

Zpětný výpočet součinitele bočního tlaku v klidu v brněnském jílu na základě konvergenčních měření

Josef Rott, David Mašín

V článku se věnujeme stanovení součinitele bočního tlaku v klidu v překonsolidovaném jílu na základě zpětné analýzy deformačních měření v podzemní rozrážce. Rozrážka byla provedena jako součást geotechnického průzkumu pro Královopolské tunely v Brně. Model byl počítán pomocí metody konečných prvků s využitím software Plaxis 3D. V analýzách jsme využili nově vyvinutý hypoplastický model zohledňující anizotropii tuhosti materiálu. Kvality modelu jsou demonstrovány na základě porovnání předpovědi deformací v okolí průzkumné štoly s daty z monitoringu. Anizotropie ovlivňuje významně hodnoty K_0 získané zpětnou analýzou. Velký vliv má také simulace průzkumné štoly, z které byla rozrážka prováděna. Zpětné analýzy ukazují na hodnotu K_0 rovnou 0,81.

In the paper, we evaluate the earth pressure coefficient at rest in overconsolidated clay using back-analysis of deformation measurements in underground cavity. The case study has been located in Brno, Czech Republic. It has been excavated as a part of geotechnical investigation for Královo Pole tunneling project. The model was simulated using finite element method in 3D (software Plaxis 3D). In the analyses, we utilized recently developed hypoplastic model with small strain stiffness anisotropy. Model qualities are demonstrated by comparison of measured and monitored displacement fields around exploratory adit. Soil anisotropy was shown to influence the back-analysed value of K_0 significantly. The neighbouring adit had also remarkable effect on predicted K_0 . The analyses indicated K_0 equal to 0,81.

1. Úvod

Součinitel bočního tlaku K_0 v klidu je veličina na jednu stranu velmi obtížně měřitelná a na druhou stranu výrazně ovlivňující předpovědi chování geotechnických konstrukcí, viz například Franzius et al. (2005), Adenbrooke et al. (1997), Gunn (1993) and Ng et al. (2004). Různé metody zjišťování K_0 shrnují Boháč et al. (2013). Metody mohou být děleny na přímé a nepřímé. Mezi přímé metody zjišťování K_0 patří například využití samozávrtného presiometru a Marchettiho dilatometru

(u něj je však pro vyhodnocení nutné využití empirických korelací či numerických simulací, proto může být řazen i mezi metody nepřímé). Další přímou metodou, využitelnou ovšem pouze v horninách s $K_0 < 1$, je hydraulické štěpení. Přímými metodami zjišťování K_0 se zabývají například články Maláta a Boháče (2012, 2013).

Nepřímé metody zjišťování K_0 využívají 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 ϕ a součiniteli překonsolidace (*overconsolidation ratio*, OCR):

Rovnice (1) předpovídá relativně úspěšně hodnotu K_0

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

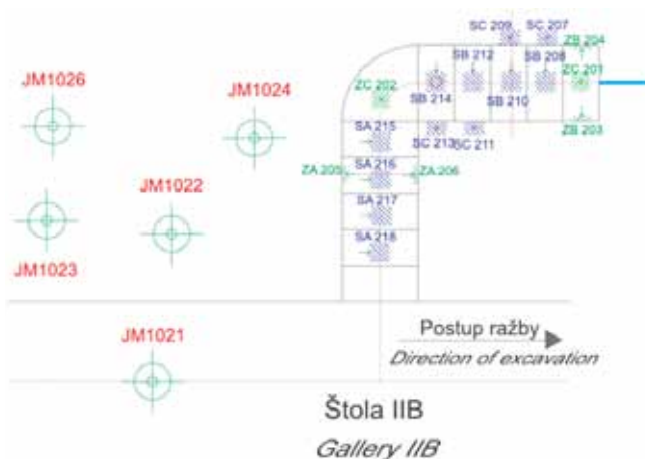
u zemin recentně mechanicky namáhaných. U zemin v přirozeném uložení (zejména pak jemnozrnných) ovšem nastává následující problém. Hodnota zdánlivého překonsolidačního napětí získaného ze zlomu oedometrické křivky se zvyšuje účinkem creepu (viz Boháč a Pavlová, 2012). Protože ale vliv creepu na hodnotu K_0 není známý, není rovnice (1) vhodná k předpovědi K_0 u jemnozrnných 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 přímočarý. Předpovědi deformací v okolí horizontálně vedené kaverny (ideálně kruhového průřezu) jsou výrazně ovlivněny hodnotou K_0 . 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 článku.

