholes and underground lines are located, together with the cable duct and the fire main, within the small area in front of the portal. Due to the extension of the duration of the work on the tunnel, the space of time available for the realisation of these structures was reduced and shifted to the season which is not appropriate for the realisation of earthwork and concrete casting operations (December, January, February). In the original works schedule which was part of the tendering process, the work on the above-mentioned structures was planned in a time sequence so that collisions of individual work operations were prevented. In reality, the work on all pre-portal structures had to be carried out concurrently so that it was possible to meet the contractual deadline for the completion of the work on the concrete pavement of the roadway. It required a change in the organisation of work operations at the portals and a considerable amount of contractor's coordination skills.

### ENGINEERING GEOLOGICAL CONDITIONS AT THE WESTERN PORTAL OF ŽILINA TUNNEL

The area of the western portal of the Žilina tunnel is located on a flat slope of the Bitarovsky brook valley. The portal surroundings are located on a moderate, locally moderately steep northern slope. The Palaeogene formation of claystone and sandstone with claystone prevailing within the whole section being assessed is overlaid by a formation of Quaternary superficial deposits represented by a terrace and deluvial complex, including a landsliding complex, with an active flow-type slide, with shear planes reaching up to the depth of 5.5m and basal shear planes at the depth of 7.0m.

zamokrenia možno pozorovať vo svahu pod projektovaným portálom aj pramene.

V zosuvnom území je realizovaný celý zárez pre portál.

### ZABEZPEČENIE STAVEBNEJ JAMY NA ZÁPADNOM PORTÁLI

Zabezpečenie stavebnej jamy na západnom portáli si na základe skutočne zastihnutých IG pomerov nevyžiadalo žiadne zmeny v projektovej dokumentácii. Rozsah zabezpečenia bol však vzhľadom na jej veľkosť rozsiahly. Rozsiahle zabezpečenie vyvolala skutočnosť, že celá stavebná jama je situovaná v aktívnom zosuve.

#### Sanácia zosuvu

Vzhľadom na prítomnosť zosuvného územia, v pravom, južnom svahu nad portálovým zárezom, bolo nutné pred začatím výkopových prác prítomný zosuv sanovať. Sanácia bola navrhnutá hĺbkovým odvodnením predmetného územia. Odvodnenie sa realizovalo v dvoch krokoch, na pravej strane svahu v smere staničenia diaľnice:

- Pred začatím výkopových prác hladina podzemnej vody bola znížená drenážnymi odvodňovacími vrtmi. Drenážne odvodňovacie vrty boli vrtané z dvoch pozícií. Z každej pozície bol navrhnutý vejár 4 vrtov dĺžky 80–150 m.
- Počas výkopových prác – vrtalo sa 12 ks horizontálnych odvodňovacích vrtov z lavičiek a z päty portálovej steny. Tieto odvodňovacie vrty boli navrhnuté v pravej bočnej stene zárubnej konštrukcie za účelom zníženia presakujúcej podzemnej vody a jej nepriaznivého účinku na konštrukciu, ako aj zníženie vztlačkových vôd v päte zosuvu. Vrty sú dĺžky 50 m a 100 m.

Odvodňovacími vrtmi sa podarilo naraziť na zvodnelé vrstvy, dôkazom čoho je neustále vytekanie vody z vrtov.

#### Zabezpečenie stavebnej jamy

Po znížení hladiny podzemnej vody v záujmovom území začal zhotoviteľ s výkopovými prácami. Maximálna výška stavebnej jamy bola 12 m od nivelety. Pre zaistenie potrebnej stability portálovej steny, ako aj bočných svahov zárezu, bolo potrebné zachytiť zemné tlaky. Pretože sa zabezpečovalo nestabilné územie, zrealizovala sa zárubňá konštrukcia – kotvená pilóťová stena z veľkopriemerových pilót v kombinácii s dlhými lanovými kotvami a striekaným betónom. Išlo o železobetónové pilóty Ø 900 mm, dĺžky 8,0–18,0 m od pracovnej úrovne. Osová vzdialenosť zvislo vrtaných pilót bola 1,3 m. Na pravej strane sa pilóťová stena postavila v dvoch úrovniach. Pre lepšie zabezpečenie stability oboch úrovní pilót sa medzi stužujúci veniec spodnej steny a spodnou časťou hornej pilótovej steny v odstupoch 3,0 m vybetonoval železobetónový prepojovací trám (obr. 1). Aby sa zemina medzi pilótami nevysypávala, priestor medzi nimi sa zatriekaval striekaným betónom triedy C16/20. Striekací betón bol vystužený KARI sieťou. Pretože aj napriek zníženiu hladiny podzemnej vody bolo možné očakávať v horninovom prostredí za pilóťovou stenou priesaky prevažne zrážkovej vody, osadil sa pred zatriekavaním zeminy medzi pilóty drenážny geokompozit. Za geokompozit sa ukladala flexibilná vertikálna drenážna rúrka. Tá odvádza priesakové vody spoza pilótovej steny. Takto bolo zabezpečené zníženie hydrostatického tlaku na konštrukciu.

