

HYPOPLASTICKÝ A MOHR-COULOMBŮV MODEL PŘI SIMULACI TUNELU V JÍLECH

HYPOPLASTIC AND MOHR-COULOMB MODELS IN SIMULATIONS OF A TUNNEL IN CLAY

TOMÁŠ SVOBODA, DAVID MAŠIN, JAN BOHÁČ

1. ÚVOD

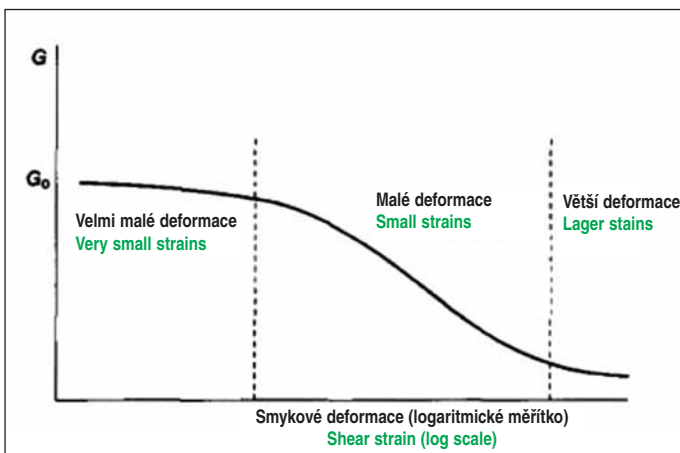
Předpovědi sedání způsobené ražbou tunelů v jemnozrnných zeminách jsou v rámci České republiky i v mezinárodním měřítku aktuálním tématem geotechnických studií. Obsahem předkládaného článku je rešerše současných znalostí ohledně simulace tunelů v jemnozrnných zeminách a jejich demonstrování na příkladu simulací Královopolských tunelů v Brně, které jsou v současné době raženy.

V rešeršní části se shrnují vlivy několika nejdůležitějších faktorů ovlivňujících výsledky simulací NRTM tunelů, mezi něž patří nelinearita tuhosti a vysoká počáteční tuhost materiálu, anizotropie a hodnota součinitele zemního tlaku v klidu K_0 . V praktické části příspěvku jsou srovnány předpovědi Královopolských tunelů s využitím dvou různých konstitučních modelů, standardního Mohr-Coulombova modelu a pokročilého nelineárního hypoplastického konstitučního modelu. Analýza byla provedena v následujících krocích: (1) kalibrace konstitučních modelů na data z laboratorních experimentů na brněnském jílu; (2) simulace chování průzkumné štoly; (3) optimalizace sady parametrů zpětnou analýzou průzkumné štoly, za účelem eliminace měřítkového efektu, vstupujícího do kalibrace konstitučních modelů; (4) předpověď chování profilu tunelu s optimalizovanými parametry.

Předpovědi pomocí Mohr-Coulombova modelu byly vytvořeny výhradně pro účely tohoto článku. Autoři upozorňují, že v článku je využito Mohr-Coulombův model v jeho základní podobě. Využití pokročilejších verzí tohoto modelu, které zahrnují vliv drah napětí a velikosti přetvoření na předpovídané napěťo-deformační vlastnosti horninového masivu by vedlo k výraznému zlepšení předpovědí. Takováto pokročilá verze Mohr-Coulombova modelu byla využita v analýzách Královopolských tunelů prováděných jeho projektanty.

1.1 Nelinearita při velmi malých přetvořeních a vysoká počáteční tuhost

Vývoj laboratorních metod pro zkoumání mechanického chování zemin, který proběhl v osmdesátých a devadesátých letech minulého století (např. Jardine et al., 1984), umožnil důkladnější studium chování zemin v oboru malých (0,001 % – 0,1 %) a velmi malých (méně než 0,001 %) přetvoření. Prokázalo se, že zemina se chová elasticky pouze v oboru velmi malých přetvoření a v oboru malých přetvoření



Obr. 1 Typická závislost smykové tuhosti na přetvoření (Viggiani a Atkinson, 1995)
Fig. 1 Typical dependence of shear stiffness on deformation (Viggiani & Atkinson, 1995)

1. INTRODUCTION

Predictions of settlement induced by driving tunnels through fine-grained soils are a current topic of geotechnical studies both in the Czech Republic and on an international scale. The paper presented to readers deals with a review of current knowledge regarding simulations of tunnels in fine-grained soils and demonstrates them on the example of simulations for the Královo Pole tunnels in Brno, which are currently being driven.

The part dealing with the information research contains a summary of effects of several most important factors influencing results of simulations of NATM tunnels; nonlinearity of stiffness and high initial stiffness of the material, anisotropy and the value of the coefficient of earth pressure at rest K_0 belong among them. The practical part of the paper compares predictions for the Královo Pole tunnels using two different constitutive models: the standard Mohr-Coulomb model and an advanced nonlinear hypoplastic constitutive model. The analysis was carried out in the following steps: (1) calibration of constitutive models to the data obtained from laboratory experiments on the Brno Clay; (2) simulation of the exploratory gallery behaviour; (3) optimisation of the set of parameters by means of a back analysis of the exploratory gallery with the aim of eliminating the scale effect, which enters the process of the constitutive models calibration; (4) predictions of the behaviour of the tunnel using optimised parameters.

The predictions by means of the Mohr-Coulomb model were developed solely for the purpose of this paper. The authors call attention to the fact that the Mohr-Coulomb model in its basic form has been used in the paper. The application of more advanced versions of this model, which incorporate the influence of stress paths and magnitudes of deformations on stress-strain properties of the rock mass, would lead to a significant improvement of predictions. Such an advanced version of the Mohr-Coulomb model was used in the analyses of the Královo Pole tunnels which were conducted by the tunnel designers.

1.1 Nonlinearity at very small deformations and high initial stiffness

The development of laboratory methods for examining mechanical behaviour of soils, which took place in the 1980s and 1990s (e.g. Jardine et al., 1984), made more thorough studies of the behaviour of soils within the range of small strains (0,001 % - 0,1 %) and very small strains (less than 0,001 %) possible. It was proved that soil behaves elastically only within the range of very small strains, while stiffness significantly nonlinearly decreases within the range of small strains. A typical dependence of stiffness on deformation is presented on Figure 1. The elastic shear modulus within the range of very small strains can be measured through the propagation of shear waves, for example by means of bender elements (Viggiani & Atkinson, 1995). For the measurement of stiffness within the range of small strains it is necessary to use local deformation gauges (e.g. LVDT gauges), which are attached directly to a soil sample.

Despite the fact that marked nonlinearity of soil behaviour is today considered to be clearly proved, it is mostly not taken into account in geotechnical simulations carried out in a standard way. The reason is that constitutive models in common use for soils (such as the Mohr-Coulomb model or the Cam-clay model) predict linear dependence of stress on deformation (i.e. a constant elastic modulus) within the range of small deformations, while more advanced constitutive models have not been sufficiently used yet in the geotechnical practice. Comparisons of predictions of tunnelling problems by means of linear and nonlinear models within the range of very small deformations has been presented in several papers, available in literature.

se tuhost výrazně nelineárně snižuje. Typickou závislost tuhosti na přetvoření ukazuje obr. 1. Elastický smykový modul v oboru velmi malých přetvoření může být měřen pomocí propagace smykových vln, např. tzv. „bender elementy“ (Viggiani a Atkinson, 1995). Pro měření tuhosti v oboru malých přetvoření je pak nutno využívat lokální snímače deformace (např. LVDT snímače) připevněné přímo na vzorek zeminy.

Přestože je výrazná nelinearita chování zeminy dnes považována za jasně prokázanou, není většinou uvažována ve standardně prováděných geotechnických simulacích. Je to z toho důvodu, že běžně využívané konstituční modely pro zeminy (jako Mohr-Coulombův model či Cam model jílu) předpovídají v oboru malých přetvoření lineární závislost napětí na přetvoření (tedy konstantní elastický modul) a pokročilejší konstituční modely stále nejsou v geotechnické praxi dostatečně využívány. Srovnání předpovědí tunelových problémů pomocí lineárních a nelineárních modelů v oboru velmi malých přetvoření přináší několik článků dostupných v literatuře.

Addenbrooke a kol. (1997) provedli 2D MKP analýzy tunelu v londýnském jílu s $K_0=1.5$ s využitím lineární a nelineárně elastického, ideálně plastického modelu. Nelineárně elastický model predikoval závislost tuhosti na přetvoření v oboru malých a velmi malých přetvoření. Nelineární model, kalibrovaný tak, aby vystihl pokles tuhosti změřené snímači LVDT, poskytl kvalitnější výsledky ve srovnání s modelem lineárním. Lineární model výrazně nadhodnocoval šířku poklesové kotliny a podhodnocoval velikost deformací. Nicméně byla poklesová kotlina, predikovaná nelineárním modelem, i nadále širší a mělčí než kotlina změřená geotechnickým monitoringem. Závěrem byli autoři nuceni připustit, že k získání lepších předpovědí v podmínkách $K_0>1$ je třeba uvažovat nereálně vysokou tuhost zeminy.

Mašín (2009) porovnával 3D předpovědi zkušební tunelu pro Heathrow Express v Londýně pomocí dvou konstitučních modelů – Cam modelu jílu, který v oboru malých přetvoření předpovídá tuhost závislou pouze na úrovni napětí a ne na přetvoření, a pokročilejšího hypoplastického modelu, který správně předpovídá nelineární chování zeminy. Cam model jílu dával vzhledem k vysokému K_0 londýnského jílu nerealistické předpovědi s vertikálními deformacemi povrchu většími v určité vzdálenosti od osy tunelu, než přímo nad tunelem. Hypoplastický model předpovídal správně velikost deformací

Addenbrooke et al. (1997) carried out 2D FEM analyses of a tunnel in the London Clay, with $K_0=1.5$, using linear and nonlinear elastic ideally plastic models. The nonlinear elastic model predicted the dependency of stiffness on deformation within the range of small and very small deformations. The nonlinear model, which was calibrated to give a true picture of the decrease in stiffness measured by LVDT gauges, yielded higher quality results compared with the linear model. The linear model significantly overrated the settlement trough width and underestimated the magnitude of deformations. Nevertheless, the settlement trough which was predicted by the nonlinear model was still wider and shallower than the trough measured by the geotechnical monitoring. In the conclusion, the authors were compelled to admit that, to be able to obtain better predictions in the case of $K_0>1$ conditions, it is necessary to assume unrealistically high stiffness of soil.

