

POROVNÁNÍ METOD NRTM A ADECO-RS NA PŘÍKLADU ITALSKÉHO TUNELU MONTE CUNEO

COMPARISON OF NATM AND ADECO-RS METHODS, USING MONTE CUNEO TUNNEL, ITALY, AS AN EXAMPLE

PETER BALUŠÍK, LIBOR MAŘÍK

1 ÚVOD

Podzemí lákalo člověka již od pradávna a nejprve mu poskytovalo ochranu před nepřízní počasí i nepříteli v přírodních podzemních prostorách. Pravděpodobně nejstarší velkou umělou podzemní stavbou je kultovní komplex Hypogeum v Hal Safieni na ostrově Malta, jehož vznik se datuje do období po roce 2400 před n. l. S rozvojem měst docházelo na území Mezopotámie a Iránu k výstavbě vodovodních štol dokonce v období 3000 let před n. l. Ražba podzemních děl byla vždy velmi náročná a vzhledem k možnostem stávající techniky zdoluhavá a nebezpečná. Za posledních sto let však prošly tunelovací metody, stejně jako mnoho dalších oborů v tomto období, rychlým vývojem, který umožnil přechod od masivních zpravidla kamenných tunelových ostění k subtilním betonovým konstrukcím. Změna souvisí s vývojem techniky používané při výstavbě tunelů, ale také s odlišným chápáním role horninového masivu a jeho podílu na celkové únosnosti systému ostění-hornina. U klasických tunelovacích metod používaných na přelomu 19. a 20. století působil „nepřátelský“ horninový masiv zpravidla jen jako zdroj zatížení, a ostění byla dimenzována tak, aby horninovému tlaku dokázala vzdorovat. Enormní zatížení ostění bylo důsledkem členění profilu tunelu do mnoha dílčích výrubů a dlouhé doby od provedení výrubu k zajištění jeho stability výdřevou. Naproti tomu moderní tunelovací metody vyvinuté v průběhu 20. století začínaly čím dál více využívat samonosnosti horninového masivu a zohledňovat jeho funkci jako stavebního materiálu v nosném systému ostění-hornina. Použití stříkaného betonu a systémového kotvení líce výrubu brzy nahradilo složitou výdřevu a dalo vzniknout moderním konvenčním tunelovacím metodám. Kolébkou těchto metod jsou vyspělé alpské země, kde reliéf terénu vyžaduje při návrhu silničních i železničních tras procházet četná pohoří. I v rámci nově vzniklých moderních tunelovacích metod dochází k odlišnému filozofickému pohledu na chování horninového masivu během ražby a způsobu zajištění stability výrubu. Výsledkem je zcela odlišný přístup k technologii výstavby a dimenzování primárního i definitivního ostění. Dva pohledy na problém dosažení požadované stability výrubu lze demonstrovat na příkladu Nové rakouské tunelovací metody (NRTM), za jejíhož zakladatele je považován profesor Rabzewicz (rakouský patent 165573 z roku 1948), a metodě ADECO-RS vyvinuté profesorem Lunardim v 80. letech minulého století.

2 KONVENČNÍ TUNELOVACÍ METODY – DVA RŮZNÉ POHLEDY NA JEDEN PROBLÉM

Primární problém při ražbě tunelů představuje způsob zajištění stability výrubu při zajištění přijatelné míry rizika a reálně dosažitelné rychlosti výstavby. Ražba probíhá zpravidla v prostředí, které lze jen obtížně předem prozkoumat a jehož geotechnické parametry dosahují v závislosti na míře prozkoumání značného rozptylu. Konvenční tunelovací metody, mezi které obě zmiňované metody patří, dokážou více či méně reagovat na skutečně zastížené geotechnické podmínky a způsob zajištění stability výrubu operativně modifikovat. K tomu slouží geotechnické sledování projevů horninového masivu při ražbě, nazývané též geotechnický monitoring. Při ražbě tunelu dochází k porušení primárního rovnovážného stavu napjatosti, které je v prostoru čelby provázáno prostorovým přeskupováním napětí, kterým se horninový masiv snaží dosáhnout nového rovnovážného stavu. Změny napjatosti jsou spojeny s deformací líce výrubu, resp. primárního ostění i celé oblasti v okolí výrubu. V zastavěné oblasti nebo v případě, kdy tunel podchází objekty nebo zařízení citlivá na poklesy, ovlivňuje volbu technologického postupu výstavby požadavek na

1 INTRODUCTION

The underground has attracted people from of old. At the beginning, it provided protection against inclement weather or enemies in natural underground spaces. Probably the oldest large artificial underground structure is the Hypogeum in Hal Safieni in Malta, a cult place which dates from 2400 B.C. Water supply tunnels were built even earlier, in the period around 3000 B.C., with towns developing in Mesopotamia and Iran. Underground excavation has always been very difficult and, with respect to the abilities of existing equipment, lengthy and dangerous. Although, during the past century, tunnelling methods, same as many other industries in this period of time, experienced rapid development, which made transition from massive, usually masonry tunnel liners to slender concrete structures possible. The change is associated not only with the development of tunnel construction equipment but also with the changed understanding of the role of ground mass and its contribution to the overall load-bearing capacity of the lining-ground system. In the cases of classical tunnelling methods which were used at the beginning of the 20th century, the “hostile” ground mass acted usually only as a generator of loads, therefore, tunnel linings were calculated to be able to resist the ground pressure. The enormous loads acting on the lining resulted from the division of the tunnel cross section into several partial headings and the long time which passed between the excavation and stabilisation of the excavated opening by timbering. In contrast, the modern tunnelling methods which were developed during the 20th century began to more and more exploit the self-supporting property of ground mass and take into account the function of ground mass as a construction material within the lining-rock system. Application of sprayed concrete and anchoring systems soon replaced complicated timbering and gave rise to modern conventional tunnelling methods. The cradle of these methods is in advanced Alpine countries, where the terrain configuration requires that numerous mountain ranges be passed under by new road or railway routes. Differing philosophical opinions on the behaviour of ground mass during excavation and the method of stabilising the excavated opening exist even within the framework of newly developed, modern tunnelling methods. They result into a totally diverse attitude toward the tunnelling technique and calculation of primary and secondary liners. Two views of the problem of ensuring the required stability of excavation can be demonstrated using, as an example, the New Austrian Tunnelling Method, for which Professor Rabzewicz is considered to be the founder (Austrian patent No. 165573 from 1948) and the ADECO-RS method, which was developed by Professor Lunardi in the 1980s.

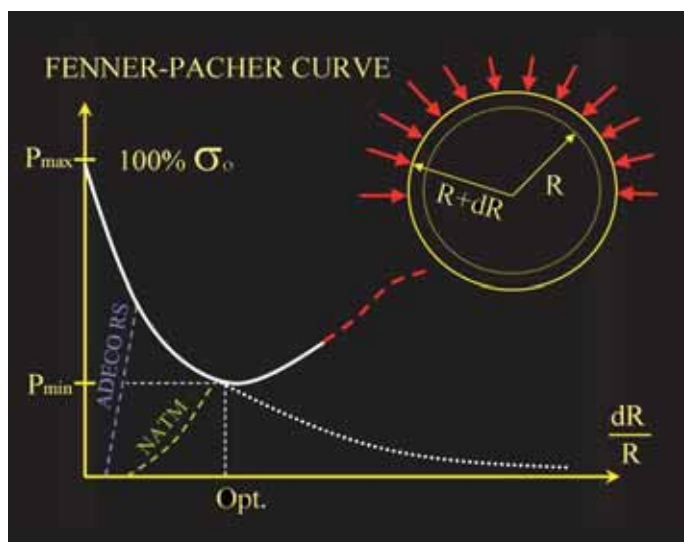
2 CONVENTIONAL TUNNELLING METHODS – TWO DIFFERENT VIEWS OF ONE PROBLEM

The primary problem during tunnel excavation is the method for securing stability of the excavated opening whilst securing an acceptable level of risk and realistically attainable speed of construction work. A tunnel is usually driven through an environment which can be explored in advance only with difficulties and the geotechnical parameters of which are significantly spread, depending on the depth of the investigation. Conventional tunnelling methods, among which the two above-mentioned methods belong, are able to more or less respond to actually encountered geotechnical conditions and operatively modify the means and method for stabilising the excavation. They use results of geotechnical observation of ground mass manifestations during the course of excavation, which is also called geotechnical monitoring. During tunnel excavation, the equilibrium of the primary state of stress becomes broken. This phenomenon is attended by spatial rearrangement of stresses in the area of the excavation face, through which the ground mass attempts to reach a new state of equilibrium. Changes in the state of stress are associated with deformations of the excavated ground surface or the primary lining, as well as the whole area in the vicinity of the excavation. In a developed area or in the cases where a tunnel passes under structures or facilities sensitive to subsidence, the