Zrealizovaná pilóťová stena bola následne prekotvená dlhými lanovými kotvami, ukotvenými cez železobetónové prahy. Lanové kotvy zaisťujú potrebnú stabilitu pilótovej steny a sú navrhnuté ako trvalé, s trvalou antikoroziou ochranou.

The water table was determined in the area at the depth of 2.4 to 19.2m under the terrain surface and stabilised at a depth of 0.73 to 18.0m. The process of draining the terrace in the area of the western portal due to hidden transfer of ground water into slope sediments causes wetting of the slope and activation of the landslide. The wetting is evident at the slope base and is conspicuous in the slide area, where it is even possible to observe springs apart from the wetting.

The entire cutting for the portal is being realised in the slide area.

### STABILISATION OF THE CONSTRUCTION PIT AT THE WESTERN PORTAL

The stabilisation of the construction pit at the western portal required no changes in the design based on the actually encountered EF conditions. With respect to the size of the pit, the extent of the stabilisation operations was large. The extensive stabilisation measures were adopted due to the fact that the whole construction pit is located in an active slide area.

#### Landslide stabilisation

With respect to the presence of the slide area on the right-hand, southern slope above the portal cutting, it was necessary to stabilise the landslide prior to commencing the excavation operations. Deep drainage of the area in question was



Obr. 1 Práce na prepojovacom tráme medzi dvomi úrovňami pilótovej steny  
Fig. 1 Work on the interconnecting beam between the two levels of the pile wall

V oblastiach čelby južnej tunelovej rúry sa veľkopiomerové pilóty nahradili mikropilótami (obr. 2), ktoré sa vrtali v osovej vzdialenosti 600 mm. V oblasti medzi mikropilótami sa následne osadili zemné klynce Ø 22 mm, dĺžky 4,0 m (obr. 3).

Pre zníženie odkopových prác v päte zosuvu bola v oblasti ľavej tunelovej rúry navrhnutá ochranná železobetónová klenba, v praxi známa pod názvom „korytnačka“ (obr. 4). V priestore portálu pre razenie ľavej tunelovej rúry sa vyhotovili štyri rady mikropilót, dva rady na každej strane osi rúry. Mikropilóty slúžili ako základová konštrukcia korytnačky a ako paženie počas razenia ľavej tunelovej rúry. Osová vzdialenosť mikropilót bola 0,6 m. Vonkajšie mikropilóty boli uklonené 13° od zvislice smerom von z profilu. Mikropilóty sa následne injektovali po celej dĺžke po etážach 0,5 m. Po dosiahnutí požadovanej pevnosti zálievky sa vyhotovila železobetónová klenba z betónu C25/30 XA1,  $D_{max} = 16$  mm, hrúbky 500–700 mm. Dĺžka korytnačky bola 12,5 m.

## ZMENA TVARU A HRÚBKY OSTENIA HLÍBENÝCH TUNELOV NA ZÁPADNOM PORTÁLI

Projektová dokumentácia hlíbených tunelov na západnom portáli musela byť oproti súťažným podkladom zmenená. Dôvodom zmeny bolo extrémne mäkké, neúnosné podložie.

