

**Univerzita Karlova**  
**Přírodovědecká fakulta**

Studijní program: Aplikovaná geologie



**Mgr. Richard Malát**

*Určení mocnosti eroze brněnského téglu*  
*Determination of erosion thickness of Brno Tegl*

Disertační práce

Vedoucí práce/Školitel: Ing. Jan Boháč, CSc.

Praha, 2017

## **Prohlášení**

Prohlašuji, že jsem závěrečnou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje a literaturu. Tato práce ani její podstatná část nebyla předložena k získání jiného nebo stejného akademického titulu.

V Praze, listopad 2017

Richard Malát

# URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

## OBSAH

Abstrakt .....	6
Abstract .....	7
Seznam zkratk a symbolů .....	8
Seznam obrázků, tabulek a grafů .....	12
1. Úvod .....	17
2. Vybrané metody určující erozi z mechanických vlastností .....	18
2.1. Baldwin – Butlerova rovnice .....	18
2.2. Mocnost eroze stanovená z překonsolidačního napětí .....	20
2.3. Vliv stárnutí zeminy na přesnost Baldwin – Butlerovy rovnice a určení překonsolidačního napětí .....	21
2.4. Shrnutí .....	24
3. Vztah eroze a výchozí napjatosti v zeminách, zemní tlak v klidu ( $K_0$ ) .....	25
3.1. $K_0$ v normálně konsolidovaných zeminách .....	27
3.2. $K_0$ v překonsolidovaných zeminách .....	31
3.3. Vztah $K_0$ a překonsolidace u zemin postižených stárnutím .....	33
3.3.1. Vývoj $K_0$ v čase .....	34
3.4. Shrnutí .....	41
4. Způsoby stanovování $K_0$ .....	43
4.1. Laboratorní metody stanovování $K_0$ na neporušených vzorcích .....	43
4.2. Polní metody stanovování $K_0$ .....	44
4.2.1. Penetrace (CPT, CPTu) .....	45
4.2.2. Hydraulické štěpení (HŠ) .....	46
4.2.3. Menardův presiometr (MP) .....	46
4.2.4. Samozávrtný presiometr (SBPM) .....	47
4.2.5. Plochý dilatometrický lis – Marchettiho dilatometr (DMT) .....	50
4.2.6. Push-in spade-shaped pressure cell (PSPC) .....	59
4.2.7. Stupňovitý dilatometr „lowa stepped blade“ (ISB) .....	66
4.2.8. Seismické polní metody .....	67
4.2.9. Shrnutí .....	71
4.3. Návrh stanovení koeficientu $K_0$ numerickou zpětnou analýzou .....	74
5 Stanovení mocnosti eroze miocénních jílu „tégglů“ .....	74
5.1. Předkvartérní Geologické poměry v širší zájmové oblasti a geologická charakteristika tégglů .....	75
5.1.1. Užší zájmová oblast .....	76
5.2. Dosavadní pokusy o zjištění historie napětí a mocnosti eroze tégglů .....	77

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

5.3.	Určení mocnosti eroze těglu numerickou zpětnou analýzou .....	80
5.3.1.	Výběr vhodného díla pro numerickou zpětnou analýzu.....	80
5.3.2.	Průzkumné štoly a rozrážky – objekty numerické zpětné analýzy.....	81
5.3.3.	Morfologické, inženýrskogeologické a hydrogeologické poměry .....	83
5.3.4.	Geotechnický numerický model .....	85
5.3.5.	Vlastní stanovení koeficientu $K_0$ numerickou zpětnou analýzou .....	96
5.4.	Stanovení mocnosti eroze těglu vybranými konvenčními metodami.....	100
5.4.1.	Lokalita 1 – mimoúrovňová křižovatka ulic Hrádecká a Žabovřeská.....	101
5.4.2.	Lokalita 2 – areál firmy Geotest.....	109
5.4.3.	Lokalita 3 – areál státního veterinárního ústavu Brno.....	120
6.	Diskuze výsledků.....	123
6.1.	Numerická zpětná analýza.....	124
6.1.1.	Přesnost NZA v případě určování $K_0$ .....	124
6.1.2.	Citlivost numerické zpětné analýzy v případě určování mocnosti eroze .....	127
6.2.	Plochý dilatometrický lis – Marchettiho dilatometr (DMT) .....	129
6.2.1	Numerické modelování sondy DMT .....	130
6.3.	Push-in spade-shaped pressure cell PSPC .....	137
6.4.	Mocnost eroze určená pomocí Baldwin – Butlerovy rovnice a Casagrandeho metody .....	138
7.	Závěr .....	139
8.	Literatura .....	141



## PŘÍLOHOVÁ ČÁST

### 1. Publikace

- 1.1 Malát R., Boháč J. (2013/1): Stanovení  $K_0$  téglu pomocí plochého dilatometrického lisu (DMT) (Determination of  $K_0$  by the flat dilatometer test (DMT) – in Czech). 41<sup>th</sup> Zakládání staveb (Foundations), 11.-12. December 2013, Brno, Czech rep.
- 1.2 Malát, R. a Boháč J. (2013/2) Měření horizontálního napětí v překonsolidovaných jílech. Geotechnika 1/2013, str. 26-30. (ISSN 1211-913X)
- 1.3 Boháč, J., Mašín, D., Malát, R., Novák, V. 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.
- 1.4 Malát R., Rott J., Černíková M., Franců J., Boháč J., & Mašín D. (2016): Determination of erosion thickness by numerical back analysis: The case study of Badenian clays in the Carpathian Foredeep, Czech Republic. Engineering Geology, 214: 50-59. (ISSN 0013-7952) (IF = 2,569) - **Preprint**

### 2. Digitální data

- 2.1 2D model DMT v Abaqusu (.inp soubor)
- 2.2 Primární data z měření DMT (sonda M1, M2, M3 a M4)
- 2.3 Primární data z měření PSpC (sonda na lokalitě 1 a sonda na lokalitě 2)
- 2.4 Edometrické křivky vzorků z lokality 2

## Poděkování

V první řadě děkuji svému školiteli Ing. Janu Boháčovi, CSc. za cenné připomínky v průběhu zpracování práce a za pomoc se zpracováním souvisejících publikací a to zejména v oblasti jazykové a stylistické. Dále patří můj dík doc. RNDr. Davidu Mašínovi, Ph.D. a Ing. Josefu Rottovi, Ph.D. za velmi přínosné diskuze o zpracovávané problematice a za naprosto zásadní pomoc při sestavování numerických modelů.

Mimo naše pracoviště patří poděkování doc. Ing. Miroslavu Španielovi, CSc. z FS ČVUT při zpracování modelu sondy DMT v softwaru Abaqus. Poděkování náleží rovněž Ing. Ruppovi z firmy GEOtest Brno a.s. za poskytnutá data z realizace průzkumné štoly pro tunely Královo Pole, odebrání vzorků pro laboratorní experimenty a provedení polních sond DMT. Za provedení polních sond PSPC patří velké poděkování doc. Ing. Janu Záleskému, CSc. z FSv ČVUT.

Velký dík patří kolegům z firmy Inset s.r.o. a mé rodině za podporu a umožnění dokončení této práce.

Práce byla finančně podpořena výzkumnými granty [14-32105S] a [15-05935S] (Grantová Agentura České Republiky).

**ABSTRAKT**

Práce se zabývá aplikací geotechnické numerické zpětné analýzy a několika dalších konvenčních geotechnických technik pro odhad mocnosti eroze sedimentů. Vyšetřovaným souvrstvím je spodnomiocénní mořský jíł často nazývaný „tégł“, který se ukládal v karpatské předhlubni ve východní části České republiky.

Numerická zpětná analýza vychází z předpokladu, že mocnost eroze zeminy může být odvozena z její napjatosti reprezentované koeficientem  $K_0$  (koeficient zemního tlaku v klidu).

Mocnost eroze daná numerickou zpětnou analýzou je porovnána s odhady využívajícími Baldwin-Butlerovu kompakční křivku a Casagrandeho koncept překonsolidačního napětí. Mocnost eroze je také odvozena z hodnoty  $K_0$  daného dvěma polními sondami: plochým dilatometrem (DMT) a Push-in spade shaped pressure cell (PSPC).

Numerická zpětná analýza byla aplikována na průzkumné štoly a rozrážky prováděné během průzkumů pro Královopolské tunely v Brně. Vzorke pro laboratorní analýzy byly odebrány a polní testy byly provedeny na území Brna.

Je analyzován nesoulad výsledků a závěrem je, že výsledky dané čtyřmi jmenovanými konvenčními metodami (Baldwin-Butler, Casagrande, DMT, PSPC) jsou silně zkreslené, pokud je vyšetřované souvrství ovlivněno efekty stárnutí (diageneze, sekundární stlačení atd.), tak jako je souvrství tégłu. Baldwin-Butlerova rovnice dovoluje odhadovat mocnost eroze na 180 – 270 m, Casagrandeho technika na 100 – 800 m, polní měření na cca 40 – 1000 m, zatímco numerická zpětná analýza na 0 – 40 m. Výsledek daný numerickou zpětnou analýzou se zdá být nejvíce věrohodný a pravděpodobná hodnota mocnosti eroze souvrství tégłu je 30 – 40 m. Nepřesnost tohoto odhadu je pravděpodobně v rozpětí několika desítek metrů.

**ABSTRACT**

The thesis deals with an application of the geotechnical numerical back analysis and several other geotechnical conventional techniques in estimating the thickness of eroded sediments. Investigated strata is the Lower Miocene marine clay, often called „Tegl” which was deposited in the Carpathian Foredeep in the eastern part of the Czech rep.

Numerical back analysis is based on an assumption that erosion thickness of a soil can be derived from its stress state represented by  $K_0$  coefficient (coefficient of earth pressure at rest).

The erosion thickness given by the numerical back analysis is compared with two estimations using Baldwin–Butler's equation and Casagrande's concept of preconsolidation stress. The erosion thickness is also derived from  $K_0$  values given by two field probes: Flat dilatometer (DMT) and Push-in spade shaped pressure cell (PSPC).

The numerical back analysis was applied to galleries and adits opened during site investigation of the Královo Pole Tunnels in Brno. Both the samples for laboratory analyses were taken and the field tests were carried out in area of Brno city.

Discrepancy of the results is analyzed and the conclusion is that the results given by the four conventional mentioned techniques (Baldwin–Butler, Casagrande, DMT, PSPC) are strongly distorted if the investigated soil is affected by “ageing” effects, (diagenesis, secondary compression etc.) such as Tegl strata is. The application of Baldwin–Butler's equation suggested the erosion thickness of 180 – 270 m, Casagrande's technique of 100 – 800 m, field measurements of ca. 40 – 1000 m while the numerical back analysis of 0 – 40 m. The results given by the geotechnical numerical back analysis seems to be most relevant and the most probable value of the erosion thickness of the Tegl strata is 30 – 40 m. The inaccuracy of this estimation is probably in a range of several tens of meters.

## SEZNAM ZKRATEK A SYMBOLŮ

### ZKRATKY

FSv, ČVUT	Fakulta stavební, České vysoké učení technické
ÚHIGUG, PŘF, UK	ÚHIGUG, PŘF UK Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užitá geofyziky, Přírodovědecká fakulta, Univerzita Karlova v Praze

### LATINSKÉ SYMBOLY

$a$ [-]	konstanta pro výpočet $p_{0 \text{ in-situ}}$ z měření ISB
$A$ [-]	součinitel charakterizující velikost a tvar zrn zeminy
$A_g$ [-]	parametr intergranulárního přetvoření
$b$ [-]	faktor stlačitelnosti zeminy
$b_d$ [m]	původní hloubka pohřbení
$B_T$ [kPa]	kalibrační faktor, tj. hodnota změny napětí v presiometru při zvýšení teploty o 1°C [kPa/°C].
$C^*_c$ [-]	vlastní index stlačitelnosti
$C_c$ [-]	index stlačitelnosti
$C_r$ [-]	index ze znovuzatěžovací větve po odlehčení
$C_s$ [-]	koeficient vyjadřující vnitřní anizotropii zeminy
$c_u$ [kPa]	neodvodněná pevnost
$C_\alpha$ [-]	index sekundárního stlačení
$e$ [-]	číslo pórovitosti
$E$ [m]	mocnost eroze
$e^*_0$ [-]	pórovitost vzorku pro odpovídající efektivní vertikální napětí
$e^*_{100}$ [-]	pórovitost vzorku při efektivním vertikálním napětí 100 kPa
$e_{\text{init}}$ [-]	výchozí číslo pórovitosti
$F(e)$ [-]	funkce čísla pórovitosti
$G$ [kPa]	smykový modul
$G_0$ [kPa]	smykový modul v oboru velmi malých přetvoření
$H$ [m]	výška vzorku
$h$ [m]	aktuální hloubka pod povrchem
$h_c$ [m]	aktuální hloubka pohřbení pod povrchem souvrství
$h_D$ [m]	drenážní dráha
$c_h$ [m/s <sup>2</sup> ]	součinitel horizontální konsolidace
$I_v$ [-]	index pórovitosti
$K_0$ [-]	koeficient zemního tlaku v klidu
$K_{0, \text{NC}}$ [-]	koeficient zemního tlaku v klidu normálně konsolidované zeminy

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

$K_{0,OC}$  [-] koeficient zemního tlaku v klidu překonsolidované zeminy  
 $K_{0,DMT}$  [-] koeficient zemního tlaku v klidu stanovený z měření DMT  
 $K_D$  [-] index napětí z měření DMT  
 $k_w$  [kPa] objemový modul vody  
 $L$  modul v základní rovnici hypoplasticity  
 $m$  [-] exponent vyjadřující napjatost prostředí  
 $m_a$  [-] exponent vyjadřující napjatost ve směru propagace smykové vlny  
 $m_p$  [-] exponent vyjadřující napjatost v rovině kmitu částic  
 $m_{rat}$  [-] parametr intergranulárního přetvoření  
 $m_R$  [-] parametr intergranulárního přetvoření  
 $m_T$  [-] parametr intergranulárního přetvoření  
 $N$  [-] parametr udávající pozici  $\lambda^*$  ve zobrazení  $\ln(1+e)$  vs.  $\ln p'$   
 $N$  modul v základní rovnici hypoplasticity  
 $n_g$  [-] parametr intergranulárního přetvoření  
OCR [-] stupeň překonsolidace  
OCR\* [-] stupeň pseudo-překonsolidace  
OCR\*<sub>max</sub> [-] stupeň maximální pseudo-překonsolidace  
OCR<sub>DMT</sub> [-] stupeň překonsolidace stanovený z měření DMT  
OCR<sub>max</sub> [-] maximální stupeň překonsolidace  
 $p$  [kPa] střední napětí  
 $P(a)$  [kPa] atmosférický tlak  
 $p'_o$  [kPa] střední efektivní napětí  
 $p_o$  [kPa] napětí registrované DMT při fázi „A“  
 $p_o$  [kPa] totální napětí *in-situ* v podmínkách  $K_0$  registrovaný ISB  
 $p_1$  [-] totální horizontální napětí registrované ISB  
 $p_r$  [kPa] referenční napětí  
 $R$  [-] parametr intergranulárního přetvoření  
 $R$  [-] parametr kontrolující smykovou tuhost zeminy  
 $S$  [-] solidita  
 $t$  [s] čas  
 $t_{100}$  [s] doba za kterou proběhne 100% konsolidace  
 $T_i$  [°C] teplota *in-situ*  
 $t_{ISB}$  [m] tloušťka dilatometrického nože  
 $t_p$  [s] čas konsolidace;  
 $T_R$  [°C] teplota při které v je v PSPC napětí  $\sigma_b$

$t_s$  [s] doba trvání sekundárního stlačení

$t_s$  [s] doba trvání sekundárního stlačení;

$u$  [kPa] pórový tlak

$u_0$  [kPa] ustálený pórový tlak *in-situ*

$V_s$  [m/s] rychlost smykové vlny

$W$  [J] práce

### ŘECKÉ SYMBOLY

$\chi_{GE}$  [-] parametr vnitřní anizotropie

$\chi_{Gv}$  [-] parametr vnitřní anizotropie

$\Lambda^*$  [-] čára NCL ve zobrazení  $\ln(1+e)$  vs.  $\ln p'$

$\alpha_E$  [-] parametr vnitřní anizotropie

$\alpha_G$  [-] parametr vnitřní anizotropie

$\alpha_v$  [-] parametr vnitřní anizotropie

$\beta_R$  [-] parametr intergranulárního přetvoření

$\gamma$  [ $\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$ ] efektivní tíha

$\gamma_{\text{sat}}$  [ $\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$ ] objemová tíha plně saturované zeminy

$\epsilon$  [-] přetvoření

$\epsilon_h$  [-] horizontální přetvoření

$\epsilon_r$  [-] radiální přetvoření

$\epsilon_v$  [-] vertikální přetvoření

$\eta$  [-] součinitel pro výpočet koeficientu zemního tlaku v klidu překonsolidovaných zemin

$\kappa^*$  [-] čára odlehčení ve zobrazení  $\ln(1+e)$  vs.  $\ln p'$

$\nu$  [-] poissonovo číslo

$\rho$  [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ] hustota

$\sigma'_{v \max}$  [kPa] pseudopřekonsolidační napětí

$\sigma'_{v \max C}$  [kPa] pseudopřekonsolidační napětí po odstranění zkreslení způsobeného sekundárním stlačením

$\sigma'_0$  [kPa] střední efektivní napětí

$\sigma'_1, \sigma'_2$  a  $\sigma'_3$  [kPa] hlavní napětí

$\sigma'_a$  [kPa] efektivní napětí ve směru propagace vlny

$\sigma'_h$  [kPa] efektivní horizontální napětí

$\sigma'_{h0}$  [kPa] efektivní horizontální napětí při  $K_0$

$\sigma_v$  [kPa] vertikální napětí

$\sigma'_p$  [kPa] efektivní napětí ve směru kmitu částic

$\sigma'_v$  [kPa] efektivní vertikální napětí

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

$\sigma'_{v\ max}$  [kPa] překonsolidační napětí

$\sigma'_{v0}$  [kPa] efektivní vertikální napětí *in-situ*

$\sigma_b$  [kPa] tlak v olejové náplni v PSPC před měřením při atmosferickém tlaku

$\sigma_h$  [kPa] totální horizontální napětí

$\sigma_{h0}$  [kPa] totální horizontální napětí při  $K_0$

$\sigma_m$  [kPa] totální napětí stanovené měřením PSPC

$\sigma_{TSC}$  [kPa] korigované totální napětí z měření PSPC

$\varphi'$  [°] efektivní úhel vnitřního tření

$\varphi'_{cr}, \varphi'_c, \Phi'_c$  [°] kritický úhel vnitřního tření

$\chi$  [-] index pro výpočet koeficientu zemního tlaku v klidu normálně konsolidovaných zemin

$\chi$  [-] parametr intergranulárního přetvoření



## SEZNAM OBRÁZKŮ, TABULEK A GRAFŮ

Obr. 1 – Baldwinova (1971) křivka reprezentující Baldwin – Butlerovu rovnici zvýrazněna tečkovanou čarou.....	19
Obr. 2 – a) Teoretická pozice překonsolidačního napětí; b) určení pozice překonsolidačního napětí na reálných křivkách z edometrické zkoušky podle Casagrandeho (1936). .....	20
Obr. 3 – Edometrická zkouška vyobrazena v grafu $e$ vs. $\log \sigma'_v$ a $W$ vs. $\sigma'_v$ (Jefferies a kol. 1987). .....	21
Obr. 4 – Zkreslení pozice překonsolidačního napětí sekundárním stlačením.....	22
Obr. 5 – Index pórovitosti $I_{v0}$ přirozeně uložených jíílů vs. vertikální efektivní napětí vzorků in-situ označované jako $\sigma'_{v0}$ (Burland 1990). .....	24
Obr. 6 – Schéma „lateral stress“ edometru (Gareau a kol. 2006). .....	26
Obr. 7 – a) Distribuce hlavních napětí vyznačených čerchovanou čarou vpravo od linie O-C a orientace kluzných ploch vyznačena tamtéž plnými čarami (Jáky 1944); b) Smykové napětí mezi osou kužele (linie O-C) a linií O-B podle Jákyho (1944); c) Průběh smykového $\tau_{xy}$ a horizontálního normálového napětí (Michalowski 2005) při uvažování Jákyho (1944) distribuce smykového napětí v normalizovaném vyobrazení (vzdálenost $x$ normalizována délkou podstavy kužele o délce 1,0 [-] a napětí normalizováno součinem tíhy zeminy a výšky kužele písku). .....	28
Obr. 8 – Změřené a spočtené $K_0$ různých materiálů při různé relativní ulehlosti ( $D_r$ ); a) kyprý písek, b) ulehlý písek, c) méně ulehlé skleněné kuličky, d) více ulehlé kuličky e) méně ulehlé poleptané kuličky f) více ulehlé poleptané kuličky. $K_0$ spočteno s kritickým ( $\phi'_c$ ), vrcholovým ( $\phi'_p$ ) a interpartikulárním ( $\phi'_s$ ) úhlem vnitřního tření (Lee a kol. 2013). .....	30
Obr. 9 – $K_0$ změřené a $K_0$ spočtené pro písky s obsahem prachové frakce (TS) a) 0%, b) 5%, c) 10%, d) 15%. $K_0$ spočtené podle Jákyho vztahu (10) za užití kritického úhlu vnitřního tření ( $\phi'_c$ ) a vrcholového úhlu vnitřního tření ( $\phi'_p$ ) pro různé ulehlosti ( $D_R$ ) (Lee a kol. 2014). .....	31
Obr. 10 – Určení vhodné hodnoty koeficientu $\alpha$ v grafu $K_0$ vs. $OCR^*$ (Hammouche a kol. 1995). .....	36
Obr. 11 – Vztah mezi senzitivitou a koeficientem $\alpha$ (Hamouche a kol. 1995). .....	37
Obr. 12 – test vývoje $K_0$ při rozpouštění soli ve směsi vzorku skleněné koule/sůl při různých koncentracích a) 0%; b) 5%; c) 10%; d) 15% (Shin a Santamarina, 2009) .....	38
Obr. 13 – Hodnota $K_0$ před prvním zmrazením a po prvním rozmrazení při relativní ulehlosti vzorku a) 40%, b) 80% (Lee a kol. 2016). .....	40
Obr. 14 – Ukázka hodnoty koeficientu $K_0$ pro nezmrazenou zeminu a po prvním, třetím a pátém mrazovém cyklu při relativní ulehlosti 80%; a) podíl prachovité frakce 0%, b) podíl prachovité frakce 10% (Lee a kol. 2016). .....	40
Obr. 15 – a) Koncept mrazové překonsolidace, b) Změny v čísle pórovitosti vzorku během mrazového cyklu (Lee a kol. 2016). .....	41
Obr. 16 – Radiální přetvoření a odpovídající koeficient zemního tlaku (Okochi a Tatsuoka 1984). .....	42
Obr. 17 – Změna poměru horizontální a vertikální napjatosti materiálu. (a) vyobrazení v grafu vertikální efektivní napětí vs. horizontální efektivní napětí. (b) vyobrazení v grafu číslo pórovitosti vs. logaritmus vertikálního efektivního napětí (Sivakumar a kol. 2009). .....	44
Obr. 18 – Pracovní diagram Menardova presiometru (Robertson 1986). .....	47
Obr. 19 – Schéma postupu samozávrtného presiometru do zeminy (Wroth 1982). .....	48
Obr. 20 – Schéma samozávrtného presiometru (Ouellet, Servant 2000). .....	49
Obr. 21 – Vývoj horizontální napjatosti registrovaný samozávrtným presiometrem a odhadovaná hodnota horizontálního geostatického napětí v zemině před impaktem sondy (Jefferies 1988). .....	49

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

<i>Obr. 22 – a) Marchettiho dilatometr – list s membránou (Marchetti 2001); b) Marchettiho dilatometr – schéma instalace a příčný řez listem (Marchetti 1997); c) Příčný řez v místě membrány (Marchetti 2001).....</i>	<i>51</i>
<i>Obr. 23 - Výpočet geotechnických charakteristik z výsledků měření Marchettiho dilatometrem (Marchetti 2001). .....</i>	<i>52</i>
<i>Obr. 24 – Typický průběh koeficientu <math>K_D</math>; <math>NC</math>=normálně konsolidovaná zemina, <math>OC</math>=překonsolidovaná zemina (podle Marchetti 2001). Původně Marchetti (1980) uvádí, že hodnota <math>K_D</math> normálně konsolidovaných zemín se pohybuje v rozpětí 1,8-2,3. ....</i>	<i>54</i>
<i>Obr. 25 – a) DMT+seismické snímače (SDMT); b) schéma zkoušky; c) příslušenství zařízení; d) kyvadlové kladivo (podle Monaco a kol. 2009).....</i>	<i>54</i>
<i>Obr. 26 – Koeficient <math>K_0</math> stanovený PSPC a samozávrtným presiometrem (Powell a Uglow 1988). Ve spodní části jíly stáří do 70 000 let, v horní části jíly staré minimálně 60 000 000 let. Data jsou srovnána s původní funkcí <math>K_0</math> vs. <math>K_D</math> podle Marchettiho (1980) návrhu. ....</i>	<i>55</i>
<i>Obr. 27 – Návrhy funkcí <math>K_0</math> vs. <math>K_D</math> (in: Smith 1993); Funkce Larssona a Eskilssona má podle autorů (in: Smith 1993) platit pouze pro skandinávské zeminy; Funkce Laccaseho a Luneho je ukončena v nižších hodnotách <math>K_D</math> z důvodu údajně rostoucí nejednoznačnosti určení <math>K_0</math> z <math>K_D</math> s rostoucí překonsolidací zemín; (Funkce Powella a Uglowa (1988) – viz obr 26). ....</i>	<i>56</i>
<i>Obr. 28 – 3D model DMT v softwaru Abaqus (Kouretzis a kol. 2015).....</i>	<i>57</i>
<i>Obr. 29 – a) <math>OCR_{DMT}</math> vs. <math>K_D</math>; b) <math>K_{0DMT}</math> vs. <math>K_D</math> (Kouretzis a kol. 2015). ....</i>	<i>58</i>
<i>Obr. 30 – Porovnání parametru <math>c_u</math> stanoveného podle Marchettiho (1980) a dalších metod (CPT, SBPM, UU traxiál) (Nash a kol. 1992). ....</i>	<i>59</i>
<i>Obr. 31 – „PSPC“. Snímač pórového tlaku je označen jako „porous filter“ (Sully a Campanella 1998).....</i>	<i>60</i>
<i>Obr. 32 – a) Schéma pneumatického snímače (Tedd a kol. 1989); b) strunového tenzometru. ....</i>	<i>60</i>
<i>Obr. 33 – Změna totálního napětí v čase (Tedd a Charles 1983). ....</i>	<i>62</i>
<i>Obr. 34 – Korelační odečet od <math>\sigma_{TSC}</math> pro stanovení <math>\sigma_{ho}</math> (Ryley a Carder 1995). ....</i>	<i>64</i>
<i>Obr. 35 – a) srovnání camkomtru (SBPM) a laboratorních měření s PSPC (Burland a Maswoswe 1982); b) nárůst neodvodněné pevnosti v londýnském jílu s hloubkou stanovené UU zkouškou (Ryley a Carder 1995).....</i>	<i>65</i>
<i>Obr. 36 – Rovnice pro výpočet <math>K_0</math> z <math>OCR^*</math>. (<math>K_{TSC}</math> = koeficient <math>K_0</math> stanovený PSPC) (Sully a Campanella 1998).....</i>	<i>65</i>
<i>Obr. 37 – Stupňovitý dilatometr – Iowa stepped blade: princip extrapolace (z: <a href="http://handygeotech.com/ko_stepped_blade">http://handygeotech.com/ko_stepped_blade</a>). ....</i>	<i>66</i>
<i>Obr. 38 – Měření seismických vln metodou z vrtu do vrtu (cross hole method /XH/) a metodou povrch – vrt (downhole method /DH/). Uvedené vyobrazení je schéma adaptace obou metod na statickou penetraci (Sully a Campanella 1995). ....</i>	<i>68</i>
<i>Obr. 39 – Srovnání rychlostí HV a VH vln registrovaných in-situ v prostředí pleistocénních a pliocénních zemín u Montalto di Castro v Itálii (Fioravante a kol. 1998).....</i>	<i>69</i>
<i>Obr. 40 – Napjatostní izotropie a anizotropie: a) izotropní stav; b) transversálně anizotropní; c) anizotropie v horizontální rovině.....</i>	<i>72</i>
<i>Obr. 41 – Uspořádání částic jílu a) turbulentní; b) laminární (Prashant 2004).....</i>	<i>73</i>
<i>.....</i>	<i>76</i>
<i>Obr. 42 – Stratigrafie sedimentů karpatské předhlubně (Chlupáč a kol. 2002). ....</i>	<i>76</i>
<i>Obr. 43 – Přehledná situace území – žlutě vyznačeno rozmístění téglů. KP – pozice tunelu Dobrovského nebo též Královopolského tunelu, V1 – vrt v Brně – Slatinách provedený pro účely této studie. ....</i>	<i>77</i>
<i>Obr. 44 – Mapa okolí Brněnského, Zaletal (1928). ....</i>	<i>78</i>

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TÉGLU

<i>Obr. 46 – Členění tunelové trouby T1 se schématem postupu ražby v podélném profilu (Horák 2009).....</i>	<i>81</i>
<i>Obr. 47 – Pozice rozrážek R2 až R4. ....</i>	<i>82</i>
<i>Obr. 48 – Schéma konvergenčních bodů s naznačením měřených směrů (přerušované úsečky mezi body) (Pavlík a kol. 2003).....</i>	<i>83</i>
<i>Obr. 49 – Podélný geologický profil vedený v ose tunelu, T – tégl, SG – fluviální štěrkopisky, C – jílovité hlíny, L – spraše a sprašové hlíny, An – antropogenní zeminy. Jižní tunelová trouba je vyznačena červenou čerchovanou čarou. ....</i>	<i>84</i>
<i>Obr. 50 – Geologické poměry v místě jednotlivých modelovaných rozrážek. Rozrážky jsou znázorněny kružnicemi o průměru 2,0 m. Vrstva „Calyey silt“ odpovídá zemině „Clayey loam“ na obr. 49 (Malát a kol. 2016).....</i>	<i>85</i>
<i>Obr. 51 – Parametry kvartérních vrstev v nadloží téglů (Rott a kol. 2015). ....</i>	<i>86</i>
<i>Obr. 52 – Význam parametrů <math>N</math>, <math>\lambda^*</math> a <math>\kappa^*</math> (Mašín 2005). ....</i>	<i>87</i>
<i>Obr. 53 – Kalibrace parametru „r“ na diagramu nedrénované triaxiální zkoušky (CIUP) neporušeného vzorku (Mašín 2005). ....</i>	<i>87</i>
<i>Obr. 54 – Vývoj tuhosti zeminy s rostoucím středním napětím (Svoboda a kol 2010). ....</i>	<i>88</i>
<i>Obr. 55 – situace průzkumných vrtu EXTII/6 a INK17 (Svoboda 2010) ....</i>	<i>90</i>
<i>Obr. 56 – Sada parametrů pro model 1. Kalibrace Svobody a kol. (2010). ....</i>	<i>91</i>
<i>Obr. 57 – Parametry a stavové proměnné použité pro model 2 (Mašín 2013).....</i>	<i>91</i>
<i>Obr. 58 – a) Stanovení smykových modulů <math>G_{tp}</math> (<math>G_{vh}</math>) a <math>G_{pp}</math> (<math>G_{nh}</math>); b) určení parametru <math>\alpha_G</math> (Rott a kol. 2015). ....</i>	<i>92</i>
<i>Obr. 59 – Kalibrace Modelu 3 (Rott a kol. 2015).....</i>	<i>92</i>
<i>Obr. 60 – Rozrážka R2 (foto: Pavlík a kol. 2003). ....</i>	<i>93</i>
<i>Obr. 61 – Výsledky 2D a 3D numerické analýzy rozrážky R2 (Novák 2012). ....</i>	<i>94</i>
<i>Obr. 62 – a) Geometrie 3D modelu; b) pozice kruhové rozrážky vůči průzkumné štole (Rott a kol. 2015). ....</i>	<i>95</i>
<i>Obr. 63 – Rostoucí mocnost homogenizovaného ostění v průzkumné štole IIB v kroku po ¼ dne (Rott, J., ÚHIGUG, PŘF UK, 2014 – nepublikováno). ....</i>	<i>96</i>
<i>Obr. 64 – Podélný profil rozrážkou v modelu – 1. krok ražby.....</i>	<i>97</i>
<i>Obr. 65 – Přibližná pozice sondážních prací (www.mapy.cz) na lokalitě 1 – inženýrskogeologický jádrový vrt J1 délky 22,5 m (odběr porušených i neporušených vzorků do hloubky 18,7 m). 2 – inženýrskogeologický jádrový vrt J2 (odběr porušených i neporušených vzorků do hloubky 11 m) + následná instalace PSPC do hloubky 11,7 m. 3 - sondování Marchettiho dilatometrem (sonda „M1“) do hloubky 15 m. 4 – sondování Marchettiho dilatometrem (sonda „M2“) do hloubky 15 m. ....</i>	<i>103</i>
<i>Obr. 66 – Přibližná pozice sondážních prací. V1 – vrt hloubky 56,5 m (odběr neporušených vzorků do hloubky 47 m). V2 – vrt pro usazení PSPC bez dokumentovaného jádra hloubky 13,5 m + následná instalace PSPC do hloubky 14,2 m. M3 – sondování Marchettiho dilatometrem do hloubky 15 m.....</i>	<i>110</i>
<i>Obr. 67 – Geologický profil vrtu V1 a pozice odběru neporušených vzorků.....</i>	<i>111</i>
<i>Obr. 68 – Situace odkryvných prací. J-5, J-6, V-15, HP-1: archivní vrty; PJ1073: pozorovací hydrovrt blízkosti tunelové trouby 2; JM1024: inženýrskogeologický vrt v blízkosti rozrážky R2; M4: pozice sondy DMT. U vrtů je vynesena nadmořská výška B. p. v. Modré nepřerušované čáry udávají polohu průzkumné štoly tunelové trouby č. 2 (jižní trouba). ....</i>	<i>121</i>
<i>Obr. 69 – Poměr modulů <math>G_{pp0}</math> a <math>G_{tp0}</math> pro londýnský jíl stanovený ze seismického měření in-situ (in: Ku a Mayne 2015). ....</i>	<i>125</i>
<i>Obr. 70 – Vztah mezi <math>K_0</math> a <math>\alpha_G</math> určený analýzou rozrážky R2 (Rott a kol. 2015). ....</i>	<i>125</i>

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TÉGLU

<i>Obr. 71 – Rozvoj totálního horizontálního napětí po aplikaci předepsaného posunutí v softwaru Plaxis 2D. ....</i>	<i>132</i>
<i>Obr. 72 – Postupná aktivace předepsaných posunů v softwaru Plaxis 2D. ....</i>	<i>132</i>
<i>Obr. 73 – Přetažení povrchu dláta pod úroveň hrotu (software Abaqus). ....</i>	<i>133</i>
<i>Obr. 74 – Pozice nože po vygenerování geostetického napětí před průnikem do zeminy v softwaru Abaqus. ....</i>	<i>134</i>
<i>Obr. 75 – Pozice sondy na konci kroku 2 (software Abaqus). ....</i>	<i>135</i>
<i>Tabulka 1 – Přehled základních polních sond stanovujících <math>K_0</math>. ....</i>	<i>45</i>
<i>Tabulka 2 – Publikované známé hodnoty <math>\sigma'_{v\max}</math>, <math>\sigma'_{v\max C}</math>, OCR, *, OCR, <math>K_0</math> a mocnosti eroze pro tégl. ....</i>	<i>80</i>
<i>Obr. 45 - Přehledná situace tunelových trub tunelu Dobrovského včetně vyznačení průzkumných štol (Pavlík a kol. 2004). ....</i>	<i>81</i>
<i>Tabulka 3 – pozice konvergenčních profilů vůči průzkumné štole a čelbě rozrážky (dle Pavlík a kol. 2003). ....</i>	<i>98</i>
<i>Tabulka 4 – <math>K_0</math> a poměry deformací měřených in-situ a obdržených z modelů po optimalizaci, odpovídající <math>K_0</math> a dopočtené OCR. * převzato z Pavlík a kol. 2003. **převzato z Rott a kol. 2015. ....</i>	<i>99</i>
<i>Tabulka 5 – výsledná <math>K_0</math> pro vybrané mocnosti eroze. ....</i>	<i>100</i>
<i>Tabulka 6 – <math>K_0</math> z dat PSPC na lokalitě 2 a odhad mocnosti eroze E. ....</i>	<i>113</i>
<i>Tabulka 7 – Odhad skutečného překonsolidačního napětí a mocnosti eroze. ....</i>	<i>119</i>
<i>Tabulka 8 – Stanovení mocnosti eroze téglů užitím Baldwin – Butlerovoy rovnice. ....</i>	<i>119</i>
<i>Tabulka 9 – Shrnutí výsledků. ....</i>	<i>123</i>
<i>Graf 1 – Výsledky měření PSPC – pórový tlak. ....</i>	<i>104</i>
<i>Graf 2 – Výsledky měření PSPC– totální napětí. ....</i>	<i>105</i>
<i>Graf 3 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem, sonda M1 – koeficient <math>K_0</math> podle Marchettiho vztahu (24). ....</i>	<i>93</i>
<i>Graf 4 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem, sonda M1 – koeficient <math>K_0</math> podle vztahu (32) (Kouretzis a kol. 2015). ....</i>	<i>93</i>
<i>Graf 5 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem, sonda M1 – neodvodněná pevnost <math>c_u</math>. ....</i>	<i>107</i>
<i>Graf 6 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem, sonda M1 – koeficient <math>K_0</math> podle Marchettiho vztahu (24). ....</i>	<i>107</i>
.....	<i>108</i>
<i>Graf 7 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem, sonda M2 – koeficient <math>K_0</math> podle vztahu (32) (Kouretzis a kol. 2015). ....</i>	<i>108</i>
<i>Graf 8 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem, sonda M2 – neodvodněná pevnost <math>c_u</math>. ....</i>	<i>108</i>
<i>Graf 9 – Výsledky měření PSPC– a) totální napětí; b) pórový tlak. ....</i>	<i>112</i>
<i>Graf 10 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem – sonda M3. Data DMT vyhodnocena podle Marchettiho vztahu (24) jsou doplněna regresní křivkou (plná tenká čára, doplněna rovnicí). Koeficient <math>K_0</math> pro různé mocnosti eroze „E“ spočten podle tahu (15). ....</i>	<i>114</i>
<i>Graf 11 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem – sonda M3. Data DMT vyhodnocena podle vztahu (32) (Kouretzis a kol. 2015) jsou doplněna regresní křivkou (plná tenká čára, doplněna rovnicí). Koeficient <math>K_0</math> pro různé mocnosti eroze „E“ spočten podle vztahu (15). ....</i>	<i>114</i>

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

<i>Graf 12 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem, sonda M3 – neodvodněná pevnost <math>c_u</math> .....</i>	<i>115</i>
<i>Graf 13 – Konsolidace neporušeného vzorku z vrtu J1 z lokality 1 a vyhodnocení doby 100% konsolidace podle Casagrandeho. Hloubka vzorku 10,5 m. (data poskytl Mgr. Marina Pavlová, ÚHIGUG, PŘF, UK, 2012).....</i>	<i>116</i>
<i>Graf 14 – Čáry stlačitelnosti neporušených vzorků z vrtu V1 a čára normálního stlačení rekonstituovaného vzorku z materiálu z hloubky 38 m. ....</i>	<i>116</i>
<i>Graf 15 – Stanovení pseudopřekonsolidačního napětí <math>\sigma'_{v,max}</math> a odhad skutečného překonsolidačního napětí <math>\sigma'_{v,max}</math> .....</i>	<i>118</i>
<i>Graf 16 – Výsledky měření DMT – sonda M4. Data DMT vyhodnocena podle Marchettiho vztahu (24) jsou doplněna regresní křivkou (plná tenká čára, doplněna rovnicí). Koeficient <math>K_0</math> pro různé mocnosti eroze „E“ spočten podle vztahu (15). ....</i>	<i>122</i>
<i>Graf 17 – Výsledky měření DMT – sonda M4. Data DMT vyhodnocena podle vztahu (32) (Kouretzis a kol. 2015) jsou doplněna regresní křivkou (plná tenká čára, doplněna rovnicí) – koeficient <math>K_0</math> pro různé mocnosti eroze „E“ spočten podle vztahu (15). ....</i>	<i>122</i>
<i>Graf 18 – <math>K_0</math> vs. mocnost eroze E pro rozrážku R2. ....</i>	<i>128</i>
<i>Graf 19 – Průběh totálního napětí (software Abaqus). ....</i>	<i>136</i>
<i>Graf 20 – Hodnoty totálního napětí v místě snímače DMT (software Abaqus). ....</i>	<i>137</i>
<i>Graf 21 – <math>K_0</math> vs. totální napětí v místě snímače DMT (software Abaqus). ....</i>	<i>137</i>

## 1. ÚVOD

Cílem práce je stanovit mocnost eroze miocénních marinních jíílů karpatské předhlubně tzv. „tégglů“ na území města Brna. Vybráno a aplikováno bylo několik postupů, které dovolují odvodit mocnost eroze z mechanických vlastností tégglů. Stěžejní částí práce je stanovení mocnosti eroze numerickou zpětnou analýzou, která poskytuje, ze všech použitých metod, nejrelevantnější data a jejíž výsledky navíc vedou k diskuzi o použitelnosti/omezenosti některých tradičních postupů k určování mocnosti eroze.

Numerická zpětná analýza využívá laboratorní testy, data z *in-situ* průzkumných prací pro vybrané podzemní dílo a numerický geotechnický model tohoto díla. Analyzovaným podzemním dílem je soubor konstrukčně-průzkumných a průzkumných ražeb pro tunely Dobrovského. Numerickou zpětnou analýzou je stanoveno výchozí napětí v tégglích. Výchozím napětím se rozumí napětí před jeho změnou vyvolanou průzkumnými a konstrukčními pracemi.

Určení mocnosti eroze tégglu pak vychází z předpokladu, že výchozí napjatost zemin závisí na předešlé historii zatížení. Jinými slovy, že ve výchozí napjatosti je informace o původní přederozní mocnosti zemin. Tento předpoklad má limity spočívající ve skutečnosti, že výchozí napjatost může být ovlivněna i jiným zdrojem napětí, než je samotná tíha zeminy, a to přitížením ledovcem. Určení mocnosti eroze zemin numerickou zpětnou analýzou proto nelze obecně aplikovat na zeminy, které byly v historii překryty ledovcem.

Zároveň je tento způsob určení mocnosti eroze limitován faktem, že napjatost v masivu může být ovlivněna i tektonickými pohyby a tehdy je napjatost v masivu nejen geostatického ale i geodynamického původu. V předkládané práci se na téggl nahlíží jako na zeminu s geostatickou výchozí napjatostí jejíž zdroj je pouze ze sedimentace a následné eroze.

Za této podmínky lze výchozí napjatost popsat koeficientem zemního tlaku v klidu „ $K_0$ “, který je definován jako poměr efektivního horizontálního a efektivního vertikálního napětí. Výrazem zemní tlak v klidu se rozumí stav, kdy není napjatost v zemině ovlivněna přetvořením a jsou tak splněny podmínky výchozí napjatosti.

Určit koeficient  $K_0$  přirozeně uložených zemin je však velmi obtížné. Veškeré laboratorní metody analyzují přetvořené *in-situ* odebrané vzorky a většina polních metod rovněž při sondáži působí nezanedbatelná přetvoření v zemině. Existují však i polní metody, které je možné označovat jako nedestruktivní. Ty jsou ovšem buďto závislé na laboratorní kalibraci (metody využívající naměřenou rychlost průchodu smykových vln zeminou), nebo je využit princip extrapolace (případ tzv. „lowa“ stupňovitého nože – Handy 1982) tj. odhad výchozí napjatosti v místě pod sondou, což jsou rovněž zdroje zkreslení a nepřesností.

Je proto nutné stanovit koeficient zemního tlaku v klidu  $K_0$  tak, aby výsledek nebyl zatížen problémy spojenými s přetvořením zeminy při sondáži nebo odběru vzorku k tomu je vhodná metoda numerické zpětné analýzy. Jedná se o stanovení koeficientu  $K_0$  iteračně pomocí numerického modelu podzemního díla se známým vývojem deformací stěn výrubu, kdy je postupně měněna výchozí napjatost (koeficient  $K_0$ ) v modelu, dokud jsou simulovány naměřené deformace. Při známé hodnotě koeficientu  $K_0$  je pak možné stanovit mocnost eroze užitím vhodného vztahu, který dává do souvislosti  $K_0$  a tzv. stupeň překonsolidace „OCR“. Ze stupně překonsolidace lze při známém aktuálním vertikálním efektivním napětí snadno stanovit tzv. překonsolidační napětí, jehož hodnota je dána původní přederozní mocnosti zeminy.

V předkládané práci jsou nejdříve představeny metody určující mocnost eroze z mechanických vlastností zeminy – fázového složení (Baldwin-Butlerova rovnice) a z deformační odezvy zeminy na zatížení určením překonsolidačního napětí. V následující kapitole je popsán vztah mezi koeficientem  $K_0$  a mocností eroze. Dále jsou vyjmenovány, popsány a diskutovány metody určující napětí v zeminách odpovídající podmínkám zemního tlaku v klidu a je představena metoda zpětné numerické analýzy. Vybrané „konvenční“ metody jsou s numerickou zpětnou analýzou aplikovány na souvrství téglu, je určen koeficient  $K_0$  a určena mocnost eroze pomocí numerické zpětné analýzy.

## 2. VYBRANÉ METODY URČUJÍCÍ EROZI Z MECHANICKÝCH VLASTNOSTÍ

### 2.1. BALDWIN – BUTLEROVA ROVNICE

Jedná se o zástupce „geologického“ přístupu určování mocnosti původního pohřbení vzorků na základě hustoty materiálu. Baldwin a Butler (1985) navrhli empirickou rovnici pro výpočet původní hloubky pohřbení vzorků marinních sedimentů před erozí:

$$b_d = 6,02S^{6,35} * 1000 \quad [\text{m}] \quad (1)$$

$S$  [-] = „solidita“, jedná se o doplněk pórovitosti určený vztahem:  $n = 1-S$ .

Porosita a tím pádem i solidita se po odebrání vzorku *in-situ* změní z důvodu změny napjatosti. Proto musí být vzorek pro odhadnutí původního obsahu pórů rekonsolidován. V předkládané práci je rekonsolidace provedena pomocí edometru a to pod napětím odpovídajícím *in-situ* efektivnímu vertikálnímu napětí  $\sigma'_v$  stanoveného následujícím odhadem:

$$\sigma'_v = \gamma_{sat} \cdot h - u_0 \quad (2)$$

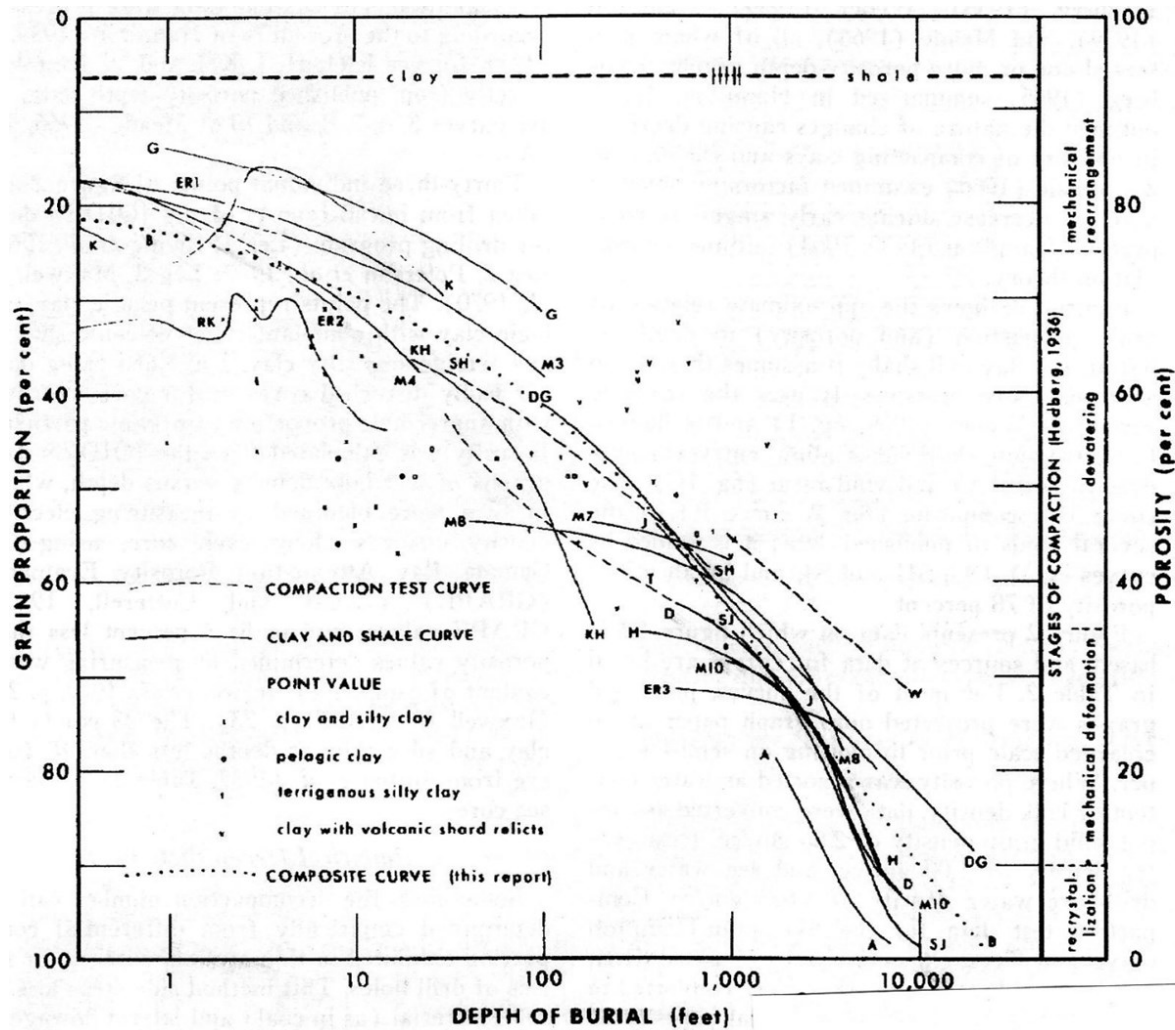
$\gamma_{sat}$  – [kN.m<sup>-3</sup>] objemová tíha plně saturované zeminy,

$h$  – [m] aktuální hloubka pod povchem,

$u_0$  – [kPa] ustálený pórový tlak *in-situ*

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

Baldwin Butlerova rovnice (1) je výsledkem regresní analýzy dat nashromážděných autory (viz obr. 1). Odečtením současné hloubky pohřbení daného vzorku pod povrchem analyzovaného erodovaného souvrství tak lze určit mocnost eroze.



Curve	Reference	Source or Nature of Data
A	Athy, 1930, fig. 2	composite curve for Oklahoma wells
B	this report	composite curve used in figure 1B
D	Dallmus, 1958, figs. 17, 18, 22	6 Venezuelan wells
DG	Dickinson, 1953, fig. 14	composite curve for Gulf Coast wells
ER1	Emery and Rittenberg, 1952, fig. 21C	Santa Barbara basin deep-sea core
ER2	same	13 deep sea cores off California coast
ER3	same	5 Los Angeles basin wells
G	Gould, 1960, fig. 49	7 Lake Mead cores
H	Hedberg, 1936, fig. 2	3 Venezuelan wells
J	Beall and Fischer, 1969, fig. 3	generalized curve for JOIDES hole 1
K	Kermabon <i>et al.</i> , 1969, figs. 3-8, 17	15 abyssal plain cores
KH	Kidwell and Hunt, 1958, fig. 10	Venezuelan wells
M	Meade, 1966, fig. 1A	curves 3, 4, 7, 8, and 10
RK	Richards and Keller, 1962, fig. 1	deep-sea core off Nova Scotia
SH	Hamilton, 1959, table 1	based on Skempton's compaction test data
SJ	Johnson, 1950, fig. 145	Skeels' composite for wells
T	Terzaghi, 1925, fig. 3, p. 7-13	compaction test curve for blue marine clay
W	Beall and Fischer, 1969, fig. 3	curve representing Warner's unpublished compaction test data

Obr. 1 – Baldwinova (1971) křivka reprezentující Baldwin – Butlerovu rovnici zvýrazněna tečkovanou čarou.

Baldwin – Butlerova rovnice dává v principu málo přesné výsledky, neboť z rozmístění bodů



v Baldwinově grafu vůči křivce reprezentující rovnici (1) (viz obr. 1) je zřejmé, že tato regresní křivka má malou těsnost ke zdrojovým datům/korelačnímu poli. Vzhledem k logaritmickému měřítku vodorovné osy grafu (hloubka pohřbení), je možné odečíst při stejné pórovitosti v oboru cca 50 – 70% původní hloubku pohřbení cca 2 až 2000 stop.

## 2.2. MOCNOST EROZE STANOVENÁ Z PŘEKONSOLIDAČNÍHO NAPĚTÍ

Casagrande (1936) publikoval práci, kde je popisováno překonsolidační napětí  $\sigma'_{v \max.}$ , které je generováno největším pohřbením zeminy a které je zřejmé ze zkoušky při jednoosém stlačení v edometru. Navrhl grafickou metodu pro určení překonsolidačního napětí  $\sigma'_{v \max.}$  z edometrického testu. Ideální kompresní křivka zeminy je prezentována na obr. 2a . V případě reálných zemín však není pozice odpovídající  $\sigma'_{v \max.}$  tak zřejmá. Casagrande (1936) proto pro reálné zkoušky navrhl techniku určení  $\sigma'_{v \max.}$ , jak je uvedeno na obr. 2b. Ze zkoušky neporušeného *in-situ* odebraného vzorku se mocnost eroze zeminy určí vztahem:

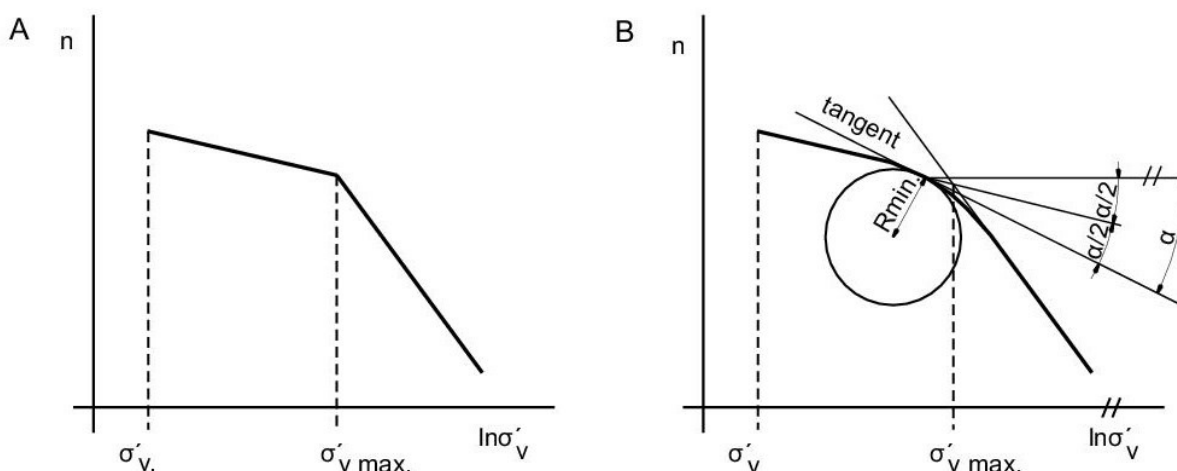
$$E = \frac{\sigma'_{v \max}}{\gamma'} - h_c \quad (3)$$

$\sigma'_{v \max}$  – [kPa] překonsolidační napětí

$\gamma'$  – [kN.m<sup>-3</sup>] efektivní tíha zeminy při ukládání

$h_c$  – [m] aktuální hloubka pohřbení vzorku pod povrchem analyzovaného souvrství.

V případě marinního sedimentu, jako je vyšetřované souvrství téglu, odpovídá efektivní tíha zeminy při ukládání efektivní tíze zeminy pod hladinou podzemní vody.

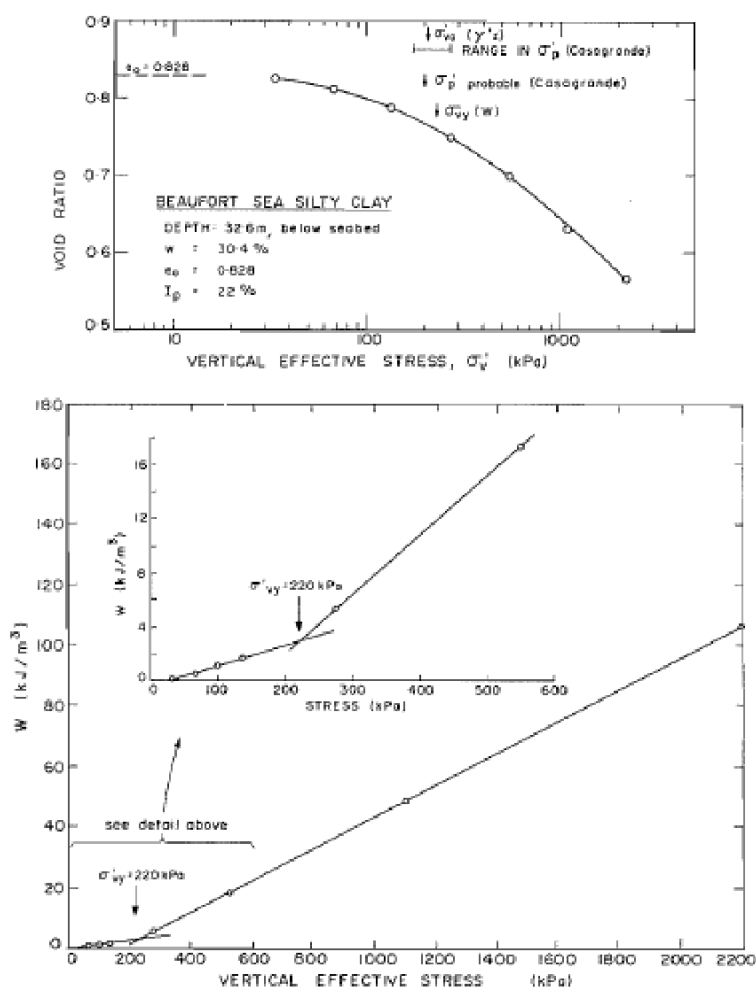


Obr. 2 – a) Teoretická pozice překonsolidačního napětí; b) určení pozice překonsolidačního napětí na reálných křivkách z edometrické zkoušky podle Casagrandeho (1936).

Alternativní stanovení překonsolidačního napětí

Běžně se tedy překonsolidační napětí odečítá ze semilogaritmických grafů zobrazujících závislost čísla pórovitosti materiálu na logaritmu vertikálního efektivního napětí. Jefferies a kol. (1987) navrhují alternativní vyhodnocení edometrické zkoušky v grafu, kde je na svislé ose vynesena práce  $W$  a na vodorovné je vyneseno lineárně vertikální efektivní napětí  $\sigma'_v$ . Autoři upřednostňují uvedený způsob vyobrazení v případě, že je nesnadné určit pozici překonsolidačního napětí (viz obr. ). Přírůstek práce je definován (Jefferies a kol. 1987):

$$\Delta W = \frac{(\sigma_{i+1} + \sigma_i)}{2} \cdot (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) \quad (4)$$



Obr. 3 – Edometrická zkouška vyobrazena v grafu  $e$  vs.  $\log \sigma'_v$  a  $W$  vs.  $\sigma'_v$  (Jefferies a kol. 1987).

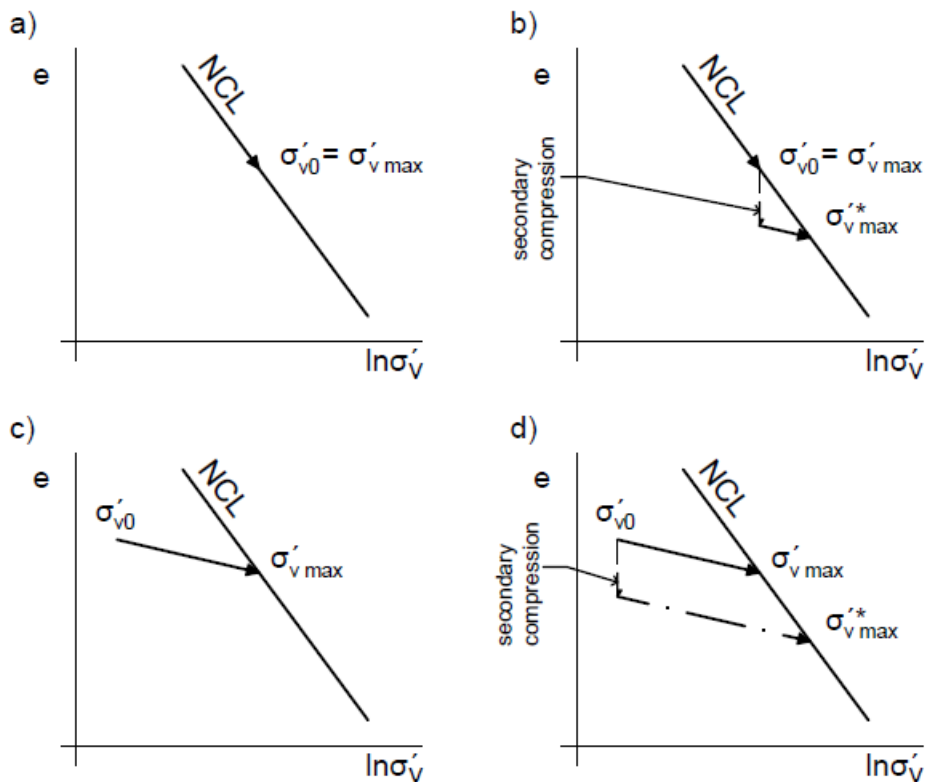
### 2.3. VLIV STÁRNUTÍ ZEMINY NA PŘESNOST BALDWIN – BUTLEROVY ROVNICE A URČENÍ PŘEKONSOLIDAČNÍHO NAPĚTÍ

Casagrandeho hypotéza a Baldwin – Butlerova rovnice neplatí v případě zemin postižených stárnutím.

Stárnutím se rozumí soubor jevů, které mění geotechnické vlastnosti zemin s postupujícím časem (jedna z prvních prací k dané problematice byla např. Bjerrumova 1967).

### Zkreslení pozice $\sigma'_{v\max}$ a pórovitosti materiálu vyvolané sekundárním stlačením

Jedná se o nejnázornější kvantifikovatelný jev stárnutí zeminy. Sekundárním stlačením se rozumí proces, kdy je efektivní vertikální napětí konstantní a klesá číslo pórovitosti zeminy, jak je znázorněno na obr. 4. Sekundární stlačení proto působí změnu pórovitosti bez měnící se hloubky pohřbení dané úrovně sedimentu. Jelikož Badwin – Butlerova rovnice (1) neuvažuje změnu pórovitosti zeminy během stárnutí, má sekundární stlačení negativní vliv na její přesnost.



Obr. 4 – Zkreslení pozice překonsolidačního napětí sekundárním stlačením.

Zároveň má sekundární stlačení negativní vliv na použitelnost Casagrandeho techniky pro určení překonsolidačního napětí a to zvláště v případě jílu; čím je zemina jemnozrnější, tím víc se u ní během stárnutí projevuje sekundární stlačení, a tím víc je zkreslena pozice překonsolidačního napětí (např. Feda 1992, str. 285). Edometrická zkouška v případě zemin ovlivněných sekundárním stlačením nestanoví skutečné mechanické překonsolidační napětí  $\sigma'_{v\max}$  ale pouze tzv. pseudopřekonsolidační napětí  $\sigma'^*_{v\max}$ , jak je zřejmé z obr. 4 b) a d).

Pokud je zemina postižena z procesů stárnutí pouze sekundárním stlačením, lze odhadem změny čísla pórovitosti během sekundárního stlačování zjistit skutečné překonsolidační napětí  $\sigma'_{v\ max}$ .

Změnu pórovitosti materiálu lze určit pomocí vztahu:

$$\Delta e = -\frac{C_\alpha}{\log \frac{t_s}{t_p}} \quad (5)$$

$t_s$  = doba trvání sekundárního stlačení;  $t_p$  = doba trvání konsolidace,  $C_\alpha$  = index sekundárního stlačení

Odhad změny pórovitosti dle vztahu (5) může být zavádějící, jelikož přirozeně uložená zemina se může během procesu stárnutí chovat jinak, než jak je zjištěno v průběhu nesrovnatelně kratší edometrické zkoušky v laboratorních podmínkách. Vybrané jevy jsou diskutovány v následujícím textu.

### **Změna pórovitosti a zkreslení pozice $\sigma'_{v\ max}$ dalšími faktory během stárnutí zeminy**

Nejrůznější geologické a klimatické procesy a vlivy (např. promrznutí během glaciálů, opakovaná transgrese slanou nebo sladkou vodou, cementace atd.) mohou mít za následek změny mechanického chování zeminy a změny v pórovitosti zeminy. V takových případech ani zjištěním změny pórovitosti materiálu během sekundárního stlačení neobdržíme alespoň přibližné  $\sigma'_{v\ max}$ , nebo relevantní údaj o pórovitosti zeminy pro použití Baldwin – Butlerova vztahu (1). I samotná hloubka pohřbení může mít za následek změny mechanického chování zeminy takového rázu, že není možné odhalit přímo edometrickým testem překonsolidační napětí, protože s vyšší hloubkou pohřbení progresivně nastupují efekty rekrystalizace a cementace materiálu apod. (problematiku shrnuje např. Feda 1978).

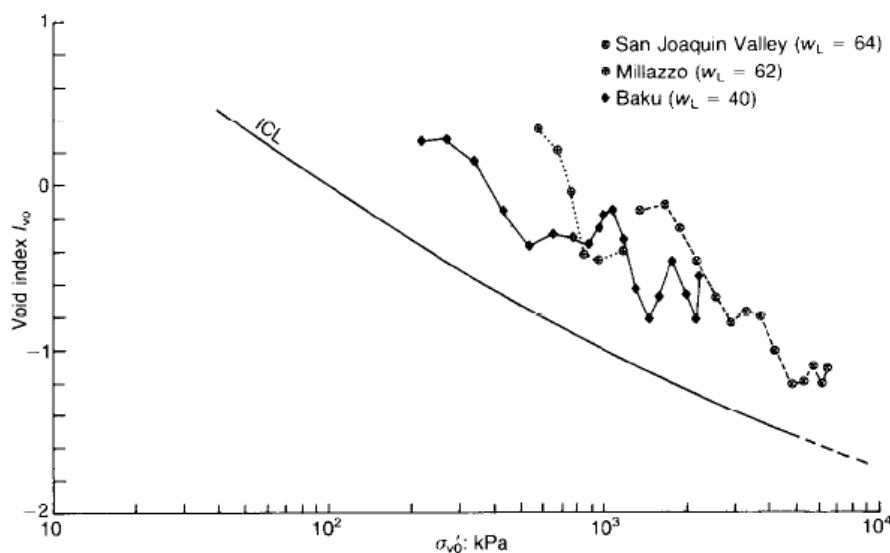
Jefferies a kol. (1987) uvádějí vliv salinity a teploty vody na určování překonsolidačního napětí edometrickou zkouškou. Předmětem studie byly překonsolidované jíly z šelfu Beaufortova moře, které jsou dlouhodobě v prostředí mořské vody o teplotě hluboko pod 20°C. Edometrická zkouška v salinní studené vodě vykazovala jiné výsledky než zkouška ve sladké vodě při běžné laboratorní teplotě. Látky rozpuštěné ve vodě a teplota tedy mají vliv na mechanické chování zeminy. Je proto otázkou, zda je relevantní zjišťovat překonsolidační napětí v edometru naplněném sladkou, respektive destilovanou vodou při laboratorní teplotě v případě zemín, které byly usazeny, nebo které se někdy v historii vyskytovaly v prostředí mořské vody a popřípadě i při teplotách značně odlišných od laboratorních.

Procesy stárnutí se mohou projevat již během samotného sedimentování zeminy. Například při dostatečně pomalé sedimentaci, kdy je dostatek času na konsolidaci materiálu se již projevuje sekundární stlačení. Lze předpokládat, že odlišný geologický vývoj jednotlivých úrovní daného souvrství (rychlost ukládání, chemické složení působící vody, aktuální přítomnost v oxické/anoxické zóně atd.) tak může být zdroj rozdílů v následné kombinaci a intenzitě samotného stárnutí a tím pádem zdrojem odlišných mechanických vlastností zeminy i v rámci jednoho souvrství. Například nemusí v případě

přirozeně uložených zemin platit, že pro polohy s vyšším geostatickým napětím má zemina nižší pórovitost ve srovnání s polohami s nižším geostatickým napětím. Zmíněný jev je publikovaný např. v práci Burlanda (1990), ve které prezentoval graf závislosti normalizovaného čísla pórovitosti tzv. indexu pórovitosti  $I_{v0}$  na odhadovaném efektivním *in-situ* vertikálním napětí.

$$I_{v0} = \frac{e_0 - e^*_{100}}{C^*_c} \quad (6)$$

$e_0$  = pórovitost vzorku pro odpovídající efektivní vertikální napětí *in-situ*,  $e^*_{100}$  = pórovitost rekonstituovaného vzorku při efektivním vertikálním napětí 100 kPa,  $C^*_c$  = vlastní index stlačitelnosti (tj. směrnice spojnice mezi  $e^*_{100}$  a  $e^*_{1000}$  normálně konsolidované rekonstituované zeminy ve vyobrazení  $e$  vs.  $\log \sigma'_v$ ).



Obr. 5 – Index pórovitosti  $I_{v0}$  přirozeně uložených jíílů vs. vertikální efektivní napětí vzorků *in-situ* označované jako  $\sigma'_{v0}$  (Burland 1990).

Uvedený jev přispívá k nepřesnosti Baldwin – Butlerova vztahu. Kromě rozdílů v pórovitosti materiálu je podle mého názoru ovlivněno i kompresní chování zeminy a zkreslení pozice  $\sigma'_{vmax}$  různě v různých hloubkách, jak prokazuje i série edometrických testů na neporušených vzorcích těglu (blíže viz kapitola 5).

#### 2.4. SHRNU TÍ

Procesy stárnutí zeminy mají za následek, že pórovitost materiálu není pouze funkcí hloubky pohřbení zeminy. Tento fakt v různé míře zpřesňuje odhad mocnosti eroze pomocí Baldwin – Butlerovy rovnice.

Stanovení překonsolidačního napětí edometrickou zkouškou je možné v případě mechanicky

překonsolidovaných zemin nepostižených stárnutím. Specifická kombinace nejrůznějších faktorů působících během ukládání a geologického vývoje zeminy souhrnně nazývané procesy stárnutí mění její mechanické chování a edometrickou zkouškou není možné odhalit skutečné překonsolidační napětí  $\sigma'_{v\max}$ , ale pouze tzv. pseudopřekonsolidační napětí  $\sigma'^*_{v\max}$ .

### 3. VZTAH EROZE A VÝCHOZÍ NAPJATOSTI V ZEMINÁCH, ZEMNÍ TLAK V KLIDU ( $K_0$ )

Výchozí napjatosti se rozumí geostatická napjatost v podloží, která není ovlivněna přetvořením respektive změnou napjatosti generovanou budováním stavebního díla nebo prováděním průzkumných prací. Zdroje výchozí napjatosti v zeminách a horninách lze dělit do dvou kategorií (Feda 1978):

- geostatické
- geodynamické (tektonické)

Předkládaná práce se zabývá zeminami. Zdroje výchozí napjatosti jsou uvažovány takto:

- a) Napjatost v zeminách je pouze geostatického původu, což znamená, že je dána sedimentací a případně erozí.
- b) Povrch zeminy je uvažován jako vodorovný jak během ukládání, tak během eroze.

Tyto předpoklady vedou k tomu, že osy hlavních napětí v zemině mají vertikální/horizontální orientaci. Za daných podmínek je proto pro popis výchozí napjatosti vhodný koeficient zemního tlaku v klidu  $K_0$ , který je definován jako poměr efektivního horizontálního a efektivního vertikálního napětí.

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (7)$$

V následujících kapitolách jsou uvedeny vztahy pro výpočet koeficientu zemního tlaku v klidu, které se v zásadě dělí do dvou skupin. V prvním případě se jedná o vztahy, kterými lze určit koeficient  $K_0$  v zeminách nepřekonsolidovaných, vyskytujících se ve stavu na čáře normálního stlačení (*NCL*) (obr. 4 a). V druhém případě se jedná o vztahy platné pro zeminy vyskytující se ve stavu mimo čáru normálního stlačení *NCL* na čáře odlehčení ve stavu vymezeném  $\sigma'_{v0}$  a  $\sigma'_{v\max}$ , jak je znázorněno na obr. 4 c). Nejasnou otázkou zůstává, jak stanovit koeficient  $K_0$  zemin, které jsou postiženy sekundárním stlačením, viz obr. 4. b) a d), a/nebo jiným projevem stárnutí zeminy.

Významným zdrojem informací, který slouží k ověřování, popř. tvorbě vztahů pro výpočet  $K_0$  v zeminách, jsou laboratorní měření. Jedná se o testy, při kterých je možné sledovat jak vertikální, tak horizontální napjatost vzorku a z hlediska principu měření se rozpadají do následujících skupin:

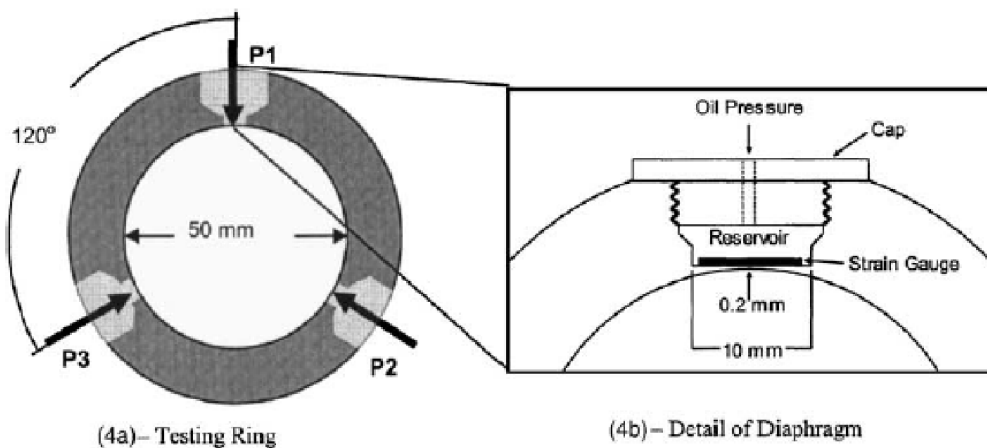
### Kompenzační zkoušky

Uvedený typ zkoušek odvozuje svůj název od kompenzace horizontálních (radiálních) přetvoření vzorku během testu. Horizontální/radiální přetvoření vzorku jsou průběžně během testu sledována a anulována, aby byly dodrženy podmínky tlaku v klidu.

Kompenzační testy se provádějí ve speciálně vybavených nebo zkonstruovaných triaxiálních (např. Mesri a Hayat 1993) a edometrických (např. Brooker a Ireland 1965) komorách. V triaxiálních komorách se horizontální deformace obvykle sledují snímači LVDT (Brown a Snaith 1974, Costa 1985) umístěnými na vzorku a v případě edometrů se deformace stanovují pomocí odporových tenzometrů. Tenzometry jsou umístěny na prstenci edometru, který dovoluje přetvoření. Tohoto je docíleno subtilnější konstrukcí prstence edometru. U triaxiálních testů odpovídá efektivní horizontální napětí v zemině tlaku kapaliny v triaxiální komoře. V případě edometrů odpovídá tlaku kompenzační kapaliny za prstencem edometru.

