



Vlastní trasa tunelů je vedena hustě zastavěnou oblastí, proto je převážná část pokryvných útvarů tvořena antropogenními materiály o mocnosti kolem 1 metru. Přirozené pokryvné útvary jsou tvořeny především sprašovými hlínami eolického původu a jílovitými hlínami, které vznikly přeplavením sprašových sedimentů a eluvia neogenních jíílů. Báze kvartérního pokryvu je tvořena fluvialními šterkopisčitými sedimenty, často s příměsí hlíny či zajiňovanými. Výskyt této vrstvy není souvislý, často je zastupována jílovitými hlínami s hrubozrnnou příměsí. Předkvartérní podklad tvoří nevrstevnaté vápnité, prachovité jily – „tégly“. Ve zdravém stavu jsou jily barvy zelenošedé, v přípovrchové alterované zóně mají rezavohnědou barvu (obr. 2b). Konzistence neogenních jíílů je tuhá až pevná, plasticita vysoká. Mají blokovitý až drobně úlomkovitý rozpad, hlavní tektonické plochy jsou ohlazené a nerovné. Hladina podzemní vody je vázána na šterkopisčité sedimenty.



Obr. 2 (a) Průzkumné štoly situované v kalotách tunelů Královo Pole, (b) detail štoly s rozhraním zdravého a zvětraleho terciérního jílu /10/.  
 Fig. 2 (a) Exploratory drifts situated in the top headings of the Královo Pole tunnels, (b) detail of the drift with the boundary between weathered and healthy tertiary clay/10/.

### 3. Tunely Královo Pole

Královopolské tunely jsou nejvýznamnější konstrukcí severní části velkého městského okruhu (VMO) v Brně nesusoucí označení VMO Dobrovského, které vychází z názvu komunikace, v jejíž ose prochází jeden z Královopolských tunelů. VMO Dobrovského je významnou součástí komunikačního systému III. městského okruhu, na němž byly již v minulosti realizovány významné podzemní stavby, a to hloubený Husovický a ražený Pisárecký tunel.

Tunely jsou tvořeny dvěma dvoupruhovými tunelovými troubami o délkách 1239m (tunel Dobrovského I) a 1261m (tunel Dobrovského II), z toho na ražené části připadá 1053m, respektive 1060m. Tunely jsou vedeny převážně paralelně ve vzdálenosti cca 70 metrů. Světla výška výrubu je přibližně 12m a šířka 14m, nadloží tunelů se pohybuje od 6 do 21m. Pro účely inženýrsko-geologického průzkumu, ověření zvoleného způsobu ražby a vlivu výstavby na okolní budovy, byly v letech 2002-2003 vyraženy tři průzkumné štoly trojúhelníkového profilu, které byly situovány v patách kalot tunelových trub, aby následně byly využity pro konstrukci finálního profilu díla. Ražba samotných tunelů byla zahájena v lednu 2008 a ukončena v březnu 2010. Tunely byly raženy metodou NRTM s vertikální členěním výrubu do šesti dílčích čeleb. V létě 2012 budou tunely předány uživateli a uvedeny do provozu.

### 4. Laboratorní experimenty

Na základě výsledků analýzy sensitivity (kapitola 6.1.) byl laboratorní výzkum zaměřen výhradně na stanovení mechanického chování terciérních jíílů. Neporušené vzorky byly odebrány tenkostěnnými ocelovými odběrky ze dvou jádrových vrtů situovaných v ose a blízkosti profilu tunelu, z hloubky 15.2, respektive 19.5 m.

Z každého vzorku byly připraveny vždy tři neporušené a jeden rekonstituovaný vzorek pro nedrénované triaxiální zkoušky s měřením pórového tlaku (CIUP). Vzorky válcovitého tvaru o průměru 38 mm byly opatřeny radiální drenáží z důvodu urychlení konsolidace a na horní a dolní podstavě osazeny standardními destičkami. Všechny vzorky byly izotropně konsolidovány na tři různé úrovně napětí (275, 500 a 750 kPa) a následně usmyknuty s konstantní rychlostí axiálního přetvoření. Každý vzorek byl vybaven ponornými lokálními snímači axiálního přetvoření LVDT z důvodu stanovení tuhosti při malých přetvoření. Tuhost při velmi malých přetvoření byla měřena principem šíření smykových vln pomocí „bender elementů“.

Sada laboratorních experimentů dále zahrnovala zkoušky v edometrickém přístroji na neporušených a rekonstituovaných vzorcích. Vzorky byly zatěžovány až do axiálního napětí 13 MPa, aby mohla být přesně definována čára normální stlačitelnosti a vyhodnocen součinitel překonsolidace, který byl využit ke stanovení součinitele zemního tlaku v klidu  $K_0$ .