Mašín (2009) compared 3D predictions for a testing tunnel for the Heathrow Express in London by means of two constitutive models – the Cam-clay model, which predicts, within the range of small deformations, the stiffness dependent only on the level of stress, not on deformation, and a more advanced hypoplastic model, which correctly predicts nonlinear behaviour of soil. Owing to the high K_0 of the London Clay, the Cam-clay model provided unrealistic predictions, with vertical deformations of the surface at a certain distance from the tunnel axis larger than those directly above the tunnel. The hypoplastic model correctly predicted the magnitude of deformations, and the shape of the settlement trough was realistic, despite the fact that it was still wider than the actually measured trough.

Similar results have been published even using linear models, however, a more detailed study will reveal that the achieved predictions contain parameters which do not represent the soil behaviour. In concrete, the elastic stiffness is unrealistically high, independent of deformations. Such the results were presented by Tang et al. (2000); Karakus & Fowell (2005) and Ng et al. (2004).

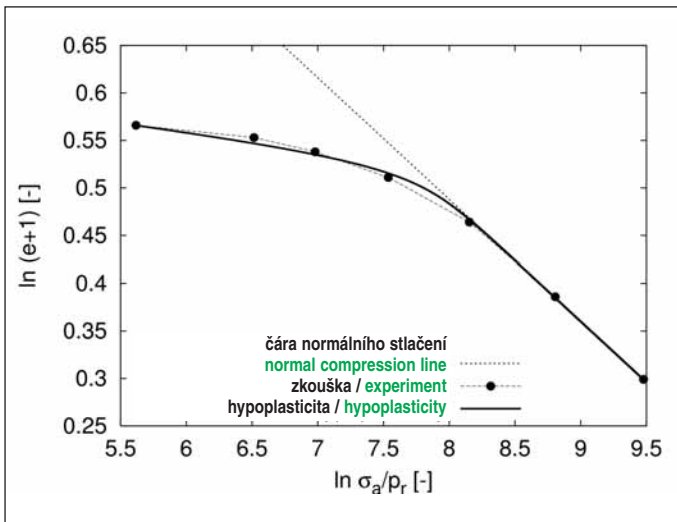
1.2 Soil anisotropy

Another aspect of soil behaviour which influences the magnitude of deformations being predicted is anisotropy. Naturally deposited fine-grained soils exhibit marked anisotropy of stiffness, where the horizontal stiffness is higher than the vertical stiffness. For example, Gasparre (2005) states that the proportion of the horizontal stiffness of



Obr. 2 Průzkumné štoly situované v kalotě tunelu (a), levá štola s hranicí zdravého a navětralého jílu (b)

Fig. 2 Exploration galleries driven along the tunnel top heading (a); left-hand gallery with the fresh vs. slightly weathered clay interface (b)



Obr. 3 Kalibrace parametrů N , λ^* a κ^* hypoplastického modelu na datech edometrické zkoušky neporušeného vzorku

Fig. 3 Calibration of parameters N , λ^* a κ^* of the hypoplastic model to the data obtained by an oedometer test on an undisturbed sample

a poklesová kotlina měla realistický tvar, přestože byla stále širší než kotlina měřená.

Obdobné výsledky byly publikovány i s lineárními modely, avšak podrobnější studium odhalí, že predikce byly dosaženy s parametry nereprezentujícími chování zeminy. Konkrétně se jedná o nereálně vysokou a na přetvoření nezávislou elastickou tuhost. Takové výsledky prezentují Tang a kol. (2000); Karakus a Fowell (2005) a Ng a kol. (2004).

1.2 Anisotropie zeminy

Další aspekt chování zemín, jenž má vliv na předpovídanou velikost deformací, je anisotropie. Jemnozrnné zeminy v přirozeném uložení vykazují výraznou anisotropii tuhosti, přičemž tuhost v horizontálním směru je vyšší než tuhost ve vertikálním směru. Např. Gasparre (2005) udává, že poměr horizontální a vertikální tuhosti londýnského jílu je přibližně roven 2.

Přímou studii vlivu anisotropie zeminy na predikce numerického modelu provedli např. Addenbrooke a kol. (1997). Autoři použili nelineární model při velmi malých přetvořeních s konstantním poměrem horizontální a vertikální tuhosti. Bylo shledáno, že zavedení anisotropie zlepší predikce modelu ve smyslu zúžení a prohloubení poklesové kotliny. Zároveň se ukázalo, že tento vliv není tak významný jako závislost tuhosti na přetvoření.

1.3 K_0 podmínky

Pevné jíly se vyznačují vysokým zdánlivým stupněm překonsolidace. Laboratorní studie ukazují, že silně překonsolidované jíly mohou

the London Clay to the vertical stiffness is roughly equal to 2.

Direct studies of the influence of soil anisotropy on predictions according to a numerical model were carried out, for example, by Addenbrooke et al. (1997). The authors used a nonlinear model at very small deformations, with a constant proportion of horizontal and vertical stiffness. It was found that the introduction of anisotropy improved predictions according to the model, in the meaning of narrowing and deepening of the settlement trough. At the same time it turned out that this influence is not as important as the dependency of stiffness on deformation.

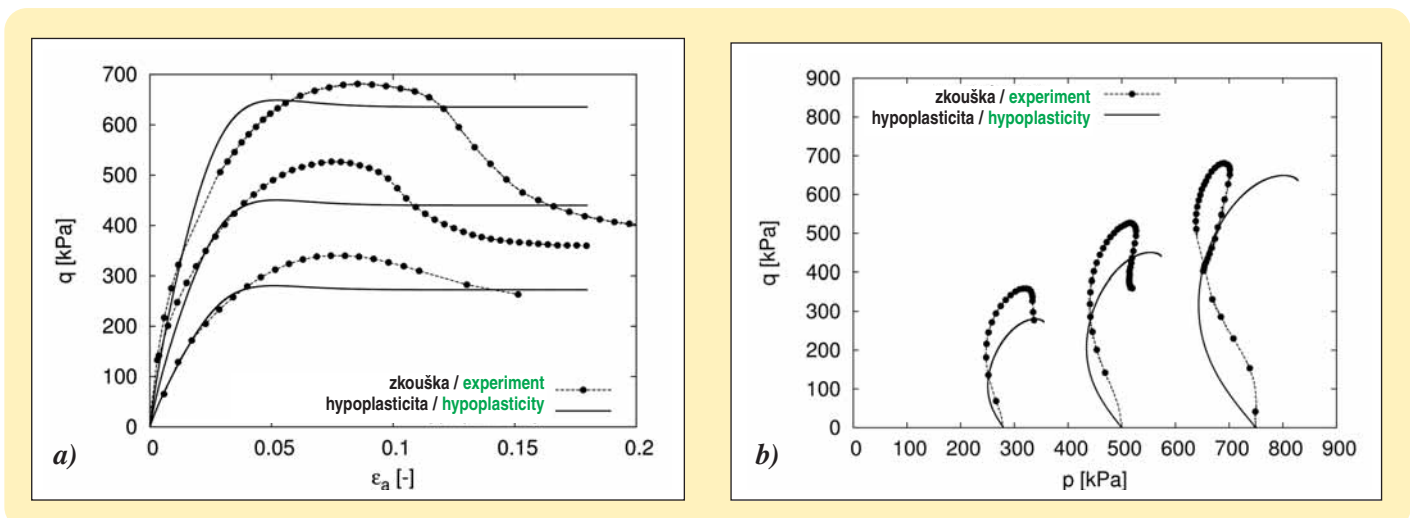
1.3 K_0 conditions

Stiff clays are characterised by a high apparent overconsolidation degree. Laboratory studies have shown that heavily overconsolidated clays can feature a high value of earth pressure at rest K_0 , which may, according to various sources, reach up to $K_0=2$ (Hight et al, 2007). Results of measurements in laboratory conditions were summarised by Mayne and Kulhawy (1982), who found an empiric dependence of K_0 on angle of internal friction and degree of overconsolidation (equation (1)). Despite the studies, the magnitude of K_0 in ground mass, which remains difficult to determine, influences the results of calculations. The uncertainty of the magnitude of K_0 results from the fact that the *in situ* measurement of K_0 is difficult and the extrapolation of results of laboratory tests to the whole ground mass is uncertain due to long-term effects, such as creep and relaxation.

A study of the influence of the coefficient of earth pressure at rest K_0 on results of 3D analyses of a tunnel was carried out by Francius et al. (2005), using the values of $K_0=1.5$ and $K_0=0.5$. The numerical model using a low value of K_0 , which seems to be unrealistic for the London Clay, yielded a more satisfactory shape of the settlement trough (deeper and narrower), but the magnitude of vertical movement was 4 times overrated. The settlement trough which had been predicted by the $K_0=1.5$ analysis was too wide and vertical deformations were 4 times underestimated. Similar conclusions, stating that the diminishing value of K_0 closes the settlement trough and, at the same time, increases vertical settlement values, have also been arrived at by Doležalová (2002) and other authors.