2. Popis simulované kruhové rozrážky

Pro zpětnou analýzu využíváme 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). Rozrážka R2 délky 5,38 m navazuje na průzkumnou štolu IIB tunelu Dobrovského ve staničení 2TT 1,133 km. Průměr díla kruhového průřezu činí 1,90 m. Hloubka rozrážky je cca 23 m (kalota) od povrchu terénu v daném místě, přičemž přibližně 6 m tvoří kvartérní pokryv Brněnského jílu.

Vystrojení kruhové rozrážky je odsazeno o cca 50 mm od masivu, má tak pouze bezpečnostní funkci a nespolepůsobí při vývoji napjatosti a deformací v masivu po ražbě. Plán rozrážky je na obr. 1. Profil využitý ke zpětným analýzám je označen jako "SA216" ve staničení 2,5 m od průzkumné štoly IIB. Fotografie rozrážky je na obr. 2. Obrázek 3 pak shrnuje výsledky konvergenčních měření, která byla prováděna ve čtyřech směrech vzájemně odkloněných o 45°. Pro naše simulace jsme



Obr. 1: Plán kruhové rozrážky R2 (Pavlík et al., 2004).

Fig. 1: Plan view of the circular exploratory adit R2 (Pavlík et al., 2004).

využili hodnoty deformací měřených v horizontálním a vertikálním směru dne 16. 1. 2003. V modelu jsme nesimulovali zabočení rozrážky zřejmé z obr. 1. Měření ze dne 16. 1. 2003 bylo vybráno proto, že se jedná o poslední měření provedené před započítí ražby kolmé části rozrážky. V tu dobu byla čelba rozrážky vzdálena 3,38 m od konvergenčního profilu.



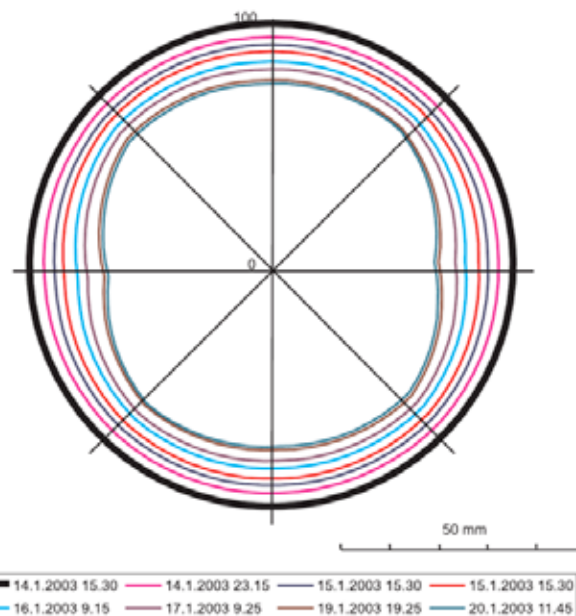
Obr. 2: Fotografie čelby nevystrojené rozrážky R2 (Pavlík et al., 2004).

Fig. 2: Photograph of exploratory adit R2 heading (Pavlík et al., 2004).

Měřené hodnoty deformací jsou $u_h = 19,8$ mm (konvergence v horizontálním směru), $u_v = 15,86$ mm (konvergence ve vertikálním směru) a jejich poměr je tedy $u_h/u_v = 1,248$.

Pro vyhodnocení modelu jsme dále využívali data z monitoringu průzkumné štoly IIB. Poklesová kotlina byla měřena ve staničení 2TT 1,01 km, konvergenční měření pocházejí ze staničení 2TT 1,111 km a inklinometrická měření z vrtu J1023 ve staničení 2TT 1,125 km. Data

z měření tedy nejsou k dispozici v přesné úrovni rozrážky R2, nicméně všechna měření pochází z úseku štoly ražené ve stejných geologických podmínkách a stejným postupem ražby jak odpovídá simulovanému úseku. Ražba štoly IIB probíhala v předstihu oproti ražbě štoly IB, proto v simulacích nemusela být štola IB uvažována.



Obr. 3: Výsledky konvergenčního měření rozrážky R2 (Pavlík et al., 2004).

Fig. 3: Results of convergence measurements in the adit R2 (Pavlík et al., 2004).

