

KLIMKOVICKÝ TUNEL UVEDEN DO PROVOZU

KLIMKOVICE TUNNEL INAUGURATION

JIŘÍ PECHMAN, JAN STACH, ONDŘEJ HORT, DAVID POHLODEK, JOSEF ALDORF

1. ÚVOD

Dne 6. 5. 2008 byl slavnostně uveden do provozu další úsek budované dálnice D47 – Lipník nad Bečvou – Bohumín, označený stavba 4707. Na tomto úseku dlouhém necelých 10 km se nachází i tunel Klímkovice – jeden ze stěžejních inženýrských objektů této dálnice. Tunel samotný je dlouhý 1080 m a nachází se na k. ú. obce Klímkovice, ve vzdálenosti asi 1 km od objektu klímkovických sanatorií. Prochází zde pod terénní vyvýšeninou mezi obcemi Klímkovice a Hýlov. Pokud by nebyl tunel realizován, bylo by území nešetně a poměrně drasticky rozděleno frekventovanou dálnicí a jejím provozem. Do budoucna umožní rozvoj tohoto území, které lze, vzhledem ke své poloze a charakteru, označit za rekreační a oddychovou zónu.



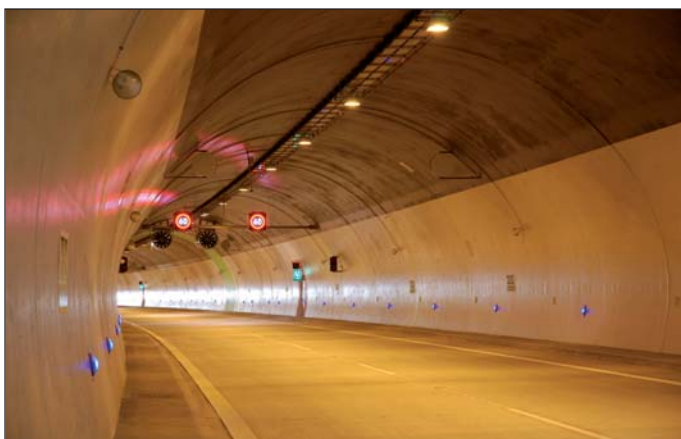
Obr. 1 Slavnostní otevření tunelu – posvěcení tunelu biskupem opavsko-ostravské diecéze (foto Pechman)

Fig. 1 Ceremonial inauguration of the tunnel – the bishop of the Opava-Ostrava Diocese consecrating to the tunnel (photo Pechman)

ZÁKLADNÍ TECHNICKÉ ÚDAJE TUNELU

Tunel je veden ve dvou samostatných tunelových rourách A a B a obě tunelové roury jsou dvoupruhové.

Oba tunely mají stejné prostorové parametry jednosměrného dvoupruhového tunelu kategorie T9,5 a stejné konstrukční uspořádání. Dopravní pás v tunelu má jednostranný příčný sklon a šířku mezi obrubníky 9,5 m. Výška průjezdného průřezu nad vozovkou je 4,8 m. Oboustranné chodníky mají šířku minimálně 1,1 m. Tunel má světlost šířku 12,204 m (obr. 3).



Obr. 2 Pohled do tunelu (foto Pechman)

Fig. 2 A view of the tunnel interior (photo Pechman)

1. INTRODUCTION

Another stretch of the D47 motorway, which is under construction as the whole, namely the construction lot 4707 between Lipník nad Bečvou and Bohumín, was opened to traffic on 6th May 2008. This nearly 10km long stretch contains, among other structures, the Klimkovic tunnel, which is one of the most significant civil engineering structures found on this motorway. The tunnel itself is 1080m long. It is found in the cadastral area of the town of Klímkovice, at a distance of about 1km from the complex of the Klimkovic sanatoria. It passes under a terrain elevation between the town of Klímkovice and the municipality of Hýlov. If the tunnel had not been built, the area would have been indelicately and relatively drastically split by the busy motorway and the traffic on it. The tunnel will make the future development of this area, which can be branded a recreational and leisure zone, possible.

BASIC ENGINEERING DATA ON THE TUNNEL

The tunnel consists of two double-lane tunnel tubes, A and B.

Both tunnel tubes have identical spatial parameters of a unidirectional double-lane tunnel of T9.5 category and an identical structural design. The carriageway in the tunnel is on a single-sided transverse gradient; the curb-to-curb width is 9.50m. The clearance height above the roadway is 4.80m. The minimum width of the walkways, which run on both sides of the tunnel, is 1.10m. The net width of the tunnel is 12.204m (see Fig. 3).

Excavated cross sectional area of the tunnel including the unavoidable overbreak

120.17 m²

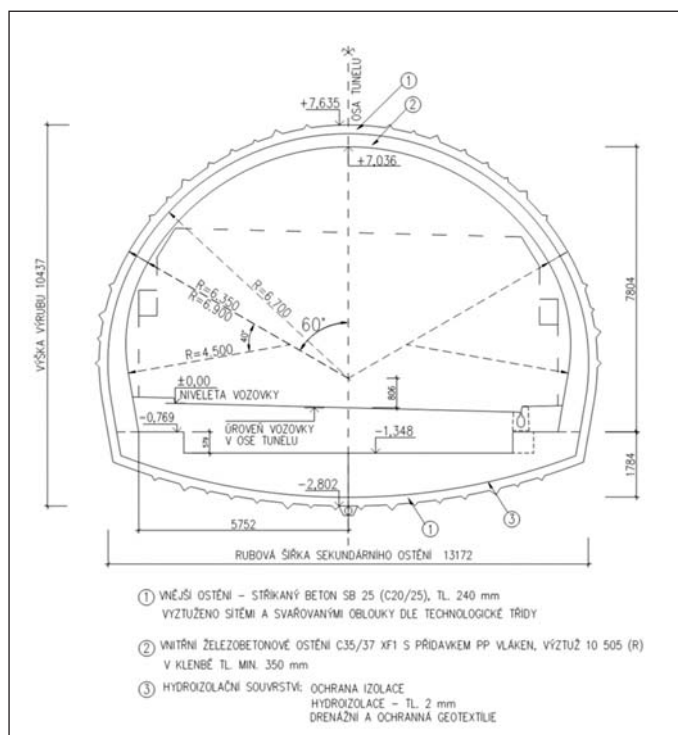
Excavated cross sectional area of an emergency lay-by including the unavoidable overbreak

156.48 m²

Excavated cross sectional area of a cross passage including the unavoidable overbreak

38.00 m²

With respect to the particular terrain configuration and geological conditions the alignment of the motorway passes through, longer stretches of the tunnel were mined through a rock massif, whilst shorter stretches at the portals



Obr. 3 Geometrie tunelu – ražená část

Fig. 3 Tunnel geometry – the mined part

Výrubová plocha tunelu včetně technologicky nutného nadvýlomu	120,17 m ²
Výrubová plocha nouzového závalu včetně tech. nutného nadvýlomu	156,48 m ²
Výrubová plocha spojky včetně technologicky nutného nadvýlomu	38,00 m ²

Z důvodu vedení dálniční trasy v dané konfiguraci terénu a geologických podmínek byly tunely v delších úsecích raženy ve skalním masivu, v kratších příportálových úsecích byly budovány jako hloubené v otevřených stavebních jamách s následným přesypáním. V hloubených úsecích jsou konstrukce tunelů jednoplášťové, s rubovou deštníkovou hydroizolací a s uložením jednotlivých klenbových pásů na průběžných podélných základových pásech. V ražených úsecích jsou konstrukce tunelů dvouplášťové, s uzavřenou mezi-lehlou hydroizolací.

Tunel A je hloubený v délce 165,83 m na brněnské straně a 46,17 m na ostravské straně; ražený úsek má délku 864,82 m.

Tunel B je hloubený v délce 166,40 m na brněnské straně a 46,40 m na ostravské straně; ražený úsek má délku 875,28 m.

V ražených úsecích jsou konstrukce tunelů dvouplášťové, s uzavřenou mezi-lehlou hydroizolací.

Obě tunelové roury jsou propojeny celkem pěti tunelovými spojkami určenými pro bezpečný únik osob a pro technologické vybavení. Z důvodu očekávané zátěže dálnice kamionovou dopravou jsou oba tunelové autobusy uprostřed délky opatřeny nouzovým závalcem. V nezbytném počtu jsou rovněž opatřeny výklenky s SOS skříněmi, rovnoměrně umístěnými po délce tunelu.