#### „Lateral stress“ edometr

Jedná se o speciální kompenzační edometr (Gareau a kol. 2006, Rohe a kol. 2009). Prstenec edometru je sestaven z masivního dílu se třemi „nikami“ pro sledování horizontálního napětí (viz obr. 6). V nejužším místě niky, kde je stěna prstence tloušťky 0,2 mm, je nika osazena odporovým tenzometrem a za tímto tenzometrem je kompenzační komora s olejovou náplní (Gareau a kol. 2006), nebo vzduchem (Monroy a kol. 2014, 2015). Tlak v kompenzační komoře je automaticky řízen tak, aby radiální deformace sledovaná tenzometrem byla udržována nulová. Hodnota tlaku v kompenzační komoře tak odpovídá horizontálnímu napětí při tlaku v klidu.



Obr. 6 – Schéma „lateral stress“ edometru (Gareau a kol. 2006).

**Měkký edometr**

Využívá subtilní prstenec umožňující stanovovat radiální přetvoření pomocí odporových tenzometrů (Kolymbas a Bauer 1993), jejichž odpor se mění v závislosti na deformaci/změně průměru prstence. Jelikož měkký edometr neumožňuje kompenzaci horizontálních přetvoření, je při experimentech omezeno maximální aplikovatelné axiální zatížení vzorku takové hodnoty, aby bylo dosaženo pouze takové radiální přetvoření, které, podle různých tuto techniku využívajících autorů, ještě dovoluje uvažovat napjatostní podmínky platné pro stav v klidu. Např. Shin a Santamarina (2009) uvažují maximální přípustné radiální přetvoření při kterém platí podmínky pro tlak v lidu  $\epsilon_r = 5 \cdot 10^{-5}$ .

Horizontální napětí je určeno ze změny elektrického odporu tenzometrů z vhodné kalibrace, jako je například test s balónkem s vodou (Shin a Santamarina 2009). Při tomto testu je při známém odporu tenzometru určeno odpovídající horizontální napětí, které v případě kapaliny odpovídá aplikovanému vertikálnímu napětí.

**3.1.  $K_0$  V NORMÁLNĚ KONSOLIDOVANÝCH ZEMINÁCH**

Jáky (1944) zavedl vztah pro výpočet koeficientu  $K_0$  odvozený z analýzy sypaniny písku.

$$K_0 = (1 - \sin\varphi') \frac{1 + \frac{2}{3}\sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'} \quad (8)$$

Autor v závěru studie nahrazuje vztah (8) zjednodušeným vztahem:

$$K_0 = 0,9(1 - \sin\varphi') \quad (9)$$

Později Jáky (1948) zjednodušuje rovnici výpočtu koeficientu zemního tlaku v klidu na výraz:

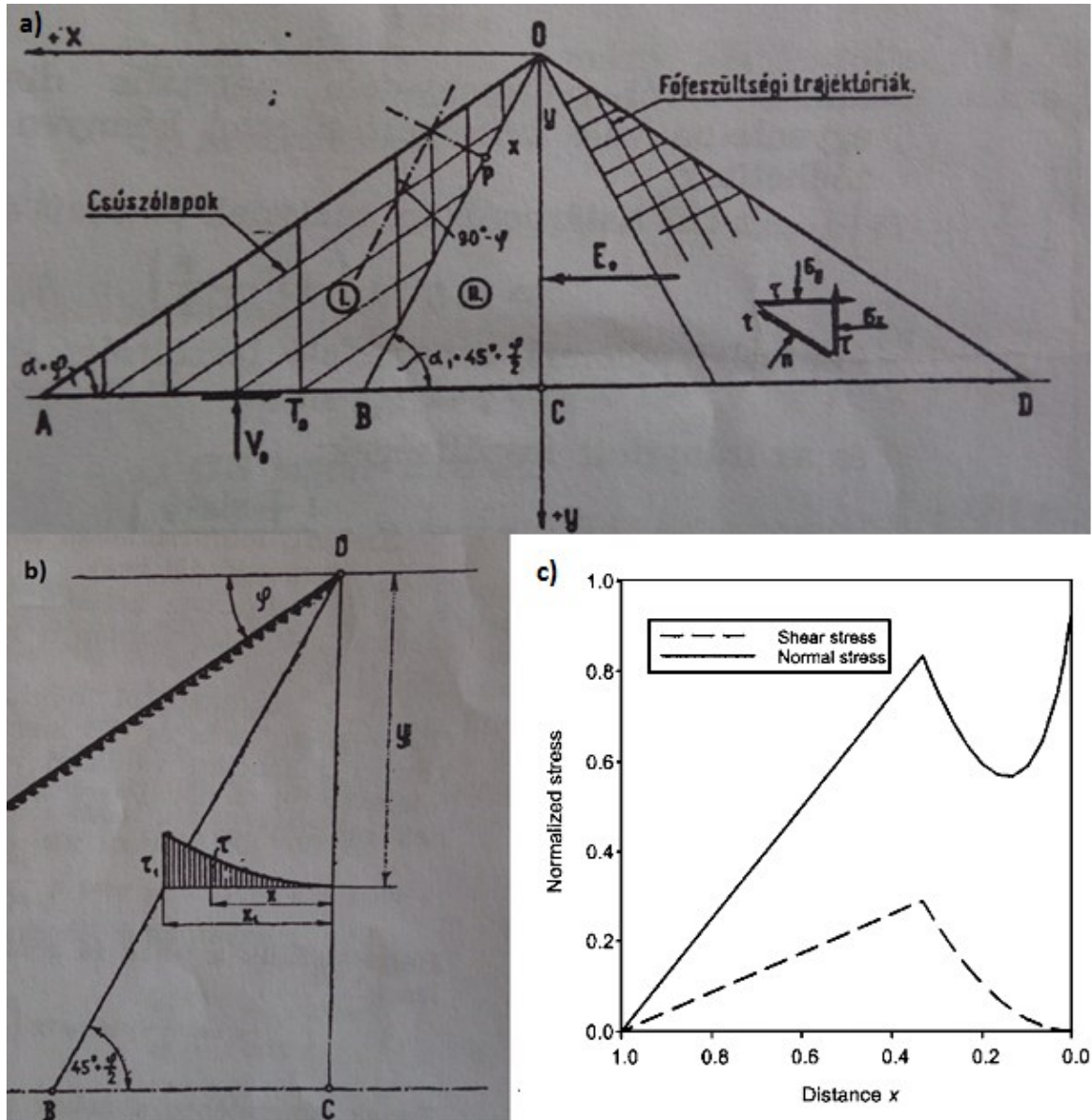
$$K_0 = 1 - \sin\varphi' \quad (10)$$

Rovnice (10) je pouze zjednodušením a zpřehledněním rovnice (8) bez jakéhokoliv autorova vysvětlení, ovšem vztah (10) se v průběhu let stal z výše uvedených v geotechnické praxi nejrozšířenější.

K sestavení rovnic (8) až (10) byla teoreticky analyzována sypanina písku (viz obr. 8a), kde je podmínka zemního tlaku v klidu splněna v ose zemního tělesa (osa O-C). V literatuře týkající se výpočtu koeficientu  $K_0$  podle Jákyho rovnic v inženýrské praxi (např. Laurin a kol. 2005) není často explicitně vyjádřeno, jaký úhel vnitřního tření je užit ve výpočtu. Vzhledem ke způsobu odvození rovnic (8) až (10) na kyprém písku je třeba dosazovat úhel vnitřního tření v kritickém stavu (např. Mesri a Hayat 1993). Jákyho vztahy (8, 9, 10) jsou platné pouze pro normálně konsolidované zeminy, kdy je splněna podmínka, že zemina je ve stavu, který odpovídá čáře normálního stlačení NCL (viz obr. 4a). Jákyho vztahy jsou tedy platné pro zeminy, které nebyly postiženy erozí.



Jáky (1944) uvažuje ve své studii distribuci napětí:



Obr. 7 – a) Distribuce hlavních napětí vyznačených čerchovanou čarou vpravo od linie O-C a orientace kluzných ploch vyznačena tamtéž plnými čarami (Jáky 1944); b) Smykové napětí mezi osou kužele (linie O-C) a linií O-B podle Jákyho (1944); c) Průběh smykového  $\tau_{xy}$  a horizontálního normálového napětí (Michalowski 2005) při uvažování Jákyho (1944) distribuce smykového napětí v normalizovaném vyobrazení (vzdálenost  $x$  normalizována délkou podstavy kužele o délce 1,0 [-] a napětí normalizováno součinem tíhy zeminy a výšky kužele písku).

Na obrázku 7a je schéma kužele z písku. Zemní tlak v klidu je podle Jákyho v ose kužele, tedy na linii O-C. V oblasti „I“ (mezi body A-O-B) autor definuje dva systémy kluzných ploch, které v jednom případě svírají s horizontálou úhel  $\varphi$  a v druhém případě jsou ve vertikální orientaci. Směry hlavních napětí jsou

v oblasti „I“ na obr. 7a znázorněny v pravé části kužele čerchovanou čarou. Pro oblast „II“ (mezi body B-C-O) Jáky konstatuje, že zde již nevzniká výše uvedená skupina kluzných ploch a dále uvažuje, že smykové napětí má v oblasti „II“ parabolický průběh s nulovou hodnotou v ose sypaniny (linie O-C).

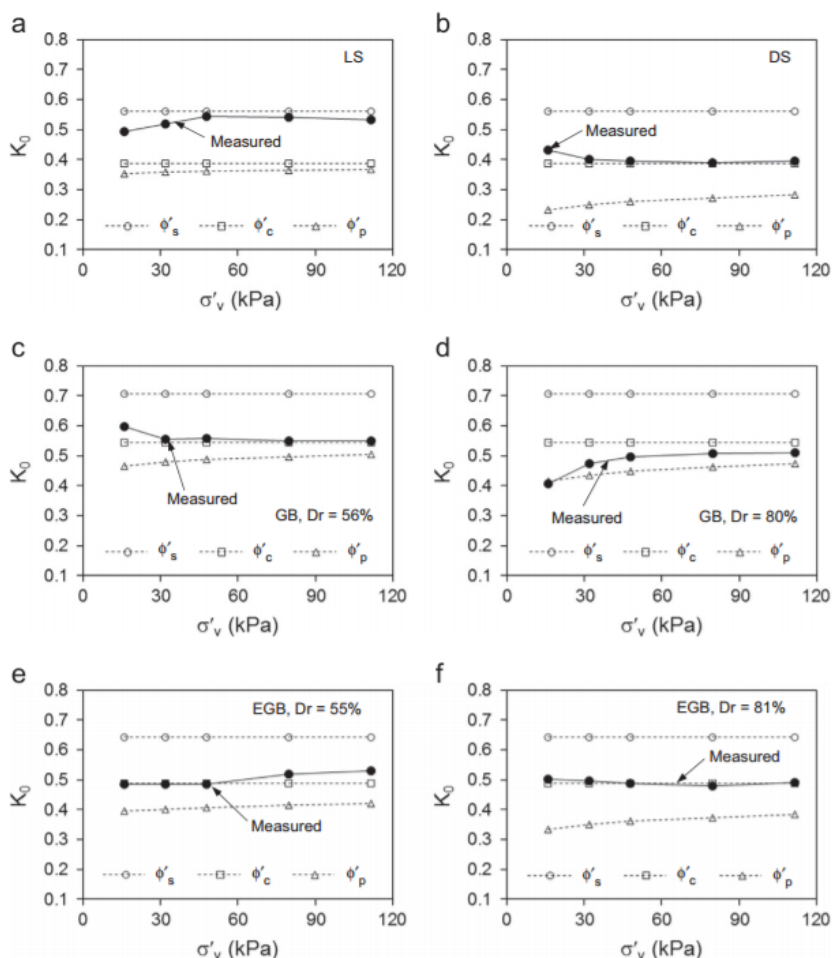
Například Pipatpongsa a Vardhanabhuti (2009), Pipatpongsa a kol. (2009), nebo Michalowski (2005) kritizují Jákyho studii a uvádí, že Jáky zvolil nerealistickou distribuci smykového napětí  $\tau_{xy}$  v oblasti „II“. Michalowski (2005) publikoval průběh normálového napětí v horizontálním směru  $\sigma_y$  s uvažováním Jákyho (1944) použité distribuce smykového napětí a uvádí, že nejsou známa žádná experimentální měření odpovídající tomuto průběhu napětí (průběh napětí viz obr. 8c). Přesto Michalowski (2005) i další autoři (např. Pipatpongsa a kol. 2009) konstatují, že navzdory kritizovanému způsobu odvození a empirické povaze vztahu, je rovnice (10) vhodná pro určení koeficientu zemního tlaku v klidu (v pro zemní tlak v linii O-C) normálně konsolidovaných zemin.

Platnost Jákyho vztahu (10) byla ověřována i laboratorním měřením. Brooker a Ireland (1965) prováděli testy na normálně konsolidovaných jílech v kompenzačním edometru. Autoři jsou téměř ve shodě s Jákyho rovnicí a uvádějí, že největší těsnost k naměřeným datům má vztah mírně modifikovaný v podobě:

$$K_0 = 0,95 - \sin\varphi'_{cr} \quad (11)$$

Lee a kol. (2013) porovnávali  $K_0$  stanovené měřením v měkkém edometru a  $K_0$  stanovené vztahem (10) pro písky a „zeminy“ z hladkých a poleptaných skleněných kuliček pro různou ulehlost a při různém vertikálním napětí. V rovnici (10) byl pak dosazován kritický, vrcholový, nebo interpartikulární úhel vnitřního tření materiálů (úhel tření povrchu materiálu částice zeminy – viz např. jedna z prvních syntéz k dané problematice: Proctor a Barton (1974)). Z výsledků analýzy pak mimo jiné vyplývá, že pro použité materiály s různou angularitou, dává rovnice (10) relativně shodné výsledky s největší těsností a v největším počtu případů při užití kritického úhlu vnitřního tření (viz obr. 9). Je pozoruhodné, že nejmenší těsnost mezi měřeným  $K_0$  a  $K_0$  spočteným dle (10) za užití kritického úhlu vnitřního tření je právě ve vzorku kyprého písku, kde by podle předpokladů měl Jákyho vztah (10) odvozený právě na sypanině kyprého písku platit s největší přesností. Tento jev autoři přisuzují nepravidelné angularitě zrn přírodního písku, která způsobuje zaklínění („interlocking“) částic mezi sebou, která má mít vliv na distribuci napětí v zemině. Dále je pozoruhodný a neobjasněný jev, že Jákyho vztah (10) s užitím sinu kritického úhlu vnitřního tření má všeobecně největší těsnost k naměřeným datům bez ohledu na ulehlost materiálů, a to i při vyšších ulehlostech, kde je patrný větší rozdíl mezi vrcholovým a kritickým úhlem vnitřního tření a kde se tak jednoznačně ulehlostí generuje dilatance materiálu a materiál tak neodpovídá Jákyho (1944) předpokladům.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

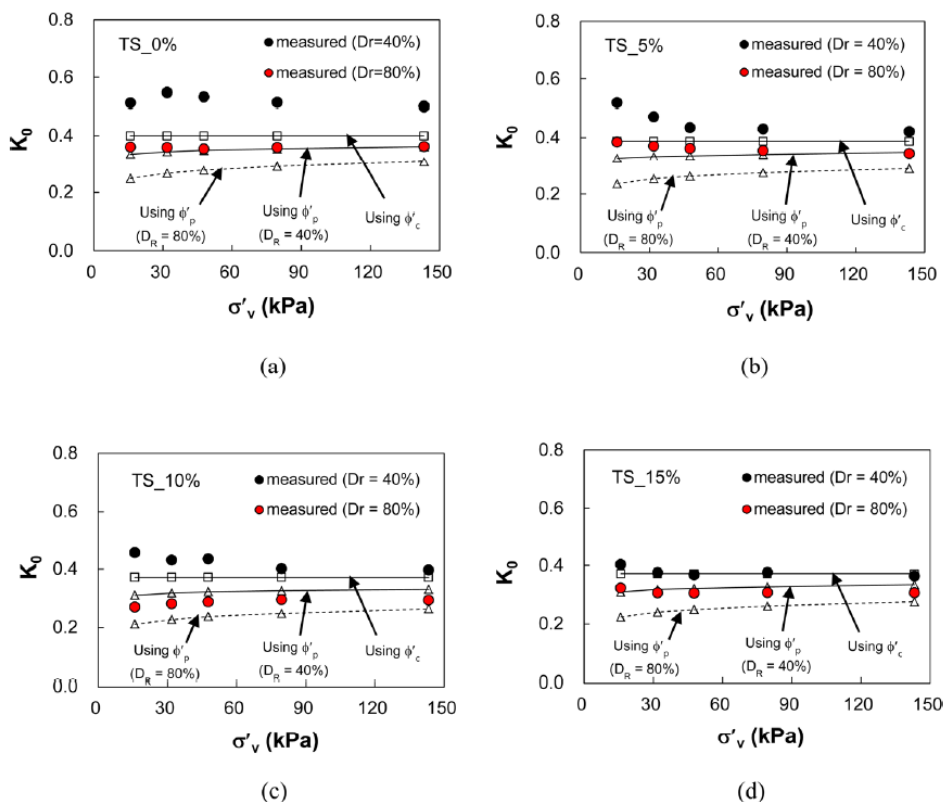


Obr. 8 – Změřené a spočtené  $K_0$  různých materiálů při různé relativní ulehlosti ( $D_r$ ); a) kyprý písek, b) ulehlý písek, c) méně ulehlé skleněné kuličky, d) více ulehlé kuličky e) méně ulehlé poleptané kuličky f) více ulehlé poleptané kuličky.  $K_0$  spočteno s kritickým ( $\Phi'_c$ ), vrcholovým ( $\Phi'_p$ ) a interpartikulárním ( $\Phi'_s$ ) úhlem vnitřního tření (Lee a kol. 2013).

Stejnou způsobem zpracovali později Lee a kol. (2014) studii pro písky s různým obsahem prachové frakce (od 0% po 15%) a různou relativní ulehlosti ( $D_R$  40 a 80%). Srovnání v měkkém edometru změřeného  $K_0$  a spočteného  $K_0$  podle Jákyho vztahu (10) za užití vrcholového a kritického úhlu vnitřního tření je obsaženo v následujícím obrázku. Z dat je zřejmé, že jednoznačná „těsnost“ není obecně pozorovatelná ani pro vrcholový a ani pro kritický úhel vnitřního tření, ovšem výpočet s užitím kritického úhlu je téměř vždy „mezilehlý“ mezi měřením pro obě testované ulehlosti (40 a 80%). I o těchto datech, stejně jako v případě výše uvedeno studie Leeho a kol. (2013), lze prohlásit, že jsou překvapivá. Z definice Jákyho (10) vztahu odvozeného na kypré sypanině písku za užití sinu kritického úhlu vnitřního tření by měl platit předpoklad, že naměřené  $K_0$  a spočtené  $K_0$  by mělo být více ve shodě s materiálem s nižší ulehlostí ( $D_r = 40\%$ ), ovšem v případě písku s 0% prachové frakce (obr. 9 a) je tomu naopak.  $K_0$  dle vztahu (10) s užitím sinu kritického úhlu se přibližuje více naměřeným hodnotám pro  $D_r = 40\%$  postupně s narůstajícím podílem prachové frakce, jak je patrné z obr. 9. Původ a důvod

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

uvedených odchylek by zasluhoval další výzkum.



Obr. 9 –  $K_0$  změřené a  $K_0$  spočtené pro písky s obsahem prachové frakce (TS) a) 0%, b) 5%, c) 10%, d) 15%.  $K_0$  spočtené podle Jákyho vztahu (10) za užití kritického úhlu vnitřního tření ( $\phi'_c$ ) a vrcholového úhlu vnitřního tření ( $\phi'_p$ ) pro různé ulehlosti ( $D_R$ ) (Lee a kol. 2014).

Na základě rešerše lze ovšem přijmout, že Jákyho vztah (10) je schopen určit koeficient zemního tlaku v klidu normálně konsolidovaných jílovitých zemin a že v uvedeném vztahu je korektní používat sinus kritického úhlu vnitřního tření. Pokud je proto potřebná znalost  $K_0$  pro tégl ve stavu normální konsolidace, je pro jeho určení vhodná rovnice (10). V případě písčitých zemin je vztah (10) méně přesný než v případě jílu.

### 3.2. $K_0$ V PŘEKONSOLIDOVANÝCH ZEMINÁCH

Na překonsolidované zeminy působí vertikální napětí  $\sigma'_{v0}$ , které je menší než  $\sigma'_{vmax}$  a nacházejí se tak ve stavu na čáře odlehčení (viz obr. 4 b). V následujícím textu platí předpoklad, že do tohoto stavu se dostaly odlehčením.

Neexistuje žádný teoretický vztah, který by dovoľoval stanovit koeficient zemního tlaku v klidu v překonsolidovaných zeminách. Stanovení koeficientu  $K_0$  v překonsolidovaných zeminách je možné buďto určením vertikální a horizontální napjatosti měřením a spočtením podle rovnice (7), nebo výpočtem pomocí empirických rovnic, které vycházejí ze statistického zpracování souborů dat

především z laboratorních testů.

### Vztah mezi $K_0$ a překonsolidací

Pro testy na rekonstituovaných zeminách nepostižených stárnutím lze akceptovat (Schmidt 1966, Mayne a Kulhawy 1982), že koeficient zemního tlaku v klidu je funkcí  $OCR$ .

$$OCR = \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_{v0}} \quad (12)$$

Byla navržena a publikována řada empirických rovnic, kde je  $K_0$  funkcí  $OCR$ .

Obecně uznávaný vztah mezi veličinami  $K_0$  a  $OCR$  je:

$$K_0 = b \cdot OCR^\alpha \quad (13)$$

(Schmidt 1966)

V konkrétní podobě je pravděpodobně nejrozšířenější formulace podle Mayna a Kulhaweho (1982).

$$K_0 = K_{0,NC} \cdot OCR^{\sin\phi'_{cr}} \quad (14)$$

Kde  $K_{0,NC}$  = koeficient zemního tlaku v klidu normálně konsolidované zeminy.

Rovnice (15) se vztahuje k zeminám, které prodělaly prosté odlehčení z překonsolidačního napětí bez složitější historie napětí (žádné znovupřítížení a případné znovuodlehčení). Mayne a Kulhawy (1982) publikovali i vztah mezi  $K_0$  a  $OCR$  pro zeminy, které prošly odlehčením z překonsolidačního napětí a následným znovupřítížením:

$$K_0 = (1 - \sin\phi'_{cr}) \left[ \frac{OCR}{OCR_{max}^{(1-\sin\phi'_{cr})}} + \frac{3}{4} \left( 1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right] \quad (15)$$

kde:

$$OCR_{max} = \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_{min}} \quad (16)$$

Napětí  $\sigma'_{vmin}$  je napětí odpovídající minimálnímu dosaženému napětí při odlehčení.

Pokud je překonsolidace zemin určena podílem pseudopřekonsolidačního napětí  $\sigma'^*_{vmax}$  ve smyslu definice v kapitole 2, s aktuálním efektivním vertikálním napětím  $\sigma'_{v0}$ , jedná se o stupeň pseudo-překonsolidace  $OCR^*$ . Proto, pokud v poznátcích z následující rešerše není jednoznačně dáno, že autoři hovoří o skutečné „mechanické“ překonsolidaci (pokles aktuální napjatosti ze  $\sigma'_{vmax}$ ), je, v duchu takto zavedené nomenklatury, v předkládané studii přeznačena tato veličina z  $OCR$  na  $OCR^*$ .

Rovnice (14) a (15) sestavili Mayne a Kulhawy (1982) na základě statistické analýzy souboru dat z laboratorních zkoušek různého původu a provedení. Jsou publikovány i jiné varianty rovnice (13), které

závisí na konkrétním analyzovaném souboru dat. Pro koeficient  $\alpha$  je doporučeno různými autory používat hodnoty v intervalu od cca 0,5 až po 1,0;  $\alpha = \sin\phi'$  (Mayne a Kulhavy 1982, Schmidt 1966);  $\alpha = 0,5$  (Meyerhof 1976). Pro jíly postižené stárnutím doporučuje Hammouche a kol. (1995)  $\alpha = 0,75$  až 1,15 s doporučením generálně užívat hodnotu 1,0. Samotní autoři rovnice (15) později publikovali po statistickém zpracování dalších dat laboratorního a polního původu vztahy pro výpočet  $K_0$  (Kulhawy a Mayne 1990 kap. 3) a například pro překonsolidované jíly má platit vztah:

$$K_0 = 0,47 \cdot OCR^{*0,53} \quad (17)$$

který byl odvozen statistickým zpracováním 56 souborů dat nasbíraných v jílových formacích, kde zároveň proběhlo měření a stanovení  $K_0$  pomocí samozávrtného presiometru *in-situ* (kap. 4.2.4) a určení koeficientu  $OCR^*$  edometrickou zkouškou.

Později se například Hanna a Al-Romhein (2008) věnovali studiu vývoje  $K_0$  v angulárním suchém písku ve velkorozměrové kvádřové (1080 mm dlouhé, 477 hluboké a 197 mm široké) kompenzační komoře pro testování zemního tlaku, kdy podmínka dodržení nulového horizontálního přetvoření byla sledována snímačem LVDT na jedné horizontálně posuvatelé stěně, na které byl zároveň snímán tlak vyvozovaný zeminou (detailní konstrukční uspořádání viz Hanna a Al-Khoury 2005). Testy byly prováděny na normálně konsolidovaném písku i na překonsolidovaném písku s  $OCR$  v rozmezí 1,0 – 11,5. Výsledkem testu je konstatování shody se vztahem Mayna a Kulhaweho (14) do hodnoty  $OCR$  3,0. Autoři navrhují na základě dat obdržných z měření částečně modifikovaný vztah (15):

$$K_0 = K_{0,NC} \cdot OCR^{(\sin\phi'_{cr}-0,18)} \quad (18)$$

### 3.3. VZTAH $K_0$ A PŘEKONSOLIDACE U ZEMIN POSTIŽENÝCH STÁRNUTÍM

Rovnice (17) nebo hodnota mocninného indexu do rovnice (13) doporučovaná Hammouchem a kol. (1995), jsou odvozeny porovnáním koeficientu  $OCR^*$  zjištěného edometrickými zkouškami přirozeně uložených překonsolidovaných jílu s napětím *in-situ* registrovaným polním měřením (v obou jmenovaných případech samozávrtným presiometrem – kap. 4.2.4, ve druhém případě navíc hydraulickým štěpením – viz kap. 4.2.2 a DMT – viz kap. 4.2.5). Kromě skutečnosti, že polně stanovované napětí  $\sigma'_{ho}$  může být nepřesné (viz kap. 4.2), je zásadním úskalím vztah mezi  $K_0$  a  $OCR$ , jelikož vztah mezi těmito veličinami, jak je uveden v rovnicích (14) a (15), je uplatnitelný pro zeminy neovlivněné stárnutím s čistě „mechanickou“ překonsolidací podle definice vyjádřené rovnicemi (12) a (16). V ostatních případech není vzájemný vztah veličin  $K_0$  a  $OCR$  zdaleka jednoznačný a kalibrovat rovnici pro přirozeně uložené zeminy např. výše uvedenou kombinací edometrického testu a polního měření může vést k nesprávnému výsledku. Důvodem jsou dva fakty:

- 1) Stárnutí zeminy má za následek změnu mechanického chování zeminy, které znesnadňuje až

znemožňuje zjištění skutečného „mechanického“ překonsolidačního napětí  $\sigma'_{v\ max}$  ale pouze pseudopřekonsolidačního napětí  $\sigma'^*_{v\ max}$ , jak je diskutováno v kap. 2.4. Není tak možné určit skutečné „mechanické“  $OCR$  a  $OCR_{max}$  ale pouze stupně pseudo-překonsolidace  $OCR^*$  a  $OCR^*_{max}$ . V dalším textu tak,  $OCR$ , který neodpovídá jednoznačně definici „mechanické“ překonsolidace dle vztahu (12), bude označován jako stupeň pseudo-překonsolidace  $OCR^*$ .

- 2) Není doposud jednoznačně známo, zda a jak se mění poměr horizontálního a vertikálního efektivního napětí během stárnutí zeminy.

### 3.3.1. vývoj $K_0$ v čase

#### 3.3.1.1. Vývoj $K_0$ během sekundárního stlačování

Schmertmann (1983) shrnul výsledky ankety mezi několika desítkami geotechniků, zda a jak se vyvíjí horizontální napjatost normálně konsolidovaného jílu v edometru při konstantním efektivním vertikálním napětí. Dočkal se protichůdných odpovědí. Ani v současnosti není tato otázka jednoznačně zodpovězena. Na vývoj  $K_0$  během sekundárního stlačování existuje několik názorů:

- 1)  $K_0$  v čase narůstá

Nárůst koeficientu  $K_0$  během sekundárního stlačování vzorku byl registrován při některých kompenzačních triaxiálních a edometrických testech (např. Mesri a Castro 1987, Mesri a Hayat 1993). Mesri a Castro (1987) uvádějí následující vztah pro výpočet  $OCR^*$  pro zeminy překonsolidované sekundárním stlačováním:

$$OCR^* = \left(\frac{t}{t_p}\right)^{\left(\frac{C_\alpha/C_c}{1-C_r/C_c}\right)} \quad (19)$$

$t_p$  = doba konsolidace;  $t = t_p$  + doba trvání sekundárního stlačení;  $C_\alpha$  = index sekundárního stlačení;  $C_c$  = index stlačitelnosti;  $C_r$  = index ze znovuzatěžovací větve po odlehčení (recompression index)

Koeficient  $K_0$  je pak určen vztahem (Mesri a Casrto 1987):

$$K_0 = K_{0,NC} \left(\frac{t}{t_p}\right)^{\left(\frac{C_\alpha/C_c}{1-C_r/C_c}\right) * \sin \varphi'_{cr}} \quad (20)$$

Mesri a Hayat (1993) později publikovali na základě kompenzačních laboratorních testů empirický vztah pro výpočet  $K_0$  také pro zeminy překonsolidované pouze sekundárním stlačením, které podle tvrzení autorů odpovídá skutečnosti více než rovnice (18):

$$K_0 \approx K_{0,NC} \left(\frac{t}{t_p}\right)^{C_\alpha/C_c} \quad (21)$$

Zhao a kol. (2011) uvádí, že cementace normálně konsolidovaných saturevaných rekonstituovaných jílu může být vyvolána konsolidačním napětím a samotnou cementaci popisují jako proces, který vede ke změně pevnosti zemin, která zahrnuje nárůst „skutečné“ soudržnosti a změnu polohy Mohr – Coulombovy obálky pevnosti v takové formě, že klesá mobilizovaný úhel vnitřního tření zeminy. Uváděná skutečná koheze znamená extrapolaci pevnostní obálky do bodu nulového efektivního normálového napětí. Autoři úvahy opírají o výsledky laboratorních měření např. Burlanda a kol. (1996), kteří zkoušeli sérii lakustrinních a marinních překonsolidovaných jílu drénovanými a nedrénovanými triaxiálními zkouškami pro zjištění pevnostních obálek intaktního (*in-situ* uloženého) a rekonstituovaného materiálu a kteří pozorovali právě takovouto změnu pevnosti zemin. Generování a nárůst zmíněné koheze a pokles mobilizovaného úhlu vnitřního tření během sekundárního stlačení pak podle autorů způsobuje nárůst koeficientu  $K_0$ .

## 2) $K_0$ se asymptoticky blíží jedné

Názor se zakládá na úvaze o postupné „disipaci“ smykových napětí na kontaktu zrn zeminy (Kavazanjian a Mitchell 1984, Lacerda a Martins 1985). Jedná se o proces „napjatostní relaxace“, přičemž se postupně deviatorové napětí  $q$  blíží nule a hlavní střední napětí  $p'$  jedné (vertikální a horizontální napětí se postupem času navzájem rovná) a koeficient zemního tlaku v klidu  $K_0$  tak dosáhne hodnoty 1,0. Úvaha je podepřena mimo teoretickou analýzu tendence zeminy dostat se do stavu izotropní napjatosti i triaxiálními, podrobně nepublikovanými zkouškami, jak shrnují Kavazanjian a Mitchell (1984).

## 3) $K_0$ je konstantní

Zastánci tohoto názoru opírají svá tvrzení o laboratorní měření. Např. Gareau a kol. (2006) uvádí výsledky testu na vzorku v „lateral stress“ edometru. Stejného názoru jsou i někteří autoři opírající svá tvrzení o měření v zařízení odpovídající konstrukci principu měkkého edometru (tenkostěnný přístroj s registrací přetvoření pomocí tenzometrů), který však není v tomto článku ani v pozdějších publikacích blíže specifikován (Holtz a kol. 1986), nebo studie, jejichž primární cíl nebylo sledovat vývoj  $K_0$  během sekundárního stlačování, ale která dokládá neměnný koeficient  $K_0$  při konstantním efektivním vertikálním napětí pro nescementovanou zeminu ze skleněných kuliček (Shin a Santamarina 2009), i když jejich test při konstantním vertikálním zatížení trval pouze 2500 sekund, což může být považováno za příliš krátkou dobu.

### 3.3.1.2. *Další efekty stárnutí zeminy s možným vlivem na $K_0$*

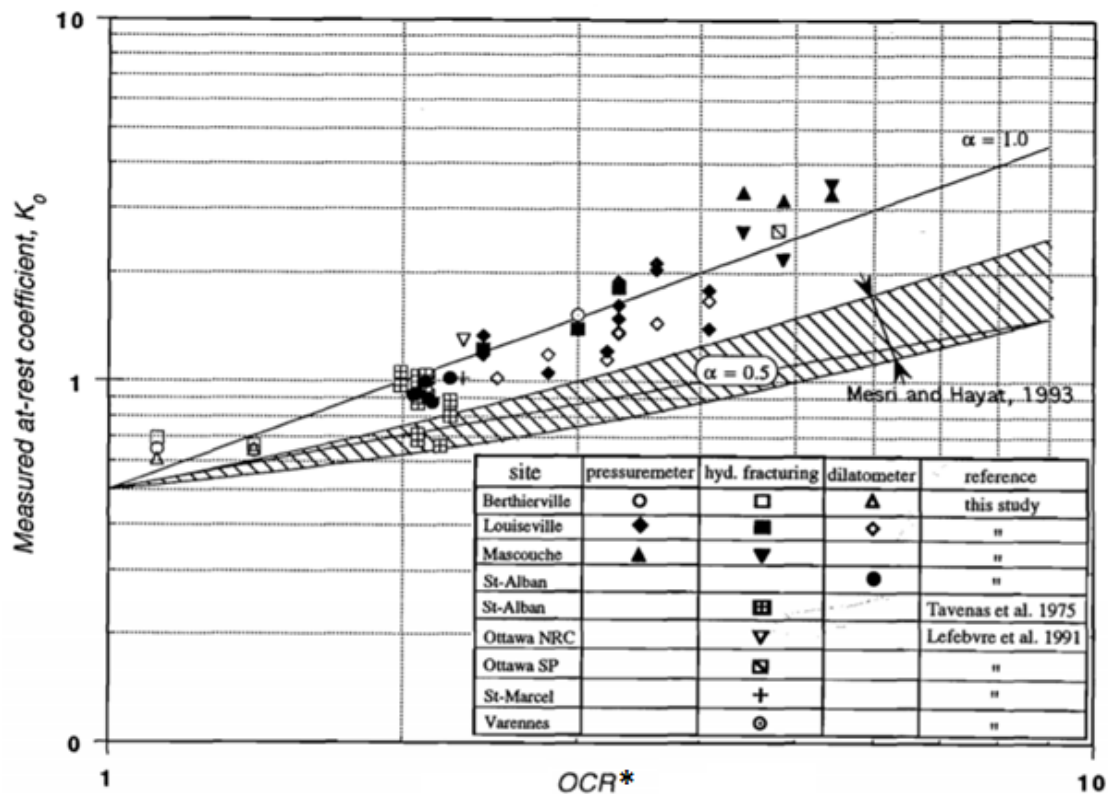
V předkládané práci se o zeminách předpokládá, že jejich napjatost není ovlivněna geodynamickými (tektonickými) procesy. Mimo sekundární stlačení tak dalšími efekty stárnutí, které mohou mít vliv na napjatost v zemině, patří měnící se chemismus a struktura zeminy daná cementací. Například



## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

Hammouche a kol. (1995) se zabývali vlivem cementace stárnoucích jíílů na vývoj  $K_0$ . Autoři statisticky zhodnotili 20 „dobře zdokumentovaných“ jíílů postižených stárnutím z území Kanady, USA a Evropy a ve své studii aplikují předpoklad, že postupnou cementací dochází k nárůstu senzitivity jíílů. Senzitivitu jíílů definuje Tezaghi (1944) jako podíl neodvodněné pevnosti neporušené a rekonstituované zeminy.

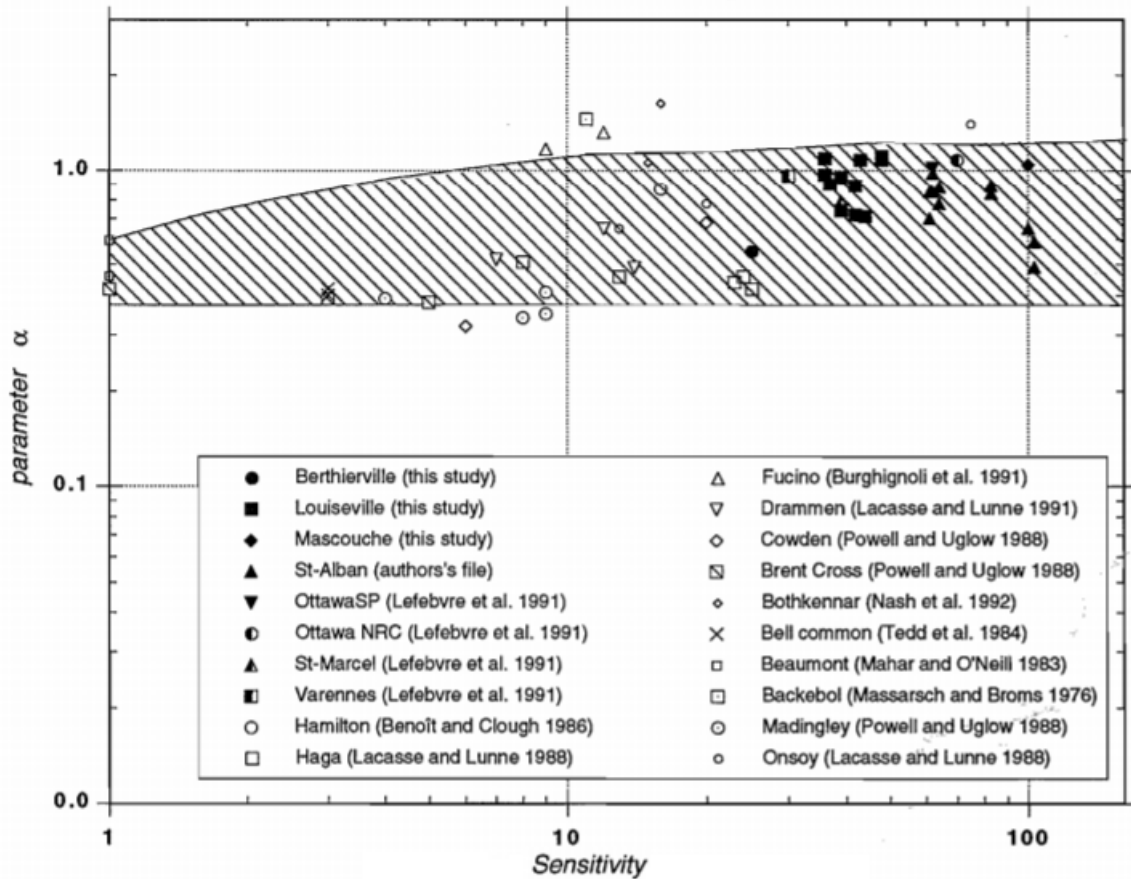
Hammouche a kol. (1995) použili  $K_0$  stanovené *in-situ* samozávrtným presiometrem (viz kap. 4.2.4), DMT (kap. 4.2.5) a hydraulickým štěpením (kap. 4.2.2). Koeficient  $OCR^*$  byl stanoven z překonsolidačního napětí zjištěného edometrickou zkouškou. Dále je ve studii provedena diskuze a snaha o kalibraci koeficientů „ $b$ “ a „ $\alpha$ “ rovnice (13). Autoři doporučují koeficient  $b = K_{0,NC}$  a koeficient  $\alpha$  je určován parametricky a to proložením regresní křivky daty v grafu  $K_0$  změřeného polními testy vs.  $OCR^*$  zjištěné edometrickou zkouškou. – viz obr. 10.



Obr. 10 – Určení vhodné hodnoty koeficientu  $\alpha$  v grafu  $K_0$  vs.  $OCR^*$  (Hammouche a kol. 1995).

Koeficient  $\alpha$  dosahuje podle autorů vyšších hodnot než sinus kritického úhlu vnitřního tření běžných zemín ( $\approx 0,35$  až  $0,65$ ) – blíže viz kapitola 3.1 a 3.2. Vyšší hodnota koeficientu  $\alpha$  zjištěná pro zeminy postižené stárnutím tak znamená vyšší  $K_0$ . Zároveň se ve studii poukazují na vzrůst koeficientu  $\alpha$  s vyšší senzitivitou – viz obr. 11.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TÉGLU

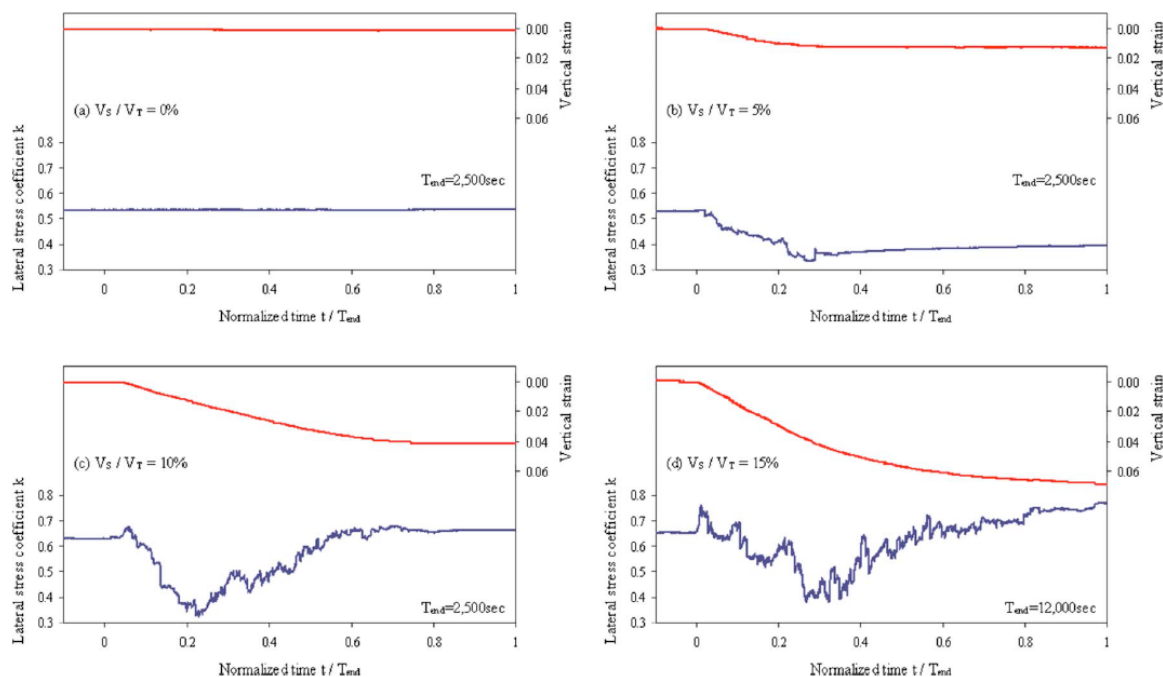


Obr. 11 – Vztah mezi senzitivitou a koeficientem  $\alpha$  (Hamouche a kol. 1995).

Samotní autoři ovšem uvádí, že jíly použité v jejich analýze jsou nebo mohou být ovlivněny i jinými projevy stárnutí a složitým vývojem napjatosti, a proto se jednoznačně nepřiklání k závěru, že cementace způsobuje nárůst horizontálního napětí.

Dalším projevem stárnutí zeminy je změna struktury/pórovitosti daná vysrážením nebo naopak vyluhováním některých minerálů za doprovodu takových jevů jako je např. prosednutí skeletu zeminy. Shin a Santamarina (2009) provedli test vlivu rozpouštějícího se minerálu v zemině na vývoj  $K_0$ . Zeminu reprezentovaly kuličky skla průměru  $d_{50}$  0,7 mm a vyplavovaný minerál byla kuchyňská sůl s  $d_{50} = 0,3$  mm v krychlovém tvaru. Byly testovány směsi s koncentrací soli definované objemem soli  $V_s$  ku totálnímu objemu zeminy  $V_t$ . Směsi byly připravované ve slaném nálevu, aby nedocházelo z rozpouštění a vyplavování soli ze směsi při míchání. Testy probíhaly v měkkém edometru a vzorek byl po spuštění testu vystaven solí nenasycené vodě, která rozpouštěla krystaly soli. Na obrázku 11 jsou výsledky měření pro koncentrace soli  $V_s/V_t$  od 0 do 15%.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 12 – test vývoje  $K_0$  při rozpouštění soli ve směsi vzorku skleněné koule/sůl při různých koncentracích a) 0%; b) 5%; c) 10%; d) 15% (Shin a Santamarina, 2009)

Jak je zřejmé z obr. 12, při nulové koncentraci soli je  $K_0$  konstantní. Při koncentraci 5%  $K_0$  po rozpuštění soli klesne. V případě vyšších koncentrací autoři konstatují, že minimální dosažitelný zemní tlak  $K_{min}$  odpovídá aktivnímu (Rankinovu) zemnímu tlaku. Aktivní zemní tlak je limitní stav zeminy, kdy dochází k vyčerpání pevnosti dané zeminy a po přeskupení zrn ve vzorku dochází víceméně ke znovuoobnově původního zemního tlaku v klidu. Tento průběh je pozorován v případě vzorků s koncentrací 10 a 15%, kde se hodnota  $K_0$  po přeskupení zrn přibližuje výchozí hodnotě, popř. dosáhne mírně vyšší hodnoty (případ s koncentrací 15%). Na tomto jednoduchém testu lze pozorovat, že množství rozpouštěného minerálu i za laboratorních podmínek s jasně definovanými fyzikálními podmínkami (stejná zrnitost a chemické složení zrn „zeminy“, teplota během testu a jasně definovaný rozpouštěný minerál) vede k různému vývoji  $K_0$ .

Gao a Wang (2016) sledovali vývoj koeficientu  $K_0$  v angulárním suchém písku a cílem studie bylo zjistit, jak se chová zemina při konstantním vertikálním napětí po přitěžovacím a naopak po odlehčovacím kroku. Koeficient  $K_0$  byl sledován ve smykové krabici osazené snímači LVDT a piezodporovými snímači pro sledování přetvoření a napětí v horizontálním i vertikální směru (detailnější popis zařízení viz Wang a Gao 2014). Registrovaná přetvoření byla v řádu  $1 \cdot 10^{-6}$ . Vzhledem k tomu, že se jednalo o suchý vzorek, konstatují autoři, že snímaný tlak odpovídá efektivnímu napětí. Konstantní vertikální napětí bylo v jednotlivých zatěžovacích krocích aplikováno po dobu tří dnů.

Autoři rovněž sledují nárůst koeficientu  $K_0$  během sekundárního stlačování. Ovšem při odlehčovacích krocích pozorovali během konstantního vertikálního napětí jev, který nazvali „sekundárním odskočením“ (secondary rebound), při kterém je naopak registrován pokles  $K_0$ .

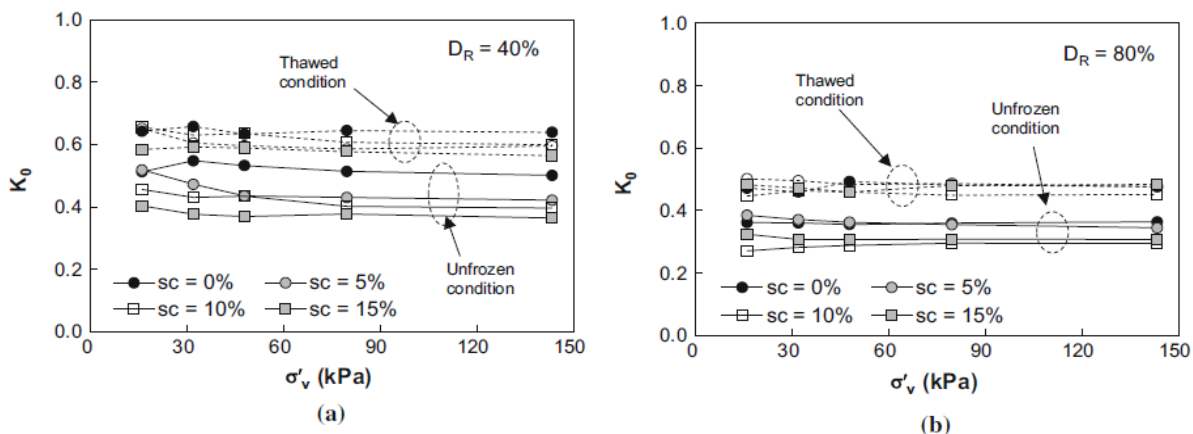
Vzrůst  $K_0$  ve fázi zatěžovacích kroků připisují kompresi vzorku ve vertikálním směru a souvisejícímu horizontálnímu přetvoření, které by bylo korektnější pojmenovat jako horizontální sekundární stlačování, a které postupně zvyšuje horizontální napjatost. Změny v  $K_0$  byly pozorovány při vyšších hodnotách vertikální napjatosti. Mesri a Wang (2016) pak následně srovnávají  $K_0$  určené vztahem (20) s daty z experimentu Gao a Wang (2016) z přitěžovací fáze testu a konstatují vzájemnou výbornou shodu.

Pokles  $K_0$  při odlehčování pak autoři připisují pozorované „expanzi vzorku“ ve vertikálním směru (sekundární odskočení) při konstantním vertikálním napětí a souvisejícímu horizontálnímu přetvoření v opačném směru než při přitěžování. K poklesu horizontální napjatosti docházelo bez ohledu na to, zda byla vertikální napjatost větší nebo menší než horizontální. Změny v  $K_0$  jsou výraznější při nižších hodnotách vertikální napjatosti.

Lee a kol. (2016) provedli studii vlivu zmrazování a tání na hodnotu  $K_0$  normálně konsolidované zeminy. Využili tenkostěnný edometr osazený tenzometry pro snímání přetvoření vycházející z konstrukčního uspořádání Kolymbase a Bauera (1993) (viz kap. 3) a při testech bylo dle autorů dosahováno horizontálního přetvoření menšího než  $1 \cdot 10^{-5}$ . Edometr byl navíc vystrojen snímačem teploty, který byl v kontaktu se zeminou na bázi vzorku.

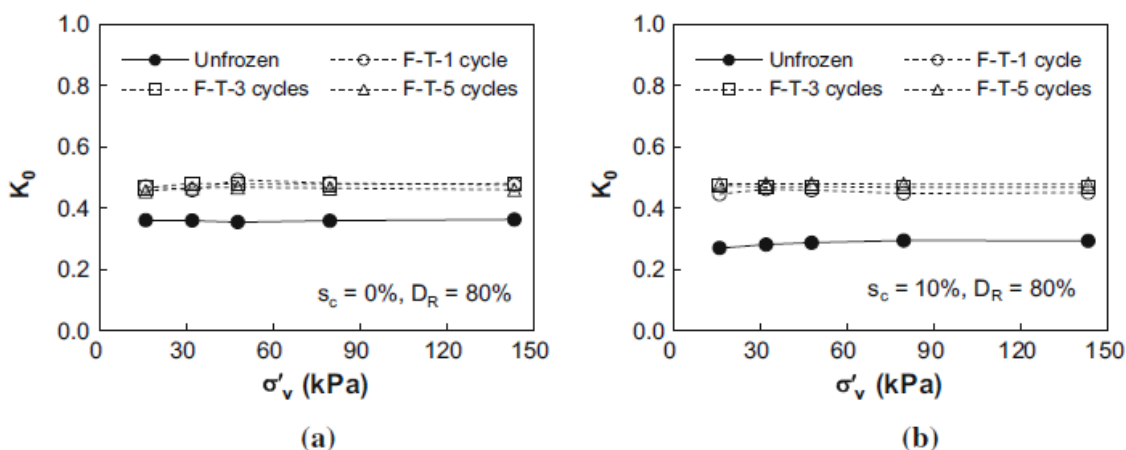
Předmětem testu byly písčité zeminy s příměsí prachové frakce o obsahu 0, 5, 10 a 15% uhutněné na relativní ulehlost (relative density  $D_r$ ) 40% a 80%. Byly provedeny testy s jedním, třemi a pěti zmrazovacími cykly, přičemž nejnižší teplota dosahovaná během testů byla  $-10^\circ\text{C}$  a při rozmrazení byla dosažena teplota  $15-17^\circ\text{C}$ . Z měření je zřejmé, že největší změny v koeficientu  $K_0$  jsou zaznamenány během prvního zmrazovacího/rozmrazovacího cyklu a dále že relativní ulehlost vzorku má na  $\Delta K_0$  relativně malý vliv. Větší vliv na  $\Delta K_0$  má obsah prachové frakce v zemině (viz obr. 13). Hodnota  $\Delta K_0$  pro obsah prachových částic 0% a 15% byla po prvním cyklu 0,138 a 0,200 v případě relativní ulehlosti 40% a 0,113 a 0,176 v případě relativní ulehlosti 80%.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 13 – Hodnota  $K_0$  před prvním zmrazením a po prvním rozmrazení při relativní ulehlosti vzorku a) 40%, b) 80% (Lee a kol. 2016).

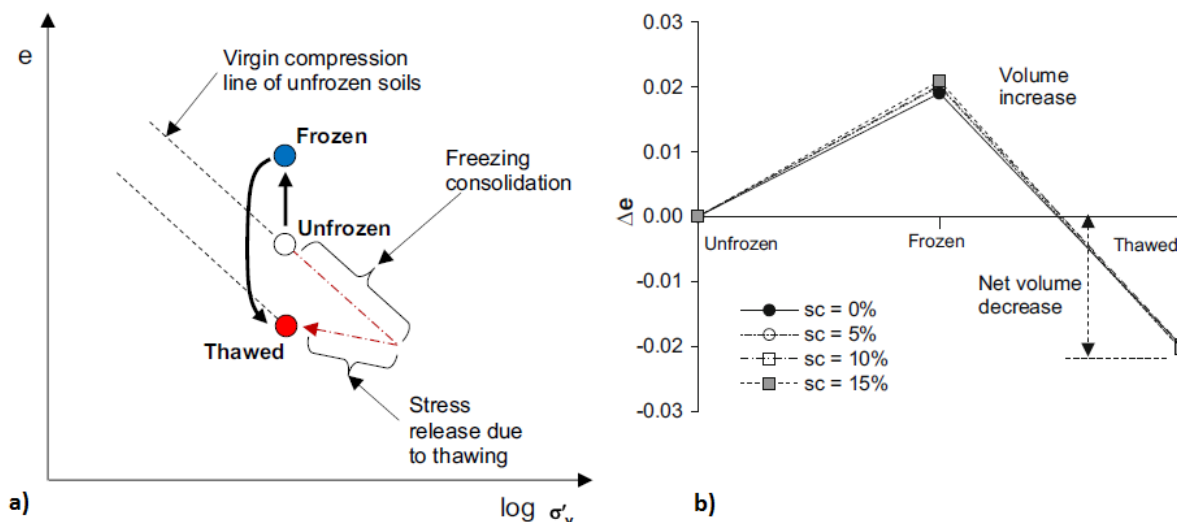
Z měření je dále zřejmé, že největší rozdíl v  $K_0$  vzniká během prvního zmrazovacího/rozmrazovacího cyklu. Výsledky po třech respektive po pěti cyklech vykazují ve srovnání s prvním cyklem žádné nebo zanedbatelné rozdíly pro všechny zeminy bez ohledu na ulehlost, nebo podíl prachovité frakce.



Obr. 14 – Ukázka hodnoty koeficientu  $K_0$  pro nezmraženou zeminu a po prvním, třetím a pátém mrazovém cyklu při relativní ulehlosti 80%; a) podíl prachovité frakce 0%, b) podíl prachovité frakce 10% (Lee a kol. 2016).

Zvýšené hodnoty koeficientu  $K_0$  po rozmrazení zeminy, lze podle autorů částečně přisoudit tzv. mrazové překonsolidaci (Konrad a Samson 2000, koncept vyjádřený graficky viz obr. 15a), ovšem autoři zároveň konstatují, že celou změnu  $K_0$  nelze vysvětlit pouze mrazovou překonsolidací a že neexistuje dostatečně komplexní teoretické vysvětlení jevu zvýšeného  $K_0$  po roztání zeminy.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TÉGLU



Obr. 15 – a) Koncept mrazové překonsolidace, b) Změny v čísle pórovitosti vzorku během mrazového cyklu (Lee a kol. 2016).

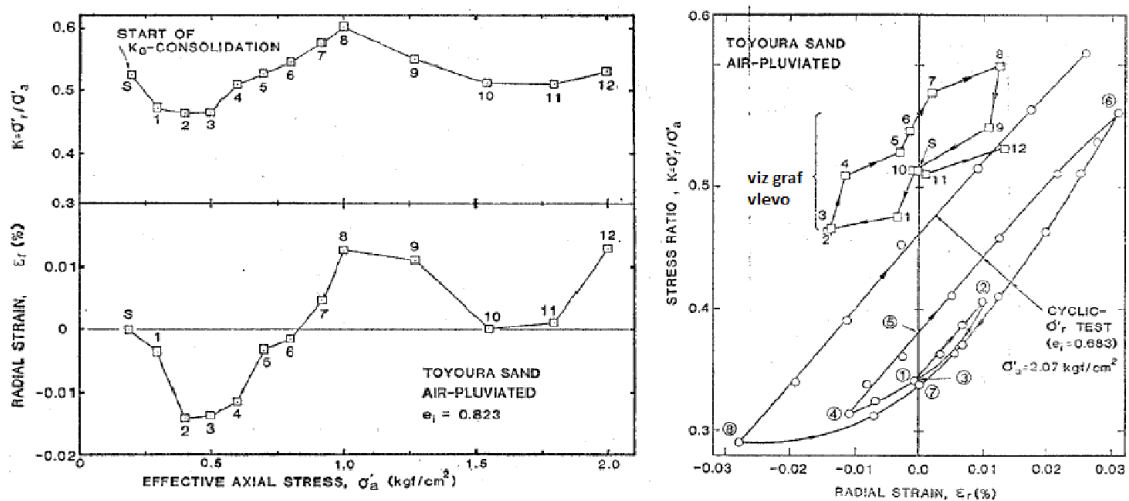
### 3.4. SHRNUTÍ

Vztah mezi erozí a primární napjatostí vyjádřený v zeminách koeficienty  $OCR$  a  $K_0$  je úspěšně určen v případě zemin nepostižených stárnutím. Pro mechanicky překonsolidované zeminy lze použít vztahy Mayna a Kulhaweho (1982). Jedná se o rovnici (14) v případě zemin, které prošly pouze prostým odlehčením a rovnici (15) v případě zemin, které prošly následným znovupřetížením.

V zeminách postižených stárnutím již není vzájemný vztah  $OCR$  a  $K_0$  dostatečně znám. Stejně jako v případě  $OCR$  nelze ani při vyšetřování vlivu procesů stárnutí na vývoj horizontální napjatosti jednotlivé procesy dostatečně identifikovat a kvantifikovat a nepanuje shoda na názoru, zda a jak se  $K_0$  mění během stárnutí zeminy.

Například je různými autory sledován různý vývoj horizontální napjatosti zemin během sekundárního stlačování. Problém pravděpodobně vězí v principu laboratorních testů, kdy je nutné dodržet podmínky tlaku v klidu – nulové horizontální/radiální přetvoření – ovšem při kompenzačních testech i při testech v měkkém edometru k tomuto přetvoření dochází. Jak je známo, horizontální napjatost se znatelně mění i při přetvořeních v řádu  $10^{-2}\%$ . Například Okochi a Tatsuoka (1984) se zabývali vlivem velikosti radiálního přetvoření na vývoj koeficientu zemního tlaku na písčítých vzorcích při kompenzačním testu v triaxiální komoře. Autoři došli k závěru, že při radiálním přetvoření  $\varepsilon_r = \pm 0,015\%$ , je změna koeficientu zemního tlaku  $K = \pm 0,07$  a zároveň, že při anulování přetvoření (po cyklu záporného a kladného radiálního přetvoření) je konečný koeficient zemního tlaku srovnatelný s počátečním koeficientem zemního tlaku (viz body „S“ a „11“ na obr. 16). Při větších kompenzovaných přetvořeních  $\varepsilon_r = \pm 0,03\%$  již však autoři nepozorují shodu počátečního a konečného koeficientu zemního tlaku (rovněž viz obr.

16), což dokládá předpoklad, že relevantnější jsou data z kompenzačních testů, kde je dosahováno nižších přetvoření. Například Brooker a Ireland (1965) kompenzovali v kompenzačním edometru přetvoření, které odpovídá hodnotě  $\varepsilon_r = 0,032\%$  (dle tvrzení in: Garga a Khan 1991) a takovéto zařízení by tudíž nebylo vhodné pro sledování vývoje  $K_0$  při sekundárním stlačení. Bohužel je nepříjemnou skutečností, že autoři analyzující vliv sekundárního stlačení na horizontální napjatost neuvádí zpravidla ve svých publikacích hodnoty kompenzovaných přetvoření. Studie využívající „lateral stress“ edometr – Monroy a kol. (2014) a Monroy a kol. (2015) – uvádějí radiální přetvoření vzorku v kompenzačním edometru v řádu  $10^{-3}\%$ , ovšem tyto studie se nevěnují vývoji koeficientu  $K_0$  během sekundárního stlačení, ale hodnotě  $K_0$  v pískách s různým stupněm saturace. Gareau a kol. (2006), kteří se zabývali hodnotou  $K_0$  během sekundárního stlačování, explicitně neudávají hodnotu kompenzovaného přetvoření, ovšem vzhledem k tomu, že konstrukčně byl jejich „lateral stress“ edometr téměř shodný s edometrem Monroye a kol. (2014, 2015), lze předpokládat, že hodnota kompenzovaného přetvoření bude dosahovat stejného řádu. Gareau a kol. (2006) sledovali konstantní  $K_0$  během sekundárního stlačování. Pro konstantní  $K_0$  během sekundárního stlačování by svědčilo i již zmíněné měření Shina a Santamariny (2009), kteří primárně nezabývali vývojem  $K_0$  během sekundárního stlačování, ale kteří kompenzovali přetvoření velikosti v řádu  $10^{-3}\%$  a sledovali vývoj  $K_0$  při konstantním efektivním vertikálním napětí v zemině ze skleněných perel. Bohužel, v jejich analýze působilo konstantní vertikální efektivní napětí jen po dobu 2500 s, což může ubírat na relevantnosti resp. nezpochybnitelnosti daného závěru (např. v práci Mesriho a Hayata (1993) byla tato doba v řádu desítek dní). Dle mého názoru jsou však změny v hodnotě koeficientu zemního tlaku způsobeny zřejmě kompenzováním příliš velkých přetvoření a přikláním se k názoru o konstantním koeficientu zemního tlaku v klidu během sekundárního stlačování.



Obr. 16 – Radiální přetvoření a odpovídající koeficient zemního tlaku (Okochi a Tatsuoka 1984).

Vlivy ostatních projevů stárnutí na horizontální napjatost v zeminách, jako např. diskutované vyluhování minerálů, nebo závislost vývoje  $K_0$  na přitížení nebo odlehčení před stavem konstantního efektivního vertikálního napětí, jsou kvantifikovatelné a odhalitelné znatelně hůř než sekundární stlačení, nebo nejsou doposud úspěšně vysvětleny. Pro další práci tak činím předpoklad, že horizontální napjatost není těmito procesy ovlivňována, což znamená, že koeficient  $K_0$  je při neměnném efektivním vertikálním napětí během stárnutí konstantní.

Za daných předpokladů lze při zjištěném  $K_0$  odvodit z rovnice (14) případně (15) stupně překonsolidace, ze kterých lze snadno určit překonsolidační napětí a mocnost eroze následně stanovit pomocí vztahu (3).

#### 4. ZPŮSOBY STANOVOVÁNÍ $K_0$

V případě zemin postižených stárnutím, je možné stanovit nikoliv  $OCR$  ale pouze  $OCR^*$ , který je však k výpočtu mocnosti eroze z překonsolidačního napětí nepoužitelný. Zavádějící výsledky lze očekávat i v případě použití Baldwin – Butlerovy rovnice (1). Pokud jsou ke stanovení mocnosti eroze použity rovnice (14) nebo (15), je nutné správně stanovit koeficient  $K_0$ , což je také značně nelehký úkol, jak je vysvětleno v následujícím textu.

##### 4.1. LABORATORNÍ METODY STANOVOVÁNÍ $K_0$ NA NEPORUŠENÝCH VZORCÍCH

Sivakumar a kol. (2002, 2009) popisuje vývoj napětí v překonsolidované zemině/vzorku od sedimentace až po testování v laboratoři (viz obr. 17). Výpočet navrhaný autory (24) má platit pro překonsolidované jíly. Rovnice pro výpočet koeficientu zemního tlaku v klidu překonsolidovaného jílu je (Sivakumar a kol. 2009):

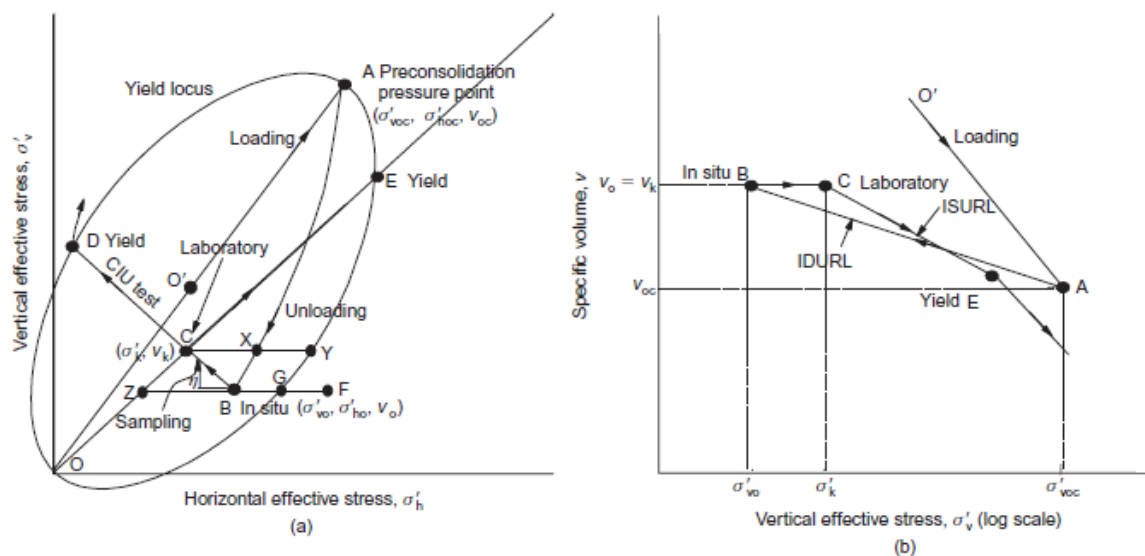
$$K_{0,OC} = \frac{1}{\eta} [1 - (1 - \eta K_{0,NC}) OCR^{(1-\chi)}] \quad (22)$$

$\eta$  = směrnice dráhy B-C, tj. z anizotropního stavu napjatosti překonsolidovaného vzorku *in-situ* do stavu izotropní napjatosti ve vyobrazení efektivní vertikální napětí vs. efektivní horizontální napětí (obr. 17 a),  $\chi = K_{ID}/K_{IS}$ ,  $K_{ID}$  = směrnice dráhy A-B (obr. 17 b),  $K_{IS}$  = směrnice dráhy znovupřetížení v izotropních podmínkách napjatosti (čára C-E) (obr. 17 b).

Ve vztahu se užívá i „ $OCR$ “ který, jak bylo diskutováno v kapitole 2, je u jílu postižených stárnutím nereálné stanovit, ovšem to není jediné úskalí daného vztahu. Změny mechanických vlastností zemin způsobené stárnutím, které lze pozorovat rozdílem mezi  $OCR$  a  $OCR^*$ , jsou totiž jen jedním z projevů deformace celé mezní plochy stavu zeminy a je zřejmé, že zlomové body dosažené na mezní ploše stavu při jiných drahách napětí jsou rovněž zdrojem zavádějících informací, protože neodpovídají pozici dané historii zatížení právě tak, jako je tomu v případě  $\sigma'_{v\ max}$  a  $\sigma'^*_{v\ max}$ . Tento jev tak způsobuje, že odhad



chování neporušeného vzorku v laboratoři uvedený na obr. 17, resp. v rovnici (22) nemusí odpovídat realitě.



Obr. 17 – Změna poměru horizontální a vertikální napjatosti materiálu. (a) vyobrazení v grafu vertikální efektivní napětí vs. horizontální efektivní napětí. (b) vyobrazení v grafu číslo pórovitosti vs. logaritmus vertikálního efektivního napětí (Sivakumar a kol. 2009).

Dalším problémem společným pro všechny laboratorní metody využívající neporušených vzorků je, že vzorek znatelně odběrem mění svojí původní tuhost a pevnost, jak dokládá například srovnání *in-situ* a laboratorně zjišťovaného smykového modulu pro obor velmi malých přetvoření. Např. O'Brien a Harris (2013) konstatují, že v případě Londýnského jílu je smykový modul v oboru velmi malých přetvoření „ $G_0$ “ naměřený *in-situ* běžně o 50% větší oproti hodnotám zjišťovaných laboratorním měření na neporušených vzorcích. Snížení hodnoty smykového modulu je jistě způsobeno rozvojem plastického přetvoření při odběru a zpracovávání vzorků.

Pokud by se podařilo odebrat a testovat vzorek, který je odběrem a manipulací postižen pouze pružnými deformacemi, stále platí, že by bylo v případě zemin postižených stárnutím nereálné stanovit  $K_0$ , jelikož během stárnutí dochází k deformaci mezní plochy stavu zeminy. Rozvoj plastických deformací v zemině vyvolaný vyjmutím z původní napjatosti a deformace mezní plochy stavu během jejího stárnutí jsou důvody, které diskvalifikují laboratorní metody pro určování  $K_0$  přirozeně uložených zemin.

#### 4.2. POLNÍ METODY STANOVOVÁNÍ $K_0$

Mechanické polní testy kterými lze stanovovat napjatost v zemině, můžeme dělit dle principu měření na penetrační, hydraulické štěpení, presiometrické a dilatometrické. Uvedené skupiny lze dělit podrobněji podle dalších specifikací – viz tabulka č. 1. Prezentované sondy dovolují buďto určit přímo koeficient  $K_0$ , nebo udávají jen hodnotu horizontálního napětí prostředí, které nelze tak snadno

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

stanovit/odhadnout jako napjatost vertikální. Koeficient  $K_0$  se také stanoví polním měřením z rychlosti průchodu smykových vln v zemině a tyto metody jsou v předkládané práci označovány jako seismické polní metody.

U všech metod je komentář k přesnosti měření a omezením plynoucích z konstrukce sondy resp. ze způsobu výpočtu  $K_0$ . V předkládané práci byla využita měření pomocí polchého dilatometrického lisu (DMT) a Push-in spade-shape pressure cell (PSPC) (viz tabulka 1) a proto je rešerše zaměřena zvláště na tyto polní sondy. Pro úplnost, pokud existují, jsou uvedeny způsoby výpočtu stupně překonsolidace a pseudo-překonsolidace  $OCR/OCR^*$ .

skupina	typ sondy	Literatura
penetrace	různé modifikace statické penetrace (CPT, CPTu)	Lunne a kol. (1990), Kulhawy a Mayne (1990)
hydraulické štěpení	-	Haimson (1975) – in: Handy (1982)
presiometrické sondy	Push-in spade-shaped pressure cell	Tedd a Charles (1983), Ryley a Carder (1995), Sully a Campanella (1998)
	Menardův presiometr	Menard (1956), Robertson (1986)
	samozávrtný presiometr "SBPM" (Camkometr)	Ouellet, Servant (2000), Jefferies (1988), Wroth (1982)
dilatometrické sondy	plochý dilatometrický lis "DMT" (Marchettiho dilatometr)	Marchetti (2001)
	stupňovitý dilatometr "Iowa stepped blade"	Handy (1982), Drevininkas, Sedran (2011), Handy (1990), Handy (2011)

*Tabulka 1 – Přehled základních polních sond stanovujících  $K_0$ .*

### 4.2.1. Penetrace (CPT, CPTu)

Penetrační test v podobě klasické statické penetrace (CPT) a penetrace se snímáním pórového tlaku (CPTu), je zkouška, která ze síly nutné k průniku penetračního hrotu do zeminy poskytuje data pro výpočet  $K_0$  podle empirických vztahů vzešlých z porovnání s  $OCR/OCR^*$  a  $K_0$  stanovenými nejrůznějšími metodami na přirozeně uložených zeminách (např. Kulhawy a Mayne 1990). Tyto vztahy jsou tak zatíženy problémy diskutovanými v kapitole 2 a 3.

V posledních letech dochází k pokročilým numerickým simulacím polních sond v softwarech umožňujících věrně simulovat průnik sondy zeminou, jako je například software Abaqus, a tento přístup je již aplikován i na sondy CPT (např. Fakharian a Khanmohammadi 2016). V literatuře však není uváděn žádný generelně použitelný vztah pro výpočet  $K_0$  z dat CPT popř. CPTu odvozený z těchto simulací.

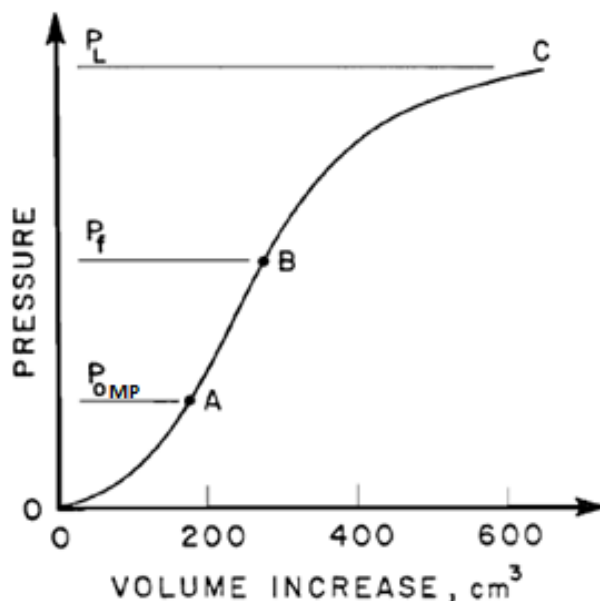
#### 4.2.2. Hydraulické štěpení (HŠ)

Metoda hydraulického štěpení (Haimson 1975) je spíše užívána k zjišťování napjatosti/koefficientu  $K_0$  ve skalních a poloskalních horninách, ale lze ji využívat i v zeminách (Hammouche a kol. 1995). Sonda je tvořena součtím perforovaným v okolí hrotu a snímačem tlaku vody. Po zavrtání sondy do vyšetřované hloubky je součtím přes perforaci vháněna do okolního prostředí voda a kontinuálně se snímá její tlak. Na počátku zkoušky tlak vody vzrůstá, dokud nedojde k porušení okolní zeminy/horniny v podobě puklin. Tato skutečnost je patrná z diagramu vývoje tlaku vody, kdy přestane růst a ustálí se na konstantní hodnotě. Následně je umožněna disipace prostředí v okolí sondy a tlak vody registrovaný v sondě nejdříve rapidně a pak pozvolně klesá. Počáteční rapidní pokles je způsoben rychlým únikem vody do nesevřených puklin. Po uzavření puklin už voda nemůže tak rychle odtékat a nastává pomalejší proces disipace. Hodnota geostatického napětí připadá právě na hranici mezi rapidním a pomalým poklesem tlaku vody při disipaci.

Ke štěpení materiálu vodou dochází ve směru nejmenšího normálového napětí. Metoda je proto k určení horizontální napjatosti vhodná pouze v materiálech s  $K_0 < 1,0$ . Při vyšším koeficientu  $K_0$  dochází k frakturaci materiálu ve vertikálním směru a horizontální napjatost není možné stanovit. Pokud má zemina  $K_0 < 1,0$  a je postižena horizontální napjatostní anizotropií ( $\sigma'_{h01} \neq \sigma'_{h02}$ ), určí hydrofrakturační zkouška pouze hodnotu nejmenšího horizontálního napětí bez znalosti jeho orientace.