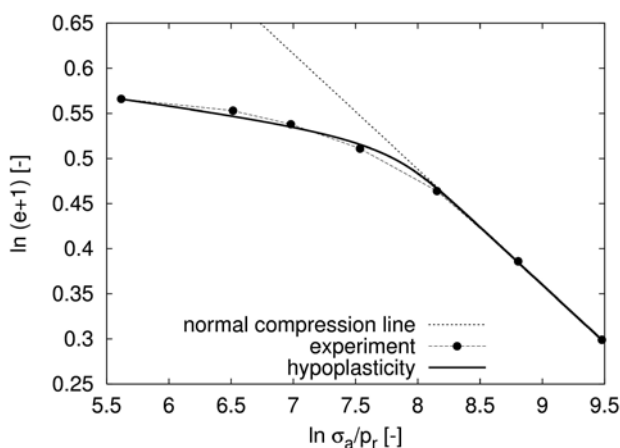
Zkoušky v rotačním smykovém přístroji uzavřely laboratorní výzkum jíílů. V tomto případě byl vrcholový úhel vnitřního tření naměřený na normálně konsolidovaných rekonstituovaných vzorcích uvažován jako úhel vnitřního tření v kritickém stavu /8/.

Výsledky laboratorních zkoušek jsou prezentovány v další kapitole jako součást kalibrace konstitučního modelu.

## 5. Konstituční model a kalibrace parametrů

Mechanické chování terciérního jílu bylo simulováno pomocí hypoplastického modelu pro jíly /5/ s konceptem intergranulárního přetvoření /9/. Jako zástupce pokročilých konstitučních modelů je tento model schopen předpovídat nelineární chování zeminy, vysokou počáteční tuhost při velmi malých přetvořeních a její nelineární pokles s rostoucím přetvořením. Model je založen na mechanice kritických stavů zemín a jeho základní verze vyžaduje pět materiálových parametrů, jejichž fyzikální význam odpovídá parametrům Modifikovaného Cam Clay modelu:  $N$ ,  $\lambda^*$ ,  $\kappa^*$ ,  $\phi_c$ ,  $r$ .

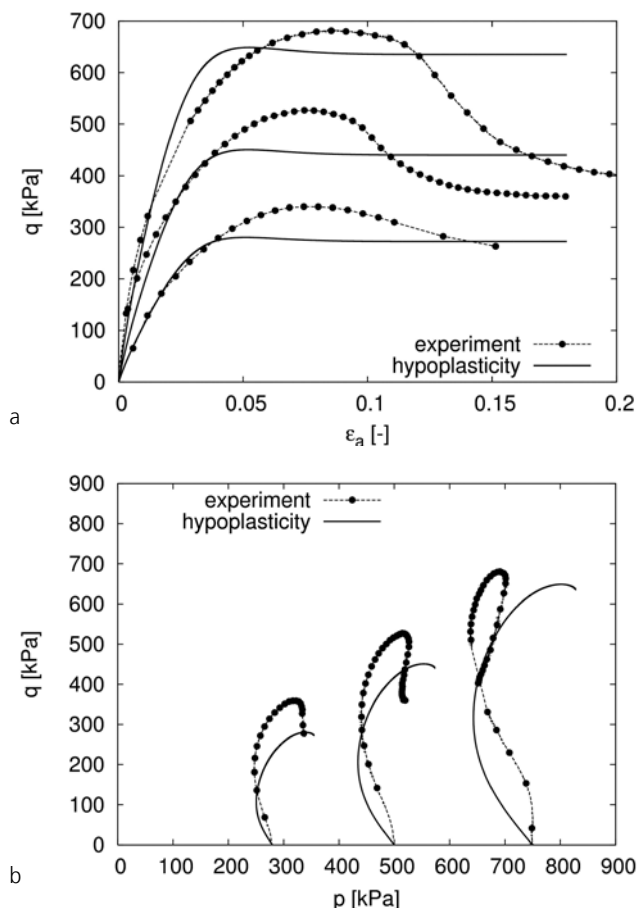
Parametry  $N$  a  $\lambda^*$  definují pozici a sklon NCL v zobrazení  $\ln p$  vs.  $\ln (1+e)$ , kde  $p$  je střední napětí a  $e$  číslo porovitosti. Parametr  $\kappa^*$  řídí sklon čáry izotropního odlehčení ve stejném zobrazení. Uvedené parametry byly kalibrovány na výsledky edometrické zkoušky neporušeného vzorku jílu (obr. 3). Tento způsob kalibrace přímo zohlednil efekt struktury těchto přírodních pevných až tuhých jílu, ve kterých převládají stabilní prvky vnitřní struktury /1/, a tudíž není nutné zavádět více pokročilý model /6/, který explicitně začleňuje degradaci struktury s rostoucím napětím.



Obr. 3 Kalibrace hypoplastického modelu na edometrickou zkoušku neporušeného vzorku jílu,  $p_a$  je referenční napětí 1kPa.  
Fig. 3 Calibration of the hypoplastic model using oedometric test on undisturbed clay sample,  $p_a$  is a reference stress 1kPa.

Úhel vnitřního tření v kritickém stavu  $\phi_c$  byl kalibrován na výsledky zkoušek v rotačním smykovém přístroji. Parametr  $r$ , řídící smykovou tuhost zeminy v rozsahu středních a velkých přetvoření, byl stanoven z triaxiálních zkoušek na neporušených vzorcích (obr. 4). Obr. 4a znázorňuje deviatorové napětí vůči axiálnímu přetvoření, předmětem obr. 4b jsou neodvodněné dráhy napětí. Z obr. 4a je patrné, že hypoplastický model v tomto případě podhodnocuje vrcholový úhel vnitřního tření. Pro řešení simulace není tato skutečnost zásadní, neboť výsledky analýz jsou ovlivněny především tuhostí zeminy (kapitola 6.1.).