omezení deformací nadloží. Zkušenosti z praxe i výsledky prostorových matematických modelů ukazují, že část deformace horninového masivu proběhne ještě před čelbou, část před instalací primárního ostění a provedením systémového kotvení či dalších opatření. Tato část deformace probíhá volně a není pomocí doprovodných opatření řízena. Zbývající část deformace již zatěžuje i primární, případně definitivní ostění tunelu a lze ji pomocí doprovodných opatření řídit. V závislosti na geotechnických vlastnostech horninového prostředí, velikosti výrubu, výšce nadloží a způsobu výstavby se poměr mezi volnou a řízenou deformací mění. Praxe prokázala i negativní vliv členění profilu tunelu při ražbě na větší množství dílčích výrubů. V okolí výrubu dochází k degradaci horninového masivu a snížení jeho geotechnických parametrů. Každý další dílčí výrub je proto ražen v horším prostředí než předcházející. Vztah mezi poměrnou radiální deformací výrubu a zatížením ostění vyjadřuje Fenner-Pacherova křivka. Náznorně ukazuje vztah mezi okamžikem dosažení ostění do výrubu a jeho zatížením. Z grafu je zřejmé, že čím dříve je ostění do výrubu vsazeno, tím větším zatížením horninovým tlakem je namáháno. Průběh funkce není lineární a závisí na mnoha parametrech, které je velmi obtížné zjistit. Pokud se pohybujeme na sestupné větvi Fenner-Pacherovy křivky (obr. 1), snižuje se s narůstající deformací výrubu zatížení ostění, až v určitém okamžiku dosáhne optima. Pokud by deformace za tímto optimumem dále narůstala bez provedení doprovodných opatření, došlo by opět k nárůstu zatížení, resp. by mohlo dojít až k závalu tunelu. Pokud se během výstavby podaří nalézt optimální okamžik pro provedení primárního ostění, resp. pro další doprovodná opatření k zajištění stability výrubu, dojde i k optimalizaci dimenzí primárního ostění a ekonomicky příznivému technickému řešení. Princip lze uplatnit pouze v případech, kdy není třeba dodržet limitní hodnoty sedání nadloží tunelu z důvodu nebezpečí porušení objektů v zóně ovlivněné jeho ražbou.

2.1 Přístup z hlediska NRTM

Princip NRTM vychází z ražby alpských tunelů s vysokým nadložím, kde bylo hlavní snahou dosáhnout optimálního výsledku z hlediska bezpečnosti práce, efektivity provádění a technicko-ekonomických ukazatelů. Aby nedocházelo k degradaci horninového masivu, je výrub členěn na dílčí výrubu, jen pokud je to nezbytně nutné, zejména s ohledem na zajištění jeho stability a dosah strojního vybavení (vrtačí vozy, zařízení pro stříkání betonu nebo tunelového bagru). Primární ostění tvoří tenká vrstva stříkaného betonu vyztuženého zpravidla příhradovými rameny a sítěmi. Důležitou roli hraje prokovení horninového prstence v okolí výrubu, který se významnou měrou podílí na celkové únosnosti systému ostění-hornina. Primární ostění je navrhováno jako měkké, aby bylo schopné přenášet bez velkého poškození značné deformace. Z historie jsou známy případy, kdy se primární ostění deformovalo v řádu decimetrů a v ojedinělých případech dosáhlo i hodnot větších než 1 m. Takové deformace není beton primárního ostění schopen přenést bez provedení doprovodných opatření nebo bez značného poškození. Při



Obr. 1 Fenner-Pacherova křivka
Fig. 1 Fenner-Pacherova curve

selection of the technological construction procedure is affected by a requirement for limitation of deformations of the overburden. Experience from practice and results of 3D mathematical modelling have proved that a part of ground mass deformation takes place early, ahead of the tunnel face; another part occurs before the primary lining is installed and an anchoring system or other measures are implemented. The latter part of deformation takes place freely and is not controlled by accompanying measures. The remaining part of deformation induces loads on both primary and secondary tunnel linings, thus it can be controlled by accompanying measures. The proportion of the free deformation to the controlled deformation varies, depending on geotechnical properties of ground mass, the excavation dimension, the height of overburden and the construction method. The practice has proved even a negative effect of dividing the tunnel profile into a higher number of partial headings. The ground mass in the vicinity of the excavated opening degrades and its geotechnical properties deteriorate. Each subsequent partial heading therefore passes through a worse environment than the preceding one was. The relationship between relative radial deformation of excavation and the loads acting on a tunnel lining is expressed by the Fenner – Pacher curve. It depicts the relationship between the instant at which the lining is installed in the excavated opening and the magnitude of the load acting on its surface. It is obvious from the graph that the sooner the lining is installed in the excavation the greater ground pressure acts on it. The course of the function is not linear; it depends on many parameters, which are very difficult to determine. If we follow the descending branch of the Fenner – Pacher curve (see Fig. 1), the load acting on the lining decreases with the growing deformation of the excavation, up to a moment at which it reaches the optimum. If the deformation grew further beyond this optimum without implementation of accompanying measures, the loads would grow further; the tunnel even could collapse. Dimensions of the primary lining are optimised and the technical solution is economically favourable if the optimum moment for the installation of the primary lining or implementation of accompanying measures stabilising the excavation is found. This principle is applicable only in the cases where the limiting values of settlement of the tunnel overburden, which are set because of a risk of damage to buildings in the zone affected by excavation, do not have to be maintained.

2.1 Approach from the NATM method point of view

The NATM principle starts from the excavation of high-overburden Alpine tunnels, where the main effort was to achieve optimum results in terms of working safety, work effectiveness and technical-economic indicators. To prevent the deterioration of the ground mass, the excavation is divided into partial headings only if it is absolutely necessary, first of all with respect to its stabilisation and the reach of tunnelling equipment (drill rigs, shotcrete machines or tunnel excavators). A primary lining consists of a thin layer of shotcrete, reinforced usually with lattice girders and mesh. Sufficient anchoring within the ground ring around the excavated opening, which significantly contributes to the overall load-bearing capacity of the lining-ground system, plays an important role. The primary lining is designed as a soft structure, capable of withstand large deformations without being significantly damaged. We know cases from the history where a primary lining got deformed within the order of decimetres; in isolated cases the values even exceeded 1m. The primary lining concrete is not able to withstand such deformations without implementation of accompanying measures or without suffering significant damage. Stiff support frames, which were used, got destructed. It was therefore necessary to allow them to yield, similarly, for instance, to yielding colliery arches. Initially, complete longitudinal strips of primary lining were left out in the sections where large deformations of the excavation were expected, with the objective to allow the activation of the lining only after a certain part of the deformation process was over. In the course of time, deformable steel elements with defined rigidity started to be inserted into the primary lining; the rigidity could be regulated depending on the particular type of the elements. The estimation of the anticipated deformation of the excavated opening is very important for determination of the primary lining height exaggeration and, in the case of long tunnels, even in terms of determination of the size of muck stockpiles. If needed, stability of the face was provided by means of a supporting rock wedge, shotcrete or anchors. In accord with the Fenner-Pacher curve principle, a soft primary lining which allows deformation allows also optimum activation of the ground mass function. A final lining is usually cast when deformations have become stable or in a period of time during which the rate of deformation does not exceed about 2 mm per month. Additional accompanying measures, such as installation of spiles around the excavated cross section or forepoling during excavation through incohesive soils, are implemented in an unstable environment, above all to improve the stability of the tunnel face and excavated tunnel walls. Excavation through

