

# VYUŽITÍ KONVERGENČNÍCH MĚŘENÍ VE ZPĚTNÉM VÝPOČTU SOUČINITELE BOČNÍHO TLAKU V KLIDU V BRNĚNSKÉM JÍLU

Ing. Josef Rott, Ph.D., Doc. RNDr. David Mašín, Ph.D.  
Univerzita Karlova v Praze

## Application of convergence measurements in back-analysis of coefficient of lateral earth pressure at rest in Brno clay.

In the paper, we investigate estimation of the earth pressure coefficient at rest by means of backanalysis of deformation measurements in underground cavity constructed in overconsolidated clay. The model was simulated using finite element method in 3D. When compared with our previous investigation, we utilized recently developed hypoplastic model with small strain stiffness anisotropy. Soil anisotropy was shown to influence the backanalysis results significantly. In addition, we simulated the influence of neighbouring exploratory adit, which also had remarkable effect on predictions. Current analyses indicate  $K_0 = 0,81$ .

## 1. ÚVOD

Součinitel bočního tlaku  $K_0$  v klidu je veličina na jednu stranu velmi obtížně měřitelná a na druhou stranu ovlivňující výrazně předpovědi chování geotechnické konstrukce, viz například Franzius et al. (2005). Její význam je též uznán v Eurokódu 7 (norma ČSN EN 1997-1, kapitola 9.5.2). Různé metody zjišťování  $K_0$  shrnují Boháč et al. (2013). Metody zjištění  $K_0$  mohou být děleny na přímé a nepřímé. Mezi přímé metody zjišťování  $K_0$  patří využití samozávrtného presiometru a Marchettiho dilatometru. Další přímou metodou, využitelnou ovšem pouze v horninách s  $K_0 < 1$ , je hydraulické štěpení. Přímými metodami zjišťování  $K_0$  se zabývá paralelní článek z tohoto sborníku autorů Maláta a Boháče (2013).

Nepřímé metody zjišťování  $K_0$  využívají k jeho zjištění různé empirické závislosti či zpětné numerické simulace. Dnes již klasickou metodu navrhli Mayne a Kulhawy (1982), kteří na základě vyhodnocení laboratorních experimentů na překonsolidovaných zeminách navrhli následující závislost součinitele bočního tlaku v klidu na úhlu vnitřního tření  $\varphi$  a součiniteli překonsolidace (*overconsolidation ratio*, OCR):

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

Rovnice (1) předpovídá relativně úspěšně hodnotu  $K_0$  u zemin recentně mechanicky namáhaných. U zemin v přirozeném uložení (zejména pak jemnozrných) ovšem nastává následující problém. Hodnota zdánlivého překonsolidačního napětí získaného ze zlomu oedometrické křivky se zvyšuje účinkem creepu (viz Boháč a Pavlová, 2012), přičemž vliv creepu na hodnotu  $K_0$  zůstává nejasný. Rovnice (1) tedy není vhodná k předpovědi  $K_0$  u jemnozrných sedimentárních zemin.

Nepřímou metodou, která není účinky creepu ovlivněná, je určení  $K_0$  na základě zpětné analýzy deformačního chování podzemního geotechnického díla. Princip metody je následující. Předpovědi deformací v okolí horizontálně vedené kaverny (ideálně kruhového průřezu) jsou výrazně ovlivněny hodnotou  $K_0$ , a to tak, že zvýšení hodnoty  $K_0$  vede ke

zvýšení poměru horizontálních a vertikálních deformací kaverny. V případě, že jsou k dispozici měření deformací a zároveň materiálový model přesně předpovídající deformační odezvu zeminy na změnu napjatosti, může být  $K_0$  zjištěno zpětnou analýzou. Tato metoda je využita v našem příspěvku. Stejný princip zpětné analýzy měření má observační metoda uznávaná v Eurokódu 7 jako způsob podpůrné analýzy geotechnické konstrukce (norma ČSN EN 1997-1, kapitola 2.7). V kapitole 2 tohoto příspěvku jsou shrnuty dosavadní práce autorů k tématu, kapitola 3 představuje využitý materiálový model a kapitoly 4 a 5 pak nejnovější výsledky simulací.

## 2. DOSAVADNÍ VÝZKUMY

Zpětnou analýzou za účelem zjištění hodnoty  $K_0$  se zabývali Mašín a Novák (2013). Ti využili měření deformací v nevystrojené rozrážce kruhového profilu, která byla vyražena jako součást podrobného geologického průzkumu pro Královopolské tunely v Brně. Detaily měření přináší Pavlík et al. (2004), obrázek 1 pak ukazuje fotografii rozrážky.