Hypoplastický model pro jíly dobře predikuje chování zeminy pro střední až velká přetvoření. Aby model korektně předpovídal vysokou počáteční smykovou



Obr. 4 Kalibrace hypoplastického modelu na nedrénované triaxiální zkoušky neporušených vzorků jílu.  
Fig. 4 Calibration of the hypoplastic model using undrained triaxial tests on undisturbed clay samples.

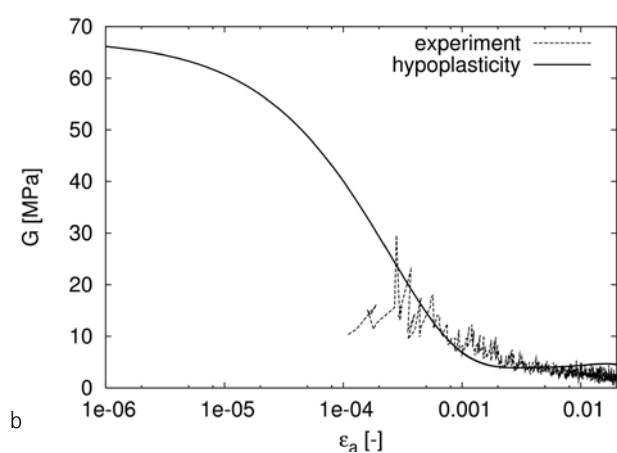
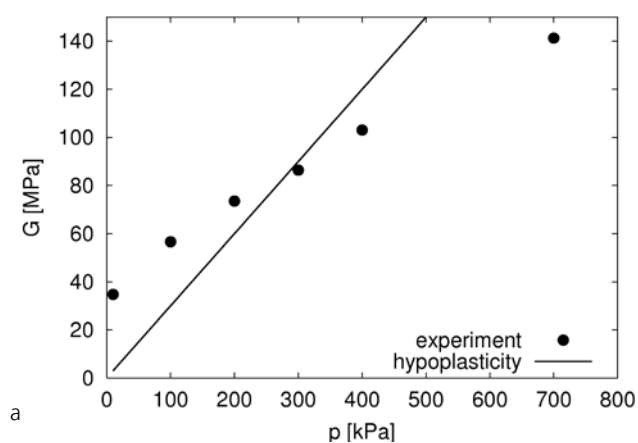
tuhost v rozsahu velmi malých přetvoření, její nelineární pokles s rostoucím smykovým přetvořením a efekt paměti na předchozí deformaci, je zaveden koncept intergranulárního přetvoření, který vyžaduje dalších pět materiálových parametrů,  $m_R$ ,  $m_T$ ,  $R$ ,  $\beta_r$  a  $\chi$ . Parametry  $m_R$  a  $m_T$  ovlivňují hodnotu počátečního smykového modulu, parametr  $R$  kontroluje velikost elastické zóny a  $\beta_r$  a  $\chi$  řídí rychlost poklesu tuhosti. Uvedené parametry byly stanoveny na základě měření smykové tuhosti LVDT snímači (obr. 5b) a „bender elementy“ (obr. 5a). V Tab. 1 jsou uvedeny materiálové parametry hypoplastického modelu kalibrované na výsledky laboratorních zkoušek.

$\phi_c$	$\lambda^*$	$\kappa^*$	$N$	$r$	$m_R$	$m_T$	$R$	$\beta_r$	$\chi$
19.9°	0.128	0.01	1.506	0.45	16.75	16.75	0.0001	0.2	0.8

Tab. 1 Materiálové parametry hypoplastického modelu pro terciérní jíl.  
Tab. 1 Material parameters of hypoplastic model for tertiary clay.

zemina	$\phi$ [°]	$c$ [MPa]	$\psi$ [°]	$E$ [MPa]	$\nu$
navážka	20	10	4	10	0,35
sprašová hlína	28	2	2	45	0,4
písčité štěrky	30	5	8	60	0,35

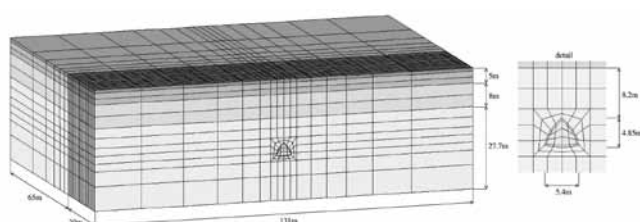
Tab. 2 Parametry geologických vrstev nad brněnským jílem.  
Tab. 2 parameters of geological layers above Brno clay.



Obr. 5 Kalibrace hypoplastického modelu na měření tuhosti při malých a velmi malých přetvořeních, (a) měření „bender elementy“, (b) pokles tuhosti naměřený LVDT snímači v průběhu zkoušky CIUP při počátečním středním napětí 280 kPa.  
Fig. 5 Calibration of the hypoplastic model using small-strain and very small-strain measurements, (a) bender element measurement, (b) stiffness degradation measured by LVDT in CIUP test at the initial mean stress 280 kPa.

### 6. Simulace průzkumné štoly a optimalizace parametrů

MKP simulace průzkumné štoly a následně tunelu proběhly v programu Tochnog Professional /12/. Geometrie, síť (tvořena 4680 8-uzlovými šestistěny) a geologický řez jsou předmětem obr. 6. Příčný profil použitý pro vyhodnocení chování jílového masivu odpovídá čelnímu okraji sítě, kde bylo ověřeno dosažení ustáleného stavu deformací.