použití tuhých výztužných rámu docházelo k jejich destrukci a bylo nutné zajistit jejich prokluz, jako je tomu např. u důlní výztuže. V primárním ostění se v úsecích s očekávanými velkými deformacemi výrubu nejprve vynechávaly celé podélné pásy, které zajišťovaly aktivaci ostění až po odeznění určité části deformace. S postupem času se do primárního ostění začaly vkládat deformační ocelové elementy s definovanou tuhostí, kterou bylo možné regulovat podle použitého typu prvku. Odhad předpokládané deformace výrubu má velký význam z důvodu nadvýšení primárního ostění a v případě dlouhých tunelů i z hlediska dimenzování deponií rubaniny. Stabilitu čelby zajišťoval v případě potřeby čelbový přítěžovací klín, nástřik betonu nebo kotvení. Měkké primární ostění v souladu s principem Fenner-Pacherovy křivky umožňuje deformaci a tím optimální zapojení horninového masivu do funkce. Definitivní ostění se betonuje zpravidla po ustálení deformačí nebo v době, kdy rychlost deformace nepřekračuje cca 2 mm/měsíc. V nestabilním prostředí jsou prováděna další doprovodná opatření, zejména ke zvýšení stability čelby a líce výrubu. Jedná se např. o jehlování obvodu výrubu nebo předhánění pažin při ražbě v nesoudržných zeminách. Ražbu ve zvodnělých sedimentech může doprovázet zmrazování, ražba v přetlaku vzduchu nebo vakuování prováděné v předstihu před vlastní ražbou. NRTM původně používaná v extravilánu se s postupem času začala používat i pro ražbu městských tunelů se striktním požadavkem na omezení negativních projevů ražby v nadloží tunelu. Důsledkem toho je větší nasazení doprovodných opatření a zkrácení intervalu od provedení záběru k osazení primárního ostění. Pozitivní vliv na omezení deformačí nadloží má i vertikální členění výrubu. Primární ostění je v případě použití NRTM pod zástavbou dimenzováno nejen z hlediska únosnosti, ale i z hlediska přípustných deformací. To má za následek zvýšení jeho zatížení horninovým tlakem a tím i jeho dimenzí (tloušťky ostění i stupně vyztužení).

K souběhu ražby a betonáže definitivního ostění dochází spíše výjimečně, a to spíše u dlouhých tunelů z důvodu zkrácení doby výstavby. Přístup k dimenzování definitivního ostění souvisí s otázkou nosné funkce primárního ostění po dobu životnosti tunelu (podle českých norem 100 let). Ačkoli jsou ze světa i z použití v České republice známy případy, kdy je jako definitivní ostění použito jednoplášťové ostění ze stříkaného betonu (metoda Laser shell používaná v Londýně, nebo řešení atypických profilů pražského metra), je v České republice přístup k únosnosti primárního ostění po betonáži definitivního ostění velmi konzervativní a předpokládá buď jeho úplnou degradaci, nebo jen minimální podíl na celkové únosnosti obou ostění. To má za následek, že definitivní ostění je dimenzováno na stejné, nebo větší zatížení jako ostění primární, neboť se jedná o trvalou konstrukci a k zatěžovacím stavům přibývá i zohlednění teplotních klimatických vlivů, smršťování betonu, zatížení technologickým vybavením tunelu apod. V zahraniční literatuře se však objevuje i opačný extrém, který hovoří o tom, že definitivní ostění pouze zvyšuje koeficient bezpečnosti systému složeného z obou ostění, přičemž dostatečnou stabilitu tunelu zajišťuje již primární ostění. Reálný stav primárního ostění po 100 letech nelze zatím ověřit a ani v budoucnosti nebude možné vzhledem k nepřístupnosti ostění počítat s ověřením kvality jeho betonu metodami in-situ. I nadále proto předpokládáme na toto téma četné diskuse. Stanovení pravidla pro určení podílu primárního ostění na celkové únosnosti je velmi obtížné a dimenzování definitivního ostění závisí na „odvaze“ všech účastníků výstavby. Dopad do výše investičních nákladů plynoucí z otázky stanovení zatížení definitivního ostění je zřejmý, neboť se v případě horninového tlaku pohybuje v intervalu od 0 % až do 100 %.

2.2 Přístup z hlediska metody ADECO-RS

Metoda ADECO-RS (zkratka Analysis of COntrolled DEformation in Rocks and Soils) vychází z předpokladu, že existuje přímý vztah mezi deformačí čelby, velikostí deformací probíhajícími před čelbou a velikostí deformací výrubu a primárního ostění měřených po průchodu čelby. Metoda definuje pojem „jádro“ jako celík o profilu tunelu, který se nachází před čelbou tunelu. Ochrana jádra před nežádoucími deformacemi použitím doprovodných opatření prováděných v předstihu zamezuje deformačím (boulení) čelby a následně omezuje velikost deformačí v oblasti za čelbou.

K základním prvkům metody patří zvýšení tuhosti jádra v předstihu před vlastní ražbou, použití tuhého primárního ostění vyztuženého např. válcovanými profily tuhých rámu, ražba tunelu na

water-bearing sediments can be accompanied by freezing, excavation under positive air pressure or vacuum dewatering of the core, which are carried out in advance of the excavation itself. In the course of time, the NATM, which was originally used in rural areas, began to be used even for the excavation of urban tunnels, where strict requirements for limitation of negative manifestations of excavation in the tunnel overburden were applied. These requirements result in even more extensive application of accompanying measures and reduction of the interval between the excavation for one round and installation of the primary lining. The use of an excavation sequence consisting of side drifts and a central pillar also positively reduces deformations of the overburden. If the NATM is applied under existing buildings, the primary lining is calculated not only from the point of view of the load-bearing capacity but also the point of view of permissible deformations. As a result, the loading induced by ground pressure is increased, therefore the dimensions of the lining (the thickness and reinforcement content) are also increased.

The excavation and erection of a final lining are carried out concurrently rather exceptionally, rather in the cases of long tunnels, with the aim of reducing the construction period. The approach toward the calculations of the final lining is associated with the issue of the load-bearing function of a primary lining during the course of the tunnel life span (100 years according to the requirements of Czech standards). Despite the fact that there are cases known from the world and even from the Czech Republic, where a single-shell shotcrete lining is used as a final lining (the LaserShell™ method, which has been used in London, or the solution for atypical cross sections of the Prague metro), the attitude adopted in the Czech Republic toward the load-bearing capacity of a primary lining after the final lining is cast is very conservative; it assumes that it gets completely degraded or its contribution to the overall load-bearing capacity of both linings is only minimum. As a result, a final lining is calculated for the same or even heavier loading than that acting on a primary lining; because it is a permanent structure, climate-related temperature effects, shrinkage of concrete, loads induced by tunnel equipment etc. must be added to the loading states. On the other hand, a converse extreme has appeared in foreign literature. It assumes that a final lining only increases the coefficient of safety of a system consisting of both linings, whilst the primary lining itself guarantees sufficient stability of the tunnel. It is impossible for the time being to verify the actual condition of a primary lining after 100 years; because of the inaccessibility of the lining, verifying quality of primary lining concrete by in-situ methods will be impossible even in the future. Therefore, we expect numerous discussions to be held even in the future. It is very difficult to set a rule for determination of the contribution of a primary lining to the overall load-bearing capacity. Calculating a final lining depends on the “courage” of all parties to the project. The impact on the amount of investment costs which follows from the issue of the determination of loads acting on the final lining is obvious because it ranges, in the case of the ground pressure, within a 0% to 100% interval.