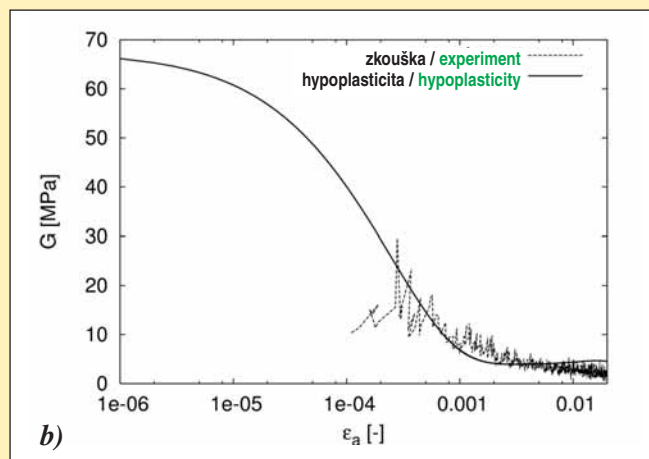
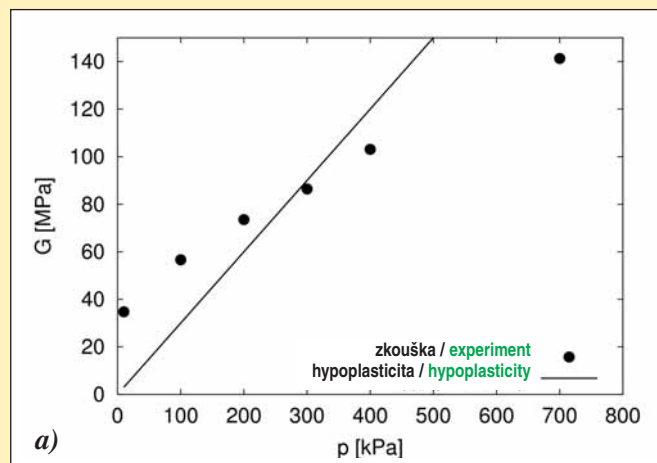
2. THE KRÁLOVO POLE TUNNELS

The Královo Pole tunnels are parts of the northern section of the Large City Circle Road (LCCR), which are, when completed, aimed to improve traffic conditions in the historic centre of Brno in the future. The tunnels consist of two parallel tubes with about 70m separation and the lengths of 1237m (Dobrovského Tunnel I) and 1258m (Dobrovského Tunnel II); the excavated cross-section height and width are about 12m and 14m respectively. The tunnels are being driven by the NATM, with vertical division of the face into six separate headings. The tunnel overburden height varies from 6m to 21m. Three exploratory galleries were driven for the purpose of the engineering geological investigation (to verify the selected excavation method and the influence of tunnelling on existing buildings in the vicinity). The



Obr. 4 Kalibrace parametru r hypoplastického modelu a simulace nedrénovaných drah neporušených vzorků

Fig. 4 Calibration of parameter r of the hypoplastic model and simulation of undrained stress paths for undisturbed samples



Obr. 5 Smyková tuhost neporušeného brněnského jílu v rozsahu velmi malých (a) a malých (b) přetvořeních predikovaná hypoplastickým modelem
Fig. 5 Shear stiffness of an undisturbed sample of the Brno Clay within the range of very small strains (a) and small strains (b), predicted by the hypoplastic model

mít vysokou hodnotu zemního tlaku v klidu K_0 , která podle různých pramenů může dosahovat až hodnot $K_0=2$ (Hight et al, 2007). Výsledky měření v laboratorních podmínkách shrnul Mayne a Kulhawy (1982), kteří dospěli k empirické závislosti K_0 na úhlu vnitřního tření a na stupni překonsolidace (rovnice (1)). I přes tyto studie zůstává velikost K_0 v zemním masivu obtížně stanovitelnou hodnotou, ovlivňující výsledky výpočtu. Její nejistota spočívá v obtížném

galleries are triangular in cross section and are located to pass along footings of top headings of the tunnel tubes, with the aim of using them during the construction of the final tunnel profile (see Fig. 2).

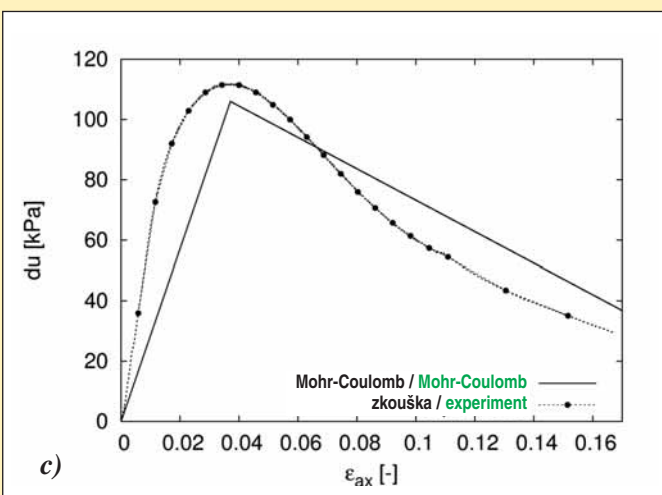
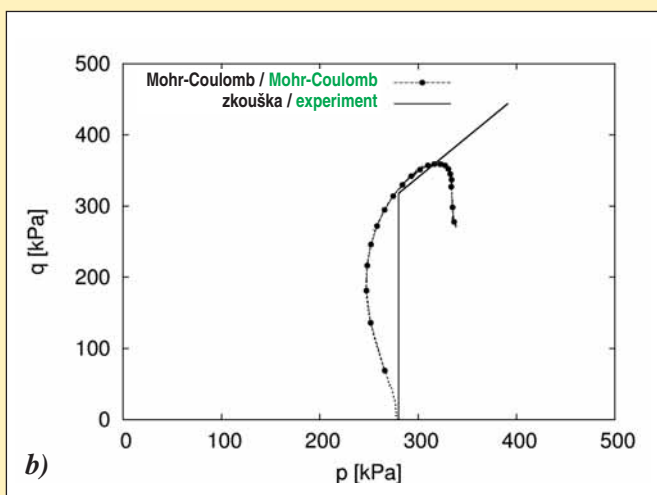
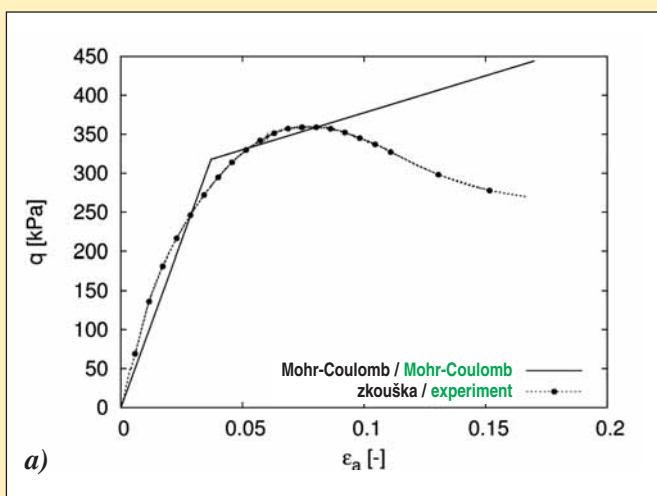
3. GEOLOGICAL CONDITIONS

From the stratigraphical point of view, the area of operations belongs to the Lower Badenian Marine Miocene period of the Carpathian Fore-Trough, the thickness of which reaches several hundred metres in this location.

The tunnels themselves are found in a developed area, therefore, part of the tunnel cover consists of anthropogenic materials. The natural cover consists of secondary loess and clayey loams. The base of the Quaternary cover is formed by fluvial gravel-sand sediments, often with a loamy addition or penetrated with clay suspension. The Pre-Quaternary sub-base through in which the majority of the tunnel is being driven, consists of "Tegeł", which is calcareous silty clay of the above-mentioned age. Fresh clays are green-grey, tinted rusty-brown in the surface zone due to limonitic solutions penetrating through discontinuity systems. The consistency of the Neogene clays is stiff, the plasticity is high. They disintegrate to blocks or small fragments; main fault planes are slickensided and uneven. The water table is bound to gravel-sand sediments.

4. LABORATORY EXPERIMENTS

A set of laboratory tests on undisturbed samples and reconstituted samples was conducted for the purpose of determining the mechanical behaviour of the Brno Clays. The undisturbed samples were taken by



Obr. 6 Kalibrace parametrů E , c , φ_p (a), ν , ψ (c) Mohr-Coulombova modelu a simulace neodvodněné dráhy napětí (b)
Fig. 6 Calibration of parameters E , c , φ_p (a), ν , ψ (c) of the Mohr-Coulomb model and simulation of the undrained stress path (b)

Tab. 1 Parametry brněnského jílu pro hypoplastický model kalibrované na laboratorních zkouškách

Table 1 Parameters of the Brno Clay for the hypoplastic model, calibrated to laboratory tests

φ_c	λ^*	κ_*	N	r	m_R	m_T	R	β_r	χ
19.9°	0.128	0.01	1.506	0.45	16.75	16.75	0.0001	0.2	0.8

Tab. 2 Parametry brněnského jílu pro Mohr-Coulombův model kalibrované na laboratorních zkouškách

Table 2 Parameters of the Brno Clay for the Mohr-Coulomb model, calibrated to laboratory tests

φ	c	ψ	E	ν
28.5°	0 MPa	3°	8 MPa	0.4

měření K_0 *in situ* a nejisté extrapolaci výsledků laboratorních experimentů na celý zemní masiv z důvodu dlouhodobých efektů, jako jsou creep a relaxace.

Studii vlivu součinitele zemního tlaku v klidu K_0 na výsledky 3D analýz tunelu provedli Francius a kol. (2005) s hodnotami $K_0=1,5$ a $K_0=0,5$. Numerický model s nízkou hodnotou K_0 , která se zdá být nereálná pro londýnský jíl, poskytl uspokojivější tvar poklesové kotliny (hlubší a užší), ale absolutní hodnota vertikálního sednutí byla 4x přehodnocena. Poklesová kotlina predikovaná analýzou $K_0=1,5$ byla příliš široká a vertikální deformace byly 4x podhodnoceny. K obdobným závěrům, že snižující se hodnota K_0 uzavírá poklesovou kotlinu a současně navyšuje vertikální sednutí, dospěla i Doležalová (2002) a další autoři.