Obr. 1: Čelba nevystrojené rozrážky R2 (Pavlík et al., 2004).

Mašín a Novák (2013) provedli 2D a 3D zpětné analýzy rozrážky, přičemž využili hypoplastický konstituční model Mašina (2005) a parametry modelu, které kalibroval Svoboda et al. (2009). Hodnota  $K_0$  zjištěná reprezentativnější 3D analýzou byla 1,45.

Během dalšího výzkumu vyšla najevo dvě základní omezení modelu. V první řadě model neuvažoval anizotropii tuhosti materiálu, kdy je smyková tuhost v horizontálním směru vyšší než ve směru vertikálním z důvodu preferenčního uspořádání plochých částic jílových minerálů. Model Mašina a Nováka (2013) dále uvažoval ražbu kruhové kaverny v *greenfield* podmínkách. Kaverna byla ovšem ve skutečnosti ražena z průzkumné štoly trojúhelníkového průřezu, která sama o sobě ovlivnila napjatost masivu. Úkolem tohoto článku je popis nových simulací, které opravují citovaná omezení modelu.

## 3. HYPOPLASTICKÝ MODEL PŘEDPOVÍDAJÍCÍ ANIZOTROPII TUHOSTI

Začlenění anizotropie tuhosti do hypoplastického modelu si vyžádalo jeho zásadní úpravu. Hypoplastický model může být v obecné formulaci zapsán následovně:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathcal{L} : \dot{\boldsymbol{\epsilon}} + \mathbf{N} \|\dot{\boldsymbol{\epsilon}}\| \quad (2)$$

Kde  $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$  reprezentuje přírůstek napětí,  $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}$  je přírůstek přetvoření a  $\mathcal{L}$  a  $\mathbf{N}$  jsou tenzory tuhosti čtvrtého a druhého řádu. Tuhost při velmi malých přetvořeních je kontrolována tenzorem  $\mathcal{L}$ . Problematičnost začlenění anizotropie tuhosti do hypoplastického modelu tkví v tom, že kombinace  $\mathcal{L}$  a  $\mathbf{N}$  určuje mezní plochu stavu předpovídanou modelem. Samotná úprava tenzoru  $\mathcal{L}$  tak, aby model správně předpovídal anizotropní tuhost materiálu, není možná, protože by tím byla negativně ovlivněna předpovídaná mezní plocha stavu. Vývoj anizotropní verze hypoplastického modelu si vyžádal přeformulování základního modelu. Přístup publikovaný Mašínem (2012a) umožňuje definovat mezní plochu nezávisle na tenzoru  $\mathcal{L}$ . V rámci tohoto přístupu definoval Mašín (2012b) izotropní verzi hypoplastického modelu. Mašín a Rott (2013) definoval anizotropní formu tenzoru  $\mathcal{L}$ , a nakonec Mašín (2013) vyvinul plnou verzi hypoplastického modelu zohledňujícího anizotropii tuhosti. Tento model je využit v prezentované práci.

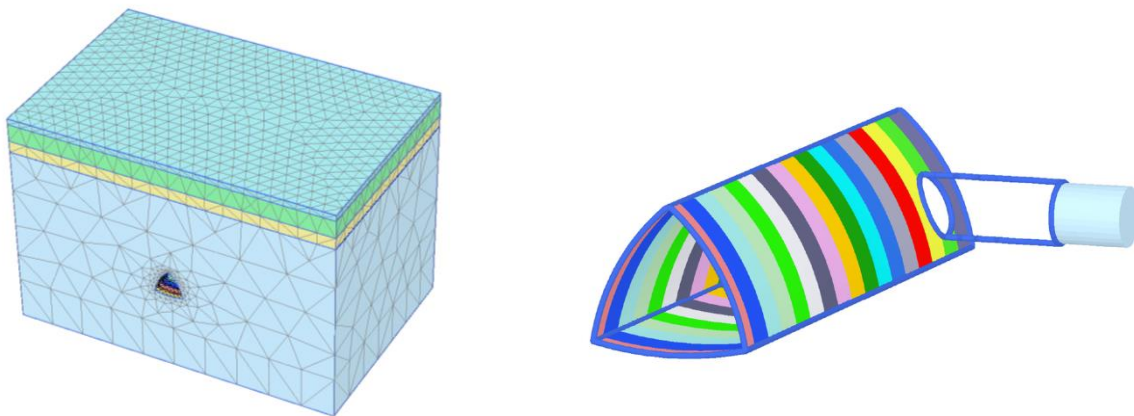
Anizotropní forma  $\mathcal{L}$  dle Mašína a Rotta (2013) definuje tři parametry  $\alpha_G$ ,  $x_{GE}$  a  $x_{GV}$  jako poměry smykových modulů, Youngových modulů a Poissonových čísel v horizontálním (index  $h$ ) a vertikálním (index  $v$ ) směru následujícím způsobem:

$$\frac{G_{hh}}{G_{vh}} = \alpha_G \quad (3)$$

$$\frac{E_h}{E_v} = \alpha_G^{1/x_{GE}} \quad (4)$$

$$\frac{\nu_{hh}}{\nu_{vh}} = \alpha_G^{1/x_{GV}} \quad (5)$$

Mašín a Rott (2013) dále konstatují, že jediným relativně snadno určitelným parametrem tuhosti je  $\alpha_G$ . Ten lze zjistit měřením rychlosti průchodu smykových vln vertikálně a horizontálně vyřízlým vzorkem pomocí tzv. bender elementů. Zjišťování  $x_{GE}$  a  $x_{GV}$  vyžaduje méně standardní testy průchodu p-vln. Mašín a Rott (2013) na základě studia rozsáhlé experimentální databáze z literatury navrhuji empiricky stanovené koeficienty  $x_{GE} = 0,8$  a  $x_{GV} = 1$ .



Obr. 2: Geometrie 3D numerického modelu a detail geometrie rozrážky R2 ve vztahu k průzkumné štoly.

#### 4. 3D MODEL PRŮZKUMNÉ ŠTOLY A KRUHOVÉ ROZRÁŽKY

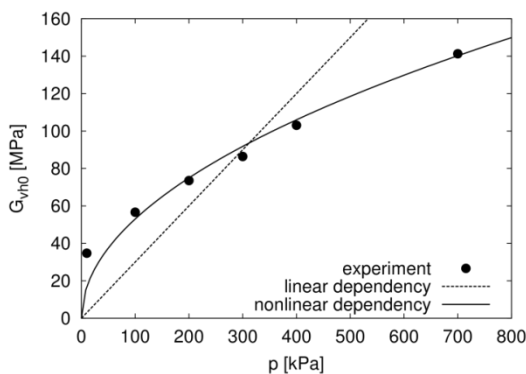
3D model kruhové rozrážky byl sestaven v programu Plaxis 3D 2012. Vychází z původního modelu Mašína a Nováka (2013), který byl upraven o simulaci průzkumné štoly trojúhelníkového průřezu a nový materiálový model. Celková geometrie numerického modelu a detail geometrie průzkumné štoly a rozrážky R2 jsou na obrázku 2. Rozrážka R2 délky 5,38 m navazuje na průzkumnou štolu IIB tunelu Dobrovského ve staničení 2TT km cca 1,133. Průměr díla kruhového průřezu činí 1,90 m, vystrojení kruhové rozrážky je odsazeno o cca 50 mm od masivu, má tak pouze bezpečnostní funkci a nespolutpůsobí při vývoji napjatosti a deformací v masivu po ražbě. Jak plyne z obrázku 1, konvergenční profil, umístěný 2,5 m od průniku rozrážky a průzkumné štoly, je osazený měřickými body pro zjišťování deformací. Hloubka rozrážky je cca 23 m (kalota) od povrchu terénu v daném místě, přičemž přibližně 6 m tvoří kvartérní pokryv Brněnského jílu.

Většina parametrů hypoplastického modelu byla převzata z předchozí práce Svobody et al. (2009), zde shrňme pouze rozdíly. Upravený model místo parametru  $r$  vyžaduje parametr  $\nu_{hh}$ ,

jehož hodnota pro Brněnský jílu odpovídá 0,33. Poměr smykových modulů  $\alpha_G$  byl měřen v laboratoři mechaniky zemin PŘFUK jako 1,35. Při výpočtu se využily empiricky určené koeficienty  $x_{GE} = 0,8$  a  $x_{Gv} = 1$ , nicméně byla provedena i parametrická studie zhodnocující jejich vliv na výsledky. Model byl dále modifikován tak, aby předpovídal nelineární závislost smykového modulu na středním napětí. Využívá se vztahu