Větrání tunelů je řešeno jako podélné, pomocí reverzních ventilátorů zavěšených ve vrchlíku klenby.

Zdroj energie a požární vody pro tunel je zajištěn přes trafostanici, která je umístěna na povrchu terénu nad tunelem. Odtud jsou přípojné kabely a potrubí vedeny podzemním horizontálním kolektorem a svislou šachtou do střední tunelové spojky.

2. GEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Tunel Klímkovice je situován na rozhraní Nížkého Jeseníku a Oderské brány. Zájmové území se nachází na okraji českého masivu, na styku moravsko-slezské oblasti s karpatskou předhlubní. Kvartérní pokryvné útvary jsou tvořeny vesměs deluviálními sedimenty (jílovitopísčité až jílovité hlíny, jíly s výskytem hlinitopísčitých štěrků) mocnosti od 1–7 metrů. V podloží pod nimi jsou zastíženy horniny neproduktivního karbonu–kulmu (jílovité břidlice) místy nad nimi se ještě nacházejí miocénní jíly.

Ražba tunelu probíhala ve skalním podloží neproduktivního karbonu–kulmu. Typickým horninovým prostředím byla kombinace pelitických jílovců a prachovců s drobnými pískovci ve formě flyšových souvrství (obr. 4). Právě toto rytmické flyšové střídání jílovitých a pískovcových vrstev je pro Ostravsko typické a přináší geotechnické potíže a problémy.

Sklon vrstev se v průběhu díla mírně mění (60–70°) a je protkán častými nespojitostmi, většinou kolmo k vrstevnatosti. Bylo indikováno pět poruchových pásem (A, B, C, D a E) procházejících většinou šikmo k ose tunelu. Podzemní voda je vázána především na pukliny a tektonické poruchy. Celkově je prostředí masivu charakterizováno jako méně propustné. Přítoky vody při ražbě většinou nepřesáhly 2 l/s.

2.1 Geologická dokumentace stavebních objektů

Geologické a geotechnické práce uskutečňované na stavbě klímkovického tunelu v rámci monitoringu vlivů stavby byly prováděny jak v jeho ražených částech, tak i v příportálových oblastech v otevřených stavebních jamách. Dokumentační práce tak navazovaly na předchozí etapy inženýrsko-geologických průzkumů, uskutečněných v rozmezí let 1997 až 2004.

Průzkumné práce signalizovaly v obou hloubených úsecích velmi složité geologické poměry. Byly zde zaznamenány indicie výrazného hloubkového zvětvování hornin, rozsáhlých poruchových pásem a nebezpečí sesuvných míst a nestability, které mohly negativně ovlivnit výstavbu tunelu. Proto byly geologické práce v obou příportálových oblastech provedeny v režimu podrobného inženýrsko-geologického (IG) průzkumu. Byl realizován v období od října 2004 do zahájení vlastní ražby tunelu v dubnu 2005 a pokračoval i ve formě geologického sledu do doby jejich přesypání v říjnu 2007.

Geologický a geotechnický sled ražby tunelu byl uskutečňován se zahájením ražby kaloty z ostravského provizorního portálu počátkem dubna 2005 a v květnu 2005 pak z portálu brněnského. Dokumentace byla dále prováděna s odstupem při dělení těžebního jádra. Sled byl ukončen dobírkou spodní klenby obou tunelových trub koncem května 2006.

2.2 Podrobný průzkum stavebních jam

Podle výsledků průzkumných prací byly obě stavební jámy hloubeny v kvartérních zeminách a kulmských horninách. Převažující zeminou byly *sprašové hlíny* (z hlediska ČSN 73 1001 třídy F6), lokálně *jílové splachové*

were built by the cut and cover technique, i.e. in open construction trenches with subsequent backfilling. The tunnels in the cut and cover sections are single-shell structures with an umbrella-type external waterproofing system; the concrete vault blocks are supported by continuous longitudinal footings. In the mined sections, the tunnels are double-shell structures, with a closed intermediate waterproofing system.

The tunnel A consists of the 165.83m and 46.17m long cut and cover sections on the Brno and Ostrava sides respectively and the 864.82m long mined section between them.

The tunnel B consists of the 166.40m and 46.40m long cut and cover sections on the Brno and Ostrava sides respectively and the 875.28m long mined section between them.

In the mined sections, the tunnels are double-shell structures provided with a closed intermediate waterproofing system.

The two tunnel tubes are interconnected by a total of five cross passages, which are intended to allow safe escape of people and to house the tunnel equipment. With respect to the anticipated truck traffic volume on the motorway, both tunnel tubes are provided with an emergency lay-by in the middle of their lengths. They are also provided with a necessary number of niches with SOS boxes, which are equally spaced throughout the tunnel length.

The longitudinal tunnel ventilation system uses reversible fans suspended from the crown of the vault.

The power and fire water lines lead from a transformer station building, which is located on the surface, above the tunnel. Cables and pipelines lead from the transformer station through a horizontal utility tunnel and a vertical shaft to the cross passage in the middle of the tunnel.

2. GEOLOGICAL CONDITIONS

The Klímkovice tunnel is located at the interface between the Low Jeseník Mountains and the Odra Gate Upland. The area of operations is found at the edge of the Bohemian Massif, on the contact of the Moravian-Silesian region with the Carpathian fore-trough. The 1–7m thick Quaternary covers consist mostly of diluvial sediments (clayey-sandy to clayey loams, clay with occurrences of loamy-sandy gravels). Under the cover there are mostly the Non-Productive Carbonaceous Ě Culm Measures (clayey shales), locally even with Miocene clays above them.

The tunnel excavation passed through the bedrock formed by the Non-Productive Carbonaceous Ě Culm Measures. A combination of pelitic claystone and siltstone with greywacke and subgreywacke in the form of flysh measures (see Fig. 4) was typical of the rock environment. This rhythmical flysh alternation of claystone and sandstone, which causes geotechnical problems, is typical of the Ostrava region.

The angle of dipping of the measures slightly changes along the tunnel route (60°–70°). The measures are interwoven with numerous discontinuities, which are mostly perpendicular to the bedding planes. The five weakness zones which were identified (zones A, B, C, D and E) mostly cut the tunnel alignment at an angle. Ground water is mainly bound to fissures and tectonic disturbances. On the whole, the rock mass is characterised as less permeable. The inflows of water during the excavation mostly did not exceed 2 l/s.

2.1 Geological documentation during the construction

The geological and geotechnical work which was carried out during the construction of the Klímkovice tunnel within the framework of the monitoring over the effects of the construction operations covered both the mined parts of the tunnel and the cut and cover portal sections. The documentation services picked up the threads of the previous stage of the engineering geological surveys which were performed in the 1997 to 2004 period.

The surveys signalled very complex geological conditions to be encountered in both cut and cover sections. The records contain evidence of significant deep weathering of the rock mass, extensive shear zones and potential landslide areas and instability, which could negatively affect the tunnel construction. For that reason the geological work was performed in both portal sections in the regime of a detailed engineering geological (EG) survey. The survey was carried out from October 2004 to April 2005, when the tunnel excavation itself commenced, and continued in the form of geological monitoring until the tunnels were backfilled, i.e. October 2007.

The geological and geotechnical monitoring of the tunnel excavation started concurrently with the top heading excavation from the Ostrava temporary portal, i.e. at the beginning of April 2005, while the monitoring from the Brno portal started in May 2005. Other documentation was carried out at a distance from the face corresponding to the bench excavation sequence. The monitoring was finished during the invert excavation in both tunnel tubes, at the end of May 2006.

2.2 Detailed survey for the construction trenches

According to the results of the surveys, the excavation of both construction trenches was performed in Quaternary soils and Culm rock. The prevailing

sedimenty v terénních depresích, případně *deluvia* s relikty severských hornin. Niže položená *eluvia* kulmských hornin mají podle obsahu jílové a kamenité frakce charakteru šterků jílovitých (G5) a jíllů šterkovitých (F2), resp. jsou obecně charakteru zemin (R6). Spodní partie stavebních jam tvořily kulmské poloskalní horniny, zastoupené *pelity* (jílovci) a *aleurity* (prachovci), s ohledem na jejich obtížnou makroskopickou rozeznatelnost souhrnně označované jako *aleuropolity*. Jedná se o jemnozrné horniny tvořené zrnitostí frakcí do 0,05 mm, s odlučností nejčastěji v rozmezí tenkých desek až tenkých lavic. Jako zdravá hornina byly podle ČSN 73 1001 řazeny do třídy R3 jako horniny se střední pevností (podle zkoušek prosté tlakové pevnosti ($R = 18,2 - 25,5$ MPa)). Aleurity prostupují *droby* odlučné podle desek až hrubých lavic. Ve zdravém stavu byly řazeny do třídy R2 jako horniny s vysokou pevností ($R = 57 - 87$ MPa)). Aleuropolity a droby se vyskytují v samostatných polohách nebo ve formě hrubě či drobně rytmického flyše. Jsou různě postiženy procesy zvětrávání a porušení.