#### 4.2.3. Menardův presiometr (MP)

Jedná se o nejstarší polní metodu k určování  $K_0$  (Menard 1956). Menardův presiometr se skládá ze dvou válcových podstav s mezilehlým pláštěm z ocelových lamel paralelních s osou válce, které kryjí membránu s olejovou náplní. Menardova sonda se rozepírá do stěn vrtu pomocí membrány, která se plní olejem z povrchu. Během zkoušky se registruje tlak v oleji a kubatura oleje čerpaného do membrány (viz obr. 18). Po provedení zkoušky se olej z membrány vypustí a sondu je možné vyjmout, nebo posunout ve vrtu do další úrovně.



Obr. 18 – Pracovní diagram Menardova presiometru (Robertson 1986).

Předpokládá se, že napětí v olejové kapalině odpovídá původnímu geostatickému napětí (označovaného jako  $P_{OMP}$ ) v bodě „A“ (viz obr. 18), kdy membrána plně dolehne na stěnu vrtu a diagram zkoušky začíná mít lineární průběh (Menard 1956). Negativní vliv na přesný výsledek zkoušky má několik faktů (Robertson 1986):

- 1) Menardova sonda je spouštěna do předem vyhotoveného vrtu, který rozruší vyšetřované prostředí, přičemž míru porušení není možné kvantifikovat.
- 2) V reálných pracovních diagramech není často jednoznačně stanovitelná pozice bodu „A“.

Navíc sonda určuje pouze neorientované (radiálně izotropní) horizontální napětí v masivu, které se stanoví z dosednutí celého pláště membrány na stěnu vrtu. Pokud by zemina vykazovala horizontální napjatostní anizotropii, není sonda vzhledem ke své radiálně symetrické konstrukci schopná tuto skutečnost odhalit.

V případě jemnozrnných pomalu konsolidujících zemin je nutné znát pórový tlak prostředí. Pro zjištění efektivní horizontální napjatosti je nutné odečíst hodnotu pórového tlaku od napětí  $P_{OMP}$  (viz obr. 18).

#### 4.2.4. Samozávrtný presiometr (SBPM)

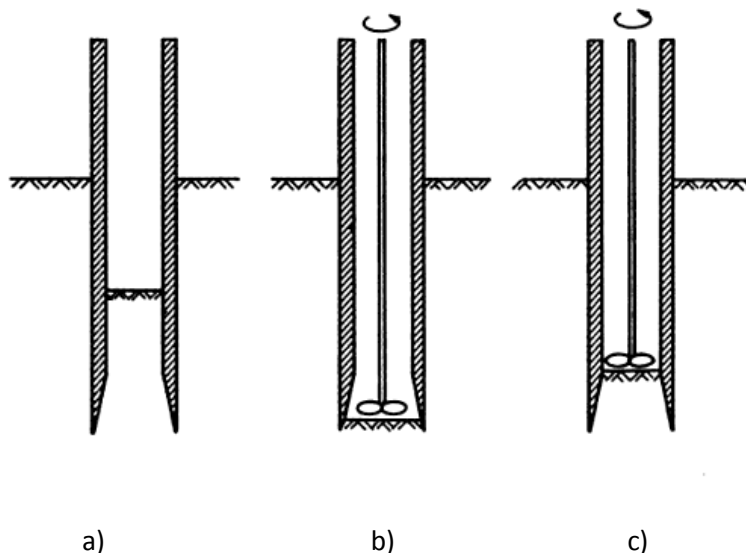
Samozávrtný presiometr vyšetřovanou zeminu narušuje vzhledem ke své konstrukci relativně málo a proto někdy bývá řazen do tzv. nedestruktivních mechanických sond (Benoit 1993). Sonda je dutý kovový válec o vnějším průměru 63 mm a délce několik dm různě podle typu. Je ukončen ostřím a na vnitřní straně je několik cm od ostří směrem vzhůru kónický. Je zatlačován statickou silou do zeminy a

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

materiál uvnitř válce je následně odtěžen rotačním vrtákem a odveden ze sondy k povrchu ve výplachu (viz obr. 19).

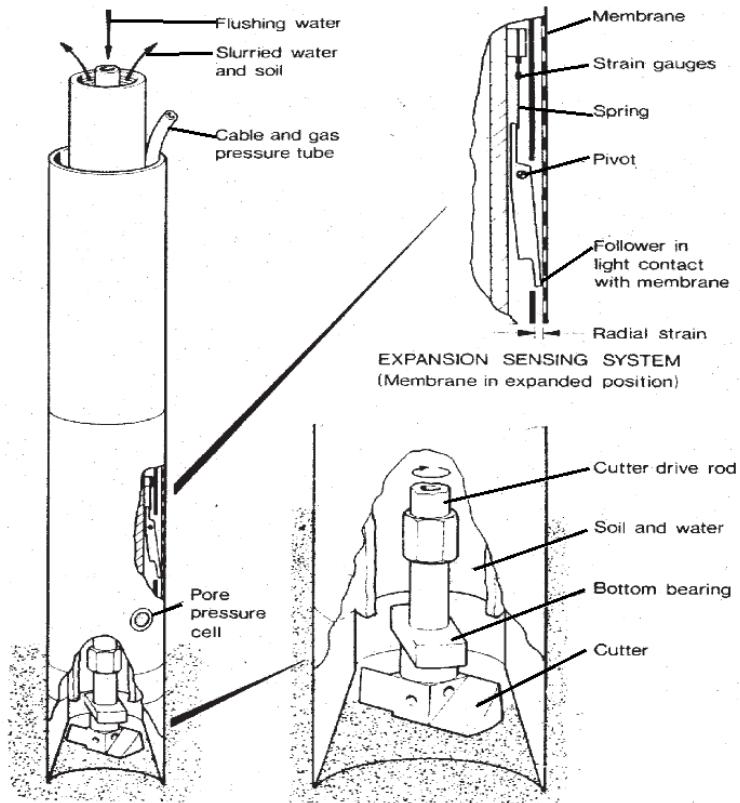
Plášť samozávrtného presiometru je osazen jedním („původní“ samozávrtný presiometr) nebo třemi (Cambridžský presiometr neboli Camkometr – Wroth 1982) presiometrickými membránami usazenými rovnoměrně po obvodu po 120°. Osazení třemi membránami dovoluje stanovovat případnou napjatostní anizotropii zeminy v horizontálním směru. Sonda je navíc doplněna snímačem pórového tlaku, takže je možné rozdílem totálního napětí stanoveného presiometrickou částí sondy a hodnotou registrovaného pórového tlaku stanovit efektivní napětí. Membránový presiometr je přes potrubí z povrchu plněn plynem a během zkoušky se průběžně registruje tlak vhněného plynu a deformace (vyboulení) membrány (schéma samozávrtného presiometru viz obr. 20).

Data ze zkoušky jsou znázorněna na obr. 21. Na počátku zkoušky je strmý lineární nárůst tlaku plynu, který později přechází do nelineárního průběhu. Na rozhraní lineárního a nelineárního průběhu je pozice tlaku plynu, která odpovídá hodnotě okolního horizontálního geostatického napětí. Lineární průběh nárůstu napětí svědčí o tom, že v zemině je během zkoušky vyvoláno přetvoření. K přetvoření zeminy dochází ve fázi zatlačování presiometru (obr. 19 a), kdy je do zeminy vnášeno napětí při průchodu kónickým průřezem sondy jak uvnitř sondy tak i v prostoru pod sondou a dále odtěžením zeminy až k úrovni hrany sondy (obr. 20 b). Z obr. 21 je také patrné, že určení pozice  $\sigma_{ho}$  není vždy snadné a může být pouze přibližné.

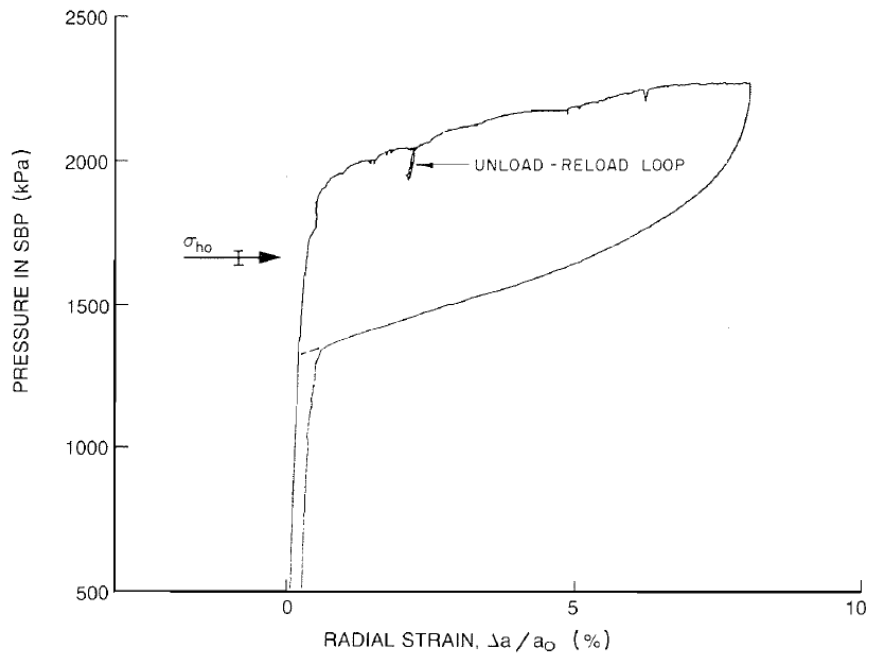


Obr. 19 – Schéma postupu samozávrtného presiometru do zeminy (Wroth 1982).

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 20 – Schéma samozávrtného presiometru (Ouellet, Servant 2000).



Obr. 21 – Vývoj horizontální napjatosti registrovaný samozávrtným presiometrem a odhadovaná hodnota horizontálního geostatického napětí v zemině před impaktem sondy (Jefferies 1988).

#### 4.2.5. Plochý dilatometrický lis – Marchettiho dilatometr (DMT)

Marchetti (1975) vyvinul v 70. letech 20 stol. geotechnický dilatometr pro účely měření pevnostních, přetvárných, hydraulických a indexových charakteristik zemín.

Jedná se o ocelový list instalovaný na soutyči a zatlačovaný statickou silou do zeminy. Součástí listu je kruhová ocelová membrána (obr. 22 a), která je po instalaci do požadované hloubky zatlačována pomocí tlaku plynu v listu 1,1 mm do zeminy v horizontálním směru (obr. 22 b).

List dilatometru je 95 mm široký (plocha „A“ na obr. 22 a) a v příčném řezu 15 mm (plocha „B“ na obr. 22 a). Kruhová membrána má průměr 60 mm a je z plechu tloušťky 0,20 ev. 0,25 mm.

##### Princip měření

Vtlačení membrány umístěné v listu lisu směrem do zeminy je provedeno tlakem plynu regulovaným z povrchu. Měřící cyklus se skládá celkem ze dvou, popřípadě ze tří nebo i více odečtů, pokud jsou vyšetřovány i hydraulické vlastnosti prostředí.

##### První odečet – fáze „A“

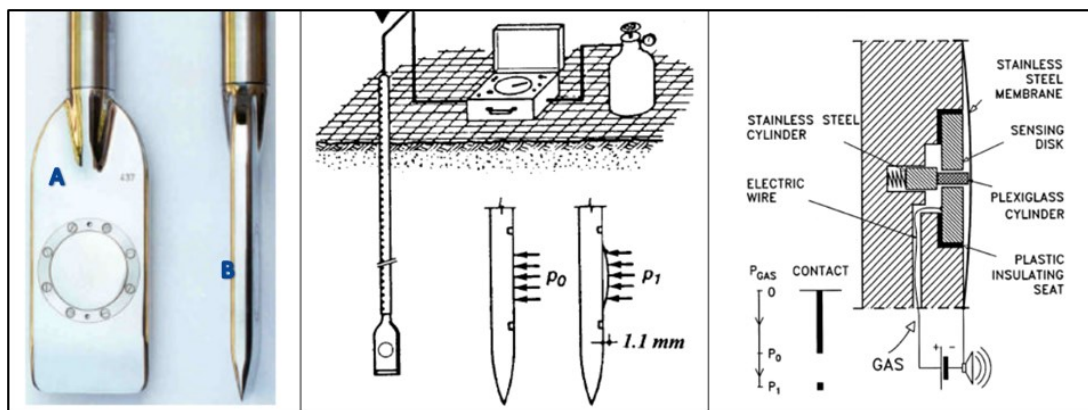
Při instalaci dilatometru do zkoumaného prostředí membrána doléhá na ocelovou podložku („sensing disc“ na obr. 17 c). Následně je do listu dilatometru z povrchu vhnán plyn. Když tlak plynu překročí tlak okolní zeminy, dojde ke ztrátě kontaktu membrány s ocelovou podložkou. Daný tlak plynu určuje totální napětí zeminy působící na membránu a je označován jako  $P_0$  (viz obr. 17 c).

##### Druhý odečet – fáze „B“

Tlak plynu v sondě je dále zvyšován, až dojde k vyboulení vrchlíku membrány o 1,1 mm směrem do okolního prostředí (obr. 22 b). Při této deformaci se dřík (na obr. 22 c označen jako „plexiglass cylinder“) vysouvající se pomocí pružiny dotkne rubu ocelové podložky („sensing disc“) a dál se již neposouvá. Aparatura je sestavena tak, že dřík se může vysunout pouze o max. 1,1 mm. Takto je zaručena přesnost posunu vrchlíku membrány o 1,1 mm a odečte se odpovídající tlak plynu, který je označován jako  $P_1$ .

##### Třetí odečet – fáze „C“

Třetí odečet slouží k výpočtu pórového tlaku, resp. ke stanovení součinitele horizontální konsolidace  $c_h$ . Po dosažení fáze „B“ je vypuštěn plyn z listu dilatometru a po cca jedné minutě (Marchetti 1997) je provedeno měření identické s fází „A“, které je označeno jako fáze „C“. Hodnota tlaku se označuje jako  $P_2$ . Přímé stanovení pórového tlaku *in-situ* před ovlivněním prostředí sondou  $u_0$ , je možné pouze pro hrubozrnné zeminy s relativně vysokým koeficientem filtrace (Marchetti 1997). Výpočet součinitele konsolidace  $c_h$  je podle autora možný pro všechny typy zemín.



a)

b)

c)

Obr. 22 – a) Marchettiho dilatometr – list s membránou (Marchetti 2001); b) Marchettiho dilatometr – schéma instalace a příčný řez listem (Marchetti 1997); c) Příčný řez v místě membrány (Marchetti 2001).

### Kalibrace membrány

Hodnoty tlaků odečtených *in-situ* se korigují opravnými koeficienty  $\Delta A$  a  $\Delta B$ .  $\Delta A$  je definován jako hodnota tlaku nutného k přilnutí membrány k ocelové podložce „sensing disc“ (pozice ve fázi „A“) při výchozím atmosférickém tlaku v aparatuře (při atmosférickém tlaku je totiž membrána nepatrně vyboulená a nedoléhá na sensing disc).  $\Delta B$  je definován jako tlak v aparatuře potřebný k dosažení vyboulení membrány na listu dilatometru o 1,1 mm vůči atmosférickému tlaku v okolí (pozice ve fázi „B“)<sup>1</sup>.

Kromě zmíněných koeficientů vstupuje do upřesňujícího výpočtu jednotlivých tlaků z fáze „A“, „B“ a „C“ veličina  $Z_M$ . Jedná se o rozdíl případného nenulové čtení na kontroleru tlaku plynu při atmosférickém tlaku.

### Určování hodnoty pórového tlaku

Přístroj neumožňuje přímé měření pórového tlaku a udává pouze hodnoty tlaku totálního. To může vést ke komplikacím při určování některých parametrů a vlastností zemin, například když na lokalitě není ustálený (hydrostatický) pórový tlak. Zmíněný jev zkresluje výslednou hodnotu horizontální napjatosti, například pokud dojde k nedrénovanému odlehčení/přetížení lokality, které není známo.

### Výpočet geotechnických charakteristik z měření

V následující tabulce jsou uvedeny dopočitatelné geotechnické charakteristiky zemin z dat získaných zkouškou Marchettiho dilatometrem. Pro účely stanovení  $K_{0,DMT}$  v jemnozrnných zeminách a pro

<sup>1</sup> V Eurocode 7 (1997) je definován akceptovatelný obor hodnot pro opravné koeficienty;  $\Delta A$  se má pohybovat mezi 5 a 30 kPa (průměrně se jedná o cca 15 kPa) a  $\Delta B$  mezi 5 a 80 kPa (průměrně cca 40 kPa).



## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

výpočet stupně překonsolidace  $OCR_{DMT}$ , je nutné nezávisle na DMT stanovit hodnotu pórového tlaku  $u_0$  a velikost efektivního vertikálního napětí  $\sigma'_{v0}$ .

SYMBOL	DESCRIPTION	BASIC DMT REDUCTION FORMULAE	
$p_0$	Corrected First Reading	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	
$p_1$	Corrected Second Reading	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
$I_D$	Material Index	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	$Z_M =$ Gage reading when vented to atm. If $\Delta A$ & $\Delta B$ are measured with the same gage used for current readings A & B, set $Z_M = 0$ ( $Z_M$ is compensated)
$K_D$	Horizontal Stress Index	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	$u_0 =$ pre-insertion pore pressure
$E_D$	Dilatometer Modulus	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	$\sigma'_{v0} =$ pre-insertion overburden stress
$K_0$	Coeff. Earth Pressure in Situ	$K_{0,DMT} = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$	$E_D$ is NOT a Young's modulus E. $E_D$ should be used only AFTER combining it with $K_D$ (Stress History). First obtain $M_{DMT} = R_M E_D$ , then e.g. $E \approx 0.8 M_{DMT}$
OCR	Overconsolidation Ratio	$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.56}$	for $I_D < 1.2$
$c_u$	Undrained Shear Strength	$c_{u,DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$	for $I_D < 1.2$
$\Phi$	Friction Angle	$\Phi_{safe,DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$	for $I_D > 1.8$
$c_h$	Coefficient of Consolidation	$c_{h,DMTA} \approx 7 \text{ cm}^2 / t_{flex}$	$t_{flex}$ from A-log t DMT-A decay curve
$k_h$	Coefficient of Permeability	$k_h = c_h \gamma_w / M_h$ ( $M_h \approx K_0 M_{DMT}$ )	
$\gamma$	Unit Weight and Description	(see chart in Fig. 16)	
$M$	Vertical Drained Constrained Modulus	$M_{DMT} = R_M E_D$ if $I_D \leq 0.6$ $R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$ if $I_D \geq 3$ $R_M = 0.5 + 2 \log K_D$ if $0.6 < I_D < 3$ $R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log K_D$ with $R_{M,0} = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6)$ if $K_D > 10$ $R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$ if $R_M < 0.85$ set $R_M = 0.85$	
$u_0$	Equilibrium Pore Pressure	$u_0 = p_2 = C - Z_M + \Delta A$	In free-draining soils

Obr. 23 - Výpočet geotechnických charakteristik z výsledků měření Marchettiho dilatometrem (Marchetti 2001).

Pro výpočet koeficientů  $OCR_{DMT}$  a  $K_{0,DMT}$  je také nutné stanovit index  $K_D$ :

### Definice $K_D$

Veličina nazývaná „horizontal stress index“  $K_D$  (viz obr. 23) je poměr efektivního horizontálního napětí registrovaného na povrchu dilatometru a efektivního vertikálního napětí podle vzorce:

$$K_D = \frac{(p_0 - u_0)}{\sigma'_{v0}} \quad (23)$$

Ovšem vzhledem k přetvoření zeminy kolem listu sondy je totální tlak  $p_0$  značně navýšen oproti původní napjatosti neporušeného prostředí a proto  $p_0 \neq \sigma'_{ho}$ . Proto koeficient  $K_D$  slouží k výpočtu  $K_0$  pomocí empirických rovnic.

### Empirické rovnice pro stanovení $K_{0,DMT}$ a $OCR_{DMT}$ podle Marchettiho (1980) návrhu:

Rovnice byly sestaveny na základě analýzy různých zemin (z hlediska stupně překonsolidace a zrnitostní křivky) ze sedmi lokalit:

- a) Porto Tolle, severní Itálie (fluviální normálně konsolidovaný prachovitý jíl);
- b) Torre Oglio, Severní Itálie (normálně konsolidovaný jemnozrný fluviální písek);
- c) Damman, Saudská Arábie (střednězrný)

normálně konsolidovaný písek – po prvním měření hloubkově zhuťněn metodou vibrofloatace a znovu změřen) d) Montalto, střední Itálie (překonsolidovaný marinní pliocénní jíl); e) Sciacca, jižní Itálie (překonsolidovaný prachovitý až písčité jíl); f) Numana, střední Itálie (překonsolidovaný marinní plio-pleistocénní prachovitý jíl postižený trhlinami); g) Conca del Fucino, střední Itálie (lakustrinní organický normálně konsolidovaný prachovitý jíl).

V případě překonsolidovaných zemin byly z jednotlivých lokalit odebrány neporušené vzorky a stanoveno pseudopřekonsolidační napětí podle Casagrandeho (1936) edometrickou zkouškou. Korekce o případný vliv stárnutí a odhad skutečného překonsolidačního napětí nebyl proveden - proto se v podílu s aktuálním efektivním vertikálním napětí nejedná o  $OCR$  ale o  $OCR^*$  a proto je  $OCR_{DMT} = OCR^*$ . Byl spočten koeficient  $OCR^*$  a následně určen koeficient  $K_0$  podle studie Brookera a Irelanda (1965). Výsledky posloužily ke korelaci s naměřeným  $K_D$  a ke stavbě empirických rovnic pro výpočet  $OCR_{DMT}$  a  $K_{0,DMT}$  (Marchetti 1980).

$$K_{0,DMT} = \left(\frac{K_D}{1,5}\right)^{0,47} - 0,6 \quad (24)$$

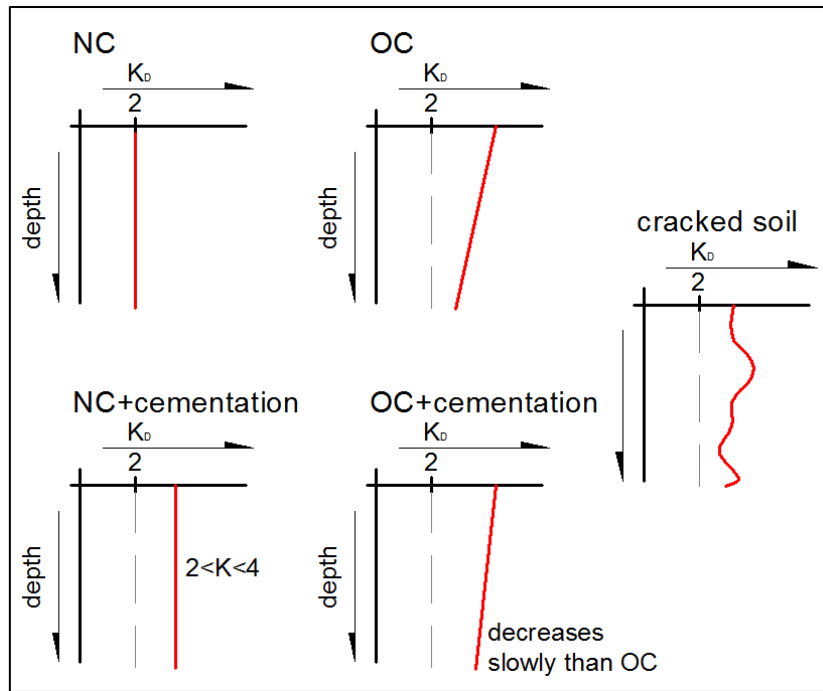
$$OCR_{DMT} = (0,5K_D)^{1,56} \quad (25)$$

Původně Marchetti (1980) konstatoval, že rovnice (24) není vhodná pro zeminy zcementované a zeminy postižené stárnutím. Později Marchetti (2001) konstatuje, že rovnice je generelně použitelná pro neorganické a nezcementované zeminy. V případě zcementovaných zemin podle autora pak výsledky dané rovnicí (24) dávají vyšší hodnotu, než je skutečnost. Podle autora je rovnice (24) vhodná zvláště pro „kohezivní zeminy“ a nevhodná pro zeminy, které jsou překonsolidovány komplexnějšími pochody, než je jednoduché odlehčení.

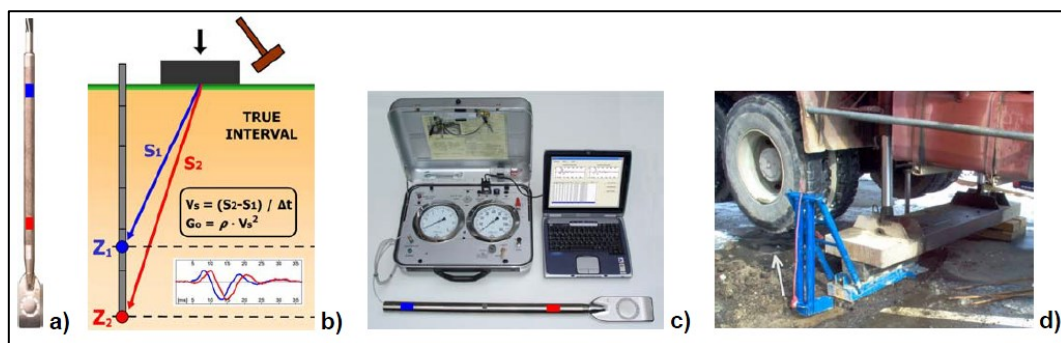
Typický průběh koeficientu  $K_D$  v zeminách normálně konsolidovaných, překonsolidovaných a případně ovlivněných stárnutím (konkrétně cementací a rozpukáním) je na obr. 24. Cementace a rozpukání mají prokazatelný vliv na průběh  $K_D$  a následné určení  $K_{0,DMT}$ . O způsobu výpočtu  $K_{0,DMT}$  z  $K_D$  v případě jílu postižených sekundárním stlačením není v literatuře publikované autorem DMT (např. Marchetti 1975, 1997, 2001) vedena diskuze.

Mimo tradiční stanovování geotechnických vlastností prostředí výpočtem z empirických rovnic je vyvíjena metoda určující geotechnické vlastnosti z měření rychlosti šíření smykových vln na speciálně upraveném DMT, který je označován jako seismický dilatometr (SDMT) (Monaco a kol. 2009, Marchetti a Orea 2011). Kyvadlovým kladivem je na povrchu terénu buzen seismický signál (smykové vlny), který je registrován dvěma snímači umístěnými na soutyčí dilatometru (viz obr. 25).

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 24 – Typický průběh koeficientu  $K_D$ ; NC=normálně konsolidovaná zemina, OC=překonsolidovaná zemina (podle Marchetti 2001). Původně Marchetti (1980) uvádí, že hodnota  $K_D$  normálně konsolidovaných zemín se pohybuje v rozpětí 1,8-2,3.



Obr. 25 – a) DMT+seismické snímače (SDMT); b) schéma zkoušky; c) příslušenství zařízení; d) kyvadlové kladivo (podle Monaco a kol. 2009).

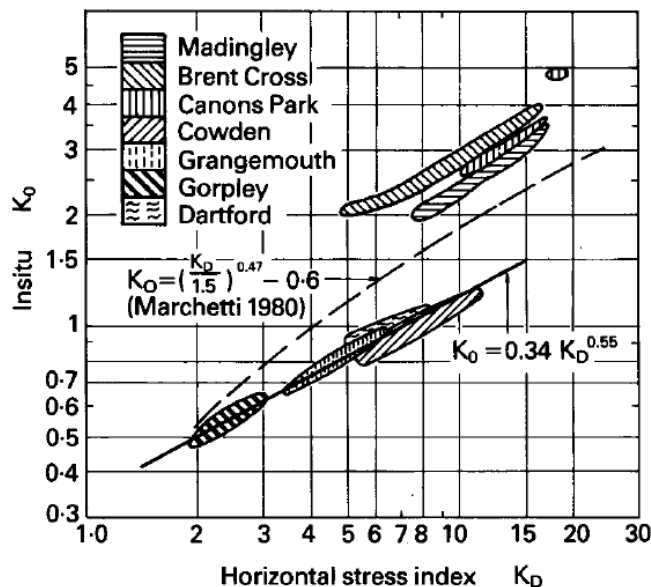
Účelem seismické zkoušky je stanovit smykový modul  $G_0$  platný pro obor velmi malých přetvoření (cca  $\epsilon < 10^{-4}\%$ ), ovšem doposud nebylo publikováno srovnání mezi veličinami  $G_0$ ,  $K_D$  a  $K_{0,DMT}$ .

### Výpočet $K_{0,DMT}$ a $OCR_{DMT}$ v jílech podle jiných autorů

Rovnice (21) a (24) je upravována nebo komentována dalšími autory z různých důvodů. Například Powell a Uglow (1988) publikují vlastní rovnice pro výpočet  $K_0$  a stupněm překonsolidace na základě testů různých normálně konsolidovaných i překonsolidovaných jíľů. Stupeň překonsolidace určovali edometrickou zkouškou pro veškeré zkoušené vzorky bez korekce vlivu stárnutí, jedná se tak o  $OCR^*$ . Koeficient  $K_0$  byl stanoven pomocí PSPC a samozávrtného presiometru.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

Konstatují, že stárnutí jílu může mít značný vliv na správné určení  $K_0$  a  $OCR^*$  z dat DMT. Powell a Uglow (1988) tento fakt demonstrují na dvou skupinách jílu. Jedna skupina jílu je mladší než 70 000 let (v obr. 26 dole) a druhá skupina jílu je starší než 60 000 000 let (na obr. 26 nahoře).



Obr. 26 – Koeficient  $K_0$  stanovený PSC a samozávrtným presiometrem (Powell a Uglow 1988). Ve spodní části jíly stáří do 70 000 let, v horní části jíly staré minimálně 60 000 000 let. Data jsou srovnána s původní funkcí  $K_0$  vs.  $K_D$  podle Marchettiho (1980) návrhu.

Powell a Uglow (1988) uvádějí, že pro „mladé“ jíly (podle jejich souboru dat staří do 70 000 let) doporučují určovat  $K_0$  podle rovnice:

$$K_{0\ DMT} = 0,34K_D^{0,55} \quad (26)$$

Rovnice (26) podle autorů neplatí pro zcementované a tektonicky narušené jíly.

Pro „staré“ jíly autoři konstatují, že nelze doporučit žádná univerzální rovnice.

Obdobně se Powell a Uglow (1988) vyjadřují ke stanovení  $OCR^*$ . Pro mladé jíly doporučují rovnici:

$$OCR_{DMT} = 0,24K_D^{1,32} \quad (27)$$

a pro „staré“ jíly opět konstatují, že nelze určit obecně platnou rovnici.

Larsson a Ahnberg (2003) provedli srovnání měření DMT s pseudopřekonsolidačními napětími, určenými edometrickou zkouškou, z řady švédských lokalit a i za využití dat Powella a Uglowa (1988) a sestavili sadu rovnic pro výpočet  $OCR^*$  v závislosti na hodnotě  $K_D$ :

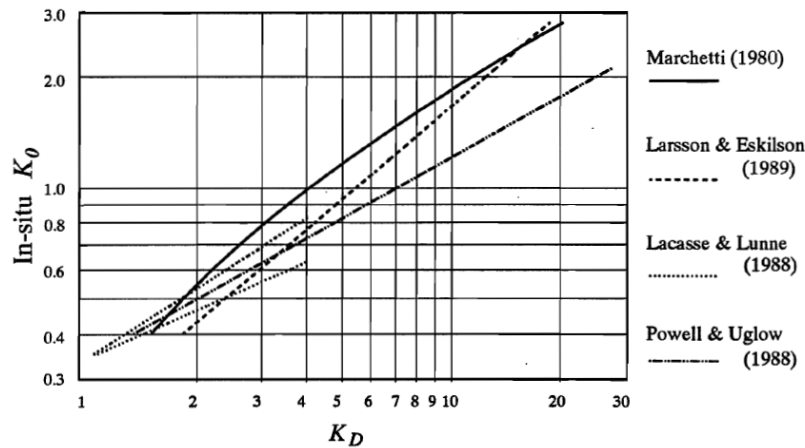
$$OCR_{DMT} = 10^{0,16(K_D-2,5)} \quad K_D \leq 5 \quad (28)$$

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

$$OCR_{DMT} = 2,51 + 0,368(K_D - 5) \quad 5 < K_D \leq 7,5 \quad (29)$$

$$OCR_{DMT} = 0,24K_D^{1,32} \quad K_D > 7,5 \quad (30)$$

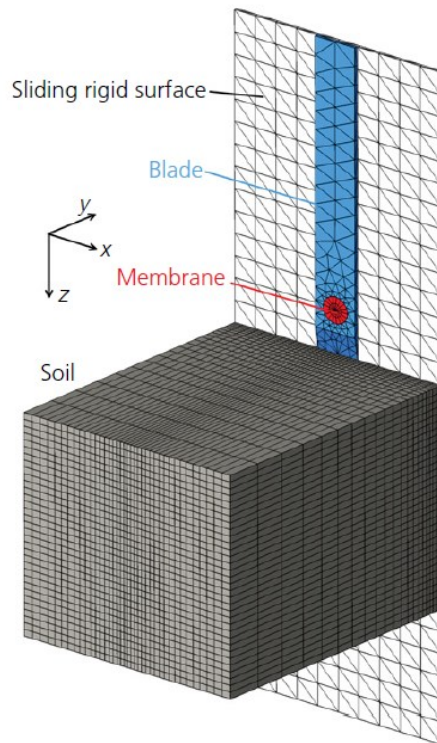
Smith (1993) shrnuje další návrhy na funkci  $K_0$  vs.  $K_D$  od různých autorů (viz obr. 27).



Obr. 27 – Návrhy funkcí  $K_0$  vs.  $K_D$  (in: Smith 1993); Funkce Larssona a Eskilssona má podle autorů (in: Smith 1993) platit pouze pro skandinávské zeminy; Funkce Lacasseho a Luneho je ukončena v nižších hodnotách  $K_D$  z důvodu údajně rostoucí nejednoznačnosti určení  $K_0$  z  $K_D$  s rostoucí překonsolidací zemín; (Funkce Powella a Uglowa (1988) – viz obr 26).

Kouretzis a kol. (2015) provedli numerickou simulaci průniku DMT do plně saturovaného jílu modelovaného konstitučními vztahy Modifikovaný Cam clay a Tresca (např. Wood 1990). Byl modelován recentní estuarinní jíl zvaný Ballina clay z Nového jižního Walesu v Austrálii. Jedná se o normálně konsolidovaný jíl. V modelu však byla simulována překonsolidace do  $OCR = 64$  respektive do  $K_0 = 3,5$ , přičemž pro vzájemný vztah těchto veličin autoři využili rovnici  $K_0 = K_{0,NC}OCR^{0,5}$ . Model byl proveden v softwaru abaqus ve 3D. Ke krychli zeminy v modelu přiléhá z jedné strany plát s vlastnostmi ocele, ze kterého vystupuje dláto DMT – detail viz obr. 28.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 28 – 3D model DMT v softwaru Abaqus (Kouretzis a kol. 2015).

Ocelový plát včetně dláta DMT byl v modelu posunut vertikálně o 20 cm a bylo analyzováno napětí na povrchu membrány DMT. Autoři konstatují vzájemná shodu mezi oběma použitými konstitučními vztahy – Modifikovaný Cam clay i Tresca. Z totálních napětí registrovaných na povrchu membrány dláta DMT je uvedeno doporučení pro výpočet koeficientu  $K_0$  a  $OCR$  následujícími vztahy:

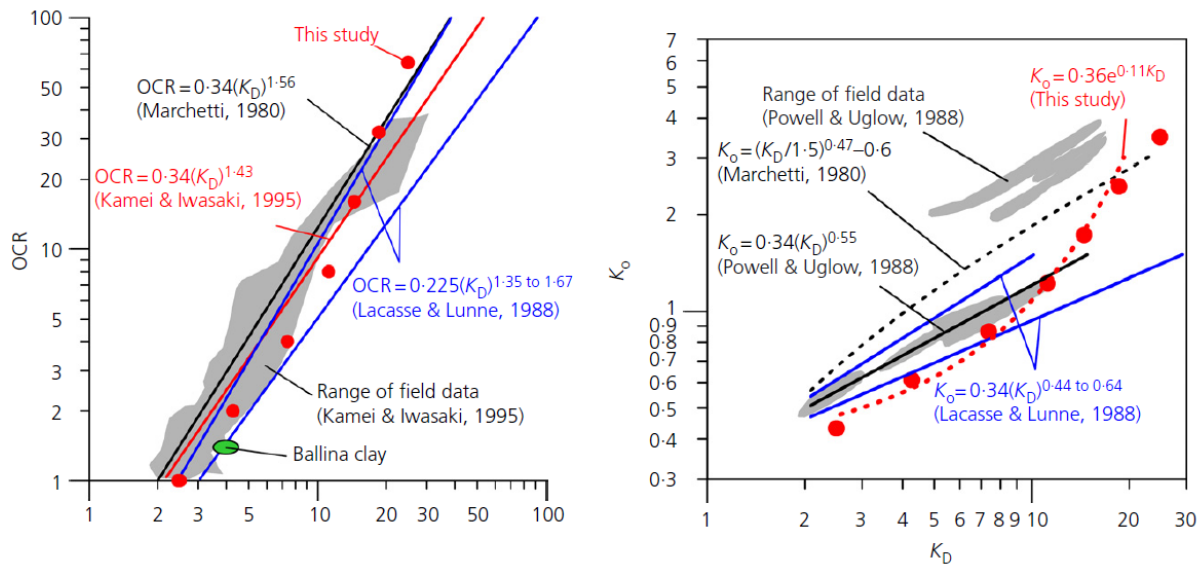
$$OCR_{DMT} = 0,58e^{0,13K_D} \quad (31)$$

a

$$K_{0DMT} = 0,36e^{0,11K_D} \quad (32)$$

Srovnání uvedených vztahů s vybranými staršími vztahy je graficky vyjádřeno v obr. 29 a) a b).

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TÉGLU



Obr. 29 – a)  $OCR_{DMT}$  vs.  $K_D$ ; b)  $K_{o\ DMT}$  vs.  $K_D$  (Kouretzis a kol. 2015).

Předpokladem pro úspěšné použití rovnice (24) pro výpočet  $K_o$  je, že je použita pro neorganické a procesy stárnutí neovlivněné zeminy, které jsou překonsolidovány jednoduchým odlehčením. Jak Marchetti (1980) i Powell a Uglow (1988) konstatují, že pro zeminy ovlivněné procesy stárnutí a pro zeminy s komplexnější historií zatížení, není možné doporučit obecné použitelný vztah pro výpočet  $K_o$ . Marchetti (1997) upozorňuje na problematiku určování koeficientu  $K_o$  podle rovnice (24) explicitně v případě zcementovaných zemin a konstatuje, že výsledné hodnoty nemusí odpovídat realitě. Z uvedených důvodů není rovnice (24) vhodná pro zeminy postižené stárnutím. Přes uvedená fakta je Marchettiho rovnice (24) běžně využívána v inženýrské praxi bez zohledňování vlivu stárnutí. Ze způsobu odvozování vztahu (25) (analýza různě starých zemin) je možné také uzavřít, že  $OCR_{DMT}$  je blíže  $OCR^*$  než  $OCR$ , což platí i o vztazích (27) až (30).

Návrh Kouretzise a kol. (2015) je vhodným přístupem k tvorbě vztahů pro výpočet geotechnických veličin z napětí registrovaného DMT. Pro přesnější rovnici k výpočtu  $OCR_{DMT}$  a  $K_{o\ DMT}$  by však bylo vhodnější použít pokročilejší konstituční vztahy, jako je např. hypoplastický konstituční vztah (Mašín 2015, Rott a kol. 2015).

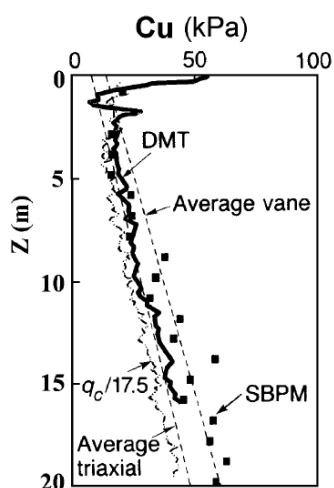
### 4.2.5.1. Výpočet neodvodněné pevnosti $c_u$ z měření DMT

Pro vyhodnocení měření „push-in spade shaped pressure cell“ (viz následující kapitola) je nutné znát neodvodněnou pevnost zeminy  $c_u$ . Pro tyto účely bylo v této práci použito měření Marchettiho sondou a parametr  $c_u$  byl spočten podle rovnice:

$$c_u = 0,22 \cdot \sigma'_{v0} (0,5K_D)^{1,25} \tag{33}$$

(Marchetti 1980).

Vztah byl sestaven korelací dat DMT a laboratorně stanovené pevnosti  $c_u$  pomocí neodvodněných nekonsolidovaných zkoušek. Platnost rovnice (22) byla později potvrzena několika dalšími autory a metodami (Marchetti 2001) viz obr. 30.



Obr. 30 – Porovnání parametru  $c_u$  stanoveného podle Marchettiho (1980) a dalších metod (CPT, SBPM, UU triaxiál) (Nash a kol. 1992).

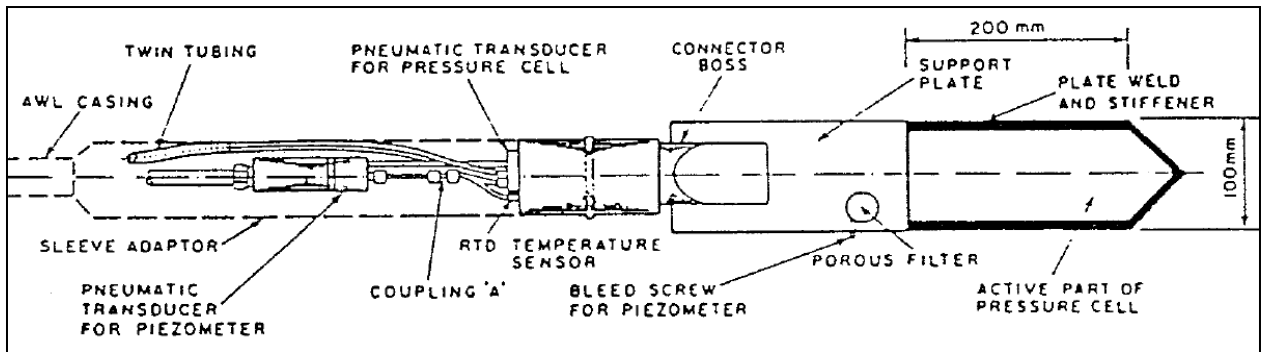
#### 4.2.6. Push-in spade-shaped pressure cell (PSPC)

Push-in spade-shaped pressure cell (dále jen PSPC) (Massarch 1975) je sonda pro polní měření totálního napětí a vyrábí se v různých modifikacích co do rozměrů a způsobu odečítání napětí. Přístroj je dnes běžně osazen snímačem pórového tlaku (např. Sully a Campanella 1998, Interfels 2000), takže lze stanovit i hodnotu efektivního napětí (viz obr. 31). Dále bývá, různými způsoby, přístroj vybaven čidlem určujícím teplotu prostředí.

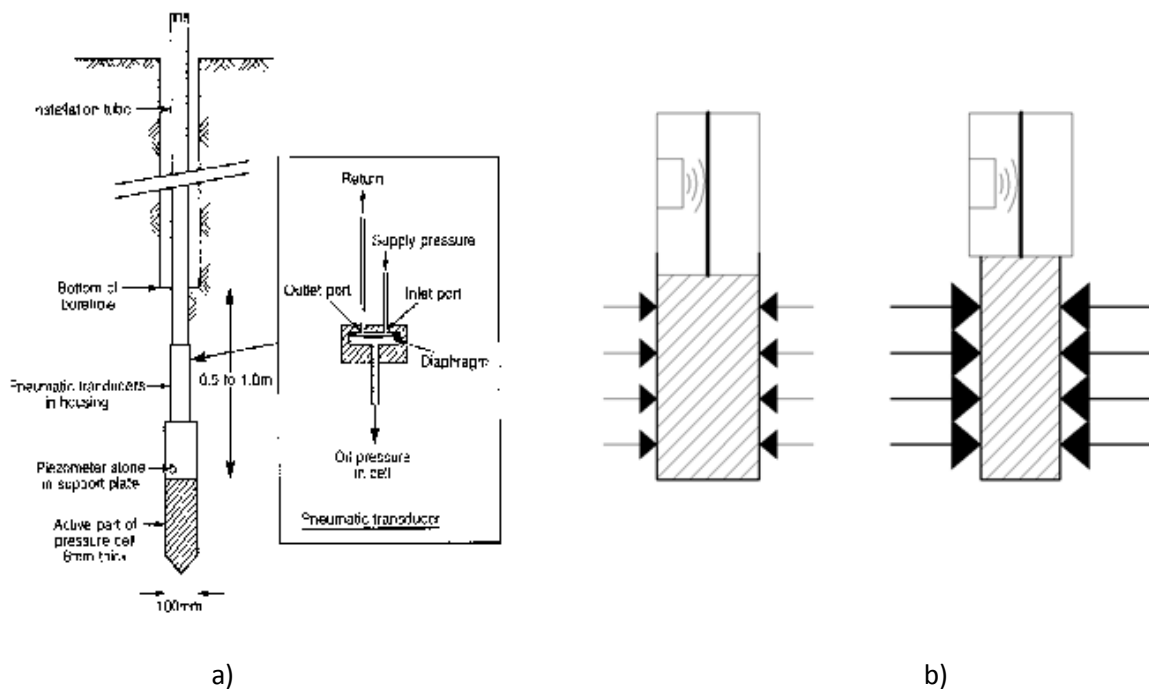
PSPC presiometr měří totální napětí „rýčovou“ (odtud pojmenování spade-shaped) částí přístroje (na obr. 31 označeno jako „active part of pressure cell“). Jedná se o list o rozměrech většinou 100x200 mm a v příčném řezu v různých tloušťkách podle výrobce např. 5 mm (Glotzl) 6 mm (Soil Instruments) nebo 6,3 mm (Interfels GmbH). Rýčová část presiometru je dutá, z tenkých plechů a vyplněna olejem. Totální napětí kolem presiometru se stanovuje z registrované hodnoty napětí v olejové náplni sondy. Stanovení hodnoty napětí se provádí dvěma různými způsoby. Presiometry od firmy Glotzl a Soil Instruments (Tedd a kol. 1989) stanovují totální napětí i pórový tlak pneumatickým snímačem, zatímco presiometr od společnosti Interfels (Interfels 2000) stanovuje obojí pomocí strunových tenzometrů.



## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 31 – „PSPC“. Snímač pórového tlaku je označen jako „porous filter“ (Sully a Campanella 1998).



Obr. 32 – a) Schéma pneumatického snímače (Tedd a kol. 1989); b) strunového tenzometru.

Po instalaci PSPC je, olejem naplněná, membrána presiometru pod tlakem okolní zeminy. Pokud je napětí určováno pneumatickým snímačem, je potrubím vháněn plyn na membránu obepínající komoru s olejovou náplní a je registrován jeho tlak. Když tlak plynu překročí napětí okolní působící zeminy, stlačí plyn membránu olejové náplně a vzniklou mezerou může cirkulovat zpět k povrchu přes odvodné potrubí („Return“ na obr. 32 a). Odpovídající tlak plynu určuje totální napětí okolo PSPC.

Ve strunovém tenzometru (schéma viz. 32 b) je snímána frekvence kmitající struny, která je jedním koncem ukotvena na membránu olejové komoře. Čím větší je napětí v okolí presiometru, tím víc se svírá olejová komora, což má za následek zúžení a vyvýšení/vyklenutí membrány a povolení struny. Při menším tlaku se presiometr naopak roztáhne a membrána klesá a struna se napíná. V tenzometru se

elektromagnetem budí kmitání struny a následně je, též elektromagnetem, snímána frekvence jejího kmitu. Napětí v olejové náplni a tím i totální napětí v zemině obklopující presiometr se stanoví z frekvence kmitu struny.

Na hodnotu napětí registrovaného PSPC má bez ohledu na typ konstrukce vliv teplota. Průměrný nárůst registrovaného tlaku je cca 0,5kPa při zvýšení teploty o 1°C (Sully a Campanella 1998). Totální napětí a pórový tlak korigovaný o vliv teploty se pro PSPC s pneumatickým snímačem stanoví podle vzorce:

$$\sigma_{TSC} = \sigma_m - \sigma_b - [(T_R - T_I)B_T] \quad (34)$$

$\sigma_{TSC}$  = korigované totální napětí;  $\sigma_m$  = totální napětí stanovené měřením;  $\sigma_b$  = tlak v olejové náplni před zkouškou (při atmosferickém tlaku);  $T_R$  = teplota při které v je v presiometru napětí  $\sigma_b$ ;  $T_I$  = teplota *in-situ*;  $B_T$  = kalibrační faktor, tj. hodnota změny napětí v presiometru při zvýšení teploty o 1°C [kPa/°C].

V případě PSPC se strunovými tenzometry se totální napětí a pórový tlak stanovuje podle rovnice:

$$\sigma_{TSC} = A.F^2 + B.F + C + Bt(T_i - T_k) \quad (35)$$

kde:

$F$  = frekvence kmitu struny;  $A$ ,  $B$  a  $C$  jsou regresní koeficienty stanovené kalibrací uvedené v kalibračním listu konkrétního dilatometru;  $T_k$  = teplota při kalibraci;  $T_i$  = teplota *in-situ*;  $B_T$  = kalibrační faktor

Opakovanou instalací přístroje může docházet k jeho drobným mechanickým opotřebením a proto je doporučeno provádět kalibraci po každém měření (Tedd a kol. 1989, Manuál Interfels 2000).

PSPC není tak robustní mechanicky odolná sonda jako např. Marchettiho dilatometr. Od výrobců není dodáván s žádnou redukcí/nástavcem pro ukotvení na soutyčí, což souvisí s jeho ne tak jednoznačným využíváním. Spíše než pro sérii průzkumných polních testů (více zkoušek v relativně rychlém sledu) je využíván pro výzkumné a monitorovací účely (dlouhodobé sledování napjatostních změn v prostředí v neměnné pozici). Vzhledem k jeho subtilnější konstrukci ve srovnání s jinými sondami (Menardův presiometr, samozávrtný presiometr apod.), je náchylnější k mechanickému opotřebením nebo poškození, což vede k doporučení jeho relativně časté kalibrace. Kromě mechanického a konstrukčního hlediska je využívání PSPC spíše pro jednorázové a dlouhodobé měření dáno časovou náročností pro získání relevantních dat. Pro korektní stanovení horizontální napjatosti je nutné nechat disipovat prostředí okolo PSPC po dobu řádově až desítek dní v případě pomalu konsolidujících zemin – viz obr. 33 (Tedd a Charles 1981, Tedd a kol. 1989, Sully a Campanella 1998, Ryley a Carder 1995, Sully a Campanella 1989/1, 1989/2).

Instalaci PSPC je doporučeno provést zatlačením pod počvu vrtu statickou silou přes soutyčí do hloubky neovlivněné najatostnědeformačními změnami způsobenými vrtem (Interfels 2000). V případě

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

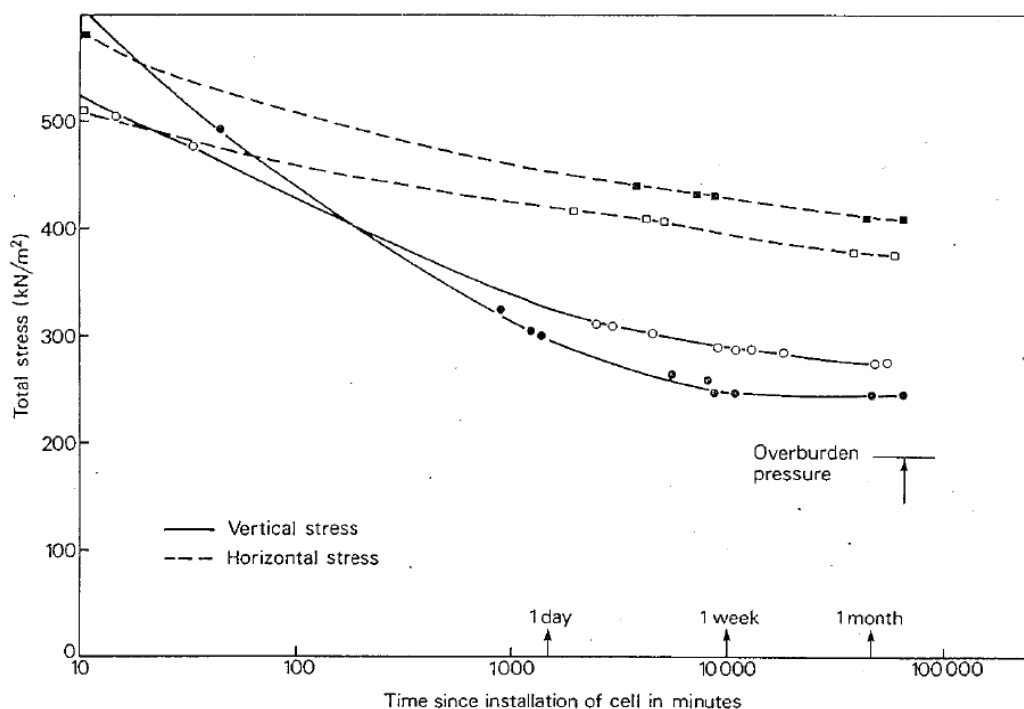
měkkých jííl s  $c_u$  cca 30kPa a méně je údajně možné provést zatlačení do hloubky několik metrů přímo z povrchu (Tedd a kol. 1989).

### Stanovení $\sigma_{ho}$ a $\sigma'_{ho}$

PSPC sice dokáže stanovit napětí  $\sigma_{TSC}$ , které je v jeho bezprostředním okolí, ale to neodpovídá skutečnému napětí *in-situ*  $\sigma_{ho}$  před vniknutím presiometru. Při instalaci PSPC dochází k roztlačování zeminy a registrovaný tlak  $\sigma_{TSC}$  je vyšší než  $\sigma_{ho}$ . Po zatlačení přístroje do požadované pozice je nutné nechat disipovat neustálené pórové tlaky a rozdílem ustáleného pórového tlaku a ustáleného totálního napětí je následně určeno efektivní napětí  $\sigma'_{TSC}$ .

Nejdříve proběhne disipace pórových tlaků v přímém okolí sondy. Změnu v pórovém tlaku lze přímo sledovat na snímači sondy. V další fázi testu je již hodnota pórového tlaku měřená příslušným snímačem konstantní. Klesá ovšem hodnota registrovaného totálního napětí. V této fázi testů dochází k disipaci pórových tlaků ve větší vzdálenosti od PSPC. Po ustálení registrovaného totálního napětí lze stanovit původní efektivní napjatost v zemině.

Je publikováno několik způsobů jak z  $\sigma_{TSC}$  stanovit  $\sigma'_{ho}$  resp.  $\sigma_{ho}$ . Ve všech případech se jedná o empirické vztahy.



Obr. 33 – Změna totálního napětí v čase (Tedd a Charles 1983).

**Výpočet podle Tedda a Charlese**

Tedd a Charles (1983) navrhli výpočet  $\sigma_{h0}$  podle rovnice:

$$\sigma_{h0} = (\sigma_{TSC} - 0,5c_u) \quad (36)$$

a

$$\sigma'_{h0} = \sigma_{h0} - u_0 \quad (37)$$

$c_u$  = neodvodněná pevnost zeminy.

Je sestrojena porovnáním neodvodněné nekonsolidované pevnosti měřené v triaxiální komoře a polním stanovením  $\sigma_{h0}$  pomocí SBPM a měřením sání vzorku (laboratorní technika určení horizontální napjatosti měřením sání neporušeného nerekonsolidovaného vzorku viz např. Skempton a Sowa 1963). V pozdějších letech konstatuje Tedd a kol. (1989), že i další polní měření, z různých lokalit a za pomoci různých technik určení  $\sigma_{h0}$  popř.  $K_0$  (SBPM, DMT, stanovení překonsolidačního napětí Casagrandeho metodou, měření sání vzorku), vedou k závěru o použitelnosti vztahu (36). Pro zeminy s pevností  $c_u < 30 \text{ kPa}$  doporučují Tedd a Charles (1983) nekorigovat naměřenou hodnotu  $\sigma_{TSC}$  vůbec. Argumentují tím, že v zemině takto nízké pevnosti a konzistenci dojde k úplné relaxaci napětí na původní hodnotu  $\sigma_{h0}$ .

Přímé srovnání horizontálního napětí stanoveného laboratorně a *in-situ* provedli Burland a Maswoswe (1982) pro londýnský jílu. Navzájem byly porovnány hodnoty  $\sigma_{h0}$  stanovené z měření SBPM a PSPC, bez jakékoliv korekce, s hodnotami  $\sigma_h$  odvozenými z měření sání vzorku a stanovenými pomocí SBPM. Z výsledků je patrná shoda PSPC s měřením sání a SBPM pro menší hloubky (6 m – viz obr. 35 a), ovšem pro hlubší polohy měření lze pozorovat nadhodnocení  $\sigma_{h0}$  z PSPC oproti měření sání a i oproti většině dat z PSPC. Studie tak také dokládá nutnost redukovat  $\sigma_{TSC}$  pro zjištění  $\sigma_{h0}$ .

Ověřením vztahu mezi napětím a neodvodněnou pevností prostředí se zabývali i Ryley a Carder (1995), kteří ve své studii vyvrací závěr Tedda a Charlese (1983), že  $\sigma_{TSC}$  se má pro zjištění  $\sigma_{h0}$  redukovat podle vztahu (36). PSPC instalovali ve stavební jámě v prostředí Londýnského jílu do horizontálního vrtu. Presiometr byl instalován do dostatečné vzdálenosti za pažící stěnu, aby se v jeho okolí nepropagovaly napjatostní změny vyvolané v zemině stavební jámou. Blízko PSPC byl proveden horizontální vrt pro odběr série neporušených vzorků. Následně byla laboratorně stanovena efektivní tíha materiálu a pro hloubku instalace PSPC spočítáno efektivní vertikální napětí  $\sigma'_{v0}$ . Kromě tíhy materiálu byla stanovena i neodvodněná pevnost UU triaxiální zkouškou. Data získaná měřením PSPC byla nakonec srovnána s výsledky laboratorních testů. Uvedený postup byl zopakován v několika výškových úrovních.

Výsledky ukazují, že vztah mezi  $\sigma_{h0}$ ,  $\sigma_{TSC}$  a  $c_u$  je složitější, než jak jej navrhuje Tedd a Charles (1983)

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

(rovnice 36). Navýšení  $\sigma_{TSC}$  nad  $\sigma_{h0}$  je podle autorů (Ryley a Carder 1995) závislé na konzistenci (viz obr. 34) a navrhuje provádět výpočet podle rovnic ve sloupci "Best fit". Ve sloupci „Design use“ jsou empirické rovnice běžně doporučované (např. Tedd a kol. 1989), přičemž vztahu „ $1,5(c_u - 100)$ “ není jednoznačně přiřknut autor.

Clay type	$c_u$ : kN/m <sup>2</sup>	Deduction from spade cell reading: kN/m <sup>2</sup>	
		Design use	Best fit
Firm	40–75	$0.5c_u$	$0.8c_u$
Stiff	75–150	$0.5c_u$	$0.8c_u$
Very stiff	> 150	$1.5(c_u - 100)$	$4(c_u - 120)$

Obr. 34 – Korelační odečet od  $\sigma_{TSC}$  pro stanovení  $\sigma_{h0}$  (Ryley a Carder 1995).

Pro analyzované souvrství těglu, které dosahuje neodvodněné pevnosti  $c_u$  nad 150 kPa (viz např. kap. 5.4.2, je proto možné použít vztahy:

$$\sigma_{h0} = 1,5(c_u - 100) \quad (38)$$

a

$$\sigma_{h0} = 4(c_u - 120) \quad (39)$$

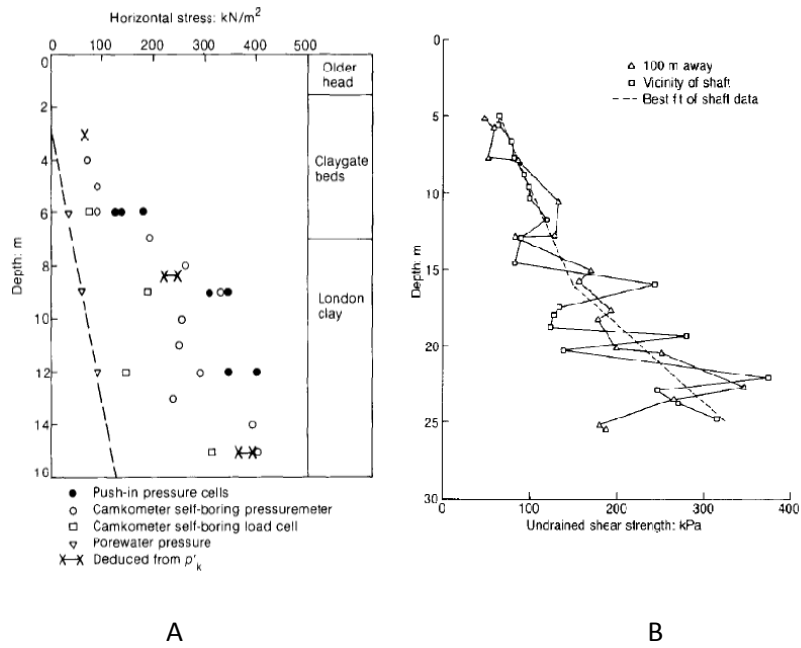
### Výpočet podle Schmidovy rovnice

Sully a Campanella (1998) navrhuje výpočet  $K_0$  podle obecné Schmidovy rovnice (13) v takto specifikovaném tvaru:

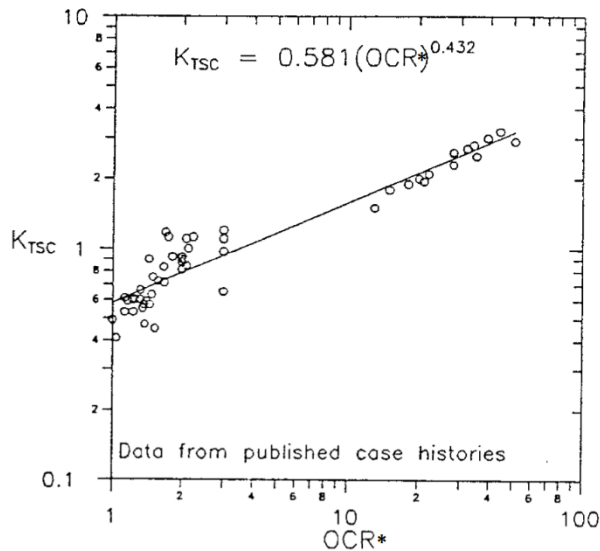
$$K_0 = 0,581(OCR^*)^{0,432} \quad (40)$$

Rovnice je výsledkem statistické analýzy dostupných dat z lokalit, kde proběhlo měření PSPC a zároveň byl zjištěn  $OCR^*$  určením pseudo-překonsolidačního napětí. Koeficient  $K_0$  byl stanoven podílem efektivního horizontálního napětí, které bylo určeno podle návrhu Tedda a Charlese (1983) (rovnice 36 a 37), a zjištěného efektivního vertikálního napětí.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 35 – a) srovnání camkometru (SBPM) a laboratorních měření s PSCP (Burland a Maswoswe 1982); b) nárůst neodvodněné pevnosti v londýnském jílu s hloubkou stanovené UU zkouškou (Ryley a Carder 1995)



Obr. 36 – Rovnice pro výpočet  $K_0$  z  $OCR^*$ . ( $K_{TSC}$  = koeficient  $K_0$  stanovený PSCP) (Sully a Campanella 1998).

Stanovení horizontálního napětí z měření PSCP podle empirické rovnice (36) je zpochybňováno Ryleyem a Carderem (1995). Ryley a Carder (1995) postavili svůj návrh (obr. 34) na měření v horizontálně orientovaných vrtech při známém efektivním vertikálním napětí, ovšem autoři nekomentují vliv tuhostní transversální anizotropie, která je vyvolána orientovaným (horizontálním) uspořádáním částic zkoušené zeminy (londýnský jíl) na stanovování horizontálního napětí, jelikož při vertikální orientaci sondy způsobuje vnitřní anizotropie jiný odpor zeminy proti pronikání PSCP ve srovnání s horizontálním sondováním. Rovnice (40) pro výpočet  $K_0$  je zatížena pochybnostmi kolem

platnosti rovnice (36), jak upozorňují např. Ryley a Carder (1995), a dále faktem, že se v rovnici používá stupeň pseudo-překonsolidace  $OCR^*$ .

#### 4.2.7. Stupňovitý dilatometr „lowa stepped blade“ (ISB)

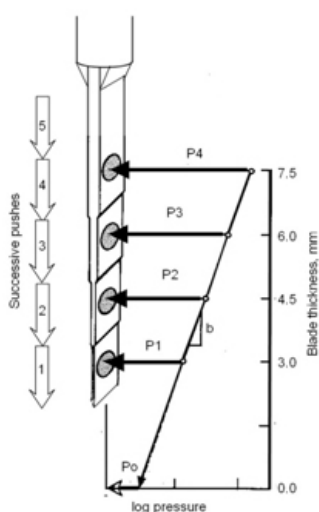
lowa stepped blade stanovuje původní horizontální napjatost měřením a extrapolací. Ta je prováděna proložením křivky čtyřmi hodnotami napětí změřeného na jednotlivých stupních dilatometru, které se liší šířkou listu (Handy a kol. 1982).

Extrapoláční funkce je ve tvaru (Handy a kol. 1982):

$$p_0 = a \cdot p_1 e^{-bt_{ISB}} \quad (39)$$

$p_0$  = napětí v *in-situ* v podmínkách  $K_0$ ;  $a$  = konstanta stanovená autory na hodnotu 1,0;  $t_{ISB}$  = tloušťka dilatometrického nože;  $b$  = faktor stlačitelnosti zeminy

Podoba ISB i určení koeficientu  $b$  graficky je patrné z obr. 37. Zařízení se skládá ze čtyř dilatometrů o tloušťce 3,0; 4,5; 6,0; a 7,5 mm. V grafu na obr. 30 je graficky vynesena způsob vyhodnocení  $p_0$  podle rovnice (41). Na svislé ose je v lineárním měřítku vynesena tloušťka jednotlivých stupňů dilatometru. Na vodorovné ose je vyneseno napětí v logaritmickém měřítku. Honoty registrované na jednotlivých stupních P1 až P4 lze v popsaném semilogaritmickém grafu spojit přímkou, která má směrnici danou právě kalibračním faktorem  $b$ . Extrapolací obdržíme hodnotu  $p_0$ , tedy hodnotu kterou by registroval imaginární stupeň dilatometru o tloušťce 0 mm. Extrapolací je tak určena horizontální napjatost v zemině „nedestruktivně“ a výsledek není zatížen změnou napjatosti v zemině, která je vyvolána přetvořením v zemině přítomností sondy, jak se děje u všech ostatních výše popsaných sond.



Obr. 37 – Stupňovitý dilatometr – lowa stepped blade: princip extrapolace (z: [http://handygeotech.com/ko\\_stepped\\_blade](http://handygeotech.com/ko_stepped_blade)).

Drevinikas a Serdan (2011) zmiňují, že pro vyhodnocení musí mít zemina totožné vlastnosti v oblasti od nejširšího stupně nože až po místo pod dilatometrem, pro které je extrapolací zjišťováno napětí, což nemusí platit vždy. Teoreticky je tato kritika relevantní, ovšem vzhledem k tomu, že od nejdříve situovaného presiometru až po místo, pro které je napětí extrapolováno, je vzdálenost cca 1 m, je v řadě praktických aplikací tato skutečnost zanedbatelná. Jinou zásadní nevýhodou však je, že ISB určuje pouze totální napětí a měření je proto komplikované při vyšetřování napětí v málo propustných zeminách, kdy dochází k nedrénovanému zatížení a nárůstu pórových tlaků v okolí sondy. V takových případech by muselo měření v jedné pozici trvat až do ukončení disipace pórových tlaků. Dále není doloženo, respektive zůstává otázkou, zda logaritmická extrapolace navržená Handym a kol. (1982) platí pro všechny zeminy.

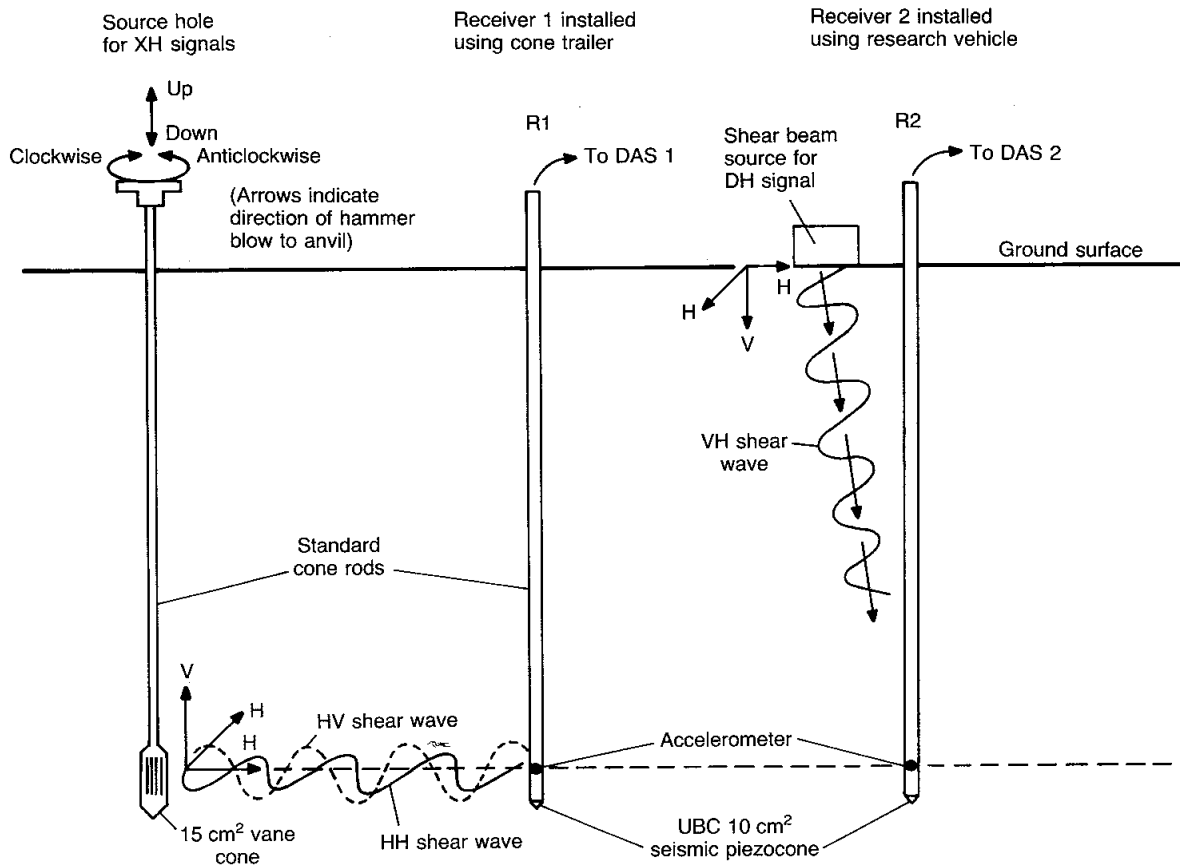
#### **4.2.8. Seismické polní metody**

Jsou publikovány různé návrhy výpočtu a několik technik měření. Koeficient  $K_0$  je určen empirickým výpočtem z naměřených hodnot rychlostí smykových vln, které jsou buzeny v zemině, nebo na povrchu území a v zemině registrovány akcelerometrem. Na obr. 38 je znázorněno schéma určování rychlosti smykových vln na speciálně upravené soustavě statických penetračních sond.

Z povrchu, ve vrtu, nebo na speciálně upraveném zakončení soutyčí zapuštěné statické penetrace popř. jiných sondách je buzen seismický signál a opět ve vrtu popř. nad hrotem statické penetrace jsou registrovány příchozí vlny. V různých uspořádáních se registruje smyková vlna procházející prostředím horizontálně s horizontálním kmitem částic zeminy (HH vlna), smyková vlna procházející prostředím horizontálně s vertikálním kmitem částic (HV vlna), nebo smyková vlna procházející prostředím vertikálně s horizontálním kmitem částic (VH vlna).



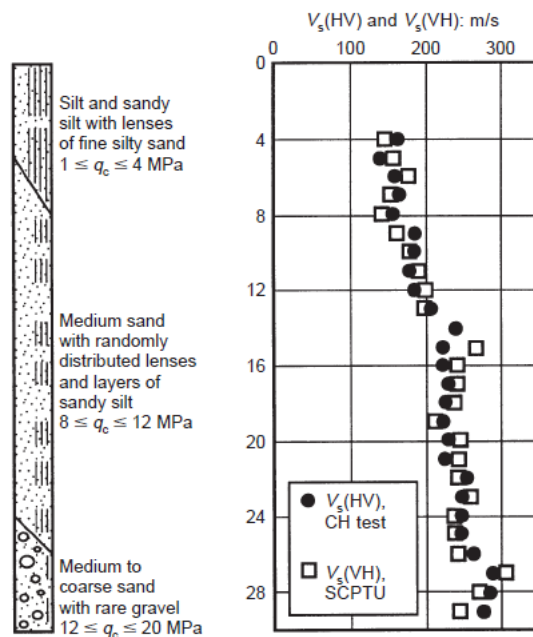
## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 38 – Měření seismických vln metodou z vrtu do vrtu (cross hole method /XH/) a metodou povrch – vrt (downhole method /DH/). Uvedené vyobrazení je schéma adaptace obou metod na statickou penetraci (Sully a Campanella 1995).

Pokud je zemina považována za kontinuum, je obecně akceptováno, že v takovém prostředí je rychlost šíření smykové vlny VH shodná s rychlostí smykové vlny HV. Předpoklad je ověřen i polními měřeními (např. Sully a Campanella 1995; Fioravante a kol. 1998 – viz obr. 39), kdy rychlosti *in-situ* registrovaných vln dosahují velmi podobných hodnot.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 39 – Srovnání rychlostí HV a VH vln registrovaných in-situ v prostředí pleistocenních a pliocenních zemín u Montalto di Castro v Itálii (Fioravante a kol. 1998).

Amplitudy smykových vln jsou v oboru velmi malých přetvoření (cca  $\varepsilon \leq 10^{-4}\%$ ) a v zemině se proto vlny šíří při maximálním (přetvořením neponíženém) smykovém modulu  $G_0$ . Rychlost šíření smykové vlny  $V_s$  závisí kromě smykového modulu  $G_0$  také na hustotě prostředí  $\rho$  (např. Hardin a Richart 1963) podle vztahu:

$$V_s = (G_0/\rho)^{1/2} \quad (42)$$

Hustota se v případě zemín dá vyjadřovat funkcí pórovitosti, které lze uvažovat jako funkci napětí v zemině. Yan a Byrne (1990) shrnují možné vztahy mezi smykovým modulem  $G_{max}$ , napětím a pórovitostí.

1)  $G_0$  závisí na efektivním středním napětí

Smykový modul je funkcí efektivního středního napětí.

$$\sigma'_0 = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \rightarrow G_0 = A \cdot F(e) \cdot P_a \cdot \left(\frac{p'_0}{P_a}\right)^m \quad (43)$$

$A$  = součinitel charakterizující velikost a tvar zrn zeminy,  $F(e)$  = funkce čísla pórovitosti,  $P(a)$  = atmosférický tlak,  $m$  = exponent řídící závislost na napjatosti prostředí,  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$  a  $\sigma'_3$  = hlavní napětí,  $p'_0$  = střední efektivní napětí

2)  $G_0$  závisí na „průměrném“ napětí  $\sigma'_m$

Velikost smykového modulu závisí na směru, pro který je zjišťován (na směru propagace smykové vlny). Průměrné napětí  $\sigma'_m$ , na kterém závisí  $G_0$ , je:

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_a + \sigma'_p}{2} \rightarrow G_0 = A \cdot F(e) \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'_m}{P_a}\right)^m \quad (44)$$

$\sigma'_a$  = efektivní napětí ve směru propagace vlny,  $\sigma'_p$  = efektivní napětí ve směru kmitu (amplitudy) částic

3)  $G_0$  závisí na napětí  $\sigma'_a$  a  $\sigma'_p$ , ovšem s nezávislými exponenty řídícími závislost na napjatosti prostředí.