3. Dosavadní výzkumy

Zpětnou analýzou za účelem zjištění hodnoty K_0 se již zabývali 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. Model Mašina a Nováka (2013) měl dvě základní omezení. V první řadě se neuvažovala anizotropie tuhosti materiálu, kdy je smyková tuhost v horizontálním směru vyšší než ve směru vertikálním z důvodu preferenčního uspořádání plochých částic jílových minerálů. Neuvažovala se též nelineární závislost tuhosti při malých přetvořeních na středním napětí. Model Mašina a Nováka (2013) dále uvažoval ražbu kruhové kaverny v greenfield podmínkách, neuvažovala se tedy ražba průzkumné štoly trojúhelníkového průřezu, která sama o sobě významně ovlivnila napjatost masivu. Simulace popísané v tomto článku korigují nedostatky původního modelu. Některé výsledky již prezentovali Rott a Mašín (2013).

4. 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:

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

Kde σ reprezentuje přírůstek napětí, ϵ je přírůstek přetvoření a \mathcal{L} a \mathcal{N} jsou tenzory tuhosti čtvrtého a druhého řádu. Tuhost při velmi malých přetvořeních je kontrolována tenzorem \mathcal{L} . Problematicnost začlenění anizotropie tuhosti do hypoplastického modelu tkví v tom, že kombinace \mathcal{L} a \mathcal{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 a další vlastnosti modelu. 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) popsali anizotropní formu tenzoru \mathcal{L} , a nakonec Mašín (2013) vyvinul plnou verzi hypoplastického modelu zohledňujícího anizotropii tuhosti. Tento model je využit v prezentované práci. Jeho implementace pro software Plaxis a Abaqus je volně dostupná na internetu (Gudehus et al., 2008).

Anizotropní forma \mathcal{L} dle Mašína a Rotta (2013) definuje tři parametry α_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:

$$\frac{G_{hh}}{G_{vh}} = \alpha_G \tag{3}$$

$$\frac{E_h}{E_v} = \alpha_G^{1/x_{GE}} \tag{4}$$

$$\frac{\nu_{hh}}{\nu_{vh}} = \alpha_G^{1/x_{Gv}} \tag{5}$$

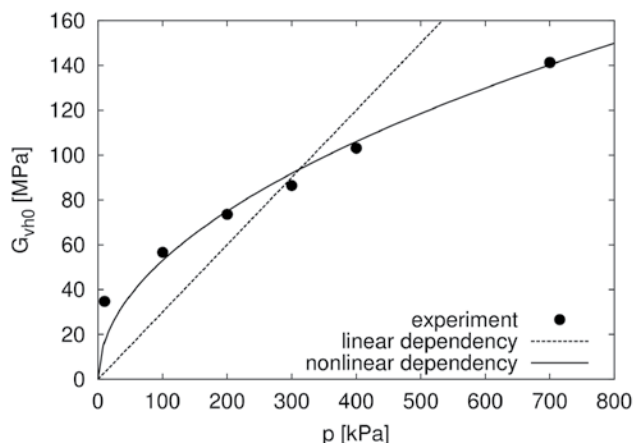
Mašín a Rott (2013) dále konstatují, že jediným relativně snadno určitelným parametrem tuhosti je α_G . Ten lze zjistit měřením rychlosti průchodu smykových vln vertikálně a horizontálně orientovaným vzorkem pomocí tzv. bender elementů. Zjišťování x_{GE} a x_{Gv} vyžaduje méně standardní testy průchodu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

Většina parametrů hypoplastického modelu byla převzata z předchozí práce Svobody et al. (2009), zde shrňme pouze rozdíly. Upravený model místo parametru r vyžaduje parametr ν_{hh} . Jak popisuje Mašín (2013), tento parametr ovlivňuje smykovou tuhost při větších přetvořeních, stejně jako parametr r v modelu původním. Mezi parametry r a ν_{hh} dokonce existuje přímý přepočít. Hodnota ν_{hh} byla stanovena simulací nedrénované triaxiální zkoušky (viz Mašín, 2012b) jako $\nu_{hh} = 0,33$. Poměr smykových modulů α_G byl měřen v laboratoři mechaniky zemin Přírodovědecké fakulty Univerzity Karlovy v Praze jako $\alpha_G = 1,35$. Při výpočtu se využily empiricky určené koeficienty $x_{GE} = 0,8$ a $x_{Gv} = 1$, byla nicméně 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