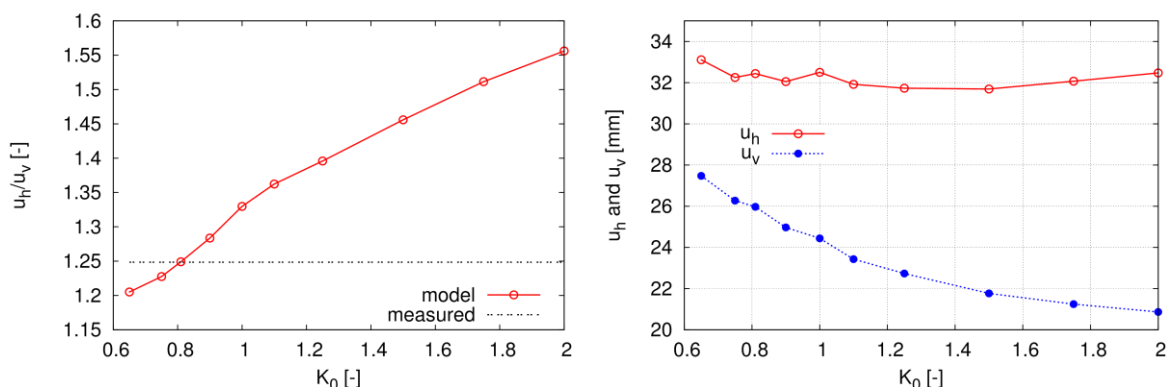
$$G_{vh} = p_r A \left( \frac{p}{p_r} \right)^n$$

Kde  $p_r$  je referenční napětí rovné 1 kPa,  $p$  je střední napětí  $A$  a  $n$  jsou parametry, jejichž hodnota pro Brněnský jílu odpovídá  $A=5300$  a  $n=0,5$ . Obrázek 3 demonstruje, že upravený model předpovídá průběh smykového modulu přesněji než původně uvažovaná lineární závislost.



Obr. 3: Experimentální měření tuhosti brněnského jílu („experiment“) Svobody et al. (2009), porovnané s lineárním modelem využitým Mašínem a Novákem (2013) („linear dependency“) a nelineární závislosti využitou v této práci („nonlinear dependency“).

Vzhledem k rychlosti geotechnických prací (ražba modelovaného úseku štoly i zkušební kruhové kaverny probíhala v řádu dní) byly analýzy prováděny jako nedrénované. Ostění průzkumné štoly bylo tvořeno ocelovými nosníky typu HEB v kombinaci se stříkaným betonem. V analýzách se uvažovalo okamžité působení ocelových nosníků i postupný nárůst tuhosti stříkaného betonu s časem. Více detailů přináší Rott (2013).



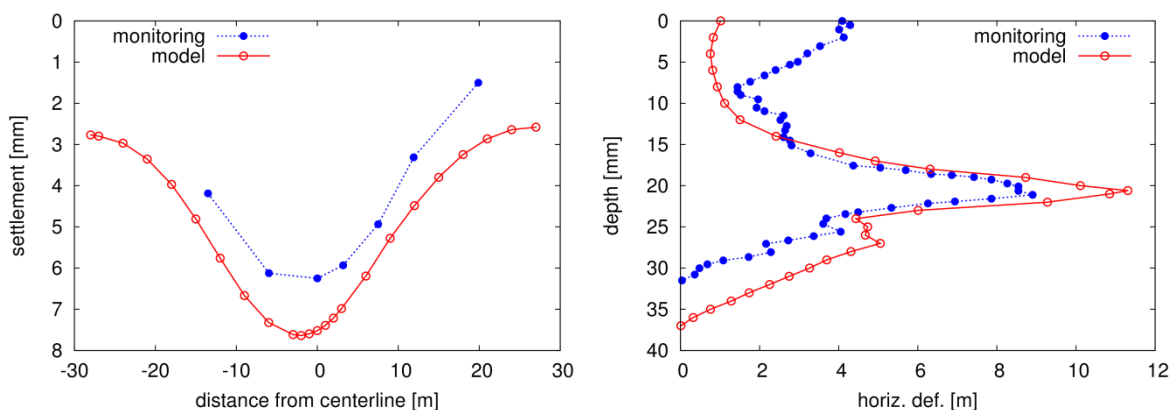
Obr.4: (a, vlevo): Závislost poměru horizontálních a vertikálních deformací kaverny na hodnotě  $K_0$ . (b, vpravo): Závislost hodnot deformací na hodnotě  $K_0$ .