Z hlediska těžitelnosti (ČSN 73 3050) bylo zejména v brněnské stavební jámě během její těžby upřesněno vyšší procentuální zastoupení zdravých aleuropolitů a lavic drob, řazených do třídy 5 a 6.

Měřením tektonických prvků byly na základě zpracování konturových diagramů vymezeny úseky s převládajícími směry a velikostmi úklonů ploch nespojitosti, ukazující na uložení vrstevních ploch a systém puklin. Identifikace těchto systémů přispěla k zajištění nestabilních úseků ve zvětralé zóně kulmských hornin doprovázené nadvýlomy, zejména pak vlivem nepříznivého uložení vrstev v pravém svahu brněnské stavební jámy. Část nestabilního úseku horninového masivu se směrem vrstev blízkým směrem dálnice a se sklonem cca 30° do zářezu v km 141,160–141,272 byla předemně dodatečně zajištěna stavební jámy pomocí kotev Titan. Komplikované geologické poměry zde navíc doplňoval výskyt blízkého poruchového pásma ve stěně zářezu, jakož i prognózované nepříznivé hydrogeologické poměry.

V ostravské výkopové jámě průzkumné práce ověřily přítomnost poruchové zóny pravého zářezu zajišťovaného pilotovou stěnou, avšak skutečný stav horninového podloží dovolil plošně zakládati tunelových pásů v hloubeném úseku tunelu oproti původně navrhovanému založení na pilotách.

2.3 Geologický a geotechnický sled ražby tunelu

Při dokumentaci ražby tunelu byly zastiženy obdobné horninové typy flyšového charakteru jako ve stavebních jámách. Vrstvy se střídají v laminách (mocnost do 20 mm) až hrubých lavicích (nad 2000 mm). Vizuálně byly rozlišovány aleuropolity, droby, dále drobně a hrubě rytmický flyš jako rychlé střídání pelitů, aleuritů a drob s „drobnou“ či „hrubou“ odlučností. Jsou postiženy zvětráváním, které je však na základě podrobných petrografických analýz nutno chápat jako oslabení soudržnosti hornin v jejich tektonickém porušení.

Tektonická měření vyhodnocená formou konturových diagramů vyčlenila 3 systémy vrstevnatosti (V1: s průměrným směrem a sklonem spádnice 252°/17°, V2: 289°/74°, V3: 115°/58°) a 3 puklinové systémy (P1: 192°/172°, P2: strmé, severojižního směru, PL: subhorizontální, „ložní“). Horninový masiv je postižen vrásovými ohyby i zlomovou tektonikou (obr. 4). Intenzivnější postižení bylo zaznamenáno zejména v první třetině trasy a ke konci ražené části tunelu. Ve střední části trasy převažují jen mírnější ohyby vrstev. Trasa tunelu míří šikmo vůči převažujícímu směru struktur.

Z porovnání grafických výstupů průzkumu s mapami sestavenými podle dokumentace ražby vyplývá, že geofyzikálně indikované zóny oslabení masivu předchozí etapou inženýrskogeologického průzkumu byly při ražbě tunelu v zásadě potvrzeny. S ohledem na použité metody geofyzikálního průzkumu se projevila především poruchová pásma, doprovázená výraznějším zvodněním. Méně přesný se ukázal předpoklad změny převažujících směrů geologických struktur ve staničení mezi 141,800 a 141,900 km a jejich navzájem odlišný průběh v „brněnské“ a „ostravské“ části. Tektonická stavba se ve skutečnosti ukázala jako složitější. V místech některých z geofyzikálně indikovaných poruchových zón byly uskutečněny horizontální předvrtvy do čelby, které měly za cíl zjistit charakter porušení hornin v předstihu před pokračující ražbou. Žádným z vrtů však nebyl zjištěn takový stupeň tektonického postižení, který by vyžadoval přijetí speciálních technických opatření nad rámec zařazení podle NRTM, pouze byl zkracován krok záběru. Mohutnější tektonicky oslabená pásma jsou v trase tunelu rozšířena v horninách s převahou aleuropolitických vrstev, v drobách jsou vyvinuty příčné dislokace převážně bez doprovodu výraznějšího porušení.

Větší nadvýlomy podmíněné geologickou stavbou se vyskytovaly zejména ve stropě kaloty a v počtvě spodní klenby zejména za podmínek subhorizontálního uložení vrstev hornin, kde v litologickém složení převažovaly hrubé desky a lavičky drob. Dále vznikaly ve strmé uložení vrstevných s rozpukáním subhorizontálními „ložními“ puklinami a v místech mohutnějších pásem tektonizované rozrušené horniny. Nezanedbatelný vliv měla dále rozdílná pevnost flyšových hornin, a do určité míry i použité technologie, která nemusela být vždy optimální pro všechny složky horninového masivu v geometrii výrubu.

soil type was secondary loess (class F6 in terms of N 73 1001), locally clayey deluvioluvial sediments in terrain depressions or deluvia containing relics on northern ground types. Lower lying eluvia of Culm ground have the character of clayey gravel (G5), gravelly clay (F2) or general soil (R6), depending on the content of the clay and stone fractions. The bottom parts of the construction trenches consisted of Culm semi-rock represented by pelite (claystone) and aleurite (siltstone), which were, with respect to the difficult macroscopic recognition of the two types, comprehensively named aleuropolite. It is fine-grained rock consisting of the 0.05mm fraction of grain-size, with the jointing varying from thin sheets to thin plates. As sound rock, it was categorised according to SN 73 1001 as class R3, i.e. medium strength rock (according to crushing strength tests: $R = 18.2 - 25.5$ MPa). The aleurites are interspersed by greywacke, featuring sheet up to tabular jointing. Aleurites in a sound condition were categorised as class R2, i.e. high strength rock ($R = 57 - 87$ MPa). Aleuropolites and greywacke are found in separate layers or in the form of coarsely or finely rhythmical flysh. They are affected by weathering and fracturing to a varying degree.

In terms of excavation classes (N 73 3050), a higher percentage of sound aleuropolites and tables of greywacke categorised as classes 5 and 6 was found during the course of the excavation, most of all in the Brno-side construction trench.

Sections with prevalent trends and dip angles of discontinuity surfaces, which indicated the properties of bedding planes and the system of discontinuities, were determined by means of contour diagrams, which were developed on the basis of measurements of tectonic elements. The identification of these systems contributed to the supporting of instable sections in the weathered zone of Culm rock mass where overbreaks took place, most of all due to the unfavourable trending and dipping of the layers on the right slope of the Brno construction trench. Part of the unstable section of the rock mass where the trend of the layers was close to the direction of the motorway and the dip was about 30j toward the trench (km 141.160 - 141.272) was stabilised by an additional system of Titan anchors. The complicated geological conditions were, in addition, combined with the occurrence of a fault zone in the wall of the construction trench and the unfavourable hydrogeological conditions which had been anticipated.

In the Ostrava construction trench, the survey confirmed the existence of a fault zone on the right side of the trench, which was to be stabilised by a pile wall. However, the actual condition of the bedrock allowed the use of spread foundation of the tunnel lining blocks in the cut and cover tunnel section, in contrast with the originally designed use of pile foundation.

2.3 Geological and geotechnical monitoring of the tunnel excavation

The rock types which were encountered during the monitoring of the tunnel excavation were similar to those which had been encountered in the construction trenches, i.e. flysh-character rock types. The layers alternate in the form of laminas (the thickness up to 20mm) up to thick plates (over 2000mm). The visual survey distinguished aleuropolites and greywacke - finely or roughly rhythmical flysh in the form of frequent alternation of finely or coarsely disintegrating pelites, aleurites and greywacke. The rock mass is affected by weathering, which, however, as identified by detailed petrographical analyses, must be understood as the weakening of the rock mass cohesion resulting from the faulting.