$$G_{vh} = p_r A_g \left(\frac{p}{p_r}\right)^{n_g} \tag{6}$$

Kde p_r je referenční napětí rovné 1 kPa, p je střední napětí a A_g a n_g jsou parametry, jejichž hodnoty pro Brněnský jííl odpovídají $A_g = 5300$ a $n_g = 0,5$. Obrázek 4 demonstruje, že upravený model předpovíá průběh smykového modulu přesněji než původně uvažovaná lineární závislost. Model dále vyžaduje parameter m_{rat} , který vyjadřuje poměr tuhostí při 90° a 180° změně směru deformace. Experimenty potřebné pro kalibraci tohoto parametru většinou nejsou prováděny a využívá se standardizovaná hodnota $m_{rat} = 0,5$. Sada parametrů hypoplastického modelu pro brněnský jííl využívaná v simulacích je shrnuta v tabulce 1. Počáteční číslo pórovitosti se uvažovalo jako 0,83. Tíha saturované zeminy byla 18,8 kN/m³.



Obr. 4: Experimentální měření tuhosti brněnského jíílu („experiment“) Svobody et al. (2009), porovnané s lineárním modelem využitým Mašínem a Novákem (2013) („linear dependency“) a nelineární závislostí využitou v této práci („nonlinear dependency“).

Fig. 4: Experimental measurement of very small strain stiffness of brno clay (Svoboda et al., 2009), compared with linear dependence of G_{vh0} on mean stress adopted by Mašín and Novák (2013) and nonlinear dependence used in current paper

5. 3D model průzkumné štoly a kruhové rozrážky

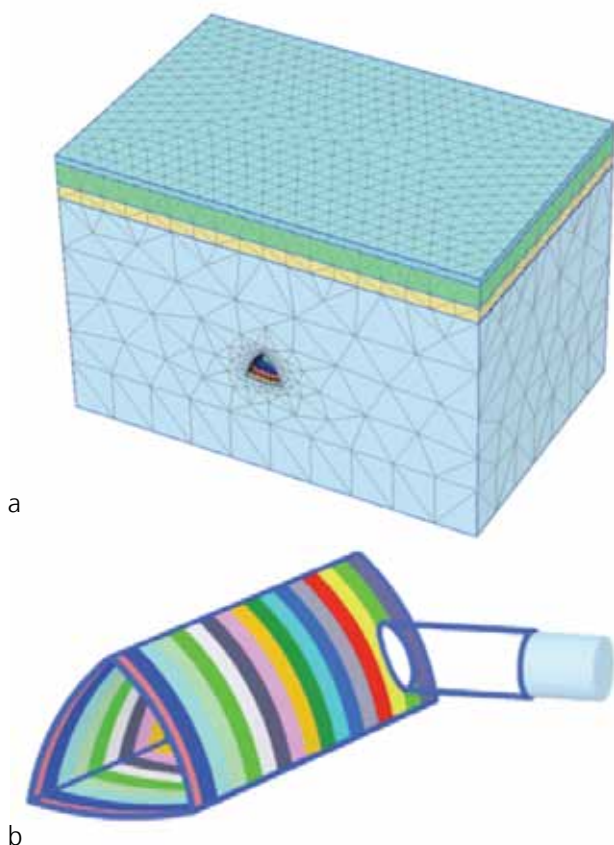
3D model kruhové rozrážky byl sestaven v programu Plaxis 3D, přičemž se použila implementace modelu volně dostupná na webu (Gudehus et al., 2008). Model vychází z původního modelu Mašína a Nováka (2013), který byl upraven o simulaci průzkumné štoly trojúhelníkového průřezu a nový materiálový model. Celková geometrie numerického modelu a detail geometrie průzkumné štoly a rozrážky R2 jsou na obrázku 5.

Vzhledem k rychlosti geotechnických prací (ražba modelovaného úseku štoly i zkušební kruhové kaverny probíhala v řádu dní) byly analýzy prováděny jako nedrénované.