2.2 Approach from the point of the ADECO-RS method view

The ADECO-RS method (an abbreviation for the Analysis of COntrolled DEformation in Rocks and Soils) is based on an assumption that there is a direct relationship between the deformation of a tunnel face and the magnitude of deformations of the tunnel face, deformations which develop ahead of the face and the magnitude of the deformations of the excavation and



Obr. 2 Zajištění stability čelby dle metody ADECO-RS
Fig. 2 Stabilisation of the face according to ADECO-RS principles

plný profil a betonáž tuhého definitivního ostění v technologicky minimálním odstupu od čelby s rychlým uzavíráním spodní klenby.

Jádro tunelu je standardně vyztužováno dlouhými sklolaminátovými kotvami délky minimálně odpovídající průměru tunelu, v případě nestabilního prostředí je zlepšováno pomocí tryskové injektáže (obr. 2) nebo v předstihu chráněno provedením primárního ostění pomocí metody obvodového vrubu, kdy speciální pilou vyříznutý vrub slouží jako bednění pro následně betonované ostění z drátkobetonu. K dalším opatřením patří např. provádění mikropilotových deštníků. Smykové parametry prostředí jsou vylepšovány pomocí radiálního kotvení obvodu výrubu. Vlastní ražba probíhá pod ochranou výše uvedených opatření. V případě, že je výrub prováděn pod hladinou podzemní vody a hrozí průsak vody do čelby a tím i do prostoru chráněného jádra tunelu, je nutné po obvodu výrubu instalovat drenážní trubky, které průsakům vody do jádra před čelbou i vlastní čelby tunelu zabrání. Ražba na plný profil vyžaduje nasazení speciálního strojního vybavení s dostatečným dosahem odpovídajícím velikosti tunelu. Metoda umožňuje výstavbu tunelů podle naplánovaných postupů, a to i v nejnepříznivějších podmínkách, bez nutnosti improvizace během výstavby. Princip metody nazývá prof. Lunardi „zprůmyslněním tunelování“, kdy se veškerá opatření během výstavby omezují pouze na sledování projevů jádra v reakci na ražbu a odpovídající způsob zajištění jeho tuhosti a stability. V závislosti na chování jádra při výstavbě definuje metoda pouze tři geotechnické kategorie, na základě kterých je zvolen další technologický postup:

Kategorie A: čelba je stabilní, prostředí se chová jako skalní hornina;

Kategorie B: čelba je stabilní krátkodobě, typ chování soudržných materiálů;

Kategorie C: čelba je nestabilní, typ chování nesoudržných materiálů.

Cílem metody je zachovat pokud možno původní stav blížící se primární napjatosti horninového masivu a zajistit tak odpovídající parametry horninového masivu jako stavebního materiálu tunelu. Provedená opatření mají za cíl eliminovat negativní vlivy ražby na vlastnosti horninového masivu a zvláště pak jádra před čelbou. Tento princip je obecně platný i při ražbě tunelu v extravilánu, kde nehrozí ovlivnění objektů v nadloží.

Z výše uvedeného je zřejmé, že ač se jedná o konvenční tunelovací metodu využívající obdobných prvků pro zajištění stability výrubu jako NRTM, přístup k zajištění stability výrubu je zcela odlišný. Výše uvedené postupy vyžadují použití podstatně tužšího primárního i definitivního ostění a vzhledem k posunu na Fenner-Pacherově křivce směrem k menším přípustným deformacím dochází k nárůstu zatížení a tím i dimenzí jak primárního, tak definitivního ostění. Metoda je méně citlivá na změnu geotechnických podmínek, neboť doprovodná opatření jsou standardně prováděna s předstihem na délku odpovídající průměru tunelu. Obdobné postupy jsou prováděny v rozdílných geotechnických podmínkách, což vede v porovnání s NRTM k méně hospodárnému řešení.

3 REALIZÁCIA TUNELA MONTE CUNEO

Tunel Monte Cuneo sa nachádza v malebnom mestečku Avigliana v podhorí Alp, neďaleko od Turína. Tunel je súčasťou preložky štátnej cesty č. 589. Preložka sa skladá z 2 tunelov a cestnej komunikácie medzi nimi, ktoré budú po ukončení tvoriť východný obchvat mestčeka Avigliana. Na projekt boli použité financie pre organizáciu 20. zimných olympijských hier v Turíne 2006, investorom bola Agentúra pre usporiadanie 20. zimných olympijských hier Turíno 2006. Dodávateľom bolo konzorcium talianskych firiem. Samotný tunel Monte Cuneo realizovala firma Grassetto Lavori S. p. A., subdodávateľom raziacich a betonárskych prác zo severovýchodného portálu bola firma Skanska BS, a. s. Realizácia nášho rozsahu prác započala v januári 2005 a bola ukončená v decembri 2005.

Technické parametre tunela

Tunel Monte Cuneo je jednorúrovňovým cestným tunelom, ktorý bol razený z oboch portálov. Jeho základné parametre:

- dĺžka razenej časti: 1723 m
- dĺžka hĺbenej časti: 86 m a 107 m
- plocha výrubu: 120–146 m²
- núdzové zálivy: 6 ks dĺžky 45 m (3 po každej strane tunela šachovnicovo)
- výška nadložia: 15–100 m

the primary lining which are measured after the passage of the tunnel face. The method defines a term of a "advance core" as a block of ground mass ahead of the excavation face, which has the profile identical with the tunnel profile. The protection of the advance core against undesired deformations by means of accompanying advance measures prevents deformations (bulging) of the face and, subsequently, reduces the magnitude of deformations behind the tunnel face.

The basic elements of the method consist of increasing the rigidness of the advance core in advance of the excavation, applying a rigid primary lining reinforced, for example, with rigid frames from rolled-steel sections, excavating a full tunnel profile and casting a rigid final lining at a technologically minimum possible distance from the tunnel face, with quick closing of the profile by an invert structure.

As a standard, the advance core is reinforced with long GRP anchors (the minimum length equal to the diameter of the tunnel); in the case of an unstable environment it is improved by jet grouting (see Fig. 2) or protected in advance by the installation of a primary lining by a mechanical pre-cutting method, where a slot is cut by a special saw to serve as a form for a subsequently cast lining of steel fibre reinforced concrete. Other measures consist, for example, of installing canopy tube pre-support. Shear strength parameters of the environment are improved by radial anchors installed around the excavation circumference. The excavation itself is carried out under the protection of the above-mentioned measures. In the case where the excavation is carried out under the water table and the heading, and therefore even the protected tunnel core, are at a risk of seepage of water, drainage pipes must be installed around the excavation circumference, which will prevent water from seeping into the advance core and to the heading. Full-face excavation requires special mechanical equipment with sufficient reach, corresponding to dimensions of the tunnel profile. The method allows tunnel construction to follow planned procedures even under the most unfavourable conditions without the necessity for improvising during the course of the construction. The principle of the method is called by Professor Lunardi "industrialisation in tunnel construction", where all measures to be implemented during the construction are restricted only to observing manifestations of the core in response to the excavation and the adequate method for ensuring its rigidness and stability. Taking into consideration the behaviour of the advance core, the method defines only the following three geotechnical categories providing the basis for the determination of the technological procedure:

Category A: the excavation face is stable; the environment behaves as hard rock;

Category B: the excavation face is stable in the short term; the environment behaves as a cohesive/coherent material;

Category C: the excavation face is instable; the environment behaves as an incohesive/incoherent material.

The objective of this method is to preserve, as much as possible, the original condition, to disturb as little as possible the primary state of stress in the ground masses, thus to ensure adequate parameters of the ground mass, which is to act as a tunnel construction material. The purpose of the measures to be implemented is to eliminate negative effects of excavation on properties of the rock mass and, first of all, properties of the core ahead of the face. This principle is generally applicable even to tunnel excavation in rural areas, where there is no threat of affecting structures above the excavation.