The results of tectonic measurements which were assessed by means of contour diagrams showed 3 bedding systems (B1: the mean trend and dip angle is 252°/17°; B2: 289°/74°; B3: 115°/58°) and 3 fissure systems (F1: 192°/172°, F2: steep, NS trending; F3: sub-horizontal, interstratified). The rock mass is affected by folding and fault tectonics (see Fig. 4). More intensive affection was encountered in the first third of the route and at the end of the mined tunnel section. Only slighter folding of the layers prevails in the central part of the route. The tunnel route crosses the prevalent trend of the structures at an angle.

It follows from a comparison of graphical outputs of the survey with the maps which were plotted according to the documentation of the excavation that the weakness zones which had been identified during the previous stage of the engineering geological survey using geophysical methods were in principle confirmed. Because of the geophysical survey methods which were used, the survey identified above all the weakness zones which were accompanied with more significant saturation with water. The assumption regarding a change in the prevalent trends of the geological structures between chainages km 141.800 and 141.900 and the mutually differing course of the structures in the "Brno" and "Ostrava" part proved to be less accurate. The tectonic pattern in reality turned out to be more complex. Horizontal boreholes were drilled ahead of the excavation face in some of the locations where the geophysical survey indicated fault zones. The objective of the drilling was to determine the character of the disturbance of the rock mass in advance of the proceeding excavation. None of the boreholes detected such a degree of the



Obr. 4 Strmě uložené aleuropelity v čelbě kaloty s antiformní strukturou vpravo – tunelová trouba B, km 141,864 (foto Stach)

Fig. 4 Steeply dipping aleuropelites at the top heading face Strmě uložené aleuropelity v čelbě kaloty s antiformní strukturou vpravo - tunelová trouba B, km 141,864 (photo Stach)

Hydrogeologické poměry horninového masivu byly vzhledem k ražbě vcelku příznivé. Pouze výjimečně byl zaznamenán vliv na nestabilitu výrubu a vznik nadvýlomů v prostředí prachovců s průsaky vod podél ploch diskontinuit.

Provedený inženýrskogeologický průzkum v příportálových oblastech a závěry geologického a geotechnického sledu ražby tunelu potvrdily v zásadě dobrou shodu se závěry předchozích průzkumných etap co do hodnocení litologických typů, tak i jejich fyzikálních a mechanických vlastností. V detailu potvrdily předpoklady projektu stavby, doplnily potřebné údaje pro zajištění hloubených výkopů a přispěly k efektivitě a bezpečné ražbě tunelu.

3. POSTUP VÝSTAVBY

3.1 Ražené úseky

Ražba tunelu byla prováděna Novou rakouskou tunelovací metodou s uplatněním stříkaného betonu a čtila principy NRTM, s horizontálním členěním výrubu. V prvním kroku byla ražena kalota v plné šířce, o ploše výrubu cca 65 m² a minimální výšce ve vrchlíku klenby 6,10 m. Dolní etáž profilu byla dále prostorově členěna na tři části – spodní lávka ve dvou krocích (pravá, levá) a dobírka počvy. Oproti původním předpokladům, provádět ražbu frézováním a jen menší objem hornin rozpojovat trhacími pracemi, byl z geologických i časových důvodů kompletní výlom realizován s použitím trhacích prací v plném profilu, a to jak u kaloty a jádra, tak ve formě nakypření u dobírky počvy.

Primární ostění zajišťující výrub je ze stříkaného betonu s vyztužnými ocelovými sítěmi, příhradovými oblouky a svorníky. Konstruktivní řešení ostění rozlišuje celkem 5 typů jištění podle charakteru horninového prostředí. Převládajícím typem jištění výrubu bylo primární ostění IIIA, pro které v daném geologickém prostředí byl předepsán střední krok záběru 1,60 m a stříkaný beton třídy C20/25 s vyztuží rubovou a lícovou sítí, doplněné navíc ocelovými příhradovými oblouky, v potřebném rozsahu opatřené svorníky, přikotvením a jehlováním.

Třída jištění výrubu vyplývala z posouzení a zařídění geologem, který vyhodnocoval geologický sled na čelbě při každém kroku záběru a rovněž vyznačoval zóny nadvýlomů, které vznikly z důvodu nepříznivých geologických podmínek – tzv. „nezaviněné nadvýlomy“. V každém kroku ražby byl obrys výrubu geodeticky zaměřen a dokladován s následným vyhodnocením a vyčíslením nezaviněných nadvýlomů. Lze uvést, že v daném geologickém prostředí byly „nezaviněné“ nadvýlomy v oblasti kaloty a obou stěn při dobírce jádra výrazně menší než nadvýlomy při dobírce počvy. Zde se muselo použít převážně strojní dolamování horniny, kdy u tvrdších vrstev z droh a prachovců nešlo zabránit uvolnění a vylámaní části poměrně velkých a rozsáhlých lavic vrstevnaté horniny.

Geodetické vedení ražeb i zhotovení primárního ostění se rovněž sledovalo v každém kroku ražby – přesnost ražby i výstavby primárního ostění se pohybovala v limitní odchylce ± 25 mm od předepsané polohy.

3.2 Stavební jámy

Po dobu výstavby byly v oblasti obou portálů vyhloubeny stavební jámy (Brno, Ostrava). Dělicím prvkem mezi raženou a hloubenou částí tunelu byly provizorní portály, na které navazovaly svahy stavební jámy. Provizorní portály i stěny stavebních jam byly jištěny kombinací dočasných technických opatření – železobetonovými převážkami, lanovými kotvami, tyčovými kotvami, hřebíky a stříkaným betonem vyztuženým ocelovými sítěmi KARI.

tectonic disturbance which would have required special engineering measures beyond the scope given by the particular NATM excavation support class, with the exception of the reduction of the excavation round length. Mightier tectonically weakened zones are spread along the tunnel route in the rock mass where the aleuropelitic measures prevail; the transverse dislocations which are developed in greywacke are mostly not attended by more significant disturbances.

Larger overbreaks which were conditioned by the geological structure took place mainly in the crown of the top heading and in the invert bottom, above all when the encountered rock layers were sub-horizontal, with thick beds and tables of greywacke prevailing in the lithological structure. In addition, the overbreaks originated in steeply dipping layers affected by sub-horizontal "interstratified" fissures and in larger zones of tectonised fractured rock mass. Further, the variable strength of the flysh rock mass and, to a certain degree, even the applied excavation technique, which did not have to be always optimum for all components of the rock mass within the excavated cross section, had also a non-negligible influence.

Hydrogeological conditions in the rock mass were relatively favourable for the excavation. An impact on the stability of the excavation and development of overbreaks were recorded only exceptionally, in the environment formed by siltstone with water seeping along discontinuity surfaces.

The engineering geological survey which was carried out in the portal areas and the conclusions of the geological and geotechnical monitoring of the tunnel excavation confirmed that the conclusions of the previous survey stages were basically correct, both in terms of the assessment of the lithological types and the determination of their physical and mechanical properties. They confirmed details of the construction design assumptions, added data required for the stabilisation of the construction trenches and contributed to the effectiveness and safety of the tunnel excavation.

3. CONSTRUCTION PROCEDURE

3.1 Mined sections

The tunnel excavation was carried out using the NATM with the application of shotcrete; the so-called horizontal excavation sequence was used. The first to be driven was the top heading, at full width, with the excavated area of about 65m² and the minimum height at the crown of 6.10m. The remaining part of the excavated cross section was further divided into a bench (sub-divided into the left and right portions) and invert. Despite the original expectation that the rock breaking would be by a roadheader and the drill and blast technique would be used only to a smaller extent, all excavation in the top heading, bench and invert was performed by the drill and blast (the loosening blasting system was applied to the invert) with respect to the geology and time considerations.

The primary excavation support consists of shotcrete with lattice girders, steel mesh and rock bolts. The design of means and methods distinguishes 5 types of the support, depending on the character of the rock mass. The primary support class IIIA prevailed. In the particular geological environment it comprised a C20/25 shotcrete layer, one layer of mesh on each surface, lattice girders and, in the necessary extent, rock bolts, anchors and forepoling. An average excavation round length of 1.60m was specified for this class.

The excavation support class resulted from the assessment and classification which was carried out by a geologist, who assessed the geological monitoring of the excavation face after each advance of the face and, in addition, marked the overbreak zones which originated due to unfavourable geological conditions – the so-called unavoidable overbreaks.

The excavation contour was measured and recorded by a surveyor after each round, with a subsequent assessment and calculation of unavoidable overbreaks. It is possible to state that the volumes of unavoidable overbreaks were, in the given geological environment, significantly smaller in the top heading and at the sidewalls of the bench than the overbreaks originating during the bottom excavation. Despite the application of mechanical equipment to the scaling of the bottom, it was impossible to prevent the loosening and breaking out of often relatively large and extensive beds of the layered rock mass consisting of harder greywacke and siltstone.