Základní model	φ_c	λ^*	κ^*	N	ν_{nh}	α_G
	22°	0,128	0,015	1,51	0,33	1,35
Tuhost při malých přetvořeních	A_g	n_g	m_{rat}	R	β_r	χ
	5300	0,5	0,5	10 ⁻⁴	0.2	0.8

Tabulka 1: Parametry hypoplastického modelu využité v simulacích.
Table 1: Parameters of hypoplastic model adopted in simulations

Ostění průzkumné štoly bylo tvořeno korýtkovými profily (pružná důlní výztuž) Heizmann K24 v kombinaci se stříkaným betonem. V analýzách se uvažovalo okamžité působení ocelových profilů i postupný nárůst tuhosti stříkaného betonu s časem. Více detailů ohledně homogenizace materiálových vlastností ostění přináší Rott (2014). Délka záběru při simulaci ražby průzkumné štoly byla 1,2 m, což odpovídá skutečnému průběhu prací. V každém výpočtovém kroku byly změněny materiálové vlastnosti jednotlivých segmentů ostění tak, aby se vystihl postupný nárůst jejich tuhosti s časem. Délka záběru pro nevystrojenou kruhovou rozrážku byla 0,5 m.



Obr. 5 (a): Geometrie a MKP síť 3D numerického modelu, (b): detail geometrie rozrážky R2 ve vztahu k průzkumné štole IIB.
Fig. 5: (a): Geometry and FEM mesh of 3D numerical model, (b) and detail of the simulated circular adit R2 and the exploratory adit IIB.

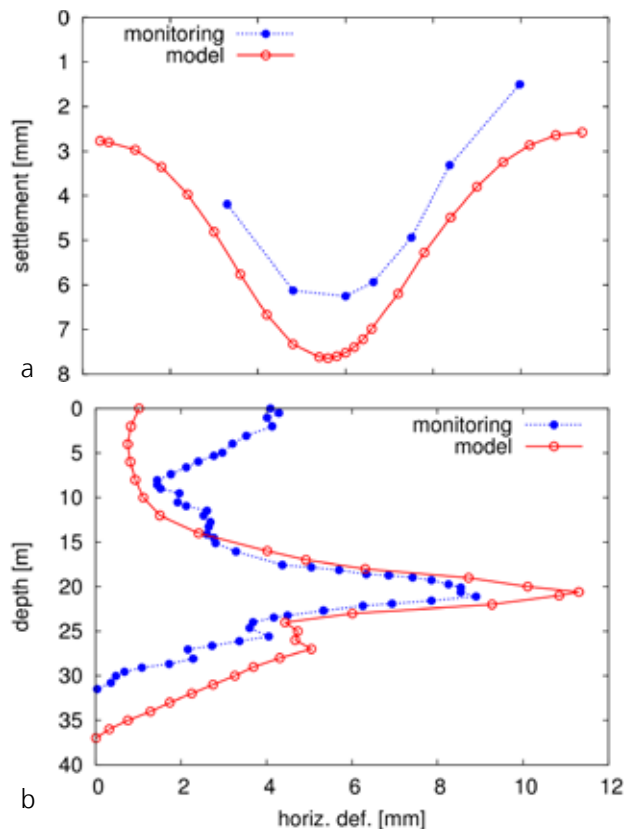
Při vyhodnocování výsledků numerického modelu byl uvažován vliv pre-konvergenčí, které jsou simulovány numerickým modelem, ale nemohou být postihnuty

konvergenčním měřením. Pro eliminaci vlivu prekonvergenčí byly v modelu resetovány deformace ve fázi odpovídající průchodu čela rozrážky konvergenčním profilem.

6. Výsledky numerického modelu

Prezentovaný model simuluje jak průzkumnou štolu, tak rozrážku kruhového průřezu. V této kapitole v první řadě porovnáváme simulace průzkumné štoly IIB s daty s monitoringu za účelem potvrzení věrohodnosti modelu. Poté prezentujeme zpětné analýzy hodnot K_0 na základě měření v kruhové rozrážce. Výsledky modelu průzkumné štoly jsou prezentovány pro optimální hodnotu K_0 zjištěnou na základě zpětných analýz, tedy pro $K_0 = 0,81$.