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot P_a^{(1-ma-mp)} \cdot \sigma_a^{ma} \cdot \sigma_p^{mp} \quad (45)$$

$ma$  = exponent řídící závislost na napjatosti ve směru propagace smykové vlny,  $mp$  = exponent vyjadřující napjatost v rovině kmitu částic. Yan a Bryne (1990) zároveň na základě rešerše laboratorických měření rychlosti smykových vln konstatují, že  $ma = mp = m/2$ , resp.  $ma+mp = m$  (koeficient stejného významu jako u rovnice 37) a upravují rovnici na:

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_a \sigma_p}{P_a^2}\right)^{m/2} \quad (46)$$

Koeficient  $K_0$  je určován podílem rychlostí smykových vln (např. Fioravante a kol. 1998), ovšem komplikaci způsobuje fakt, že není shoda na tom, která normálová napětí ovlivňují rychlost šíření smykové vlny. Např. Fioravante a kol. (1998) nebo Yan a Bryne (1990) zastávají názor, že nejvýstižnější způsob, jak z rychlostí smykových vln určit  $K_0$  vychází z výše uvedeného přístupu 3 a vztah má tvar:

$$\frac{V_s(HV)}{V_s(HH)} = \frac{C_s(HV)}{C_s(HH)} (K_0)^{-n/2} \quad (47)$$

Naopak např. Sully a Campanella (1995) doporučují vycházet z přístupu 2, a uvádějí vztah pro výpočet  $K_0$ :

$$\frac{V_s(HV)}{V_s(HH)} = \frac{C_s(HV)}{C_s(HH)} \left(\frac{1+K_0}{2K_0}\right)^n \quad (48)$$

Rovnice (47) je převzata z publikace Yana a Bryneho (1990) s upraveným indexováním tak, aby bylo konzistentní s podle mého názoru přehlednějším podle Fioravanteho a kol. (1998). Za předpokladu, že v zemině  $V_s(VH) = V_s(VH)$  což akceptují i Yan a Bryne (1990), odpovídá  $V_s(HH)$  v původní publikaci vlně  $(V_s)_C$  a  $V_s(HV) = (V_s)_D$  a totéž platí i v případě indexování koeficientu  $C$ .

Koeficient  $C_s$  je bezrozměrný koeficient vyjadřující vnitřní anizotropii zeminy a index  $n$  vyjadřuje

napjatost v zemině. Označení (HV) a (HH) vyjadřuje směr šíření smykové vlny a rovinu amplitudy kmitu. Zároveň všichni výše uvedení autoři předpokládají že  $V_s(HV) = V_s(VH)$ .

Společným nedostatkem obou rovnic pro výpočet  $K_0$  je, že koeficient  $C$  a index  $n$  je nutné kalibrovat laboratorním měřením ideálně pro každou zeminu zvlášť. Slouží k tomu testovací komory, které umožňují měřit horizontální napjatost v zemině za udržování podmínek nulového radiálního přetvoření při různém stupni překonsolidace a zároveň jsou vybaveny generátorem a přijímačem smykových vln.

Jelikož se kalibrace rovnic (47) a (48) provádí pomocí laboratorních měření, je velmi problematické jejich užití pro určení  $K_0$  *in-situ*. Pokud je kalibrace prováděna na uměle připravených vzorcích, dochází pouze k mechanické překonsolidaci, kdy se v krátkém čase experimentu nedá simulovat vliv stárnutí na vlastnosti zeminy. Pokud je testu podroben neporušený jemnozrný vzorek (např. Cai a kol. 2011), jsou se stanovením výchozí napjatosti *in-situ* spojeny problémy detailně popsané v kapitole 4.1. Negativní vlivy na kalibraci vztahu dané narušením materiálu při odběru a stárnutím zeminy zmiňují např. Yan a Byrne (1990) a připouští neshodu mezi reálnou napjatostí *in-situ* a odhadem dle výpočtů kalibrovaných na laboratorních vzorcích.

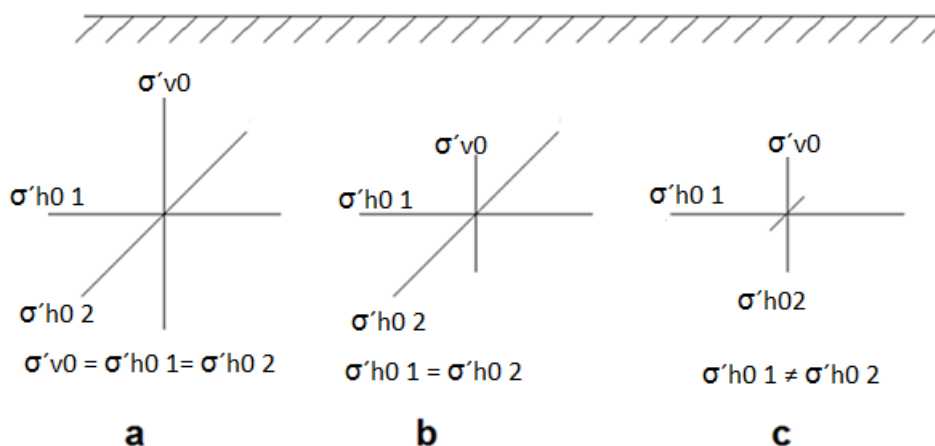
Problémy spojenými s nutností zahrnutí laboratorních a polních zkoušek se nevyhýbají ani recentní studie k dané problematice (např. Ku a Mayne 2015), kteří doporučují výpočet koeficientu  $K_0$  (a  $OCR^*$ ) ze smykových modulů v oboru velmi malých přetvoření a kteří kalibrovali své empirické vztahy na základě statistické analýzy 12 zdokumentovaných souvrství a to pomocí  $OCR^*$  zjištěného edometrickou zkouškou a  $K_0$  zjišťovaného především SBP a PSPC.

#### 4.2.9. Shrnutí

Mechanické polní metody

- 1) Sondy lze dělit na „orientované“ a „neorientované“. Orientované sondy registrují napjatost v jednom směru (DMT, PSPC, ISB) popř. dovolují stanovit napjatost v horizontální rovině v různých směrech (SBPM se třemi membránami). Neorientované sondy (HŠ, CPT, CPTU, MP) registrují horizontální napjatost bez orientace stanovené napjatosti. MP CPT a CPTU registrují vzhledem ke své válcovité konstrukci průměrnou horizontální napjatost a u HŠ nelze odečíst, v jaké orientaci je stanovená napjatost. To může vést k zavádějícím výsledkům, pokud je zemina postižena anizotropií v horizontální rovině (viz obr. 40).

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 40 – Napjatostní izotropie a anizotropie: a) izotropní stav; b) transversálně anizotropní; c) anizotropie v horizontální rovině.

- 2) Kromě ISB který určuje horizontální napjatost extrapolací, narušují všechny ostatní sondy zeminu tak, že neměří přímo původní horizontální napjatost – ta je díky přetvořením způsobeným průnikem sond změněna.
- 3) Pro úspěšné stanovení  $\sigma'_{ho}$  pomocí ISB musí platit, že zemina má v místě extrapolace i výše v místě sondování stejné mechanické vlastnosti. Dále zůstává otázkou, zda je logaritmická extrapolací funkce navržená Handym a kol. (1982) aplikovatelná na všechny zeminy.
- 4) SBPM způsobuje ze všech „narušujících“ sond relativně nejmenší změnu napjatosti, ovšem přesto není snadné z výsledků měření původní horizontální napjatost jednoznačně stanovit.
- 5) Sonda DMT poskytuje klasickým postupem podle Marchettiho (1980) návrhu „odvozené“ hodnoty  $K_0$ , které jsou určeny výpočtem z *in-situ* registrovaných napětí pomocí empirických rovnic, které jsou sestaveny na základě laboratorních měření. Výsledné hodnoty  $K_0$  jsou tak zásadně zkresleny v případě zemin postižených stárnutím (blíže viz kap. 2 a 3) a sám autor rovnic (Marchetti 2001) upozorňuje, že rovnice nejsou obecně použitelné a nehodí se pro zcementované a organické materiály. O nadhodnocení v případě zcementovaných zemin může dokládat např. srovnání s napjatostí stanovenou pomocí SBPM v písčítých zcementovaných zeminách (Schnaid a kol. 2000).

Pokročilejším přístupem je návrh výpočtu  $K_0$  kalibrací z numerických simulací (Kouretzis a kol. 2015). Pro věrnější simulaci by ovšem bylo vhodné použít pokročilejší konstituční vztah zemin, než je v uvedené studii použitý modifikovaný Cam clay.

- 6) Sonda PSPC poskytuje rovněž „odvozené“ hodnoty  $K_0$  pomocí empirických vztahů výpočtem z neodvodněné pevnosti. Ryley a Carder (1995) (obr. 34) se pokusili sestavit empirickou rovnicí

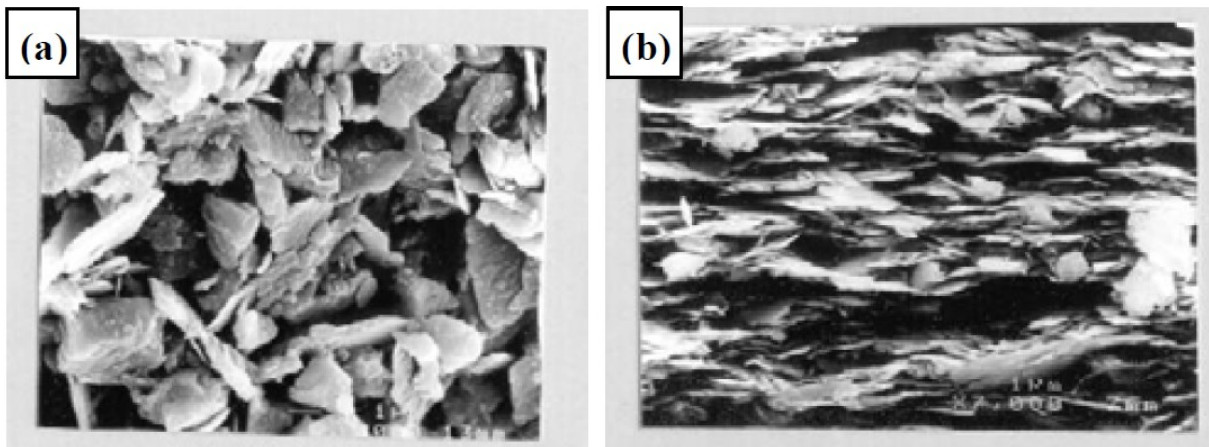
z měření PSPC v londýnském jílu při orientaci, která dovozovala snímat vertikální napětí, jehož původní hodnota byla známa. Autoři ovšem do svého návrhu nezahrnuli vliv strukturní anizotropie jílu, která způsobuje odlišnou tuhost jílu ve vertikálním a horizontálním směru:

### Strukturní anizotropie jílu

V případě překonsolidovaného jílu se strukturní anizotropie projevuje v uspořádání jílových minerálů (viz obr. 41). Čerstvě rekonstituovaný jíl má turbulentní uspořádání částic (obr. 41 a). K laminárnímu uspořádání (obr. 41 b) vede:

- a) stlačení
- b) konsolidace
- c) smykové přetvoření
- d) sekundární stlačení

Strukturní anizotropie jílu zásadně ovlivňuje poměr tuhosti ve směru paralelním s uspořádáním částic a ve směru na tuto rovinu kolmém (Graham a Houlsby 1983).



Obr. 41 – Uspořádání částic jílu a) turbulentní; b) laminární (Prashant 2004).

Z tohoto důvodu je nekorektní používat vztah Ryleyho a Cardera (1995) pro výpočet  $\sigma'_{ho}$ .

### Seismické polní metody

Metody určující  $K_0$  z měření rychlosti smykových vln *in-situ* se neobejdou bez kalibrace v laboratoři na rekonstituovaných nebo tzv. neporušených vzorcích, popř. za užití polního měření. Tento fakt zásadně komplikuje možnost reálného použití těchto metod v případě měření přirozeně uložených zemin a zvláště těch, které jsou postiženy stárnutím.

**4.3. NÁVRH STANOVENÍ KOEFICIENTU  $K_0$  NUMERICKOU ZPĚTNOU ANALÝZOU**

Je zřejmé, že veškeré výše popsané laboratorní metody pro stanovování koeficientu  $K_0$  v překonsolidovaných starých jílech, jako je např. analyzované souvrství těglu, poskytují nezanedbatelně zkreslené výsledky. Vhodnou alternativou může být numerická zpětná analýza, která kombinuje laboratorní a polní měření s numerickým geotechnickým modelem.

Pro stanovení koeficientu  $K_0$  je nutné znát efektivní vertikální a horizontální napjatost, jak vyplývá z definice (7). Vertikální napjatost lze pro konkrétní pozici snadno stanovit z tíhy materiálu v nadloží a horizontální napjatost je určena numerickou zpětnou analýzou stavebního díla (výkopu, tunelu atd.) realizovaného ve vyšetřovaném souvrství. Aby bylo možné zjistit původní horizontální napjatost, musí být k dispozici údaje o deformacích díla. Deformace změřené mají odpovídat deformacím v modelu, přičemž tohoto stavu je dosaženo iteračně změnou koeficientu  $K_0$ . Když naměřené deformace odpovídají deformacím v modelu, je v modelu zadána původní skutečná horizontální napjatost resp.  $K_0$ . Takto určený koeficient  $K_0$  je jednak oprostěn od nutnosti kvantifikovat procesy stárnutí a jednak není nutné využívat jakékoliv empirické vztahy pro jeho určení.

Aby byl model dostatečně realistický, je nutné použít dostatečně realistický konstituční vztah, který dovoluje dostatečně přesně simulovat chování reálných zemín a zejména musí zahrnovat:

- a) nelineární závislost přetvoření na napětí,
- b) nelineární závislost tuhosti na přetvoření,
- c) vliv strukturní anizotropie zemín na tuhost zeminy.

**5 STANOVENÍ MOCNOSTI EROZE MIOCÉNNÍCH JÍLŮ „TĚGLŮ“**

Marinní miocénní jíly uložené v karpatské předhlubni nazývané „téglu“, jsou typickým souvrstvím, kde je velmi obtížné stanovit  $K_0$  i mocnost eroze. Jedná se o vysoce plastický jíl třetihorního stáří, u kterého lze registrovat procesy stárnutí, které zkreslují výsledky konvenčních metod jako jsou polní a laboratorní testy představené v kapitole 4. Zároveň je tégl pravděpodobně překonsolidovaný, jelikož geologická a geotechnická odborná veřejnost předpokládá, že je erodovaný, ovšem mocnost eroze tohoto souvrství je doposud předmětem sporů a odhaduje se na několik desítek metrů (např. Boháč a Pavlová 2012) až po cca 700 metrů (Bosák 2014).

V této práci je koeficient  $K_0$  téglů a odvozená mocnost eroze stanovena numerickou zpětnou analýzou, sondami DMT a PSC, dále je mocnost eroze určena z pseudopřekonsolidačního napětí zjištěného Casagrandeho metodou a z původní hloubky pohřbení určené Baldwin – Butlerovou rovnicí (1). Z prezentovaného porovnání výsledků je po srovnání s numerickou zpětnou analýzou patrné, jakého

zkreslení může dosáhnout vyhodnocení měření DMT a PSC, pokud jsou použity tradiční postupy dle Marchettiho (1980) návrhu v případě DMT a vztahů uvedených v kap. 4.2.6 v případě PSC, a že takovéto výsledky lze zhodnotit jako nepoužitelné. Mocnost eroze stanovena pomocí Casagrandeho metody a výpočtem za užití Baldwin – Butlerovy rovnice porovnaná s výsledky numerické zpětné analýzy ukazuje, jak výrazně se projeví faktory ovlivňující pórovitost a mechanické chování zemin diskutované v kap. 2 a které v případě těglu vedou dle mého názoru k nepoužitelnosti těchto metod.

### **5.1. PŘEDKVARTÉRNÍ GEOLOGICKÉ POMĚRY V ŠIRŠÍ ZÁJMOVÉ OBLASTI A GEOLOGICKÁ CHARAKTERISTIKA TĚGLŮ**

Zájmovou oblastí je tzv. karpatská předhlubeň, která se táhne střední Moravou v jihozápadním – severovýchodním směru. Předkvarténní sedimenty v zájmovém území tvoří marinní spodnobádenské miocenní jíly o proměnlivé mocnosti až několik stovek metrů a bazální hrubozrnné sedimenty, které nasedají na krystalické horniny brunovistulika. Báze miocenních sedimentů značně hloubkově kolísá vzhledem k velmi členitému reliéfu podložních krystalinických hornin. Bazální spodnobádenské hrubozrnné sedimenty jsou charakteru štěrkopísků, jílovitých písků a štěrků.

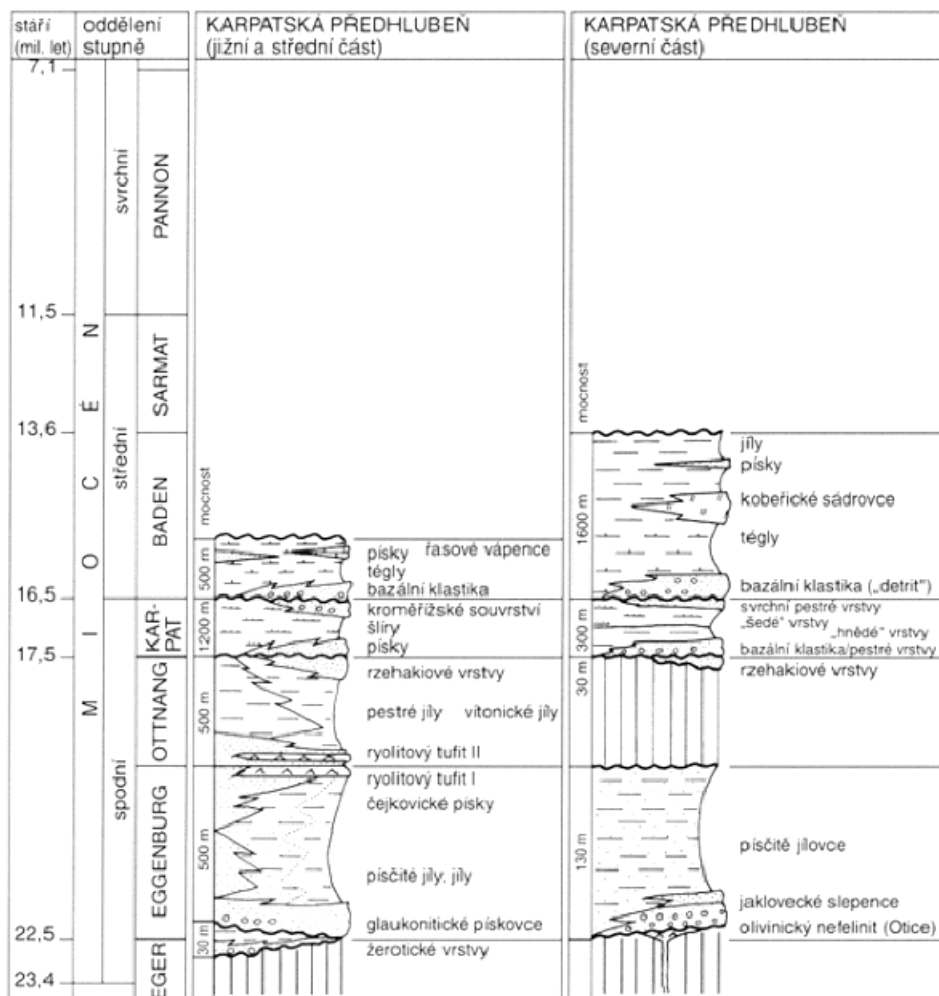
#### **Miocenní jíly „tégly“**

Miocenní sedimenty jsou v zájmové oblasti kromě uvedených bazálních hrubozrnných sedimentů tvořeny zejména jíly druhé fáze spodnobádenské transgrese a označují se jako „tégly“. Jedná se o vysoce plastické jíly tuhé až pevné konzistence. V nevětralém stavu jsou šedozelené barvy a ve vyšších alterovaných partiích přecházejí do barvy rezavě hnědé. Přejít mezi nevětralým a zvětralým jílem může být jak velmi ostrý během jednoho metru, tak i pozvolnější v průběhu několika prvních metrů a zvětralá zóna dosahuje nejčastěji do hloubek 20 m od povrchu souvrství (Rupp 2012). Alterace přípovrchových vrstev jílu je způsobena záteky limonitových roztoků diskontinuitami a oxidací (Svoboda 2010). Ve zvětralých téglech se místy vyskytují kalcitové výplně diskontinuit a ve větších hloubkách sádrovcové konkrce velikosti několik cm. Datace sedimentace tégglů se podle různých badatelů mírně liší, ovšem lze ji přibližně určit do doby před 16,0-16,5 mil. až 14,2 mil. lety (Bosák, Pruner 2014).

Z pozorovaných procesů stárnutí je v případě tégglů, mimo výše zmíněné vysrážení některých minerálů, registrováno v řadě výkopů a při ražbě podzemních děl postižení tektonickými pohyby (výskyt diskontinuit). Zcela jistě se v případě tohoto souvrství – vzhledem ke stáří a zrnitostnímu složení – projevuje sekundární stlačení.



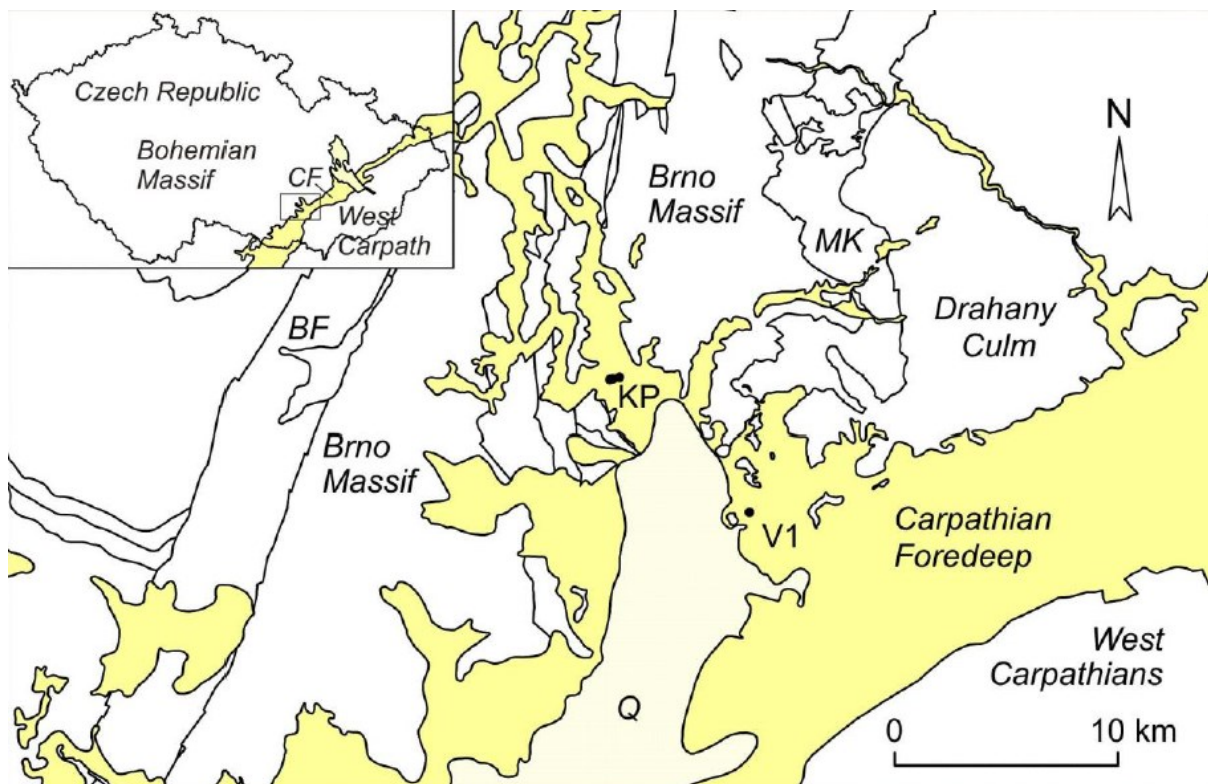
## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 42 – Stratigrafie sedimentů karpatské předhlubně (Chlupáč a kol. 2002).

### 5.1.1. Užší zájmová oblast

Veškeré analýzy předkládané případové studie byly aplikovány na tégly na území města Brna a to v okolí tunelu Dobrovského a v Brně – Slatinách. Lokality jsou od sebe vzdáleny cca 8 km a tégly je postižen diskontinuitami tektonického původu, čímž není vyloučen vzájemný vertikální posun jednotlivých bloků tégly vůči sobě. Tento fakt potenciálně komplikuje srovnání obou lokalit. Přesto obě lokality považují za srovnatelné, jelikož není mezi oběma lokalitami pozorován žádný výrazný tektonický zlom. Na obou lokalitách je povrch souvrství tégly na nadmořské výšce cca 230 až 249 m. Pokud je zaveden předpoklad, že povrch tégly před erozí dosahoval jednotné úrovně, jsou odhadované mocnosti eroze obou lokalit srovnatelné.



Obr. 43 – Přehledná situace území – žlutě vyznačeno rozmístění téglů. KP – pozice tunelu Dobrovského nebo též Královopolského tunelu, V1 – vrt v Brně – Slatinách provedený pro účely této studie.

## 5.2. DOSAVADNÍ POKUSY O ZJIŠTĚNÍ HISTORIE NAPĚTÍ A MOCNOSTI EROZE TÉGLŮ

V následující kapitole jsou shrnuty zjištěná určení a odhady veličin, které popisují historii zatížení souvrství téglu (jedná se o koeficient  $K_0$ ,  $OCR/OCR^*$ , popř. hodnoty (pseudo)překonsolidačních napětí), nebo přímo odhady mocnosti eroze tohoto souvrství.

Pavlík a kol. (2004) uvádějí údaj pravděpodobné mocnosti eroze téglů 80 m. Údaj odpovídá Zapletalově (1928) mapě okolí brněnského, kde je zřejmé, že jihozápadně od umístění tunelu Dobrovského, v okolí obcí Moravany, Nebovidy a Troubsko, jsou vyznačeny relikty téglů v nadmořské výšce až přes 300 m n. m. V nadloží tunelu dobrovského se vyskytuje povrch souvrství téglu na nadmořské výšce cca 230 m n. m. Pokud není rozdíl mezi povrchy daného souvrství dán tektonickými pohyby, je odpovídající mocnost eroze zmiňovaných 80 m resp. cca 60 m v případě lokality v Brně – Slatinách, kde je povrch souvrství téglu na úrovni necelých 250 m n. m.





## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

Neúspěšně stanovoval koeficient  $K_0$  na laboratorních vzorcích Mohyla (2012) měřením sání filtračním papírem a *in-situ* Staš a Šňupárek (2002) metodou hydrofrakturace. Laboratorní měření ukazovala nereálně vysoké hodnoty sání (cca 10x vyšší než byl předpoklad) a polní měření se nepodařilo řádně provést.

Dále bylo učiněno několik pokusů o stanovení hodnoty pseudopřekonsolidačního napětí a  $OCR^*$  edometrickou zkouškou. Svoboda (2010) určoval pseudopřekonsolidační napětí na vzorku z monitorovacího vrtu EXTII/6 situovaného v prostoru tunelu Dobrovského v místě, kde jižní tunelová trouba podchází ulici Jana Babáka (X : 1158144.49; Y : 599353.86 JTSK). Pseudopřekonsolidační napětí zjištěné edometrickou zkouškou vyhodnocenou graficky podle podle Casagrandeho návrhu (1936) autor stanovil na 1800 kPa a to na neporušeném vzorku z hloubky 15 m. S odhadovanou aktuální tíhou nadloží dotyčného vzorku o hodnotě 275 kPa pak Svoboda (2010) určuje koeficient  $OCR^*$  na hodnotu 6,5. V rotačním smykovém přístroji dále stanovil efektivní úhel vnitřního tření v kritickém stavu na  $19,9^\circ$  a podle rovnice (14) pak dopočítal  $K_0 = 1,25$ .

Krupička (2012) aplikoval Casagrandeho (1936) metodu na vzorcích z vrtu J1 umístěného v blízkosti jihozápadního portálu tunelu Dobrovského na lokalitě označované v této práci jako „1“ (viz kapitola 5.4.1). Jednalo se o test na neporušeném vzorku z hloubky 15,9 m a pseudopřekonsolidační napětí autor určil na 1650 kPa. Z hloubky odběru neporušeného vzorku (15,9) se však nedá přímo určit efektivní vertikální napětí, neboť vrt se nacházel v prostoru mimoúrovňové křížovatky, kde došlo několik let před provedením vrtu ke snížení úrovně terénu o cca 5 m. Původní („skutečné“) efektivní vertikální napětí se tak odhaduje z tíhy materiálu o mocnosti 20,9 m a činí podle autora 300 kPa (při uvažování hloubky hladiny podzemní vody cca 5 m pod zhlavím vrtu, jak bylo zjištěno během jeho realizace). Krupička (2012) tak pro daný vzorek určuje koeficient  $OCR^*$  na hodnotu 5,5. Rovněž vypočítal koeficient  $K_0$  za užití rovnice (14) a jako efektivní úhel vnitřního tření v kritickém stavu použil hodnotu  $23,5^\circ$ , kterou stanovil Fencil (2012) na rekonstituovaném těglu z vrtu J1 v triaxiální komoře s kluznými destičkami. Takto stanovený koeficient  $K_0$  podle Krupičky (2012) činí 1,19.

Boháč a Pavlová (2012) se pokusili určit pseudopřekonsolidační napětí ze Svobodových (2010) zkoušek očištěných o vliv sekundárního stlačení  $\sigma'_{v \max c}$ . Ostatní případné vlivy stárnutí nebyly ve studii zahrnuty. Odhad změny čísla pórovitosti byl dopočten pomocí součinitele sekundární stlačitelnosti  $C_\alpha$  získaného výpočtem podle vztahu Mesriho a Castra (1987), kteří uvádějí pro neorganické zeminy  $C_\alpha/C_c = 0,04 \pm 0,01$ . Autoři stanovili na rekonstituovaných vzorcích z vrtu J1 z lokality „1“ (kap. 5.4.1)  $C_c = 0,4$  a odvodili tak  $C_\alpha = 0,016$ . Doba sekundárního stlačování byla autory určena na 15 mil. let. Pomocí vztahu  $C_\alpha = \Delta e / \Delta \log t$  tak autoři určili  $\Delta e = 0,05$ . Skutečné překonsolidační napětí se tak podle autorů redukuje na 900 kPa a mocnost erodované vrstvy těglů odhadují na 75 m. Podle rovnice (Mayne a Kulhawy) pak

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

při uvažování efektivního úhlu vnitřního tření v kritickém stavu  $\varphi'_{cr} = 20^\circ$  určují pro daný vzorek koeficient  $K_0 = 0,99$ .

Autor/zdroj	$\sigma'_{v,max}$ [kPa]/současná hloubka pohřbení vzorku [m]	OCR* [-]	$\sigma'_{v,max,c}$ [kPa]/současná hloubka pohřbení vzorku [m]	OCR [-]	$K_0$ [-]	Odhadovaná Mocnost eroze těglu [m]
Pavlík a kol. (2004)/Zapletal (1928)	-	-	-	-	-	60 - 80
Svoboda (2010)	1800/15	6,5	-	-	1,25	--
Krupička (2012)	1650/21	5,5	-	-	1,19	-
Boháč a Pavlová (2012)	-	-	900/15	--	0,99	75
Bosák (2014)	-	-	-	-	-	cca 700

Tabulka 2 – Publikované hodnoty  $\sigma'_{v,max}$ ,  $\sigma'_{v,max,c}$ , OCR\*, OCR,  $K_0$  a odhadované mocnosti eroze těglu.

Kromě výše uvedených pokusů byl koeficient  $K_0$  již určován i numerickou zpětnou analýzou na průzkumných dílech tunelu Dobrovského. Jedná se o předchozí etapy numerické zpětné analýzy jiných autorů. Pro snazší pochopení těchto analýz i pro logičtější návaznost textu jsou popsány a diskutovány v následující kapitole „Určení mocnosti eroze těglu numerickou zpětnou analýzou“.

### 5.3. URČENÍ MOCNOSTI EROZE TĚGLU NUMERICKOU ZPĚTNOU ANALÝZOU

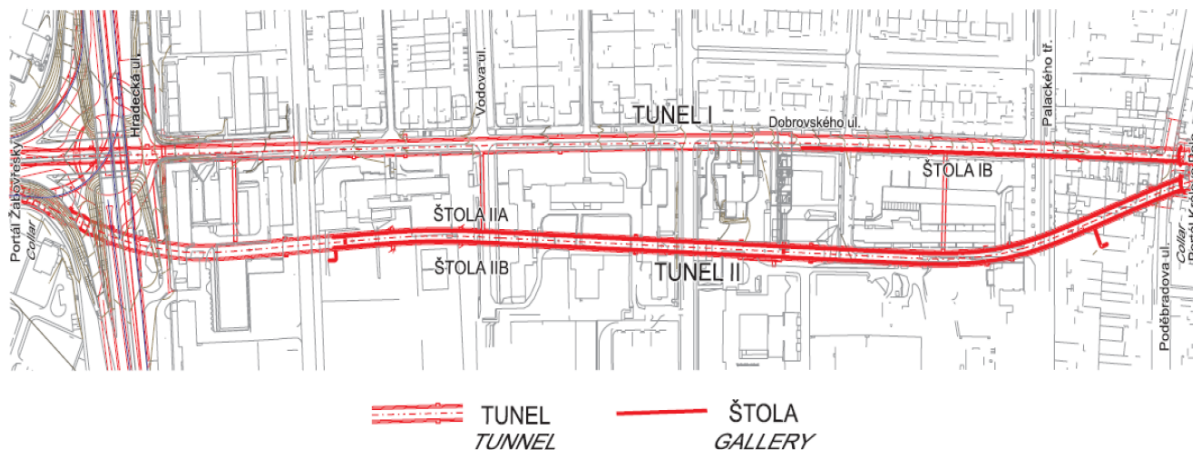
#### 5.3.1. Výběr vhodného díla pro numerickou zpětnou analýzu

Během numerické zpětné analýzy byly modelovány monitorované průzkumné štoly a rozrážky, které byly součástí průzkumných prací pro tunel Dobrovského, který se též nazývá Královopolský tunel. Nejednoznačné pojmenování dopravních tunelů od fáze studie před územním rozhodnutím až po konečné pojmenování po realizaci a spuštění díla je v české praxi běžné (jako např. přejmenování tunelu Brusnice na Střešovický tunel, který je součástí tunelového komplexu Blanka v Praze). V této práci bude dotýčný tunel označován jako tunel Dobrovského.

Tunel Dobrovského tvoří dvě silniční tunelové trouby na území Brna vedené ve směru jihozápad – severovýchod mezi ulicemi Hrádecká a Poděbradova. Tunel je součástí velkého městského okruhu města Brna propojující městské čtvrti Královo Pole a Žabovřesky.

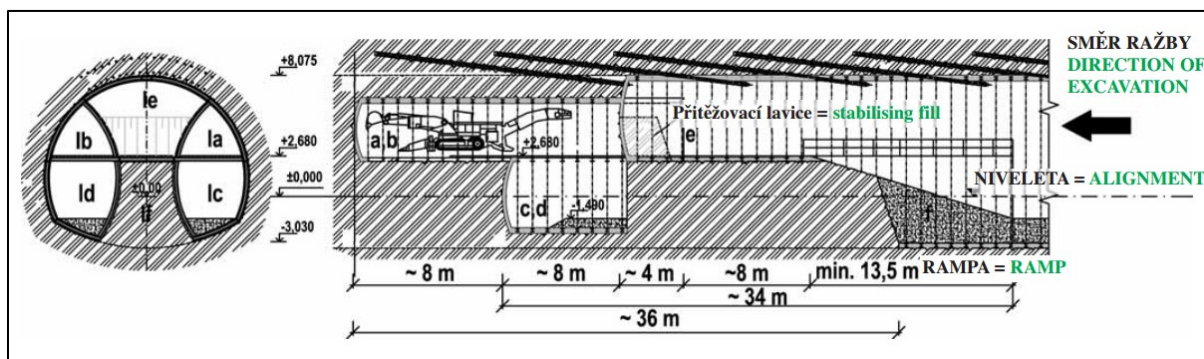


## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 45 - Přehledná situace tunelových trub tunelu Dobrovského včetně vyznačení průzkumných štol (Pavlík a kol. 2004).

Obě tunelové trouby jsou dvoupruhové o délce cca 1250 m. Tunel č. 1 (severní) je délky 1237 m a z toho ražená část činí 1019 m. Tunel č. 2 (jižní) je dlouhý 1258 m a ražená část 1050 m. Vzdálenost mezi troubami je v převážné části cca 60 m. Výška výrubů je cca 12 m a šířka cca 14 m. Obě tunelové trouby tunelu Dobrovského byly raženy novou rakouskou tunelovací metodou převážně ve vertikálním ale i v horizontálním členění. Převažovalo vertikální členění na šest fází při celkové ploše výrubu okolo 130 m<sup>2</sup> (Bača a Dohnálek 2009). Staničení tunelů vzrůstá směrem od jihozápadního (Žabovřeského) portálu. Nadloží ražených tunelů dosahuje mocnosti cca 6 až 21 m. Tunelové trouby jsou spojeny dvěma propojkami S1 a S2.



Obr. 46 – Členění tunelové trouby T1 se schématem postupu ražby v podélném profilu (Horák 2009).

### 5.3.2. Průzkumné štolky a rozrážky – objekty numerické zpětné analýzy

Součástí průzkumných prací byly i tři průzkumné štolky vedené v patách kalot budoucích tunelových trub v takové pozici, aby mohly být později plně začleněny do finálních ražeb. Všechny průzkumné štolky byly raženy proti směru staničení tunelu (tj. od severovýchodního portálu). V severním tunelu č. 1 byla realizována jedna průzkumná štola v délce 365 m a v jižním tunelu č. 2 dvě průzkumné štolky – každá o

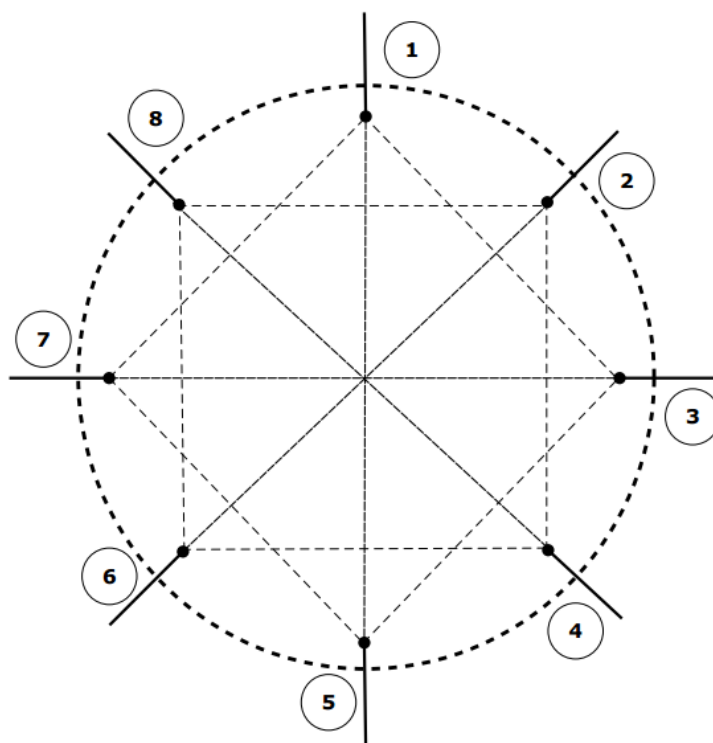
## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

délce 831 m. Průzkumné štolý měly tvar „kapličky“ o výšce 4,5 m a šířce 4,7 m (odměřeno z dokumentace monitoringu – Pavlík a kol. 2003). Provedeny byly novou rakouskou tunelovací metodou a zajištěny vyztuženým stříkaným betonem.

Z průzkumné štolý označované „IIB“ vedené v jižní tunelové trubě (viz obr. 45 a 47) byly dále provedeny celkem čtyři průzkumné rozrážky označené jako R1 až R4. Rozrážky sloužily pro polní testování zemin. Byly vyraženy do levého boku štolý IIB ve staničení: R1 – 1,422 00 km, R2 – 1,132 90 km, R3 – 0,847 20 km, R4 – 0,683 20 km. Počvy rozrážek byly provedeny 0,5 m nad počvou průzkumné štolý a jsou průměru cca 2,0 m. Profil rozrážek je kruhový a v kroku 1,0 m byl vystrojován TH výztuží a kari sítěmi (např. viz fotodokumentace Pavlík a kol. 2003). Vystrojení nedoléhá na okolní zeminu, pouze TH výztuž je zapatkována do jílu, což je výhodné z hlediska následných numerických analýz rozrážek, kdy odpadá nutnost kvantifikovat vliv vystrojení na rozvoj deformací a napětí v zemině okolo výrubu. Rozrážky jsou vedeny kolmo na osu průzkumných štol v délce 5 až 15 m a následně je jejich vedení stočené o 90° v délce 5 m. Rozrážka R1 byla zatočena vlevo (proti směru ražby IIB) a zbylé rozrážky vpravo. Předmětem numerické zpětné analýzy byly průzkumné rozrážky R2 až R4 (viz obr. 47). Numerický model je upravován tak, aby co nejpřesněji simuloval *in-situ* naměřené konvergence, které byly určovány tyčovým dilatometrem mezi konvergenčními koulemi, které byly vetknuty na 30 cm dlouhých trnech přímo do těglu na plášti rozrážek (Pavlík a kol. 2003 – viz obr. 48). Deklarovaná přesnost měření činila 0,01 mm. V konvergenčním profilu bylo instalováno po 8 konvergenčních koulích, které byly od vrchlíku kaloty číslovány po směru hodinových ručiček od 1 do 8. Předmětem analýzy byly vertikální a horizontální deformace výrubu (vertikální označena jako „1-5“, horizontální jako „3-7“).



Obr. 47 – Pozice rozrážek R2 až R4.



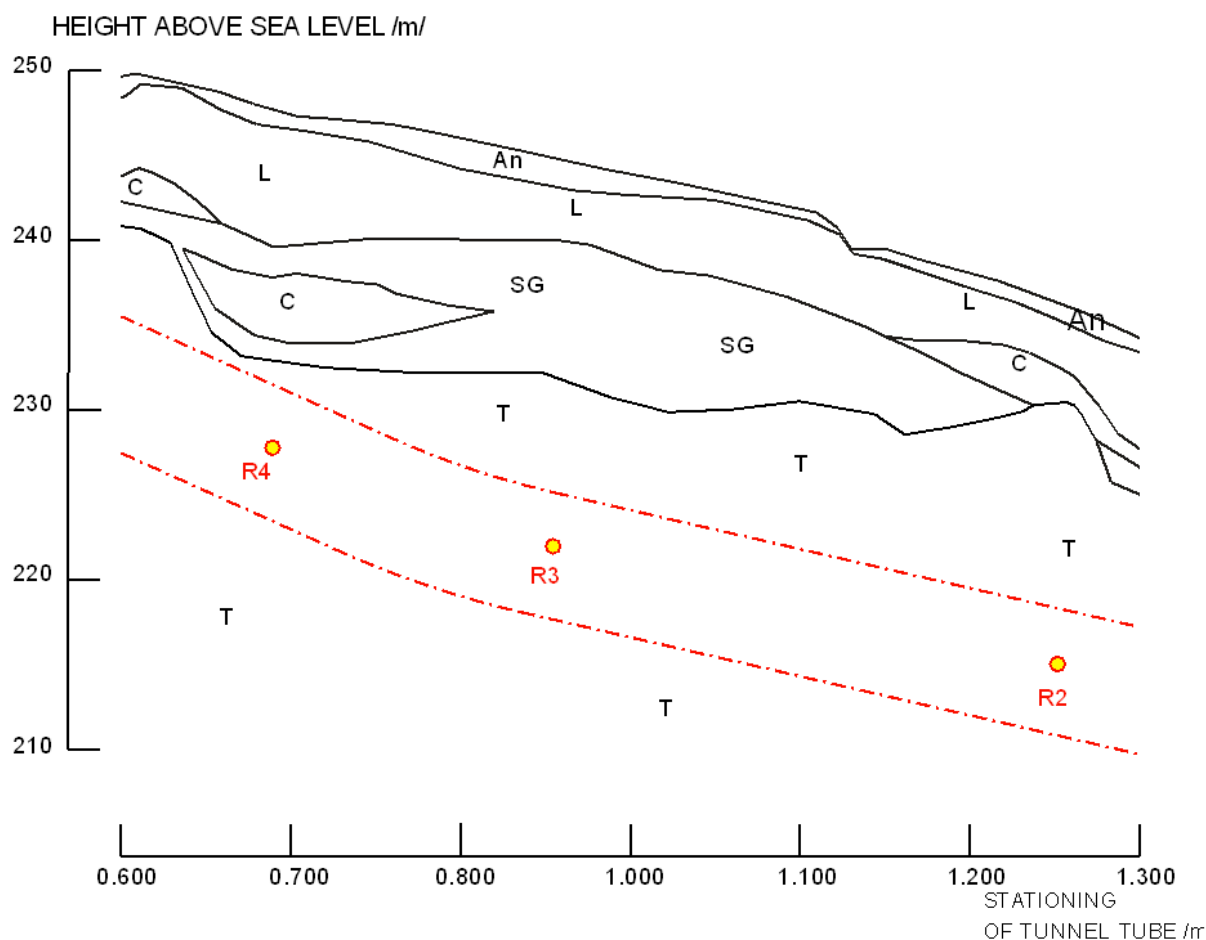
Obr. 48 – Schéma konvergenčních bodů s naznačením měřených směrů (přerušované úsečky mezi body) (Pavlík a kol. 2003).

### 5.3.3. Morfologické, inženýrskogeologické a hydrogeologické poměry

Povrch území se ve směru staničení dosahuje zhruba do čtvrtiny ražené části nadmořské výšky 247 m n. m. až 252 m n. m. a následně pozvolna klesá na úroveň 219 m n. m. Kvartérní sedimenty dosahují mocnosti do cca 16 m. Svrchní vrstva je tvořena antropogenními sedimenty, následuje vrstva spraší a sprašových hlín pleistocenního stáří typicky hnědo – okrového odstínu s hojnými vápnitými konkrécemi. Dále se na lokalitě vyskytují pleistocenní eolicko – deluviální jílovité hlíny tmavě hnědé až rezavohnědé barvy, které vznikly přeplavením a převátím podložních téglů. Místy se může jednat i o přeplavené spraše. Na bázi kvartérního souvrství se nesouvisle vyskytují fluviální štěrkopísky místy s proměnlivým obsahem jemnozrné složky. Jedná se o akumulace zaniklých toků a mohu se vyskytovat i v pozici nad eolicko – deluviálními jílovitými hlínami jako např. v nadloží rozrážky R4 (viz obr. 49).



## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

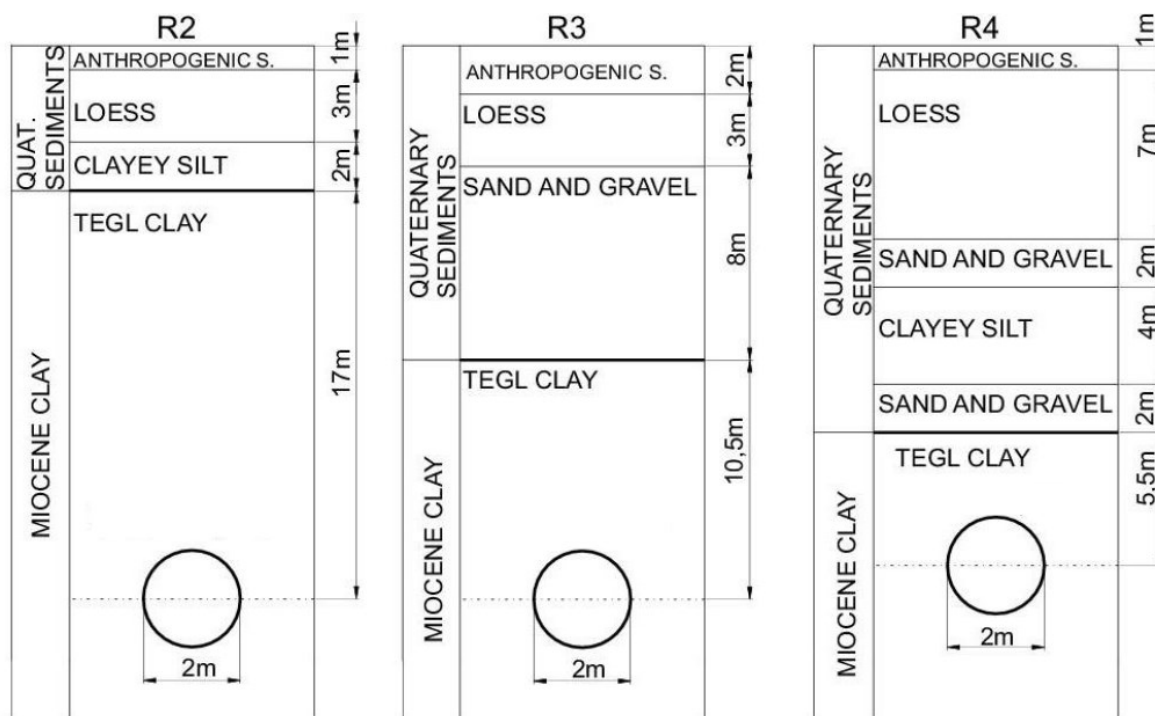


Obr. 49 – Podélný geologický profil vedený v ose tunelu, T – tégl, SG – fluviální štěrkopísky, C – jílovité hlíny, L – spraše a sprašové hlíny, An – antropogenní zeminy. Jižní tunelová trouba je vyznačena červenou čerchovanou čarou.

Hladina podzemní vody bývá v zájmovém území pozorována v bazální vrstvě kvartéru ve vrstvě štěrkopísku. Místy však v těchto fluviálních sedimentech podzemní voda zastižena nebyla (Pavlík a kol. 2003 – popisy vrtných jader průzkumných vrtů a záznamy z monitoringu pozice hladiny podzemní vody). Kromě průlinového charakteru podzemních vod v kvartérních fluviálních sedimentech bylo při průzkumu a během výstavby tunelů pozorováno i puklinové zvodnění tektonických diskontinuit téglů. Pro další analýzy předpokládám, že vrstva téglů je trvale pod hladinou podzemní vody.

V místě jednotlivých rozrážek jsou pro další analýzu sestaveny konkrétní geologické poměry podle výsledků inženýrskogeologického průzkumu pro tunel znázorněné na obr. 50. Poměry v místě rozrážky R2 dle vrtu JM1024, v místě rozrážky R3 podle vrtu JM1034 a v místě rozrážky R4 dle vrtu JM1041 (popis vrtů viz Pavlík a kol. 2003).

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 50 – Geologické poměry v místě jednotlivých modelovaných rozrážek. Rozrážky jsou znázorněny kružnicemi o průměru 2,0 m. Vrstva „Clayey silt“ odpovídá zemině „Clayey loam“ na obr. 49 (Malát a kol. 2016).

### 5.3.4. Geotechnický numerický model

Pro kvartérní sedimenty v nadloží tégľů, kterými neprochází ražená podzemní díla v numerických modelech, byl použit byl Mohr – Coulombův konstituční vztah. Pro simulaci mechanického chování tégľů byl použit pokročilejší tzv. hypoplastický konstituční vztah.

#### 5.3.4.1. Konstituční vztah pro kvartérní zeminy a jeho kalibrace

Jak prokázal Svoboda (2010) modelováním tunelu Dobrovského, kvartérní vrstvy mají na deformaci tunelových trub a rozvoj poklesové kotliny na povrchu minimální vliv. Proto lze vrstvy kvartérních zemin při numerické zpětné analýze modelovat primitivním Mohr – Coulombovým konstitučním vztahem. Vlastnosti jemnozrnných zemin (sprašových a jílovitých hlín) vycházejí z hodnot určených společností Geotest a.s. v rámci inženýrskogeologického průzkumu pro tunel Dobrovského. Kalibrace proběhla laboratorními testy a za pomoci směrných normových charakteristik v tab. 5 ČSN 73 1001. Konkrétní hodnoty použité v analýze jsou převzaty z práce Svobody (2010), vyjma vrstvy jílovité hlíny „clayey loam“, které byly stanoveny vlastnosti Novákem (2012). Parametry jsou shrnuté na obr. 51 a byly využity autory, kteří se pokoušeli stanovovat  $K_0$  numerickou zpětnou analýzou průzkumných děl tunelu Dobrovského (Novák 2012, Rott a kol. 2015).

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TÉGLU

soil	$\varphi$ [°]	$c$ [MPa]	$\psi$ [°]	$E$ [MPa]	$\nu$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
anthropogenic s.	20	10	4	10	0.35	19
loess loam	28	2	2	45	0.4	19
clayey loam	15	18	2	50	0.4	20
sand with gravel	30	5	8	60	0.35	19

Obr. 51 – Parametry kvartérních vrstev v nadloží téglů (Rott a kol. 2015).

### 5.3.4.2. Konstituční vztah pro tégly a jeho kalibrace

Pro tégly byl použit pokročilý hypoplastický konstituční vztah, který simuluje reálné chování zeminy s mnohem větší přesností než jiné primitivnější konstituční vztahy jako např. Mohr - Coulomb (Mašín a kol. 2009; Boháč a Mašín 2009). Hypoplastické modely pro zeminy byly nezávisle vyvíjeny od 80. let 20. stol. na universitě v Karlsruhe (např. Kolymbas 1991) a v Grenoble (např. Chambon a kol. 1994). Hypoplastický model pro jíly (Mašín 2005) vychází z první jmenované školy. Hypoplastický konstituční vztah nerozděluje deformace na elastickou (vratnou) a plastickou (nevratnou) jako většina běžných konstitučních (elastoplastických) vztahů. Nelinearita tuhosti a odlišná tuhost zeminy při přitížení a odlehčení je patrná ze zjednodušené hypoplastické rovnice platné pro jednoosé stlačení (Boháč a Mašín 2009):

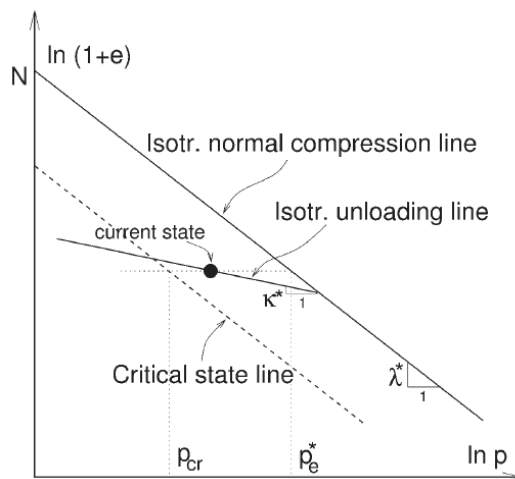
$$\dot{\sigma} = L\dot{\epsilon} + N|\dot{\epsilon}| \quad (49)$$

kde  $\dot{\sigma}$  = rychlost napětí,  $\dot{\epsilon}$  = rychlost přetvoření a  $L$  a  $N$  jsou moduly, pro které platí  $L > N > 0$ .

Za předpokladu znaménkové konvence  $\dot{\epsilon} < 0$  pro stlačení a  $\dot{\epsilon} > 0$  pro odlehčení, platí pro přitížení tuhost  $L - N$  a pro odlehčení tuhost  $L + N$ . Materiál má tak větší tuhost při odlehčení než při přitížení.

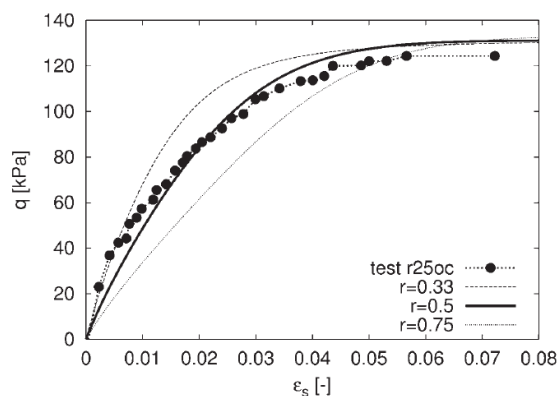
Základní hypoplastický model obsahuje pět parametrů (Mašín 2005) a to úhel vnitřního tření v kritickém stavu  $\varphi_{cr}$ , parametr „ $r$ “, který kontroluje smykovou tuhost zeminy a dále parametry  $N$ ,  $\lambda^*$  a  $\kappa^*$ , které popisují pozici čáry NCL a její sklon a sklon čáry odlehčení, ve zobrazení  $\ln(1+e)$  vs.  $\ln p$ , jak je patrné z obrázku 52.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 52 – Význam parametrů  $N$ ,  $\lambda^*$  a  $\kappa^*$  (Mašín 2005).

Parametr „ $r$ “ je stanoven iteračně pomocí simulace v MKP programu, nebo pomocí simulace v „single element“ programu. Ke kalibraci lze využít výsledky drénované i nedrénované triaxiální zkoušky (CID, CIUP). Čím vyšší je hodnota parametru „ $r$ “, tím pomalejší je nárůst deviátorového napětí při přetvoření.



Obr. 53 – Kalibrace parametru „ $r$ “ na diagramu nedrénované triaxiální zkoušky (CIUP) neporušeného vzorku (Mašín 2005).

Pro věrnější simulaci chování zeminy v oboru velmi malých přetvoření (cca  $\leq 10^{-4}\%$ ), nelineární pokles tuhosti při narůstajícím smykovém přetvoření a efekty paměti na předchozí deformaci, bylo do hypoplastického modelu implementováno tzv. intergranulární přetvoření. Základní hypoplastický model tak byl doplněn o dalších pět parametrů  $\theta_R$ ,  $R$ ,  $\chi$ ,  $m_T$  a  $m_R$  (např. Boháč a Mašín, 2009). Parametry  $m_T$  a  $m_R$  pak byly během vývoje nahrazeny parametry  $A_g$ ,  $n_g$  a  $m_{rot}$  (Mašín 2014).

Parametry  $\theta_R$ ,  $R$  a  $\chi$  jsou kalibrovány parametrickou studií obdobně jako parametr „ $r$ “. V tomto případě je matematicky simulován laboratorní experiment zjišťující pokles smykového modulu s narůstajícím přetvořením. Smykový modul je stanoven z rychlosti průchodu smykových vln pomocí tzv. bender elementů, přičemž vztah mezi smykovým modulem  $G$  a rychlostí průchodu smykové vlny je dán

vztahem (42). Deformace jsou registrovány např. lokálními snímači deformace (LVDT), které poskytují relevantní údaje pro hodnoty přetvoření, kdy se zemina již nechová čistě elasticky, tj. tzv. malé přetvoření. Parametr  $R$  určuje velikost oboru velmi malých přetvoření, ve kterém se zemina chová elasticky (ve kterém neklesá tuhost zeminy) a parametry  $\beta_R$  a  $\chi$  ovlivňují rychlost změny tuhosti zeminy s narůstajícím přetvořením.

### Původní lineární závislost tuhosti na napětí

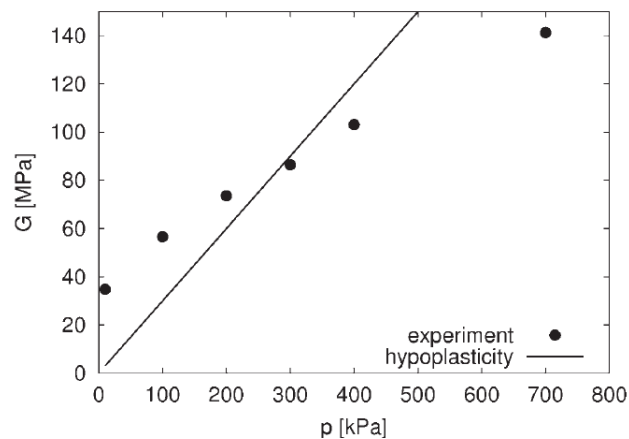
Tuhost zeminy vyjádřená modulem  $G$  je závislá na úrovni napětí. Parametry  $m_T$  a  $m_R$  řídí smykovou tuhost v oboru velmi malých přetvoření a jsou definovány vztahem (Mašín 2005):

$$G_0 = \frac{m_R}{r\lambda^*} p \quad (50)$$

$$G_0 = \frac{m_T}{r\lambda^*} p \quad (51)$$

$G_0$  = smykový modul pro obor velmi malých přetvoření,  $r$  = parametr „ $r$ “ se souboru základních parametrů hypoplastického konstitučního vztahu,  $\lambda^*$  = směrnice NCL,  $p$  = střední napětí

Lineární růst modulu  $G_0$  s rostoucím napětím, jak je vyjádřen rovnicemi (50) a (51), ovšem neodpovídá realitě. Zemina se ve skutečnosti chová nelineárně (viz obr. 54)



Obr. 54 – Vývoj tuhosti zeminy s rostoucím středním napětím (Svoboda a kol 2010).

Proto byl vztah mezi tuhostí zeminy a napětím později modifikován (Mašín 2014):

$$G_0 = p_r A_g \left( \frac{p}{p_r} \right)^{n_g} \quad (52)$$

$p_r$  = referenční napětí (1 kPa),  $p$  = střední napětí a  $A_g$  a  $n_g$  parametry stanovované parametrickou matematickou simulací.

Funkce  $G_0$  vs.  $p$  (rovnice 52) není lineární a těsněji koreluje s naměřenými daty než funkce daná rovnicí

(50) a (51).

Anizotropie v hypoplastickém konstitučním vztahu před zavedením strukturní anizotropie

Původní izotropní model byl modifikován tak, aby vystihoval strukturní anizotropní chování tím způsobem, že byl doplněn parametrem  $v$  (Mašín 2013):

$$v = \frac{3r(\lambda^* + \kappa^*) - 4\kappa^*}{6r(\lambda^* + \kappa^*) + 4\kappa^*} \quad (53)$$

Později Mašín (např. Mašín a Rott 2014) vyvinul verzi hypoplastického modelu zohledňující tuhostní anizotropii materiálu, která je dána strukturou zeminy, označovanou jako strukturní nebo vnitřní anizotropií (viz kapitola 4.2.9). Celkem jsou v anizotropním modelu zavedeny tři parametry, které definují strukturní anizotropii jílu:

$$\alpha_G = \frac{G_{pp0}}{G_{tp0}}; \alpha_G^{1/x_{GE}} = \frac{E_{p0}}{E_{t0}} = \alpha_E; \alpha_G^{1/x_{Gv}} = \frac{v_{pp0}}{v_{tp0}} = \alpha_v \quad (54,55,56)$$

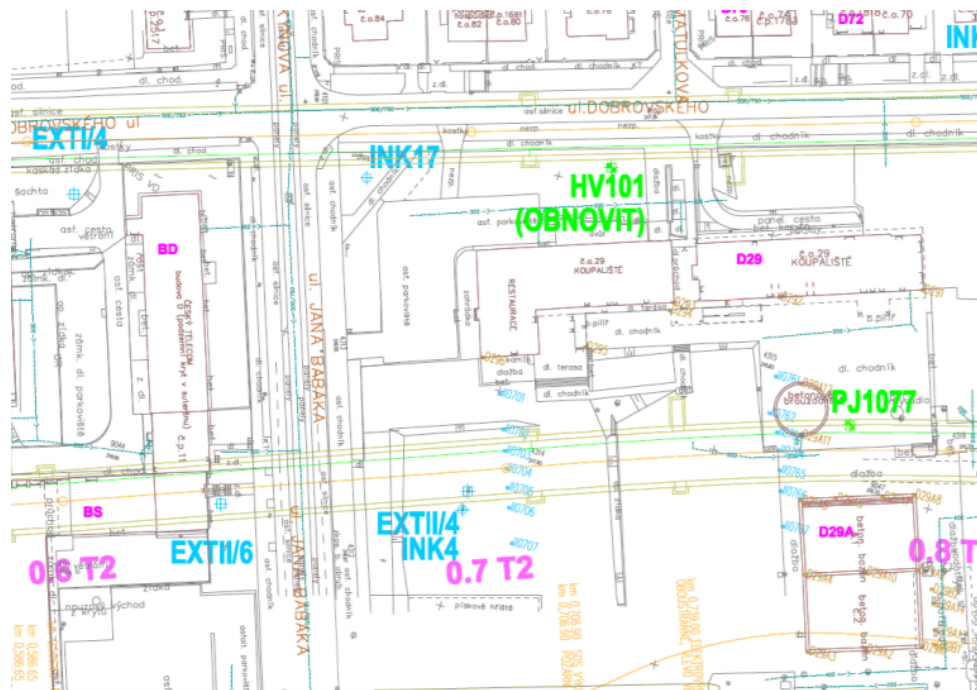
Parametry jsou  $\alpha_G$ ,  $x_{GE}$  a  $x_{Gv}$  jsou definovány jako podíl smykových Youngových modulů a Poissonových čísel ve vertikálním neboli „transversálním“ (t) a horizontálním „perpendikulárním“ (p) směru. Parametr  $\alpha_G$  lze stanovit z rychlostí smykových vln na neporušeném vzorku ve vertikální a horizontální orientaci. Parametry  $x_{GE}$  a  $x_{Gv}$  lze obdobně stanovit z rychlostí průchodů příčných vln (blíže viz Mašín a Rott, 2014 vč. rešerše hodnot parametrů  $x_{GE}$  a  $x_{Gv}$ ).

### Kalibrace parametrů a stavových proměnných

Kalibrace hypoplastického modelu pro tégly byla provedena v několika etapách, které budou dále označovány jako „model 1“ „model 2“ a „model 3“. Model 1 je izotropní. Model 2 zahrnuje anizotropii zeminy užitím parametru  $v$  a model 3 již zahrnuje parametry strukturní anizotropie.

*Model 1* kalibroval Svoboda a kol. (2010) sadou laboratorních měření na neporušených a rekonstituovaných vzorcích téglu z vrtu EXTII/6 z hloubky 15,0 – 15,2 m a na materiálu z neporušeného vzorku z vrtu INK17 z hloubky 19,5 – 19,7 m. Jedná se o monitorovací/průzkumné vrty pro tunel Dobrovského (viz následující obr.).

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 55 – situace průzkumných vrtů EXTII/6 a INK17 (Svoboda 2010)

Z edometrické zkoušky na neporušeném vzorku z vrtu EXTII/6 byly stanoveny parametry  $N$ ,  $\lambda^*$  a  $\kappa^*$ . Pro určení úhlu vnitřního tření v kritickém stavu  $\varphi'_{cr}$  byly použity zkoušky na rekonstituovaných vzorcích v rotačním smykovém přístroji a triaxiální komoře při testu CIUP. Za směrodatné byly použity data z rotačního smykového přístroje, protože při triaxiální zkoušce docházelo k lokalizaci přetvoření na smykových plochách a neprobíhalo soudkovité přetváření vzorků. Kalibrace parametru „ $r$ “ proběhla na základě dat z triaxiálních zkoušek CIUP na neporušených vzorcích. Smykový modul platný v oboru velmi malých přetvoření byl stanoven z rychlosti průchodu smykových vln za pomoci Bender elementů. Užitím rovnic (50) a (51) pak Svoboda (2010) stanovil parametry  $m_R$  a  $m_T$  a vzhledem k nevelkému počtu stanovených modulů  $G_0$  nakonec předpokládal  $m_R = m_T$ . Pro stanovení parametrů  $R$ ,  $\beta$ , a  $\chi$  byly využity dvě nedrénované triaxiální zkoušky na neporušených rekonolidovaných vzorcích z vrtu EXTII/6 a INK17 a kalibrace parametrů proběhla na grafech smykový modul  $G$  vs. axiální přetvoření vzorku.

Kromě všech výše uvedených parametrů, je nutné stanovit některé stavové proměnné, a to tíhu saturovaných těglů  $\gamma_{sat}$ , výchozí číslo pórovitosti  $e$  a objemový modul vody  $k_w$ , který je nutné do modelu zadat při nedrénovaných analýzách. Tíha a výchozí číslo pórovitosti stanovil Svoboda (2010) testem na neporušeném vzorku z vrtu EXTII/6. Tíha  $\gamma_{sat} = 18,8 \text{ kN/m}^3$ ,  $e_{init.} = 0,83$ . Objemový modul vody  $k_w$  byl Svobodou a Mašínem odhadnut na hodnotu  $1 \cdot 10^7 \text{ kPa}$ .

URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TÉGLU

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

Obr. 56 – Sada parametrů pro model 1. Kalibrace Svobody a kol. (2010).

Model 2 – „mezifáze“ mezi izotropním modelem a modelem se strukturální anizotropií. Mašín (2013) na základě výsledku zkoušek Svobody a kol. (2010) překalibroval původní model (model 1) a doplnil jej o parametr  $v$  (53). Oproti modelu 1 byly upraveny parametry  $m_r$  a  $m_t$  a změněna hodnota efektivního úhlu vnitřního tření v kritickém stavu, který, jak je zřejmé z rešerše, může dosahovat hodnot od 19,9° (Svoboda 2010) až po 27° (Boháč 1999). Rozdíly pravděpodobně souvisí s konkrétní granulometrií vzorku a s typem testu (jiné hodnoty pro identický vzorek vykazuje test v kruhovém smykovém přístroji ve srovnání s testem v triaxiálu). Kritický úhel vnitřního tření modelu 2 byl, z uvedeného rozsahu, určen odhadem na hodnotu 22°.

parametr	model_2
$\phi_c$	22
$\lambda^*$	0,128
$\kappa^*$	0,015
$N$	1,51
$v$	0,33
$m_R$	20,4
$m_T$	10,2
$R_{max}$	1,00E-04
$\beta_R$	0,2
$\chi$	0,8
$K_w$	1,00E+07
$e$	0,83

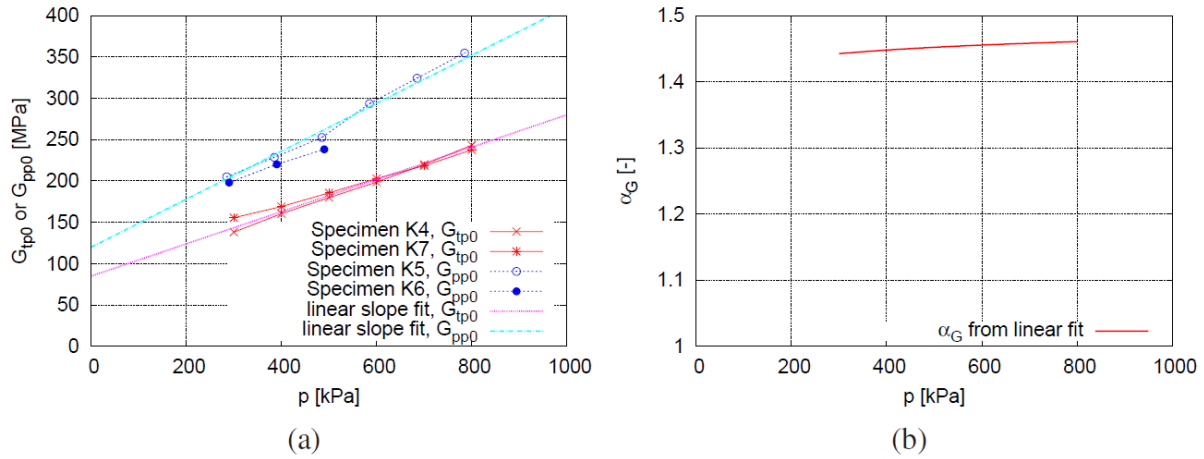
Obr. 57 – Parametry a stavové proměnné použité pro model 2 (Mašín 2013).

Model 3 se strukturální anizotropií kalibrovali Rott a kol. (2015). Převzaty byly parametry pro model 2 (obr. 50) a doplněny byly parametry strukturální anizotropie  $\alpha_G$ ,  $X_{GE}$ ,  $X_{GV}$  a  $v_{tp0}$ . Místo parametrů  $m_r$  a  $m_t$  se po úpravě Mašínem používá parametr  $m_{rat} = m_r/m_t$  a je určen na hodnotu 0,5 (Rott a kol. 2015). Kalibrace parametru  $\alpha_G$  proběhla na neporušených vzorcích odebraných z vrtu V1, který je situován v Brně – Slatině (viz obr. 43). Smykový modul byl stanoven pomocí vztahu (35) při známé hustotě materiálu a s pomocí změření rychlosti průchodu smykových vln, které byly generovány a snímány bender elementy v triaxiální komoře ve vertikálním uspořádání: vertikálně vyříznutý vzorek pro stanovení  $G_{vh}$  a horizontálně vyříznutý vzorek pro stanovení  $G_{hh}$ . Rychlosti smykových vln byly měřeny



## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

při izotropní napjatosti od hodnoty odvozené z odhadnuté původní vertikální napjatosti jako původní napjatost vzorku před vyjmutím po hodnotu 800 kPa (obr. 51 a). Podílem smykových modulů byl pak stanoven parametr  $\alpha_G$  na hodnotu  $\approx 1,45$  (viz obr. 58b).



Obr. 58 – a) Stanovení smykových modulů  $G_{tp}$  ( $G_{vh}$ ) a  $G_{pp}$  ( $G_{hh}$ ); b) určení parametru  $\alpha_G$  (Rott a kol. 2015).

Pro určení ostatních parametrů anizotropie byly provedeny testy v triaxiální komoře při izotropním stlačování a s konstantním radiálním napětím na vertikálně vyříznutých vzorcích. Vzorky byly vystrojeny snímači LVDT tak, aby bylo možné registrovat axiální přetvoření a některé byly i vystrojeny tak, aby bylo možné sledovat radiální přetvoření. To bylo navíc stanovováno i z objemového přetvoření a měřeného axiálního přetvoření. Zanedbatelné radiální přetvoření při triaxiálních testech s konstantním radiálním napětím dovoluje určit parametr  $\nu_{vh} \approx 0$ . Vztah mezi radiálním a axiálním přetvořením je z pozorování šesti vzorků při izotropním napětí a při konstantním radiálním napětí určen lineární regresí:  $\epsilon_r = 0,6\epsilon_a$ . Hodnota koeficientu  $\alpha_E$  je určena dopočtem ze vztahu:

$$\frac{\dot{\epsilon}_r}{\dot{\epsilon}_a} = \frac{1}{\alpha_E} \quad (57)$$

A při poměru  $\dot{\epsilon}_r = 0,6\dot{\epsilon}_a$  vychází parametr  $\alpha_E \approx 1,67$ . Při známém  $\alpha_E$  a  $\alpha_G$  pak lze ze vztahu (51) určit parametr  $x_{GE} \approx 0,73$ . Parametr  $x_{Gv}$  pak autoři odhadují bez experimentálních měření na hodnotu 1,0. Sada parametrů pro model tak činí:

$\varphi_c$	$\lambda^*$	$\kappa^*$	$N$	$\nu$	$A_g$	$n_g$	$m_{rat}$	$R$	$\beta_r$	$\chi$	$\alpha_G$	$x_{GE}$	$\nu_{tp0}$	$x_{Gv}$
22°	0.128	0.015	1.51	0.33	5300	0.5	0.5	0.0001	0.2	0.8	1.45	0.73	0	(1)

Obr. 59 – Kalibrace Modelu 3 (Rott a kol. 2015).

Oproti modelu 2 byla také změněna objemová tuhost vody na hodnotu  $k_w = 2,1$  GPa při uvažování

teploty prostředí cca 10 °C (Tottem 1999).

#### 5.3.4.3. *Dosavadní pokusy o stanovení $K_0$ v téglech numerickou zpětnou analýzou*

Novák (2012) resp. Boháč a kol. (2013) určovali  $K_0$  pomocí zpětné 2D a 3D numerické analýzy rozrážky R2. Koeficient  $K_0$  je obdržen postupnou iterací, kdy je cílem co největší přiblížení deformací výrubu v modelu k hodnotám naměřeným v rozrážce v konvergenčním profilu. Geotechnické poměry použité Novákem v modelu se shodují se schématem na obr. 50 s tím rozdílem, že autor určil pozici rozrážky hlouběji oproti skutečnosti a to s osou díla v hloubce 26 m pod povrchem (ve skutečnosti 23 m). Konvergenční profil využitý k numerické analýze byl v první kolmé části rozrážky ve vzdálenosti 2,5 m od průzkumné štolky (in: Novák 2012). Geotechnický model neobsahoval průzkumnou štolu, což má vzhledem k blízké pozici analyzovaného konvergenčního profilu vliv na výsledky.