The direction of the excavation and guidance during the erection of the primary lining was also monitored by surveyors during each excavation cycle; the accuracy of the excavation and the primary lining construction was maintained within a ± 25 mm deviation from the required position.

3.2 Construction trenches

Construction trenches were excavated in the Brno and Ostrava portal areas. The dividing elements between the mined part and cut and cover parts of the tunnel were temporary portals, to which the slopes of the construction trenches were connected. The temporary portals and slopes of the construction trenches were supported by a combination of temporary engineering

V portálových stěnách byly po obvodu zarážky budoucích tunelů zhotoveny ochranné mikropilotové deštníky a ochranné železobetonové límce.

Na ostravském hloubeném úseku byla část pravé stěny jámy z důvodu výskytu geologické poruchy zajištěna navíc kotvenou stěnou z velkopřůměrových pilot.

3.2.1 Dodatečné zajištění svahu stavební jámy

V průběhu hloubení stavební jámy Brno pro hloubené části tunelů došlo k nárůstu vodorovných deformací pravého svahu ve třech měřených profilech.

Nárůst byl spojen s deštivým obdobím počátkem června 2006. Projevil se v oblasti geologické poruchy, která komplikovala zajištění svahu jámy již od horních etází výkopu. Inklinometrickým vrtem v profilu 141,240 byl zjištěn rozsah poruchové zóny s aktivním pohybem směrem do stavební jámy.

Na základě statického posouzení bylo navrženo zajištění nestabilní části svahu v km 141,160–141,250, skládající se z odtěžení povrchových kvartérních vrstev a provedení dodatečné etáže tyčových kotev ze samozávrtných tyčí TITAN 40/20 délky 12 m, která poruchovou zónu přikotvila k únosnějšímu podloží (obr. 5).

3.3 Definitivní ostění ražených a hloubených částí tunelu

Definitivní ostění tunelu Klimkovice je navrženo jako železobetonové z betonu C30/37. Jako výztužné prvky byly použity svařované obloukové nosníky z betonářské výztuže, výztužná KARI síť ve dvou vrstvách (rub a líc) a příložky z prutové výztuže. Základní délka dilatačního úseku (tunelového pasu) je 12 m.

Sekundární ostění tunelu Klimkovice má jedno prvenství – pro zvýšení protipožární odolnosti betonu kleneb byl uplatněn beton s rozptýlenými polypropylenovými vlákny. Volba na toto řešení padla proto, že hrubší frakce kameniva do betonu byla na bázi drob. Zkoušky požární odolnosti betonu potvrdily oprávněnost tohoto rozhodnutí – zkušební železový beton sekundárního ostění vyhověl.

V průběhu výstavby sekundárního ostění vznikla polemika ohledně teplotní zátěže tunelového ostění. Z tohoto důvodu byly ve dvou příčných řezech tunelu B v rozdílné vzdálenosti od portálu (viz kap. 4.4) instalovány čidla pro měření teploty vzduchu v tunelu a do sekundárního ostění trvale zabudovány čidla pro měření teploty v ostění a v hornině 1 m za ostěním a pro měření poměrných přetvoření v ostění. Měření již probíhá 2 roky a poskytuje velmi zajímavé výsledky. Zhodnocení vlivu teplot včetně stanovení hodnot vnitřních sil od teplotní zátěže bude publikováno v některém z příštích čísel časopisu Tunel.

measures È reinforced concrete walers, cable anchors, rod-type anchors, dowels and shotcrete reinforced with KARI mesh.

Canopy tube pre-support with protective reinforced collars were installed in the portal walls around the circumference of the future tunnel opening.

Part of the right wall of the construction trench on the Ostrava side was additionally supported by an anchored large-diameter pile wall.

3.2.1 Additional support of a slope of the construction trench

An increase in horizontal deformations of the right slope was observed in three measurement profiles during the excavation of the Brno construction trench.

The increase was associated with a rainy period at the beginning of June 2006. It appeared in the area of a geological failure which had complicated the installation of the slope support earlier, during the excavation of the upper stages of the trench. The extent of the failure zone, actively moving toward the construction trench, was determined by means of an inclinometer borehole.

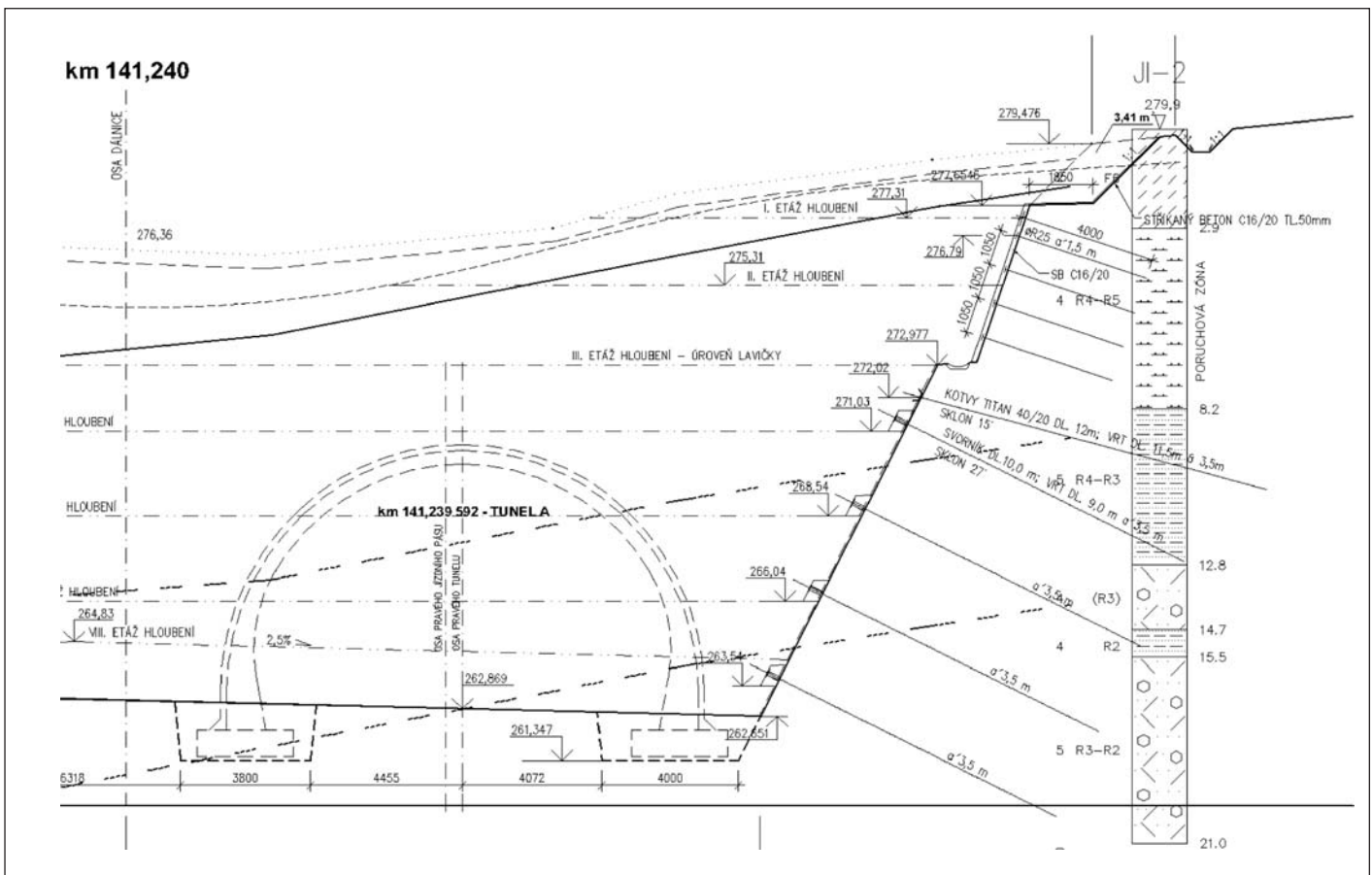
The support of the unstable part of the slope at km 141.160 È 141.250 was designed on the basis of a structural analysis. It consisted of the removal of the surface Quaternary layers and installation of an additional tier of rod-type anchors using 12.0m long TITAN 40/20 self-drilling rods, which tied the failure zone to a better bearing base (see Fig 5).