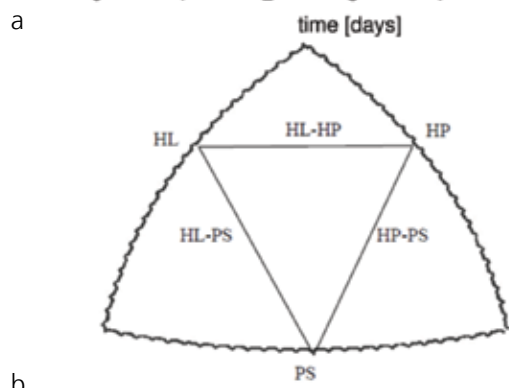
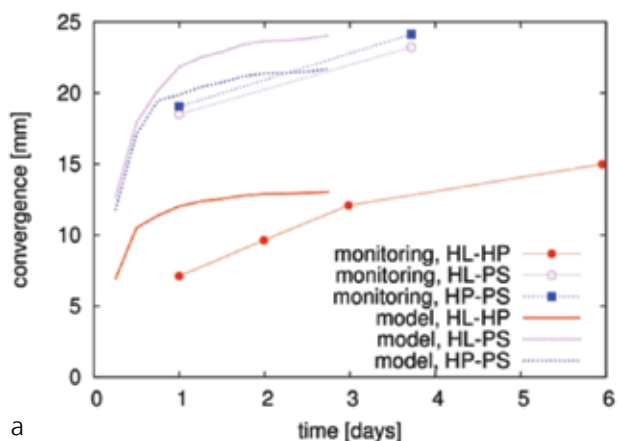
Data z monitoringu průzkumné štoly jsou porovnána s výsledky numerického modelu v Obr. 6. Ten ukazuje předpovědi poklesové kotliny (Obr 6a) a horizontálních deformací měřených inklinometrem (Obr 6b). Byla vyhodnocena také data z konvergenčních měření ve formě závislosti konvergenčí na postupu ražby. Konvergenční měření jsou prezentována v obr. 7a, směry záměr („HL-HP“, „HL-PS“ a „HP-PS“) jsou zřejmé z obr. 7b. Vzhledem k řadě nejistot nutně vstupujících do simulace považujeme shodu mezi měřeními a modelem za velmi dobrou.



Obr. 6: Porovnání předpovědi deformací způsobených ražbou průzkumné štoly trojúhelníkového průřezu s daty z monitoringu. Poklesová kotlina (a) a data z inklinometru (b).

Fig. 6: Comparison of simulated displacements caused by the exploratory adit excavation with monitoring data. Surface settlement trough (a) and inclinometric measurements (b).

Hlavním účelem numerického modelu bylo vyhodnocení pravděpodobné hodnoty K_0 na základě zpětné analýzy s kompletním modelem a hodnotami parametrů

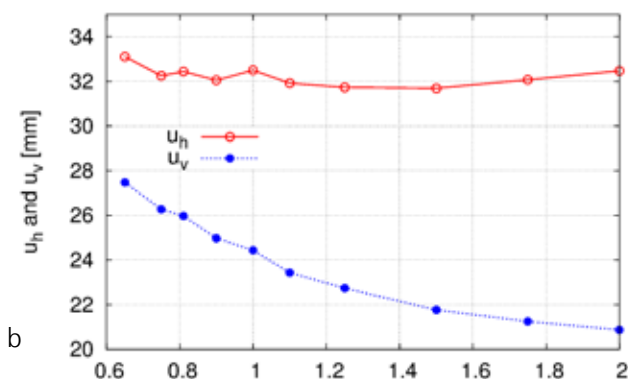
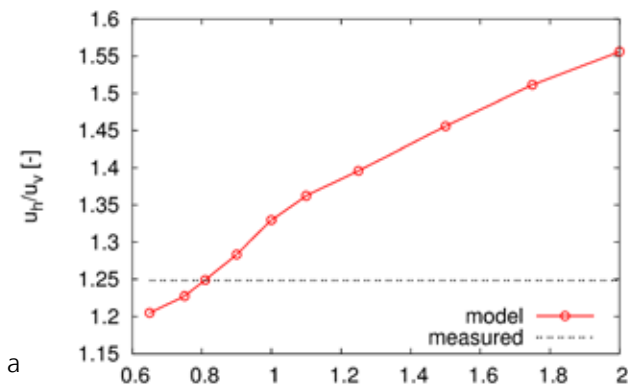


Obr.7: (a): Konvergenční měření v průzkumné štolě porovnané s výsledky modelu. (b): schéma prováděného konvergenčního měření.
Fig. 7: (a) Convergence measurements in exploratory adit compared with simulation results.(b): Sketch of the convergence profiles.

popsanými v kapitole 4. Závislost poměrů posunů na hodnotě K_0 je zřejmá z obrázku 8a. 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 Mašínem a Novákem (2013) v předchozích analýzách. Obrázek 8b ukazuje, že K_0 nemá zásadní vliv na velikost horizontálních deformací kaverny, ale spíše na velikost deformací vertikálních. Z tohoto obrázku je též zřejmé, že model i přes správnou předpověď poměru deformací přehodnocuje jejich celkovou velikost (připomeňme měřené hodnoty $u_h = 19,8$ mm a $u_v = 15,86$ mm).