Obr. 6 Geometrie a síť použitá pro MKP výpočty.  
Fig. 6 FE mesh and geometry used in analyses.

Souvrství terciálních jíílů (vrstva o mocnosti 27,7 m) bylo simulováno hypoplastickým modelem s parametry

pocházejícími z laboratorních zkoušek (tab. 1), zatímco nadložní písčité štěrky, sprašové hlíny a navážky pomocí Mohr – Coulombova modelu s parametry převzatými od komerčních laboratoří (tab. 2) /10/. Všechny analýzy byly řešeny jako nedrénované. Primární ostění ze stříkaného betonu bylo ve 3D analýzách simulováno pomocí elementů kontinua jako lineárně elastické s tuhostí závislou na čase. Délka záběru 1,2 m s následnou instalací ostění reprezentuje postup ražby aplikovaný na staveništi.

Počáteční podmínky simulací zahrnovaly stanovení vertikálních napětí, čísla pórovitosti a součinitele zemního tlaku v klidu  $K_0$ . Vertikální napětí bylo vypočteno z jednotkové tíhy zeminy  $\gamma = 18,8 \text{ kN/m}^3$  pro jííl,  $19,5 \text{ kN/m}^3$  pro sprašové hlíny,  $19,6 \text{ kN/m}^3$  pro písčité štěrky a  $18,0 \text{ kN/m}^3$  pro navážky. Počáteční číslo porovitosti  $e = 0,83$  bylo odvozeno z výsledků triaxiálních zkoušek. Jelikož autorům nebylo dostupné spolehlivé in-situ měření součinitele  $K_0$  v terciálních jíílch, byly analýzy řešeny pro dvě krajní hodnoty  $K_0$ . První vychází z empirického vztahu Mayne a Kulhawy /7/:

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

který předpokládá, že zaznamenaná překonsolidace je způsobena denudací nadložních vrstev. Překonsolidačnímu napětí 1800 kPa, stanovenému na základě edometrické zkoušky neporušeného vzorku (obr. 3), odpovídá stupeň překonsolidace OCR 6,5, který vede k hodnotě  $K_0 = 1,25$ . Druhá možná interpretace pozorované překonsolidace předpokládá, že se jedná o zdánlivou překonsolidaci způsobenou creepem zeminy. Tého interpretaci by odpovídal součinitel  $K_0$  vypočtený ze vztahu Jákyho /3/:

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

který vede k hodnotě  $K_0 = 0,66$ . Ke stanovení  $K_0$  nadložních vrstev byl ve všech případech použit Jákyho vztah s  $\phi_c$  z Tab. 2.

Simulace průzkumné štoly byly řešeny následujícím postupem. Nejprve proběhla 3D analýza průzkumné štoly s originálními parametry. Následně se přistoupilo k optimalizaci vybraných materiálových parametrů z důvodu zohlednění nepřesností, které vznikají přisouzením vlastností zkušebního laboratorního vzorku zeminovému masivu jako celku. Jelikož je proces optimalizace náročný na výpočetní čas, stává se nevhodným pro 3D analýzy. Z tohoto důvodu byly ke všem 3D modelům připraveny ekvivalentní 2D modely, které byly založeny na metodě redukce napětí. Faktor redukce napětí  $\lambda_d$  byl vypočten tak, aby se poklesové kotliny predikované 2D a 3D modelem v nejvyšší možné míře shodovaly. Aktuální hodnoty faktoru  $\lambda_d$  pro štoly byly  $\lambda_d = 0,50$  (pro  $K_0 = 1,25$ ) a  $\lambda_d = 0,53$  (pro  $K_0 = 0,66$ ). Podrobné zhodnocení schopností metody redukce napětí zohlednit 3D efekty ražby je ve studii /15/. Po dokončení procesu optimalizace byla provedena 3D analýza štoly s optimalizovanými parametry.

#### 6.1 Analýza sensitivity

Abychom objasnili vliv jednotlivých geologických vrstev a vybraných parametrů na výsledky simulací, byla provedena analýza sensitivity, ke které byl využit software UCODE /11/ a 2D model průzkumné štoly. Předmětem analýzy

je porovnání výsledků simulací s geodetickým měřením vertikálních deformací ve třech zvolených bodech na povrchu a jedním bodem situovaným nad vrchlíkem štoly monitorovaným extenzometrickým měřením. Rozdíl mezi simulacemi a daty z monitoringu je vyjádřen pomocí „objective function  $S(b)$ “ /2/:

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

kde  $b$  je vektor obsahující hodnoty parametrů,  $y$  vektor observačních hodnot,  $y'(b)$  vektor vypočtených hodnot odpovídajících observačním hodnotám, a  $\omega$  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:

$$css_j = \left[ \frac{1}{ND} \sum_{i=1}^{ND} \left( \left( \frac{\partial y_i}{\partial b_j} \right) b_j \omega_i^{1/2} \right)^2 \right]^{1/2}$$