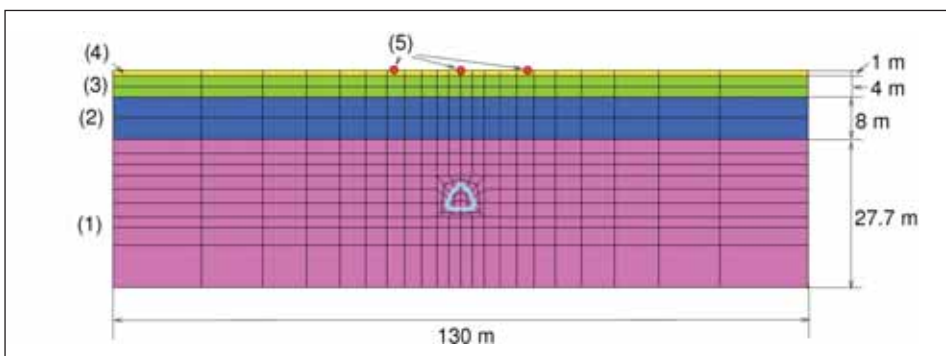
2. KRÁLOVOPOLSKÉ TUNELY

Královopolské tunely jsou součástí severní části velkého městského okruhu (VMO), jehož realizace má v budoucnu odlehčit dopravní situaci v historickém centru Brna. Tunely jsou tvořeny dvěma paralelními tunelovými troubami ve vzdálenosti cca 70 m o délkách 1237 m (Dobrovského tunel I) a 1258 m (Dobrovského tunel II), se světlou výškou výrubu přibližně 12 m a šířkou 14 m. Tunely jsou raženy NRTM s vertikálním členěním výrubu do šesti jednotlivých čeleb. Nadloží tunelů se pohybuje od 6 do 21 m. Pro účely inženýrsko-geologického průzkumu, ověření zvoleného způsobu ražby a vlivu stavby na okolní budovy, byly vyraženy tři průzkumné štoly trojúhelníkového profilu, které jsou situovány v patách kalot tunelových trub a následně budou využity při konstrukci finálního profilu díla (obr. 2).

3. GEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Ze stratigrafického hlediska náleží zájmové území do období spodnobádenského marinního miocénu karpatské předhlubně, který zde dosahuje mocnosti několika stovek metrů.

Samotné tunely jsou vedeny v zastavěném území, proto je část pokryvných útvarů reprezentována antropogenními materiály. Přirozené pokryvné útvary jsou zastoupeny sprašovými hlínami a jílovitými hlínami. Báze kvarterního pokryvu je tvořena fluvialními šterkopísčitými sedimenty, často s příměsí hlíny či zafílovanými.



Obr. 7 Geometrie a síť použita pro simulaci průzkumné štoly. (1) brněnský jíl; (2) písčité šterky; (3) spraš; (4) navázka; (5) umístění bodů monitoringu pro analýzu senzitivity a inverzní analýzu

Fig. 7 Geometry and the FE mesh used for the simulation of the exploratory gallery. (1) Brno Clay; (2) sandy gravel; (3) loess; (4) made ground; (5) locations of monitoring points for the sensitivity analysis and inverse analysis

means of thin-walled steel samplers, from two core holes located on the centre line of the tunnels, from the depths of 15.5m and 19.5m.

Three undisturbed samples and one reconstituted sample were prepared from each level of depth for undrained triaxial tests (CIUP). The samples, 38mm in diameter, were provided by radial drainage and standard plates. All undisturbed samples were fitted with local LVDT gauges for the purpose of determining stiffness at small strains. With the aim of determining initial stiffness, one undisturbed sample was fitted with bender elements, i.e. piezoceramic sensors used for measuring soil stiffness at small deformations through seismic shear wave propagation. Prior to the deformation-controlled shear stages, the samples were isotropically consolidated to three levels of mean normal stress (275, 500 and 750kPa); the reconstituted sample to the stress of 2600kPa.

In addition, oedometer tests on undisturbed samples and reconstituted samples were carried out, up to the axial stress of 13MPa. The results made the determination of the position of the normal compression line (NCL) and the assessment of the overconsolidation degree possible.

A package of tests on the reconstituted samples in a ring shear testing apparatus was conducted with the aim of assessing the angle of internal friction in a critical state, which cannot be reliably determined by a triaxial test on an undisturbed sample because of the localisation of deformation on the shear plane. The peak angle from the ring shear testing apparatus is considered as the resulting value of the critical angle of internal friction (Najser & Boháč, 2005).

5. CONSTITUTIVE MODELS AND CALIBRATION OF THE MODELS

The first model which was used was the standard Mohr-Coulomb (MC) model, which represents the most used model in the geotechnical practice in the Czech Republic. The second one was the hypoplastic model for clay (Mašín, 2005; Mašín, 2008) using a concept of intergranular deformation (Niemunis & Herle, 1997). This model was selected as a representative of advanced constitutive models, which is capable of giving a true picture of nonlinearity, high stiffness at very small deformations and a nonlinear decrease in stiffness with increasing deformations. The implementation of the hypoplastic model for various FEM programs (Plaxis, ABAQUS, Tochno Professional) is freely available on the Internet (Gudehus et al., 2008).

The basic version of the hypoplastic model requires five parameters of soil, which correspond to parameters of the Modified Cam-Clay model: N , λ^* , κ^* , ϕ_c , r . Parameters N and λ^* define the position and inclination of the NCL within the transformation of $\ln p$ vs. $\ln(1+e)$, where p is the mean normal stress and e is the void ratio. Parameter κ^* defines the gradient of the isotropic unloading path within the same transformation. The calibration of the above-mentioned three parameters using the results of the oedometer test of an undisturbed sample of the Brno Clay is presented on Figure 3.

Parameter ϕ_c is a critical state internal friction angle, which was calibrated to the results of tests in a ring shear apparatus and verified by a triaxial test of the reconstituted sample. Parameter r , controlling the soil shear stiffness, was derived from CIUP triaxial tests of undisturbed samples (see Fig. 4). Figure 4a shows the deviator stress versus axial deformation; Figure 4b presents undrained stress paths.

The basic hypoplastic model predicts well soil behaviour for medium to large deformations. A concept of intergranular deformation was introduced. It allowed us to predict high stiffness and a decrease in stiffness at very small deformations. The concept requires additional five parameters (m_R , m_T , R , β_r , and χ). These parameters were derived from measurements of shear stiffness by means of LVDT gauges (see Fig. 5b) and bender elements (see Fig. 5a). Table 1 presents parameters of the hypoplastic model obtained by the calibration to experimental data.

The standard MC model is a representative of a linearly elastic, ideally plastic constitutive model with the Mohr-Coulomb plasticity condition. The constitutive model is defined by an isotropically elastic stiffness matrix, the condition of plasticity and the plastic potential surface. The model requires five parameters (E , φ , c , ν , ψ). The

Tab. 3 Hodnoty parametru β pro jednotlivé konstituční modely a K_0 podmínky
Table 3 Parameter β values for individual constitutive models and K_0 conditions

konstituční model Constitutive model	K_0 podm. K_0 cond.	β β
hyp. model / hyp. model	1,25	0,495
hyp. model / hyp. model	0,66	0,467
MC model / MC model	1,25	0,598
MC model / MC model	0,66	0,551

Tab. 4 Parametry geologických vrstev nad brněnským jílem
Table 4 Parameters of geological layers overlying the Brno Clay

zemina / Soil	φ [°]	c [MPa]	ψ [°]	E [MPa]	ν
navážka / Made ground	20	10	4	10	0,35
sprašová hlína / Second. loess	28	2	2	45	0,4
písčítý štěrk / Sandy gravel	30	5	8	60	0,35

Tab. 5 Parametry primárního ostění průzkumné štoly a finálního profilu tunelu
Table 5 Parameters of the primary lining of the exploratory gallery and the final tunnel profile

ostění lining	Youngův modul E Young's modulus E [GPa]	Ekv. šířka Equiv. width [m]	hustota density [kg/m ³]
štola / gallery	24,6	0,1	2970
tunel / tunnel	24,6	0,35	2970

Předkvarterní podklad, ve kterém je tunel z velké části ražen, je budován vápňitým prachovitým jílem „téglem“ výše zmíněného stáří. Zdravé jíly mají zelenošedou barvu, v přípovrchové zóně jsou zbarveny rezavohnědě, což je způsobeno pronikáním limonitických roztoků systémy diskontinuit. Konzistence neogenních jílu je tuhá až pevná, plastičita vysoká. Mají blokovitý až drobně úlomkovitý rozpad, hlavní tektonické plochy jsou ohlazené a nerovné. Hladina podzemní vody je vázána na štěrkopísčité sedimenty.

4. LABORATORNÍ EXPERIMENTY

Pro stanovení mechanického chování brněnských jílu byla provedena řada laboratorních zkoušek na neporušených a rekonstituovaných vzorcích. Neporušené vzorky byly odebrány tenkostěnnými ocelovými odběračky ze dvou jádrových vrtů umístěných v ose ražby tunelů, z hloubky 15,5 a 19,5 m.

Z každé hloubkové úrovně byly připraveny tři neporušené a jeden rekonstituovaný vzorek pro nedrénované triaxiální zkoušky (CIUP). Vzorky o průměru 38 mm byly opatřeny radiální drenáží a standardními destičkami. Všechny neporušené vzorky byly osazeny lokálními snímači LVDT pro stanovení tuhosti při malých přetvořeních. Pro stanovení počáteční tuhosti byl jeden neporušený vzorek vybaven „bender elementy“, piezokeramickými snímači, používanými pro měření tuhosti zeminy při velmi malých přetvořeních propagací seismických smykových vln. Před smykem řízenou deformací byly vzorky izotropně konsolidovány na tři úrovně středního napětí (275, 500 a 750 kPa), rekonstituovaný na 2600 kPa.