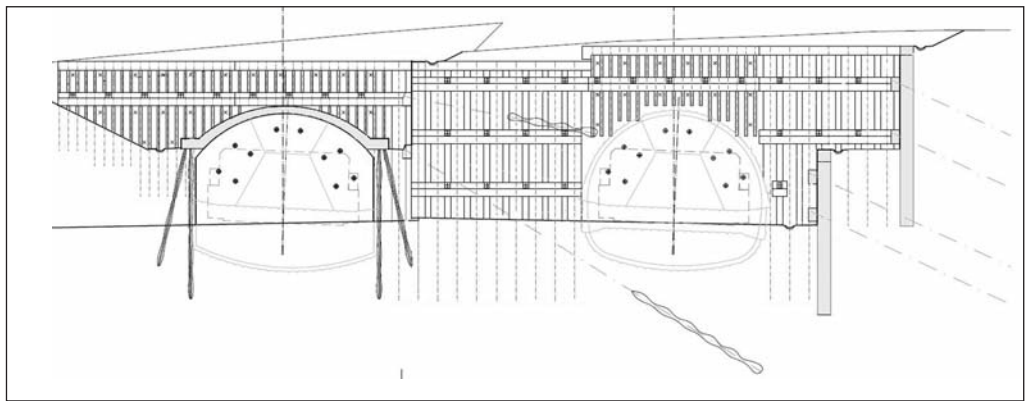
Ostenie hlíbených tunelov bolo pôvodne navrhnuté ako monolitické, železobetónové, hrúbky minimálne 0,45 m, ktoré sa smerom k základovej doske zväčšovalo. Základová doska bola navrhnutá hrúbky minimálne 0,8 m. Betón hornej klenby, ako aj základovej dosky, bol z betónu triedy C30/37-XP4, XC3.

V dôsledku skutočne zastihnutých geologických podmienok a výsledkov geotechnického monitoringu západného portálu bola nutná zmena hrúbky ostenia konštrukcie hornej klenby a zmena založenia hlíbených tunelov z rovnej základovej dosky na prehĺbenú spodnú klenbu.



Obr. 3 Osadzovanie zemných klyncov medzi mikropilótami nad čelbou južnej tunelovej rúry

Fig. 3 Installation of soil nails between micropiles above the southern tunnel tube excavation face



Obr. 2 Výrez z projektovej dokumentácie – pohľad na zabezpečenú portálovú stenu  
Fig. 2 Cutout from design documentation – a view of stabilised portal wall

zdroj: Basler&Hoffman source: Basler&Hoffman

designed for the stabilisation purpose. The drainage was realised on the right-hand side of the slope (viewed in the direction of the motorway chainage) in two steps:

- The water table was lowered by drainage boreholes before the commencement of the excavation. The drainage holes were drilled from two places. A fan of 4 pieces of 80–150m long holes was driven from each place.
- 12 horizontal drainage boreholes were carried out during the excavation operations from benches and from the base of the portal wall. The drainage holes were designed to be drilled through the right-hand side wall of the revetment structure with the objective to reduce the amount of seeping ground water and its adverse effect on the structure, and to reduce the buoyancy effect of water at the foot of the landslide. The boreholes are 50m and 100m long, respectively.

The drainage boreholes encountered water-bearing layers. The fact that water continually discharges from the boreholes is the proof of it.

### Construction pit stabilisation

After lowering the water table in the area of interest, the contractor started to excavate the pit. The maximum height of the pit was 12m from the grade line. It was necessary for securing the stability of the portal wall and the side slopes of the cutting to resist the ground pressures. Because the instable area was to be stabilised, a revetment structure was realised – an anchored pile wall from large-diameter piles combined with long cable anchors and sprayed concrete. The piles were reinforced concrete structures 900mm in diameter, 8,0–18,0m long (measured from the working level). The holes for the piles were drilled vertically at centre-to-centre spacing of 1,3m. On the right-hand side, the pile wall was constructed at two levels. A reinforced concrete connecting beam was carried out between the capping beam on the lower wall and the bottom of the upper pile wall at 3,0m intervals (see Fig. 1). To prevent spilling of soil between the piles, the space between them was filled with shotcrete grade C16/20. The shotcrete was reinforced with KARI welded mesh. Because it was possible to expect seeping of mostly precipitated water through the ground environment behind the pile wall even despite the lowering of the water table, a drainage geocomposite membrane was installed between the piles before applying the shotcrete. A flexible vertical drainage pipe was installed behind the geocomposite. It will divert seeping water from the back of the pile wall. In this way the hydrostatic pressure on the structure was reduced.



Obr. 4 Ochranná železobetónová klenba „korytnačka“  
Fig. 4 Protective reinforced concrete vault, “the tortoise shell”

Hrúbka ostenie tunela sa zväčšila na min. 0,60 m, a hrúbka spodnej klenby sa zväčšila na 1,0 m. Trieda betónu sa nezmenila.