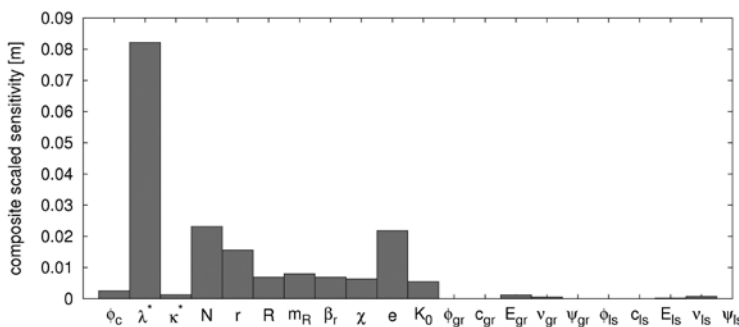
kde  $b_j$  je  $j$ -tý studovaný parametr,  $y'_i$  je  $i$ -tá vypočtená hodnota,  $\partial y_i / \partial b_j$  je senzitivita  $i$ -té vypočtené hodnoty vzhledem k  $j$ -tému parametru,  $\omega_i$  je váha  $i$ -té observační hodnoty a  $ND$  je počet observačních hodnot.

Předmětem obr. 7 jsou „composite scaled sensitivities“ pro simulaci průzkumné štoly s  $K_0 = 1,25$ . Parametry bez dolního indexu odkazují na hypoplastické parametry terciárního jílu, parametry s indexem na nadložní vrstvy. Index  $ls$  označuje vrstvu spraší,  $gr$  vrstvu štěrkopísků. Doplněna je i senzitivita výpočtu pro stavové proměnné  $e$  a  $K_0$ . Z obrázku je zřejmé, že výsledky simulace jsou citlivé především na změny parametrů vrstvy jílu. Parametry ostatních vrstev výrazně neovlivňují výsledky simulace, a proto nebyly jejich mechanické vlastnosti předmětem podrobnějšího studia. Velmi malý vliv úhlu vnitřního tření poukazuje na skutečnost, že výsledky nejsou citlivé na pevnost zeminy, což úzce souvisí s umístěním tunelu v prostředí městské zástavby s nízkým nadložím, kde jsou kladeny vysoké nároky na nízké hodnoty sedání. Z tak přísných kritérií na deformace terénu vyplývá, že se tunel nachází na bezpečné straně z pohledu jeho stability. Vyšší hodnoty pro číslo pórovitosti  $e$  naznačují, že součinitel překonsolidace bude mít značný vliv na výsledky. Ze stejného důvodu mají vyšší hodnoty i parametry  $\lambda^*$  a  $N$ , které kontrolují čáru normální stlačitelnosti a v případě překonsolidovaných zemin tak značně ovlivňují hodnotu OCR. Zbývající parametry mající vliv na výsledky, vyjma  $K_0$ , kontrolují smykovou tuhost zeminy (parametr  $r$  a parametry intergranulárního přetvoření). Jelikož hodnotu OCR lze celkem spolehlivě stanovit (obr. 3), je možné smykovou tuhost zeminy považovat za vlastnost s nejméně výrazným vlivem na výsledky prezentovaných analýz.

### 6.2 Optimalizace materiálových parametrů

Obvyklým problémem geotechnické praxe je, že z důvodu efektu velikosti zkušební vzorku, porušení vzorku při jeho

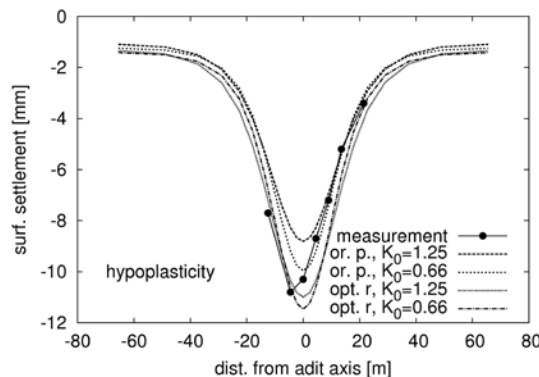
odběru a technického omezení přístrojů, laboratorní výsledky nereprezentují dostatečně přesně chování zeminového masivu jako celku. Z tohoto důvodu se přistoupilo k optimalizaci originálních parametrů, kalibrovaných na výsledky laboratorních experimentů, pomocí inverzní analýzy průzkumné štoly. Tyto parametry byly následně použity pro získání class A předpovědi chování tunelu Královo Pole.



Obr. 7 „Composite scaled sensitivities“ pro simulace průzkumné štoly. Fig. 7 Composite scaled sensitivities for simulations of the exploratory drift.

Z již zmíněných důvodů se proces optimalizace zaměřil na parametry kontrolující smykovou tuhost zeminy, a to v rozsahu středních až velkých přetvoření (parametr  $r$ ) a malých přetvoření (parametr  $m_R$ ). Jelikož se hodnota  $K_0$  ukázala jako významná pro obdržené výsledky, byly všechny simulace řešeny pro obě krajní hodnoty  $K_0$ . Pro inverzní analýzu byl opět 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  $S(b)$ “ s využitím modifikované Gauss-Newtonovy metody.

Předmětem obr. 8 je porovnání poklesových kotlin predikovaných modelem s originální a optimalizovanou sadou parametrů s daty geotechnického monitoringu. Je zřejmé, že hypoplastický model predikuje správný tvar poklesové kotliny a rozumnou velikost sednutí již s originální sadou parametrů. Proces optimalizace vede jen k nepatrné změně parametru  $r$  (tab. 3) a dalšímu zkvalitnění předpovědi. Je tedy vhodný i pro použití v úvodních fázích projektu, kdy jsou predikce založené výhradně na laboratorním výzkumu a rešeršních datech, a není tedy možno využít možnosti inverzní analýzy.