Dále byly realizovány edometrické zkoušky na neporušených a rekonstituovaných vzorcích do axiálního napětí 13 MPa. Výsledky umožnily stanovení pozice čáry normální konsolidace a vyhodnocení stupně překonsolidace.

Sada zkoušek rekonstituovaných vzorků v rotačním smykovém přístroji byla provedena za účelem vyhodnocení úhlu vnitřního tření v kritickém stavu, který nelze důvěryhodně stanovit z triaxiální zkoušky na neporušeném vzorku, kvůli lokalizaci přetvoření na smykové ploše. Jako výsledná hodnota kritického úhlu vnitřního tření je uvažován vrcholový úhel z rotačního přístroje (Najser a Boháč, 2005).

parameters were calibrated to identical undrained triaxial tests (CIUP), as used for calibration of the hypoplastic model. The calibration of Young's modulus E is presented on Figure 6a. Parameter ψ is dilatancy angle; its calibration, together with Poisson's ratio, is shown on Figure 6c. Zero cohesion was assumed for the purpose of the calibration of parameters c and φ , and the value of the peak angle of internal friction was calibrated on the basis of an experiment, at the stress of 275kPa. This calibration method appeared to be more suitable than the calibration based on all of the three shear tests shown on Figure 4b. The linearisation of the strength envelope based on the three experiments presented on Figure 4b would result in a high value of cohesion, which is unrealistic within the range of lower stresses because of the strength envelope nonlinearity. The final parameters of the Mohr-Coulomb model are presented in Table 2. Figure 6b shows a simulation of an undrained stress path.

6. SIMULATIONS OF THE EXPLORATORY GALLERY

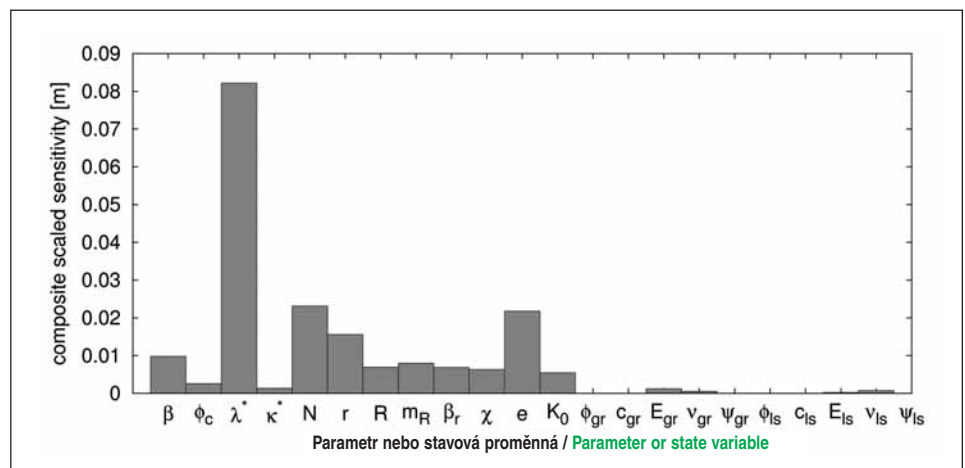
Simulations of the exploratory gallery were conducted using Tochnog Professional program. They represent 2D plain strain undrained analyses solved by the FEM. The geometry, the mesh (consisting of 336 9-node rectangular elements) and the geological profile are displayed on Figure 7; they correspond to Tunnel 2 chainage of 0.840km. The gallery, with its side about 5m long, is located 21.2m under the terrain surface; the water table is bound to the gravel-sand base. 3D effects of the excavation were allowed for in 2D by means of the β -method (Karakus, 2007). Values of parameter β were determined for individual constitutive models and for the assumed various K_0 conditions in a way designed with the aim of reaching results of 2D analyses identical with the results of full 3D numerical analyses of the exploratory gallery (Table 3). This paper does not contain a description of the 3D calculations.

The layers overlying the Brno Clay were simulated by means of the Mohr-Coulomb model; their parameters were selected according to the results of available shear box tests (Pavlík et al., 2003) (Table 4.). The lining was modelled as linearly elastic, by means of beam elements with the parameters presented in Table 5.

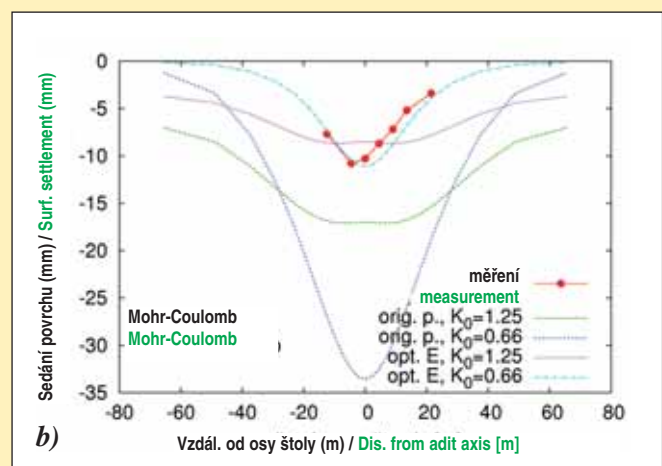
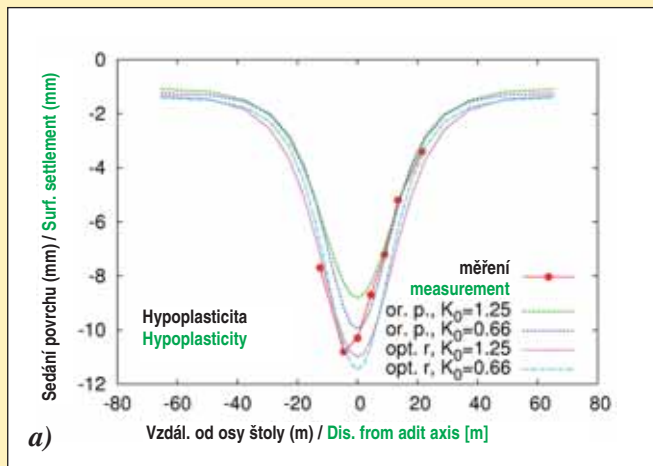
The initial conditions of the simulation comprised the determination of vertical stresses, the void ratio and the coefficient of earth pressure at rest K_0 . The vertical stress was calculated from the unit weight of soil: $\gamma=18.8$ kN/m³ for clay, 19.5 kN/m³ for secondary loess, 19.6 kN/m³ for sandy gravels and 18.0kN/m³ for made ground. The initial void ratio $e=0.83$ was derived from results of triaxial tests on undisturbed samples from both boreholes. The value of K_0 for overconsolidated soil was determined from a Mayne and Kulhawy (1982) empiric relationship:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) OCR^{s \sin \varphi} \quad (1)$$

The overconsolidation stress of 1800kPa was estimated on the basis of oedometer tests on undisturbed samples of clay (see Fig. 3), with the corresponding overconsolidation ratio (OCR) of 6.5, leading to $K_0=1.25$. The calculation of K_0 according to the equation (1) assumes that the soil overconsolidation which was registered during oedometer tests was caused by the actual soil unloading resulting from the erosion



Obr. 8 „Composite scaled sensitivities“ pro simulaci průzkumné štoly
Fig. 8 Composite scaled sensitivities for simulation of the exploratory gallery



Obr. 9 Predikce poklesové kotliny nad štolou: vliv optimalizace parametrů a modelu

Fig. 9 Prediction of the settlement trough above the gallery: influence of the optimisation of the parameters and the model

5. KONSTITUČNÍ MODELY A JEJICH KALIBRACE

Prvním použitým modelem je standardní Mohr-Coulombův (MC) model, který v České republice představuje nejpoužívanější model v geotechnické praxi. Druhým je hypoplastický model pro jíly (Mašín, 2005, Mašín 2008) s konceptem intergranulárního přetvoření (Niemunis a Herle, 1997). Tento model byl vybrán jako zástupce pokročilých konstitučních modelů, který je schopný vystihnout nelinearit, vysokou tuhost při velmi malých přetvořeních i nelineární pokles tuhosti s rostoucím přetvořením. Implementace hypoplastického modelu pro různé programy MKP (Plaxis, ABAQUS, Tochnog Professional) je volně dostupná na internetu (Gudehus et al., 2007).

Základní verze hypoplastického modelu vyžaduje pět parametrů zeminy, které odpovídají parametrům Modifikovaného Cam clay modelu: N , λ^* , κ^* , ϕ_c , r . Parametry N a λ^* definují pozici a sklon NCL v zobrazení $\ln p$ vs. $\ln(1+e)$, kde p je střední napětí a e číslo porovitosti. Parametr κ^* definuje směrnici čáry izotropního odlehčení ve stejném zobrazení. Kalibrace těchto tří parametrů na výsledcích edometrické zkoušky neporušeného vzorku brněnského jílu je na obr. 3.

Parametr ϕ_c je úhel vnitřního tření v kritickém stavu, který byl kalibrován na výsledcích zkoušek v rotačním smykovém přístroji a ověřen triaxiální zkouškou rekonstituovaného vzorku. Parametr r , řídicí smykovou tuhost zeminy, je stanoven z triaxiálních zkoušek CIUP na neporušených vzorcích (obr. 4). Obr. 4a znázorňuje deviatorové napětí vůči axiálnímu přetvoření, obr. 4b představuje neodvodněné dráhy napětí.

Základní hypoplastický model dobře predikuje chování zeminy pro střední až velká přetvoření. Abychom byli schopni predikovat vysokou tuhost a pokles tuhosti při velmi malých přetvořeních je zaveden koncept intergranulárního přetvoření, který vyžaduje dalších pět parametrů (m_R , m_T , R , β_r , a χ). Tyto parametry byly odvozeny z měření smykové tuhosti prostřednictvím snímačů LVDT (obr. 5b) a „bender elementů“ (obr. 5a). V tab.1 jsou uvedeny parametry hypoplastického modelu získané kalibrací na experimentálních datech.