It is obvious from the above text that, despite the fact that it is a conventional tunnelling method using similar excavation stabilising elements as the NATM, the ADECO-RS approach to the stabilisation of excavation is totally different. The above-mentioned procedures require substantially more rigid primary and final linings to be applied. Thus, taking into consideration the shifting on the Fenner-Pacher curve toward smaller allowable deformations, the loads acting on the primary and final linings, as well as the dimensions of the linings, grow. The method is less sensitive to changes in geotechnical conditions because the accompanying measures are carried out, as a standard, in advance of the face, up to the distance corresponding to the tunnel diameter. Similar procedures are used under various geotechnical conditions, which leads to less economic solutions in comparison with the NATM

3 THE MONTE CUNEO TUNNEL CONSTRUCTION

The Monte Cuneo tunnel is found in the picturesque town of Avigliana, in the foothills of the Alps, near the city of Turin. The tunnel is part of a diversion of the state road No. 589. The diversion comprises two tunnels and a road between them, which, when complete, will form an eastern by-pass of the town of Avigliana. The project was financed from a fund for organisation of the 2006 (20th) Winter Olympic Games in Turin, the employer was the Turin 2006 Agency, which was commissioned to organise the Turin 2006 – 20th Winter Olympic Games. The contractor was a consortium of Italian

3.1 Geologické a hydrogeologické podmienky

Tunel bol razený v masíve s pestrú geologickou skladbou, od vápencov so strednou pevnosťou, cez naplaveniny z ľadovcovej činnosti s výskytom rozmerných valúnov z alpského masívu až po piesčité nánosy ílu v kombinácii s vrstvami zahmlinených štrkov.

Povrch nad trasou tunela prechádza zo severovýchodu niekoľkými depresiami a v blízkosti trasy sa nachádza i menšie jazero, čo spoločne spôsobuje značné nasiaknutie horniny predovšetkým zrážkovou vodou. Prítoky v čele razenia sa pohybovali v závislosti od zrážok od 50 do 200 l/min. Výška nadložia sa pohybuje od 15 do 100 m, pričom nízke nadložia bolo charakteristické predovšetkým pre priortálové úseky. Kombinácia horninového prostredia, nízkeho nadložia a vody vytvárala veľmi zložité podmienky pre razenie, čelba bola nestabilná, s častým vypadávaním horniny.

3.2 Použitá mechanizácia pri razení

Pre stabilizáciu čela výrubu a stropu v predpolí bola použitá vrtná súprava Casagrande (obr. 3). Je to veľkokapacitná vrtacia súprava mohutnej konštrukcie s dvoma lafetami otočnými okolo osi stroja, schopná vrtat' vrty až do dĺžky 24 m. Lafety sú opatrené hydraulickými valcami v prednej i zadnej časti, čím je zabezpečená variabilita nastavenia uhla/sklonu vrtovej. Mechanické otváranie bolo realizované pomocou pásových bagrov Fiat-Hitachi s použitím mechanického zuba, resp. hydraulického kladiva, odtážba pomocou koľosových nakladačov Fiat-Kobelco a nákladných 4-nápravových áut. Na striekanie betónu boli používané striekacie súpravy Cifa CSS-1 a 2. Osádzanie masívnych oblúkových nosníkov 2x IPE 180 zabezpečovala mobilná plošina Manitou MRT1850 so špeciálnym nástrojom pre uchytávanie týchto nosníkov (hydraulické kliešte).

3.3 Technológia razenia

Pri razení bola využívaná talianska tunelovacia metóda ADECO-RS známa tiež ako Lunardiho metóda. Charakteristické pre túto metódu je razenie na plný profil bez ohľadu na geologické podmienky. Tak tomu bolo i v našom prípade. Razilo sa na plný profil pod ochranou



Obr. 3 Vrtná súprava Casagrande
Fig. 3 Casagrande drill rig

mikropilotových dáždnikov, pričom výrub bol stabilizovaný horizontálnou tryskovou injektážou a v obzvlášť zlých geologických podmienkach aj sklolaminátovými svorníkmi v dĺžke 14 m (obr. 4). Samotný ochranný mikropilotový dáždnik, ktorého realizácia trvala v priemere 4 dni, bol zložitou konštrukciou:

- zaistenie obvodu klenby vrtní v počte 55 ks, dĺžky 13 m preinjektovanými tlakovou injektážou (5 MPa),
- 43 ks vrtovej ochranného dáždnika z perforovaných rúr DN 114 dl. 13 m s následnou výplňovou injektážou (do vzdialenosti 270 mm pod vrty spevňujúcimi klenbu),
- 6 ks drenážnych odvodňovacích vrtovej dĺžky 27 m, pričom min. 9 m vrtovej pažených drenážnou pažnicou, ktorých úlohou bolo eliminovať tlak vody na čelo razenia.

Tieto práce boli vykonávané s použitím vrtacej súpravy Casagrande a veľkokapacitnej injektážnej súpravy umiestnenej na povrchu. Pred

companies. The Monte Cuneo tunnel itself was constructed by Grassetto Lavori S.p.A., with Skanska BS a.s. working as the sub-contractor for the tunnel excavation and concrete casting from the north-eastern portal. We started to work on our part of the project in January 2005 and completed it in December 2005.

Engineering parameters of the tunnel

The Monte Cuneo road tunnel is a single-tube structure, which was driven from both portals. The basic parameters of the tunnel are as follows:

- mined part length: 1 723 m
- cut-and-cover parts length: 86 m and 107 m
- excavated cross-sectional area: 120 – 146 m²
- lay-bys: 6 pieces 45m long (3 on each side of the tunnel, a staggered pattern)
- overburden height: 15 – 100 m

3.1 Geological and hydrogeological conditions

The tunnel was driven through a massif chequered in terms of the geology, ranging from medium-strength limestones, through alluvial deposits which originated by glacial action, containing large boulders from the Alpine massif, up to deposits of sandy clay combined with layers of loamy gravels.

There are several depressions in the ground surface above the tunnel route, on the north-east, and a rather small lake is found in the vicinity of the route. They are the reason why the rock mass is significantly saturated, first of all with rainwater. Inflows to the heading varied from 50 to 200 lpm, depending on the amount of precipitation. The height of the overburden varies from 15 to 100m, whilst the shallow overburden was typical first of all for portal sections. The combination of the ground environment, shallow overburden and water created very complicated conditions for the excavation; the excavation face was instable, with frequent fall out of rock blocks.

3.2 Mechanical equipment used for tunnel excavation

A Casagrande drilling rig (see Fig. 3) was used for the stabilisation of the excavation face and the roof of the advance core. This massive, high-performance equipment has two booms rotatable around the machine axis. It is capable of drilling holes up to 24m long. The booms are equipped with hydraulic cylinders at both the front and rear ends, giving the machine high variability of setting the angle/inclination of boreholes. Fiat-Hitachi excavators equipped with mechanical rippers or hydraulic breakers were used for the excavation; the muck was removed by Fiat-Kobelco wheeled loaders and four-axle dump trucks. Shotcrete was applied by a Cifa CSS1 and 2 concrete spraying machines. Massive 2x IPE 180 arches were erected by a Manitou MRT1850 hoisting platform, which was equipped with a special tool (hydraulic grapple) allowing the gripping of the arches.