Obr. 8 Poklesové kotliny nad osou štoly predikované modelem s originální sadou parametrů („or.p.“) a s optimalizovanou hodnotou parametru  $r$  („opt.r.“). Fig. 8 Surface settlement troughs above the exploratory drift predicted by original parameter set („or.p.“) and with optimised value of the parameter  $r$  („opt.r.“).

Sada parametrů	$r$
Originální parameter	0,45
Optimalizovaný $r$ , $K_0 = 1,25$	0,51
Optimalizovaný $r$ , $K_0 = 0,66$	0,49

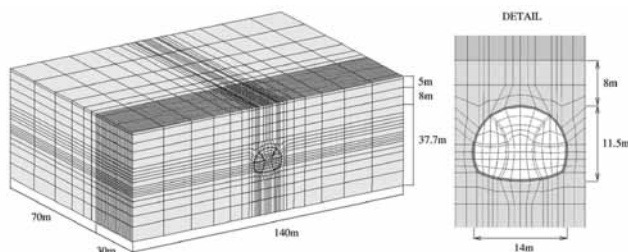
Tab. 3 Originální a optimalizované hodnoty parametru  $r$ .  
Tab 3 Original and optimised values of  $r$  parameter

### 7. 3D simulace tunelu Královo Pole

3D numerický model tunelu Královo Pole je logickým krokem ve vývoji numerických simulací podzemních konstrukcí spjatých s VMO Dobrovského. Pro predikce chování plného profilu tunelu byly použity obě sady parametrů. Výsledky simulací představují *class A* predikce chování jílového masivu, neboť analýzy byly realizovány v druhé polovině roku 2008 a začátkem 2009 a samotná ražba plného profilu tunelu prošla simulovaným úsekem v listopadu 2009. Pro přehlednost výsledků budou prezentovány a zhodnoceny předpovědi výhradně s optimalizovanými parametry. Přípravě 3D modelu tunelu předcházelo 2D řešení metodou redukce napětí /13/. 2D simulace předpovídaly o 40% hlubší poklesovou kotlinu než ekvivalentní 3D simulace. Původ těchto nesrovnalostí je v použití faktoru redukce napětí  $\lambda_d$  ze simulací průzkumné štolky ve 2D modelu tunelu. Hodnota  $\lambda_d$  byla později při podrobném zhodnocení metody redukce napětí shledána jako nevhodná /16/.

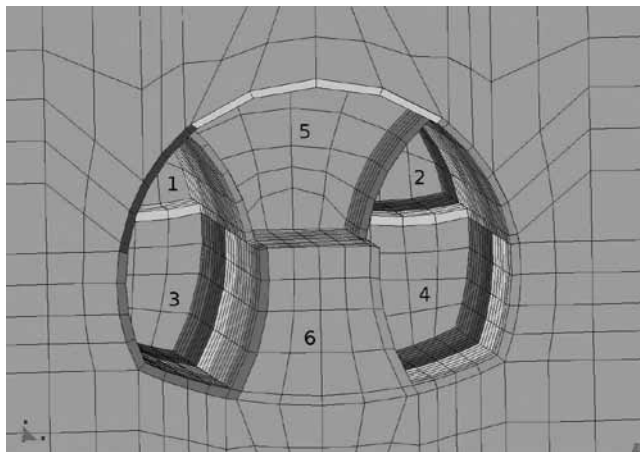
Geometrie tunelu a síť použitá pro MKP výpočty skládající se z 18 352 8-uzlových elementů je na obr. 9. Stejně jako v případě průzkumné štolky je i u tunelu vyhodnocovaným profilem čelní okraj geometrie sítě, kde bylo dosaženo ustáleného stavu deformací. Okrajové a počáteční podmínky též odpovídají modelu štolky. Primární ostění tunelu je modelováno elementy kontinua jako lineárně elastické s tuhostí závislou na čase a tloušťkou 35 cm. Simulovaná část ražby o délce 100 m odpovídá hodnotám staničení 0,790 – 0,890 km tunelové trouby TI. Úsek se vyznačuje nižší hustotou povrchové zástavby a je tvořen především zatravněnou plochou a dopravními komunikacemi. Nebyla zde přijímána zvláštní opatření před a v průběhu ražby tunelů v podobě mikropilotových deštníků, kompenzační injektáže a clonících stěn z tryskové injektáže, které by ovlivnily výslednou poklesovou kotlinu. V numerickém modelu byla nedefinována sekvence ražby s vertikálním dělením profilu tunelu do šesti dílčích čeleb. Ražba byla realizována v pořadí čeleb označených 1 až 6 (obr. 10), přičemž čelba 6 byla odtěžena jen v každém čtvrtém cyklu. Délka nezajištěného záběru činí 1,2 metru u segmentů 1 až 5, 3,6 m u segmentu 6. Mezi jednotlivými čelbami byla udržována konstantní vzdálenost 8 metrů, minimálně dvojnásobná byla držena mezi kalotou a dnem tunelu.