Zmena tvaru priečného rezu nemala vplyv na čas výstavby objektu. Zhotoviteľovi sa však v dôsledku vyššej spotreby materiálu zvýšili finančné náklady. Cenu zvýšila taktiež skutočnosť, že v pôvodnom harmonograme prác sa mali oba objekty hĺbených tunelov realizovať v lete. Skutočná realizácia spodných klenieb (obr. 5) sa posunula na zimné mesiace, kde sa v zmysle technologického postupu museli prijať zimné opatrenia pre betonáž.

#### POKRAČOVANIE STAVEBNÝCH PRÁČ PO PRERAZENÍ TUNELA

Prerazením tunela a výstavbou sekundárneho ostenia sa skončili spoločné práce pre združenie Metrostav a.s. – Doprastav, a.s. Práce pre Doprastav však na tuneli Žilina pokračujú ďalej, a to realizáciou ostatných objektov na portáloch tunela.

Východný portál nie je po geologickej ani po stavebnej stránke náročný. Napriek tomu, že aj tento portál je situovaný v ílovcovo-pieskovcovom sústve, tektonické poruchy, ktoré sa výrazne prejavili na západnom portáli, sa na východnom portáli neobjavili. Tak isto prítok podzemnej vody je len minimálny. Zo stavebných objektov, ktoré sú situované na východnom portáli, je tu len ukončenie potrubia drenážneho odvodnenia tunela (SO 454-00) a prírodné potrubie požiarneho vodovodu



Obr. 5 Pohľad na spodnú klenbu hĺbeného tunela na západnom portáli  
Fig. 5 A view of the invert of the cut-and-cover tunnel at the western portal

The completed pile wall was subsequently anchored with long cable anchors passing through reinforced concrete walers. The cable anchors ensure the required stability of the pile wall. They are designed as permanent structures with rust-preventive protection.

The large-diameter piles in the areas of the excavation face of the southern tunnel tube were replaced with micropiles (see Fig. 2), the holes for which were drilled at 600mm intervals. Soil neils 22mm in dia and 4m long were subsequently installed in the area between the micropiles (see Fig. 3).

A protective reinforced concrete vault, built using the method known in the practice as the “tortoise shell method”, was designed for reducing the volume of excavation at the base of the landslide (see Fig. 4). Four rows of micropiles were carried out in the area of the portal for the excavation of the left-hand tunnel tube, two rows on either side of the tunnel tube centre line. The micropiles were used as the foundation of the “tortoise shell” and as the bracing during the excavation of the left-hand tunnel tube. The centre-to-centre spacing of the micropiles amounted to 0.6m. The outer micropiles were inclined 13° from vertical, off the profile. The micropiles were subsequently grouted throughout the length, in 0.5m stages. After the required strength of the grout had been achieved, the 500–700mm thick vault was carried out using reinforced concrete grade C25/30 XA1,  $D_{max} = 16\text{mm}$ . The length of the tortoise shell amounted to 12.5m.

#### CHANGES IN GEOMETRY AND THICKNESS OF CUT-AND-COVER TUNNEL LINING AT THE WESTERN PORTAL

The design documentation of the cut-and-cover tunnels at the western portal had to be changed in comparison with the competition source design. The reason for the change lied in extremely soft, non-bearing sub-grade.

The lining of the cut-and-cover tunnels was originally designed as a cast-in-situ reinforced concrete structure, with the minimum thickness of 0.45m increasing toward the base plate. The minimum thickness of 0.8m was designed for the base plate. Concrete grade C30/37-XF4, XC3 was designed for the upper vault as well as the base slab.

A change in the thickness of the upper vault lining structure and a change in the foundation of the cut-and-cover tunnels from a flat foundation base to an increased-thickness invert was necessary as a result of the actually encountered geological conditions and the results of geotechnical monitoring of the western portal.

The tunnel lining thickness grew to a minimum of 0.60m and the invert thickness was increased to 1.0m. The concrete grade remained unchanged.

The change in the cross-sectional geometry had no influence on the duration of the construction of the object. However, contractor’s financial expenses increased due to higher consumption of the material. The cost was increased also due to the fact that, according to the original works schedule, both cut-and-cover structures were to be realised in summer. The actual realisation of the inverts (see Fig. 5) was shifted to the winter season, where winter measures had to be adopted in the sense of the technical specifications.

#### CONTINUATION OF CONSTRUCTION OPERATIONS AFTER THE TUNNEL BREAKTHROUGH

The tunnel breakthrough and completion of the secondary lining meant that the common work for the Metrostav a.s. –