Standardní MC model je představitelem lineárně elastického, ideálně plastického konstitučního modelu s Mohr-Coulombovou podmínkou plasticity. Konstituční model je definován izotropně elastickou maticí tuhosti, podmínkou plasticity a plochou plastického potenciálu. Model vyžaduje 5 parametrů (E , φ , c , v , ψ), jejichž kalibrace proběhly na

Tab. 6 Počáteční a optimalizované hodnoty parametrů r a m_R hypoplastického modelu

Table 6 Initial values and optimised values of parameters r and m_R of the hypoplastic model

sada parametrů / Set of parameters original. param. / original. param.	r	m_R
opt. r , $K_0=1,25$	0,51	16,75
opt. m_R , $K_0=1,25$	0,45	12,79
opt. r , $K_0=0,66$	0,49	16,75
opt. m_R , $K_0=0,66$	0,45	14,56

of overlying geological layers. The other possible interpretation of the overconsolidation being registered assumes that the overconsolidation is apparent, resulting from soil creep. This interpretation would lead to a K_0 value calculated from the Jaky relationship (1944):

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \quad (2)$$

which leads to $K_0=0.66$. Because there are no in situ measurements of K_0 available in the Dobrovského location, both extreme values of K_0 , calculated according to the equations (1) and (2), were considered in the analyses.

7. SENSITIVITY ANALYSIS

With the aim of clarifying the influence of individual geological layers on results of the simulations, we carried out a sensitivity analysis by the UCODE program (Poeter & Hill, 1997). The subject of the analysis was a comparison of simulation results with measurements of vertical deformations at three selected points, which are marked on Figure 7. The points are located on the terrain surface; they are monitored by levelling. The difference between the data obtained from the simulations and from the observation is expressed by means of the objective function $S(b)$ (Finno & Calvello, 2005):

$$S(b) = [y - y'(b)]^T \omega [y - y'(b)] \quad (3)$$

where b_j is for a vector containing values of parameters, y'_i is for an observation values vector, $\delta y'_i / \delta b_j$ is for a vector of calculated values corresponding to the observation values, and ω is for a weight matrix. The matrix expresses the importance of each measurement and is considered, as a standard, as an inversion value of the measurement error variance. In our case, where the number of observation points is small, the weight is considered equal to one. The sensitivity of results on changes of each parameter is expressed by a composite scaled sensitivity quantity, css_j , which is defined as:

$$css_j = \left[\frac{1}{ND} \sum_{i=1}^{ND} \left(\left(\frac{\partial y'_i}{\partial b_j} \right) b_j \omega_i^{1/2} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (4)$$

where b_j is for a j th studied parameter, y'_i is for an i th calculated value, $\delta y'_i / \delta b_j$ is for the sensitivity of an i th calculated value compared with the j th parameter, ω_i is for the weight of an i th observation value, and ND is the number of observation values.

Tab. 7 Počáteční a optimalizovaný parametr E Mohr-Coulombova modelu pro různé hodnoty K_0

Table 7 Initial and optimised parameter E of the Mohr-Coulomb model for various K_0 values

sada parametrů / Set of parameters original. param. / original. param.	E [MPa]
opt. E , $K_0=1,25$	18,88
opt. E , $K_0=0,66$	56,23

totožných nedrénovaných triaxiálních zkouškách (CIUP) jako pro model hypoplastický. Kalibrace Youngova modulu E je znázorněna na obr. 6a. Parametr ψ je úhel dilatace a jeho kalibrace spolu s Poissonovým číslem ν je předmětem obr. 6c. Při kalibraci parametrů c a φ byla uvažována nulová soudržnost a hodnota vrcholového úhlu vnitřního tření byla kalibrována na základě experimentu při napětí 275 kPa. Tento způsob kalibrace se jevil jako vhodnější než kalibrace na základě všech tří smykových zkoušek z obr. 4b. Linearizace obálky pevnosti na základě tří experimentů z obr. 4b by vedla k vysoké hodnotě soudržnosti, která je z důvodu nelinearity obálky pevnosti v oboru nižších napětí nerealistická. Finální parametry Mohr-Coulombova modelu jsou uvedeny v tab. 2. Obr. 6b ukazuje simulaci neodvodněné dráhy napětí.

6. SIMULACE PRŮZKUMNÉ ŠTOLY

Simulace průzkumné štoly proběhly v programu Tochnog Professional a představují 2D plane strain nedrénované analýzy řešené MKP. Geometrie, síť (tvorena 336 9uzlovými čtyřúhelníky) a geologický řez jsou zobrazeny na obr. 7 a odpovídají staničení tunelu T2 0,840 m. Štola s délkou strany přibližně 5 m je situována 21,2 m pod úrovní terénu a hladina podzemní vody je vázána na bázi štěrkopísků. 3D efekty ražby byly zohledněny ve 2D pomocí β -metody (Karakus, 2007). Hodnoty parametru β pro jednotlivé konstituční modely a pro uvažované různé K_0 podmínky byly stanoveny tím způsobem, aby se předpovědi 2D analýz shodovaly s výsledky plně 3D numerických analýz průzkumné štoly (tab. 3). Popis těchto 3D výpočtů není obsahem tohoto článku.

Vrstvy nasedající na brněnský jíl byly simulovány Mohr-Coulombovým modelem a jejich parametry byly zvoleny dle výsledků dostupných zkoušek ve smykové krabici (Pavlík et al., 2003, tab. 4.). Ostění bylo modelováno jako lineární elastické pomocí nosníkových elementů s parametry uvedenými v tab. 5.

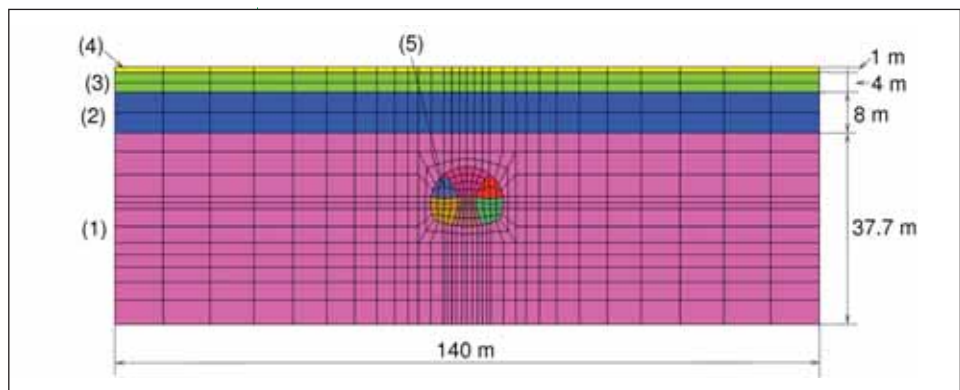
Počáteční podmínky simulace představovaly stanovení vertikálních napětí, čísla pórovitosti a součinitele zemního tlaku v klidu K_0 . Vertikální napětí bylo vypočteno z jednotkové tíhy zeminy $\chi=18,8$ kN/m³ pro jíl, 19,5 kN/m³ pro sprašové hlíny, 19,6 kN/m³ pro písčité štěrky a 18,0 kN/m³ pro navážky. Počáteční číslo pórovitosti $e=0,83$ bylo odvozeno z výsledků triaxiálních zkoušek na neporušených vzorcích z obou vrtů. Hodnota K_0 pro překonsolidovanou zeminu byla stanovena z empirického vztahu Mayne a Kulhawy (1982):

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) OCR^{\sin \varphi} \quad (1)$$

Z edometrických zkoušek na neporušených vzorcích jílu bylo odhadnuto překonsolidační napětí hodnoty 1800 kPa (obr. 3), jemuž odpovídá stupeň překonsolidace (OCR) 6,5, který vede ke $K_0=1,25$. Výpočet K_0 podle rovnice (1) předpokládá, že překonsolidace zeminy pozorovaná při edometrických zkouškách je způsobena skutečným odlehčením zeminy v důsledku eroze nadložních geologických vrstev. Druhá možná interpretace pozorované překonsolidace předpokládá, že se jedná o zdánlivou překonsolidaci způsobenou creepem zeminy. Této interpretaci by odpovídala hodnota K_0 vypočtená ze vztahu Jákyho (1944):

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \quad (2)$$

kteřá vede na $K_0=0,66$. Protože na lokalitě Dobrovského nejsou k dispozici polní měření K_0 , byly v analýzách uvažovány obě extrémní hodnoty K_0 počítané podle rovnic (1) a (2).



Obr. 10 Geometrie a síť pro simulaci tunelu. (1) brněnský jíl; (2) písčité štěrky; (3) spraš; (4) navážka; (5) průzkumná štola

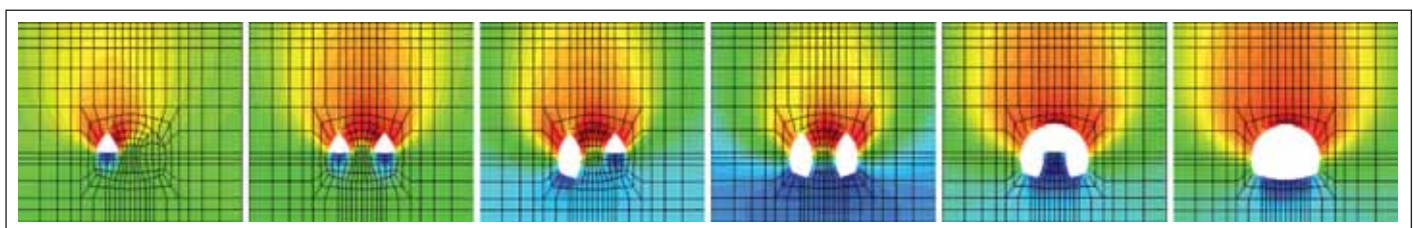
Fig. 10 Geometry and FE mesh for simulation of the whole tunnel. (1) Brno Clay; (2) sandy gravel; (3) loess; made ground; (5) exploration gallery

Figure 8 presents the resulting composite scaled sensitivities for the simulation of the exploratory gallery, using the values of the monitoring at the selected points (see Fig. 7). The parameters without an inferior index refer to hypoplastic parameters of the Brno Clay, while the parameters with an inferior index characterise the Mohr-Coulomb constitutive model. The ls and gr indexes mark a loess layer and a gravel-sand layer, respectively. In addition, the calculation sensitivities for state variables e , K_0 and for a change in factor β are presented. It is obvious from the picture that the simulation results are sensitive above all to changes in parameters of the clay layer. Parameters of the other layers do not any significantly influence the simulation results, therefore mechanical properties of the parameters were not a subject of a more detailed study. In other simulations, these layers are modelled by means of the Mohr-Coulomb model, with the parameters contained in Table 4.