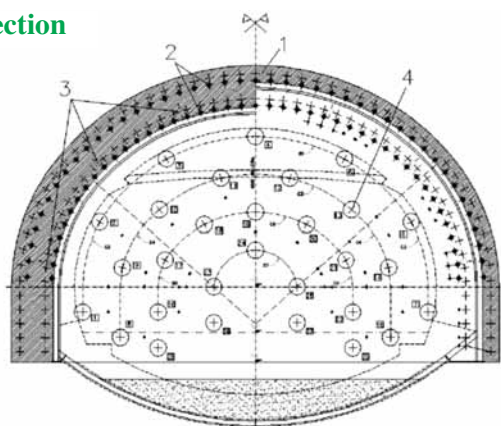
3.3 Excavation technique

The ADECO-RS, an Italian tunnelling method known also as the Lunardi method, was used for the excavation. Full-face excavation without regard to geological conditions is a typical feature of this method. It was so even in our case. The full-face excavation was carried out under the protection of canopy tube pre-support; the excavation was stabilised by horizontal jet grouting and, under extremely bad geological conditions, even by 14m long glassfibre reinforced plastic anchors (see Fig. 4). The canopy tube pre-support itself was a complicated structure. The installation took 4 days on average:

- Stabilisation of the excavation roof by 55 pieces of 13m long boreholes; pressure injection of grout into the boreholes (5MPa)
- 43 boreholes (at the distance of 270mm beneath the roof stabilising boreholes) for the 13m long, DN 114mm perforated tubes forming the canopy tube pre-support; injection of grout into the tubes
- 6 drainage boreholes 27m long, with a length of at least 9m of each borehole provided with a drainage casing pipe, which was designed to eliminate the hydraulic pressure on the excavation face.

The above-mentioned operations were carried out by means of a Casagrande drilling rig and a high-performance grouting set, which was placed on the surface. Before the work on the stabilisation of the excavation face and roof could begin, it was necessary to support the concavely moulded excavation face by a 15cm thick layer of steel fibre reinforced shotcrete. The objective was to optimise the effect of the grouting and reinforce the excavation face so that it resisted the ground and grouting pressures. It was further necessary to prepare a space for the drilling rig in front of the tunnel face, drainage channels and sedimentation tanks for surplus grout (the preparation took 12 hours on average). The excavation proceeded in 1.5m long rounds, in the so-called "campos" (a campo = 1 cycle under the canopy tube

Priečný rez – Cross section

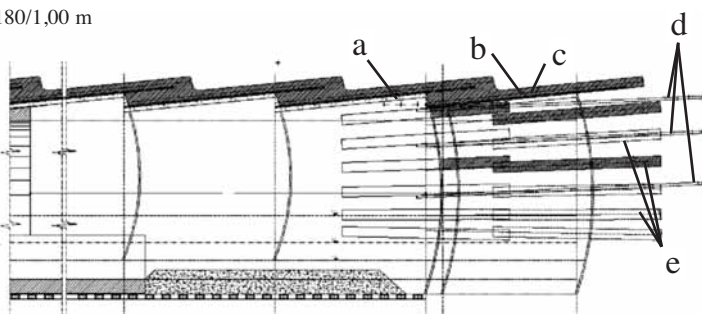


Legenda – Legend:

- 1 – 55 ks stĺpov tryskovej injektáže dĺ. 13 m
55 jet-grouted columns 13m long
- 2 – 43 ks ocel. Rúr ϕ 114 dĺ. 13 m
43 steel tubes ϕ 114mm, 13m long
- 3 – 6 ks drenážnych rúr dĺ. 27 m
6 drainage pipes 27m long
- 4 – 29 ks stĺpov trysk. injektáže dĺ. 14 m
29 jet-grouted columns 14m long

Pozdĺžny rez – Longitudinal section

- a) striekaný drátkobeton tl. 250 mm + oblukový nosník 2xHEP180/1,00 m
steel fibre reinforced shotcrete 250mm + 2xHEP180/1.00 m support arch
- b) 43 ks ocelových rur pr. 114 mm, dĺ. 13 m
43 steel tubes: 13m long, 114mm dia.
- c) konsolidácia obvodu klenby 55 vrstov jet-grouting L=13,00 m
consolidation of the excavation crown – 55 jet grouted boreholes L = 13.0m
- d) 6 ks drenážnych rur dĺ.=27 m, sklon 5%-10%-15%, preloženie min. 18,00 m
6 drainage pipes: 27m long, inclined at 5%-10%-15%, minimum overlapping 18.00m
- e) konsolidácia čelby 29 ks stĺpov jet-grouting L-14 m
consolidation of excavation face – 29 jet grouted columns, L = 14m



Obr. 4 Schéma zaistenia stability čelby (priečný a pozdĺžny rez)

Fig. 4 Excavation face stabilisation system (cross and longitudinal sections)

započiatím stabilizácie čela a stropu výrubu bolo potrebné zaistiť čelo razenia vyprofilované do konkávneho tvaru 15 cm hrubou vrstvou striekaného drátkobetonu. Dôvodom bolo optimalizovať účinok injektáže a zosilniť čelo, aby odolalo horninovému tlaku a pôsobiaciej injektáži. Ďalej bolo potrebné pripraviť pred čelbou miesto pre vrtáciu súpravu, odvodňovacie kanály a sedimentačné nádrže pre prebytočnú injektážnu zmes (príprava trvala v priemere 12 hodín). Razenie prebiehalo po 1,5 m záberoch v tzv. „kampách“ (kampo = 1 cyklus pod mikropilotovým dáždnikom). Dĺžka 1 kampa bola 9 m. Variácia 14 m nepriinesla očakávané urýchlenie prác z dôvodu veľkej časovej náročnosti vrtania 18 m vrstov, nízkej účinnosti injektáže a odvodňovacích vrstov a s tým súvisiacimi veľkými problémami so stabilitou čela pri razení.

Otváranie záberu bolo realizované mechanickými prostriedkami bez použitia trhacích prác. Zaistenie výrubu zabezpečoval predstrek 50 mm drátkobetonu, 5 segmentová nepoddajná výstuž tvorená zvarom 2x IPE 180 a následný dostrek striekaného drátkobetonu do hrúbky 250 mm. Priemerné postupy pri razení dosahovali 3 m denne. Keď počítame celkové priemerne postupy, vrátane stabilizácie čela a stropu výrubu (realizované firmou Fondazioni Speciali S. p. A.), tieto dosahovali 0,9 m za deň, pričom stabilizácia trvala v priemere 5 dní, vyrazenie jedného 9 m kampa 3 dni. Primárne ostenie protiklenby bolo totožné s primárom v hornej klenbe, tj. 2x IPE180 a striekaný drátkobeton hr. 250 mm. Po dokončení protiklenby bola táto späť zasypaná, aby bola možná doprava do čelby.

3.4 Betonáž hĺbených tunelov a sekundárneho ostenia

Betonáž hĺbených tunelov bola realizovaná v dvoch rôznych tvaroch profilu. Kým hĺbený tunel na juhozápadnom portáli mal tvar totožný s tvarom sekundáru v razenej časti, zo severovýchodného portálu mal priečný rez tvar obdĺžnika. Súviselo to s použitou technológiou. Vyplývala z nutnosti použiť pri súbežnom razení a betonáži dva typy debnenia. Pre hĺbený tunel na JZ portáli bol použitý debniaci voz od firmy Cifa, ktorý prešiel po dobetónovaní do razenej časti. Pre hĺbený tunel na SV portáli bolo použité systémové debnenie Doka.

V hĺbenom tuneli bola betonáž rozdelená na štyri fázy: základová doska, základové pásy (bankety), steny a strop. Posledný blok hĺbenej

pre-support). One campo was 9m long. A 14m long variation did not bring the expected acceleration of the operations because of the high consumption of time required for the drilling of 18m long boreholes, low effectiveness of the grouting and drainage boreholes, and significant problems with the tunnel face stability during the excavation, which were associated with the low efficiency.

The excavation was performed by mechanical equipment, without blasting. The excavation support comprised a pre-sprayed 50mm thick layer of steel fibre reinforced concrete, 5-segment rigid frames (weldments consisting of 2x IPE180 sections) and an additional layer of steel wire reinforced shotcrete, complementing the thickness to 250mm. The average excavation advance rates reached 3m per day. If we calculate the overall average advance rates, including the stabilisation of the tunnel face and the excavation roof (carried out by Fondazioni Speciali S.p.A.), they reached 0.9m per day (the stabilisation took 5 days on average, excavation of one 9m long campo 3 days). The primary lining of the invert was identical with the primary lining of the upper vault, i.e. 2x IPE180 and a 250mm thick layer of steel fibre reinforced shotcrete. When complete, the invert was backfilled so that the transportation to the tunnel face was possible.