3.3 Final lining of the mined and cut and cover sections of the tunnel

The final lining of the Klimkovice tunnel is a C30/37 reinforced concrete structure. The concrete reinforcement consisted of lattice girders fabricated from concrete reinforcement bars, two layers of KARI mesh (on both surfaces) and strap pieces. The basic length of a tunnel expansion block is 12m.

The Klimkovice tunnel is the first tunnel where the secondary lining was cast using polypropylene fibre reinforced concrete with the aim of increasing the fire resistance properties of the concrete vault. This solution was chosen because the coarser aggregate fraction was based on greywacke. Concrete fire resistance tests confirmed that this decision was justified È the secondary reinforced concrete lining satisfied the tests.

A polemic regarding the thermal load acting on the tunnel lining took place during the course of the construction of the secondary lining. For that reason, air temperature measurement sensors were installed in the tunnel in two profiles of tunnel B, at different distances from the portal (see paragraph 4.4). Permanent sensors measuring temperature in the secondary lining and in the rock mass 1.0m beyond the lining, and sensors measuring relative deformations



Obr. 5 Zabezpečení svahu

Fig. 5 Slope support system

Konstrukce hloubených částí byla navržena jako železobetonová klenba na podélných základových pásech, betonovaná na místě do bednění. Jako bednění je použita stejná bednicí forma jako v ražených úsecích. Klenba je zhotovena z betonu C 30/37, rovněž s rozptýlenými polypropylenovými vlákny v množství 1 kg/m³. Navíc, pro klenby v hloubených úsecích byla předepsána odolnost betonu XF4 – tj. beton byl provzdušněný. Betonová směs při kombinaci provzdušnění a vláken si vyžadovala důslednou kontrolu požadovaných vlastností. Betonáže probíhaly nezávisle na klimatických poměrech – v zimním i letním období, přesto lze definovat, že požadovaná kvalita díla byla beze zbytku dosažena. Lze za to poděkovat důslednému dodržování technologické kázně i obětavosti všech zúčastněných zhotovitelů.

Konstrukce hloubených tunelů je chráněna fóliovou hydroizolací s ochrannou obezdvíčkou.

4. MONITORING VLIVŮ STAVBY TUNELU KLIMKOVICE

Rozsah a náplň geotechnického monitoringu stavby tunelu Klimkovic určovaly především charakteristiky podzemního díla, požadavky objednatele monitoringu (ŘSD ČR, závod Brno) a projektanta stavby (AMBERG ENGINEERING Brno, a. s.). Geotechnický monitoring byl jedním z důležitých nástrojů pro zajištění bezpečnosti, hospodárnosti a kvality výstavby. Zhotovitelem monitoringu bylo sdružení Tunel Klimkovic-monitoring (Stavební geologie-Geotechnika, a. s., INSET, spol. s r. o. a GEOTest Brno, a. s. – vedoucí sdružení).

Monitoring výstavby tunelu Klimkovic lze podle rozmístění a funkce jednotlivých měřicích prvků rozdělit do čtyř skupin, se stručným výčtem dosažených výsledků:

- Monitoring ražených částí
- Monitoring na povrchu (oblast poklesové kotliny)
- Monitoring hloubených částí
- Měření na definitivním ostění

4.1 Monitoring v ražených částech

Geologický sled

V rámci geologického a geotechnického sledu byla dokumentována a hodnocena čelba členěného výrubu (kalota, levé a pravé jádro, dno) spolu s návrhem zařazení do tech. třídy výrubu podle NRTM. Současně byly zpracovávány výsledky tektonických měření, kontrolní práce mechaniky hornin apod.

Konvergenční měření

V tunelových trubách byly cca po 20 m osazovány pětibodové KVG profily (3 body v kalotě, 2 body na jádru). V tunelových spojkách byly profily pouze třibodové. Až na jedinou výjimku se podle stanovených varovných stavů deformace ostění pohybovaly do stavu přípustných změn. Maximální celková deformace v rovině profilu byla ojedinele 27 mm. V průběhu ražeb nebyly deformace ostění limitujícím faktorem pro uplatnění ražby v nižších výrubových třídách NRTM. Limitující pro uplatnění nižších výrubových tříd byly strukturální charakteristiky masivu.

Extenzometrická měření z tunelů

V obou tunelových trubách byl osazen jeden extenzometrický profil. Oba profily byly vystrojeny celkem pěti třístupňovými extenzometry, na kterých byly sledovány relativní změny polohy zhlaví extenzometrů v ostění a kotev osazených v masivu za ostěním. Kotvy byly osazeny v úrovních 1,5–3,0 a 5,5 m od ostění. Z naměřených deformací bylo možné usuzovat na dosah rozvolnění masivu za rubem ostění a ověřit vytvoření horninové klenby.

4.2 Monitoring na povrchu v oblasti poklesové kotliny

Geodetická měření

Geodetická měření na povrchu zahrnovala měření čtyř jedenáctibodových příčných (sružených) profilů a pozemních objektů v šíři poklesové kotliny nad tunely včetně sledu deformací přeložky ostravského oblastního vodovodu.

Měření byly řádově vyšší deformace zaznamenány na příčných profilech v oblasti s nízkým nadloží (výška nadloží přibližně rovna šířce výrubu tedy 13,8 m). Maximální deformace na profilech v poklesové kotlině přesáhla 45 mm. Na žádném z měřených objektů nadzemní zástavby v poklesové kotlině nepřesáhlo ale celkové sedání velikost 10 mm.

Extenzometrická měření

Společně s body pro měření poklesové kotliny bylo na sružených profilech osazeno celkem 20 extenzometrů. V každém profilu byly dva třístupňové extenzometry situovány v ose tunelových trub. Jeden pětistupňový extenzometr byl osazen v ose os tunelů a další dva pětistupňové extenzometry byly ve vzdálenosti cca 4 m od ostění tunelů na vnější straně tunelových tubusů.

Výsledky měření potvrzovaly vyšší deformace dosažené v oblasti nízkého nadloží (až 46 mm). Z výsledků měření dále vyplývalo, že v prostředí nižšího nadloží nedošlo k vytvoření přirozené horninové klenby a primární ostění bylo zatíženo plnou tíhou hornin.

in the lining were installed in the same profiles. The measurement has been carried out for 2 years and it has provided very interesting results. The assessment of the effect of temperature, including the determination of the values of internal forces induced by thermal loads, will be published in one of the future issues of Tunnel magazine.

The cut and cover tunnel structure consists of a cast-in-situ reinforced concrete vault lying on longitudinal footings. The formwork set used for the casting was the same as that one used in the mined tunnel sections. The vault is in C30/37 concrete, also reinforced with polypropylene fibres (1.0kg/m³). In addition, XF4 resistance degree concrete, i.e. aerated concrete, was prescribed for the vaults in the cut-and-cover sections. The concrete mixture where the aeration was combined with the fibres required consistent checking on the properties. The concrete casting proceeded independently of climatic conditions – in winter and summer seasons. Despite this fact, it is possible to state that the required quality of the work was always achieved. We can thank for this success the consistent adherence to technological discipline and the efforts made by all participating contractors and suppliers.

The cut and cover structure is protected by a waterproofing membrane with a protective brickwork cover.

4. MONITORING OF IMPACTS OF THE KLIMKOVICE TUNNEL

The scope and content of the geotechnical monitoring of the Klimkovic tunnel were determined, above all, by the characteristics of the underground works, requirements for the monitoring imposed by the owner (Brno plant of the Directorate of Roads and Motorways of the Czech Republic) and the construction designer (AMBERG ENGINEERING Brno, a.s.). Geotechnical monitoring was one of important tools ensuring the safety, economy and quality of the construction. The contractor for the monitoring was a consortium Tunel Klimkovic - monitoring consisting of Stavební geologie - Geotechnika, a.s., INSET, spol. s r.o. and GEOTest Brno, a.s., the leading member.

The monitoring of the Klimkovic tunnel construction can be divided into four groups according to the location and function of individual measurement elements, with a brief summary of the achieved results:

- Monitoring of the mined parts
- Monitoring carried out on the surface (the area of the settlement trough)
- Monitoring of the cut and cover parts
- Measurements on the final lining

4.1 Monitoring of the mined parts

Geological monitoring

The geological and geotechnical monitoring documented and assessed the excavation face during the sequential excavation (the top heading, the left and right parts of the bench, invert) together with proposing for the NATM excavation support classification. At the same time, the results of tectonic measurements, rock mechanics control analyses and other works were processed.