Obr. 60 – Rozrážka R2 (foto: Pavlík a kol. 2003).

#### **Způsob modelování ražby a výsledky analýzy**

Novák (2012) provedl 2D i 3D analýzu v programu Plaxis verze 2011. 2D analýza probíhala ve třech fázích na symetrické polovině výrubu (modelovaná oblast 40 m vysoká a 20 m široká). Celkem se model skládal ze tří fází. V první fázi bylo vygenerováno geostatické napětí „ $K_0$  procedurou“. V následující fázi v režimu „plastic calculation“ za neodvodněných podmínek byly simulovány deformace, které probíhají v místě řezu ještě před prostoupením ražbou. Toho bylo docíleno metodou redukce napětí tzv.  $\beta$  – metodou (např. Brinkgreve a kol. 2011). Odhadovaná a v modelu použitá hodnota  $\beta$  byla 0,5. V poslední fázi byl rovněž  $\beta$  – metodou simulován rozvoj deformací ve fázi po překročení ražby

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

pozice konvergenčního profilu, přičemž právě údaje z konvergencí jsou použity pro iteraci modelu.

V této poslední fázi byl výrub simulován jako suchý příkazem „cluster dry“. Hodnota  $\beta$  v poslední fázi byla určována iteračně stejně tak jako hodnota  $K_0$ . Parametr  $\beta$  totiž nelze nastavit na 1,0, jelikož během pár dní od prorážky po použité měření konvergenčního profilu nelze z dostupných měření (Pavlík a kol. 2003) konstatovat, že by došlo k úplné konvergenci/disipaci prostředí. Hodnota  $\beta$  ovlivňuje absolutní hodnotu deformací a hodnota  $K_0$  poměr vertikálních a horizontálních deformací. Postupnou iterací byly obě veličiny měněny tak, aby výsledky modelu dosáhly co největší shody s měřením z konvergenčního profilu. K ladění modelu byly využity hodnoty konvergencí dva dny po instalaci konvergenčního profilu. Vzhledem k velmi malé propustnosti jílu a k relativně krátkému časovému intervalu využitého konvergenčního měření se domnívám, že neodvodněná analýza odpovídá skutečnosti.

3D analýza probíhala na výrubu rozrážky a to pouze části kolmé na osu tunelu. V analýze nebyla obsažena část rozrážky paralelní s osou tunelu, ani průzkumná štola. 3D analýza probíhá bez redukce napětí koeficientem  $\beta$  a jediná veličina která je iteračně měněna je koeficient  $K_0$ . V obr. 54 jsou obsaženy výsledky analýzy Novák (2012). Kromě koeficientu  $K_0$  uvádí Novák (2012) i koeficient  $OCR$  a hodnotu odpovídajícího překonsolidačního napětí. „Model\_1“ a „Model\_2“ odpovídají definicím v kap. 5.3.4.2.

	$K_0$	$OCR$	Překonsolidační napětí $\sigma'_{vmax}$ (kPa)
2D model_1	1,37	8,1	2713
3D model_1	1,45	9,4	3149
2D model_2	2,35	34,2	11390
3D model_2	1,7	14,4	4824

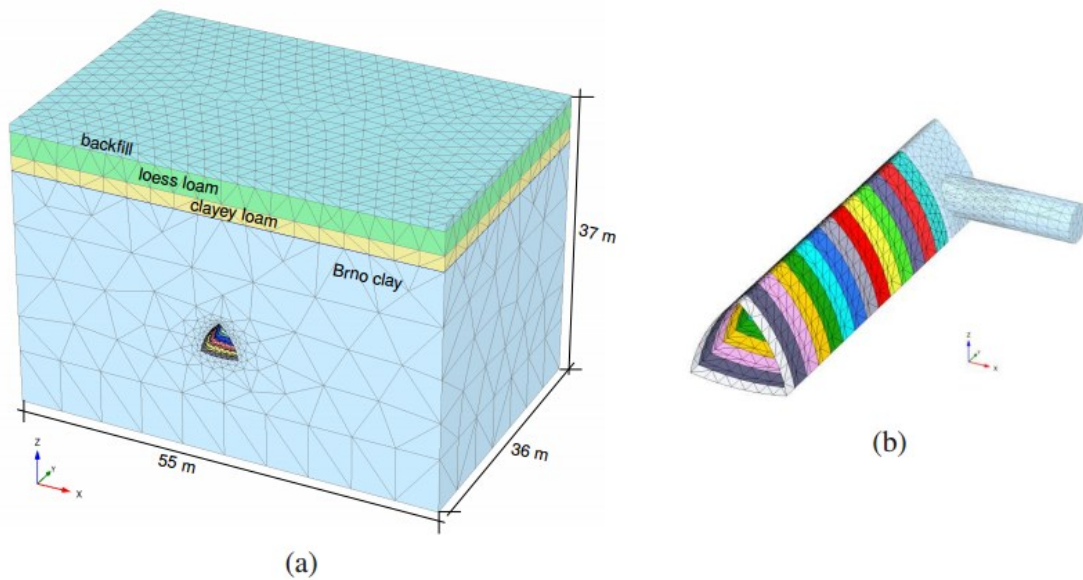
*Obr. 61 – Výsledky 2D a 3D numerické analýzy rozrážky R2 (Novák 2012).*

Koeficient  $OCR$  a překonsolidační napětí uvedené v obr. 61 je dopočítáno zpětně užitím rovnice (14). Novák (2012) předpokládal, že při užití hypoplastického konstitučního vztahu zahrnujícího strukturní anizotropii jílu bude výsledná hodnota  $K_0$  nižší.

Numerickou analýzu se zahrnutím strukturní anizotropie jílu provedli Rott a kol. (2015) použitím „modelu 3“ tak, jak je popsán vč. kalibrace v kap. 5.3.4.2. Opět se jednalo o simulaci konvergence rozrážky R2. Hloubka rozrážky v modelu již odpovídá nákresu na obr. 43. Prováděna byla již pouze relevantnější 3D analýza. Kromě vylepšení konstitučního vztahu byl vylepšen i výpočetní model simulací výstavby průzkumné štoly před ražbou samotné rozrážky (viz obr. 62). Simulace postupu výstavby průzkumné štoly v modelu odpovídá reálnému provedení (data o postupu ražeb viz Pavlík a kol. 2003)

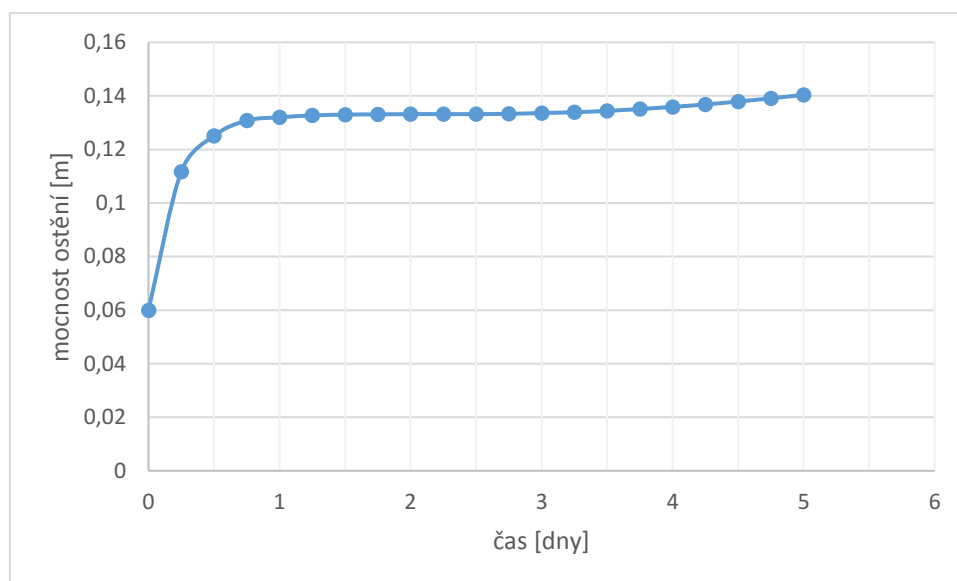
## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

a v modelu činí 4 postupy/den. Ražba rozrážky byla modelována rovněž jako nedrénovaná a v modelu nebylo nutné aplikovat výstroj, která, kromě zapatkování TH výztuže, nebyla v kontaktu s pláštěm rozrážky. Primární ostění průzkumné štoly bylo do modelu zadáno dle návrhu Rotta (2014), který navrhl funkci pro vývoj homogenizované tuhosti ostění složeného z oceli a stříkaného betonu, což je způsob provedení primárního ostění v průzkumných štolách tunelů Dobrovského. Protože Plaxis 3D verze 2014, ve které byla analýza provedena, neumožňuje zadat ostění vztahem, který v čase mění tuhost, bylo nutné tuhost ostění přepisovat ručně. Vývoj tuhosti homogenizovaného ostění – vyztuženého stříkaného betonu byl zadáván do výpočtu jako lineárně izotropní „plate“ tak, že materiál měl konstantní Youngův modul  $E = 18 \text{ Gpa}$ , Poissonovo číslo  $\nu = 0,15$  a tíhu  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ , ovšem „náhradní“ mocnost ostění narůstala tak, aby vystihovala nárůst tuhosti.



Obr. 62 – a) Geometrie 3D modelu; b) pozice kruhové rozrážky vůči průzkumné štolě (Rott a kol. 2015).

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 63 – Rostoucí mocnost homogenizovaného ostění v průzkumné štolě IIB v kroku po ¼ dne (Rott, J., ÚHIGUG, PŘF UK, 2014 – nepublikováno).

Výsledná hodnota koeficientu  $K_0$  byla oproti výsledkům Nováka (2012) nižší a činí 0,75. Podle Rotta a kol. (2015) je možné, že výsledek je zatížen chybou vyplývající z malého množství dat k určení  $x_{GE}$  a z odhadnutého  $x_{GV}$ , ovšem zároveň konstatují, že na základě parametrické studie zohledňující různé hodnoty daných parametrů není vliv těchto veličin na  $K_0$  značný.

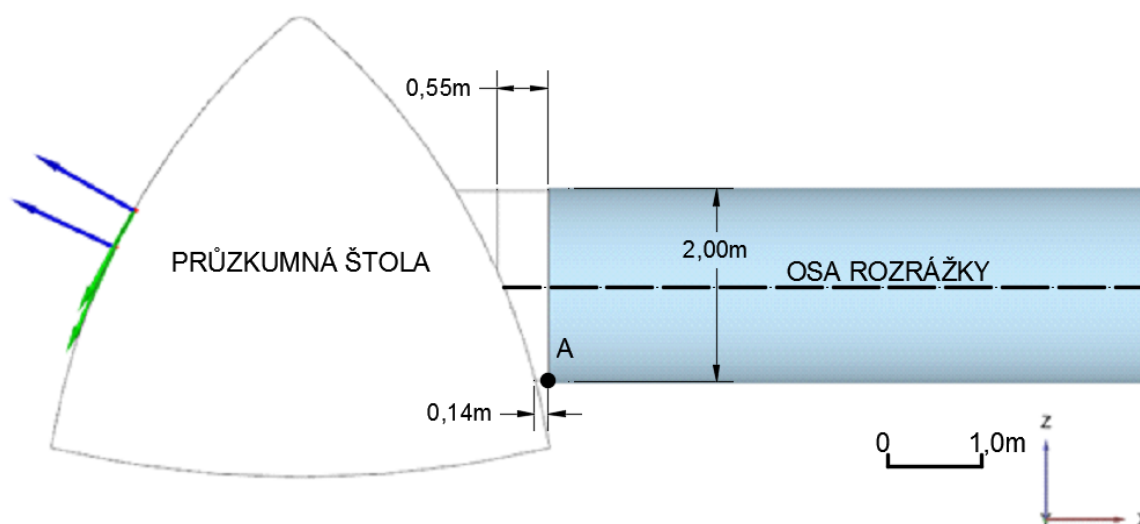
### 5.3.5. Vlastní stanovení koeficientu $K_0$ numerickou zpětnou analýzou

Využita byla studie Rotta a kol. (2015) pojednávající o stanovení  $K_0$  numerickou zpětnou analýzou rozrážky R2 (viz předchozí kapitola). Dále byly provedeny numerické zpětné analýzy rozrážek R3 a R4 v Plaxisu 3D verze 2014. Geotechnické poměry v místě rozrážek R3 a R4 byly sestaveny podle popisu detailně uvedeného v kap. 5.3.3. Těgлы byly rovněž modelovány „modelem 3“ a pro kvartérní zeminy Mohr – Coulombovým konstitučním vztahem (kalibrace a bližší popis viz kap. 5.3.4.1 až 2). Hodnota  $K_0$  z modelů rozrážek R3 a R4 byla obdržena, stejně jako v případě rozrážky R2 (Rott a kol. 2015), iterací modelu na konvergenční měření v částech rozrážek kolmých k ose průzkumné štoly. Cílem bylo dosáhnout v modelech takového poměru horizontální a vertikální deformace, jaká byla registrována *in-situ* a to změnou koeficientu  $K_0$  těglu. Po dosažení shody modelu a polního měření byly pro vybrané mocnosti eroze stanoveny odpovídající koeficienty  $K_0$  dané vztahem (15) (tabulka 5 a dále diskuze k výsledkům v kap. 6.1).

Ve všech případech byla průzkumná štola, ze které byly následně vyrubány rozrážky, ražena a rovněž modelována v krocích délky 1,2 m v celoprofilovém záběru (bez členění na fáze). Reálná rychlost postupu ražby byla 4 záběry za 1 den a jen výjimečně 3 záběry za 1 den (Pavlík a kol. 2003). V modelech je proto uvažován postup 4 záběry/den. Ve všech modelech byla simulována ražba 18 m průzkumné

štoly. Ražba daného úseku trvala v modelech 3,75 dne a model ražeb byl nedrénovaný. Pro každou fázi (tj. každou  $\frac{1}{4}$  dne), byla měněna mocnost primárního ostění každého záběru pro věrnou simulaci nárůstu tuhosti ostění. Když ražba průzkumné štoly dospěla do pozice za plný profil budoucí rozrážky, byla její ražba ukončena a čelba ponechána bez vystrojení, jelikož z dostupných zdrojů, ani po diskuzi z účastníky monitoringu během výstavby nevyplývá, že by čelba průzkumné štoly v době provádění rozrážek byla zajištěna. Ražba průzkumné štoly zahrnovala celkem 15 fází – každá fáze pro jeden záběr.

Následovalo modelování ražby rozrážek. V prvním kroku/fázi proběhl výrub do takové vzdálenosti, aby bylo dosaženo plného profilu rozrážky (viz obr. 64). V následných 11 fázích proběhlo modelování ražby v krocích po 0,55 m. Modelována byla pouze ražba té části rozrážky, která je kolmá k ose průzkumné štoly. Konvergenční měření využitá pro zpětnou analýzu byla dle dostupných informací monitoringu (Pavlík a kol. 2003) provedena ještě před tím, než ražba rozrážek pravouhle zatočila paralelně s osou průzkumné štoly a proto nebylo nutné tuto část ražeb modelovat. Ražba rozrážek probíhala opět za neodvodněných podmínek a bez vystrojení (bližší popis zajišťování rozrážek viz kapitola 5.3.2).



Obr. 64 – Podélný profil rozrážkou v modelu – 1. krok ražby.

Dle záznamu monitoringu byly všechny rozrážky shodného kruhového profilu. V případě průměru profilu rozrážek však není v dokumentaci (Pavlík a kol. 2003) shoda a pohybuje se v intervalu cca 1,8 – 2,1 m, v závislosti na konkrétním výkresu nebo zprávě z dokumentace monitoringu. Ve shodě s analýzou Rotta (2015) však byl pro rozrážky R3 i R4 zvolen rovněž průměr 2,0 m, kdy se ani po konzultaci se spoluřešitelem monitoringu, nedospělo ke konkrétní hodnotě průměru rozrážek (Rupp, ústní sdělení 2013). Pozice konvergenčních profilů v rozrážkách R3 a R4 byla zjištěna ze záznamu monitoringu (Pavlík a kol. 2003), ovšem opět se jedná o odhad. Ani po konzultaci s řešiteli zprávy z monitoringu, nebylo zřejmé, zda pozice konvergenčního profilu na situačním plánu odpovídá realitě.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

V situačním plánu navíc není jasně specifikována rovina řezu. Její určení dále komplikuje fakt, že není jednoznačně stanoven/dokumentován průměr rozrážek a proto lze stěží odhadovat, zda rovina prochází osou rozrážky, nebo jinou rovinou. Ovšem vzhledem k poměru průměrů rozrážek (2,1 m, tj. maximální dokumentovaný průměr ze všech údajů z monitoringu) a průzkumné štolý v situačních plánech lze předpokládat, že rovina řezu prochází právě osou rozrážky, jelikož průmět průzkumné štolý dosahuje průměru cca 4,4 m, což zhruba odpovídá skutečnosti před instalací primárního ostění. „Vzdálenost čelby při čtení kvg. profilu“ uvedená v tabulce 4 je vzdálenost od bodu „A“ v obr. 64. Vždy bylo v dokumentaci možné nalézt takové čtení konvergenčního profilu, při kterém byla postupující čelba rozrážky v takové pozici, která s mírou nepřesnosti do 0,15 m odpovídala kroku ražby v modelu (0,55 m). Vzdálenost konvergenčních profilů vůči postupující čelbě pak byla v případě rozrážek R3 a R4 zaznamenávána s přesností 0,1 m. Tento fakt, společně s nepřesně specifikovanou pozicí konvergenčních profilů, dovoluje přijmout míru nepřesnosti do 0,15 m modelu vůči záznamům *in-situ* za akceptovatelnou.

Rozrážka	Vzdálenost kvg. profilu od bodu „A“ [m]	Vzdálenost čelby od kvg. profilu při měření <i>in-situ</i> [m]	Vzdálenost čelby od kvg. profilu při měření <i>in-situ</i> [m]	Doba od instalace kvg. profilu po čtení kvg. profilu [hod]
R3	4,5	0,9	1,05	17,83
R4	4,2	0,8	0,8	16,42

Tabulka 3 – pozice konvergenčních profilů vůči průzkumné štolý a čelbě rozrážky (dle Pavlík a kol. 2003).

### Výsedky

V následující tabulce jsou uvedeny *in-situ* naměřené poměry horizontální a vertikální složky konvergence ( $U_h/U_v$ ), tj. poměr naměřených posunů mezi konvergenčními trny 3 – 7 a 1 – 5 (obr. 48) při pozici čelb rozrážky, jak je uvedeno v tab. 4. Dále jsou prezentovány poměry stanovené optimalizovanými modely rozrážek a odpovídající koeficient  $K_0$  těglu.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

Rozrážka	$U_h/U_v$ <i>in-situ</i>	$U_h/U_v$ v modelu po optimalizaci	odpovídající $K_0$ [-]
R2	1.248	1.250**	<b>0.75**</b>
R3	0.842	0.842	<b>0.58</b>
R4	0.605	0.601	<b>0.60</b>

*Tabulka 4 –  $K_0$  a poměry deformací měřených in-situ a obdržných z modelů po optimalizaci, odpovídající  $K_0$  a dopočtené OCR. \* převzato z Pavlík a kol. 2003. \*\*převzato z Rott a kol. 2015.*

Po zjištění hodnot koeficientu  $K_0$  v jednotlivých rozrážkách bylo možné dopočítat mocnost eroze těglu. V následující tabulce je pro tři vybrané mocnosti eroze (0 m, 20 m a 40 m) jsou dopočteny uvedeny koeficienty  $K_0$  dané numerickou zpětnou analýzou a odpovídající mocnost eroze spočtená podle rovnice (3) z překonsolidačního napětí odvozeného pomocí rovnice (15). Odhad mocnosti eroze vycházel z předpokladu, že:

- Souvrství těglu se po celou dobu vyskytovalo pod hladinou podzemní vody, tj. během ukládání, během eroze a až po současnost. Efektivní tíha těglů tak podle uvedených předpokladů činí 8,8 kN/m<sup>3</sup> a uvedená hodnota je uvažována jako konstanta pro celé souvrství těglu bez ohledu na hloubku pohřbení.
- Hladina podzemní vody byla vždy totožná s úrovní povrchu souvrství těglů.
- efektivní tíha kvartérních zemin vychází z údajů v obr. 51.

Je zřejmé, že uvedené předpoklady jsou zjednodušením skutečnosti, protože během geologického vývoje mohlo s vysokou pravděpodobností docházet k poklesu hladiny pod úroveň povrchu těglů a eroze mohla probíhat jak vodou, tak větrem v období hladiny podzemní vody pod úroveň povrchu. Z geologických poměrů ovšem není možné detailněji rekonstruovat vývoj hladiny podzemní vody.

Při známé hloubce bodu pro který je vyšetřována mocnost eroze (jedná se o osy rozrážek), při známé tíze zemin a pozici hladiny podzemní vody, lze dopočítat mocnost eroze.



## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

Rozrážka	Mocnost těglu nad osou rozrážky [m]	Mocnost kvartérních sedimentů [m]	$K_0$ ze zpětné numerické analýzy [m]	$K_0$ dané rovnicí (15) pro vybrané mocnosti eroze:			
				0 m	20 m	30 m	40 m
R2	17	6,0	0,75	0,63	0,68	0,72	0,76
R3	10,5	13,0	0,58	0,63	0,63	0,63	0,70
R4	5,5	16,0	0,60	0,63	0,63	0,63	0,69

*Tabulka 5 – výsledná  $K_0$  pro vybrané mocnosti eroze.*

### 5.4. STANOVENÍ MOCNOSTI EROZE TĚGLU VYBRANÝMI KONVENČNÍMI METODAMI

Vybrané konvenční metody – polní a laboratorní testy – byly aplikovány na celkem 3 lokalitách na území města Brna. V okolí tunelu Dobrovského proběhla polní měření a odběr vzorků na dvou lokalitách označovaných jako 1 a 3. V Brně – Slatinách je situována lokalita 2. Na první pohled nepřehledný způsob číslování lokalit se zakládá na časové posloupnosti prací.

Vybrané konvenční metody se rozpadají do dvou skupin:

V první skupině jsou obsaženy techniky, které nepotřebují ke stanovení mocnosti eroze znát koeficient  $K_0$ . Jedná se o edometrický test a jeho vyhodnocení Casagrandeho metodou a následné odvození mocnosti eroze pomocí vztahu (3) a dále o určení mocnosti eroze využitím Baldwin – Butlerovoy rovnice (1). Určené pseudopřekonsolidačního napětí Casagrandeho metodou je korigováno o vliv sekundárního stlačení. Blíže je technika popsána v kap. 5.4.2.

Do druhé skupiny patří měření, která dovolily stanovit mocnost eroze z koeficientu  $K_0$ . Jedná se o měření sondami DMT a PSPC. Primární data z terénních měření jsou obsahem digitální přílohy této práce (příloha č. 2).

Měření DMT a PSPC byla provedena pro stanovení koeficientu  $K_0$ . Následně byla odvozena mocnost eroze pomocí vztahu (3) z překonsolidačního napětí odvozeného ze vztahu (15), jelikož ve všech případech je těgl přitížen mladšími kvartérními sedimenty (důvody a argumenty pro uvedený postup jsou obsaženy v kap. 3.4).

V případě lokality 1 je problematické polní data korektně vyhodnotit (blíže viz kap. 5.4.1). Pro stanovení mocnosti eroze těglu nebyla nakonec použita.

Měření DMT byla prováděna v intervalech po 0,2 m. Zaznamenávána byla čtení při pozici membrány v poloze „A“ a „B“ (viz kapitola 4.2.5). Koeficient  $K_{0DMT}$  byl z  $K_D$  stanoven podle dvou vztahů a to podle Marchettiho (1980) návrhu – rovnice (24) a vztahu (32) Kouretzise a kol. (2015). Přesto že je užití

Marchettiho vztahu (24) diskutabilní v případech starých jíílů (viz kap. 4.2.5), jsou užity pro vyhodnocení dat z toho důvodu, že jsou nekriticky běžně užívány v inženýrské praxi pro různé typy zemin a následná analýza výsledků má demonstrovat, jak zavádějící může být takto určený koeficient  $K_{0DMT}$ . Protože DMT neudává jeden bodový údaj  $K_D$  a  $K_{0DMT}$ , ale údaje každých 0,2 m v měřeném intervalu, je mocnost eroze stanovená DMT určena taková, která při přepočtu na  $\sigma'_{vmax}$  a užitím rovnice (15) generuje co  $K_0$  co nejpodobnější  $K_{0DMT}$ .

Pro účely vyhodnocení měření PSpC byla dále stanovena nedrénovaná smyková pevnost  $c_u$  podle Marchettiho empirického vztahu (28). Určení koeficientu  $K_0$  proběhlo podle návrhu publikovaného v Interfels (2000) a podle vztahů uvedených v publikaci Ryleyho a Cardera (1995). Měření pomocí PSpC byla provedena presiometrem od firmy Interfels o šířce presiometrického listu 6,3 mm. Pórový tlak i totální napětí bylo snímáno strunovými tenzometry. Pro stanovení napětí je nutné znát teplotu prostředí, která byla určována přímo čidly na PSpC. Jedná se o tzv. negastor, což je termistorové čidlo, a měřením jeho odporu, který je nepřímo úměrný teplotě a podle kalibrační rovnice (Manuál interfels 2000, str. 23), se přepočítává na teplotu s přesností  $\pm 0,5^\circ\text{C}$ .

V analýzách byla pro tégly uvažována jednotně saturovaná tíha  $18,8 \text{ kN/m}^3$  (Svoboda 2010). Protože tégl byl jakožto marinní sediment ukládán pod hladinou podzemní vody, byla pro výpočet mocnosti eroze téglu z překonsolidačního napětí použita efektivní tíha pod hladinou podzemní vody, tj.  $8,8 \text{ kN/m}^3$ . Jedná se o zjednodušení skutečnosti, jelikož čerstvě uložený sediment při povrchu souvrství dosahoval mnohem větší pórovitosti a nižší saturované tíhy, než je stanoveno Svobodou (2010) na překonsolidovaném vzorku po erozi souvrství. Ovšem uvedená konstantní hodnota pro celé souvrství téglu způsobuje podle mého názoru pouze zanedbatelné zkreslení odhadu eroze. Pro kvartérní sedimenty je uvažována jednotně saturovaná tíha  $19 \text{ kN/m}^3$ .

#### 5.4.1. Lokalita 1 – mimoúrovňová křižovatka ulic Hradecká a Žabovřeská

V období od 12.11. do 21.11. 2011 proběhla terénní měření doplněné odběrem neporušených a porušených vzorků z jádrových inženýrskogeologických vrtů v místě mimoúrovňové křižovatky ulic Žabovřeská a Hradecká v Brně. Jednalo se o dvě sondy DMT, jednu sondu PSpC a dva inženýrskogeologické jádrové vrty J1 a J2.

V zájmové lokalitě probíhaly v minulosti rozsáhlé zemní práce, které mají za následek vliv na napjatost v podloží a rozvoj negativních pórových tlaků; V letech 1980-1982 probíhala výstavba mimoúrovňové křižovatky Hradecká-Žabovřeská. Terén původní úrovňové křižovatky byl v uvedené době snížen o cca 5,0–5,5 m. V průběhu let 2002 až 2010 pak probíhala ražba průzkumných štol a tunelových trub tunelu Dobrovského. Těžba mimoúrovňové křižovatky a stavba tunelů byly zemní práce takového rozsahu, že disipace pórových tlaků v zájmové lokalitě v době terénních měření ještě neproběhla, jak bylo zjištěno

sondováním pomocí PSPC (měření vykazovalo negativních pórové tlaky). Sondážní práce a terénní měření byly provedeny mezi tunelovými troubami tunelu Dobrovského (viz obr. 58). V místě sond je nadloží trub cca 10 m a výška výrubu činí cca 12 m. Jednotlivé sondy byly umístěny ve vzdálenosti 5 až 35 m jihovýchodně od pravého opěří výrubu severní tunelové trouby.

### **Geomorfologické geologické a hydrogeologické poměry**

Zájmová lokalita se nachází na rovinatém až mírně svažitém terénu směrem k jihozápadu. Odběr vzorků a sondování probíhaly v době konečných úprav povrchu území po vybudování kruhového objezdu pod estakádou převádějící ulici Hrádeckou. Tehdejší povrch území byl na úrovni cca 248,7 m n. m. Bpv.

Na základě dokumentace vrtného jádra vrtu J1 lze konstatovat, že svrchních 4,7 m území tvoří navážky převážně charakteru jílu vysoké plasticity. V hloubce 4,7 – 5,3 m se nachází vrstva střednězrnných štěrků. Od hloubky 5,3 m do ověřené hloubky 22,5 m (délka vrtu J1) je registrována vrstva vysoce plastických jílu – téglů. Podzemní voda byla naražena ve vrstvě štěrků hloubce 4,7 m.

Distribuci pórových tlaků na lokalitě je nesnadné stanovit. Jediný relevantní údaj je bodová hodnota ze snímače pórového tlaku PSPC, který v hloubce 11,7 m pod povrchem udává hodnotu cca -32,kPa. Rozložení pórových tlaků ve vertikálním i horizontálním směru v prostoru sond však nelze jednoznačně stanovit vzhledem ke komplikovanému ovlivnění prostředí zmiňovanými povrchovými zemními pracemi a ražbou tunelu.

### **Provedení vrtů a odběr neporušených vzorků**

Vrty J1 i J2 byly vrtány tvrdokovovou korunkou bez výplachu průměru 137 mm. V úrovni kvartérních sedimentů v nadloží téglů s rotací a v úrovni téglů bez rotace z důvodu minimálního narušování odebíraných porušených vzorků. Neporušené vzorky byly odebrány zatlačováním tenkostěnného válce bez rotace o průměru 125 mm. Takto odebrané vzorky měly 120 mm v průměru a vysoké byly 300 mm. Ihned po odběru byly vzorky baleny do mikrotenové folie a igelitových pytlů, aby se zabránilo změně vlhkosti zeminy. Vrt J1 dosahoval hloubky 22,5 a od hloubky 9,5 m do hloubky 18,7 m z něj bylo odebráno šest neporušených a pět porušených vzorků téglu. Vrt J2 dosahoval hloubky 11,0 m a bylo z něj odebráno od hloubky 6,5 m celkem 5 neporušených vzorků téglu.

### **Provedená polní měření**

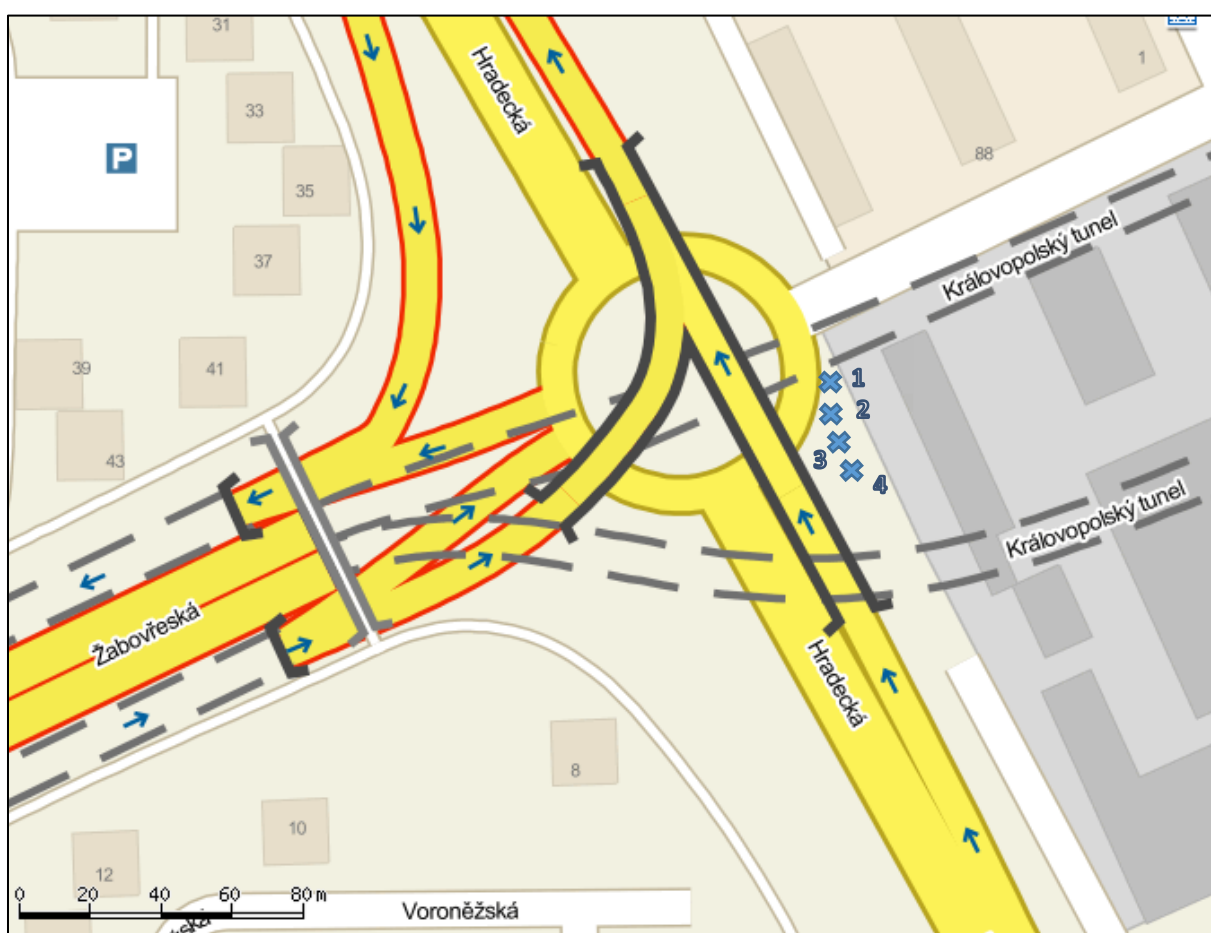
Pozice jednotlivých terénních zkoušek je vyobrazena na přehledné situaci zájmové lokality (viz obr. 65). Sondy DMT a PSPC byly orientovány tak, aby snímaly horizontální napětí ve směru paralelním s osou tunelu, aby byl maximálně odstíněn vliv ražby tunelu na rozložení horizontální napjatosti.

## DMT

Celkem byly provedeny dvě měření DMT od povrchu do hloubky 15 m.

## PSPC

PSPC bylo instalováno zatlačením do počvy vrtu J2 hlubokého 11 m. Presiometrická membrána přístroje byla zatlačena 0,7 m pod počvu vrtu (11,7 m od povrchu), kde již nepředpokládám změnu napjatosti prostředí vyvolaný odvrtáním vrtu J2. Měření trvalo 21 h a odečty byly provedeny ve spolupráci s Ing. Janem Záleským, CSc. z FSV, ČVUT.



Obr. 65 – Přibližná pozice sondážních prací ([www.mapy.cz](http://www.mapy.cz)) na lokalitě 1 – inženýrskogeologický jádrový vrt J1 délky 22,5 m (odběr porušených i neporušených vzorků do hloubky 18,7 m). 2 – inženýrskogeologický jádrový vrt J2 (odběr porušených i neporušených vzorků do hloubky 11 m) + následná instalace PSPC do hloubky 11,7 m. 3 - sondování Marchettiho dilatometrem (sonda „M1“) do hloubky 15 m. 4 – sondování Marchettiho dilatometrem (sonda „M2“) do hloubky 15 m.

## Výsledky PSPC

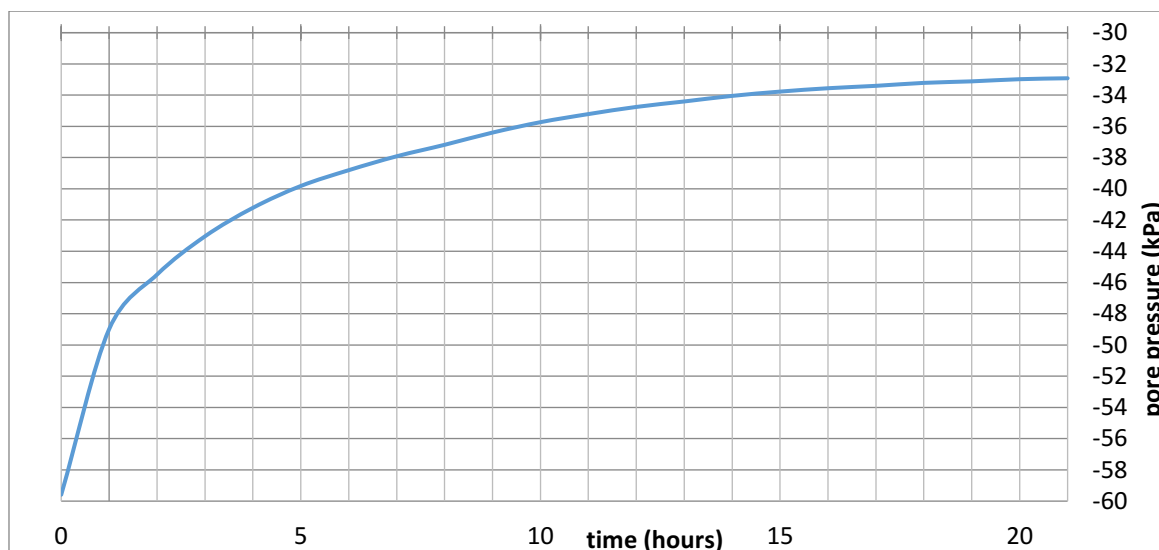
Po instalaci instrumentu probíhalo měření napětí po dobu 21 hodin v intervalech 5 sekund. Z důvodu

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TÉGLU

volně přístupného místa instalovaného PSPC s dataloggerem nebylo z bezpečnostních důvodů provedeno delší měření. V odborné literatuře je doporučováno provádět v jílových zeminách měření po dobu řádově desítek dnů (např. Ryley a Carder 1995) z důvodu pomalé disipace pórových tlaků v okolí sondy. Přestože může snímač pórového tlaku vykazovat ustálené hodnoty již během několika hodin, v širším okolí sondy stále probíhá disipace, kterou nedokáže snímač registrovat. Disipace je patrná pouze z postupného poklesu totálního napětí. Vzhledem ke krátké době disipace je případný koeficient  $K_0$  určený výpočtem z naměřených hodnot PSPC nerealistický.

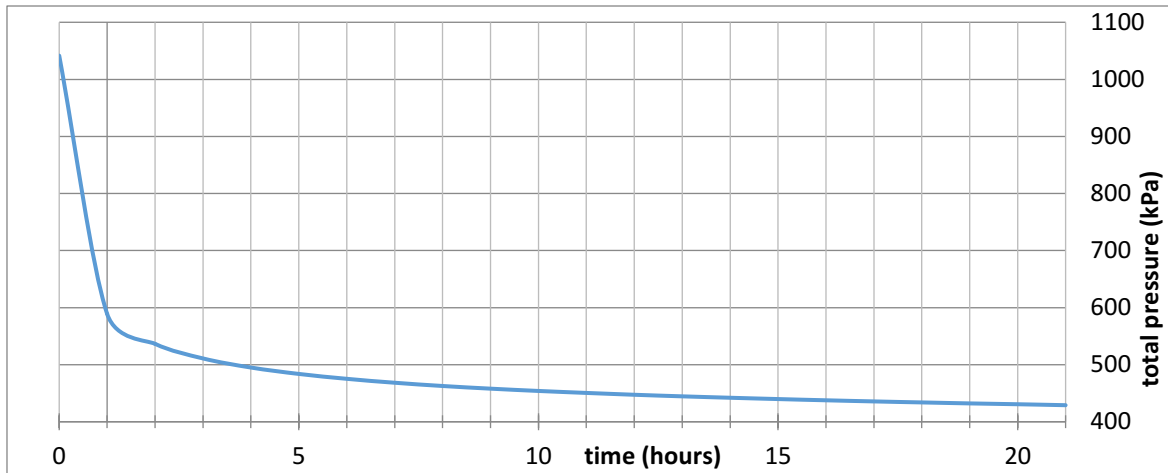
Použitelná je z měření ovšem hodnota pórových tlaků, které vykazují téměř ustálení za dobu měření. Jak uvádí např. Ryley a Carder 1995, hodnoty pórového tlaku skutečně vykazují ustálení již během prvních desítek hodin a disipace v řádu desítek dní je nutná pouze pro snímač totálního napětí.

Po 21 h bylo registrováno totální napětí  $\sigma_m \approx 430$  kPa a pórový tlak  $u \approx -32$  kPa.



Graf 1 – Výsledky měření PSPC – pórový tlak.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

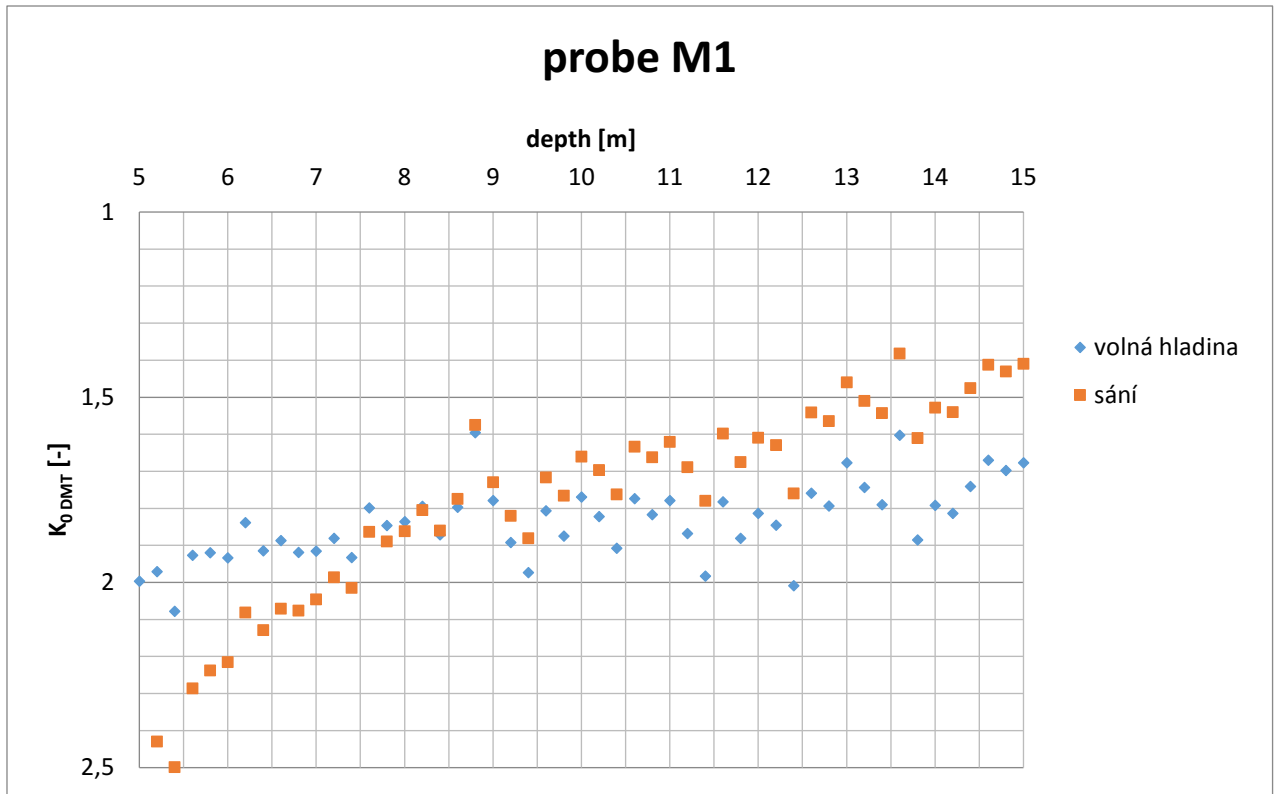


Graf 2 – Výsledky měření PSPC– totální napětí.

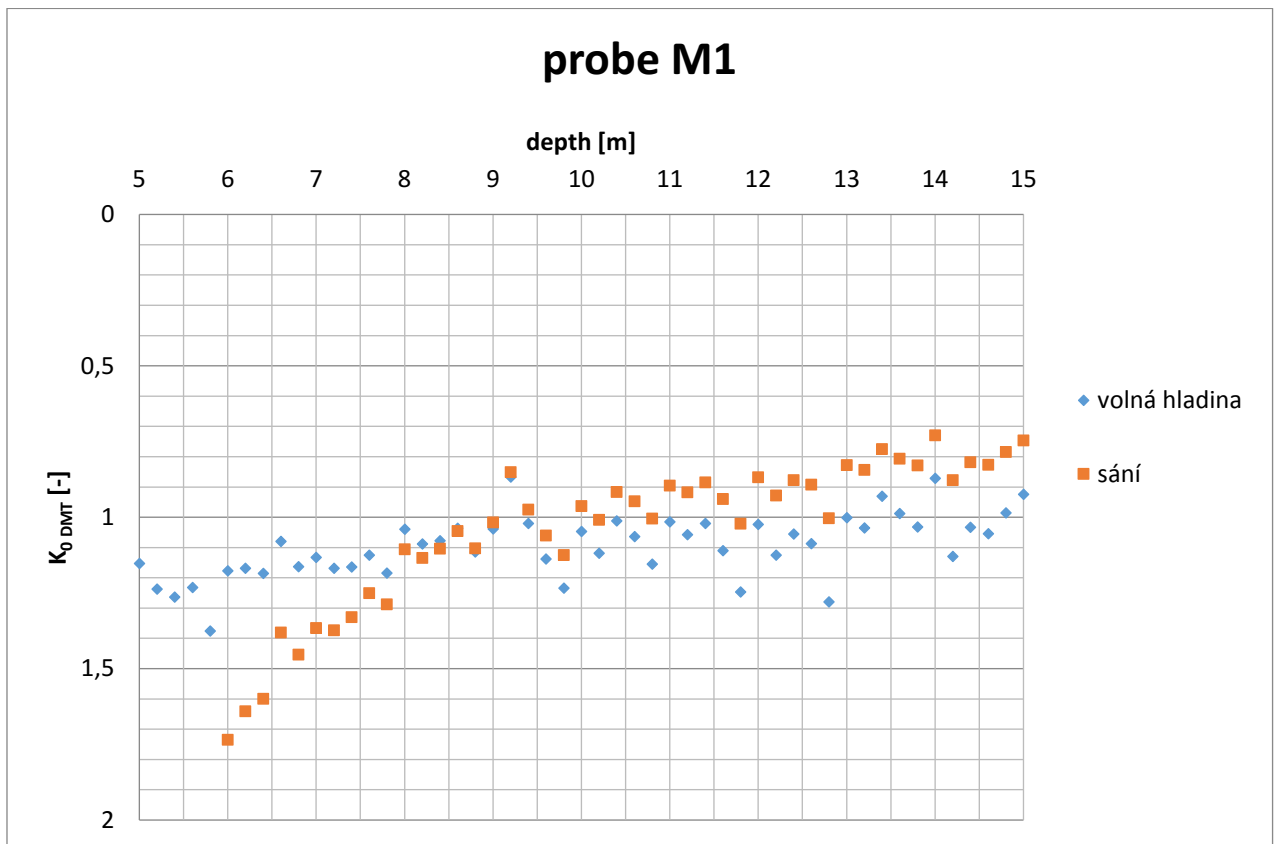
V kalibračních listech námi použitého instrumentu je uveden opravný teplotní součinitel  $-0,11 \text{ kPa}/^{\circ}\text{C}$  pro totální napětí a  $-0,14 \text{ kPa}/^{\circ}\text{C}$  pro pórový tlak. V měřené hloubce byla teplota prostředí  $9^{\circ}\text{C}$ . Kalibrace zařízení byla provedena při teplotě  $20^{\circ}\text{C}$ . Oprava registrovaných napětí tak činí v obou případech méně než  $2 \text{ kPa}$  a je zanedbána.

### Výsledky DMT

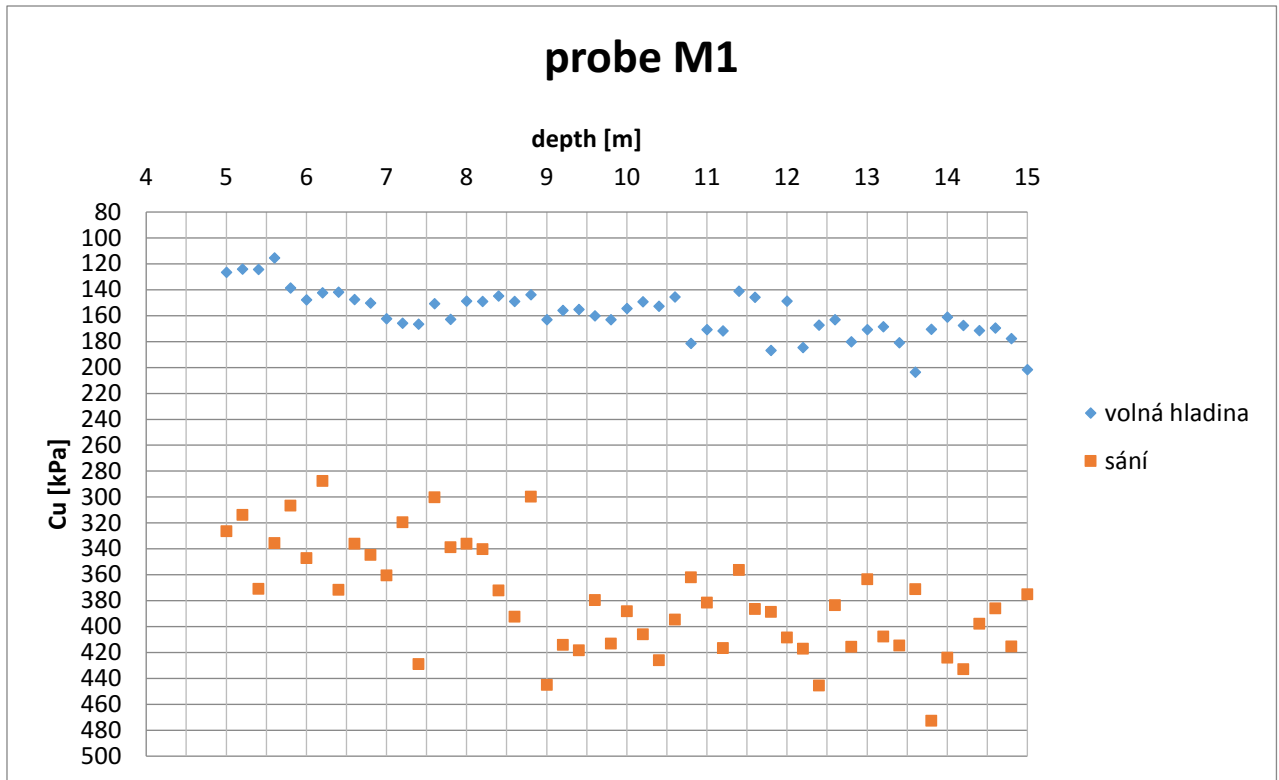
Výpočet koeficientů  $K_{O DMT}$  a neodvodněné pevnosti  $c_u$  z měření DMT předpokládá znalost hodnoty pórového tlaku před ovlivněním prostředí sondou. Vzhledem k zjištěným skutečnostem (rozsáhlé zemní práce v okolí, zjištěná negativní hodnota pórového tlaku), nelze uvažovat lineární rozvoj pórového tlaku s hloubkou od úrovně hladiny podzemní vody. Vliv pórových tlaků na vyhodnocení měření bude demonstrován tak, že prezentovány proto budou výsledky, které pro výpočet  $K_D$  uvažují a) nárůst pozitivních pórových tlaků lineárně s hloubkou od úrovně zjištěné hladiny podzemní vody, b) konstantní hodnotu pórových tlaků  $-32 \text{ kPa}$  pro celou mocnost téglů měřenou DMT. V grafech jsou vyneseny pouze hodnoty od úrovně povrchu souvrství téglu, což odpovídá intervalu  $-5$  až  $-15 \text{ m}$  pod povrchem.



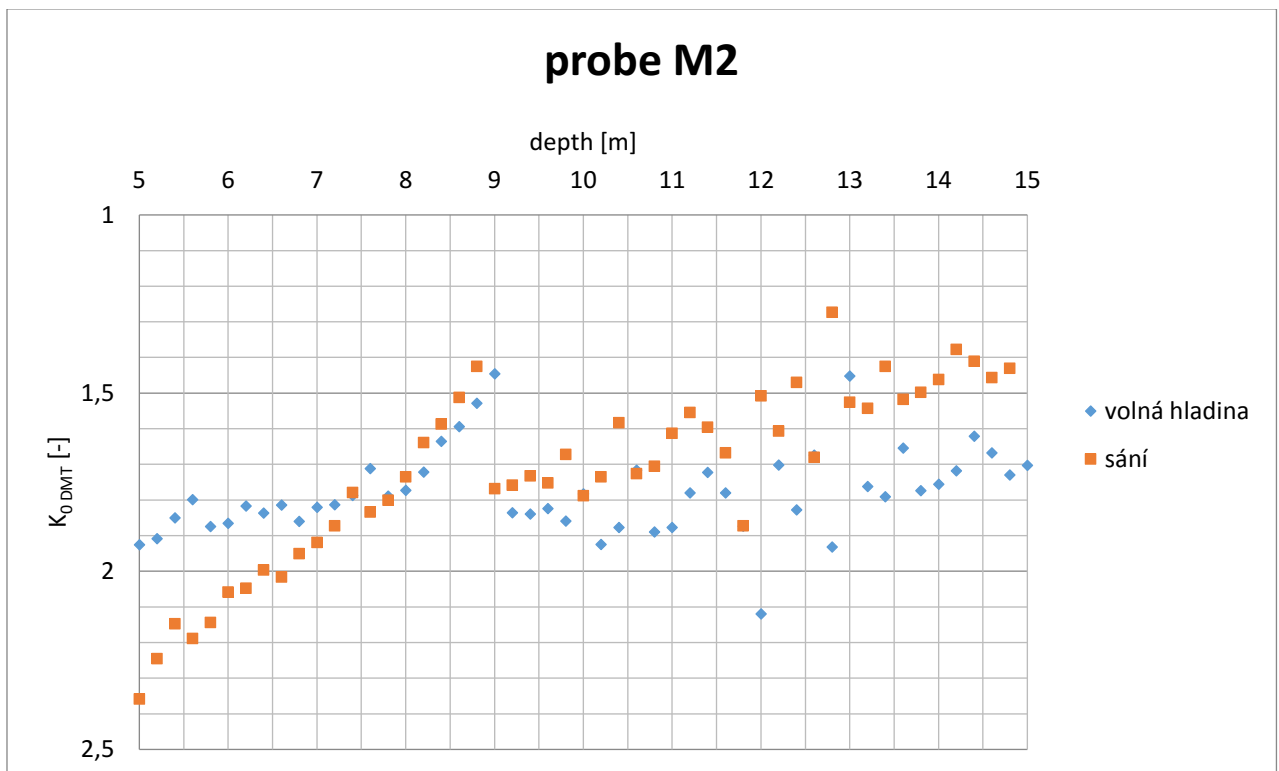
Graf 3 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem, sonda M1 – koeficient  $K_0$  podle Marchettiho vztahu (24).



Graf 4 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem, sonda M1 – koeficient  $K_0$  podle vztahu (32) (Kouretzis a kol. 2015).

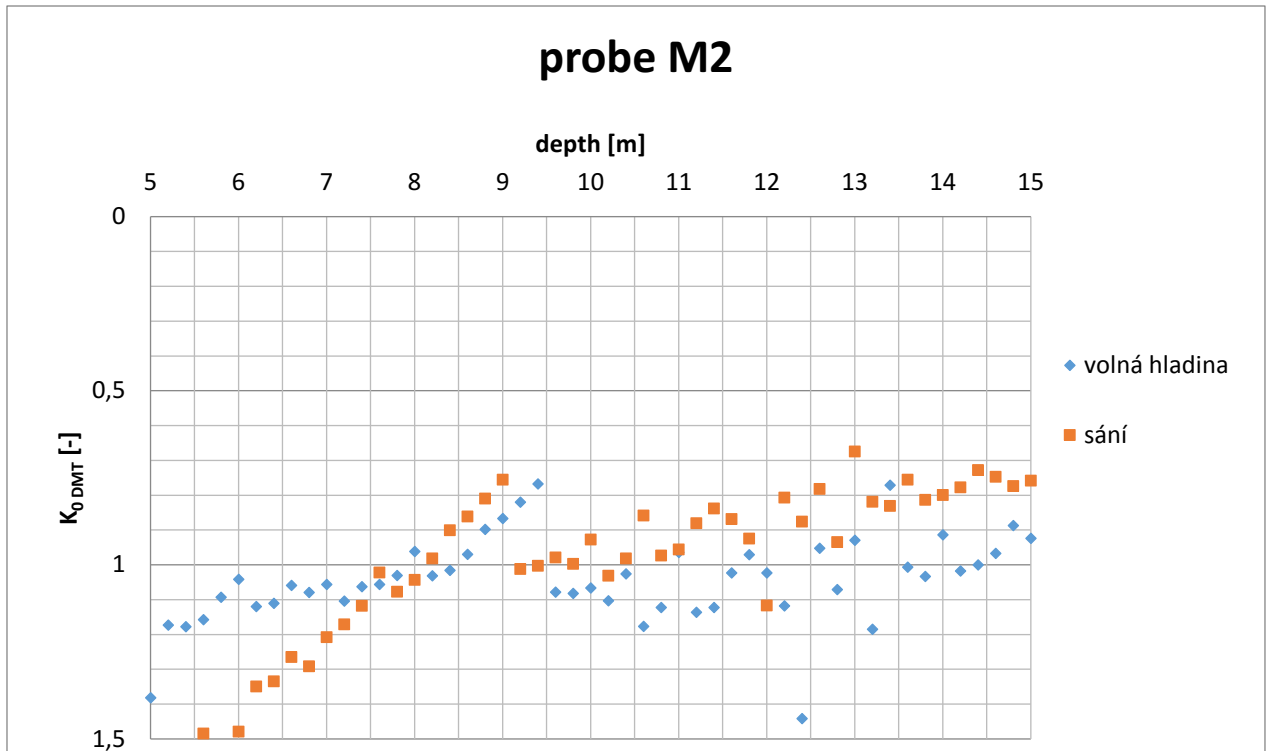


Graf 5 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem, sonda M1 – neodvodněná pevnost  $c_u$ .

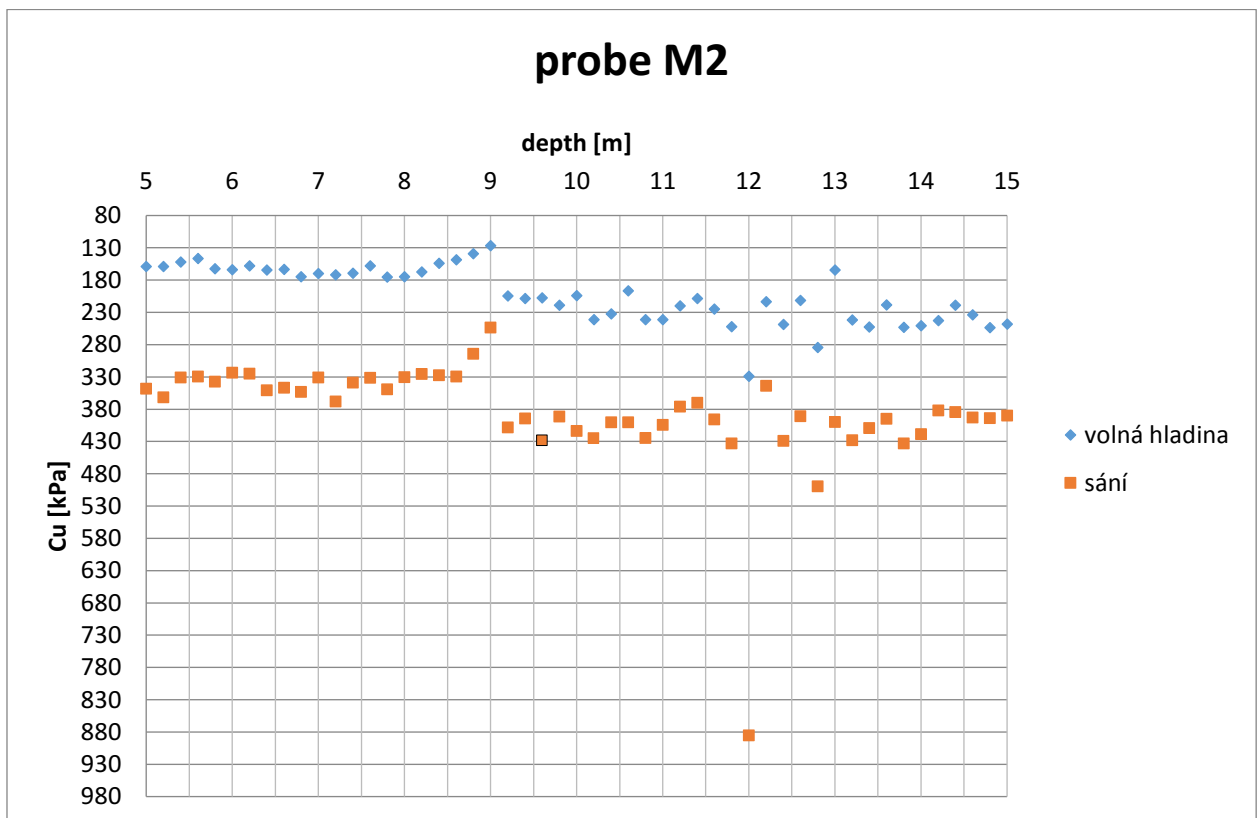


Graf 6 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem, sonda M1 – koeficient  $K_0$  podle Marchettiho vztahu (24).





Graf 7 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem, sonda M2 – koeficient  $K_0$  podle vztahu (32) (Kouretzis a kol. 2015).



Graf 8 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem, sonda M2 – neodvodněná pevnost  $c_u$ .

Na lokalitě 1 byla prokázána hladina podzemní vody, ovšem měření PSPC bylo zjištěno, že pórové tlaky v málo propustném těglu neodpovídají ustáleným podmínkám. Marchetti (1980, 1997, 2001) nekomentuje platnost empirických vztahů pro prostředí s negativními pórovými tlaky. Předpokládám ale, že rovnice (23) pro výpočet  $K_D$  platí pouze pro prostředí s ustáleným pórovým tlakem. Z tohoto důvodu považuji měření DMT i PSPC na Lokalitě 1 pro stanovení a  $K_0/K_{0 DMT}$  za nepoužitelná pro další analýzy.

#### 5.4.2. Lokalita 2 – areál firmy Geotest

V listopadu 2012 proběhl odběr vzorků a terénní měření v areálu firmy Geotest a.s. situovaném v Brně – Slatinách. Celkem byly provedeny dva vrty označené „V1“ a „V2“, jedna DMT sonda a jedna sonda PSPC. Měření sondou PSPC probíhalo v prosinci a lednu 2013. Z vrtu V1 byly z prostředí těglu odebrány neporušené vzorky pro edometrické testy a pro určení původní hloubky pohřbení vzorků dle Baldwin – Butlerovy rovnice (1). Pozice jednotlivých sond je patrná z obr. 66.

#### Geomorfologické, geologické a hydrogeologické poměry

Areál firmy Geotest je situován na rovinatém terénu o nadmořské výšce cca 250,7 m n. m. Budovy okolo zájmové lokality byly vybudovány začátkem 80. let 20. stol. Výstavba probíhala bez rozsáhlejších zemních prací, které by ovlivňovaly napětí v okolí sond a není známo, že by k nim docházelo ani v dřívějších dobách (Ing. David Rupp – ústní sdělení 2012).

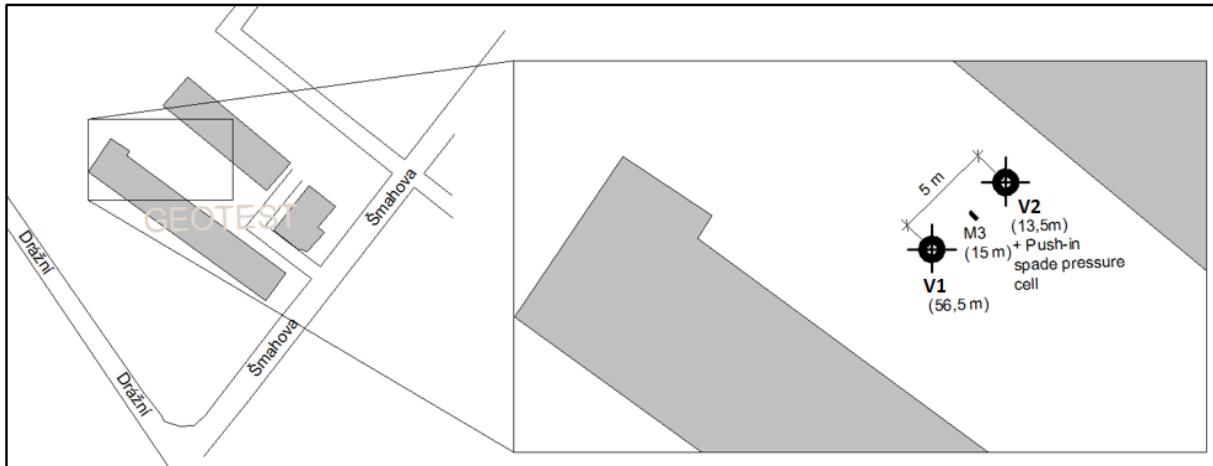
Sled geologický vrstev je popsán podle výnosu z vrtu V1:

Svrchní 3,9 m tvoří kvartérní sedimenty. Jedná se převážně o hlinité až jílovité sedimenty pravděpodobně eolickodeluviálního původu (tuhé sprašovitě hlíny a vápnité jíly) a v přípovrchové partii o heterogenní navážku a ornici (mocnost do 0,9 m).

Eolickodeluviální kvartérní zeminy pod navážkou a ornicí jsou s vysokou pravděpodobností zvětralý a přemístěný tégl a pro následující analýzy platí předpoklad, že negenerují přitížení vrstvy těglu. Přitížení je přisuzováno pouze přípovrchové vrstvě navážky a ornice, což je předpoklad důležitý pro analýzu měření DMT. Mocnost eolickodeluviálních vrstev se tak zároveň počítá i do celkové mocnosti současné vrstvy těglu, což je důležité pro vyhodnocení mocnosti eroze těglu pomocí Casagrandeho metody a Baldwin – Butlerovy rovnice.

Následuje vrstva těglů až do hloubky 48 m. V hloubkovém intervalu 3,9 až 13,8 se jedná o alterovaný šedohnědý tuhý jíl, který v hloubce 13,8 až 19,50 přechází pozvolna do zóny neovětralého šedo zeleného jílu velmi pevné konzistence. Pod vrstvou těglu byla až do hloubky 56,5 m zastížena vrstva neogenních písků až štěrků šedo zelené barvy s proměnlivým obsahem jemnozrnné zeminy.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



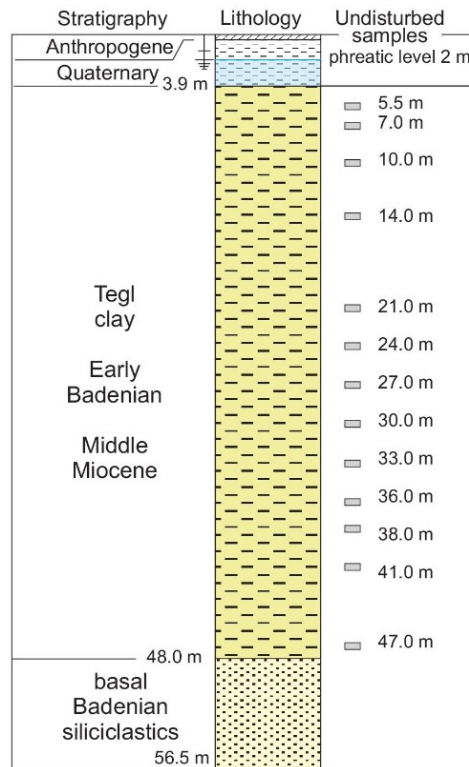
Obr. 66 – Přibližná pozice sondážních prací. V1 – vrt hloubky 56,5 m (odběr neporušených vzorků do hloubky 47 m). V2 – vrt pro usazení PSPC bez dokumentovaného jádra hloubky 13,5 m + následná instalace PSPC do hloubky 14,2 m. M3 – sondování Marchettiho dilatometrem do hloubky 15 m.

Hladina podzemní vody byla změřena při skartaci vrtu V2 20.1.2013 což bylo 79 dní po provedení vrtu. Po uvedené době považují hladinu vody ve vrtu za ustálenou. Pozice hladiny podzemní vody byla 2m pod povrchem. Její úroveň je potvrzena i hodnotou pórového tlaku stanoveného PSPC, kdy se pro hloubku 14,2 m pod povrchem hodnota pórového tlaku ustálila na hodnotě kolem 122 kPa.

### **Provedení vrtu a odběr neporušených vzorků**

Vrt V1 byl hlouben spirálovým vrtákem průměru 175 mm bez výplachu a svrchních 4,5 m bylo zajištěno pažnicí. Z vrtu pak byly cca po třech metrech odebírány neporušené vzorky zatlačováním tenkostěnného válce bez rotace o průměru 125 mm. Takto odebrané vzorky měly 120 mm v průměru a vysoké byly 300 mm. Ihned po odběru byly vzorky baleny do mikrotenové folie a igelitových pytlů, aby se zabránilo změně vlhkosti zeminy. Vrt V1 dosahoval hloubky 56,5 m a byl proveden v době od 2. do 5.11. 2012.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



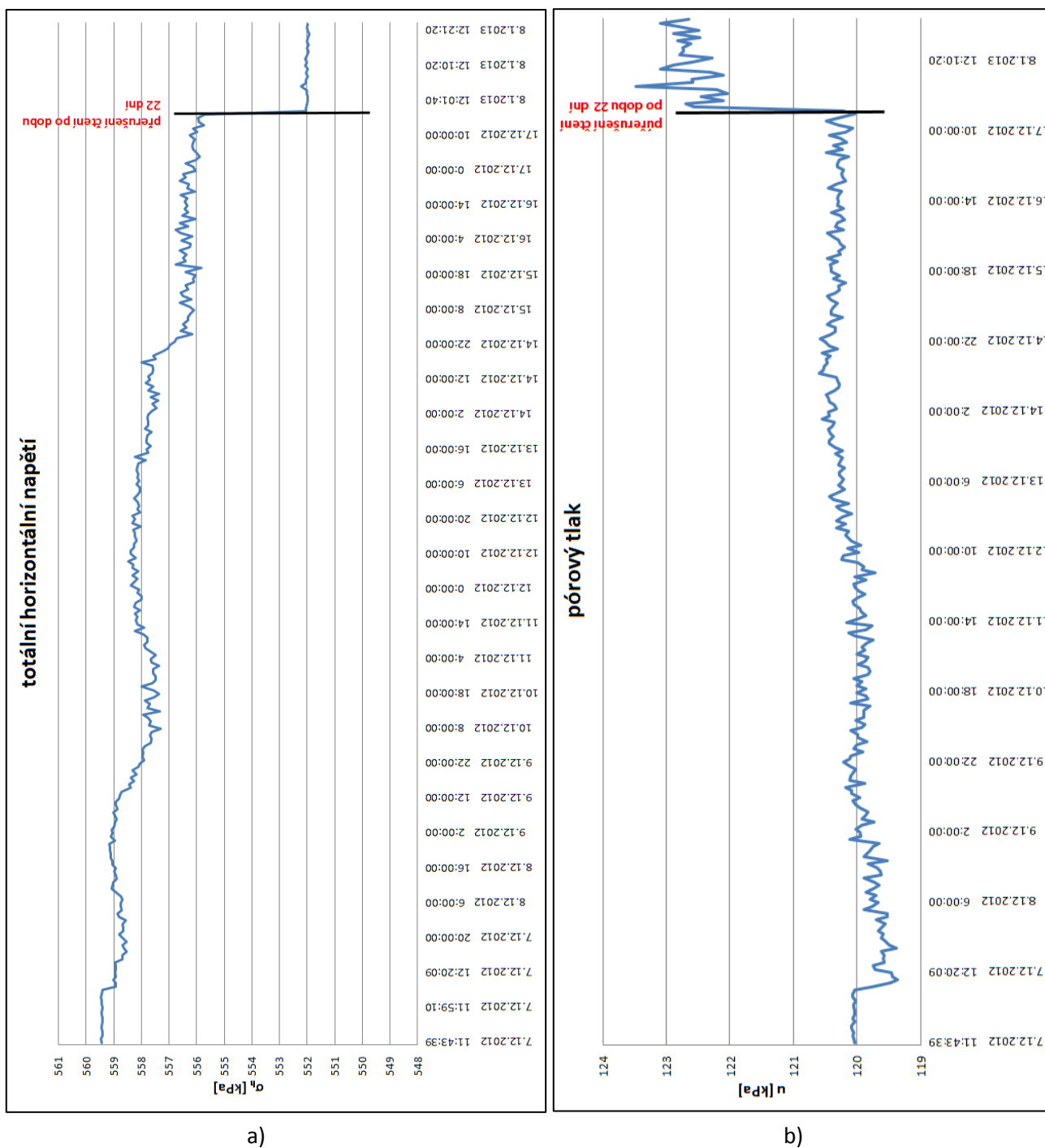
Obr. 67 – Geologický profil vrtu V1 a pozice odběru neporušených vzorků.

### PSPC a DMT

Sonda PSPC byla umístěna do vrtu V2, který dosahoval do hloubky 13,5 m a realizován byl 2.11. 2012. Proveden byl spirálovým vrtákem průměru 175 mm bez výplachu. Svrchních 7 m vrtu bylo zapaženo ocelovou pažnicí. Zbytek vrtu byl proveden bez pažení. Následně byl pod počvu vrtu zatlačen PSPC ve shodné orientaci presiometrické části přístroje s DMT a to tak, aby bylo snímáno horizontální napětí na spojnici vrtů V1 a V2. Čidla presiometru jsou v pozici cca 0,7 m pod počvou vrtu (t.j. v hloubce 14,2 m pod povrchem). V této hloubce již nepředpokládám změnu napjatosti prostředí vyvolanou vrtem. Sonda MDT označovaná pořadovým číslem „3“ byla provedena na spojnici vrtů V1 a V2 od povrchu území.

# URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

## Výsledky PSPC



Graf 9 – Výsledky měření PSC– a) totální napětí; b) pórový tlak.

Odečet pórového tlaku a totálního napětí začal až třicet pět dní po odvrtání instalačního vrtu V2 a probíhal v období 7. až 17.12.2012. Vzhledem k odložené skartaci instalačního vrtu proběhlo ještě jedno kratší měření 8.1.2013. Doba od instalace presiometru po poslední odečet napětí přesahuje dva měsíce a proto lze uvažovat, že měření bylo ukončeno již v době plné disipace pórových tlaků v okolí sondy (Ryley a Carder 1995). V období 7. až 17.12.2012 probíhala registrace frekvencí v

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

jednohodinových intervalech. 8.1.2013 bylo provedeno celkem 26 měření v cca desetisekundových intervalech. Digitální data v .txt formátu z tohoto měření jsou obsahem přílohy č. 2.3.

V okolí sondy dlouhodobě dosahovala teplota okolo 12°C. V kalibračních listech presiometru je uveden opravný teplotní součinitel -0,11 kPa/°C pro totální napětí a -0,14kPa/°C pro pórový tlak. Kalibrace zařízení byla provedena při teplotě 20°C a rozdíl oproti teplotě *in-situ* tak činí 8°C. Oprava registrovaných napětí je v obou případech méně než 2kPa a je zanedbána.

V grafu 9 a) a b) jsou vyneseny hodnoty totálního horizontálního napětí a pórového tlaku spočtené z registrovaných frekvencí strunových tenzometrů (podle Manuálu Interfels 2000 a kalibračního listu přístroje).