## 5. VÝSLEDKY NUMERICKÉHO MODELU

Prvním krokem v numerickém modelování bylo vyhodnocení pravděpodobné hodnoty  $K_0$  na základě zpětné analýzy s kompletním modelem a hodnotami parametrů popsány v sekci 4. V další fázi výzkumu byl kvantifikován vliv jednotlivých faktorů na výsledky. Závislost poměrů posunů na hodnotě  $K_0$  je zřejmá z obrázku 4a. Ukazuje se, že  $K_0$  ovlivňuje rozložení

deformací v okolí výrubu relativně významně. Naměřená hodnota poměru posunů ( $u_h/u_v=1,25$ ) je přesně vystižena pro  $K_0=0,81$ , což je hodnota výrazně nižší než hodnota zjištěná Mašinem a Novákem (2013) v předchozích analýzách. Obrázek 4b ukazuje, že  $K_0$  nemá zásadní vliv na velikost horizontálních deformací kaverny, ale spíše na velikost deformací vertikálních.

Jednou z hlavních výhod současného modelu je simulace průzkumné štoly. Data z monitoringu průzkumné štoly jsme srovnali s výsledky numerického modelu v Obr. 5, ukazující předpovědi poklesové kotliny (Obr 5a) a horizontálních deformací měřených inklinometrem (Obr 5b). Byla vyhodnocena také data z konvergenčních měření, kde monitoring ukazoval 15mm a model 14,7 mm. Vzhledem k řadě nejistot vstupujících do každé simulace geotechnické konstrukce považujeme shodu mezi měřeními a modelem za velmi dobrou. V případě, že průzkumná štola není simulována, předpovídá model poměr  $u_h/u_v$  rovný 1,41, místo měřených 1,25. Jak je zřejmé z Obr. 4a, nesimulování průzkumné štoly by vedlo k výrazné chybě v odhadu  $K_0$ .

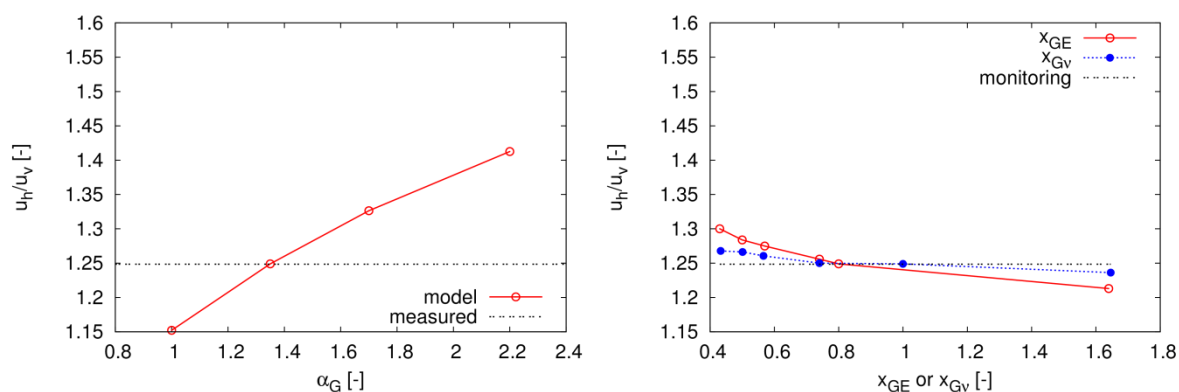


Obr. 5: Porovnání deformací způsobených ražbou průzkumné štoly trojúhelníkového průřezu s daty z monitoringu. Poklesová kotlina (a, vlevo) a data z inklinometru (b, vpravo).

V simulacích jsme dále studovali vliv koeficientů anisotropie  $\alpha_G$ ,  $x_{GE}$  a  $x_{GV}$ . Výsledky jsou shrnuty v grafu na Obr. 6. Je zřejmé, že zásadní vliv na předpovězený poměr posunů má hodnota  $\alpha_G$ . Tato hodnota je také nejsnáze laboratorně zjiřitelná. Na rozdíl od očekávané představy, zvyšování  $\alpha_G$  (zvyšování míry anisotropie) vede ke zvyšování poměru  $u_h/u_v$ . Je to proto, že anisotropie neovlivňuje jen hodnotu smykové tuhosti, ale také dráhu napětí a tedy změnu efektivní napjatosti v okolí výrubu v nedrénovaných podmínkách. Koeficienty  $x_{GE}$  a  $x_{GV}$  jsou stanoveny empiricky a v jejich hodnotách relevantních pro brněnský jíl tedy panuje nejistota. Jak ale ukazuje obrázek 6, tyto koeficienty mají na výsledky relativně malý vliv.