Convergence measurements

Five-pin convergence measurement stations were installed in the tunnel tubes roughly every 20m (3 pins in the top heading, 2 pins in the bench). In cross passages, there were only three-pin stations. According to the specified trigger limits, the deformations of the lining varied, with a single exception, up to the state of allowable changes. Exceptionally, the maximum total deformation on the cross sectional plane was 27mm. During the course of the excavation, deformations were not a limiting factor for the application of lower NATM excavation support classes. The limiting factor for the application of lower excavation support classes were structural characteristics of the rock mass.

Extensometer measurements from the tunnels

One extensometer measurement station was installed in each tunnel tube. A total of five three-base extensometers were installed in the two stations. The relative displacements of the heads of the extensometers installed in the lining and anchors fixed in the rock mass behind the lining were measured. The anchors were fixed in the distances of 1.5 ÷ 3.0m and 5.5 m from the lining. It was possible to assess the reach of the loosening of the rock mass beyond the outer surface of the lining and verify the development of the natural rock arch.

4.2 Monitoring on the surface in the area of the settlement trough

Topographic measurements

The topographic measurements on the surface comprised measurements on four eleven-point transverse (combined) profiles (measurement stations) and surface structures within the width of the settlement trough above the tunnels, including the monitoring of deformations of a diverted section of the Ostrava regional water supply tunnel.

Deformations greater by an order of magnitude were recorded during the measurements on the transverse profiles in an area with shallow overburden (the height of the overburden approximately equal to the width of the excavation, i.e. 13.8m). The maximum deformation on the profiles in the settlement trough

Seismická měření

Pro sled účinků ražby na povrch nad tunely byly na dvou exponovaných rodinných domech osazeny kontinuální snímače seismických účinků. Měřením bylo prokázáno, že zatížení objektu seismickými účinky trhacích prací bylo pod hranici jejich minimální dynamické odolnosti podle ČSN 73 00 40. Na ostatních objektech v dosahu možných nepříznivých seismických účinků byla prováděna kontrolní měření jednorázová, která opět neprokazovala překročení normových hodnot.

Monitoring nadzemních objektů

Na vybraných objektech na povrchu byla provedena jejich podrobná pasportizace pro možnost rozšířeného sledu vlivů stavby.

Hydromonitoring

Vyčleněná oblast sledu hladiny podzemní vody v dosahu ovlivnění stavby zahrnovala 12 domovních studní a 3 hydrovrty. V pozorovacích sondách v těsné blízkosti tunelových trub byl v průběhu ražeb zjištěn pokles HPV až na úroveň počvy tunelu. Po dokončení uzavřených mezilehlých izolací konstrukce již byl zaznamenán postupný trend vzestupu podzemních vod.

Měření na domovních studních neprokázala tak zřetelný pokles podzemní vody v souvislosti s ražbou, jako měření na hydrovrtech. Kolísání vod zde bylo výraznější, a to zejména v závislosti na srážkových poměrech. Maximální rozkmity hladin v jednotlivých studních dosahovaly v průběhu celého měření 3,5–10,6 m. Po instalaci izolace tunelů i zde došlo k postupnému ustálení hladin na téměř původních výškách.

4.3 Monitoring hloubených částí

Geologický a geotechnický sled tunelových předzářezů

Dokumentace stavebních jam realizovaná v režimu průzkumných prací doplnily potřebné informace o skutečném rozsahu litogických typů zemin a hornin, jejich fyzikálních a mechanických vlastnostech. Upřesnily klasifikaci zemních prací a zejména tektonické poměry, tj. zejména údaje o směru a úklonu vrstev a puklinových systémů.

Geodetická měření

Tato měření spolu se sledem napětí na kotvách a inklinometrickým měřením sloužila pro průběžné ověřování stability provizorních portálů a svahů výkopových jam od počátku jejich hloubení až do doby přesypání autobusů.

Geodetické body byly osazeny v převázkách obou provizorních portálů a v příčných řezech bočních stěn zářezů (celkem 133 základních měřených bodů). Největší pohyby byly zjištěny v oblasti koruny zářezů. Vertikální, podélné a příčné pohyby byly zjištěny v rozmezí 15–35 mm. Nárůst deformací v měřených profilech km 141,160, 141,200 a 141,240 až do velikostí 75 mm po odtěžení posledních dvou etází v důsledku nepříznivého sklonu vrstev do stavební jámy a přítomnosti poruchového pásma byly jedním z podnětů k dodatečnému zajištění pravého svahu brněnské stavení jámy kotvami Titan do převázek ocelových profilů štětovic Larsen. Spolu s následným odtěžením části koruny zářezu bylo docíleno bezpečné stability jeho pravé stěny (obr. 6).

Inklinometrická měření

Inklinometrická měření byla dalším z uplatněných nástrojů pro posouzení stability portálových stěn a bočních stěn stavebních jam. Inklinometry, dosahující hloubek v rozmezí 21 až 25 m – tj. bezpečně pod dno jam a počvy tunelu, byly rozmístěny po obvodu koruny stavebních jam (5 u výkopové jámy Brno, 2 u jámy Ostrava).

Měřením nebyly zjištěny deformace do stavební jámy nad rámec varovného stavu. Výjimku představuje inklinometr JI-2 vpravo v jámě Brno ve staničení 141,240. Významné deformace byly zaznamenány v hloubkovém



Obr. 6 Schéma rozmístění prvků monitoringu na části jižní stěny stavební jámy hloubeného úseku Brno společně s naznačenou lokalizací dodatečných opatření pro sanaci svahu (foto Stach)

Fig. 6 A chart of the locations of the monitoring elements on a part of the southern slope of the construction trench for the Brno-side cut and cover section, together with the locations of the additional slope stabilisation measures (photo Stach)

exceeded 45mm. The total settlement measured on the surface buildings found within the settlement trough never exceeded 10mm.

Extensometer measurements

A total of 20 extensometers were installed in the combined measurement stations (combined with the settlement trough measurement points). There were two three-base extensometers in each profile, which were located on the axis of the tunnel tubes. One five-base extensometer was installed on the axis of the tunnels and other two five-base extensometers were at a distance of about 4m from the tunnel linings, on the outer side of the tunnel tubes.

The results of the measurements confirmed the larger deformations which were achieved in the area of the shallow overburden (up to 46mm). It further followed from the results of the measurements that the natural rock arch did not develop in the conditions of the shallower overburden and the full weight of the overburden acted on the primary lining.

Seismic measurements

Continuously active sensors of seismic effects were installed on two of the affected family houses with the aim of monitoring the effects of the excavation on the surface above the tunnels. The measurements proved that the seismic loads due to blasting operations acting on the buildings were lower than the limit of the minimum dynamic resistance of the buildings specified in the standard SN 73 00 40. Regarding the other buildings which were found within the reach of potential unfavourable seismic effects, the checks were carried out by means of single measurements. Even these measurements proved that the values prescribed by the standard were not exceeded.

Monitoring of surface buildings

A detailed condition survey of selected surface buildings was conducted to allow the extended monitoring of the impact of the construction work on the buildings.

Hydromonitoring

The area in which the monitoring of the water table within the reach of the construction effects was to be performed comprised 12 house wells and 3 hydrological boreholes. The lowering of the water table up to the level of the tunnel bottom was identified during the construction work in the observation wells found in the close vicinity of the tunnel tubes. A gradual trend towards the rising of the water table has already been observed since the completion of the closed intermediate waterproofing system.

The measurements in house wells did not prove so explicit lowering of the water table associated with the tunnel excavation as did the measurements in the hydrological boreholes. The fluctuation of the water table was more marked in the boreholes, most of all depending on precipitation. The maximum amplitudes of the water table levels in individual wells during the whole measurement period reached 3.5 ÷ 10.6m. The levels gradually steadied nearly at the original depths once the tunnel waterproofing system had been completed.

4.3 Monitoring of the cut and cover parts

Geological and geotechnical monitoring of the tunnel pre-trenches

The documentation of the construction trenches which was prepared in the regime of survey operations supplemented the necessary information about the actual extent of individual lithological types of soils and rocks and their physical and mechanical properties. It adjusted the excavation classes and, above all, the information on the tectonic conditions, i.e. the data on the trends and dipping of the rock measures and fissure systems.

Topographic measurements

These measurements, together with the monitoring of the stress in anchors and inclinometer measurements, were used for the continual verification of the stability of the temporary portals and slopes of construction trenches from the beginning of excavation till the backfilling of the tunnel tubes.