V tabulce 5 jsou srovnány koeficienty  $K_0$  získané výpočtem z měření PSPC. Horizontální efektivní napětí  $\sigma'_{ho}$  je spočteno empirickými rovnicemi, které požadují znalost neodvodněné koheze  $c_u$ . Ta je převzata z grafu 12, kterým bylo nutné proložit regresní křivku z důvodu relativně značného rozptylu hodnot  $c_u$ . Pro svou největší těsnost byla zvolena polynomická funkce ve tvaru:

$$y = 74,535x^{0,3288} \quad (56)$$

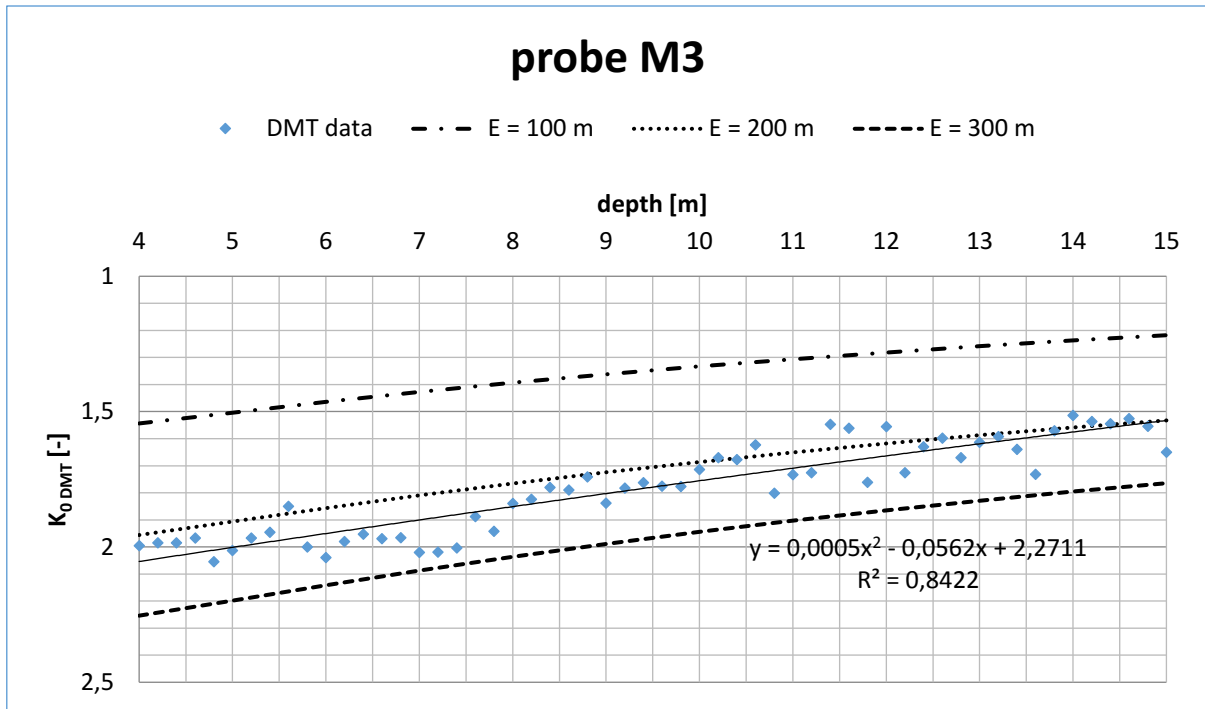
Pro hloubku 14,2 m je  $c_u$  podle rovnice (52) 178 kPa. Efektivní vertikální napětí v hloubce sondy (14,2 m)  $\sigma'_v$  je stanoveno na 145 kPa a  $\sigma'_{v \min}$  na hodnotu 91 kPa. Při známém  $K_0$  je pomocí vztahu (13) určeno překonsolidační napětí a následně spočtena eroze podle vztahu (3).

rovnice	$\sigma_{ho}$ [kPa]	$u$ [kPa]	$\sigma'_{ho}$ [kPa]	$K_0$ [-]	$E$ [m]
(36): $\sigma_{ho} = \sigma_m - 0,5c_u$	463	122	341	2,30	911
(38): $\sigma_{ho} = \sigma_m - 4,0(c_u - 120)$	320	122	198	1,33	185
(39): $\sigma_{ho} = \sigma_m - 1,5(c_u - 100)$	435	122	313	2,11	712

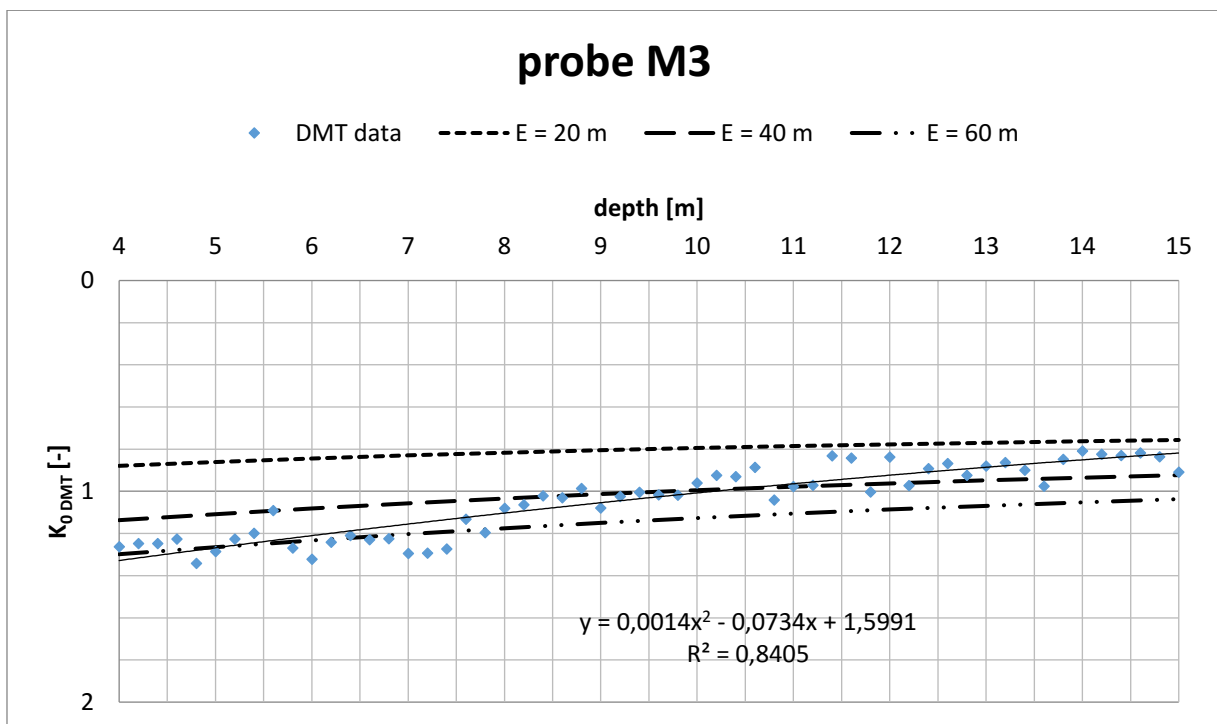
Tabulka 6 –  $K_0$  z dat PSPC na lokalitě 2 a odhad mocnosti eroze  $E$ .

### Výsledky DMT

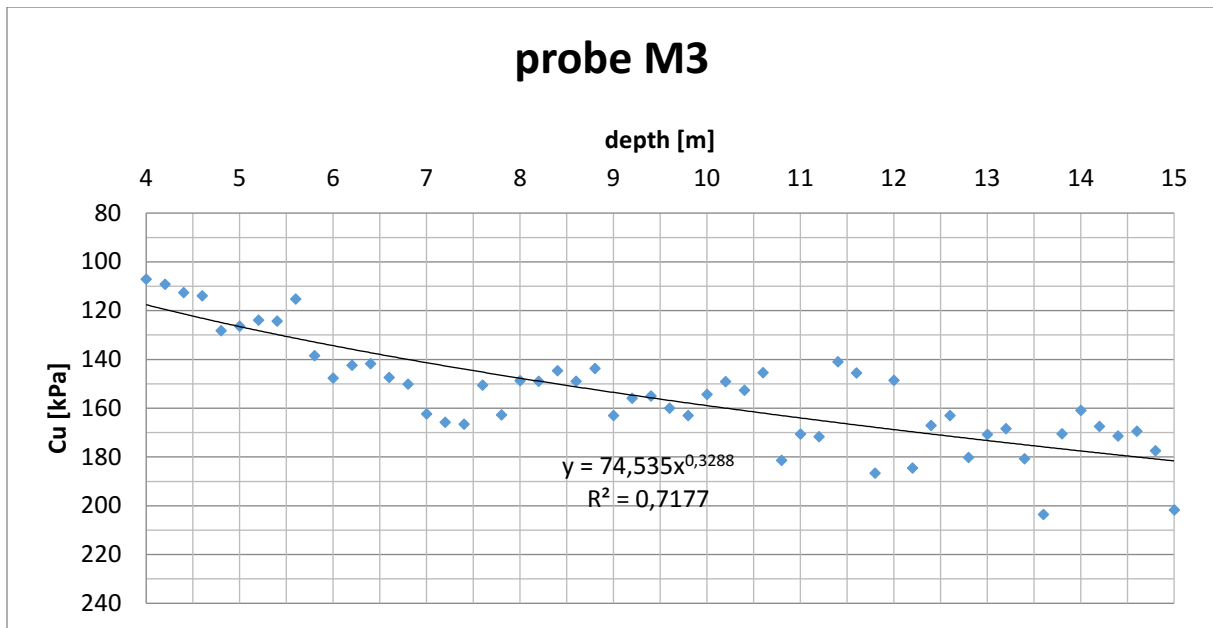
Souvrství těglů začíná podle popisu vrtného jádra v hloubce -3,9 m (viz obr. 60). V grafech jsou vyneseny hodnoty pro úroveň -4,0 až po konečnou hloubku sondy -15 m.



Graf 10 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem – sonda M3. Data DMT vyhodnocena podle Marchettiho vztahu (24) jsou doplněna regresní křivkou (plná tenká čára, doplněna rovnicí). Koeficient  $K_0$  pro různé mocnosti eroze „E“ spočten podle tahu (15).



Graf 11 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem – sonda M3. Data DMT vyhodnocena podle vztahu (32) (Kouretzis a kol. 2015) jsou doplněna regresní křivkou (plná tenká čára, doplněna rovnicí). Koeficient  $K_0$  pro různé mocnosti eroze „E“ spočten podle vztahu (15).



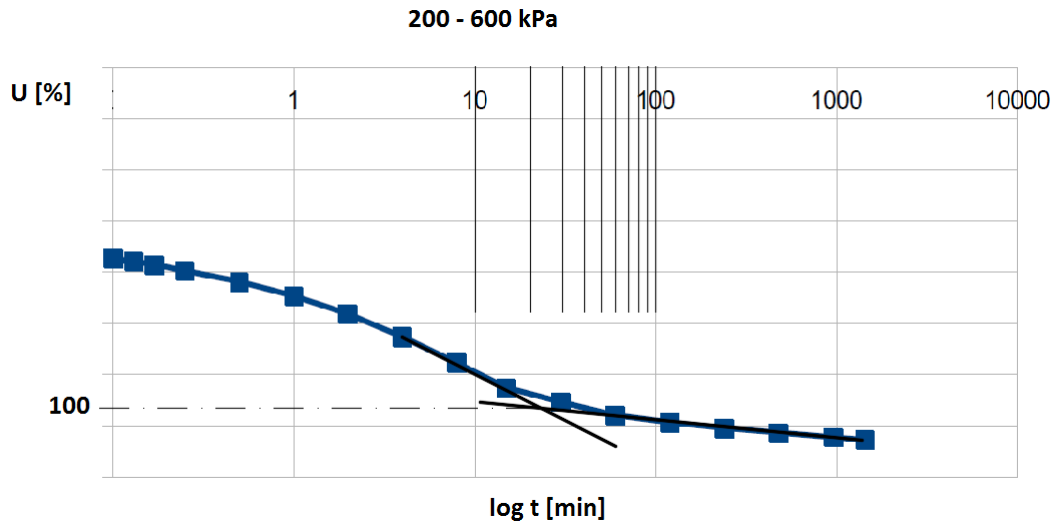
Graf 12 – Výsledky měření Marchettiho dilatometrem, sonda M3 – neodvodněná pevnost  $c_u$ .

#### Určení mocnosti eroze pomocí Casagrandeho metody

V grafu 14 jsou vyneseny křivky stlačitelnosti neporušených vzorků z vrtu V1 získané edometrickou zkouškou v uspořádání dovolujícím oboustrannou drenáž vzorku. Jednalo se o vzorky průměru 50 mm a výchozí výšky 20 mm. Doplněna je i křivka stlačitelnosti rekonstituovaného těglu z materiálu z hloubky 38 m. Měření provedla Monika Černíková v průběhu roku 2013 (Malát a kol. 2016). Jednotlivé zatěžovací kroky byly na vzorky aplikovány po cca 24 h bez sledování vývoje konsolidace. Jak prokázala Mgr. Martina Pavlová měřením konsolidace na vzorcích z vrtu J1 na lokalitě 1, trvá doba konsolidace při oboustranně drénovaném edometrickém testu vzorku výšky 0,02 m cca 20 min. Příklad grafu z testu na neporušeném vzorku z vrtu J1 z hloubky 10,5 je prezentován na následující obrázku.

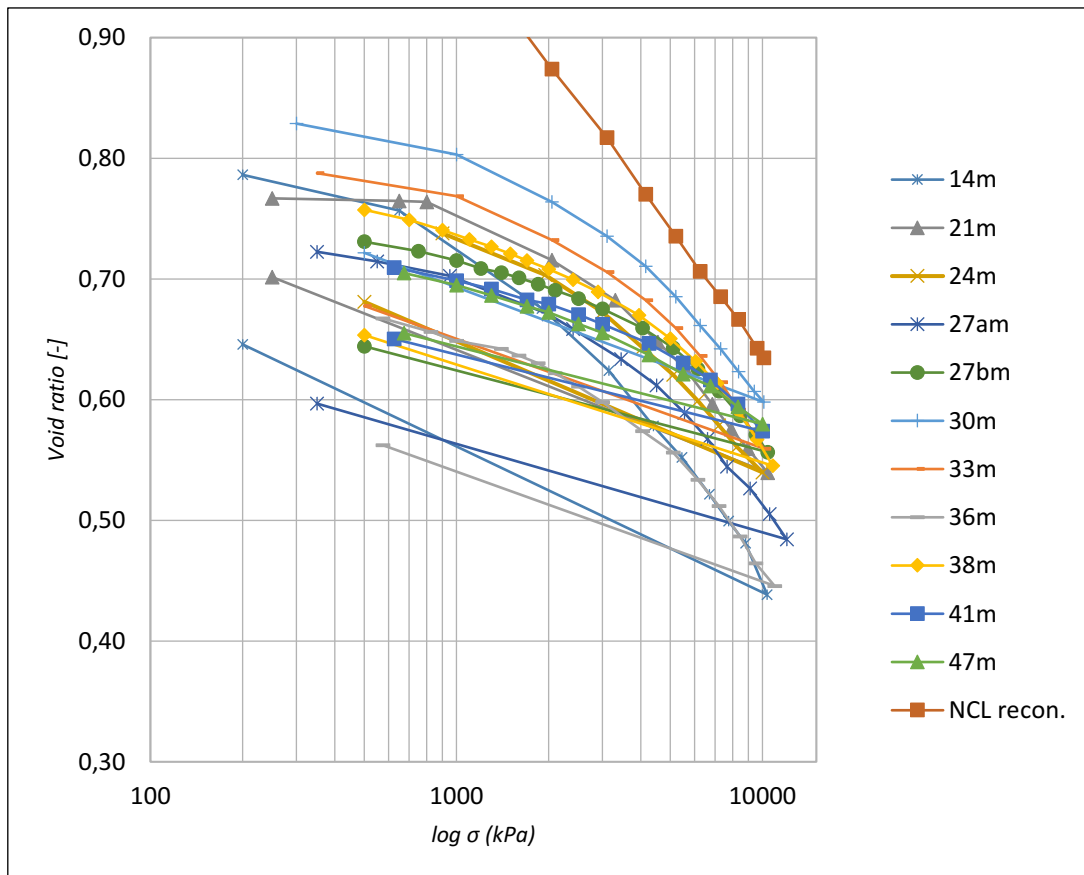


## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Graf 13 – Konsolidace neporušeného vzorku z vrtu J1 z lokality 1 a vyhodnocení doby 100% konsolidace podle Casagrandeho. Hloubka vzorku 10,5 m. (data poskytla Mgr. Marina Pavlová, ÚHIGUG, PŘF, UK, 2012).

Aplikace zatěžovacích kroků po jednom dni tak probíhá po již proběhnuvší konsolidaci. Výpočet změny čísla pórovitosti pro jednotlivé zatěžovací kroky byl proveden ze změny výšky vzorku podle vztahu  $\Delta e/(1+e) = \Delta H/H$ . Edometrické křivky jsou rovněž v digitální podobě obsaženy v příloze 2.



Graf 14 – Čáry stlačitelnosti neporušených vzorků z vrtu V1 a čára normálního stlačení rekonstituovaného vzorku z materiálu z hloubky 38 m.

### Změna čísla pórovitosti během sekundárního stlačení a odhad pseudopřekonsolidačního napětí očištěného od sekundárního stlačení

Pokud je určována změna čísla pórovitosti během sekundárního stlačování, je nutné určit časový průběh sedimentace a následně dobu trvání sekundárního stlačování.

Časový průběh sedimentace téglů nelze jednoznačně stanovit, a proto je zjednodušeně uvažován lineární. Mocnost erodované vrstvy se podle různých autorů pohybuje od několika desítek metrů po první stovky metrů (Boháč a Pavlová 2012). Pokud uvažujeme maximální hypotetickou mocnost eroze téglu zastávanou některými geology, cca 700 m (Prof. Bosák, ústní sdělení, 2014 – tlumočený názor Prof. Kováče), činí původní mocnost souvrství v zájmové lokalitě cca 750 m. Doba sedimentace téglu v okolí vrtu V1 se na základě magnetostratigrafické analýzy vzorků ze jmenovaného vrtu (Bosák a Pruner 2014) odhaduje pravděpodobně na dobu před 14,8 – 14,24 mil. lety. Při době sedimentace cca 560 tis. let a při uvažování plynulé sedimentace o konstantní rychlosti, průměrná rychlost sedimentace v řádu mm za rok i v případě nejvyšší hypotetické mocnosti. Při takto pomalé sedimentaci se sekundární stlačování projevuje již během ukládání zeminy. Počátek sekundárního stlačování celého souvrství ale není možné stanovit na dobu počátku sedimentace. Většina souvrství se ještě neuložila a proto se jedná o nereálně vysokou hodnotu. Zároveň doba sekundárního stlačování neodpovídá době ukončení sedimentace. V této době již probíhá sekundární stlačování starších částí souvrství. Počátek sekundárního stlačování proto lze zjednodušeně uvažovat od chvíle, kdy proběhlo 50% sedimentace, což odpovídá době 14,52 mil let.

Doba trvání konsolidace je závislá na mocnosti konsolidované vrstvy. Vzhledem k tomu, že není přesně známá mocnost eroze téglů, je nutné jí určit iteračně:

#### Krok 1

Doba konsolidace závisí na délce konsolidační dráhy „ $h_D$ “, která odpovídá součtu současné mocnosti vyšetřovaného souvrství s erodovanou mocností, pokud je dané souvrství drénované pouze k povrchu (spočívá na nepropustném podloží). Pokud je drénováno k povrchu i na bázi (v případě, že spočívá na propustném podloží), rovná se konsolidační dráha polovině tohoto součtu. Tégly na lokalitě 2 spočívají na hrubozrnných sedimentech a proto pro ně uvažují drénování k povrchu i k bázi. Doba 100% konsolidace lze stanovit vztahem:

$$t_{100 \text{ in-situ}} = t_{100 \text{ oedometer}} \frac{h_D^2 \text{ in-situ}}{h_D^2 \text{ oedometer}} \quad (59)$$

$t_{100}$ =doba za kterou proběhne 100% konsolidace;  $h_D$ =drenážní dráha

Pro téglu byl změřen čas konsolidace v oboustranně drénovaném edometru s uvažovanou konsolidační

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TÉGLU

dráhou 0,01 m cca 1200 s (20 min.) – viz graf 13.

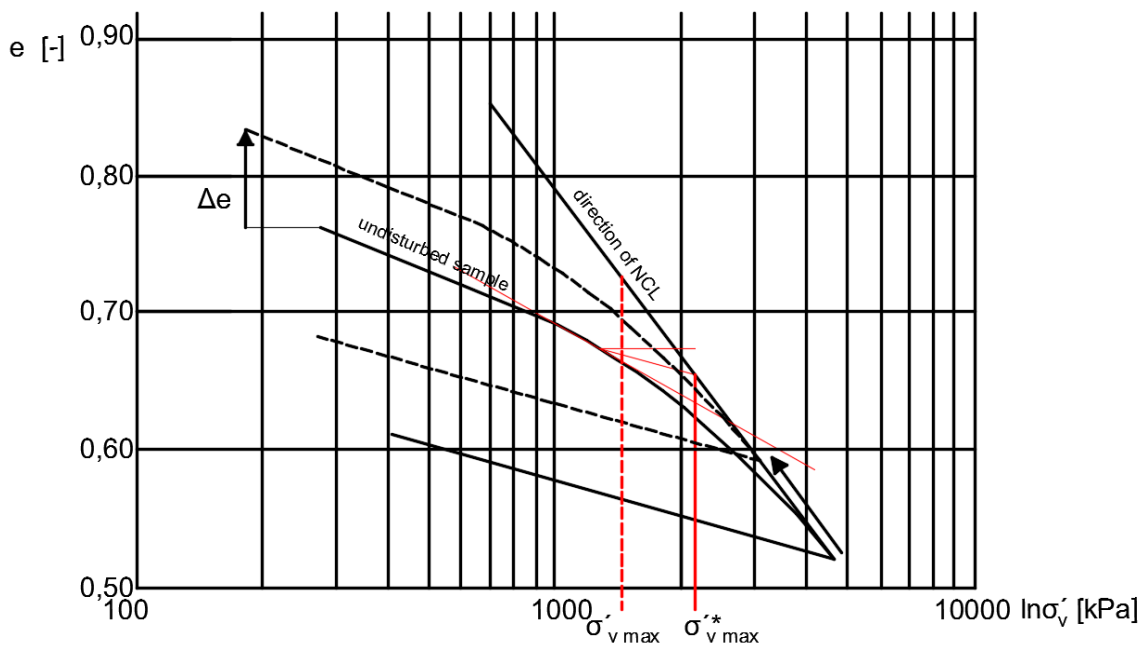
### Krok 2

Následně je podle vztahu (5) určena změna čísla pórovitosti  $\Delta e$ , kdy je nutné znát index sekundárního stlačení. V případě vyšetřovaných téglů je použita hodnota  $C_\alpha = 0,016$  podle návrhu Boháče a Pavlové (2012).

### Krok 3

Zjištěné  $\Delta e$  slouží ke korekci pozice křivky stlačení neporušených vzorků v edometru, jak je vyobrazeno na grafu 15 a k odhadu napětí  $\sigma'_{v\max c}$  korigovaného odstraněním zkreslení jeho pozice sekundárním stlačením. Zjištěné  $\sigma'_{v\max c}$  slouží k odhadu mocnosti eroze podle vztahu (3).

Kde  $h_c$  je aktuální hloubka pohřbení daného vzorku pod povrchem erodovaného souvrství a  $\gamma'$  je efektivní tíha zeminy při jejím ukládání.



Graf 15 – Stanovení pseudopřekonsolidačního napětí  $\sigma'_{v\max c}$  a odhad skutečného překonsolidačního napětí  $\sigma'_{v\max}$ .

Jak již bylo uvedeno, v případě téglů ukládaných pod hladinou moře je uvažována efektivní tíha  $\gamma_{sat} - \gamma_w = 18,8 - 10,0 = 8,8 \text{ kN/m}^3$ . Pokud mocnost eroze určené podle rovnice (3) odpovídá mocnosti eroze uvažované ve členu  $h_{Din-situ}$  v kroku 1, je proces úspěšně dokončen a je určena změna čísla pórovitosti zeminy  $\Delta e$  během stárnutí, napětí  $\sigma'_{v\max c}$  i mocnost eroze  $E$ .

Tímto způsobem byly analyzovány neporušené vzorky z lokality č. 2 s následujícími výsledky:

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

Hloubka vzorků od povrchu [m]	$h_c$ [m]	$\sigma'_{v \text{ in-situ}}$ [kPa]	$\Delta e$ [-]	$\sigma'^*_{v \text{ max}}$ [kPa]	$\sigma'^*_{v \text{ max } C}$ [kPa]	$E$ [m]
14	13	124	0,071	2100	1300	134
21	20	185	0,056	3950	2600	274
24	23	211	0,049	5400	4050	436
27	26	238	0,036	7050	5550	604
30	30	264	0,058	3900	2300	231
33	32	290	0,053	5000	3450	359
36	35	317	0,050	4850	2700	271
38	37	334	0,048	5050	4000	417
41	40	361	0,032	8950	7100	766

*Tabulka 7 – Odhad skutečného překonsolidačního napětí a mocnosti eroze.*

### Určení mocnosti eroze pomocí Baldwin – Butlerovy rovnice

Vzorkům byla dále určena mocnost původní hloubky pohřbení podle Baldwin – Butlerovy rovnice. Pro výpočet solidity byla využita pórovitost stanovená na vzorcích po rekonsolidaci na odhadnuté aktuální efektivní vertikální napětí. Mocnost eroze byla určena odečtením současné hloubky pohřbení pod povrchem vrstvy těglů se započítáním mocnosti kvartérních eolickodeluviálních vrstev, jak je argumentováno výše.

Aktuální hloubka pohřbení [m]	$h_c$ [m]	Solidita „S“ po rekonsolidaci [%]	Mocnost eroze $E$ [m]
14	13	59,7	213
21	20	60,7	231
24	23	59,9	208
27	26	61,2	240
30	29	61,3	240
33	32	59,7	193
36	35	59,9	195
38	37	59,2	177
41	40	61,9	245
47	46	61,5	227

*Tabulka 8 – Stanovení mocnosti eroze těglů užitím Baldwin – Butlerovoy rovnice.*

### 5.4.3. Lokalita 3 – areál státního veterinárního ústavu Brno

Dne 29.1.2014 proběhlo měření DMT v areálu Státního veterinárního ústavu Brno v blízkosti tunelu Dobrovského. Jedná se o travní plochu mezi plošně založenými stavbami a v takové vzdálenosti od tunelů a rozrážek, že nepředpokládám jejich vliv na napjatost v podloží (viz obr. č. 68). Zájmová lokalita je téměř rovinná a jen mírně se svažuje směrem k východu. Sonda je umístěna jižně od jižní tunelové trouby.

Sonda DMT označována jako „M4“ byla vedena do hloubky 20 m pod povrchem (úroveň povrchu 230,58 m n. m. B.p.v.). Protože je sondážní souprava schopna provádět penetraci zemin zhruba do hloubek 15 m, byl zhotoven předvrt do hloubky 10 m, který byl následně zaplněn kyprým zásypem z písku z důvodu zabránění možného ohýbání tyčí v daném úseku bez zásypu. Vrt byl proveden jádrovým rotačně, bez výplachu, tvrdokovovou korunkou o průměru 200 mm. Vytahované jádro bylo průběžně inženýrskogeologicky dokumentováno. Pod 0,7 m mocnou vrstvou navážek převážně hlinitého charakteru následovala do hloubky 7,9 m vrstva sprašové hlíny tuhé konzistence. Pod vrstvou sprašových hlín byl do hloubky 8,8 m zachycen hrubozrnný písek až jemný štěrk s jemnozrnnou příměsí. Do hloubky 10 následoval tégel hnědošedé až zelenošedé barvy a pevné konzistence. Podzemní voda nebyla zastížena. Po odvrtání byl vrt zajištěn ocelovou výpažnicí, zasypán a byla zapuštěna sonda DMT. Jelikož je sonda DMT vedena zhruba do úrovně počev tunelových trub tunelu Dobrovského, předpokládám v celém měřeném profilu výskytu téglu, jak dokládají odhalené geologické podmínky během ražeb tunelu i archivní sondy (např. Pavlík a kol. 2004)

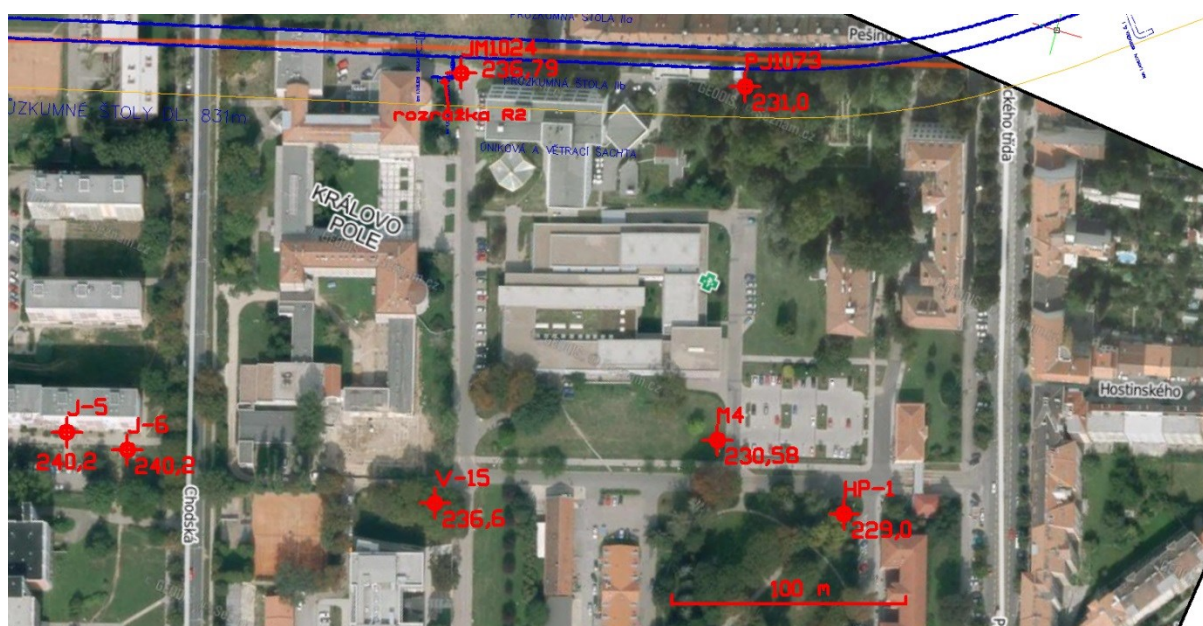
Orientace nože DMT byla zvolena tak, aby snímala napětí ve stejné rovině, ve které byl proveden modelovaný konvergenční profil v nedaleké rozrážce R2 vedené z průzkumné štoly tunelu Dobrovského (viz kapitola 5.3.1 a 5.3.2). Výsledky je tak možné porovnat s numerickou zpětnou analýzou. Sonda DMT je od uvedeného konvergenčního profilu umístěna jihovýchodně ve vzdálenosti cca 190 m. Niveleta povrchu nad rozrážkou je cca 236,5 m n. m. a počva rozrážky na úrovni cca 212,5 m n. m. Sonda DMT byla ukončena v nadmořské výšce cca 210,58 m.

Z popisů vrtů provedených v rámci průzkumu a monitoringu stavby tunelu Dobrovského (např. Pavlík a kol. 2003) je zřejmé, že geologické poměry jsou v okruhu cca 200 m okolo sondy DMT obdobné jako v místě vlastního sondování. Vrstva téglů začíná v hloubce cca 6 až 10 m a v nadloží se vyskytují kvartérní sedimenty, které jsou na bázi zastoupeny zpravidla fluvialními štěrky a písky s proměnlivým obsahem jemnozrnné složky. V nadloží štěrkopísků se vyskytují převážně hlíny a jíly tuhé konzistence. Obdobné geologické poměry jsou popisovány i u blízkých archivních vrtů J-5 a V-15 (dle popisu dostupného v geologické službě – Geofondu ČR).

Hladina podzemní vody bývá naražená a ustálená v úrovni kvartérních štěrkopísků, jak bylo pozorováno

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU

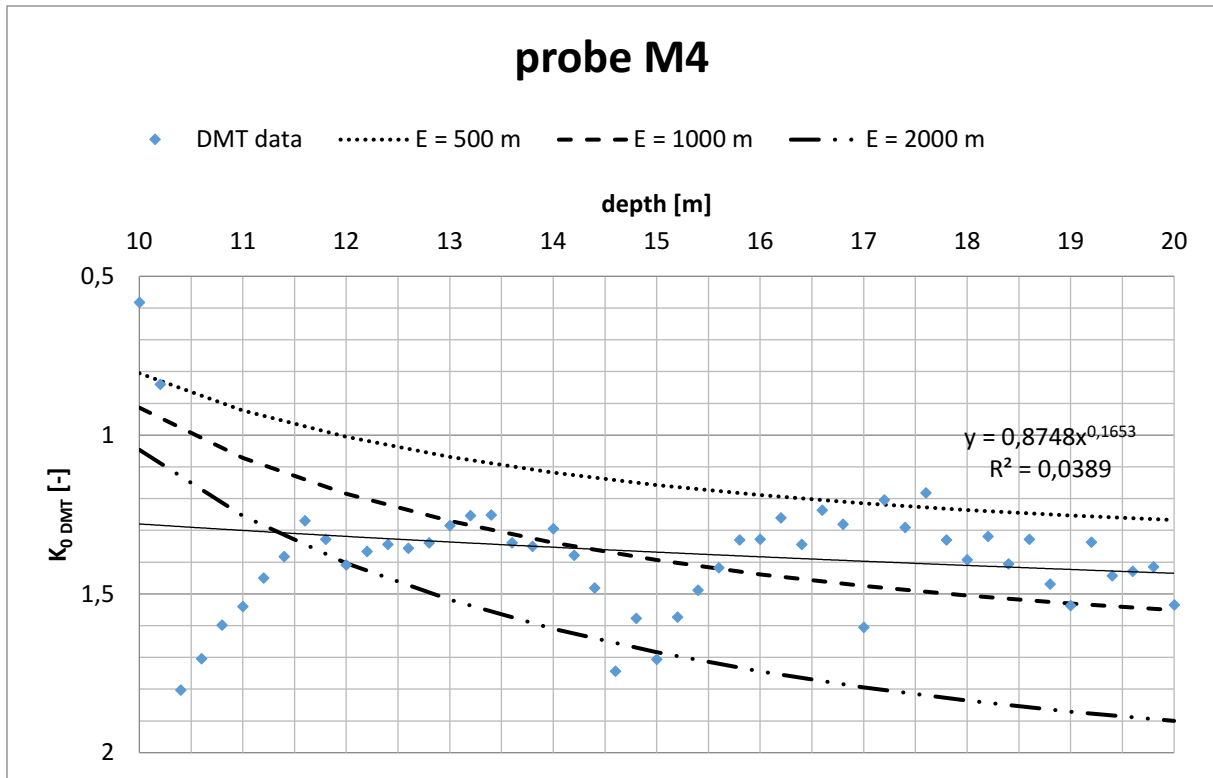
v monitorovacím vrtu PJ1073 a v archivním vrtu J-5 (pozice vrtů viz obr. 68). V pozorovacím hydrovrtu PH-1 byla podle archivního popisu ustálená hladina podzemní vody v hloubce 10,73 pod povrchem, ovšem chybí dokumentace vrtného jádra. U archivních vrtů J-6 a V-15 a ve vrtu JM1024 v bezprostřední blízkosti rozrážky R2, nebyla hladina podzemní vody zastižena, avšak z dlouhodobého pozorování úrovně hladiny podzemní vody ve vrtu PJ1073 vyplývá, že kolísá zhruba v rozsahu mocnosti vrstvy štěrkopísků. Nastává tak pravděpodobně přechodně i stav, kdy je hladina podzemní vody zaklesnuta pod rozhraní těglů a štěrkopísků, není viditelně naražena a v případě rychlé skartace vrtu ani nestihne nastoupat díky nízké propustnosti těglů. Takto si vysvětlují neregistrovanou hladinu podzemní vody v archivních vrtech J-6, V-15 a ve vrtu pro umístění sondy DMT. Pro analýzy měření proto budu uvažovat úroveň hladiny podzemní vody na rozhraní těglů a kvartérních sedimentů.



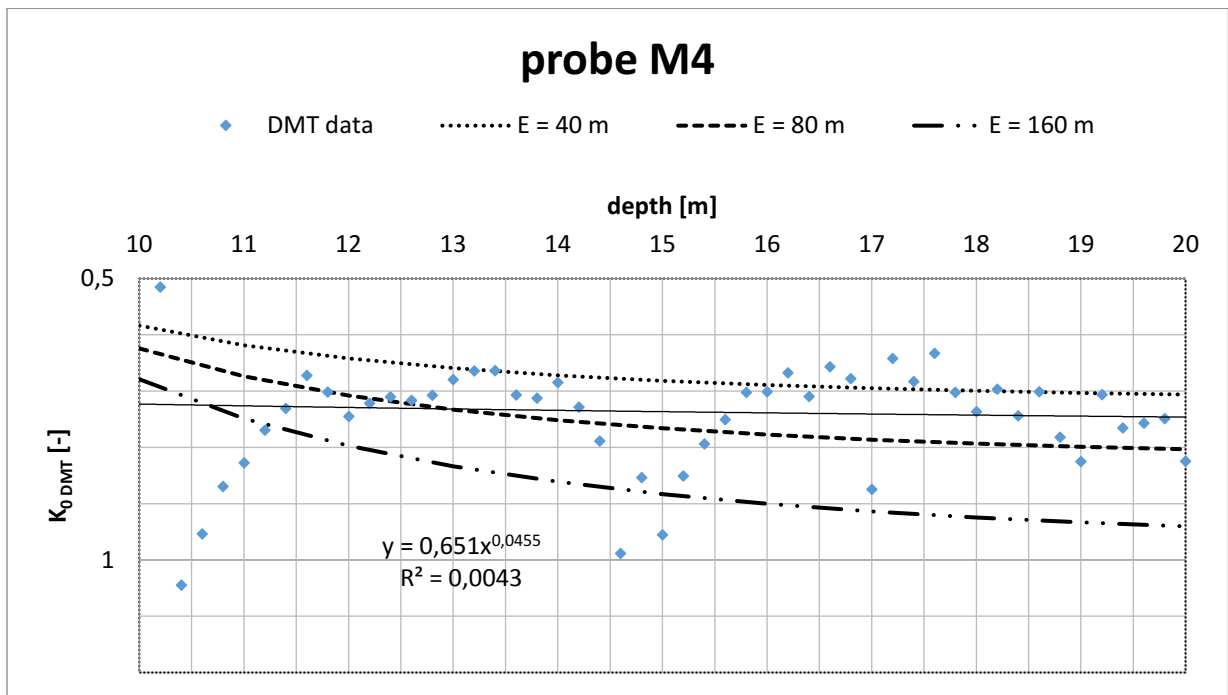
Obr. 68 – Situace odkryvných prací. J-5, J-6, V-15, HP-1: archivní vrty; PJ1073: pozorovací hydrovrt blízkosti tunelové trouby 2; JM1024: inženýrskogeologický vrt v blízkosti rozrážky R2; M4: pozice sondy DMT. U vrtů je vynesena nadmořská výška B. p. v. Modré nepřerušované čáry udávají polohu průzkumné štoly tunelové trouby č. 2 (jižní trouba).

### Výsledky

V následujících grafech jsou vyneseny výsledné koeficienty  $K_{0\ DMT}$  získané výpočtem z měření sondou DMT.



Graf 16 – Výsledky měření DMT – sonda M4. Data DMT vyhodnocena podle Marchettiho vztahu (24) jsou doplněna regresní křivkou (plná tenká čára, doplněna rovnicí). Koeficient  $K_0$  pro různé mocnosti eroze „E“ spočten podle vztahu (15).



Graf 17 – Výsledky měření DMT – sonda M4. Data DMT vyhodnocena podle vztahu (32) (Kouretzis a kol. 2015) jsou doplněna regresní křivkou (plná tenká čára, doplněna rovnicí) – koeficient  $K_0$  pro různé mocnosti eroze „E“ spočten podle vztahu (15).

## 6. DISKUZE VÝSLEDKŮ

V následující tabulce jsou shrnuty hodnoty koeficientů zemního tlaku v klidu a mocnosti eroze obdržené jednotlivými použitými metodami. Jsou zde prezentovány výsledky dané numerickou zpětnou analýzou (NZA) pro všechny tři modelované rozrážky R2 až R4. Z polních metod se jedná o DMT a PSPC.  $K_{0DMT}$  je stanovené pomocí Marchettiho vztahu (24) a návrhu Kouretzise a kol. (2015) (32). DMT poskytuje soubor dat pro určitý hloubkový interval a proto jsou uvedeny okrajové hodnoty koeficientu  $K_0$  dané regresní rovnicí (viz grafy 10, 11, 16 a 17). Odhadovaná mocnost eroze z měření DMT je pak vybrána ze série zvolených mocností eroze (viz křivky v grafech 10, 11, 16 a 17) taková, která generuje  $K_0$  v co největší shodě k uvedené regresní křivce. V případě dat daných PSPC se k výpočtu  $K_0$  využila horizontální napjatost spočtená pomocí vztahů (36, 38 a 39), od které byla následně odečtena hodnota ustáleného pórového tlaku. Vertikální efektivní napjatost byla stanovena ze známé nebo odhadované tíhy zemin a polohy hladiny podzemní vody. Při známém  $K_0$  je pak kombinací rovnic (3) a (15) určena odpovídající mocnost eroze.

Dále je obsahem tabulky mocnost eroze určená pomocí a Baldwin – Butlerovy rovnice a Casagrandeho metody. V těchto dvou případech jsou uvedeny horní a spodní mez hodnot eroze  $E$  dané analýzou série vzorků z vrtu V1 z lokality 2.

V další diskuzi se za směrodatné považují koeficienty  $K_0$  a mocnosti eroze dané numerickou zpětnou analýzou.

	Mocnost zemin generujících přítížená téglu [m]/hloubka (interval) pro kterou je stanoven $K_0$ [m]	$K_0$ [-]	Mocnost eroze $E$ [m]
NZA – R2	6,0/23,0	0,75	40
NZA – R3	13,0/23,5	0,58	0
NZA – R4	16,0/21,5	0,60	0
M3 podle (24)	0,9/4,0-15,0	2,08 – 1,55	200
M3 podle (32)	0,9/4,0-15,0	1,30 – 0,80	40
M4 podle (24)	8,8/10,0 – 20,0	1,28 – 1,43	1000
M4 podle (32)	8,8/10,0 – 20,0	0,72 – 0,73	80
PSPC, $\sigma_h$ podle (36)	0,9/14,2	2,30	911
PSPC, $\sigma_h$ podle (38)	0,9/14,2	1,33	185
PSPC, $\sigma_h$ podle (39)	0,9/14,2	2,11	712
Baldwin - Butler	0,9/14,0 – 46,0	-	178-245
Casagrande	0,9/14,0 – 40,0	-	134-766

Tabulka 9 – Shrnutí výsledků.



## 6.1. NUMERICKÁ ZPĚTNÁ ANALÝZA

### 6.1.1. Přesnost NZA v případě určování $K_0$

Koeficient  $K_0$  obdrženy numerickou zpětnou analýzou rozrážky R2 činí 0,75 a dokládá mírnou překonsolidaci těglu. Pozoruhodný výsledek ale poskytují analýzy rozrážek R3 a R4 – NZA udává pro dané rozrážky koeficient  $K_0$  dokonce menší, než odpovídá normální konsolidaci. Dle vztahu (10):  $K_{0,NC} = 1 - \sin\varphi_{cr} = 1 - \sin(22^\circ) = 0,625$ , zatímco  $K_0$  pro R3 je 0,58 a pro R4 je 0,60.

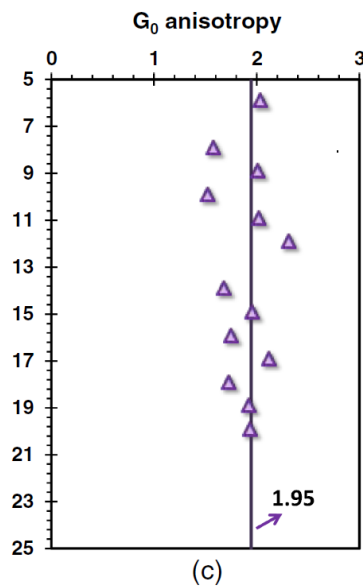
Přesnost numerické zpětné analýzy je limitována některými jevy a předpoklady, jako je například fakt, že reálné geologické podmínky budou vždy komplikovanější než sestavený geotechnický model. Vliv na přesnost analýzy mají i uvažované předpoklady o chování zeminy během jejího stárnutí, jako např. hypotéza o koeficientu  $K_0$  neměnném v čase, nebo vyloučení geodynamických zdrojů napětí v zemině. Zmíněné jevy jsou diskutovány v následujícím textu.

### Možný rozptyl hodnot vstupních parametrů výpočtu

Numerická zpětná analýza závisí na mnoha vstupních parametrech a stavových proměnných. Největší vliv na vyšetřovanou hodnotu koeficientu  $K_0$  má vnitřní anizotropie (z důvodu přímého vlivu na modelem určenou hodnotu  $K_0$ ) a pevnost materiálu – kritický úhel vnitřního tření, který má navíc kromě vlivu na mechanické chování zeminy v modelu vliv i na odhad mocnosti eroze pomocí rovnice (15).

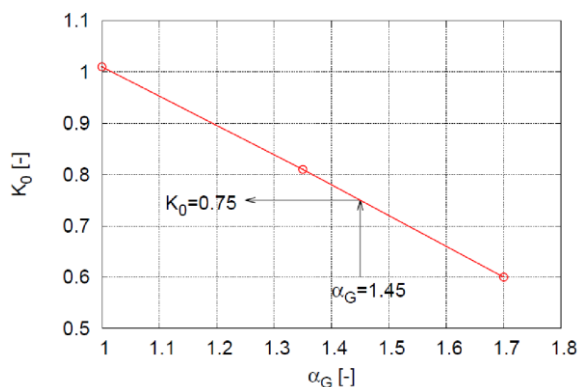
**Vnitřní anizotropie** vyjádřená veličinou " $\alpha_G$ " je uvažována jako konstantní poměr pro celé souvrství těglu. V analýzách použitá hodnota  $\alpha_G = 1,45$  byla určena Rottem a kol. (2015) na neporušeném vzorku laboratorním měřením. Z důvodu například nehomogenního složení a tektonických vlivů, nebo jiných dalších projevů stárnutí, se mohou reálné zeminy chovat odlišně od předpokladu  $\alpha_G = \text{konst.}$  Například Ku a Mayne (2015) na základě rešerše uvádí poměr modulů  $G_{pp0}$  a  $G_{tp0}$  vybraných souvrství zemin. (Daným poměrem je definován koeficient  $\alpha_G$  a jedná se tak o rešerši hodnot  $\alpha_G$  daných souvrství). Smykové moduly byly stanoveny měřením *in-situ* z rychlosti šíření smykových vln. V následujícím obrázku je vyneseno poměr uvedených modulů (respektive koeficient  $\alpha_G$ ) pro londýnský jíl (rovněž marinní překonsolidovaný jíl jako souvrství těglu) ze kterého je patrné, že tato konkrétní data vykazují  $\alpha_G$  v rozmezí 1,5 až 2,3.

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 69 – Poměr modulů  $G_{pp0}$  a  $G_{tp0}$  pro londýnský jíł stanovený ze seismického měření in-situ (in: Ku a Mayne 2015).

Citlivost  $K_0$  na vnitřní anizotropii demonstruje jednak rozdíl ve výsledných hodnotách  $K_0$  pro model 1 a 2 (viz kap. 5.3.4.2), kdy dosahuje hodnot 1,45 (model 1) a 1,7 (model 2) a jednak následující obrázek, kde je vyneseno koeficient  $K_0$  vs.  $\alpha_G$  na základě parametrické studie (Rott a kol. 2015) pro model 3. Je zřejmé, že numerická zpětná analýza bez implementované vnitřní anizotropie poskytuje nepoužitelné údaje. Pokud je implementovaná anizotropie do konstitučního vztahu, je zadávána konstantní hodnotou  $\alpha_G$ . Pokud by rozdíl v  $\alpha_G$  souvrství těglu dosahoval stejného rozpětí jako v případě výše uvedených dat pro londýnský jíł ( $\pm 0,4$ ), činí dle publikované funkce na obr. 70 odpovídající rozdíl v  $K_0$  hodnoty cca  $\pm 0,225$ .



Obr. 70 – Vztah mezi  $K_0$  a  $\alpha_G$  určený analýzou rozrážky R2 (Rott a kol. 2015).

**Kritický úhel vnitřního tření** zeminy je funkcí mineralogického složení a zrnitosti zeminy. Souvrství těglu, vysoce plastického jílu, lokálně obsahuje písčitou frakci, což způsobuje rozdíly v kritickém úhlu vnitřního

tření. Publikace týkající se kritického úhlu vnitřního tření téglu uvádějí tuto hodnotu v rozpětí od 19° do 27° (Svoboda 2009, Boháč 1999). Zásadní vliv rozdílu v této hodnotě je patrný při určování koeficientu zemního tlaku v klidu pro nepřekonsolidovanou zeminu, kdy při daných hodnotách dle rovnice (10)  $K_0 = 0.67$  pro  $\varphi_{cr}' = 19^\circ$  a  $K_0 = 0.55$  pro  $\varphi_{cr}' = 27^\circ$ . Okolí rozrážek R3 a R4 může být ve stavu normální konsolidace a nízké zjištěné koeficienty  $K_0$  mohou být způsobeny vyšším kritickým úhlem vnitřního tření v okolí těchto rozrážek.

### **Zjednodušená představa o geologickém vývoji a historii zatížení téglu**

Okolí rozrážek R3 a R4 se do stavu normální konsolidace mohly dostat přitížením kvarténními vrstvami, jejichž tíha je větší nebo rovna tíze erodovaného téglu. Je ovšem možné, že reálná historie zatížení téglu byla složitější, než odpovídá představě o plně saturovaném téglu permanentně pod hladinou podzemní vody, jednorázově erodovaném a následně přitíženém v současnosti registrované mocnosti a složení kvarténních zemin. Případný složitější vývoj může mít rovněž vliv na  $K_0$ .

Například pokles hladiny podzemní vody pod úroveň povrchu téglu a její opětovné nastoupaní by způsobilo jeho překonsolidaci. Pokud bychom, pro libovolnou hloubku, v takovém případě uvažovali, že  $OCR$  je dáno poměrem saturované tíhy téglu a tíhy téglu pod hladinou podzemní vody, dostaneme při hodnotách použitých v předkládané práci (Svoboda 2010)  $OCR = 18,8/8,8 = 2,14$ . Při dosazení do rovnice (14) činí výsledné  $K_0$ :

$$K_0 = 0,625 \cdot 2,14^{0,625} = 1,005 \quad (60)$$

Okolí rozrážky R2 by tak mohlo být překonsolidováno pouze poklesem hladiny podzemní vody a na současnou hodnotu poměru efektivní horizontální a vertikální napjatosti  $K_0 = 0,75$  se mohlo dostat přitížením kvarténními vrstvami. Znamenalo by to, že k erozi téglu by nemuselo vůbec dojít. Pro bližší specifikaci geologického vývoje zájmových lokalit však chybí dostatečně podrobné informace a v případě překonsolidace téglu poklesem hladiny podzemní vody se jedná pouze o nepodloženou hypotézu.

### **Konstantní $K_0$ při neměnné efektivní vertikální napjatosti a zanedbání tektonických (geodynamických) vlivů na napjatost**

Dalším úskalím navrhovaného určení mocnosti eroze pomocí numerické zpětné analýzy je předpoklad, že  $K_0$  je během stárnutí konstantní. Dosavadní stav poznání nedovolují přesvědčivě doložit užití jiného přístupu. Zároveň je velmi obtížné až nemožné jednotlivé procesy stárnutí kvantifikovat nebo dokonce odhalit (např. vliv vysrážení minerálů na napjatost v zemině).

Nelze například vyloučit, že okolí rozrážky R2 se dostalo do stavu překonsolidace tzv. mrazovou

překonsolidací v období glaciálů. V době největšího pleistocenního glaciálu – saalského – dosahovalo čelo kontinentálního ledovce pravděpodobně až k Blahutovicím jihozápadně od Nového Jičína (in: Chlupáč 2002). Od zájmového území byl tak ledovec vzdálen cca 90 km. Rozsah soudobého permafrostu je však stále předmětem spekulací a ani v případě mladších a slabších glaciálů, po kterých je dochováno relativně více geologických informací, není rozsah a dosah permafrostu pro účely této studie dostatečně podrobně stanoven (např. Czudek 2005). Mrazová překonsolidace téglu na území města Brna je tak pouze nepodloženou spekulací. Naopak okolí rozrážek R3 a R4, v jejichž nadloží je menší mocnost téglu, se mohlo dostat do stavu normální konsolidace i z jiných důvodů, než je zatížení kvarténními vrstvami a to třeba solifukčním ploužením, které by přemíláním („rekonstituováním“) zeminy mohlo způsobit, že přípovrchové partie téglu „ztratí“ překonsolidaci na rozdíl od hlubších zón, jako je právě například okolí rozrážky R2.

Analyzovaný tégl je dále prokazatelně postižen tektonickými pohyby, které mohou mít vliv na napjatost v tomto souvrství. Tektonické poruchy jsou dokládány i daty DMT (sonda M4), jejichž průběh odpovídá typickým průběhům v diskontinuitami porušených zemin dle Marchettiho (1980). Zahrnutím tektonických zdrojů napětí se však z téglu stává poloskalní hornina v podobě bloků dělených diskontinuitami a s možnou všeobecnou napjatostní anizotropií, tj. odlišná napjatost v horizontální rovině v různých směrech a případně osy hlavních napětí v orientaci mimo vertikální a horizontální rovinu. V takovém případě nelze úspěšně souvrství téglu simulovat v numerickém modelu jako kontinuum a zároveň díky výše popsané všeobecné napjatostní anizotropii vystupuje do výpočtu tolik neznámých, že jednak není dostatek vstupních údajů z monitoringu podzemního díla a jednak není reálné takovéto prostředí úspěšně modelovat. Z tohoto hlediska je nespornou výhodou, že numerická zpětná analýza určuje  $K_0$  v závislosti na reakci masivu kolem podzemního díla – tedy z reakce mnohem větší kubatury než v okolí průzkumné sondy, které tak mohou poskytovat více zavádějící údaje.

### **6.1.2. Citlivost numerické zpětné analýzy v případě určování mocnosti eroze** **Vliv zadávání konstantního $K_0$ v modelu**

V NZA je koeficient  $K_0$ , obdobně jako  $\alpha_G$ , zadán o jedné hodnotě pro celou modelovanou mocnost téglu. Jedná se o zjednodušení skutečnosti, jelikož za předpokladu  $K_0 = \text{konst.}$  v čase, je hodnota  $K_0$  s hloubkou proměnná v závislosti na stupni překonsolidace. Tento jev může mít rovněž vliv na přesnost odhadované mocnosti eroze. Například ve srovnání s daty DMT, kde je k regresní křivce vyhodnocených dat přiřkládán průběh  $K_0$  pro zvolenou mocnost eroze, je v případě NZA mocnost eroze určena pouze z jedné hodnoty  $K_0$  zjištěného pro pozici rozrážky.

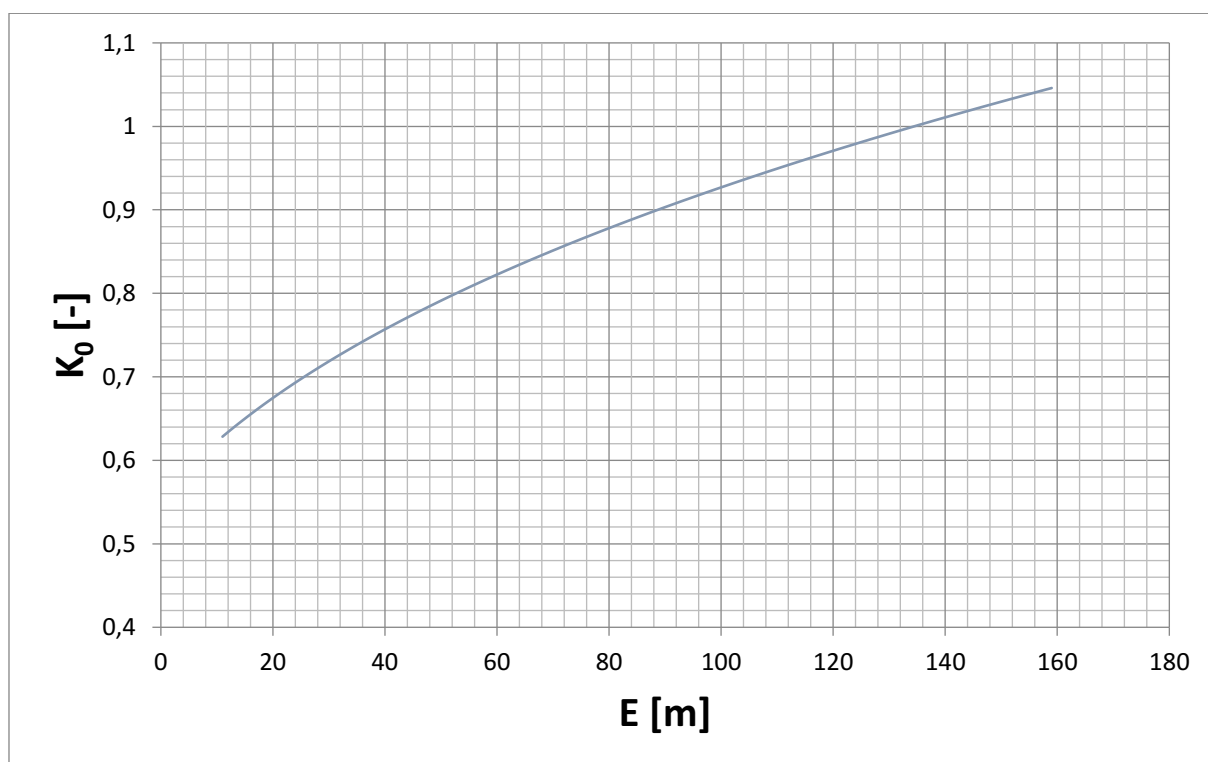
### **Odhad mocnosti eroze z numerické zpětné analýzy**

Pokud je tégl překonsolidován erozí a platí podmínka konstantního koeficientu  $K_0$  v čase, je okolí

## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TÉGLU

rozzážek R3 a R4 ve stavu normální konsolidace a to z toho důvodu, že eroze téglu je v intervalu 0 m a až takové mocnosti, jejíž tíha odpovídá tíze nadložních kvartérních sedimentů. V případě rozrážky R3 a R4 se jedná o 13 respektive 16 m, což odpovídá erozi cca 28 a 35 m. Mocnost určená analýzou daných rozrážek tak lze zhruba odhadovat na interval 0 – 30 m.

V případě rozrážky R2 je registrována mírná překonsolidace ( $K_0 = 0,75$ ). Pokud by nepřesnost stanovení  $K_0$  byla odhadována v závislosti na možném rozptylu kritického úhlu vnitřního tření a vliv vnitřní anizotropie, který by pro danou úvahu odpovídal např. výše uváděnému rozptylu koeficientu  $\alpha_G$  pro londýnský jílu, lze uvažovat nepřesnost stanovovaného  $K_0$  v řádu desetín. Pokud by odchylka činila např.  $\pm 0,25$ , je citlivost numerické zpětné analýzy patrná z následujícího grafu.



Graf 18 –  $K_0$  vs. mocnost eroze  $E$  pro rozrážku R2.

Funkce na grafu 18 má omezenou vypovídající schopnost v okolí hodnot normální konsolidace ( $K_0 = 0,625$ ). Omezení je dáno mocnostmi nadložních kvartérních zemin. V nadloží rozrážky R2 je mocnost kvartérních zemin 6 m, což znamená, že téglu v jejich podloží může být ve stavu normální konsolidace při erozi 0 až cca 12 m.

Jak je patrné z tab. 5, je při  $K_0 = 0,76$  odpovídající mocnost eroze téglu 40 m. Při uvažované odchylce  $K_0 \pm 0,25$ , je dle grafu 18 možný odpovídající interval eroze 0 až 110 m.

Pokud by se zvolila jedna hodnota mocnosti eroze, která bude generovat  $K_0$  v minimální odchylce od

jednotlivých hodnot  $K_0$  daných NZA, bude tato mocnost činit 30 m (odchylka od koeficientů  $K_0$  z NZA do 0,05) – viz tabulka 5.

Z výše uvedených argumentů vyplývá, že mocnost eroze daná NZA se odhaduje v intervalu 0 – 110 m. Vzhledem ke stáří formace téglů je vysoce nepravděpodobné, že by během cca 14 mil let existence tohoto souvrství byla eroze 0 m nebo blízká nule. Pokud není stav normální konsolidace v okolí rozrážek R3 a R4 způsoben ztrátou překonsolidace během procesů stárnutí a platí předpoklad  $K_0 = \text{konst.}$ , je zároveň možné, že v nadloží těchto rozrážek mohlo dojít k erozi o mocnosti do cca 30 m. Z důvodu relativně hlouběji situované rozrážky R2 pod povrchem téglu, je odůvodněné se domnívat, že její okolí nebylo v historii tolik vystaveno klimatickým/povrchovým jevům, které mohly měnit  $K_0$ , v takové míře jako okolí rozrážek R3 a R4. Proto je možné považovat údaj o  $K_0$  v okolí R2 za relativně nejsměrodatnější. Koeficient  $K_0$  zjištěný NZA pro R2 odpovídá erozi 40 m, respektive intervalu 0 až 110 m (viz výše). Ze všech uvedených údajů a za výše uvedených předpokladů lze usuzovat, že mocnost eroze téglu určuje numerická zpětná analýza na cca 30 až 40 m s možnou odchylkou v řádu desítek metrů.

### **6.2. PLOCHÝ DILATOMETRICKÝ LIS – MARCHETTIHO DILATOMERT (DMT)**

Pokud je mocnost eroze téglu určena NZA jako směrodatná, je zřejmé, že sondy M3 a M4 vyhodnocené Marchettiho vztahem (24) vykazují mnohem větší  $K_0$  a proto i výrazně vyšší odpovídající mocnost eroze. Odpovídající mocnost eroze pro sondy M3 a M4 vyhodnocené podle vztahu (24) dokonce činí cca 200 respektive 1000 m, což je, ve druhém případě, zcela mimo největší hypotetickou mocnost (700 m – viz kap. 5.2).

Je proto zřejmé, že používání rovnice (24) není možné pro všechny typy zemin, jak konstatuje již například Marchetti (1980) nebo Powell a Uglow (1988). Z výsledků je prokazatelné, že pro souvrství téglu, které je ovlivněno procesy stárnutí a prošlo složitějším vývojem zatížení, než je pouhá překonsolidace odlehčením, není možné používat vztah (24) pro výpočet  $K_0$ . Je tak demonstrováno, že vztah (24) nemá být univerzálně používán, jak se tomu běžně děje v inženýrské praxi.

Sonda M3 vyhodnocená podle vztahu (32) dává koeficient  $K_0$  v rozsahu 1,30 – 0,80. Vyšší překonsolidace, respektive  $K_0$ , v přípovrchové části souvrství téglu je způsobena malou mocností nadložních kvartérních sedimentů (0,9 m), které generují prakticky zanedbatelné přitížení. Odpovídající odhadovaná mocnost eroze činí 40 m a je srovnatelná s mocností eroze určenou numerickou zpětnou analýzou.

Sonda M4 umístěná cca 190 m od rozrážky R2, vyhodnocená podle vztahu (32), vykazuje mírnou překonsolidaci, která dovoluje odhadovat mocnost eroze na cca 80 m. Pro úroveň rozrážky R2 určuje takto vyhodnocené měření DMT  $K_0$  regresní rovnicí (graf 17) cca 0,72, zatímco analýza rozrážky R2 udává 0,75 a jedná se tak o téměř totožné výsledky. Mocnost eroze odvozená od M4 vyhodnocené dle

(32), tj. 80 m, je od mocnosti eroze určené NZA (30 – 40 m ± desítky metrů) v intervalu, který dovoluje prohlásit, že se jedná o porovnatelné výsledky. Nesoulad v mocnosti určených erozí při téměř totožných hodnotách  $K_0$  je možná také z důvodu uvedených v odst. 1 kap. 6.1.2. Na závěr je ovšem korektní připomenout, že relevance uvedeného srovnání je zastíněna faktem, že regresní křivka k datům DMT má velmi nízkou těsnost.

Návrh Kouretzise a kol. (2015) pro výpočet  $K_0$  (32) je již založen na pokročilejším přístupu v podobě numerické simulace. Přestože v numerickém modelu pro sestavení vztahu (32) je použit modifikovaný Cam clay konstituční vztah, který nesimuluje zeminu tak věrně jako například hypoplastický konstituční vztah, je  $K_0$  určené vztahem (32) velmi blízké výsledkům numerické zpětné analýzy a odpovídající mocnost srovnatelná, nebo minimálně řádově shodná a v intervalu uvažované nepřesnosti NZA.

Koeficient  $K_0$  určený NZA odpovídá reálné situaci *in-situ* v zemině postižené procesy stárnutí. Vztah (32) je kalibrován simulovanou mechanickou překonsolidací zeminy, která není ovlivněna stárnutím. Vzájemná porovnatelnost  $K_0$  z NZA a DMT užitím vztahu (32) je možné vnímat jako nepřímý důkaz, že pro tégl skutečně platí  $K_0 = \text{konst.}$  během stárnutí. Pro toto tvrzení by však bylo nutné mít k dispozici více dat. Překážkou v jasném názoru na otázku vývoje  $K_0$  v čase je i fakt, že vyhodnocená sonda M4 provedená v blízkosti analyzovaných rozrážek vykazuje značný rozptyl dat vůči regresní křivce. Rozptyl dat je dle Marchettiho (1980) způsoben tektonickými poruchami zeminy, což by i odpovídalo terénním pozorováním souvrství téglu, který je prostoupen diskontinuitami tektonického původu (o postižení téglů tektonickými poruchami pojednává již např. Zapletal 1928).

Na základě výše uvedeného srovnání lze uzavřít, že vztah (32) je možné doporučit pro výpočet  $K_0$  v téglu.

### 6.2.1 Numerické modelování sondy DMT

Původním cílem předkládané disertační práce, který byl zpracováván v letech 2012 až 2015 (Malát a Boháč 2013/1, Malát a Boháč 2013/2), bylo vytvořit numerický model sondy DMT využívající pro určení vhodného vztahu výpočtu  $K_0$  z  $K_D$  obdobně jako Kouretzis a kol. (2015), ovšem za využití pokročilejšího (hypoplastického) konstitučního vztahu. Celkem byly provedeny dva neúspěšné pokusy a to v softwaru Plaxis 2D a Abaqus. Vstupní *.inp* soubor pro software Abaqus ve formátu *.txt* je obsahem přílohy 2.1.

#### 6.2.1.1 Model v softwaru Plaxis 2D

První z pokusů modelovat DMT byl proveden v softwaru Plaxis 2D verze 2012. Jednalo se o model sondy M1 z lokality 1. Model byl měl standartní okrajové podmínky – posuvná uložení na svislých hranicích a kloubové uložení na spodní hranici modelu. Model byl 13,0 m vysoký a 2 m široký. Při tvorbě modelů

již bylo známo, že na lokalitě 1, kde byla provedena sonda M1, jsou v hloubce 11,7 m pod povrchem nedisipované pórové tlaky o naměřené hodnotě -32 kPa, což způsobily dřívější zemní práce (viz kap. 5.4.1). Celý geotechnický profil byl zjednodušeně modelován jako těgl hypoplastickým konstitučním vztahem, který odpovídal Modelu 1 (viz kap. 5.3.4.2). V tehdejší době se předpokládalo, že  $K_0$  těglu lze odhadovat na hodnotu cca 1,2 (v průběhu zpracovávání diplomové práce: Novák 2012) a proto byla v modelu použita tato hodnota.

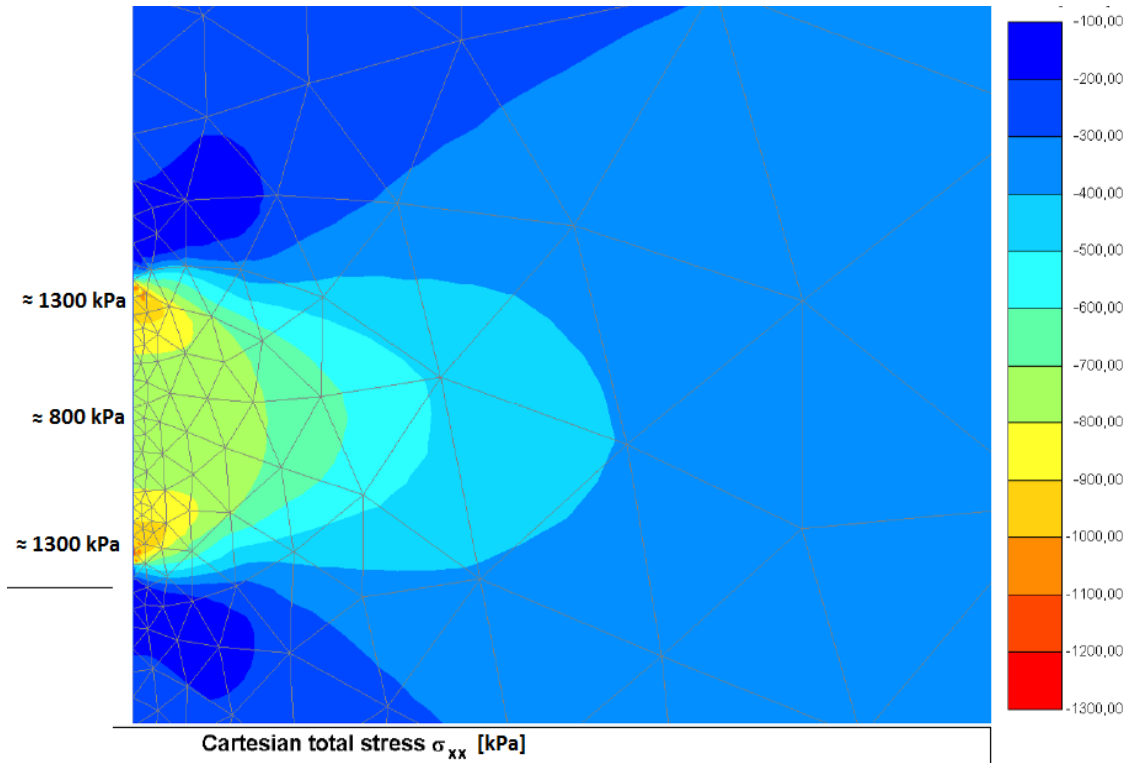
V prvním kroku bylo v modelu odtěženo 5,5 m mocná vrstva zeminy a bylo dosaženo pórového tlaku -32 kPa v hloubce 11,7 pod novou úrovní povrchu, jak odpovídalo zjištěné skutečnosti. Této hodnoty pórového tlaku bylo dosaženo iteračně konsolidační analýzou, kdy se měnila doba uplynutí od odtěžení terénu, dokud nebylo dosaženo daného pórového tlaku.

V druhém kroku bylo v nedrénovaném výpočtu simulováno sondování pomocí DMT a to formou předepsaného posunu na levém okraji modelu o délce 0,2 m v hloubkovém intervalu 11,6 – 11,8 m. Předepsaný posun byl horizontální orientace a jeho velikost odpovídala symetrické polovině mocnosti dláta DMT (tj. 7,5 mm). Totální napětí generované v místě předepsaného posunu mělo být simulací totálního napětí registrovaného DMT *in-situ*.

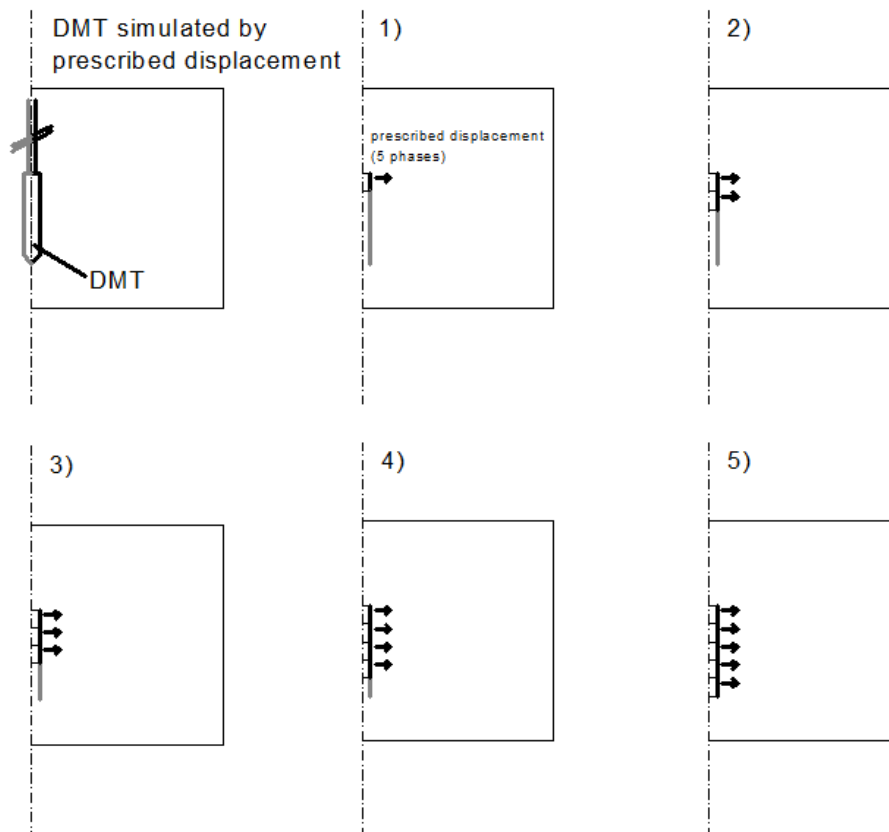
Takto generované totální napětí se však rozvíjelo jako napětí pod tuhým základem a neodpovídá předpokládané reálné podobě (např. Kouretzis a kol. 2015) – viz obr. 71. Rozdíl totálního horizontálního napětí pod středem a pod okrajem předepsaného posunutí činí přes 60%. Problém s nereálným rozvojem totální napjatosti v místě dláta DMT nevyřešil ani pokus o rozdělení předepsaného posunutí do pěti postupných fází, ve kterých jsou směrem dolů aktivována předepsaná posunutí délky 4 cm (viz obr. 72). Rozdíly mezi napětími pod středy a pod okraji posunů zůstali ve stejném poměru. Tento způsob modelování sondování DMT tak rovněž neodpovídá reálné podobě.



## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



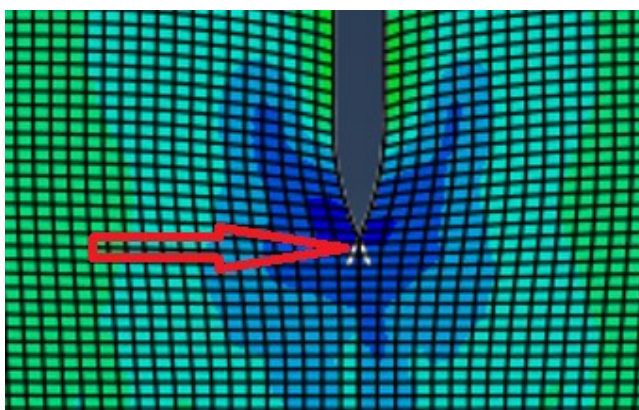
Obr. 71 – Rozvoj totálního horizontálního napětí po aplikaci předepsaného posunutí v softwaru Plaxis 2D.



Obr. 72 – Postupná aktivace předepsaných posunů v softwaru Plaxis 2D.