## 6. SHRUTÍ A ZÁVĚRY

V článku jsme prezentovali pokračování výzkumu týkajícího se zjišťování hodnoty  $K_0$  v masivu předkonsolidovaných jílu. Z řady možných metod se v tomto článku zabýváme metodou zpětné analýzy geotechnické konstrukce. Ukázali jsme, že výsledky zpětné analýzy jsou zásadně ovlivněny hodnotou součinitele anisotropie  $\alpha_G$ . Hodnoty exponentů  $x_{GE}$  a  $x_{GV}$ , které je obtížnější stanovit experimentálně, mají na výsledky menší vliv. Pro konkrétní simulovaný příklad je výsledek dále zásadně ovlivněn simulací vlivu průzkumné štoly, jejíž ražba ovlivní napjatost v okolí masivu a tedy i předpovídané hodnoty poměru deformací v okolí kruhové kaverny. Současný model předpovídá hodnotu  $K_0=0,81$ .



Obr.6: Vliv součinitelů anizotropie  $\alpha_G$ ,  $x_{GE}$  a  $x_{GV}$  na předpovědi modelu.

## PODĚKOVÁNÍ

Výzkum byl umožněn díky finanční podpoře grantů GAČR P105/12/1705, TAČR TA01031840 a GAUK 243-253-370.

## LITERATURA

- Boháč, J., Mašín, D., Malát, R., Novák, V. and Rott, J. (2013). Methods of determination of  $K_0$  in overconsolidated clay. In Proc. 18<sup>th</sup> Int. Conference ICSMGE; Delage, P., Desrues, J. Frank, R. Puech, A. and Schlosser, F. (Eds.), Paris, France; Vol. 1, 203-206.
- Boháč, J. a Pavlová, M. (2012) Předdenudační mocnost a překonsolidace brněnského téglu. Geotechnika, No. 1-2, 10-14.
- ČSN EN 1997-1: Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla
- Franzius, J. N., Potts, D. M., and Burland, J. B. (2005). The influence of soil anisotropy and  $K_0$  on ground surface movements resulting from tunnel excavation. Geotechnique, 55(3), 189–199.
- Malát, R. a Boháč, J. (2013). Stanovení  $K_0$  téglu pomocí plochého dilatometrického lisu (DMT). Ve sborníku konf. Zakládání Staveb, Brno.
- Mašín, D. (2005) A hypoplastic constitutive model for clays. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 29, No. 4, 311-336.
- Mašín, D. (2012a). Hypoplastic Cam-clay model. Géotechnique 62, No. 6, 549-553.
- Mašín, D. (2012b). Clay hypoplasticity with explicitly defined asymptotic states. Acta Geotechnica 8, No. 5, 481-496.
- Mašín, D. (2013). Clay hypoplasticity model including stiffness anisotropy (under review).
- Mašín, D. and Novák, V. (2013). Evaluation of the earth pressure coefficient at rest by backanalysis of circular exploratory adit in Brno clay. In Proc. 12<sup>th</sup> International Conference Underground Construction Prague 2013, CD proceedings, ISBN 978-80-260-3868-9.
- Mašín, D. and Rott, J. (2013). Small strain stiffness anisotropy of natural sedimentary clays: review and a model. Acta Geotechnica (in print).
- Pavlík, J., Klímek, L., Rupp, O. 2004. Geotechnical exploration for the Dobrovského tunnel, the most significant structure on the large city ring road in Brno. Tunel 13(2): 2-12.
- Rott, J. (2013): Homogenizace ocelobetonového ostění s časovým nárůstem tuhosti stříkaného betonu (v přípravě).
- Svoboda, T., Mašín, D. and Boháč, J. (2010). Class A predictions of a NATM tunnel in stiff clay. Computers and Geotechnics 37, No. 6, 817-825.

Ing. Josef Rott, Ph.D.; Doc. RNDr. David Mašín, Ph.D.

Univerzita Karlova v Praze, Přírodovědecká Fakulta, Albertov 6, Praha 2, 128 43

E-mail: [rottj@natur.cuni.cz](mailto:rottj@natur.cuni.cz), [masin@natur.cuni.cz](mailto:masin@natur.cuni.cz)

Telefon: 221951539