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. 8a, nesimulování průzkumné štoly by vedlo k výrazné chybě v odhadu K_0 . Pro ilustraci přikládáme též obrázek 9, který zobrazuje průběhy vertikálních deformací v okolí rozrážky. Rozložení deformací je zřetelně asymetrické, což je způsobeno právě vlivem předchozí ražby průzkumné štoly.

V simulacích jsme dále studovali vliv koeficientů anizotropie α_G , α_{GE} a α_{Gv} . Výsledky jsou shrnuty v grafech na Obr. 10. Je zřejmé, že zásadní vliv na předpovězený poměr posunů má hodnota α_G (obr. 10a). Na rozdíl od očekávané představy, zvyšování α_G (zvyšování míry anizotropie) vede ke zvyšování poměru u_h/u_v . Je to proto, že anizotropie neovlivňuje jen hodnotu smykové tuhosti, ale také dráhu napětí a tedy změnu efektivní napjatosti v okolí výrubu v nedrénovaných podmínkách. Koeficienty α_{GE} a α_{Gv} jsou stanoveny empiricky

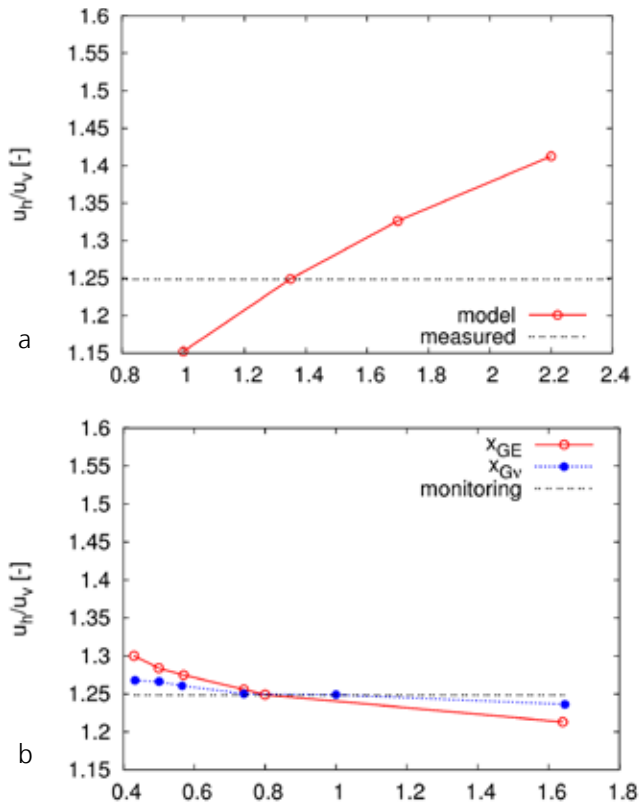


Obr.8: (a): Závislost poměru horizontálních a vertikálních deformací rozrážky na hodnotě K_0 . (b): Závislost hodnot deformací na hodnotě K_0 .
Fig. 8: (a): Dependence of the ratio of horizontal and vertical convergence of circular exploratory adit on K_0 .(b): Dependence of displacement magnitude on K_0 .

a v jejich hodnotách relevantních pro brněnský jíl tedy panuje nejistota. Jak ale ukazuje obrázek 10b, tyto koeficienty mají na výsledky menší vliv než parametr α_G , přičemž vliv α_{GE} je výraznější než α_{Gv} . Je výhodou, že pořadí významnosti vlivu jednotlivých parametrů na výsledky (α_G je nejvýznamnější a α_{Gv} je nejméně významný) odpovídá inverzně složitosti jejich kalibrace. Jak demonstrují Mašín a Rott (2013) a Rott a Mašín (2012), α_G je parametr laboratorně nejsnáze zjistitelný, kdežto ve stanovení α_{Gv} je největší nejistota.