**6.2.1.2 Model v softwaru Abaqus**

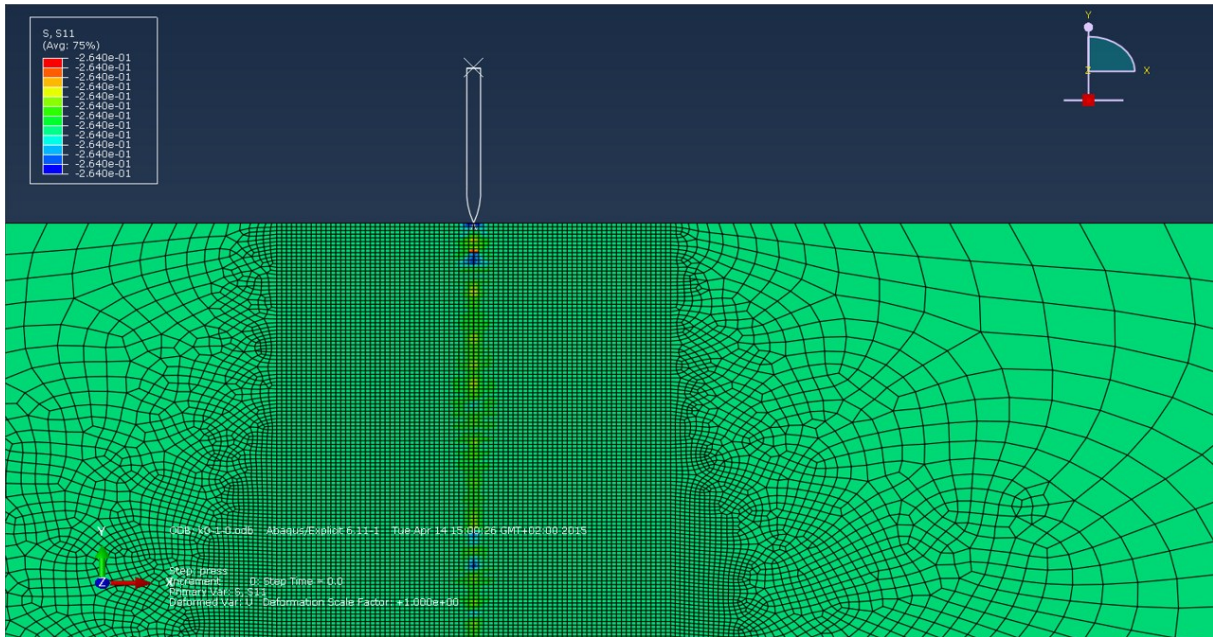
Vzhledem k předchozím neúspěchům byl učiněn další pokus modelovat DMT a to v softwaru Abaqus 6.11-1 v modifikaci *explicit*. Model vznikl ve spolupráci s Ústavem mechaniky, biomechaniky a mechatroniky fakulty strojní ČVUT. Jednalo se o 2 D model sondy M4 provedené v blízkosti rozrážky R2. Vlastní zemina byla modelována jako 2 čtverce o výšce 2 m a šířce 2 m, které byly „spojeny“ geostatickým napětím. V tomto spojení byl předurčen průchod dláta DMT, jehož rozměry se shodují s reálným dlátem (15 mm široké, 210 mm vysoké). Průchod dláta v tomto uspořádání způsobuje „rozepínání“ tohoto spojení a dovoluje tak průchod sondy zeminou libovolně dlouhé trajektorie. Model je navíc upraven tak, aby levý povrch dláta rozpínal pouze levý povrch zeminy ve spojení a naopak pravý povrch dláta pravý povrch zeminy ve spojení. Toho bylo dosaženo přetažením povrchu dláta pod úroveň hrotu (viz obr. 73). Tím bylo zabráněno nežádoucím a neřízeným přeskupováním zeminy pod hrotem.



Obr. 73 – Přetažení povrchu dláta pod úroveň hrotu (software Abaqus).

Zemina v okolí spojení byla zasítována čtvercovými prvky 5x5 mm a dále od tohoto spojení byly použity nepravidelné prvky větší velikosti (viz obr. 74). Jak sonda, tak zeminy byly definovány „plane strain“ elementy (sonda elementy CPE3, zemina elementy CPE4R). Na spodku čtverců zemin byly nastaveny okrajové podmínky tak, aby neumožňovaly vertikální ani horizontální posun. Na svislých okrajích byla aplikována posuvná uložení dovolující vertikální pohyb zeminy a na vrchu posuvná uložení umožňující horizontální pohyb zeminy.

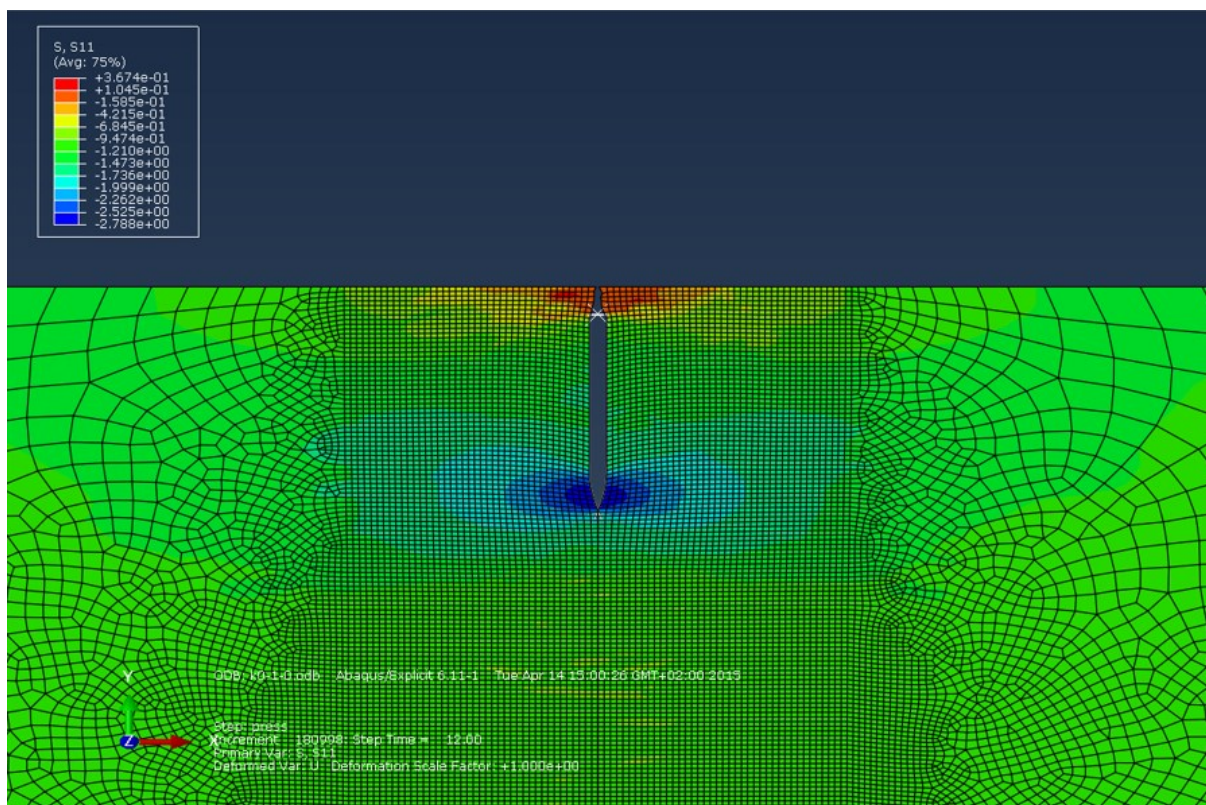
## URČENÍ MOCNOSTI EROZE BRNĚNSKÉHO TĚGLU



Obr. 74 – Pozice nože po vygenerování geostatického napětí před průnikem do zeminy v softwaru Abaqus.

Vlastní výpočet sestával ze 2 kroků. V prvním kroku bylo vygenerováno geostatické napětí. Vzhledem k tomu, že výpočet byl prováděn v módu explicit, bylo nutné pro každý krok definovat dobu trvání. První krok byl v modelu zadán na dobu 0,1 s. Geostatické napětí bylo modelováno různé při  $K_0 = 0,625; 0,8; 1,0; 1,3$  a  $1,6$ , přičemž uvažovaná hodnota  $\sigma'_{v0}$  odpovídá předpokládané hodnotě  $\sigma'_{v0}$  v místě osy rozrážky R2 (264 kPa). Důvodem byla snaha o následné vzájemné srovnání výsledků modelu rozrážky R2, tohoto modelu a měření provedených *in-situ*.

V následujícím kroku bylo modelováno zarážení sondy. Rychlost zarážení byla nastavena podle reálné rychlosti *in-situ*, tj. 2cm/s. Sonda byla zaražena o 24 cm (viz obr. 75). Druhý krok tak trval 12 s.



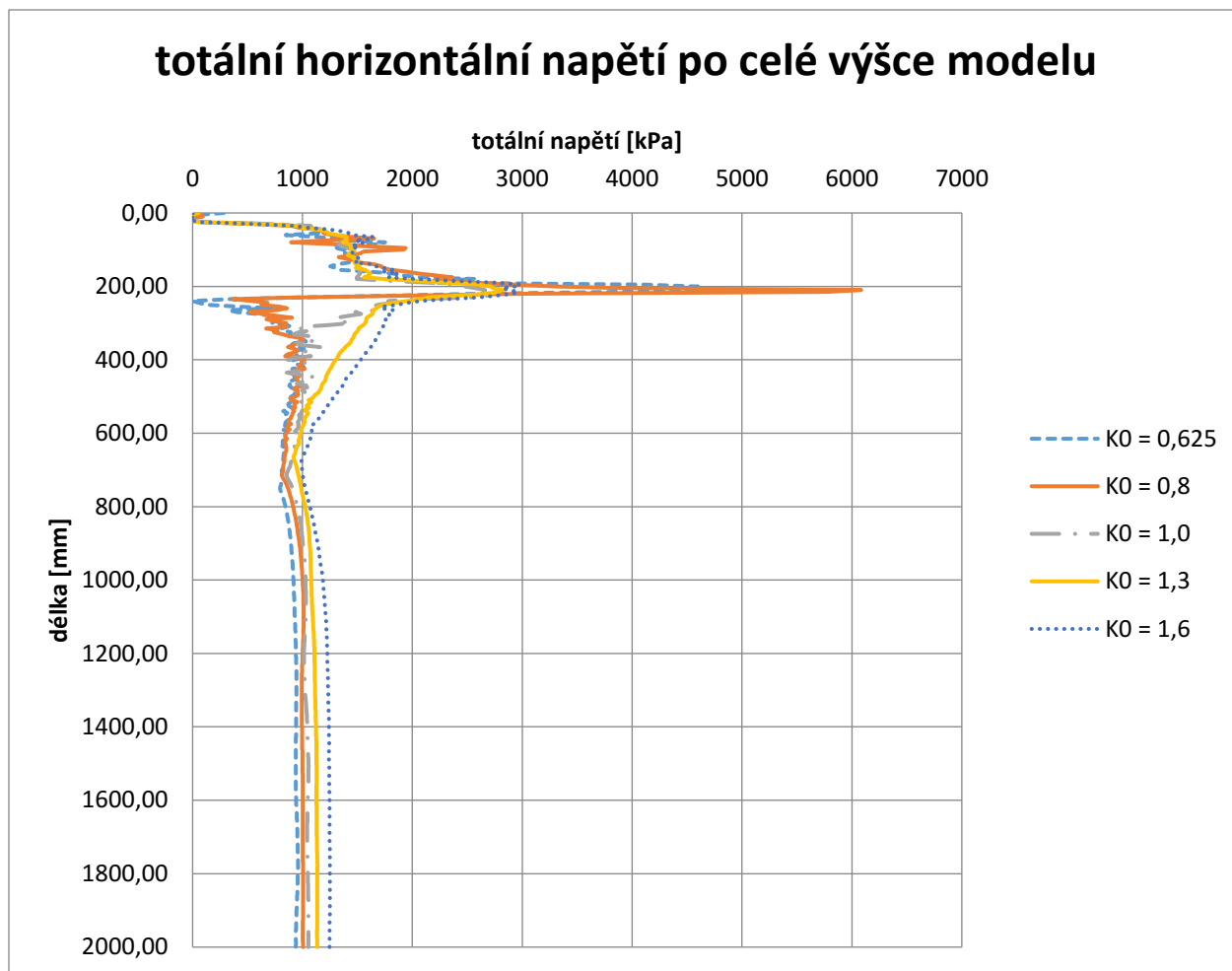
Obr. 75 – Pozice sondy na konci kroku 2 (software Abaqus).

Vlastnosti dláta vycházely z vlastností oceli;  $E = 200\,000\text{ Mpa}$ ,  $\nu = 0,3$  a  $\gamma = 7,8\text{ g/cm}^3$ . Vlastnosti zeminy odpovídají vlastnostem Modelu 3 (viz kap. 5.3.4.2) a byly zadány uživatelskou subrutinou UMAT s nutností použít VUMAT interface vzhledem k tomu, že výpočet probíhal v módu explicit. Pevnost zeminy kontaktu zemina/nerezová ocel byla zredukována na 20 %.

Jednalo se o nedrénovaný výpočet při objemovém modulu vody  $k_w = 2,1\text{ GPa}$ . K registrovaným napětím na konci kroku 2 bylo pak pro obdržení totálního napětí nutno přičíst hodnotu hydrostatického tlaku, jelikož v modelu nebyla zadána podzemní voda.

Rozdíly v hodnotách totálního napětí mezi levými a pravými stranami modelů dosahovaly průměrně do 4%. V grafu 19 jsou vyneseny výsledné hodnoty totálního napětí na konci kroku 2 (zapuštění sondy do hl. 24 cm) pro pravé strany modelů. Jedná se o hodnoty pro celou výšku modelu odečtené ve vzdálenosti 0,1 mm od povrchu nože resp. 0,1 mm od místa spojení dvou bloků zemin.

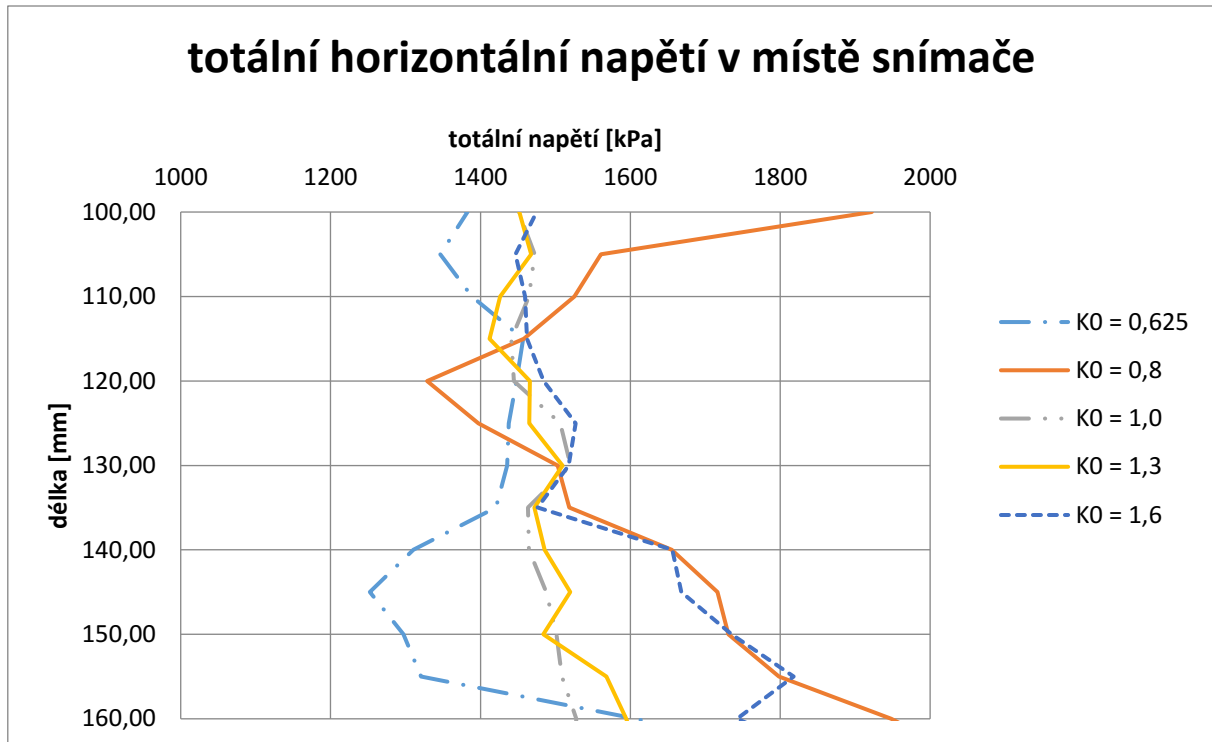




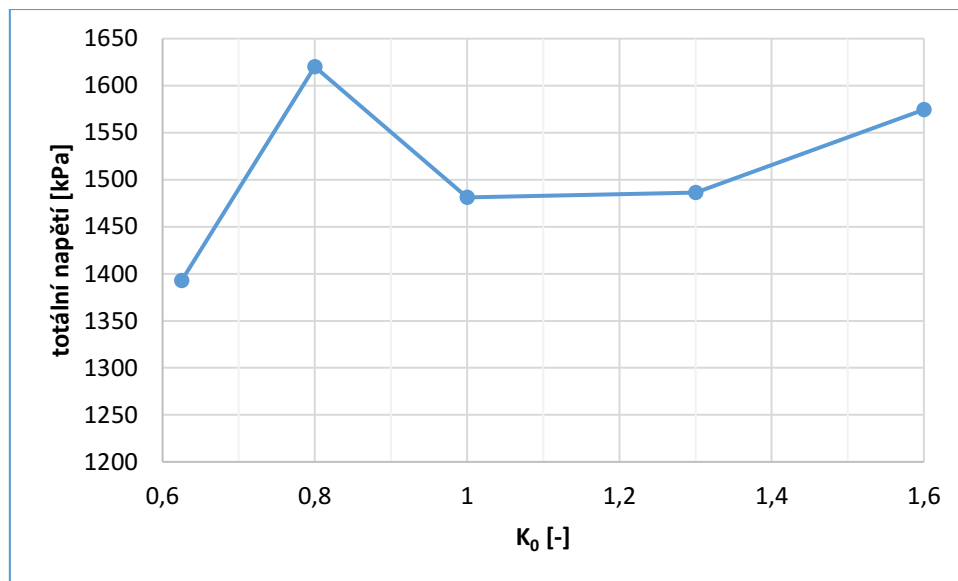
Graf 19 – Průběh totálního napětí (software Abaqus).

Z výsledků je zřejmé, že totální horizontální napětí je sondováním ovlivněno do relativně značných hloubek a navíc neodpovídá reálnému chování. Co hloubky cca 1400 mm (hrot sondy je v hloubce 240 mm) je ovlivněna totální horizontální napjatost tak, že neplatí, že při vyšším  $K_0$  je v modelech vyšší hodnota totálního horizontálního napětí. Např. v hloubce 1200 mm je hodnota  $\sigma_{ho}$  totožná pro  $K_0 = 0,8$  a 1,0.

Nepřesvědčivé výsledky jsou i v místě snímače sondy DMT, který v modelu odpovídá hloubce 100 – 160 mm – viz graf 20. V grafu 21 je vyobrazeno zprůměrované totální horizontální napětí získané z modelu v místě snímače vs.  $K_0$ . Výsledky prezentovaného modelování sondy DMT v softwaru Abaqus byly zhodnoceny jako nepoužitelné.



Graf 20 – Hodnoty totálního napětí v místě snímače DMT (software Abaqus).



Graf 21 –  $K_0$  vs. totální napětí v místě snímače DMT (software Abaqus).

### 6.3. PUSH-IN SPADE-SHAPED PRESSURE CELL PSPC

Výsledné hodnoty  $K_0$  se pohybují v rozmezí 1,33 až 2,30 a odpovídající mocnost eroze je v intervalu 185 až 911 m. Hodnoty  $K_0$  jsou značně rozdílné od hodnot určených NZA i od srovnatelných dat DMT vyhodnocených dle (32). Pokud by platilo, že na lokalitě 2 je v hloubce cca 14,0 - 15,0 m pod povrchem  $K_0 = 0,80$  (dle DMT vyhodnoceného vztahem (32)), nadhodnocují veškeré použité vztahy (36, 38 a 39)  $K_0$  dané PSPC v řádu desítek až jednotek. Tomu odpovídající mocnost eroze je proto také nadhodnocená

nad předpokládanou mocnost v řádu desítek metrů. Mocnost eroze odvozená z měření PSPC je v případě jmenovaných 911 m i mimo největší uvažovanou mocnost, tj. 700 m (viz kap. 5.2).

Hodnoty  $K_0$  odvozené z měření PSPC je možné považovat za nerealistická. Důvodem jsou nevyhovující vztahy pro určení  $\sigma_{no}$ , jejichž odvození není buďto osvětleno a zjevně se nejedná o použitelný vztah (návrh Tedda a Charlese 1983), nebo je kalibrováno nevhodným způsobem, kdy je zanedbávána vnitřní anizotropie zemin (návrh Ryleyho a Cardera 1995). Odvozené mocnosti eroze jsou proto také považovány za nerealistické a lze předpokládat, že problémy s vyhodnocením dat PSPC nejsou jen v případě téglu, ale obecně v případě stárnutím postižených zemin.

#### **6.4. MOCNOST EROZE URČENÁ POMOCÍ BALDWIN – BUTLEROVY ROVNICE A CASAGRANDEHO METODY**

Obě metody vedou k hodnotám eroze značně vyšším, než udává NZA. Eroze odvozená pomocí Baldwin – Butlerovy rovnice činí 178 – 245 m a v případě Casagrandeho metody 134 – 766 m.

V případě Baldwin – Butlerovy rovnice je nadhodnocení dáno nezahrnutím vlivu postdepozitních procesů, které mění pórovitost materiálu během stárnutí zeminy a dále malá těsnost Baldwinovy (1971) křivky reprezentující Baldwin – Butlerovu rovnici (1) k datům (viz obr. 1). Z grafu 14 je zřejmé, že všechny rekonsolidované neporušené vzorky dosahovaly nižšího čísla pórovitosti než rekonsituovaný tégl testován pro sklon NCL. Pokud procesy stárnutí způsobily, že tégl postupně dosáhl menší pórovitosti, než odpovídá stavu při ukládání, je tato skutečnost důvodem k nadhodnocení určené mocnosti eroze a to v nezanedbatelné míře, jak prokazují předkládaná data. Z dat uvedených v tabulce 8 je také zřejmé, že neplatí pravidlo, že ve větších hloubkách je dosaženo vyšší diagenese zeminy, a tedy nižší pórovitosti, které je již diskutováno v kap. 2.

Procesy stárnutí tak pro účely odhadnutí mocnosti eroze téglu nezanedbatelně změnily jeho pórovitost, což způsobuje, že Baldwin – Butlerova rovnice není aplikovatelná na tégl a pravděpodobně i jiné zeminy ovlivněné procesy stárnutí. Kromě pórovitosti je zásadně ovlivněna i další mechanická vlastnost téglu a to jeho stlačitelnost, jak dokládají edometrická měření.

Z edometrických testů byl proveden pokus stanovit mocnost eroze téglů využitím Casagrandeho metody. Jak je ale vidět z rozptylu jednotlivých hodnot mocností eroze (134 – 766 m), jsou tyto vlivy stárnutí ovlivňující stlačitelnosti tak zásadní, že znemožňují určit mocnost eroze pomocí casagrandeho metody a to i po odstranění vlivu sekundárního stlačení. Samotné odstranění vlivu sekundárního stlačení tak nestačí pro odhad skutečného překonsolidačního napětí. Stlačitelnost téglu je stárnutím ovlivněna různě v různých hloubkách a z předkládaných dat je zřejmé, že neplatí případná představa, že proces diagenese/stárnutí způsobuje vyšší pseudopřekonsolidaci s narůstající hloubkou.

Procesy stárnutí zeminy není možné buďto kvantifikovat, nebo vůbec odhalit a jejich vliv na kompresní chování je v případě těglu značný, jak dokládá rozptyl hodnot určených mocností eroze. Využití Casagrandeho metody pro určení mocnosti eroze těglu je zcela nevhodné a pravděpodobně takový závěr platí i obecně v případě jiných stárnutím postižených zemin.

## 7. ZÁVĚR

Určení mocnosti eroze zemin je nesnadný úkol, jak ukazuje předkládaná studie. Zvláště nelehký úkol je určit mocnost eroze překonsolidovaných starých zemin, jako je analyzovaná formace marinního překonsolidovaného miocenního jílu – těglu. Přesto že je obecně známo, že zeminy mění během procesu stárnutí své mechanické vlastnosti, což má vliv na spoustu technik, které byly v této práci použity pro odhad eroze, je tento jev často zanedbáván.

### Odvození eroze z mechanických vlastností těglu

Přehlédnutí tohoto problému může vést k mylnému závěru, že např. Badwin – Butlerova rovnice nebo Casagrandeho metoda pro určování překonsolidačního napětí je obecně použitelná pro různé typy zemin. Předložená analýza dokazuje pravý opak. Zvláště v případě Casagrandeho metody, která je hojně využívána v geotechnických analýzách, má její nekritické využívání značně negativní dopad ve vyšetřování geotechnických vlastností prostředí. Kvantifikace vlivů stárnutí se obecně jeví jako doposud neproveditelný úkol a tak je případné použití Baldwin – Butlerovy rovnice nebo Casagrandeho metody v případě stárnutím ovlivněných zemin nemožné.

### Odvození eroze z výchozí napjatosti těglu

Kromě možnosti odvození mocnosti eroze z mechanických vlastností zemin, jako je pórovitost a stlačitelnost vzorku, je možné využít výchozí napjatost zemin, která lze za určitých podmínek vhodně popisovat koeficientem zemního tlaku v klidu  $K_0$ . Z určeného  $K_0$  lze snadno stanovit překonsolidační napětí a pokud byla zemina překonsolidována erozí, je pak možné snadno dopočítat mocnost eroze zeminy.

Tento koncept však závisí na dvou předpokladech. Za první, že výchozí napjatost v zemině je čistě geostatického původu a za druhé, že koeficient  $K_0$  je během stárnutí zeminy při stejném vertikálním efektivním napětí konstantní. Zvláště druhou z podmínek je velmi těžké doložit, ovšem při současném stavu poznání není vyloučené, že zeminy se takto mohou chovat.

Pokud je mocnost eroze stanovována z koeficientu  $K_0$ , jedná se o značně nesnadný úkol z toho důvodu, že zásahem do zeminy v podobě vzorkování pro laboratorní testy, nebo sondováním *in-situ*, dochází k přetvoření zeminy v takové míře, že nelze spolehlivě stanovit výchozí horizontální napjatost zeminy.



Na laboratorních testech jsou bohužel závislé i seismické polní metody, které stanovují  $K_0$  z rychlosti průchodu smykových vln zeminou, ale které se ovšem neobejdou bez laboratorních měření na *in-situ* neporušených vzorcích. Jediná skutečně nedestruktivní sonda je ISB, ovšem není možné ji ve všech případech bez výhrady použít a problémy nastávají zvláště v případě vlastnostmi nehomogenních a pomalu konsolidujících zemin. Pokud je koeficient  $K_0$  zjišťován jinak než přímým stanovením výchozího horizontálního napětí, jsou standardně využívány empirické rovnice, které velmi často stojí na Casagrandeho analýze. Je tomu tak v případě pro sondy DMT a některých vztahů pro PSPC., přičemž je často opomíjen fakt, že v případě stárnutím ovlivněných zemin nemusí mít zjištěné pseudopřekonsolidační nic společného se skutečným překonsolidačním napětím. Takové vztahy pak vyhodnocují naměřená data zcela nevyhovujícím způsobem.

Vhodným způsobem, jak sestavit vhodnou empirickou rovnici pro výpočet  $K_0$  z polních měření, je vhodný numerický model sondy s variantními počátečními podmínkami v podobě různého  $K_0$ . Numerický model však musí dostatečně věrně simulovat jak samotný proces sondování, tak mechanické chování zeminy. Jak je doloženo, přes jisté zjednodušení mechanického chování reálné zeminy, je možné například z takového typu analýzy vzešlý vztah (32) pro výpočet  $K_{0,DMT}$  z měření DMT určit jako vhodný návrh, jak je patrné s porovnáním s numerickou zpětnou analýzou.

Numerická zpětná analýza určuje parametricky  $K_0$  modelováním sledovaných konvergencí podzemního díla. Není nutné stanovovat nebo kvantifikovat procesy stárnutí ovlivňující zeminu – stanovené  $K_0$  numerickou zpětnou analýzou tak odpovídá skutečné výchozí napjatosti *in-situ*. Omezení, respektive nepřesnost stanovení  $K_0$ , je způsobena zejména nevyhnutelnou simplifikací modelu vůči skutečným geologickým a geotechnickým podmínkám na lokalitě a omezené nebo nedostatečně přesné znalosti geologického vývoje a historie zatížení. Přesto numerická zpětná analýza poskytuje konzistentní výsledky, porovnáme-li modely všech tří analyzovaných rozrážek.

Závěrem je numerické zpětné analýzy je odhad, že tégl erodoval v mocnosti cca 30 – 40 m. Nepřesnost tohoto výsledku lze odhadnout na  $\pm$  několik desítek metrů.

**8. LITERATURA**

- 1 Bača, J., Dohnálek, V. (2009). Královopolské tunely – zkušenosti z dosavadního průběhu výstavby. *Tunel*, 18(3): 27-32
- 2 Baldwin, B. (1971) Ways of deciphering compacted sediments. In: *Journal of Sedimentary Research*, 41 (1), 293-301.
- 3 Baldwin, B., & Butler, C. O. (1985). Compaction curves. *AAPG bulletin*, 69(4), 622-626.
- 4 Benoit, J. (1993). Determining lateral stress in soft clays. In *Predictive Soil Mechanics: Proceedings of the Wroth Memorial Symposium Held at St. Catherine's College, Oxford, 27-29 July 1992* (p. 135). Thomas Telford.
- 5 Bjerrum, L. (1967). Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings , 7th Rankine Lecture. *Geotechnique*, 17, 2, 81–118
- 6 Boháč, J. (1999), Pevnost a přetváření brněnského těglu. XI. Int. Scient. Conf., Techn. Univ. VUT, Brno, 33-36.
- 7 Boháč, J., Mašín, D. (2009). Numerické modelování jílového masivu, Část 1: konstituční vztah a stanovení parametrů. *Zakládání*, 3, 6-9.
- 8 Boháč, J., Mašín, D., Malát, R., Novák, V. and Rott, J. (2013) Methods of determination of K<sub>0</sub> in overconsolidated clay. *Proc. 18th Int. Conference ICSMGE; Delage, P., Desrues, J. Frank, R. Puech, A. and Schlosser, F. (Eds.), Paris, France; Vol. 1, 203-206.*
- 9 Boháč, J., Pavlová, M. (2012). Předdenudační mocnost a překonsolidace brněnského těglu. *Geotechnika* 15 (1-2), 27-31.
- 10 Bosák, P., Pruner, P. (pracovníci Geologického ústavu AVČR). (2.7. 2014). Ústní sdělení.
- 11 Bosák, P. (pracovník Geologického ústavu AVČR) (1.12. 2014). Ústní sdělení.
- 12 Brinkgreve, R. B. J., Swolfs, W. M., & Engin, E. (2011). *Plaxis Introductory: Student Pack and Tutorial Manual 2010.*
- 13 Brooker, E.W., and Ireland, H.O. (1965) Earth pressures at rest related to stress history. *Canadian Geotechnical Journal*, 2, 1-15.
- 14 Brown, S. F., Snaith, M. S. (1974). The measurement of recoverable and irrecoverable deformations in the repeated load triaxial test. *Geotechnique*, 24(2), 255-259.
- 15 BURLAND J B, RAMPOLLO S, GERGIANNOS V N, CALABRESI G. Laboratory study of the strength of four stiff clays [J]. *Geotechnique*, 1996, 46(3): 491-514
- 16 Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40(3), 329-378.
- 17 Burland, J.B. and Maswoswe, J. (1982). Discussion on „In situ measurements of horizontal stress in overconsolidated clay using push-in spade-shaped pressure cells“. *Geotechnique*, 32 (2), 285-286.

- 18 Cai, G., Liu, S., Puppala A.J., Tong, L. (2011). Assessment of the coefficient of lateral earth pressure at rest ( $K_0$ ) from in situ seismic tests, *Geotechnical testing journal*, 34(4), 1-11. *Canada Clays. Canadian Geotech. Journal*, 32(4), 677-688.
- 19 Casagrande, A., (1936). The Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance, *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paper D-34.
- 20 Costa Filho, L. D. M. (1985). Measurement of axial strains in triaxial tests on London Clay.
- 21 Czudek, T. (2005). Pleistocénní permafrost v České republice. *Geomorfologický sborník*, 4.
- 22 Drevininkas, A., Sedran, G. (2011) Comparison of horizontal earth pressure measurements using  $K_0$  Stepped Blade, CPTu and DMT *in-situ* testing in Toronto, Canada. Pan-Am CGS Geotechnical conference
- 23 Fakharian, K., & MR, K. (2016). Numerical modeling of pile installation effects on stress state in clay. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 2(39), 1402-1406.
- 24 Fedá, J. (1978) *Stress in subsoil and methods of final settlement calculations*. Elsevier, New York
- 25 Fedá, J. (1992). *Creep of Soils: and Related Phenomena*. Academia, Czech republic, 1-422.
- 26 Fencí, M. (2012). *Pevnost brněnského těglu v kritickém stavu*. Diplomová práce, PŘF UK, Praha, 74 str.
- 27 Fioravante, V., Jamiolkowski, M., LoPresti, D.C.F. (1998). Assessment of the coefficient of earth pressure at rest from shear wave velocity. *Geotechnique* 48 (5), 657 –666.
- 28 Gao, Y., & Wang, Y. H. (2015). Experimental characterization of deformation, coefficient of earth pressure at rest, stiffness, and contact force distributions of sand during secondary compression and rebound. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(5), 889-898.
- 29 Gareau, L. F., Molenkamp, F., Sharma, J. (2006). An improved oedometer apparatus to measure lateral stress during testing. *Geotech. Testing Journal*, 29(3), 1–7.
- 30 Garga, V.K., Khan, M.A. (1991). Laboratory evaluation of  $K_0$  for overconsolidated clays. *Can. Geotech. Journal*, 28, 650-659.
- 31 Graham, J., & Houlsby, G. T. (1983). Anisotropic elasticity of a natural clay. *Geotechnique*, 33(2), 165-180.
- 32 Hamouche, K. K., Leroueil, S., Roy, M., & Lutenegeger, A. J. (1995). In situ evaluation of  $K_0$  in eastern Canada clays. *Canadian geotechnical journal*, 32(4), 677-688.
- 33 Handy, R. L. (2011). *Lateral In-situ Stress Measurements to Diagnose Liquefaction*.
- 34 Handy, R. L., Mings, C., Retz, D., & Eichner, D. (1990). FIELD EXPERIENCE WITH THE BACK-PRESSURED  $K_{SUB 0}$  STEPPED BLADE. *Transportation Research Record*, (1278).
- 35 Handy, R. L., Remmes, B., Moldt, S., Lutenegeger, A. J., & Trott, G. (1982). In situ stress determination by lowa stepped blade. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 108(11), 1405-1422.
- 36 Hanna, A., & Al Khoury, I. (2005). Passive earth pressure of overconsolidated cohesionless backfill. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 131(8), 978-986.

- 37 Hanna, A., & Al-Romhein, R. (2008). At-rest earth pressure of overconsolidated cohesionless soil. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 134(3), 408-412.
- 38 Hardin, B. O., & Richart Jr, F. E. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 89(Proc. Paper 3407).
- 39 Holtz, R. D., Jamiolkowski, M. B., & Lancellotta, R. (1986). Lessons from oedometer tests on high quality samples. *Journal of geotechnical engineering*, 112(8), 768-776.
- 40 Horák, V. Královopolský tunel v Brně z pohledu projektanta. *Tunel*, 18(1): 67–72, 2009b.
- 41 Chambon R, Desrues J, Hammad W, Charlier R. CLoE, (1994). A new rate-type constitutive model for geomaterials: theoretical basis and implementation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 18, 253–278.
- 42 Chandler, R. J. (2010). Stiff sedimentary clays: geological origins and engineering properties. *Géotechnique*, 60(12), 891-902.
- 43 Chlupáč, I., Brzobohatý R., Kovanda J., Stráník Z. (2002). *Geologická minulost České republiky*. Academia, Praha, 436 str.
- 44 Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *J Soc Hungarian Archit. Eng. Budapest*, 7, 355–358.
- 45 Jaky, J. (1948). Pressure in silos. *Proc. 2nd ICSMFE, Rotterdam, Vol. 1*, 103-107.
- 46 Jefferies, M. G., Crooks, J. H. A., Becker, D. E., Hill, P. R. (1987). Independence of geostatic stress from overconsolidation in some Beaufort Sea clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(3), 342-356.
- 47 Jefferies, M.G. (1988) Determination of horizontal stress in clay with self-bored pressuremeter. *Can. Geotech. J.* 25(4), 559-573
- 48 Kavazanjian Jr, E., & Mitchell, J. K. (1984). Time dependence of lateral earth pressure. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(4), 530-533.
- 49 Kolymbas D. An outline of hypoplasticity. *Archive of Applied Mechanics*, 1991; 61: 143–151.
- 50 Kolymbas, D., & Bauer, E. (1993). Soft oedometer—a new testing device and its application for the calibration of hypoplastic constitutive laws.
- 51 Konrad, J., Samson, M. (2000). Hydraulic conductivity of kaolinite-silt mixtures subjected to closed-system freeze and thaw consolidation. *Can. Geotech. J.* 37, 857–869.
- 52 Kouretzis, G. P., Ansari, Y., Pineda, J., Kelly, R., & Sheng, D. (2015). Numerical evaluation of clay disturbance during blade penetration in the flat dilatometer test. *Géotechnique Letters*, 5(3), 91-95.
- 53 Krupička, M. (2012). Stanovení horizontálního napětí brněnského jílu oedometrickou zkouškou. *Bakalářská práce, PŘF UK, Praha*, 39 str.
- 54 Ku, T., Mayne, P. W. (2015). In Situ Lateral Stress Coefficient ( $K_0$ ) from Shear Wave Velocity Measurements in Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(12), 06015009.
- 55 Kulhawy, F.H., Mayne, P.W. (1990). Direct & indirect determinations of *in-situ*  $K_0$  in clays. *Transportation Research Record 1278, National Acad. Press*, 141-149.

- 56 Lacerda, W.A., Martins, I.S., (1985). Discussion of "Time Dependence of Lateral Earth Pressure," by E. Kavazanjian and J. K. Mitchell, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111(10), 1242-1244.
- 57 Lambe, T.W. and R.V. Whitman (1969). *Soil Mechanics*, Wiley, New York, NY, USA
- 58 Larsson, R., & Ahnberg, H. E. L. E. N. (2003). Long-term effects of excavations at crests of slopes. Report. Linköping.
- 59 Laurin a kol. (2005). *Manuál geo 5*. Fine s.r.o.
- 60 Lee, J., Lee, D., & Park, D. (2014). Experimental investigation on the coefficient of lateral earth pressure at rest of silty sands: effect of fines.
- 61 Lee, J., Lee, D., Park, D., Kyung, D., Kim, G., & Kim, I. (2016). Effect of freezing and thawing on  $K_0$ . *Granular Matter*, 18(3), 1-13.
- 62 Lee, J., Yun, T. S., Lee, D., & Lee, J. (2013). Assessment of  $K_0$  correlation to strength for granular materials. *Soils and Foundations*, 53(4), 584-595.
- 63 Lunne, T., Lacasse, S., Rad, N. S., & Decourt, L. (1990). SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments on in situ testing. *Publikasjon-Norges Geotekniske Institutt*, 179.
- 64 Malát R., Boháč J. (2013/1): Stanovení  $K_0$  těglu pomocí plochého dilatometrického lisu (DMT) (De-termination of  $K_0$  by the flat dilatometer test (DMT) – in Czech). 41th Zakládání staveb (Foundations), 11.-12. December 2013, Brno, Czech rep.
- 65 Malát, R. a Boháč J. (2013/2) Měření horizontálního napětí v překonsolidovaných jílech. *Geotechnika 1/2013*, str. 26-30.
- 66 Malát, R., Rott, J., Černíková, M., Franců, J., Boháč, J., & Mašín, D. (2016). Determination of erosion thickness by numerical back analysis: The case study of Badenian clays in the Carpathian Foredeep, Czech Republic. *Engineering Geology*, 214, 50-59.
- 67 *Manuál Interfels; Vibrating Wire Push-In Pressure Cell – users manual (2000)*. Interfels GmbH. 1-11.
- 68 Marchetti, D., Orea, I.E.V. (2011). The Seismic Dilatometer (SDMT) for in situ soil testing, doc. z [marchetti-dmt.it](http://marchetti-dmt.it)
- 69 Marchetti, S. (1975). A New in Situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability. Proc. Conf. on "In Situ Measurement of Soil Properties", ASCE Spec. Conf., Raleigh. 2, 255-259.
- 70 Marchetti, S. (1980). In Situ Tests by Flat Dilatometer. *Journal of the Geotechn. Engineering*, 106 (3), 299-321.
- 71 Marchetti, S. (1997). The Flat Dilatometer : Design Applications. Third Geotechnical Engineering. Conf. Cairo Univ., Keynote lecture, 1-26.
- 72 Marchetti, S. (2001). The Flat dilatometer. 18th CGT - Conferenze Geotecnica Torino, 1-56.
- 73 Massarsch, K. R. (1975). New method of measurement of lateral earth pressure in cohesive soils. *Can. Geotech. Journal*. 12 (1), 142-146.
- 74 Mašín, D. (2005). A hypoplastic constitutive model for clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29(4), 311-336.

- 75 Mašín, D. (2013). Clay hypoplasticity with explicitly defined asymptotic states. *Acta Geotechnica* 8, No. 5, 481-496
- 76 Mašín, D. (2014). Clay hypoplasticity model including stiffness anisotropy. *Géotechnique* 64, No. 3, 232-238
- 77 Mašín, D. and Rott, J. (2014). Small strain stiffness anisotropy of natural sedimentary clays: review and a model. *Acta Geotechnica* 9, No. 2, 299-312.
- 78 Mašín, D. Ježek, J., Najser, J., Svoboda, T., Boháč, J. (2009). Numerické modelování jílového masivu, Část 2: příklady aplikací. *Zakládání*, 3, 10-13.
- 79 Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H. (1982).  $K_0$ -OCR relationships in soil. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, GT6, 851-872.
- 80 MENARD, L. F. (1956). An apparatus for measuring the strength of soils in place (Doctoral dissertation, M. Sc. Thesis, Universite de l'Illinois).
- 81 Mesri, G. and Hayat, T.M. (1993). The coefficient of earth pressure at rest. *Canadian Geotech. Journal*, 30(4), 647-666.
- 82 Mesri, G., & Wang, C. (2016). Discussion of "Experimental characterization of deformation, coefficient of earth pressure at rest, stiffness, and contact force distributions of sand during secondary compression and rebound" 1. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(10), 1760-1761.
- 83 Mesri, G., Castro, A. (1987).  $C_p/C_c$  Concept and  $K_0$  During secondary Compression. *Journal of geotechnical engineering*, 113, 230-247.
- 84 Meyerhof, G.G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. *J. Geotech. Engng. Div. ASCE*, GT3, 197-228.
- 85 Michalowski, R.L. (2005). Coefficient of earth pressure at rest. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 131(11), 1429-1433.
- 86 Mohyla, T. (2012). Stanovení negativního pórového tlaku těglu filtračním papírem. bakalářská práce, PŘF UK, Praha, 27 str.
- 87 Monaco, P., Totani, G., Barla, G., Cavallaro, A., Costanzo, A., d'Onofrio, A., ... & Verrucci, L. (2012). Geotechnical aspects of the L'Aquila earthquake. In *Special Topics in Earthquake Geotechnical Engineering* (pp. 1-66). Springer Netherlands.
- 88 Monroy, R., Zdravkovic, L., & Ridley, A. M. (2014). Evaluation of an active system to measure lateral stresses in unsaturated soils. *Geotechnical Testing Journal*, 37(1).
- 89 Monroy, R., Zdravkovic, L., & Ridley, A. M. (2015). Mechanical behaviour of unsaturated expansive clay under  $K_0$  conditions. *Engineering Geology*, 197, 112-131.
- 90 Nash, D. F. T., Powell, J. J. M., & Lloyd, I. M. (1992). Initial investigations of the soft clay test site at Bothkennar. *Géotechnique*, 42(2), 163-181.
- 91 Novák, V. (2012). Stanovení napjatosti v jílovitém masivu z měření posunů. Diplomová práce, PŘF UK, Praha, 90 str.
- 92 O'Brien, A.S., Harris, D. (2013). Geotechnical Characterisation, Recent Developments and Applications. *Proceedings of the 12th International Conference Underground Construction Prague 2013*, 1-22

- 93 Okochi, K., Tatsuoka, F. (1984). Some factors affecting  $K_0$ -values of sand measured in triaxial cell. *Soils and Foundation*, 24(3), 52-68.
- 94 Ouellet, J., & Servant, S. (2000). *In-situ* mechanical characterization of a paste backfill with a self-boring pressuremeter. *CIM bulletin*, 93(1042), 110-115.
- 95 Pavlík, J., Klímek, L., Rupp, D. (2004) Geotechnický průzkum pro nejvýznačnější stavbu na velkém městském okruhu v Brně – tunel Dobrovského. *Tunel*, 13(2), 2-12
- 96 Pavlík, J., Rupp, D., Klímek, L. (2003) Silnice I/42 Brno - VMO Dobrovského A, Průzkumné štoly – podrobný geotechnický průzkum, GEOTest Brno, a.s., 2003
- 97 Pipatpongsa, T., Heng, S., Iizuka, A., Ohta, H. (2009). Rationale for coefficient of earth pressure derived from prismatic sand heap. *JSCE Journal of Applied Mechanics*, 12, 383-394.
- 98 Pipatpongsa, T., Vardhanabhuti, B. (2009). Analyses of coefficient of lateral earth pressure in wedge-shaped granular mound based on Jaky's (1944) hypothesis. *The 14th National Convention on Civil Engineering of Thailand*, 147-152.
- 99 Powell, J. J., & Uglow, I. M. (1988). The interpretation of the Marchetti dilatometer test in UK clays. In *Penetration testing in the UK*, Geotechnology Conference, 1988, Birmingham, United Kingdom.
- 100 Prashant, A. (2004). Three-dimensional mechanical behavior of kaolin clay with controlled microfabric using true triaxial testing (Doctoral dissertation, University of Tennessee, Knoxville).
- 101 Proctor, D.C., & Barton, R.R. (1974). Measurements of the angle of interparticle friction. *Geotechnique*, 24, 581-604.
- 102 Robertson, P. K. (1986). In situ testing and its application to foundation engineering. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(4), 573-594.
- 103 Rohe, A., Gareau, L. F., Molenkamp, F. (2009). Lateral oedometer testing of anisotropic clay as affected by surface roughness. *Geotechnique*, 59(1), 1-13.
- 104 Rott, J., Mašín, D., Boháč, J., Krupička, M., & Mohyla, T. (2015). Evaluation of  $K_0$  in stiff clay by back-analysis of convergence measurements from unsupported cylindrical cavity. *Acta Geotechnica*, 10(6), 719-733.
- 105 Rott, J. (2014). Homogenisation and modification of composite steel-concrete lining, with the modulus of elasticity of sprayed concrete growing with time. *Tunel* ([www.ita-aitec.cz/en/casopis](http://www.ita-aitec.cz/en/casopis)), 23(3), 53–60
- 106 Ryley, M.D., Carder, D.R. (1995). The performance of push-in spade cells installed in stiff clay. *Geotechnique*, 45 (3), 533-539.
- 107 Rupp, D. (zaměstnanec společnosti Geotest, a.s.) (6.12. 2012) Ústní sdělení.
- 108 Shin, H., & Santamarina, J. C. (2009). Mineral dissolution and the evolution of  $k_0$ . *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(8), 1141-1147.
- 109 Shin, H., Santamarina, J. C. (2009). Mineral dissolution and the evolution of  $k_0$ . *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(8), 1141-1147.
- 110 Schmertmann, J. H. (1983). A simple question about consolidation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(1), 119-122.

- 111 Schmertmann, J. H. (1985). Measure and use of the *in-situ* lateral stress. Practice of Foundation Engineering, A Volume Honoring Jorj O. Osterberg. Edited by RJ Krizek, CH Dowding, and F. Somogyi. Department of Civil Engineering, The Technological Institute, Northwestern University, Evanston, 189-213.
- 112 Schmidt, B. (1966). Discussion: Earth pressures at rest related to stress history. Can. Geotech. Journal, 3(4), 239–242.
- 113 Schnaid, F., Ortigao, J. A., Mantaras, F. M., Cunha, R. P., & MacGregor, I. (2000). Analysis of self-boring pressuremeter (SBPM) and Marchetti dilatometer (DMT) tests in granite saprolites. Canadian geotechnical journal, 37(4), 796-810.
- 114 Sivakumar, V., Doran, I.G., Graham, J., Navaneethan, T. (2002). Relationship between  $K_0$  and overconsolidation ratio: a theoretical approach. Géotechnique, 52, 225–230.
- 115 Sivakumar, V., Navaneethan, T., Hughes, D., Gallagher, G. (2009). An assesment of the earth pressure coefficient in overconsolidated clays, Géotechnique, 59(10), 825-838.
- 116 Skempton, A. W., & Sowa, V. A. (1963). The behaviour of saturated clays during sampling and testing. Geotechnique, 13(4), 269-290.
- 117 Smith, M. G. (1993). A laboratory study of the Marchetti dilatometer (Doctoral dissertation, University of Oxford).
- 118 Staš, L., Šňupárek, R. (2002). Měření horizontálního napětí v oblasti výstavby tunelu pod ulicí Dobrovského metodou hydrofrakturace, AVČR Ústav geoniky Ostrava, 1-9.
- 119 Sully, J. P. & Campanella, G. (1995). Evaluation of in situ anisotropy from cross hole and downhole shear wave velocity measurements. Geotechnique 45(2), 267 – 282.
- 120 Sully, J.P. and Campanella, R.G (1989/2). Measurement of laterál stress in cohesive soils by full displacement test methods. Transportation Research Board, 69th Annual Meeting, Washington, D.C., 1-30
- 121 Sully, J.P., Campanella, R.G. (1989/1). Lateral Stress Measurements in a Glaciomarine Silty Clay. 25th Conference of the Geological Society, Quaternary Engineering Geology, Heriot-Watt University, Edinburgh, Scotland, 1-6.
- 122 Sully, P.J., Campanella, R.G. (1998). Push-in Total Stress Cells for Horizontal Pressure Measurement in Clay. 1st Int. Conf. on Site Characterization, ISC'98, Atlanta, 1-8.
- 123 Svoboda, T. (2010). Numerický model NRTM tunelu v tuhém jílu. doktorská disertační práce, PŘF UK, Praha, 177 str.
- 124 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.
- 125 Tanaka, H., Shiwakoti, D.R., Mishima, O., Watabe, Y., Tanaka, M. (2001). Comparison of Mechanical Behavior of Two Overconsolidated Clays; Yamashita and Louiseville Clays. Soils and Foundations, 41(4), 73-87.
- 126 Tedd, P., Charles, J.A. (1981). *In-situ* measurements of horizontal stress in overconsolidated clay using push-in spade-shaped pressure cells. Geotechnique 31 (4), 554-558.



- 127 Tedd, P., Charles, J.A. (1983). Evaluation of push-in pressure cell results in stiff clay. Int. Symp. on Soil and Rock Investigation by *in-situ* testing. Paris (2), 579-584.
- 128 Tedd, P., Powell, J.J., Charles, J.A., Uglow, M. (1989). *In-situ* measurement of earth pressures using push-in spade-shaped pressure cells — 10 years' experience. in: Geotechnical instrumentation in practice: purpose, performance and interpretation, 701-715.
- 129 Terzaghi, K. (1944). Ends and means in soil mechanics. Engineering Journal of Canada, 27, 608-613.
- 130 Tottem, G., E. (1999). Handbook of hydraulic fluid technology, ISBN: 0-8247-6022-0, CRC press, 1- 1272.
- 131 Wang, Y. H., & Gao, Y. (2014). Examining the behavior and mechanisms of structuration in sand under the  $\sigma'_v = 0$  condition. Granular matter, 16(1), 55-68.
- 132 Watabe, Y., Tanaka, M., Tanaka, H., Tsuchida, T. (2003). K<sub>0</sub> consolidation in a triaxial cell and evaluation of *in-situ* K<sub>0</sub> for marine clays with various characteristics. Soils and Foundations, 43(1), 1–20.
- 133 Wells, B.E., Bauman, N.N., Jenks, J.J., Guzman, A.D., Boeringa, G. (2010). Lateral Earth Pressure at Rest and Shear Modulus Measurements on Hanford Sludge Simulants, Univ. of Washington, PNNL-19829
- 134 Wittmer, J.P., Cates, M.E., Claudin P. (1997). Stress propagation and arching in static sandpiles. J. Phys. I, 7, 39-80.
- 135 Wood, D. M. (1990). Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge university press.
- 136 Wroth, C. P. (1982). British experience with the self-boring pressuremeter. In Proceedings of the Symposium o Pressuremeter and its Marine Applications (pp. 143-164). Paris: Editions Technip.
- 137 Yan, L., Byrne, P. (1990). Simulation of downhole and crosshole seismic tests on sand using the hydraulic gradient similitude method. Can. Geotech. J. 27(4), 441 – 460.
- 138 Zhao, X. D., Zhou, G. Q., Shang, X. Y., & Chen, G. Z. (2011). Earth pressure coefficient at rest during secondary compression. Journal of Central South University of Technology, 18(6), 2115-2121.
- 139 Zapletal, K., (1928). Geologie a petrografie okolí brněnského. S kolorovanou geologickou mapou. In: Časopis Moravského Muzea, ročník XXV., str. 67-111

## PŘÍLOHOVÁ ČÁST

## PŘÍLOHA 1.1

Malát R., Boháč J. (2013/1): Stanovení  $K_0$  těglu pomocí plochého dilatometrického lisu (DMT) (Determination of  $K_0$  by the flat dilatometer test (DMT) – in Czech). 41<sup>th</sup> Zakládání staveb (Foundations), 11.-12. December 2013, Brno, Czech rep.

# STANOVENÍ $K_0$ TĚGLU POMOCÍ PLOCHÉHO DILATOMETRICKÉHO LISU (DMT)

**Mgr. Richard Malát, Ing. Jan Boháč, CSc.**

Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užité geofyziky, Přírodovědecká fakulta, Univerzita Karlova

## Determination of $K_0$ by the flat dilatometer test (DMT)

Flat dilatometer (DMT) is presented in the Eurocode 1997-2 as an in-situ probe for evaluating of soil properties. The aim of this paper is to compare earth pressure coefficient at rest ( $K_0$ ) obtained from DMT according to Marchetti's (1980, 2001) proposal (equation 3) with  $K_0$  given by the Mayne Kulhawy (1982) formula (equation 1). Investigated soil is the overconsolidated Miocene clay („Tegel“) at the town of Brno. The results are compared with  $K_0$  determined by a parametric numerical study (Rott & Mašín 2013).

## 1. ÚVOD

DMT je polní sonda uvedená v Eurokódu 7 (EN1997-2, kapitola 4.2), která slouží k určování napjatosti zemin in-situ a ke zjišťování pevnostních, deformačních, hydraulických a indexových charakteristik zemin. V roce 2012 jsme pomocí DMT určovali koeficient zemního tlaku v klidu ( $K_0$ ) na území města Brna v prostředí překonsolidovaných Miocenních jílu „téglů“. Výsledky jsou porovnány s výpočtem podle rovnice Mayna a Kulhaweho (1982),

$$K_0 = (1 - \sin \varphi'_{cr}) \cdot OCR^{\sin \varphi'_{cr}} \quad (1)$$

která je nejrozšířenějším empirickým vztahem pro určování  $K_0$  v překonsolidovaných zeminách.

Měření DMT je vyhodnoceno podle Marchettiho (1980) návrhu (vztah 3) a porovnáno s výsledky výpočtu podle vztahu (1).

V závěru bude rovněž komentováno, zda jsou hodnoty koeficientu  $K_0$  stanovené podle vztahu (1) a návrhu Marchettiho (vztah 3) v souladu s jinou technikou určování – parametrickou numerickou studií ražby tunelu Dobrovského (Rott a Mašín 2013).

## 2. STANOVENÍ $K_0$ POMOCÍ DMT

DMT (též nazývána jako Marchettiho dilatometr) je ocelová sonda instalovaná na soutyčí a zatlačovaná obdobně jako při statické penetrační zkoušce. Součástí listu (obr. 1 a) je kruhová ocelová membrána, která je po instalaci do požadované hloubky zatlačována pomocí tlaku plynu v listu do zeminy v horizontálním směru (obr. 1 b). Membrána je řízena tlakem plynu regulovaným z povrchu. Měřicí cyklus se skládá ze dvou, popřípadě ze tří a více odečtů pokud jsou vyšetřovány i hydraulické vlastnosti prostředí.

### První odečet – fáze „A“

Při instalaci dilatometru do zeminy membrána doléhá na ocelovou podložku („sensing disc“ na obr. 1 c). Následně je do listu dilatometru z povrchu vháněn plyn. Když tlak plynu překročí tlak okolní zeminy, dojde ke ztrátě kontaktu membrány s ocelovou podložkou. Tlak plynu v sondě tak právě odpovídá napětí v okolní zemině a je označován jako  $P_0$  (viz obr. 1 c).

### Druhý odečet – fáze „B“

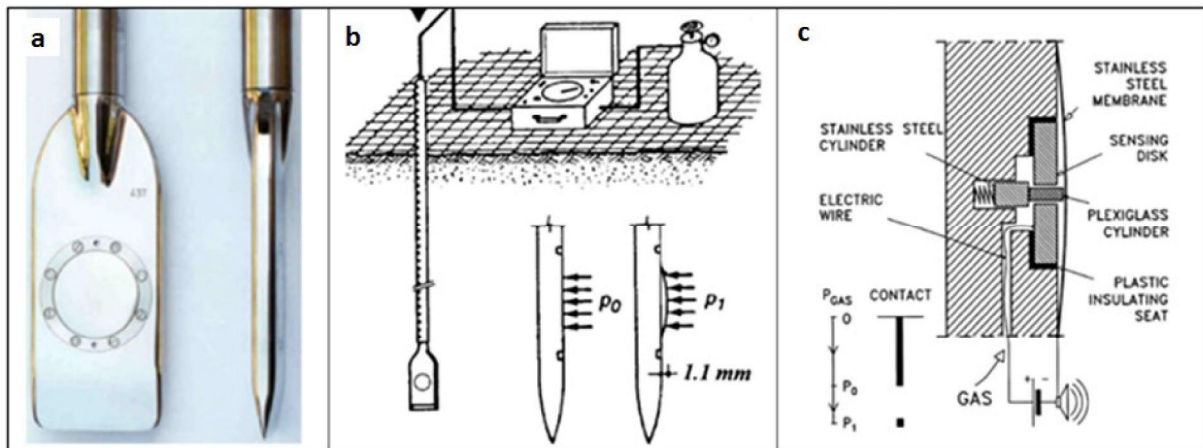
Tlak plynu v sondě je dále zvyšován, až dojde k vtlačení vrchlíku membrány o 1,1 mm do okolního prostředí (obr. 1 b). Při této deformaci se dřík (na obr. 1 c označen jako „plexiglass

cylinder“), vysouvající se pomocí pružiny, dotkne rubu ocelové podložky („sensing disc“) a dál se již neposouvá. Aparatura je sestrojena tak, že dřík se může vysunout pouze o max. 1,1 mm. Při této deformaci se odečte tlak plynu, který je označován jako  $P_1$ .

#### Třetí odečet – fáze „C“

Třetí odečet slouží k výpočtu pórového tlaku a ke stanovení součinitele horizontální konsolidace  $c_h$ . Po dosažení fáze „B“ je vypuštěn plyn z listu dilatometru a po cca jedné minutě (Marchetti 1997) je provedeno měření identické s fází „A“. Hodnota tlaku se značí jako  $P_2$ .

K výpočtu  $K_0$  z měření DMT je nutné znát pórový tlak v prostředí před vniknutím sondy. Přímé stanovení pórového tlaku in-situ před ovlivněním prostředí sondou  $u_0$ , je možné pouze pro hrubozrnné zeminy s relativně vysokým koeficientem filtrace. V jemnozrnných zeminách však nelze stanovit tuto veličinu Marchettiho dilatometrem a je nutné ji zjistit jiným způsobem.



Obr. 1 – Plochý dilatometrický lis (DMT) (Marchetti 2001).

Výpočet  $K_0$  z měření DMT je proveden empiricky podle níže uvedených rovnic.

Nejdříve je stanovena veličina nazývaná jako „horizontal stress index“  $K_D$ . Je definována jako poměr efektivního horizontálního napětí a vertikálního efektivního napětí podle vzorce:

$$K_D = \frac{(p_0 - u_0)}{\sigma'_{v0}} \quad (2)$$

Ovšem vzhledem k porušení zeminy kolem listu sondy je  $p_0$  značně navýšeno oproti původní napjatosti neporušeného prostředí  $\sigma_{ho}$  a proto  $p_0 \neq \sigma_{ho}$ .

Z tohoto důvodu byla na základě statistického zpracování dat z laboratorních měření vytvořena empirická rovnice pro výpočet koeficientu zemního tlaku v klidu (Marchetti 1980) v podobě:

$$K_{0,DMT} = \left( \frac{K_D}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6 \quad (3)$$

Jedná se o nejrozšířenější a obecně uznávaný vztah pro výpočet  $K_{0,DMT}$  a vycházel ze srovnání se studií Brookera a Irelanda (1965) o určování  $K_0$  v překonsolidovaných zeminách. Vztah (3) je některými autory upravován pro lepší korelaci k určitému vymezenému souboru dat, ale je považován za obecně použitelný v mechanicky překonsolidovaných nezcementovaných zeminách (Marchetti 2001) a proto by měly být výsledky podle rovnic (1) a (3) podobné.

### 3. ZÁJMOVÁ LOKALITA

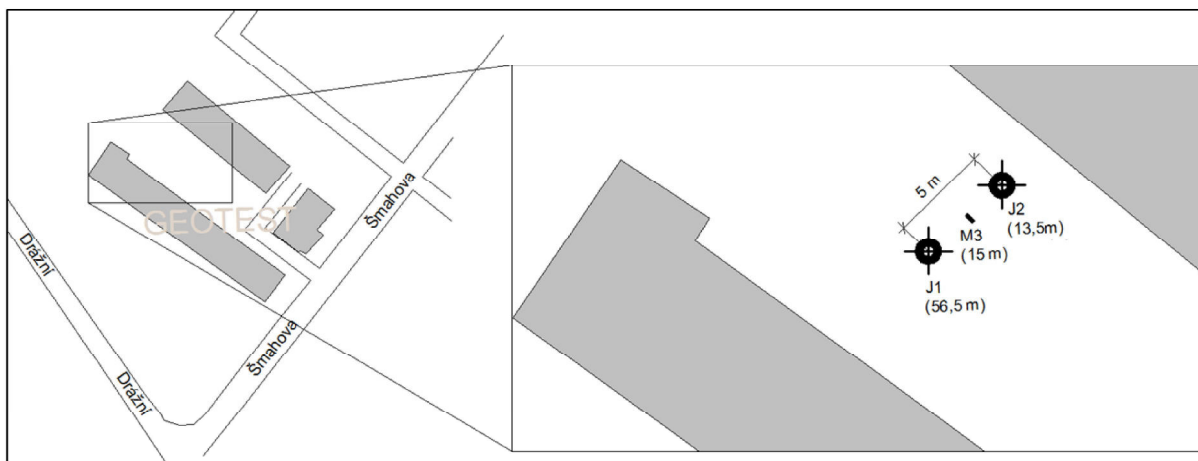
Zájmová lokalita se nachází u křižovatky ulic Drážní a Šmahova v Brně - Slatinách na rovinatém terénu o nadmořské výšce cca 250,7 m n. m. Budovy okolo zájmové lokality byly vybudovány začátkem 80. let 20. stol. Výstavba probíhala bez jakýchkoliv rozsáhlejších zemních prací, které by měnily napjatostní podmínky v podloží. Svrchní 3,9 m tvoří kvartérní sedimenty. Jedná se převážně o hlinité až jílovité sedimenty eolického a eolickodeluviálního původu (tuhé spraše a vápnité jíly) a dále o heterogenní navážku a ornici.

Následuje vrstva téglů až do hloubky 48 m. V hloubkovém intervalu 3,9 až 13,8 se jedná o alterovaný šedohnědý tuhý jílu, který v hloubce 13,8 až 19,50 přechází pozvolna do zóny nezvětralého šedozeleného jílu. Pod vrstvou téglu je až do hloubky 56,5 m zastižena vrstva neogénních písků až štěrků šedozelené barvy s proměnlivým obsahem jemnozrné zeminy.

Ustálená hladina podzemní vody je 2 m pod povrchem terénu.

### 3.1 Provedená měření

V listopadu 2012 proběhl odběr vzorků a terénní měření. Celkem byly provedeny dva jádrové inženýrskogeologické vrty J1 a J2 a jedna DMT sonda. Z vrty J1 byly odebrány neporušené vzorky po pozdější laboratorní měření. Situace jednotlivých sond je patrná z obr. 2.



Obr. 2 – Přibližná pozice sondážních prací. J1 – inženýrskogeologický jádrový vrt hloubky 56,5 m. J2 – pozorovací vystrojený vrt pro sledování vývoje hladiny pozemní vody hloubky 14,2 m. M3 – sondování Marchettiho dilatometrem do hloubky 15 m.

## 4. VÝSLEDKY

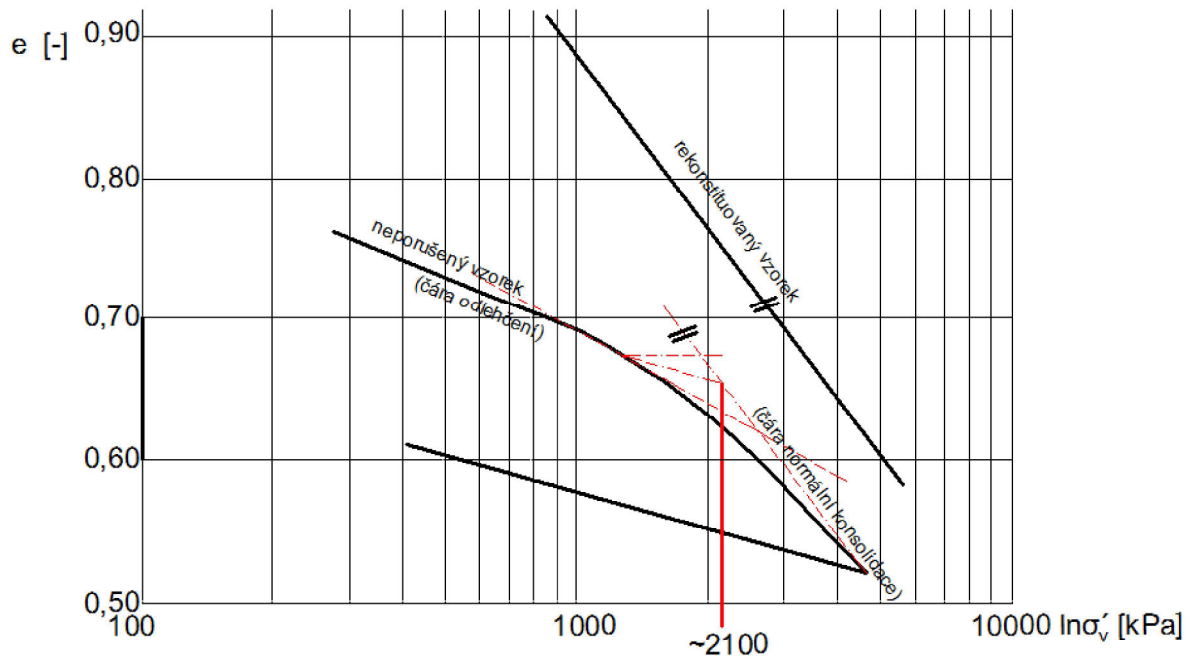
### 4.1 Stanovení překonsolidačního napětí edometrickou zkouškou

Koeficient OCR je definován poměrem maximálního vertikálního napětí, které kdy v zemině působilo (tzv. překonsolidační) a aktuálně působícího vertikálního napětí:

$$OCR = \frac{\sigma'_{v \max.}}{\sigma'_v} \quad (4)$$

Standardně se zjišťuje  $\sigma'_{v \max.}$  edometrickou zkouškou a odpovídá přechodu z čáry odlehčení na čáru normální konsolidace, jak je patrné z obr. 3. Přejít je zpravidla povlnný a proto je nutné jeho pozici určit např. podle Casagrandeho (1936) návrhu. Pozice  $\sigma'_{v \max.}$  může být u přirozeně uložených zemin zkreslena sekundárním stlačováním, což vede k špatnému stanovení OCR a následně i  $K_0$ . Překonsolidační napětí  $\sigma'_{v \max.}$  stanovené bez znalosti vlivu sekundárního stlačování lze označovat jako pseudopřekonsolidační a bude dále označováno jako  $\sigma'_{v \max.}^*$ . Marchettiho vztah (3) má korelovat se vztahem (1) bez zahrnutí vlivu sekundárního stlačování. Brněnský tégl je ovšem materiál, který je ovlivněn sekundárním stlačováním. Dále uváděná srovnání tak nevypovídají o přesnosti stanovení  $K_0$  v brněnském téglu ale o tom, zda výpočet podle vztahu (3) odpovídá výsledkům podle vztahu (1).

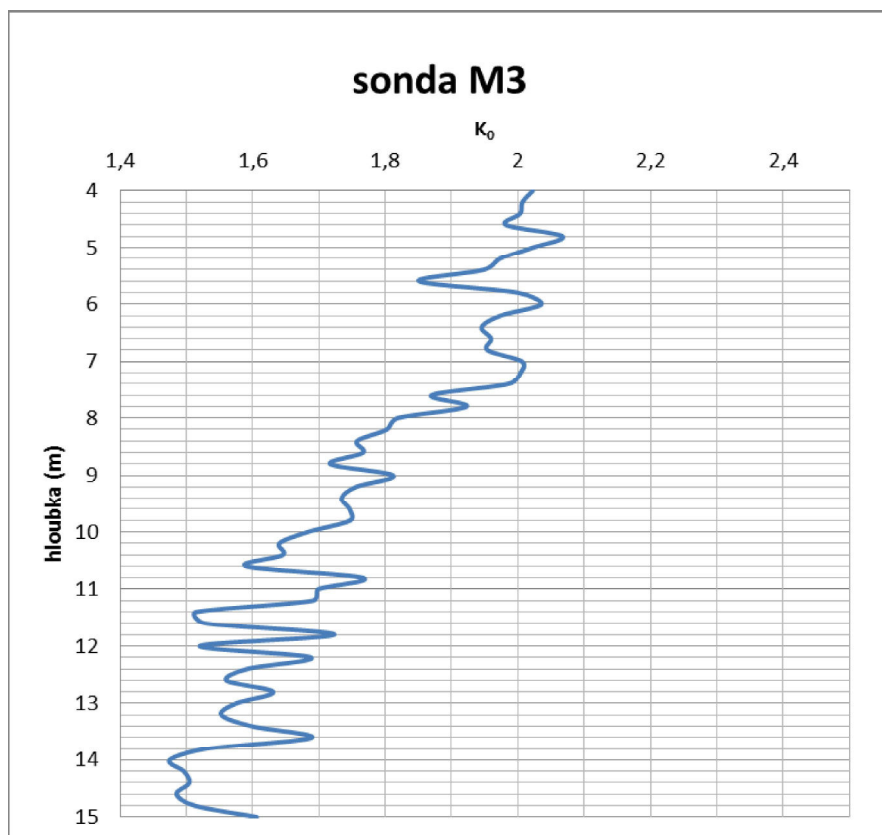
Na neporušeném vzorku z hloubky 14,1 m byl proveden edometrický test a zjištěno pseudopřekonsolidační napětí  $\sigma'_{v \max.}^* = 2100 \text{ kPa}$ .



Obr. 3 – Určení pseudopřekonsolidačního napětí podle Casagrandeho (1936).

#### 4.2 Výsledky měření DMT

Měření probíhalo v intervalech 0,2 m. V následujícím obrázku je vynesena koeficient  $K_0$  vůči hloubce ve vrstvě téglu (t.j. od hloubky 4 m).



Obr. 4 – Koeficient  $K_0$  určený pomocí DMT.

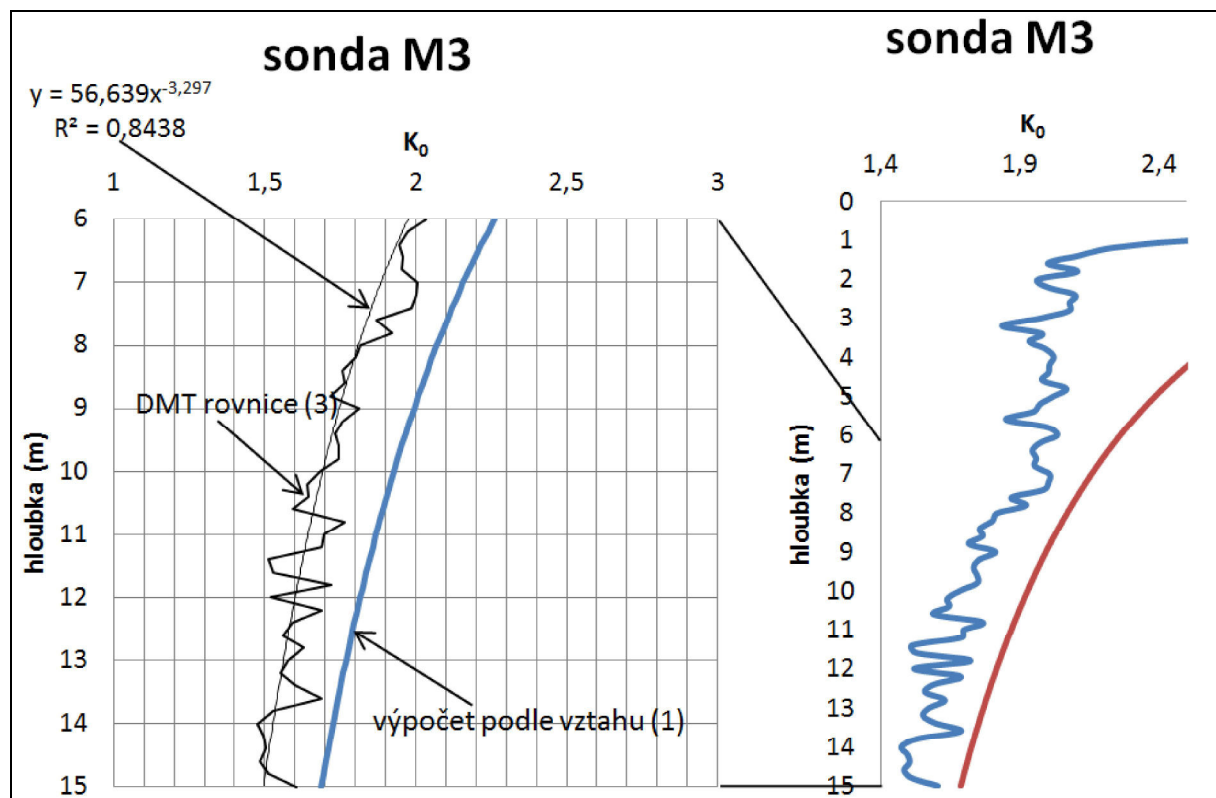
## 5. SROVNÁNÍ A ZÁVĚR

Pro výpočet  $K_0$  podle rovnice (1) je nutné znát efektivní úhel vnitřního tření zeminy v kritickém stavu  $\phi'_{cr}$ . Fencel (2012) stanovil nestandardními trojosými zkouškami (kluzné destičky)  $\phi'_{cr} = 23,5^\circ$ . V kapitole 4.1 je uvedeno pseudopřekonsolidační napětí na vzorku z hloubky 14,1 m 2100 kPa. Odhadovaná tíha zemin v zájmové lokalitě je zjednodušeně odhadnuta podle neporušeného vzorku z hloubky 14,1 m na  $19,4 \text{ kN/m}^3$ . S uvedenými veličinami je možné určit průběh koeficientu  $K_0$  podle vztahu (1), který je srovnán s  $K_{0,DMT}$  v obr. 5. Do hloubky cca 6 m není přílišná shoda mezi daty DMT a výpočtem podle vztahu (1). Pro tak vysoký koeficient OCR jaký se vyskytuje v prvních metrech při povrchu souvrství téglů, není rovnice (1) výstižná a hodnoty  $K_0$  proto nejsou realistické. Od hloubky 6 m je již průběh mezi  $K_0$  a  $K_{0,DMT}$  víceméně paralelní. Odchylny se pohybují okolo hodnoty  $\Delta K_0 \approx 0,2-0,3$ .