Predikované poklesové kotliny s optimalizovaným parametrem  $r$  pro různá  $K_0$  jsou obsahem obr. 11a. Vzhledem k rozptylu dat monitoringu, obr. 11a znázorňuje naměřené poklesové kotliny v různých staničeních (0,740 km; 0,825 km; 0,880 km; 0,920 km; 1,010 km), nacházejících se v blízkosti a uvnitř simulovaného úseku ražby tunelu. Na první pohled je patrná dobrá shoda mezi naměřenými a



Obr. 9 MKP síť pro analýzu plného profilu tunelu.

Fig. 9 FE mesh used in the analyse of the whole tunnel.



Obr. 10 Sekvence ražby zavedená v modelu.

Fig. 10 The modelled excavation sequence.

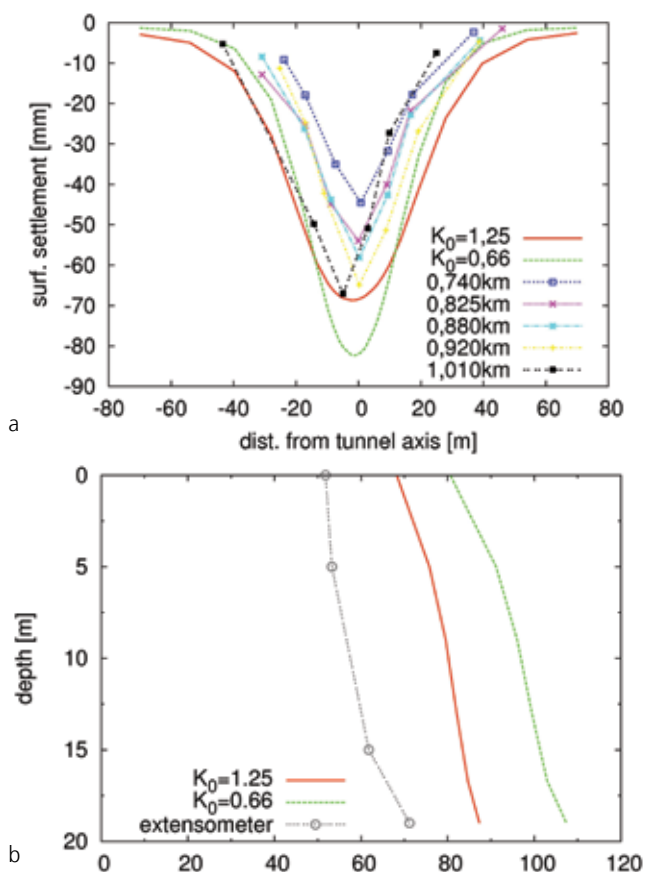
simulovanými poklesovými kotlinami. Simulace s vyšším  $K_0$  lépe vystihuje naměřenou velikost sednutí, zatímco analýza s nižším  $K_0$  lépe predikuje tvar poklesové kotliny, což je běžný nedostatek předpovědi deformací při simulaci ražby tunelů v podmínkách s vysokým  $K_0$ . V tomto případě je velikost sednutí přehodnocena přibližně o 20 %. Obě predikované poklesové kotliny charakterizují předpovědi nacházející se na bezpečné straně s ohledem na naměřené hodnoty. Náplní obr. 11b je extenzometrické měření, realizované ve vrtu umístěném nad 7kalotou tunelu TI. Rozdíl mezi daty monitoringu a simulacemi je s hloubkou přibližně konstantní a koresponduje s přehodnocením hodnot sednutí povrchu terénu nad osou tunelu z obr. 11a. Obr. 11b tak potvrzuje, že hypoplastický model dobře predikuje nejen poklesovou kotlinu, ale i distribuci vertikálních deformací s narůstající hloubkou.

Ačkoli model dobře predikuje vertikální deformace, výrazně však přehodnocuje horizontální deformace v úrovni tunelu. To je demonstrováno na obr. 12, kde je zobrazeno inklinometrické měření realizované ve vrtu umístěném ve vzdálenosti 3 metry od profilu tunelu. Nejpravděpodobnější příčinou této neshody je absence anizotropie tuhosti při velmi malých přetvořeních v hypoplastickém modelu. Na podobný problém upozornil Mašín (2009), s předpokladem, že implementace anizotropie tuhosti by vedla ke zlepšené předpovědi poklesové kotliny a distribuce deformace v okolí podzemního díla. Přestože horizontální deformace jsou v úrovni tunelu přehodnocené, je důležité upozornit na dobře predikované deformace v blízkosti povrchu terénu, což koresponduje s dobře simulovaným tvarem a velikostí poklesových

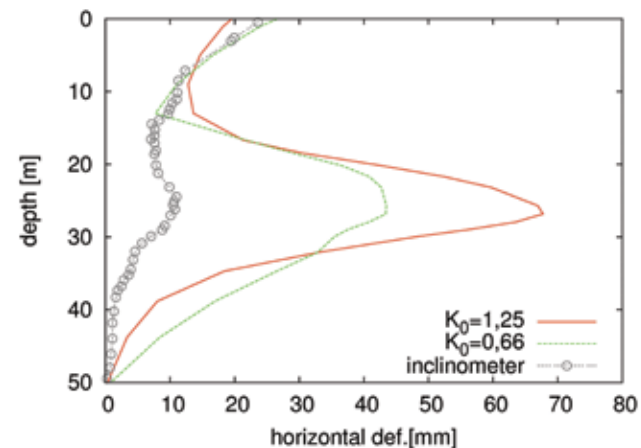
kotlin na obr. 11a. Jejich správná predikce je stěžejní při odhadu možných škod vzniklých na budovách od ražby podzemního díla.