Survey control points were installed in walers on both temporary portals and in transverse sections of the side slopes of the trenches (133 basic measurement points in total). The largest movements were identified on the upper edges of the excavated trenches. The measured vertical, longitudinal and transverse movements varied between 15 ÷ 35mm. The increase in deformations reaching up to 75mm, resulting from the unfavourable dip of the layers trending toward the trench and due to the presence of a fault zone, which was measured at the measurement stations at chainage km 141.160; 141.200 and 141.240 after the excavation of last two stages, was one of the reasons why the right slope of the Brno-side construction trench had to be additionally stabilised by a system of Titan anchors and steel walers made from Larsen sheet piles. Together with the subsequent removal (excavation) of a part of the top of the slope, the measures achieved the goal of improving the stability of the right slope (see Fig. 6).

Inclinometer measurements

The inclinometer measurements were another tool which was applied to the assessment of the stability of portal walls and side slopes of the construction trenches. The inclinometers, reaching the depths ranging from 21 to 25m, i.e. safely under the bottoms of the trenches and the bottoms of the tunnel tubes, were installed on the edges of the construction trenches (5 pieces and 2 pieces



Obr. 7 Slavnostní přestřižení pásky (foto Pechman)
Fig. 7 Ceremonial cutting of tape (photo Pechman)

intervalu -7 až -5 m. Na sledovaných hloubkových úrovních -6 m a -2 m dosáhly k červenci 2005 deformace velikosti 22 mm, resp. 30 mm. Zrychlený nárůst deformací pravého svahu rovněž potvrdil nutnost dodatečného přikotvení výše uvedené části zářezu.

Měření na kotvách

Měření v rámci stavebních jam bylo prováděno na 34 kotevních prvcích (14 lanových kotev v provizorních portálech a 20 kotev tyčových po stranách předzářezů).

Naměřené hodnoty kotevních napětí prokázaly, že kotvy byly dostatečně zakotveny, po dobu monitoringu nedošlo na žádné kotvě ke ztrátě funkčnosti. Změny napětí, ke kterým v průběhu monitoringu došlo, byly vratné změny v souvislosti s atmosférickými jevy – zámraz, tání, nebo ohřívání a vysychání masivu. Nebyly zjištěny změny kotevních napětí, které by indikovaly nestabilitu jak obou provizorních portálů, tak i všech stěn stavebních jam.

4.4 Měření na definitivním ostění

Konvergenční měření

Na definitivním ostění bylo v každé z tunelových trub rozmístěno celkem 11 pětibodových KVG profilů. Měření konvergencí na definitivním ostění v ražených částech tunelů slouží především pro dlouhodobý monitoring případných změn tvaru ostění. V hloubených částech byla měřením sledována deformace ostění v průběhu zasypávání stavební jam. Přes poměrně dlouhodobé ustalování deformací se hodnoty posunů pohybovaly v mezích předpokládaných projektantem a dosahovaly maximálních celkových hodnot do 21 mm.

Měření napětí a teplot v sekundárním ostění

Ve dvou tunelových pasech B78 (km 142,030) a B90 (km 142,174) tunelu B byla v definitivním ostění instalována teplotní a tenzometrická čidla a dále teplotní čidla pro měření teplot masivu ve vzdálenosti 1 m za ostěním. Snímače jsou osazeny v ražené části v blízkosti portálu tak, aby jimi mohly být v průběhu roku sledovány maximální teplotní spády v průřezu ostění a z nich plynoucí nerovnoměrná napětí na rubu a líci ostění. Dlouhodobé sledování teplotního spádu ukazuje, že rozdíl teplot na rubu a líci sekundárního ostění obou monitorovaných bloků je do $3-4$ °C. Měření posuvných přetvoření vykazuje, že sekundární ostění je zatím zatíženo vlastní tíhou a nepatrně také změnami teploty. Dlouhodobý trend naznačuje pozvolný nárůst zatížení v čase.

Po celou dobu výstavby tunelu byl investorem ustaven poradní orgán RAMO = Rada monitoringu, která se pro všechny zúčastněné strany – investora i zhotovitele stala kvalitním a fungujícím nástrojem pro vyhodnocování observovaných veličin a řešení postupů ražeb i výstavby. Personální složení RAMO zajišťovalo jak jeho nezávislost, tak přímý vliv na zhotovitele obou tunelových trub (Subterra, Metrostav).

Slavnostního uvedení tunelu do provozu se zúčastnila řada oficiálních osobností investora ŘSD, zhotovitelů (Subterra, Metrostav) a zástupců MS kraje a obce Klimkovice (obr. 7), která nejvíce pociťuje následné snížení dopravní zátěže intenzivní dopravou na silnici I/47. Toto snížení bude ještě výraznější po uvedení celé stavby dálnice do provozu v roce 2009.

ING. JIŘÍ PECHMAN, jpechman@amberg.cz,

AMBERG ENGINEERING s. r. o. BRNO

ING. JAN STACH, stach@geotest.cz, GEOTEST A. S. BRNO

ING. ONDŘEJ HORT, hort@geotechnika.cz,

SG-GEOTECHNIKA A. S. PRAHA

ING. DAVID POHLODEK, pohlodek@metrostav.cz,

METROSTAV A. S. PRAHA

PROF. ING. JOSEF ALDORF, DRSc., josef.aldorf@vsb.cz,

VŠB-TU OSTRAVA



Obr. 8 Pohled na vjezd do tunelu – brněnský portál (foto Pechman)
Fig. 8 A view of the tunnel entrance – the Brno portal (photo Pechman)

along the Brno-side and Ostrava-side construction trenches respectively).

No movements toward the construction trenches exceeding the trigger limits were identified by the measurements. The inclinometer JI-2, which was installed on the right side of the Brno-side trench at chainage km 141.240, was an exception. Significant deformations were observed within the depth interval ranging from -7.0 m to -5.0 m. The deformations which developed at the depth levels -6.0 m and 2.0 m being monitored reached 22 mm and 30 mm respectively in July 2005. The accelerated increase in deformations of the right slope also confirmed that the additional anchoring of the above-mentioned part of the trench was necessary.

Measurements on anchors

The measurements within the framework of the construction trenches covered 34 anchoring elements (14 cable anchors on temporary portals and 20 rod-type anchors on the sides of the trenches).

The measured values of the anchor stresses proved that the anchors were sufficiently fixed. No anchor lost the functionality during the course of the monitoring. The changes in the stresses which occurred during the monitoring were reversible, associated with atmospheric phenomena – freezing, thawing or heating and drying up of the rock mass. No changes in the anchoring stresses indicating instability of the temporary portals or any of the slopes of the construction trenches were observed.

4.4 Measurements of the final lining

Convergence measurements

A total of 11 five-pin convergence measurement stations were installed on the final lining in each of the tunnel tubes. The measurements of convergences of the final lining in the mined stretches of the tunnels are used mainly for the long-term monitoring of potential changes in the shape of the lining. Regarding the cut and cover tunnel stretches, the measurements were focused on the deformations of the lining during the course of the backfilling of the construction trenches. Despite a relatively long-term process of the stabilisation of deformations, the displacement values remained within the limits anticipated by the designer, reaching a total value of 21 mm as the maximum.

Measurements of stresses and temperatures in the secondary lining

Temperature sensors and strain gauges were installed in the final lining in two blocks of the tunnel tube B, namely blocks B87 (km 142.030) and B90 (km 142.174); temperature sensors were also installed at a distance of 1 m beyond the lining to measure the temperature of the rock mass. The sensors were installed in the mined section, near the portal, so that the maximum temperature gradients in the lining section and the non-uniform stresses at the outer and inner surfaces of the lining induced by the gradients could be monitored during the course of a year. The long-term monitoring of the temperature gradient has proved that the difference between the temperatures on the outer and inner surfaces of the secondary lining of both blocks being monitored did not exceed 3 to 4 °C. The measurement of displacement deformations has shown that the secondary lining has been loaded by the dead weight and only insignificantly by the changes in temperatures. The long-term trend suggests a slow increase in the loading with time.

ING. JIŘÍ PECHMAN, jpechman@amberg.cz,

AMBERG ENGINEERING s. r. o. BRNO

ING. JAN STACH, stach@geotest.cz, GEOTEST A. S. BRNO

ING. ONDŘEJ HORT, hort@geotechnika.cz,

SG-GEOTECHNIKA A. S. PRAHA

ING. DAVID POHLODEK, pohlodek@metrostav.cz,

METROSTAV A. S. PRAHA

PROF. ING. JOSEF ALDORF, DRSc., josef.aldorf@vsb.cz,

VŠB-TU OSTRAVA