3.4 Casting of cut-and-cover tunnel structures and the secondary lining

The casting of cut-and-cover tunnels comprised two differing shapes of the tunnel cross section. While the cross section of the cut-and-cover tunnel at the south-western portal was identical with the cross section of the vaulted secondary lining in the mined tunnel section, the cross section at the north-eastern portal was rectangular. It was related to the used technology. The necessity to use two types of formwork for the simultaneous excavation and concrete casting followed from it. A Cifa travelling form was used for the cut-and-cover tunnel at the SW portal; once the casting had been over, it passed to the mined tunnel section. The cut-and-cover tunnel at the NE portal was cast using a Doka formwork system.

The casting of the cut-and-cover tunnel was divided into four phases, i.e. a base slab, footings, walls and a roof deck. The last block of the cut-and-cover section was a transition structure between the cut-and-cover and mined sections; the inner cross section was identical with the cross section of the mined tunnel section; it was cast using the Doka formwork system.

časti bol prechodovým medzi hĺbenou a razenou časťou a mal vnútorný priečny rez totožný s razenou časťou, použil sa debniaci voz firmy Cifa. Ako kontradebenie bolo použité systémové debnenie Doka.

V razenej časti bola betonáž sekundáru rozdelená tak isto do 4 fáz: protiklenba, základové pásy, horná klenba a medzistrop. Maximálna vzdialenosť medzi čelom výrubu a zabetónovanou klenbou bola presne stanovená projektom: 2,5–4x šírka profilu, t.j. v najlepšom prípade 4x14,4 m = 58 m. Vzdialenosť betonáže protiklenby a základových pásov sa časovo odvíjala od tejto vzdialenosti. Protiklenba a základové pásy sa betonovali vždy v čase zaistovania stropu predpolia a čela výrubu a vzdialenosť od čela výrubu bola cca 30 m. Protiklenba bola armovaná, betónovaná bez použitia debnenia, čelo bolo zabezpečené B-systémom, dĺžka 1 záberu bola 9 m, hrúbka betónu 900 mm, použitý betón C25/30. Pre debnenie základových pásov bola použitá forma od firmy Cifa dĺ. 12 m. Debnenie hornej klenby zabezpečoval debniaci voz Cifa dĺ. 12 m. Použitý bol prevzdušnený betón C25/30 bez zvláštnych požiadaviek na chemickú odolnosť. Minimálna hrúbka betónu v hornej klenbe bola 500 mm, vzhľadom na razenie pod ochranným dáždnikom sa hrúbka vyšplhala až do 1400 mm. Debniaci voz pre betonáž medzistropu bol taktiež výrobkom firmy Cifa.

3.5 Porovnanie ADECO-RS a NRTM z hľadiska realizácie

Realizácia prác v podmienkach metódy ADECO-RS bola pre nás zaujímavou skúsenosťou. Raziť tunel s priečnym prierezom cca 120 m² na plný profil v tak zlých geologických podmienkach s prítokmi vôd bolo často adrenalínovým športom. Pri porovnaní s NRTM tu chýbala možnosť operatívneho zaistenia čelby – keď sme mali problém s padajúcou čelbou, jedinou možnosťou ju zachytiť bol striekaný drátkobetón. Ten však na blatistom povrchu čelby s prítokmi vody odpadával aj s vrstvou horniny. Použitie kari siete na posilnenie funkcie striekaného betónu bola obmedzená. Uchytiť sme ju mohli len na väčšinu „rozstrapkané“ fiberglasy, a tak sa neraz stalo, že nám celý bezpečnostný striekaný betón odpadol z čelby aj s kari sieťou. Nebola možnosť zachytiť ho svorníkmi, pretože jediná vrtná súprava bola „obrovská“ casagrande, ktorá na to nebola vhodná a hlavne ne-operatívna (doprava Casagrande do čelby trvala cca 4–8 hodín).

Za nedoriešené možno považovať aj použitie mohutných oblúkových nosníkov 2x IPE180. Ich inštalácia bola veľmi náročná (výška profilu 10 m – obr. 5) a zastríkanie zvarenca problematické (dva IPE profily privarené k sebe IPE profilom v rastrí 1 m, pričom vzdialenosť medzi hlavnými nosníkmi zvarenca bola iba 30 cm). V prípade, že ochranný dáždnik nebol navrhovaný pod stanoveným uhlom, resp. niektorá z mikropilót „ušla“ zo smeru, nebolo možné osadiť nosník presne. Následná profilácia podprofilov znamenala doslova deštruktívne práce.

Pre výrobu injektážnej zmesi použitej pre zainjektovanie vývrtov sa používala injektážna stanica. Táto bola situovaná pred tunelom a zmes bola dopravovaná do čelby pod tlakom v špeciálnom potrubí. Toto riešenie, pre taliansku metódu obvyklé, malo veľa úskalí. Je síce pravda, že umiestnenie stanice v tuneli by bolo náročné tak z priestorového hľadiska, ako aj z hľadiska dodávky materiálov, no



Obr. 5 Osádzanie oblúkového nosníka
Fig. 5 Installation of a steel arch

Regarding the mined tunnel section, the casting of the secondary lining was also divided into 4 phases, i.e. an inverted vault, footings, an upper vault and intermediate deck. The maximum distance between the excavation face and the completed concrete vault was strictly prescribed by the design to be 2.5-4 times the width of the tunnel profile, which means, in the best case, 4x14.4 = 58m. The distance of the casting of the invert and footings depended on this distance and the time. The invert and footings were cast during the time during which the front zone roof of the advance core and the excavation face were being stabilised; the distance from the excavation face was about 30m. The reinforced concrete invert was cast without formwork (stopends were moulded using B-system steel mesh); casting blocks were 9m long; the concrete structure was 900mm thick; C25/30 concrete grade was used. The footings were cast using a 12m long Cifa form. A 12m long Cifa travelling form was used for the casting of the upper vault. C25/30 grade aerated concrete without special requirements for chemical resistance was used. The minimum thickness of the upper concrete vault was 500mm; because of the fact that the casting was carried out beneath the pre-support canopy, the thickness climbed up to 1400mm. The travelling form for the casting of the intermediate deck was also manufactured by Cifa.

3.5 Comparison of the ADECO-RS and the NATM methods in terms of the realisation

The execution of the work under the conditions given by the ADECO-RS method meant interesting experience for us. The full-face excavation of the 120m² cross-sectional area tunnel under such bad geological conditions affected by water inflows was frequently an adrenaline sport. Compared to the NATM, we missed the possibility of operatively supporting the tunnel face in the situation where blocks were falling from the face; the only possibility was to stabilise it by steel fibre reinforced shotcrete. However, with the water inflows, the shotcrete fell from the muddy surface together with a layer of ground. The possibility of the application of KARI welded mesh to enhance the function of the shotcrete was limited. We could fix it only to the mostly frayed ends of GRP anchors. As a result, it many times happened that the entire supporting shotcrete detached from the face together with the KARI mesh. It was not possible to fix it by rock bolts because the only drilling rig available was the “giant” Casagrande, which was unsuitable and, first of all, non-operative (the shifting of the machine to the tunnel face took about 4 – 8 hours).

I considered as incomplete even the design for the application of the bulky steel arches consisting of 2x IPE180 sections. The installation of the arches was very difficult (the height of 10m – see Fig. 5) and the encasing of the weldments in shotcrete was problematic (two IPE sections welded together through an IPE section at 1m spacing, with the distance between the main girders of a mere 30cm). When the drilling for the canopy tube pre-support deviated from the designed angle or some of the tubes deviated from the direction, it was impossible to install the arch accurately. The subsequent profiling of the steel sections was, as a matter of fact, a destructive action.