8. INVERSION ANALYSIS OF PARAMETERS USING DATA FROM THE EXPLORATORY GALLERY

A common problem of the geotechnical practice when studying behaviour of soils is the fact that, because of the effect of the size of a sample, laboratory results do not exactly represent the behaviour of ground mass in its entirety. This is why we decided to carry out an inversion analysis of the exploratory gallery and optimised the selected parameters, which had been calibrated during laboratory tests. The UCODE program was applied to the inversion analysis. This analysis principle consists of correcting parameters and other model aspects, until the simulation agrees with the behaviour of the geotechnical works. The UCODE carries out optimisation on the basis of minimisation of the objective function $S(b)$ (equation (3)) using the Modified Gauss-Newton Method. Values of vertical deformations at three points were used in the analysis for the purpose of calculating the objective function $S(b)$ (see Fig. 7).

When tunnels are being driven through fine-grained soils by the NATM, deformations due to excavation are affected above all by the stiffness of soil and its nonlinearity (see the introduction). For that reason the shear stiffness controlling parameters were optimised, i.e. r and mR for the hypoplastic model and Young's modulus E for the Mohr-Coulomb model. The settlement trough due to the gallery excavation is compared with the hypoplastic model predictions on Figure 9a. It is obvious that the hypoplastic model with parameters calibrated to laboratory tests underestimates the magnitude of settlement approximately by 20 per cent, but the geometry of the trough is predicted



Obr. 11 Sekvence ražby a vertikální deformace predikované hypoplastickým modelem s optimalizovaným r

Fig. 11 The excavation sequence and vertical deformations, predicted by the hypoplastic model with optimised r

7. ANALÝZA SENSITIVITY

Abychom objasnili vliv jednotlivých geologických vrstev na výsledky simulací, byla provedena analýza sensitivity pomocí programu UCODE (Poeter a Hill, 1997). Předmětem analýzy je porovnání výsledků simulací s měřením vertikálních deformací ve třech zvolených bodech vyznačených na obr. 7. Body jsou situovány na povrchu terénu a sledovány geodetickou nivelací. Rozdíl mezi daty ze simulací a z monitoringu je vyjádřen pomocí „objective function $S(b)$ “ (Finno & Calvello, 2005):

$$S(b) = [y - y'(b)]^T \omega [y - y'(b)] \quad (3)$$

kde b je vektor obsahující hodnoty parametrů, y vektor observačních hodnot, $y'(b)$ vektor vypočtených hodnot, odpovídajících observačním hodnotám, a ω je váhová matice. Ta vyjadřuje význam každého měření a standardně je brána jako inverzní hodnota rozptylu chyby měření. V našem případě, s nízkým počtem observačních bodů je váha uvažována rovna jedné. Sensitivita výsledků na změnu každého parametru je vyjádřena veličinou „composite scaled sensitivity css_j “ definovanou jako:

$$css_j = \left[\frac{1}{ND} \sum_{i=1}^{ND} \left(\left(\frac{\partial y'_i}{\partial b_j} \right) b_j \omega_{ii}^{1/2} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (4)$$

kde b_j je j -tý studovaný parametr, y'_i je i -tá vypočtená hodnota, $\partial y'_i / \partial b_j$ je sensitivity i -té vypočtené hodnoty vzhledem k j -tému parametru, ω_{ii} je váha i -té observační hodnoty a ND je počet observačních hodnot.

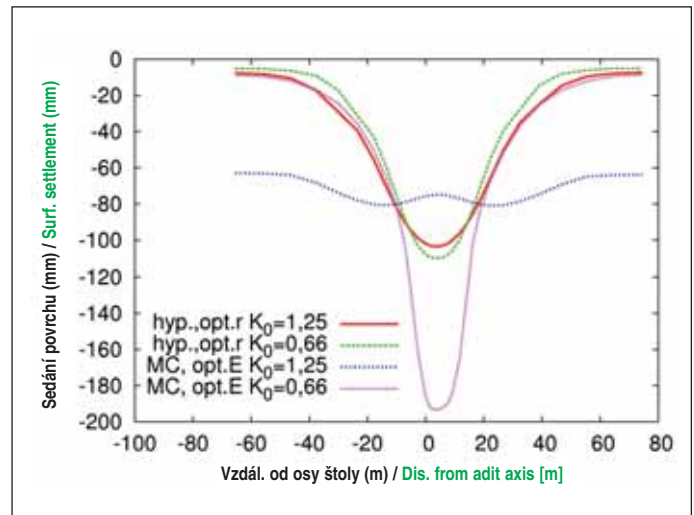
Na obr. 8 jsou znázorněny výsledné „composite scaled sensitivities“ pro simulaci průzkumné štoly využívající hodnoty z monitoringu ve zvolených bodech (obr. 7). Parametry bez dolního indexu odkazují na hypoplastické parametry brněnského jílu, parametry s indexem charakterizují Mohr-Coulombův konstituční model, ls index označuje vrstvu spraší, gr vrstvu štěrkopísků. Doplněna je i sensitivity výpočtu pro stavové proměnné e , K_0 a změnu faktoru β . Z obrázku je zřejmé, že výsledky simulace jsou citlivé především na změnu parametrů vrstvy jílu. Parametry ostatních vrstev výrazně neovlivňují výsledky simulace, a proto nebyly jejich mechanické vlastnosti předmětem podrobnějšího studia. V dalších simulacích jsou tyto vrstvy modelovány Mohr-Coulombovým modelem s parametry uvedenými v tab. 4.

8. INVERZNÍ ANALÝZA PARAMETRŮ S VYUŽITÍM DAT Z PRŮZKUMNÉ ŠTOLY

Běžným problémem geotechnické praxe při studiu chování zemín je, že vzhledem k efektu velikosti vzorku laboratorní výsledky nereprezentují exaktně chování horninového masivu jako celku. Proto jsme přistoupili k inverzní analýze průzkumné štoly a vybrané parametry, kalibrované na laboratorních zkouškách, jsme optimalizovali. Pro inverzní analýzu byl použit program UCODE. Principem analýzy je korigování parametrů a dalších aspektů modelu, dokud se simulace neshoduje s chováním geotechnického díla. UCODE provádí optimalizaci na základě minimalizace „objective function $S(b)$ “ (rovnice (3)) využitím modifikované Gauss-Newtonovy metody. V analýze byly pro výpočet „objective function $S(b)$ “ použity hodnoty vertikálních deformací ve třech bodech (obr. 7).

Při realizaci tunelů NRTM v jemnozrnných zemínách jsou deformace způsobené ražbou ovlivněny především tuhostí zeminy a její nelinearitou (viz úvod). Z tohoto důvodu byly optimalizovány parametry kontrolující smykovou tuhost, u hypoplastického modelu r a m_R , u Mohr-Coulombova modelu Youngův modul E . Na obr. 9a je poklesová kotlina, způsobená ražbou štoly, porovnána s predikcemi hypoplastického modelu. Je patrné, že hypoplastický model s parametry kalibrovanými na laboratorní zkoušce podhodnocuje velikost sednutí přibližně o 20 %, avšak tvar kotliny predikuje správně. Dále je zřejmé, že poklesová kotlina predikovaná hypoplastickým modelem není příliš závislá na hodnotě K_0 . Na rozdíl od hypoplastického modelu, výsledky MC modelu jsou velmi citlivé na velikost K_0 . MC model nadhodnocuje pro vysoké K_0 sednutí přibližně o 60 % a předpovídá nereálně širokou poklesovou kotlinu. Pro nízké K_0 jsou hodnoty sednutí nadhodnoceny na 330 %, nicméně tvar kotliny je přijatelný.

Na obr. 9 jsou poklesové kotliny predikované oběma modely s optimalizovanými parametry (tab. 6 a 7). Optimalizace hypoplastických parametrů r a m_R má obdobný vliv na výsledky, obr. 9a ukazuje pouze výsledky s optimalizovaným parametrem r . Tvar poklesové kotliny odpovídá datům z monitoringu (i s vysokým K_0) a vypočtené



Obr. 12 Poklesová kotlina tunelu predikovaná studovanými modely
Fig. 12 The settlement trough above the tunnel predicted by the models being studied

correctly. It is further obvious that the settlement trough predicted by the hypoplastic model is not too much dependent on K_0 value. In contrast with the hypoplastic model, results of the MC model are highly sensitive to the magnitude of K_0 . For high K_0 , the MC model overrates settlement approximately by 60 per cent and predicts an unrealistically wide settlement trough. For low K_0 , the settlement values are overestimated to 330 per cent, nevertheless, the shape of the trough is acceptable.