## 8. Shrnutí poznatků

V příspěvku bylo prokázáno, že aplikace vhodného pokročilého konstitučního modelu pro zeminy, v kombinaci s kvalitními laboratorními experimenty a 3D analýzou metody konečných prvků, může vést k přesným předpovědím přetvárného chování zeminového masivu plynoucího z ražby NRTM tunelu s nízkou mocností nadloží. Zvolený hy-



Obr. 11 Predikované poklesové kotliny (a) a extenzometrická data (b). Class A předpovědi porovnané s daty monitoringu.  
 Fig. 11 Predicted surface settlement troughs (a) and extensometer data (b). Class A predictions compared with monitoring data.



Obr. 12 Inklinometrická data, předpovědi vs. data monitoringu.  
 Fig. 12 Inclination data, predictions vs. monitoring.

poplastický model pro jíly vylepšený o koncept intergranulárních přetvoření poskytl přesné predikce poklesových kotlin, horizontálních deformací v blízkosti povrchu terénu a prostorový vývoj vertikálních deformací s hloubkou. Pro obě uvažované hodnoty  $K_0$  však výrazně přehodnocuje horizontální deformace v blízkosti tunelu. Pokročilý hypoplastický model není z pohledu konečného uživatele složitý a jeho MKP implementace je volně dostupná.

## Poděkování

Autoři děkují za finanční podporu výzkumným grantům TAČR TA01031840 a GAČR P105/12/1705.

## Literatura

- /1/ COTECCHIA, F. - CHANDLER, J.: A general framework for the mechanical behaviour of clays. *Géotechnique*, 2000; 50 (4): 431–447.
- /2/ FINNO, R. J. - CALVELLO, M.: Supported excavations: Observational method and inverse modelling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 131(7):826–836, 2005.
- /3/ JÁKY J.: Pressures in soils. In: *Proc 2nd int conf soil mechanics*, vol. 1. Rotterdam; 1948. p. 103–7.
- /4/ LAMBE, T.: W. Predictions in soil engineering. *Géotechnique*, 23(2):149–202, 1973.
- /5/ MAŠÍN, D.: A hypoplastic constitutive model for clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29(4):311–336, 2005.
- /6/ MAŠÍN, D.: A hypoplastic constitutive model for clays with metastable structure. *Can. Geotech. J.* 2007; 44(3): 363–75.
- /7/ MAYNE, P.W. - KULHAWY, F.W.:  $K_0$  - OCR relationships in soil. In *Proc. ASCE J. Geotech. Eng. Div.*, volume 108, pages 851–872, 1982.
- /8/ NAJSER, J. - BOHÁČ, J.: Pevnost zemín v kritickém stavu v torzním krabicovém přístroji. K. Weiglová a kol. *Sborník příspěvků 33. konference Zakládání staveb Brno*, 37-42, 2005.
- /9/ NIEMUNIS, A. - HERLE, I. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 2:279–299, 1997.
- /10/ PAVLÍK, J. a kol. *Silnice I/42 Brno – VMO Dobrovského A, Průzkumné štoly. Podrobný geotechnický průzkum. Závěrečná zpráva. GEOTest Brno, a.s.*, 2003
- /11/ POETER, E. P. - HILL, M. C.: Documentation of UCODE, a computer code for universal inverse modelling. Technical report, US Geological Survey Water Resources Investigations Report 98-4080, 1998.
- /12/ RODEMANN, D.: Tochnog Professional user's manual. <http://www.feet.nl>, 2008.
- /13/ SVOBODA, T. - MAŠÍN, D. - BOHÁČ, J. Hypoplastický and Mohr-Coulombův model při simulaci tunelu v jílech (in Czech and English) *Tunel 18*, No. 4, 59-68, 2009.
- /14/ SVOBODA, T.: Numerický model NRTM tunelu v tuhém jílu. *Disertační práce*, Univerzita Karlova v Praze, 2011.
- /15/ SVOBODA, T. - MAŠÍN, D.: Comparison of displacement fields predicted by 2D and 3D finite element modelling of shallow NATM tunnels in clays. *Geotechnik*, 34, 115-126, 2011.
- /16/ SVOBODA, T. - MAŠÍN, D.: Convergence-confinement method for simulating NATM tunnels evaluated by comparison with full 3D simulations. In *Proc. International Conference Underground Constructions Prague 2010 - Transport and City Tunnels, Prague, Czech Rep.* Zlámal, J., Butovič, A. and Hilar, M. (Eds.); 795-801, 2010.

RNDr. Tomáš Svoboda Ph.D., D2 Consult Prague s.r.o., Zelený Pruh 95/97, Praha 4, 14000, [tsvoboda@d2-consult.cz](mailto:tsvoboda@d2-consult.cz)

Doc. RNDr. David Mašín MPhil. Ph.D., Oddělení hydrogeologie, inženýrské geologie a užitě geofyziky, Přírodovědecká fakulta, Univerzita Karlova v Praze, Albertov 3, Praha 2, 12843, [masin@natur.cuni.cz](mailto:masin@natur.cuni.cz)