A grout preparation station was used for the production of the mortar to be injected into boreholes. The station was located in front of the tunnel; the mortar was transported to the heading under pressure, through a special pipeline. This solution, which is customary for the Italian method, suffered from many drawbacks. On the one hand, it is true that locating the station inside the tunnel would have been complicated in terms of both the space and the supply of materials; on the other hand, the pipeline suffered from defects and, with respect to the intensity of the work in the tunnel, was susceptible to damage.

If I should summarise the comparison of the ADECO-RS and NATM methods from the contractor point of view, I would say that the great advantage of the NATM is its operativeness, the possibility to immediately respond in case of both deteriorated and improved geological conditions. This possibility is seen, above all, in the variability of the means of support and the mechanical equipment which is used when this method is applied. Owing to this possibility, the cost of the primary lining can be optimised. At the NATM, machines are exploited continually, without significant downtimes. As far as the ADECO-RS method is concerned, the system of the excavation support is virtually invariable, even in a case of changed geology. The only advantage of this system is the fact that not so much intense geotechnical monitoring is necessary and that the workers carry out “factory production operations”, without principal deviations. It was customary for our construction site that a geologist checked the heading twice a week, which is unthinkable for the NATM. The supervision was limited to the inspection of workmanship quality.

potrubie bolo poruchové a vzhľadom na intenzitu prác v tuneli aj náchylné na poškodenie.

Keby sme mali zhrnúť porovnanie metód ADECO-RS a NRTM z pohľadu realizátora prác, NRTM má obrovskú výhodu v operatívosti, teda v možnosti okamžite reagovať tak v prípade zhoršenia, ako aj zlepšenia geologických podmienok. Tá možnosť je predovšetkým vo variabilite zaistovacích prostriedkov a v strojnom vybavení používanom pri tejto metóde. Tým je možné optimalizovať náklady na primárne ostenie. Stroje sú pri NRTM využívané kontinuálne, bez väčších prestojov. V prípade ADECO-RS je spôsob zaistovania prakticky nemenný aj v prípade zmien v geológii, čo má výhodu len v tom, že nie je potrebný tak intenzívny geotechnický monitoring a pracovníci vykonávajú „továrenskú výrobu“ bez zásadných zmien. Na našej stavbe bolo bežné, že geológ kontroloval čelbu 2x za týždeň, čo pri NRTM nie je mysliteľné. Dozor sa obmedzoval na kontrolu kvality prevedenia prác.

4 ZÁVĚR

Tunelovací metódy ADECO-RS i NRTM lze při použití příslušných doprovodných opatření nasadit ve stejném spektru geotechnických podmínek. Ačkoli se jedná o metódy využívající při dosažení stability výrubu obdobných prostředků, přístup každé z metod k technologickému postupu ražby i názoru na jeho optimalizaci je zcela odlišný.

Metoda NRTM dokáže velmi operativně zvládat změnu geotechnických podmínek a optimalizovat technologický postup výstavby i způsob zajištění stability výrubu s pozitivním dopadem na výši investičních nákladů. Vyžaduje podrobnější sledování chování horninového masivu během výstavby a vyšší odbornou zainteresovanost všech účastníků výstavby. Pro dosažení technických i ekonomických výsledků vyžaduje vytvoření transparentních pravidel na úrovni zadávací dokumentace, přesné specifikace výkonů a precizních smluvních vztahů zohledňujících rozdělení technologických i geologických rizik během výstavby. Optimálních výsledků lze dosáhnout při výstavbě tunelů v prostředí, které umožňuje plně využít samonosnosti horninového masivu a neklade zvláštní požadavky na omezení deformací nadloží tunelů. Při ražbě pod zástavbou dokáže použít taková opatření, která omezí vznik nežádoucích deformací. Přístup k chování horninového masivu umožňuje návrh subtilnějších konstrukcí primárního i sekundárního ostění, které bývá mnohdy provedeno z prostého betonu.

Metoda ADECO-RS používá k dosažení stability výrubu robustních prostředků a díky způsobu zajištění jádra před čelbou na vzdálenost odpovídající alespoň průměru tunelu není schopna dostatečně rychle reagovat na změnu geotechnických podmínek. Ražba na plný profil vyžaduje věnovat mimořádnou pozornost stabilitě čelby a bezpečnosti práce v oblasti čela tunelu. Požadavek na rychlé uzavírání klenby primárního i definitivního ostění klade vysoké nároky na koordinaci prací při souběhu ražby a betonáže definitivního ostění. Princip metody obecně zvyšuje zatížení obou ostění horninovým tlakem s dopadem do dimenzí i výše investičních nákladů. Autorem metody uváděné „zprůmyslnění výstavby“, kdy se cyklicky opakují stále stejné činnosti bez výraznější reakce na změnu geotechnických podmínek, zjednodušuje provádění jak z hlediska objednatele, tak zhotovitele. Dochází k tomu ale za cenu nárůstu investičních nákladů. Metoda je vhodná spíše do obtížných geotechnických podmínek s monotónním vývojem s přísným požadavkem na zajištění přípustné deformace nadloží.

ING. PETER BALUŠÍK, *peter.balusik@skanska.sk*,
SKANSKA BS, a. s.,

ING. LIBOR MAŘÍK, *libor.marik@ikpce.com*,
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

Recenzoval: Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.



Obr. 6 Tunel Monte Cuneo po dokončení
Fig. 6 Monte Cuneo Tunnel after completion

4 CONCLUSION

Both the ADECO-RS and NATM tunnelling methods are applicable within the same spectrum of geotechnical conditions when the respective accompanying measures are implemented. Despite the fact that both methods use similar means to achieve stability of the excavation, their approaches toward the excavation process and their opinions on the optimisation of the process totally differ.

The NATM method is able to operatively cope with changes in geotechnical conditions and optimise both the construction process and the method for the stabilisation of the excavation, with a positive effect on the amount of the investment cost. It requires more detailed observation of the ground mass behaviour during the course of the construction and higher professional interest of all parties to the project. To achieve adequate technical and economic results, it requires developing transparent rules at the level of the final design, accurately specified outputs and precise contractual relationships, which allow for the apportionment of technical and geological risks during the course of the construction. Optimum results can be achieved during the tunnel construction in an environment which makes full exploitation of the self-supporting property of ground mass possible and does not impose special requirements for restriction of deformations in the tunnel overburden. It is capable of using such measures which restrict the development of undesired deformations when the excavation passes under existing buildings. The approach toward the behaviour of rock masses makes designing a slenderer primary lining, and also secondary lining, which is many times constructed of unreinforced concrete.

The ADECO-RS method uses robust means to achieve stability of the excavated opening; owing to the procedure which stabilises the advance core up to the distance from the face equal, at least, to the tunnel diameter, it is not able to sufficiently quickly respond to a change in geotechnical conditions. The full-face excavation requires extraordinary attention to the stability of the excavation face and safety at work in the area of the tunnel heading. The requirement for quick closing of the primary and secondary linings by an invert imposes special requirements for coordination of the excavation and final lining casting operations, which are performed concurrently. The principle of the method generally increases the loads exerted on both linings by the ground pressure, with an impact on both the dimensions and investment costs. The "industrialisation of construction", which is referred to by the author of the method, which means cyclic repetition of the same operations, without significant responses to changes in geotechnical conditions, simplifies the construction work from the viewpoint of both the client and the contractor. Although, this simplification is achieved at the expense of increased investment costs. The method is suitable rather for difficult geotechnical conditions characterised by monotonous background, where a strict requirement for guaranteeing allowable deformations in the overburden is imposed.

ING. PETER BALUŠÍK, *peter.balusik@skanska.sk*,
SKANSKA BS, a. s.,

ING. LIBOR MAŘÍK, *libor.marik@ikpce.com*,
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

LITERATURA / REFERENCES

Prof. eng. Pietro Lunardi, Lunardi Consulting Engineers Milan, The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rock and soil, T&T International ADECO-RS Approach May 2000, Page 3-30.