Obr.9: Rozložení vertikálních deformací v okolí kruhové rozrážky v místě konvergenčního profilu.
Fig. 9: Distribution of vertical displacements around the circular adit within cross-section with convergence measurements.



Obr.10: Vliv součinitelů anizotropie α_G (a) a X_{GE} a X_{GV} (b) na předpovědi modelu.

Fig. 10: The influence of the anisotropy coefficients α_G (a) and X_{GE} and X_{GV} (b) on model predictions.

7. Shrnutí a závěry

V článku jsme prezentovali pokračování výzkumu týkajícího se zjišťování hodnoty K_0 v masivu překonsolidovaných jíílů. 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 anizotropie α_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 $K_0 = 0,81$. Relevantnost modelu jsme demonstrovali porovnáním simulací průzkumné štoly s daty z monitoringu.

Poděkování

Výzkum byl finančně podporován grantem GAČR P105/11/1884.

Literatura

- Addenbrooke, T., D. Potts, a A. Puzrin (1997). The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Géotechnique* 47 (3), 693–712.
- Boháč, J., Mašín, D., Malát, R., Novák, V. a Rott, J. (2013). Methods of determination of K_0 in overconsolidated clay. In Proc. 18th 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 těglu. *Geotechnika*, No. 1-2, 10-14.
- Franzius, J. N., Potts, D. M., a 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.
- Gudehus, G., Amorosi, A., Gens, A., Herle, I., Kolymbas, D., Mašín, D., Muir Wood, D., Nova, R., Niemunis, A., Pastor, M., Tamagnini, C. a Viggiani, G. (2008). The soilmodels.info project. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 32, No. 12, 1571-1572.
- Gunn, M. J. (1993). The prediction of surface settlement profiles due to tunnelling. In G. T. Houlsby and A. N. Schofield (Eds.), *Predictive soil mechanics: Proceedings of the Worth Memorial Symposium*, London, pp. 304–316. Thomas Telford, London.
- Malát, R. a Boháč, J. (2013). Stanovení K_0 těglu pomocí plochého dilatometrického lisu (DMT). In Proc. 41st Conf. Zakládání Staveb, Brno, Česká republika; 113-118.
- Malát, R. a Boháč, J. (2012). Měření horizontálního napětí v překonsolidovaných jílech. *Geotechnika*, No. 4, 24-28.
- 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. *Géotechnique* (in print).
- Mašín, D. a Novák, V. (2013). Evaluation of the earth pressure coefficient at rest by backanalysis of circular exploratory adit in Brno clay. In Proc. 12th International Conference Underground Construction Prague 2013, CD proceedings, ISBN 978-80-260-3868-9.
- Mašín, D. a Rott, J. (2013). Small strain stiffness anisotropy of natural sedimentary clays: review and a model. *Acta Geotechnica* (in print, DOI: 10.1007/s11440-013-0271-2).
- Ng, C. W. W., E. H. Y. Leung, a C. K. Lau (2004). Inherent anisotropic stiffness of weathered geomaterial and its influence on ground deformations around deep excavations. *Canadian Geotechnical Journal* 41, 12–24.
- Pavlik, J., Klímeck, L. a 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. a Mašín, D. (2012). Anizotropie tuhosti jíílů v oboru velmi malých přetvoření. *Geotechnika*, No. 4, 23-31.
- Rott, J. a Mašín, D. (2013). Využití konvergenčních měření ve zpětném výpočtu součinitele bočního tlaku v klidu v brněnském jíilu. In Proc. 41st Conf. Zakládání Staveb, Brno, Česká republika; 119-124.
- Rott, J. (2014): Homogenizace ocelobetonového ostění s časovým nárůstem tuhosti stříkaného betonu (Tunel, v přípravě).
- Rott, J. a Mašín, D. (2013). Využití konvergenčního měření ve zpětném výpočtu součinitele bočního tlaku v klidu v brněnském jíilu. Ve sborníku 41. Konf. Zakládání Staveb, Brno; 119-124.
- Svoboda, T., Mašín, D. a Boháč, J. (2010). Class A predictions of a NATM tunnel in stiff clay. *Computers and Geotechnics* 37, No. 6, 817-825.

Josef Rott, rottj@natur.cuni.cz, David Mašín, masin@natur.cuni.cz tel.: 221951552, Univerzita Karlova v Praze, Přírodovědecká fakulta, Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užité geofyziky, Albertov 6, 128 43 Praha 2