Figure 9 presents the settlement troughs predicted by both models with optimised parameters (Table 6 and Table 7). The optimisation of hypoplastic r and m_R has a similar effect on the results; Figure 9a shows only the results with the optimised parameter r . The shape of the settlement trough corresponds to the monitoring data (even with the high K_0) and the calculated settlement agrees with real values. The settlement trough resulting from the optimised MC model is again too wide in the case of high K_0 . With low K_0 , the MC model predicts a correct shape of the trough and correct magnitude of settlement; however, the satisfactory predictions were achieved only by means of unrealistically high Young's modulus E (see Table 7). It is obvious that the Mohr-Coulomb model cannot be used for predictions of settlement caused by tunnelling if realistic data obtained by laboratory testing is used as the basis. As far as the hypoplastic model for clay with intergranular strains is concerned, a matching settlement trough with reasonable settlement values was predicted already when parameters calibrated to results of laboratory experiments were used.

9. CALCULATION OF SETTLEMENT DUE TO THE TUNNEL EXCAVATION

The predictions of the full tunnel profile behaviour (Svoboda and Mašín, 2008) were carried out using both sets of parameters, the original parameters calibrated to results of laboratory experiments and the optimised parameters obtained by the inverse analysis of the exploratory gallery. The final ground mass deformations due to the tunnel excavation represent "Class A" predictions because the full profile excavation had not arrived at the selected chainage by the time of the work on the analysis. Similar to the exploration gallery, the tunnel was simulated using the β -method, in a 2D analysis. The β values used in the simulations were obtained on the basis of 3D simulations of the exploratory gallery (Table 3). The geometry and situation of the problem being studied are presented on Figure 10. The tunnel has been driven by a sequential method the procedure of which is presented, together with the development of vertical deformations predicted by the hypoplastic model with the optimised parameter r , on Figure 11.

The settlement troughs predicted by the constitutive models being studied are presented on Figure 12; the distribution of vertical deformations in the tunnel surroundings is shown on Figure 13. The hypoplastic model, similar as in the case of the exploratory gallery, predicts a satisfactory shape of the settlement trough. The trough is slightly deeper and narrower in the case of the model with lower K_0 , nevertheless, the difference is not much significant. Completely different

sednutí se shoduje s reálnými hodnotami. Poklesová kotlina optimalizovaného MC modelu je pro vysoké K_0 opět příliš široká. S nízkým K_0 predikuje MC správný tvar kotliny a velikost sednutí, avšak uspokojivé předpovědi MC modelu byly dosaženy pouze pomocí nereálné vysokého Youngova modulu E (viz tab. 7). Mohr-Coulombův model nelze zjevně použít pro predikce sednutí způsobených ražbou, pokud se vychází z realistických dat laboratorních experimentů. V případě hypoplastického modelu pro jíly s intergranulárním přetvořením byla predikována odpovídající poklesová kotlina s rozumnou hodnotou sednutí již s parametry kalibrovanými na výsledky laboratorních experimentů.

9. VÝPOČET SEDNUTÍ ZPŮSOBENÉHO TUNELEM

Pro predikce chování plného profilu tunelu (Svoboda a Mašín, 2008) byly použity obě sady parametrů, jak originální, kalibrované na výsledky laboratorních experimentů, tak i optimalizované parametry, které jsou výstupem inverzní analýzy průzkumné štoly. Konečné deformace horninového masivu, způsobené ražbou tunelu, představují „class A“ predikce, neboť plný profil ve zvoleném staničení nebyl v době analýzy realizován. Podobně jako průzkumná štola byl tunel simulován β -metodou ve 2D analýze. V simulacích byly využity hodnoty β získané na základě 3D simulací průzkumné štoly (tab. 3). Geometrie a situace studovaného problému je na obr. 10. Ražba tunelu je realizována sekvenční metodou, jejíž postup spolu s vývojem vertikálních deformací predikovaných hypoplastickým modelem s optimalizovaným parametrem r je na obr. 11.

Poklesové kotliny tunelu predikované studovanými konstitučními modely jsou na obr. 12, rozložení vertikálních deformací v okolí výrubu na obr. 13. Hypoplastický model, obdobně jako v případě štoly, predikuje uspokojivý tvar poklesové kotliny. V případě modelu s nižším K_0 je kotlina nepatrně hlubší a užší, nicméně rozdíl není nijak výrazný. Zcela odlišné výsledky byly získány Mohr-Coulombovým modelem. Pro vysoké K_0 předpovídá MC model nereálnou poklesovou kotlinu. Pro nízké K_0 predikuje tento model deformace blízké stavu porušení, kdy dochází k pohybu bloku horniny směrem do výrubu.

10. SHRNUTÍ POZNATKŮ

V příspěvku jsme demonstrovali, že výběr konstitučního modelu pro numerickou analýzu významně ovlivňuje predikce modelu. Srovnány byly dva modely – standardní Mohr-Coulombův model a pokročilý hypoplastický model. Použitý Mohr-Coulombův model odpovídá jeho základní podobě, výsledky výpočtů tedy nijak nekompromitují možnosti jeho pokročilejších verzí, které byly využity při projektování Královopolských tunelů.

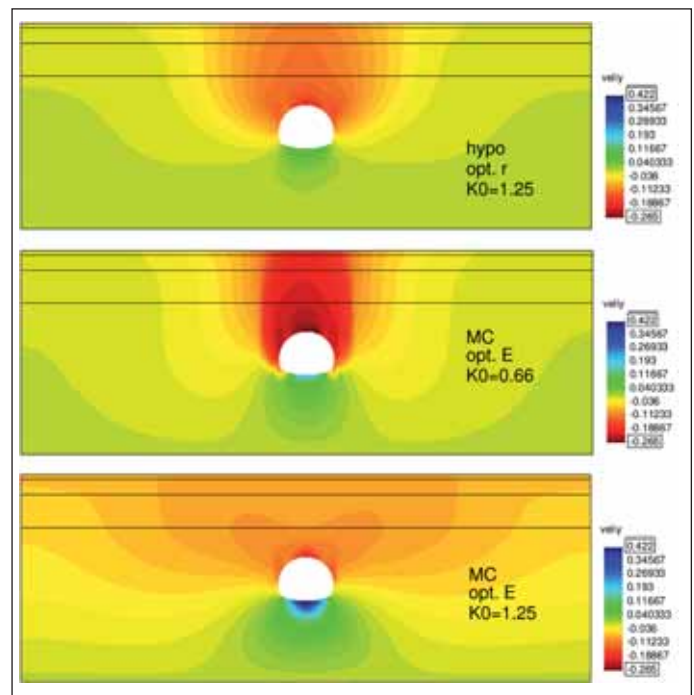
Využitím monitoringu realizace průzkumné štoly jsme ukázali, že hypoplastický model předpovídá rozumný tvar poklesové kotliny, a to i s parametry kalibrovanými na výsledcích laboratorních experimentů. Je tedy vhodný i pro použití v úvodních fázích projektu, kdy jsou predikce založené pouze na laboratorním výzkumu a není možno využít možnosti zpětné analýzy. Mohr-Coulombův model předpovídá správně velikost deformace způsobené ražbou štoly výhradně s nereálnými parametry z inverzní analýzy (vysoké E a nízké K_0). Zajímavým poznatkem je, že dva konstituční modely, optimalizované na datech z průzkumné štoly a dávající pro tento případ obdobné predikce (hypoplastický model a MC model pro nízké K_0 a optimalizované E), neposkytují shodné predikce poklesové kotliny pro plný profil tunelu. Předpovědi hypoplastického modelu se zdají být důvěryhodnější.

PODĚKOVÁNÍ

Autoři děkují za finanční podporu výzkumným grantům GAČR 205/08/0732, GAUK 137907 a MŠM 0021620855. Firmě Geotest Brno, a. s., za spolupráci a poskytnutou dokumentaci.

Mgr. TOMÁŠ SVOBODA, tsvoboda@centrum.cz,
RNDr. DAVID MAŠÍN, Ph.D., masin@natur.cuni.cz,
Ing. JAN BOHÁČ, CSc., Přírodovědecká fakulta UK

Recenzoval: doc. Dr. Ing. Jan Pruška



Obr. 13 Vertikální deformace v okolí tunelu predikované optimalizovaným hypoplastickým a Mohr-Coulombovým modelem

Fig. 13 Vertical deformations in the vicinity of the tunnel, predicted by the optimised hypoplastic model and the Mohr-Coulomb model

results were obtained by the Mohr-Coulomb model. For high K_0 , the MC model predicts an unrealistic settlement trough. For low K_0 , this model predicts deformations close to the failure state, where a ground block moves toward the excavated opening.

10. SUMMARY OF LESSONS LEARNT

In our paper we demonstrated that the selection of a constitutive model for a numerical analysis significantly affects model predictions. Two models were compared: a standard Mohr-Coulomb model and an advanced hypoplastic model. The Mohr-Coulomb model which was used corresponds to its basic form, the results of calculations therefore by no means compromise the abilities of the more advanced versions of the model which were used in the process of designing for the Královo Pole tunnels.

By using results of the monitoring of the exploratory gallery we proved that a hypoplastic model predicts reasonable geometry of a settlement trough even with parameters calibrated to results of laboratory experiments. It is therefore suitable even for using in initial design stages during which predictions are based only on laboratory investigation and possibilities of a back analysis cannot be used. The Mohr-Coulomb model predicts correctly the magnitude of deformations due to driving the gallery solely with non-realistic parameters obtained by an inverse analysis (high E and low K_0). An interesting finding is the fact that two constitutive models which were optimised on the data from the exploratory gallery and which yield similar predictions for this case (the hypoplastic model and the MC model for low K_0 and optimised E) do not yield identical predictions for the settlement trough in the case of the full tunnel profile. The hypoplastic model predictions seem to be more credible.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors thank for financial support to research grants GAČR 205/08/0732, GAUK 137907 and MŠM 0021620855 and to Geotest Brno a.s. for collaborating and providing documentation.

Mgr. TOMÁŠ SVOBODA, tsvoboda@centrum.cz,
RNDr. DAVID MAŠÍN, Ph.D., masin@natur.cuni.cz,
Ing. JAN BOHÁČ, CSc., Faculty of Science Charles University

LITERATURA / REFERENCES

Viz: <http://www.natur.cuni.cz/uhigug/masin/references>