Ze srovnání vyplývá, že vyhodnocení  $K_{0,DMT}$  podle Marchettiho (1980, 2001), je oproti  $K_0$  podle vztahu (1) nižší o cca 0,2-0,3 v hloubkách pod 6 m.

Jak již bylo uvedeno, výsledné koeficienty  $K_0$  a  $K_{0,DMT}$  jsou stanoveny bez zahrnutí vlivu sekundárního stlačení. Za referenční hodnotu koeficientu zemního tlaku v klidu lze považovat výsledek numerické analýzy Rotta a Mašina (2013), který udává pro hloubku cca 25 m  $K_0 = 0,81$ . Do uvedené hloubky je extrapolován průběh  $K_0$  podle vztahu (1) a průběh  $K_{0,DMT}$  podle regresní rovnice (viz obr. 5). Takto obdržené hodnoty koeficientu  $K_0$  a  $K_{0,DMT}$  činí 1,28 a 1,42. Předpokládáme-li, že zpětná numerická analýza využívající anizotropní konstituční model generuje správnou hodnotu  $K_0$ , lze konstatovat, že výpočty podle vztahů (1) a (3) nadhodnocují koeficient  $K_0$  o cca 0,45 – 0,6.

Výrazně vyšší hodnoty oproti výsledkům modelu poukazují na fakt, že sekundární stlačení může nezanedbatelně zkreslit odhad OCR i  $K_0$ .



Obr. 5 – Srovnání koeficientů  $K_0$  a  $K_{0,DMT}$ .



## 6. PODĚKOVÁNÍ

Autoři děkují za finanční podporu grantu GAČR P105/11/1884.

## 7. LITERATURA

Casagrande, A., (1936). The Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance, Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paper D-34.

ČSN EN 1997-2: Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy

Fencl, M. (2012). Pevnost brněnského téglu v kritickém stavu, Diplomová práce, ÚHIGUG Přf UK, 1-74.

Marchetti, S. (1980). In Situ Tests by Flat Dilatometer. Journal of the Geotechn. Engineering, 106 (3), 299-321.

Marchetti, S. (2001). The Flat dilatometer. 18th CGT - Conferenze Geotecnica Torino, 1-56.

Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H. (1982).  $K_0$ -OCR relationships in soil. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, GT6, 851-872

Rott, J. a Mašín, D. (2013). Využití konvergenčních měření ve zpětném výpočtu součinitele bočního tlaku v klidu v brněnském jílu. Ve sborníku konf. Zakládání staveb Brno, (v tisku)

Mgr. Richard Malát, Ing. Jan Boháč, CSc.

Albertov 6, Praha 2, 120 00

E-mail: [richardmalat@gmail.com](mailto:richardmalat@gmail.com); [bohac@natur.cuni.cz](mailto:bohac@natur.cuni.cz)

Telefon: 775183560

## PŘÍLOHA 1.2

Malát, R. a Boháč J. (2013/2) Měření horizontálního napětí v překonsolidovaných jílech. Geotechnika 1/2013, str. 26-30. (ISSN 1211-913X)

# Měření horizontálního napětí v překonsolidovaných jílech

Richard Malát, Jan Boháč, PŘF UK Praha

Měření horizontálního napětí v překonsolidovaných zeminách je spojeno s řadou problémů. Veškeré polní i laboratorní metody jsou zatíženy různou mírou nepřesností. Pro vyhodnocení polních zkoušek jsou užívány empirické rovnice vycházejících z laboratorních měření, která neudávají relevantní hodnoty koeficientu zemního tlaku v klidu  $K_0$  pro materiály postižené creepem a dalšími postdepositsními vlivy (tzv. „ageing effects“). Předkládaná práce se skládá ze dvou částí. V první části článku je analyzován koeficient zemního tlaku v klidu. V druhé části je prezentováno měření Marchettiho dilatometrem (FDM) v miocenních překonsolidovaných jílech „téglech“ na území Brna. Naměřená data jsou srovnána s numerickou analýzou metodou konečných prvků za užití hyhpolastického konstitučního vztahu.

Assessment of horizontal stress in overconsolidated soils causes considerable problems. All currently used laboratory and in-situ methods involve imperfections. The conventional in-situ techniques using empirical formulae based on laboratory measurements are inappropriate due to ageing and other effects invalidating all laboratory measurements of earth pressure coefficient at rest  $K_0$ . The paper focuses on the methods of determining the coefficient of earth pressure at rest. Secondly it analyses in-situ measuring by Marchetti's flat dilatometer (FDM) in Miocene over consolidated clay strata called "Tegel" in the area of Brno, Czech Rep. The measured data (FDM) are compared to a numerical analysis (FEM) using hypo-plastic constitutive model.

## 1 Úvod

Znalost hodnoty horizontálního napětí je zásadní pro návrh řady geotechnických konstrukcí (tunely pilotové základy atd.) a podílem horizontálního a vertikálního efektivního napětí je definován koeficient zemního tlaku v klidu.

$$(\sigma'_h / \sigma'_v) = K_0 \quad (1)$$

Efektivní vertikální napětí lze určit pomocí vztahu:

$$\Sigma \gamma \cdot h - u = \sigma'_v \quad (2)$$

Hodnota horizontálního napětí je závislá na proběhlém vývoji napětí v dotčené geologické formaci (denudace, transgrese, zatížení ledovcem, creep atd.) a je značně nesnadné ji stanovit.

## 2 Stanovení horizontálního napětí v normálně konsolidovaných zeminách

V normálně konsolidovaných zeminách lze stanovit koeficient  $K_0$  (a následně horizontální napětí  $\sigma'_h$  výpočtem přes vztah /1/) užitím Jákyho rovnice /5/, pozdější autorem zjednodušené /6/ do podoby:

$$1 - \sin\phi = K_{0,NC} \quad (3)$$

Jákyho vztah vychází z analýzy provedené na sypanině normálně konsolidovaného písku. Autor v analýze připustil některá zjednodušení, která neodpovídají realitě. Zvláště se jedná o orientaci normálových napětí v sypanině, která byla poději podrobena kritice (například /10/, /13/ nebo /14/). Realističtější mechanické analýzy však vedly k závěru, že Jákyho rovnice (3) generuje odchylku v řádu pouze několik procent. Korigovaný Jákyho vztah je např. podle Piatpongsoy et al. /13/ následující:

$$1.02(1 - \sin\phi) = K_{0,NC} \quad (4)$$

V literatuře vztahující se k výpočtu koeficientu  $K_0$  podle Jákyho rovnic a v inženýrské praxi není často explicitně vyjádřeno, jaký úhel vnitřního tření je užit ve výpočtu. Vzhledem k odvození Jákyho vztahů na normálně konsolidované sypanině písku je třeba uvažovat efektivní úhel vnitřního tření v kritickém stavu.

## 3 Stanovení horizontálního napětí v překonsolidovaných zeminách

Neexistuje žádný teoretický vztah pro stanovení koeficientu zemního tlaku v klidu pro překonsolidované zeminy  $K_{0,OC}$ , ani pro výpočet horizontálního napětí  $\sigma'_h$ . Všechny existující rovnice jsou empirické a v řadě případů nedávají relevantní výsledek.

Je obecně akceptováno, že koeficient  $K_{0,OC}$  je závislý na stupni překonsolidace  $OCR$  (/2/, /8/, /9/), který je definován jako podíl maximálního vertikálního napětí, které v masivu kdy působilo a aktuálního napětí, tedy:

$$(\sigma'_{v,max} / \sigma'_v) = OCR \quad (5)$$

Brooker a Ireland /2/ publikovali vztah mezi koeficienty  $K_{0,OC}$  a  $OCR$  ve formě grafu, který vychází z laboratorních měření. Jejich studie se opírá o výsledky zkoušek z edometru zkonstruovaného tak, aby bylo možné měřit i horizontální napětí na plášti vzorku. Uvedený přístroj se označuje např. jako soft oedometer (do češtiny překládáme jako „měkký edometr“). Schmidt /15/ navrhl rovnici popisující vztah mezi  $K_{0,OC}$ ,  $K_{0,NC}$  a  $OCR$ , který odpovídá závěrům Brookera a Irelanda /1/, ovšem nejrozšířenější podoba původní Schmidty rovnice byla až později publikována Maynem and Kulhawym /8/. Vztah je výsledkem rozsáhlejší statistické analýzy dat nejrůznějšího původu a od řady autorů a její podoba je:

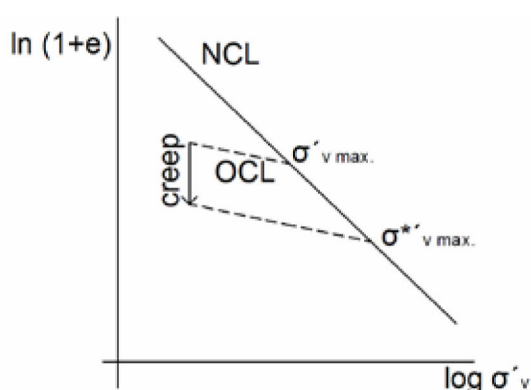
$$K_{0,OC} = K_{0,NC} OCR^{\sin\phi} \quad (6)$$

Rovnice (6) se zdá být velmi užitečná pro inženýrskou praxi, ovšem zásadním problémem je správné určení koeficientu  $OCR$ .

### 3.1 Stanovování koeficientu OCR

Podrobněji se v časopise Geotechnika k problematice stanovení koeficientu OCR vyjádřili Boháč a Pavlová /1/. Uvedeny jsou proto jen základní skutečnosti, které zpochybňují využitelnost koeficientu OCR pro výpočet  $K_0$ .

Překonsolidační napětí  $\sigma'_{v \max}$  se laboratorně stanovuje pomocí edometrické zkoušky. Skutečné překonsolidační napětí ale není možné tímto testem stanovit v případě zkoušení zemin postižených creepem (spolu s dalšími postdeposičními procesy generujícími se po uložení zeminy jako je např. cementace, se tyto jevy označují jako "ageing effects").



Obr. 1 Vliv creepu na pozici překonsolidačního napětí  $\sigma'_{v \max}$   
Fig 1 An influence of creep on the  $\sigma'_{v \max}$  position.

Creep, který se nejvíce projevuje v jílovitých zeminách, posouvá pozici překonsolidačního napětí  $\sigma'_{v \max}$  do pozice zdánlivého překonsolidačního napětí  $\sigma^{*'}_{v \max}$ . (viz obr. 1).

Velikost posunu pozice překonsolidačního napětí se nedá edometrickým testem zjistit, což vede k nesprávnému stanovení hodnoty OCR. Užití rovnice (6) je proto diskutabilní v případě určování koeficientu zemního tlaku v klidu pro zeminy ovlivněné creepem.

Stanovení OCR polním měřením je prováděno empirickými vztahy vyvinutými pro jednotlivé typy měřících zařízení (CPT, Plochý dilatometrický lis DMT atd.). Ovšem tyto vztahy jsou navázány na výsledky analýzy laboratorních testů - edometrické zkoušky.

### 3.2 Stanovování $K_{0,OC}$ přímým laboratorním měřením horizontální napjatosti

Existuje několik způsobů, jak stanovit koeficient  $K_0$  pomocí přímého měření horizontálního napětí na laboratorních vzorcích (např. měkký edometr, triaxiál s kontrolou radiálního přetvoření, triaxiál se sledováním axiálního přetvoření).

Uvedené metody se ale musí vypořádat v zásadě se dvěma problémy:

#### a) dodržení nulové horizontální (resp. radiální) deformace

Pro dodržení podmínek zemního tlaku v klidu je nutné zajistit nulovou horizontální deformaci vzorku. Některé laboratorní metody (např. Triaxiální zkouška s kontrolou radiálního přetvoření) kompenzují případné radiální přetvoření snížením nebo zvýšením komorového tlaku kapaliny obklopující vzorek. Kompenzování přetvoření i v řádu prvních desítek  $\mu\text{m}$  (přesnost zařízení, ze kterých vycházejí studie Brookera a Irelanda a Mayne a Kulhaweho)

však vede k chybným výsledkům /12/. Cyklická změna rozměru vzorku v horizontálním směru je takové velikosti, že horizontální (radiální) tlak odpovídající výchozím rozměrům vzorku s časem narůstá.

#### b) změna napjatosti vzorku odběrem

Bylo navrženo několik metod, které nejsou zatíženy nutností kompenzovat případná radiální (horizontální) přetvoření a stanovují horizontální napětí měřením sání ve vzorku /16/, nebo registrací nárůstu axiálního přetvoření v triaxiálu při proměnné hodnotě komorového tlaku /3/. Vzorek vyjmutý z původního stavu napjatosti je však obklopen izotropním atmosférickým tlakem a zároveň se nikdy nepodaří vyjmout vzorek zcela neporušený. Změna napjatosti, porušení vzorku při odběru a případně i vysychání vzorku v době mezi odběrem a zkouškou jsou těžko odstranitelné nebo nevyhnutelné faktory, které zásadně ovlivňují výsledky laboratorních testů.

Všechny zmíněné laboratorní metody opomíjejí skutečnost, že horizontální napětí v zemině může být v různých směrech odlišné, což dokládají i některá terénní měření přístroji, kterými lze provádět orientovanou zkoušku (např. dilatometrický plochý lis). Zeminy tedy mohou být anizotropní i v horizontálním směru. Metody uvedené v odstavcích a) i b) však určují pouze jednu hodnotu (radiálního napětí) a proto neodhalí případnou horizontální anizotropii materiálu.

Určení koeficientu zemního tlaku v klidu laboratorními metodami má proto omezené použití a je nevhodné pro překonsolidované zeminy postižené stárnutím (ageing) a případnou horizontální anizotropií.

### 3.3 Stanovování koeficientu $K_0$ dilatometrickým plochým lisem (DMT)

Dilatometrický plochý lis "DMT" (dále jen Marchettiho dilatometr) byl vyvinut pro měření napjatosti, pevnostních a přetvárných vlastností zemin in-situ (Obr. 2). Pozice vydouvající se membrány dilatometru je řízena tlakem plynu v listu dilatometru. Měření probíhá ve dvou polohách membrány označených jako " $p_0$ " (membrána je v poloze paralelně s listem lisu) a " $p_1$ " (vrchlík membrány je v pozici 1,1 mm od listu lisu). Zařízení měří pouze totální napětí, proto je nutné znát hodnotu pórového tlaku prostředí  $u_0$ . Zařízení je s úspěchem nasazováno v různých geotechnických poměrech a lze jím úspěšně stanovit přetvárné, pevnostní i hydraulické vlastnosti prostředí. Určování koeficientu  $K_0$  je ovšem obecně značně problematické jak laboratorně tak in-situ, což se týká i Marchettiho dilatometru.

Hodnota tlaku plynu v Marchettiho dilatometru při poloze  $p_0$  je užitá k výpočtu koeficientu  $K_0$  i OCR.

Šířka listu dilatometru je v příčném řezu 14 mm. Vniknutím dilatometru do zeminy dojde k jejímu roztlačení a proto je tlak registrovaný zařízením vyšší, než odpovídá tlaku v klidu. Koeficient zemního tlaku odpovídající měření je spočten podle rovnice (7),

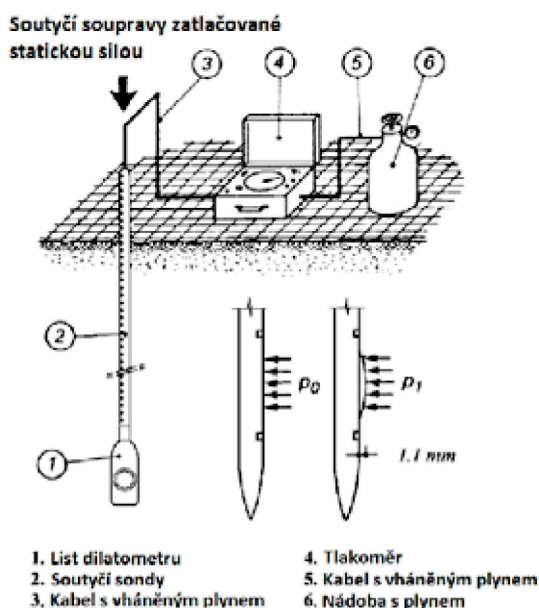
$$K_0 = (p_0 - u_0) / \sigma'_v \quad (7)$$

a koeficient zemního tlaku v klidu  $K_0$  je spočten empirickou rovnicí:

$$K_0 = (K_0 / 1,5) 0,47 - 0,6 \quad (8)$$

Stupeň překonsolidace OCR je určen pomocí vztahu:

$$OCR = (0,5KD) / 1,5 \quad (9)$$



Obr. 2 Marchettiho dilatometr /7/.  
Fig. 2 Marchetti's dilatometer /7/.

Marchettiho /7/ rovnice (8) a (9) jsou založeny na analýze laboratorních dat Brookera a Irelanda /2/ a Mayna and Kulhaweho /8/. Laboratorní analýzy uvedených autorů jsou zatíženy chybami popsány v kapitole 3.1 a 3.2.

Alternativní způsob určení koeficientu  $K_0$  spočívá ve srovnání naměřených dat s matematickým modelem sondy pronikající do prostředí. Postupnou iterací numerického modelu na naměřená data in-situ je pak možné správně stanovit koeficient bočního tlaku v klidu. Z celého procesu tak odpadá nutnost užívat výsledky laboratorních analýz a laboratorními zkouškami se pouze stanovují geotechnické parametry materiálů pro matematický model.

#### 4 Měření in-situ

##### 4.1 Geotechnické poměry v zájmové lokalitě

Pro účely srovnávací studie byly provedeny dvě zkoušky Marchettiho dilatometrem v překonsolidované jílové formaci. Zkušební pole se nachází na území Brna v prostředí miocenních jílu "téglů". Sondy byly provedeny v oblasti mimoúrovňové křižovatky ulic Žabovřeská a Hrádecká blízko přesypávané konstrukce tunelu Dobrovského.

Svrchních 4,7 m tvoří navážky převážně charakteru jílu vysoké plasticity. V hloubce 4,7 – 5,3 m se nachází vrstva štřenězrných štěrků. Od hloubky 5,3 m do ověřené hloubky 22,5 m je registrována vrstva vysoce plastických téglů. Podzemní voda byla naražena ve vrstvě štěrků hloubce 4,7 m. Celý vrstevní sled téglů je uvažován jako plně saturovaný. Na lokalitě byl před cca 30 lety snížen terén o zhruba 5,5 m při výstavbě mimoúrovňové křižovatky. Odtěžení materiálu mělo za následek vznik negativních pórových tlaků v téglu, který v hloubce 11,7 m pod současným terénem činil v listopadu 2011 – 32 kPa, jak bylo zjištěno pomocí sondy "Push-in pressure spade cell" (dále jen PPC). Při znalosti hodnoty pórového tlaku byla v okolí sondy PPC provedena v uvedené hloubce obě měření totálního horizontálního napětí Marchettiho dilatometrem.

Aktuální efektivní vertikální napětí  $\sigma'_v$  je v hloubce 11,7 m odhadováno na hodnotu 185 kPa.

##### 4.2 Výsledky měření Marchettiho dilatometrem

V tabulce 1 jsou uvedeny hodnoty koeficientů  $K_D$  a  $K_0$  spočtených podle vztahu (7) respektive (8).

Parametr	Hodnota
$K_{D\ probe1}$	8,0
$K_{0\ probe1}$	1,6
$K_{D\ probe2}$	8,0
$K_{0\ probe2}$	1,6

Tab. 1 Hodnoty koeficientů  $K_D$  a  $K_0$  spočtených ze zkoušek Marchettiho dilatometrem provedených v hloubce 11,7 m.  
Tab. 1 Values of  $K_D$  a  $K_0$  coefficients calculated from Marchetti dilatometer test executed in the depth of 11,7 m.

#### 5 Numerický model

Numerická analýza byla provedena za užití hypoplastického konstitučního vztahu, jehož výhodou je nelineární vývoj tuhosti materiálů závislý na přetvoření, což je nutný předpoklad pro realistickou analýzu průniku dilatometru do zemního prostředí. Hodnota koeficientu bočního tlaku v klidu  $K_0$  byla získána parametrickou studií deformací průzkumné štoly blízko zájmové lokality prováděné v rámci diplomové práce V. Nováka /11/. V době sestavování numerického modelu činila 1,2 (finální hodnota uváděná v diplomové práci je 1,37). Parametry téglů byly převzaty z /17/.

Numerická analýza byla provedena v softwaru Plaxis a průnik dilatometru do prostředí byl modelován ve 2D řezu předepsaným přetvořením, které bylo aplikováno na levý okraj modelu – jedná se o simulaci poloviny dilatometru symetrické podle vertikální osy. Model se skládá celkem ze šesti fází:

- Fáze 1: Generování primární (výchozí) napjatosti při  $K_0 = 1.2$ .
- Fáze 2: Odtěžení 5,5 metru materiálu (výstavba mimoúrovňové křižovatky) při takovém koeficientu filtrace vrstvy téglů, aby hodnota pórových tlaků v hloubce 11,7 m pod aktuálním povrchem činila – 32 kPa.
- Fáze 3 až 6: Předepsané přetvoření 7 mm (polovina šířky listu dilatometru v příčném řezu) na levém okraji modelu v hloubce 11,6 – 11,8 m (výška 200 mm odpovídá výšce listu dilatometru), které má reprezentovat polovinu dilatometru symetrickou podle vertikální osy. Pro realističtější modelování průchodu dilatometru prostředím bylo předepsané přetvoření aplikováno od shora dolů ve čtyřech fázích postupně na výšku 50 mm, 100 mm, 150 mm, a 200 mm. Výpočty všech čtyř fází proběhly za neodvodněných podmínek.

##### 5.1 Výsledky numerické analýzy

Výsledky modelování jsou uvedeny v tabulce č. 2. Uvedené horizontální efektivní napětí  $\sigma'_h$  je obdrženo z šesté fáze numerického modelu (při úplné aplikaci předepsaného přetvoření). Je odečteno ze středu předepsaného přetvoření, což odpovídá pozici měřící



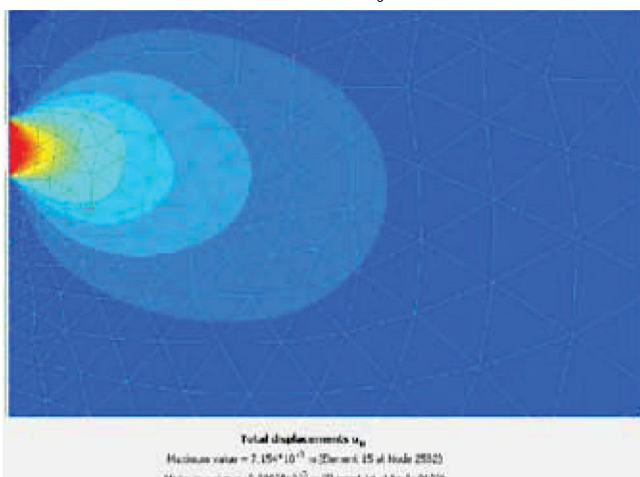
membrány dilatometru, která je umístěna v polovině výšky listu dilatometru. Koeficient „ $K_{D \text{ model}}$ “ odpovídá podílu vertikální a horizontální efektivní napjatosti indukované na povrchu předepsaného přetvoření. Podíl uvedených napjatostí odpovídá koeficientu „ $K_D$ “ Marchettiho dilatometru (tj. podíl vertikální a horizontální efektivní napjatosti registrované dilatometrem).

Parametr	Hodnota
$\sigma_{v \text{ initial}}$	185 kPa
$\sigma_h$	298 kPa
$K_{D \text{ model}}$	1.61

Tab. 2 Výsledky numerického modelu  
Tab. 2 Results of numerical model

## 6 Srovnání

Pokud je do Marchettiho empirické rovnice (8) dosazen koeficient  $K_{D \text{ model}}$  místo koeficientu  $K_D$ , výsledná hodnota koeficientu zemního tlaku v klidu  $K_0$  činí 0.43 (výpočet podle



Obr. 3 Předepsané přetvoření na levém okraji modelu.  
Fig. 3 Prescribed displacement of the left boundary of the model.



Marchettiho rovnice by měl udávat počáteční hodnotu  $K_0 =$

1,2 – hodnota zadaná do numerického modelu při generování výchozí napjatosti prostředí). Výsledky obou terénních měření Marchettiho dilatometrem udávají hodnotu  $K_0 = 1,6$ . Mezi výsledky měření a modelu jsou tedy značné rozdíly, jejichž původ je zřejmě následující:

- Hypoplastický konsituční vztah užitý v numerickém modelu byl izotropní. Po implementaci anizotropie do konsitučního vztahu, která bude materiálu udělovat odlišnou tuhost v horizontálním a vertikálním směru, jsou očekávány korektnější výsledky.
- Marchettiho empirický vztah pro výpočet  $K_0(K_{0,OC})$  nevystihuje dobře polní podmínky, protože je založen na laboratorních zkouškách, které nevystihují vliv sekundární stlačitelnosti (creepu).
- Výpočetní model byl dvoudimenzionální a oproti skutečnosti geometricky zjednodušený. Pro správnou simulaci průniku Marchettiho dilatometru do prostředí bude v následujícím výzkumu nutné provést detailnější trojdimenzionální numerickou analýzu.

## 7 Závěry

Stanovování koeficientu zemního tlaku v klidu  $K_0$  laboratorně, nebo polním měřením, je značně komplikované a to zvláště v překonsolidovaných zeminách. Problém se týká všech laboratorních i polních metod. Správnost hodnoty  $K_0$  stanovené pomocí Marchettiho dilatometru je diskutabilní při zkoušení překonsolidovaných jíílů postižených creepem. Důvodem je nevyhovujícím způsobem sestavená empirická rovnice (8) pro výpočet koeficientu  $K_0$  z laboratorních dat, která jsou schopna objasnit pouze vztah mezi koeficientem zemního tlaku v klidu a mechanickou „laboratorní“ překonsolidací bez vlivu stárnutí.

Byly zjištěny značné rozdíly mezi hodnotami koeficientu  $K_0$  určeného numerickým modelem a polním měřením. Vnitřní anizotropie překonsolidovaných jíílů daná uspořádáním jíílových částic má za následek velmi odlišný vývoj tuhosti materiálu ve vertikálním a horizontálním směru. Pro matematickou analýzu bude nutné používat anizotropní konsituční model zemin, na jehož vývoji se na PřF UK pracuje.

## Poděkování

Práce vznikla za podpory z grantů GAČR P105/11/1884 a P105/12/1705.

## Literatura

- 1/ BOHÁČ, J. – PAVLOVÁ, M.: Předdenudační mocnost a překonsolidace brněnského téglu. Geotechnika, 2012, ročník 15 číslo 1 a 2, 26-30.
- 2/ BROOKER, E.W – IRELAND H.O.: Earth pressures at rest related to stress history. Canadian Geotechnical Journal, 1965, Vol. 2, 1-15.
- 3/ GARGA, V.K. – KHAN, M.A.: Laboratory evaluation of  $K_0$  for overconsolidated clays. Canadian geotechnical journal, 1991, vol. 28, no. 5, 650-659
- 4/ HAMOUCHE, K.K. – LEROUEIL, S. – ROY, M. – LUTENEGGER, A.J.: In situ evaluation of  $K_0$  in eastern Canada clays. Canadian Geotechnical Journal, 1995, vol. 32, no. 4, 677-688
- 5/ JÁKY, J.: A nyugalmi nyomas tenyezoje (The coefficient of earth

- pressure at rest), Magyar Mernok es Epitesz-Egylet Kozlonye., 1944, 355–358.
- /6/ JÁKY, J.: Pressure in silos. Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1, 1948, 103–107.
- /7/ MARCHETTI, S.: In Situ Tests by Flat Dilatometer. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1980, vol. 106, 299–321.
- /8/ MAYNE, P.W. – KULHAWY, F.H.: K<sub>0</sub>-OCR relationships in soil. Journal of Geotechnical Engineering Div. ASCE, 1982, vol. 6, 851–872.
- /9/ MESRI, G. – HAYAT, T.M.: The coefficient of earth pressure at rest. Canadian Geotechnical Journal, 1993, vol. 30, no. 4, 647–666.
- /10/ MICHALOWSKI, R.L.: Coefficient of earth pressure at rest. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 2005, vol. 131, no. 11, 1429–1433.
- /11/ NOVÁK, V.: Stanovení napjatosti v jílovitém masivu z měření posunů ve štole. Diplomová práce ÚHIGUG PŘF UK, 2012, 1–70.
- /12/ OKOCHI, Y. – TATSUOKA, F.: Some factors affecting K<sub>0</sub> values of sand measured in triaxial 75 cell. 1984, Soils and Foundations, vol. 24, 52–68.
- /13/ PIPATPONGSA, T. – HENG, S. – IIZUKA, A. – OHTA, H.: Rationale for coefficient of earth pressure derived from prismatic sand heap. JSCE Journal of Applied Mechanics, 2009, vol. 12, 383–394.
- /14/ PIPATPONGSA, T. – VARDHANABHUTI, B.: Analyses of coefficient of lateral earth pressure in wedge-shaped granular mound based on Jaky's (1944) hypothesis. The 14th National Convention on Civil Engineering of Thailand, 2009, 147–152.
- /15/ SCHMIDT, B.: Discussion of "Earth pressures at rest related to stress history". Canadian Geotechnical Journal, 1966, vol. 1, no. 3, 239–242.
- /16/ SIVAKUMAR, V. – NAVANEETHAN, T. – HUGHES, D. – GALLAGHER, G.: An assessment of the earth pressure coefficient in overconsolidated clays. Geotechnique, 2009, vol. 59, 825–838.
- /17/ SVOBODA, T. – MAŠÍN, D. – BOHÁČ, J.: Hypoplastic and Mohr-Coulomb models in simulations of a tunnel in clay. Tunel, 2009, ročník 18, číslo 4, 59–68.

Mgr. Richard Malát, Univerzita Karlova v Praze, Přírodovědecká fakulta, Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užitá geofyzika, Albertov 6, Praha 2, 120 00, richardmalat@gmail.com,

Ing. Jan Boháč, CSc Univerzita Karlova v Praze, Přírodovědecká fakulta, Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užitá geofyzika, Albertov 6, Praha 2, 120 00, bohac@natur.cuni.cz,

# Technológia stálych odrazových bodov, ako nástroj na monitorovanie deformácií zemského povrchu

Kristína Bátorová, Vladimír Greif, Ján Vlčko, Katedra inžinierskej geológie PRIF UK, Bratislava,

Metóda stálych odrazových bodov využívaná v satelitnej radarovej interferometrii (*Synthetic Aperture Radar Permanent Scatterer Interferometry* – PSInSAR) umožňuje monitorovať časový vývoj deformácií zemského povrchu s milimetrovou presnosťou. Na určenie veľkosti deformácie sa využívajú mapy rýchlostí pohybu, alebo časový posun množiny dát, ktoré získame vyhodnotením satelitných snímkov (*Synthetic Aperture Radar* – SAR). SAR súbory je potrebné spracovať pomocou základného matematického výpočtu, ktorý je prezentovaný v príspevku s dôrazom na parametre využívané v geológii.

Synthetic Aperture Radar Permanent Scatterer Interferometry (PSInSAR) allows for monitoring the temporal evolution of deformation phenomena at millimeter scale via the generation of mean deformation velocity maps and displacement time series from a data set of acquired satellite images (Synthetic Aperture Radar images – SAR images). This paper discusses the use of multiple image sets of SAR data acquired by passing satellite platforms. The basic mathematical model is presented, highlighting the critical parameters of interferometry in geological applications.

## 1. Úvod

K deformáciám zemského povrchu dochádza predovšetkým v dôsledku pôsobenia geologických hazardov, ktoré vznikajú v dôsledku pôsobenia prirodzených alebo človekom vyvolaných interakcií medzi jednotlivými zložkami a faktormi geologického prostredia. Je všeobecne známe, že prítomnosť ktoréhokoľvek geologického hazardu znižuje potenciál využitia až do takej miery, že môže mať negatívny dopad na sociálno-ekonomický rozvoj príslušného regiónu. Aj to bol jeden z dôvodov, prečo sa autori príspevku venovali zhodnoteniu stability Žiarskej kotliny, ktorá je známa intenzívnym prejavom viacerých typov geologických hazardov. Autori si pre tento účel zvolili jednu z relatívne najmenej dostupných metód diaľkového prieskumu Zeme (ďalej DPZ), satelitnú radarovú interferometriu.

### PŘÍLOHA 1.3

Boháč, J., Mašín, D., Malát, R., Novák, V. 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.



## Methods of determination of $K_0$ in overconsolidated clay

### Méthodes de détermination de $K_0$ dans l'argile surconsolidée

J. Boháč, D. Mašín, R. Malát, V. Novák & J. Rott

Charles University in Prague, Faculty of Science, Albertov 6, 12843 Praha 2, Czech Republic

**ABSTRACT:** In situ effective stresses, expressed usually by the at rest coefficient  $K_0$ , influence the mechanical behaviour and thus any geotechnical analysis. In normally consolidated soils  $K_0$  can be computed according to the Jaky formula. For overconsolidated clays however neither a general formula nor a general experimental procedure are available. The paper summarizes briefly the available methods and then presents some methods in more detail. First the use of flat dilatometer is discussed. Further,  $K_0$  is determined by back analysing the convergence of a circular test gallery. Finite element analysis using the hypoplastic constitutive model to represent the clay behaviour is adopted in the analyses.

**RÉSUMÉ :** Contraintes effectives in situ, exprimée habituellement par le coefficient  $K_0$  à autres, influer sur le comportement mécanique et donc une analyse géotechnique. Dans les sols normalement consolidés  $K_0$  peut être calculée selon la formule de Jaky. Pour surconsolidées argiles cependant ni une formule générale, ni un mode opératoire général sont disponibles. Le document résume brièvement les méthodes disponibles, puis présente quelques méthodes plus en détail. D'abord l'utilisation du dilatomètre plat et d'une cellule de pression en forme de pelle est discutée. En outre,  $K_0$  est déterminée par l'analyse de la convergence de retour d'une galerie d'essai circulaire. Analyse par éléments finis en utilisant le modèle hypoplasie constitutive pour représenter le comportement des argiles est adoptée à l'arrière-analyse.

**KEYWORDS:** clay, earth pressure at rest, horizontal stress, anisotropy, hypoplasticity, tunnelling.

## 1 INTRODUCTION

The in situ effective stresses represent an important initial condition for geotechnical analyses. Typically, the horizontal stress is computed from the vertical stress using the coefficient of earth pressure at rest  $K_0 = \sigma_h' / \sigma_v'$ , where  $\sigma_h'$  and  $\sigma_v'$  are effective horizontal and vertical stresses, respectively. In the case of deep foundations (friction piles), retaining structures and tunnels,  $K_0$  influences the mechanical behaviour dramatically. Franzius et al. (2005) made a direct investigation into the influence of  $K_0$  conditions in 3D finite element analysis of a tunneling problem using  $K_0 = 1.5$  and  $K_0 = 0.5$ . The unrealistically low  $K_0$  value for London Clay led to better predictions: the normalised settlement trough was narrower and deeper. In absolute values, however, low  $K_0$  caused overprediction of surface settlements by a factor of 4. With  $K_0 = 1.5$  the predicted trough was too wide and vertical displacements were underpredicted by the factor of 4.

For normally consolidated soils the estimation of horizontal stresses is not a major problem. Jaky's equation in its usual simplified form of  $K_{0nc} = 1 - \sin \phi_c'$  may be used in determining the  $K_{0nc}$  for normally consolidated soils (Jaky, 1948;  $\phi_c'$  is the critical state friction angle). There is a lot of experimental evidence throughout the literature that the Jaky formula represents the at rest coefficient of normally consolidated soils well provided the critical state effective friction angle  $\phi_c'$  is used (Mesri and Hayat, 1993; Mayne and Kulhawy, 1982).

For overconsolidated clays however neither a general formula nor a generally applicable experimental procedure for determining the initial stress are available to date. In summarising the knowledge about the mechanical behaviour and characterisation of a typical example of overconsolidated clays – the Tertiary London Clay, which has been a subject of

very intensive research for many decades, Hight et al. (2003) noted: „Still the most difficult parameter to determine for the London Clay is  $K_0$ “.

### 1.1 Direct methods of $K_0$ determination

Horizontal stress in clay is most often determined by selfboring pressuremeter (e.g., 'Camkometer' - Wroth and Hughes, 1973), by the flat dilatometer (Marchetti, 1980), or different types of pushed-in spade-shaped pressure cells (e.g., Tedd and Charles, 1981). The use of push-in instruments in stiff clays is often questioned due to possible problems with the installation and due to the soil disturbance. The latter reason together with the possibility of imperfect fit in the borehole seems to have disqualified the Menard-type pressuremeter in stiff clays. A good agreement of  $K_0$  values obtained by push-in spade-shaped pressure cells and Camkometer for London Clay was reported by Tedd and Charles (1981), the 'spade' producing a smaller scatter and better reproducibility. Hamouche et al (1995) reported results by Marchetti dilatometer consistent with those obtained with the self boring pressuremeter in overconsolidated sensitive Canadian clays.

A hydraulic fracturing technique for clays for measuring the horizontal total stress was developed by Bjerrum and Andersen (1972). The method is based on measuring the stress at closing of a vertical crack that had previously been formed by pressurised water. The method can hardly be used under the condition of  $K_0 > 1$  as a horizontal crack would be formed instead of the vertical one, and „...the method will just measure the weight of the overburden...“ (Bjerrum and Andersen, 1972). A recent 2D numerical study by Wang et al (2009) also considers horizontal cracks being formed in the case of  $K_0 > 1$ , i.e. in overconsolidated clays. However, Lefebvre et al. (1991)

using methylene blue tracer in studying the shapes of clay fracturing reported vertical cracks formed in overconsolidated clays of  $K_0 > 1$ . The measured  $K_0$  values were higher than when approximated by the established  $K_0$ -OCR correlations (by Mayne and Kulhawy, 1982). A similar conclusion was made by Hamouche et al. (1995), who also found that the horizontal pressure determined by fracturing corresponded well to the self boring pressuremeter and Marchetti dilatometer results.

### 1.2 Indirect methods of $K_0$ determination

Skempton (1961) made use of four ways of determining the capillary pressure of the undisturbed samples in the laboratory: direct and indirect measurement of the load preventing swelling, analysis of the undrained strength measured in the triaxial device, and measurement of pore water suction in the triaxial specimen. The averaged capillary pressure from the four methods was used to compute the effective horizontal stress, and the pore pressure coefficient was determined in the triaxial apparatus.

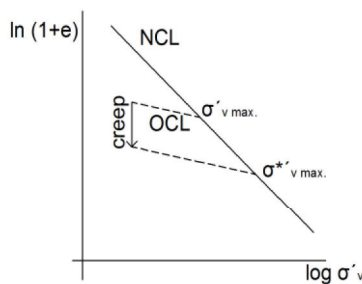


Figure 1. The influence of creep on  $\sigma'_{v \max.}$  position at oedometer test.

Burland and Maswoswe (1982) used the method in supporting the use of direct measurements of horizontal stresses in London clay: Their suction based results agreed well with the self boring pressuremeter and the push-in 'spade' by Tedd and Charles (1981).

The current version of the Skempton's procedure makes use of the „suction probe“ capable of direct measurement of capillary suctions within undisturbed samples taken by a thin walled samplers (e.g., Hight et al., 2003). Doran et al. (2000) studied the changes of pore pressures and effective stresses in the laboratory specimens on sampling and preparation. They concluded that using isotropic elasticity in the 'suction method' results in underestimating the  $K_0$ . The only up-to-date alternative in London clay projects seems to be to estimate  $K_0$  on the basis of lift-off pressures measured in self-boring pressuremeter tests, although interpretation remains controversial (Hight et al, 2003).

The correlation methods for determination of  $K_0$  are represented by the Jáký formula for normally consolidated soils and by its extensions to cope with the overconsolidated soils in the form of  $K_{0oc} = (1 \sin \phi_c) \times (OCR)^\alpha$ . The most common alternative for the exponent is  $\alpha = \sin \phi$  (Mayne and Kulhawy, 1982), or  $\alpha = 0.5$  (Meyerhof, 1976). Some studies indicated  $\alpha \approx 1.0$  (Lefebvre et al., 1991; Hamouche et al., 1995). Using such correlations however neglects other effects than the stress history (unloading), for example creep and cementation that might have developed in the soil in situ, and may lead to erroneous estimation of the values of  $K_0$ . Creep moves the position of the real maximal vertical stress to the position of an apparent maximal vertical stress (Fig. 1). The oedometer test is a common technique for evaluating  $\sigma'_{v \max.}$ . Due to creep however the test produces a pseudo-overconsolidation value of  $\sigma'_{v \max.}^*$  instead of the present overconsolidation pressure  $\sigma'_{v \max.}$ . Hence, both the OCR and  $K_{0oc}$  values determined by the correlations and not considering creep (ageing) are overestimated.

An experimental determination using the advanced triaxial instrumentation (stress path testing, local LVDT gauges mounted on the specimens etc.) was suggested by Garga and Khan (1991) and Sivakumar et al. (2009). The latter proposed and experimentally confirmed a new expression  $K_{0oc} = 1/\eta(1 - \eta K_{0oc})OCR^{(1-\chi)}$ , which takes account of OCR (parameter  $\chi$  is determined by 1-D and isotropic compression tests on undisturbed specimens) and of anisotropy (parameter  $\eta$  is determined from a CIUP test).  $K_{0oc}$  can be determined, for example, by Jáký's formula.

Doležalová et al. (1975 in Feda, 1978) made use of the displacements measured after unloading the massif by means of a gallery. The deformation parameters of the rock were determined by independent in situ testing and then the FEM was used to simulate elimination of the monitored displacements of the gallery. The stresses necessary for the simulation were considered the in situ stresses in the massif. A similar approach using an advanced hypoplastic model is presented further.

The review shows that in determining initial stresses in overconsolidated clays a single method can hardly be sufficient. The best way seems taking good quality samples (thin wall sampler) and measuring suctions, and comparing the result with a direct measurements, for which Marchetti dilatometer (DMT), push-in spade-shaped pressure cells or self boring pressuremeter seem most promising. If available, convergence measurements of a underground cavity (gallery) evaluated using a numerical model with an advanced anisotropic constitutive model is believed the best method.

## 2 GEOLOGY AND CHARACTERISTICS OF CLAY INVESTIGATED

Different methods were used to evaluate  $K_0$  of clay from Brno, Czech Republic. The investigated calcitic silty Brno Clay ("Tegel") of Miocene (lower Badenian) age belongs to the Neogene of Carpathian foredeep, and reaches the depth of several hundred metres. Sound Tegel has a greenish-grey colour, which changes to yellow-brown to reddish-brown colour at the zone of weathering closer to surface. According to X-Ray analysis there is a substantial percentage of CaO (ca 20%) and the main minerals are kaolinite (ca 23%) and illite (22%), calcite (20%), quartz (17%), chlorite (up to 10%) and feldspar (Boháč et al., 1995). Tegel exhibits stiff to very stiff consistency. The clay is overconsolidated but the height of eroded overburden is not known. Above the Miocene clay there are Quaternary gravels overlain by loess loam. The clay is tectonically faulted. The groundwater is mostly bound to Quaternary fluvial sediments, and the collectors are typically not continuous. However the clay is fully water saturated.

In Tegel there is about 50% of clay fraction,  $w_L$  is about 75%,  $I_p$  about 43%, the soil plots just above the A-line at the plasticity chart and its index of colloid activity is about 0.9.

## 3 MARCHETTI DILATOMETER MEASUREMENTS

At the site the current phreatic water table was 4.7 metres under the surface and top layer of about 5.5 metres was excavated some 30 years ago. This generated negative pore water pressures, which have not fully dissipated yet. At the current depth of 11.7 metres the pore pressure of -32 kPa was measured (after dissipation of excess pore pressures caused by the sounding) by a push-in spade pressure cell. The present vertical effective stress in the depth of 11.7 metres calculated from the soil unit weight and pore water pressure was  $\sigma'_v = 185$  kPa.

The  $K_0$  was measured using Marchetti (1980) flat dilatometer. The measured  $K_D$  according to Marchetti (1980) was 8.0 and  $K_0$  derived using the empirical equation  $K_0 = (K_D/1.5)^{0.47} - 0.6$  was  $K_0 = 1.6$ . This is substantially

higher than  $K_0$  determined from oedometric yield point and the empirical correlation of Mayne and Kulhawy (1982)  $K_0=1.2$ .

#### 4 NUMERICAL ANALYSIS OF MARCHETTI DILATOMETER

An attempt was made to explain this discrepancy by numerical modelling of the flat dilatometer penetration into the soil. For the numerical analysis the hypoplastic model (Mašín, 2005) was used in combination with the intergranular strain concept (Niemunis and Herle, 1997). The model predicts nonlinear stiffness depending on the strain level. The input value of  $K_0$  of 1.2 was considered. Both the calibration and the parameters for the hypoplastic model were taken from Svoboda et al. (2010) and Mašín (2012). The parameters are summarised in Table 1.

Table 1. Parameters of the hypoplastic model

$\varphi_c$	$\lambda^*$	$\kappa^*$	$N$	$r$
22°	0.128	0.015	1.51	0.45
$m_R$	$m_T$	$R$	$\beta_r$	$\chi$
16.75	8.375	1.e-4	0.2	0.8

The numerical analysis was carried out using Plaxis 2D finite element code. The modelling sequence involved three phases:

1. Generation of the initial stress condition with  $K_0 = 1.2$ ,
2. Excavation of the 5.5 metres thick layer in order to reach the measured pore water pressure of -32 kPa at the depth of 11.7 metres. Consolidation time was varied using the consolidation analysis until the measured excess pore water pressure was obtained.
3. The installation of the dilatometer was simulated in a simplified manner using two approaches. In the first one, displacement was prescribed at the left boundary of the model, as depicted in Fig. 2. The second analysis involved prescribed load. The dilatometer was 200 millimetres high and 14 millimetres wide (7 mm horizontal displacement was considered in the model thanks to its symmetry) and it was installed in the depth of 11.6 – 11.8 metres. In the analyses, load/displacement was evaluated in the centre of the dilatometer. These phases employed a plastic undrained analysis.

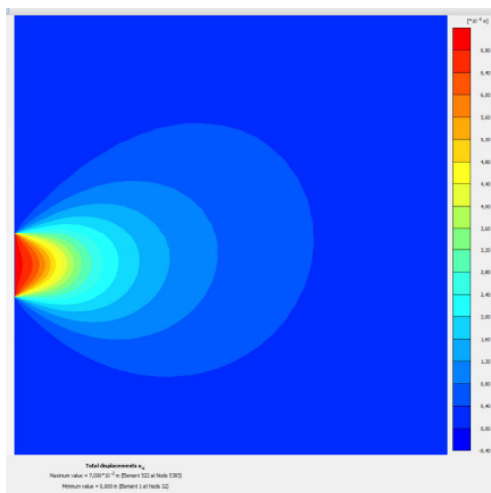


Figure 2. Distribution of horizontal displacements calculated by the hypoplastic simulation of Marchetti (1980) dilatometer.

The calculated coefficient  $K_D$  was 4.51 for the load controlled analysis and 4.06 for the displacement controlled analysis, which leads to  $K_0$  equal 1.07 and 1.00 respectively. This preliminary analysis thus indicated slight underprediction of  $K_0$  using Marchetti (1980) empirical equation. Limitations of

the model need, however, be considered. In particular the simplified geometry and limitations of the adopted constitutive model, which does not allow for an explicit consideration of inherent stiffness anisotropy. To overcome this limitation, a new anisotropic version of the hypoplastic model is currently being developed.

#### 5 BACKANALYSIS OF CIRCULAR ADIT

In the second numerical study presented, the  $K_0$  coefficient is evaluated by means of backanalysis of convergence measurements within a circular exploratory adit. The adit was excavated as part of a geotechnical site investigation preceding the excavation of Královo Pole Tunnels in Brno (see Svoboda et al., 2010).

The adit was located 26 m below the ground level, and its diameter was 1,9 m. Its geometry is shown in Fig. 3. The adit was protected by a steel net and rolled steel arches. These were installed for safety reasons only, and the support was never in full contact with the cavity wall. The monitored convergence of the cavity is thus assumed to be representative of the displacement of an unsupported massif. Its convergence was monitored by means of push-rod dilatometer in four different directions (vertical, horizontal and two sections inclined at 45 degrees).



Figure 3. Circular adit used in backanalyses of the earth pressure coefficient at rest  $K_0$  (Pavlik et al., 2004).

The adit has been simulated in 2D and 3D using finite element method. The model properties were taken over from Svoboda et al. (2010). Hypoplastic model parameters are in Tab. 1. In the analyses, it was assumed that the massif properties were known. The initial value of  $K_0$  was varied by a trial-and-error procedure until the model correctly reproduced the measured ratio of horizontal and vertical convergence of the adit. The analyses were performed under undrained conditions.

The analyses were performed using the softwares PLAXIS 2D and PLAXIS 3D. The 2D analyses adopted the load reduction method (see Svoboda and Mašín, 2011). In these analyses, the load reduction factor was varied to achieve the monitored displacement magnitude, and the coefficient  $K_0$  was adjusted to reproduce the ratio of displacements in horizontal and vertical directions.

Geometry assumed in the 3D analyses is in Fig. 4. No effort was made to vary model properties to reach the exact monitored

displacement magnitude. As in 2D analyses,  $K_0$  was backanalysed to fit the displacement ratio. To represent the real excavation and monitoring procedure, displacements were reset in simulations once the adit face passed the monitored section. They are thus not biased by the pre-convergence displacements, which are not registered by the rod dilatometers. Evaluation of horizontal displacements in the monitored section is demonstrated in Fig. 4.

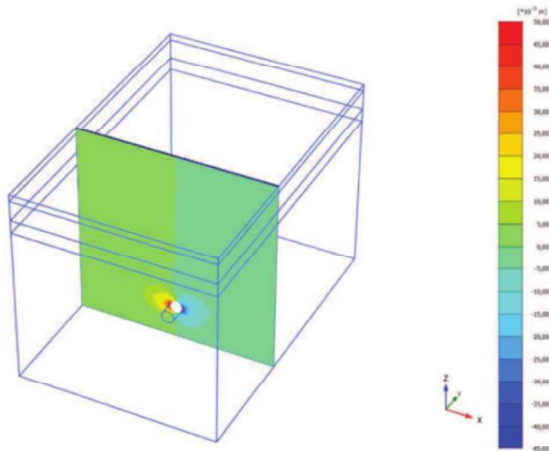


Figure 4. 3D model geometry and predictions of horizontal displacements.

Results of backanalyses are summarized in Table 2. It is clear that the 2D and 3D analyses were consistent in the estimation of  $K_0$  (1.37 and 1.45 respectively). The 3D analyses overpredicted the displacement magnitude.

Table 2. Results of numerical backanalysis of circular exploratory adit.

	monitoring	2D model	3D model
horiz. conv. ( $u_h$ ) [mm]	19.8	19.8	33.4
vert. conv. ( $u_v$ ) [mm]	15.9	15.4	26.1
Ratio $u_h/u_v$	1.25	1.25	1.28
$K_0$	-	1.37	1.45

Similarly to Sec. 4, it is expected that the results obtained are negatively influenced by inaccurate representation of soil anisotropy using the hypoplastic model. The development of the new model is ongoing.

## 6 CONCLUSIONS

In the paper, we summarized different methods for evaluation of the earth pressure coefficient at rest  $K_0$ . Due to limitations of different methods, it is always advisable to combine different approaches based on laboratory investigation, field measurements and numerical analysis. Several results of the  $K_0$  evaluation of the Brno Clay were presented, in all cases leading to  $K_0$  higher than unity. These analyses are preliminary and they will be adjusted in the forthcoming work.

## 7 ACKNOWLEDGEMENTS

The financial support by the grants P105/11/1884 and P105/12/1705 of the Czech Science Foundation, and by the grant MSM0021620855 is gratefully acknowledged.

## 8 REFERENCES

Bjerrum, L and Andersen, K. (1972) In-situ measurement of lateral pressures in clay. 5th ECSMFE, Madrid, Vol 1, 12-20.

Boháč, J., Feda, J., Herle, I. and Klablena, P. (1995), Properties of fissured Brno Clay. Proc. 11th Eur. Conf. Soil Mech. Fndn. Eng., Copenhagen, 28 May - 1 June, Danish Geotechnical Society, Bulletin No. 11, Vol. 3, 19-24.

Burland, J.B. and Maswowe, J. (1982) Discussion on „In situ measurements of horizontal stress in overconsolidated clay using push-in spade-shaped pressure cells“. Géotechnique 32, No. 2, 285-286.

Doležalová, M., Truncová, D. and Vorlíčková, Z. (1975) In situ determination of initial state of stress in a rock mass and the finite element method (in Czech). MS, Report of Hydroprojekt, Praha, 21pp.

Doran, I.G., Sivakumar, V., Graham, J. and Johnson, A. (2000) Estimation of in situ stresses using anisotropic elasticity and suction measurements. Géotechnique 50, No. 2, 189-196.

Feda, J. (1978) Stress in subsoil and methods of final settlement calculation. Academia Prague.

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.

Garga, V.K. and Khan, M.A. (1991) Laboratory evaluation of  $K_0$  for overconsolidated clays. Can. Geotech. J. 28, 650-659

Hamouche, K., Leroueil, S., Roy, M. and Lutenegeger, A.J. (1995) In situ evaluation of  $K_0$  in eastern Canada Clays. Canadian Geotech. J. 32 (4), 677-688.

Hight, D.W., McMillan, F., Powell, J.J.M., Jardine, R.J. and Allou, C.P. (2003) Some characteristics of London Clay. Proc. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils – Tan et al. (eds). Swets & Zeitlinger, 851-907.

Jáky, J. (1948) Pressure in silos. Proc. 2nd ICSMFE, Rotterdam, Vol. 1, 103-107.

Lefebvre, G., Bozozuk, M., Philibert, A. and Hornych, P. (1991) Evaluating  $K_0$  in Champlain clays with hydraulic fracture tests, Can. Geotech. J. 28 (3), 365–377.

Marchetti, S. (1980) In situ tests by flat dilatometer. J. Geot. Eng. Div. ASCE, Vol. 106, NoGT3, 299-321.

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. (2012). Clay hypoplasticity with explicitly defined asymptotic states. Acta Geotechnica (in print; doi: 10.1007/s11440-012-0199-y).

Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H. (1982)  $K_0$ -OCR relationships in soil. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, GT6, 851-872.

Mesri, G. and Hayat, T.M. (1993) The coefficient of earth pressure at rest. Canadian Geotech. J. 30(4), 647-666.

Meyerhof, G.G. (1976) Bearing capacity and settlement of pile foundations. J. Geotech. Engng. Div. ASCE 102, No. GT3, 197-228.

Niemunis, A., and Herle, I. (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mech. Cohesive-Frict. Mater., 2, 279–299.

Pavlik, 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.

Sivakumar, V., Navaneethan, T., Hughes, D. and Gallagher, G. (2009) An assessment of the earth pressure coefficient in overconsolidated clays. Géotechnique 59, No. 10, 825-828.

Skempton, A.W. (1961) Horizontal stresses in an over-consolidated Eocene clay. Proc. 5th ICSMFE, Vol. 1 351-357.

Svoboda, T., Mašín, D. and Boháč, J. (2010) Class A predictions of a NATM tunnel in stiff clay. Computers and Geotechnics 37(6), 817-825.

Svoboda, T. and Mašín, D. (2011). Comparison of displacement fields predicted by 2D and 3D finite element modelling of shallow NATM tunnels in clays. Geotechnik 34(2), 115-126.

Tedd, P. and Charles, J.A. (1981) In situ measurements of horizontal stress in overconsolidated clay using push-in spade-shaped pressure cells. Géotechnique 31, No. 4, 554-558.

Wang, S.Y., Sun, L., Au A.S.K., Yang, T.H. and Tang, C.A. (2009) 2D numerical analysis of hydraulic fracturing in heterogeneous geomechanics. Construction and Building Materials 23, 2196-2206.

Wroth, C.P. and Hughes, J.M.O. (1973) An instrument for the in-situ measurements of the properties of soft clays. Proc 8th ICSMFE, Vol 1.2, 487-494.

#### PŘÍLOHA 1.4

Malát R., Rott J., Černíková M., Franců J., Boháč J., & Mašín D. (2016): Determination of erosion thickness by numerical back analysis: The case study of Badenian clays in the Carpathian Foredeep, Czech Republic. *Engineering Geology*, 214: 50-59. (ISSN 0013-7952) (IF = 2,569) - **Preprint**



1           **Determination of erosion thickness by numerical back analysis:**  
2           **The case study of Badenian clays in the Carpathian Foredeep,**  
3           **Czech Republic**

4  
5 Richard Malát<sup>1</sup>, Josef Rott<sup>2</sup>, Monika Černíková<sup>3</sup>, Juraj Francú<sup>4</sup>, Jan Boháč<sup>5</sup> and David Mašín<sup>6</sup>  
6

7           <sup>1</sup> Faculty of Science, Charles University, Albertov 6, 12800 Prague, Czech Republic (malat@natur.cuni.cz)

8           <sup>2</sup> Faculty of Science, Charles University, Albertov 6, 12800 Prague, Czech Republic (rottj@natur.cuni.cz)

9           <sup>3</sup> Faculty of Science, Charles University, Albertov 6, 12800 Prague, Czech Republic  
10           (monika.cernikova@natur.cuni.cz)

11           <sup>4</sup> Czech Geological Survey, Leitnerova 22, 65869 Brno, Czech Republic (juraj.francu@geology.cz)

12           <sup>5</sup> Faculty of Science, Charles University, Albertov 6, 12800 Prague, Czech Republic (bohac@natur.cuni.cz)

13           <sup>6</sup> Faculty of Science, Charles University, Albertov 6, 12800 Prague, Czech Republic (masin@natur.cuni.cz)

14 **Abstract:** The paper describes an application of the geotechnical numerical back analysis in  
15 estimating the thickness of eroded sedimentary overburden in shallow basinal sediments. The  
16 approach is based on the back-analysis of the coefficient of earth pressure at rest  $K_0$  and on  
17 estimating the unloading from the obtained  $K_0$  value. This approach is compared with the  
18 conventional methods represented by Baldwin–Butler's “compaction curves” and Casagrande's  
19 concept of “preconsolidation stress”. The results of these two commonly used methods are  
20 incorrect if the sedimentary profile is affected by “ageing” effects, such as cementation,  
21 secondary compression etc. The method is demonstrated on the Lower Miocene marine clay,  
22 often called „Tegl” which was deposited in the Carpathian Foredeep in the vicinity of Brno,  
23 Czech Republic. The numerical back analysis was applied to galleries and adits opened during  
24 site investigation of the Královo Pole Tunnels in Brno. The application of Baldwin–Butler's  
25 equation suggested the erosion thickness of 180-270 m and Casagrande's method of 100–  
26 800 m, while the numerical back analysis of 0–40 m.

27  
28 **Key words:** ageing, coefficient of earth pressure at rest, compaction curve, erosion thickness,  
29 numerical back analysis, Tegl

## 30 **1. Introduction**

31 The thickness of erosion of sediments can be estimated using purely geological approach  
32 determining the altitudes of the current surface of the stratum and its denudation relics. An  
33 essential disadvantage of this approach is the fact that the result can be significantly affected by  
34 tectonic (vertical) movements. In order to avoid the problem, several techniques based on  
35 analyses of the mechanical properties of the soils have been developed. But it is well known  
36 that most mechanical properties of soils change during ageing (e.g., Chandler, 2010, Mesri and  
37 Hayat, 1993). The ageing effects are difficult, or impossible to quantify, and invalidate the  
38 estimates of the erosion thickness. This also disqualifies the two most common methods based  
39 on the analysis of mechanical properties: Baldwin–Butler's equation (1985) and Casagrande's  
40 method (1936).

41 Determining the erosion thickness by the proposed geotechnical numerical back analysis does  
42 not have to consider the ageing effects, which would be necessary in both Casagrande's and  
43 Baldwin - Butler's method. On the other hand, the procedure assumes that there is no change  
44 in horizontal stress due to ageing. The literature review, however, revealed that the effects of  
45 ageing on the horizontal stress (and  $K_0$ ) in clay massifs has not been solved to date. Nevertheless  
46 assuming constant horizontal stress seems to be plausible (Holtz and Jamiolkowski 1985,  
47 Gareau et al., 2006). In the following, the results of a numerical back analysis are compared  
48 with Baldwin–Butler's and Casagrande's methods.

49 A soil affected by ageing had to be chosen for such a study. The Miocene clay of the town of  
50 Brno called “Tegl” seemed a good candidate for such an exercise: it had clearly been subjected  
51 to ageing since its sedimentation in the Carpathian Foredeep, and its thickness of erosion is still  
52 a matter of dispute. The estimated values vary from tens to hundreds of metres (e.g., Boháč  
53 and Pavlová, 2012, Pavlík et al., 2009). Moreover, a well-documented geotechnical case-history  
54 was available for the study – the Královo Pole Tunnels project, during which exploratory adits,

55 drifts, and final motorway tunnels were excavated in the Tegl strata (Pavlík et al. 2004, Svoboda  
56 et al., 2009; 2010).

## 57 **2. Geological setting**

58 The analyses were made on Middle Miocene, Early Badenian calcareous clayey sediment in  
59 the Carpathian Foredeep, further referred to Tegl. The Early Badenian (Moravian) sediments  
60 of the Carpathian Foredeep basin were deposited during a marine transgression from the ESE  
61 on the East margin of the Bohemian Massif. The lowermost units include the Iván Beds and  
62 basal Brno sandstones and conglomerates with local maximum thickness of 190 m (Stráník et  
63 al., 2016). They are overlain by deepwater fine grained sediments described as Tegl. This unit  
64 without a formal lithostratigraphic name consists of blue-, brown- to green-grey massive  
65 calcareous clay with sandy laminae and horizons in the lower part. Frequent lenticular bodies  
66 are enriched in organic matter and fragments of molluscan shells. Tegl onlaps on the pre-  
67 Neogene units in the West and widely surpasses the regional extent of the basal clastics. This  
68 transgression is correlated with the eustatic sea level rise of the global ocean and the paleo-  
69 water depth is estimated to be as high as 100 m West of Brno city while 200-500 metres in  
70 upper bathyal setting in Brno-Královo Pole (Brzobohatý, 1982). Radiometric measurements of  
71 rhyodacite tuffs and tuffitic clays, which occur in local interlayers, provide age estimation of  
72  $16,2 \pm 2,1$  mil. years (Nehyba, 1997). The maximum known thickness of Tegl is more than  
73 1000 m East of Ostrava city.

74 Tegl consist typically of quartz (ca 29%) and calcium carbonate (ca 31%). Smectite was  
75 detected only at small amounts (ca 3%). Gypsum and pyrite are also encountered in Tegl. Fe  
76 hydroxides in Tegl are products of the process of the gradual oxidation of pyrite. Calcium  
77 carbonate is present in form of the crystalline (calcite  $\text{CaCO}_3$ ). The amorphous form of the  
78 calcium carbonate that could cause the cementation is not present, because the calcite



79 precipitation from the solutions during post sedimentation process does not support formation  
80 of the amorphous form.

81 It is obvious that the top of the deepwater Early Badenian is erosional and that younger  
82 sediments which covered Tegl have been removed. The strata are influenced by ageing effects,  
83 such as secondary compression (Boháč and Pavlová, 2012) or tectonic movements (Pavlík  
84 2004). The thickness of the eroded units has not been estimated in a satisfactory manner up to  
85 now.

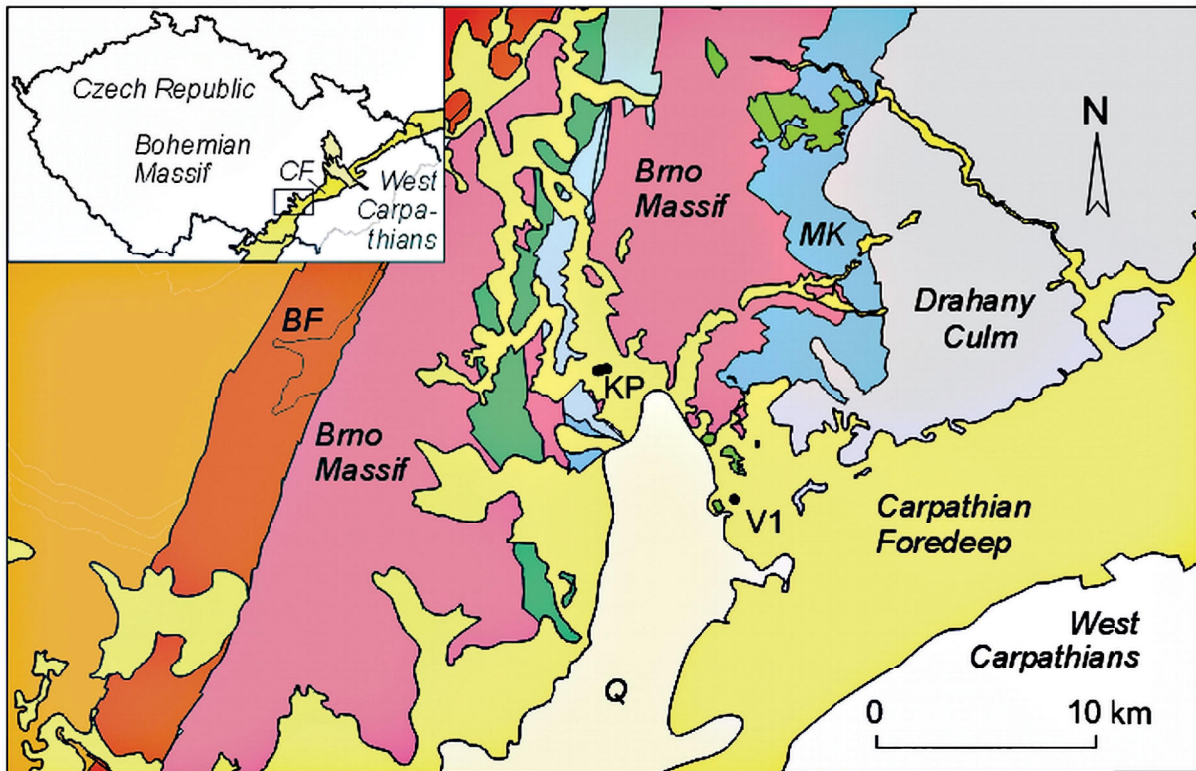
### 86 **3. Investigated sites**

87 Samples and data from two sites in the area of Brno town were used. Data from Brno - Královo  
88 Pole (Královo Pole Tunnel project) were used in the numerical back analysis. After completion  
89 of Královo Pole tunnels, however, obtaining of new undisturbed samples of Tegl was  
90 impossible in the developed area. The samples for analyses according to Baldwin - Butler's and  
91 Casagrande's proposals were therefore taken from Brno - Slatina (position of the V1 borehole  
92 in Fig.1). The thickness of erosion of Tegl for both site is assumed to be the same or very similar  
93 due to several reasons:

94 1) No significant tectonical movement has been identified between the areas.

95 2) The current head of the Tegl stratum is approximately at the same level at both sites (ca 230  
96 - 245 m above sea level).

97 3) The coastline of the sea during depositing of the stratum is estimated to be 15 – 30 km from  
98 the investigated sites and that is why horizontal surface of Tegl after depositing is assumed for  
99 both sites.



100

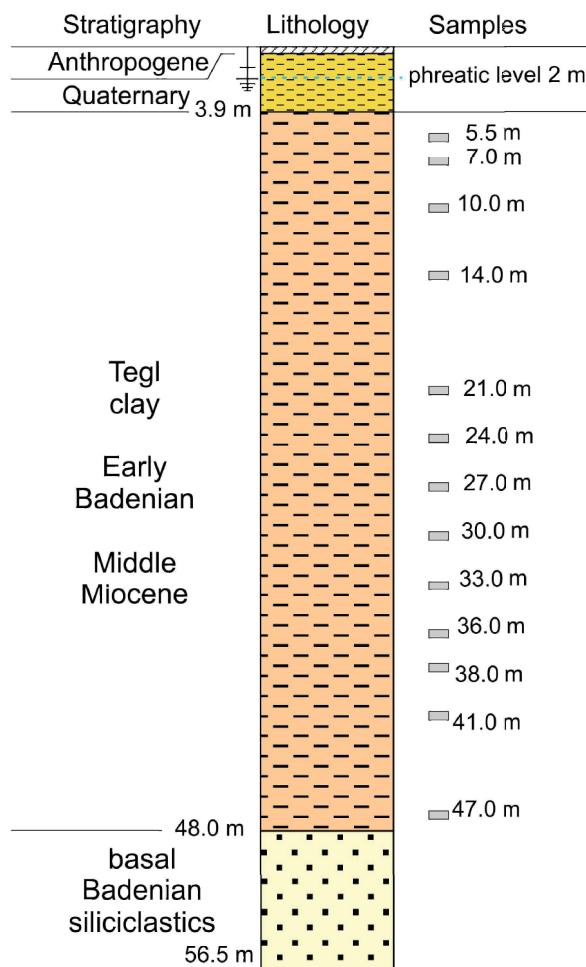
101 *Fig. 1. Locations of KP (Královo Pole tunnel) and V1 (Brno Slatina) boreholes. The yellow area shows the*  
 102 *extension of the Carpathian Foredeep, adjacent geological units are shown for reference.*

103 **3.1 V1 borehole**

104 The borehole V1 was situated in Brno town between Drážní and Šmahova streets. Coordinates  
 105 of the axis of the borehole are: 49.1709261N, 16.6826475E (WGS). The surrounding is flat and  
 106 reaches approx. 250 m above sea level. Quaternary sediments are encountered in relatively thin  
 107 layers (up to first metres) and thickness of Tegel is assumed several tens metres according to  
 108 available archival data.

109 A spiral drillbit in dry drilling mode was used and the depth of 56.5 m was reached. Every ca  
 110 three metres, undisturbed samples were taken using a pushed-in thin-walled steel sampler. The

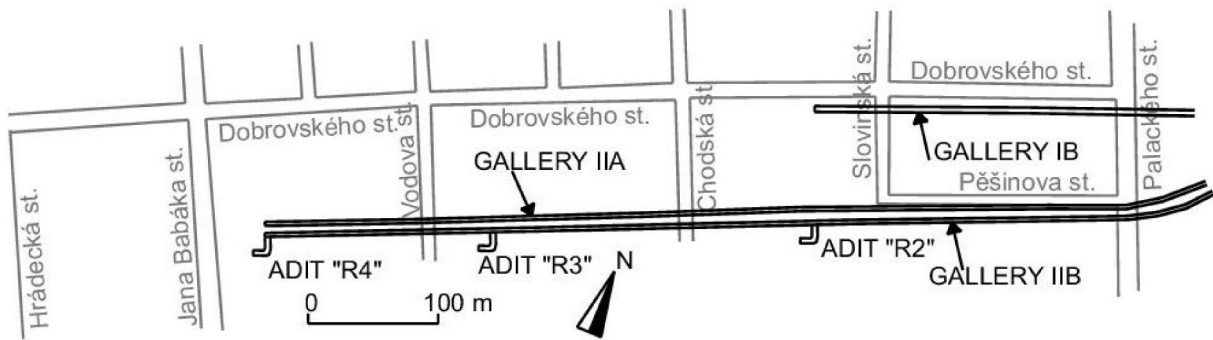
111 V1 profile (Fig. 2) consists of anthropogenic debris at depth of 0-0.5 m and Quaternary eolian  
 112 and deluvial silts and clays at 0.5-3.9 m. Early Badenian Tegl fills the 3.9-48 m interval, with  
 113 grey-brown clay at depth of 3.9-13.8 m gradually changing into a layer of non-weathered and  
 114 very stiff grey-green clay at 13.8-19.5 m. Basal Lower Badenian grey-green clayey sand and  
 115 gravel were encountered at 48.0-56.5 m.



116  
 117 *Fig. 2. Schematic profile of V1 borehole with marked position of undisturbed samples.*

### 118 3.2 Královo Pole Tunnels

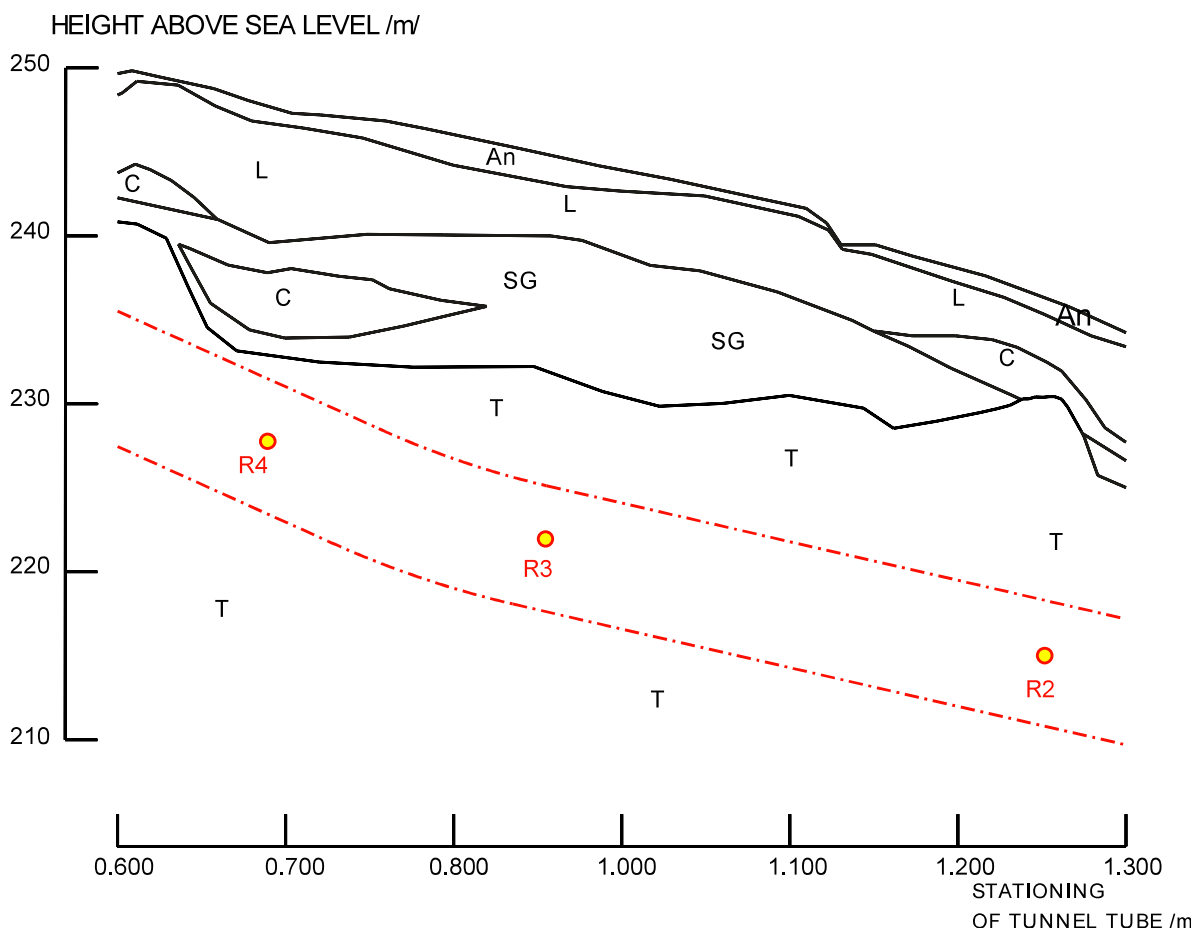
119 The two two-lane road tunnels of the Královo Pole project are situated in the north-western part  
 120 of Brno. Three exploratory galleries and four adits were excavated, instrumented and monitored  
 121 as a part of the site investigation (Fig. 3). Geological setting around exploratory galleries is  
 122 presented in Fig. 4. Head of Tegl stratum above the adits is approximately 230 m above sea  
 123 level. Quaternary sediments above Tegl clay consist mainly of loess and fluvial sand and gravel  
 124 (see Pavlík et al. 2004 for detailed information).



125

126 Fig. 3. Underground works during Královo Pole Tunnels site investigations – Exploratory galleries and  
 127 unsupported adits (Pavlik et al. 2004).

128



129

130 Fig. 4 Geological setting around analyzed adits. T – Tegl clay, SG – sand with gravel, C – clayey silt, L – loess,  
 131 An – anthropogenic sediments. Tunnel tube is marked with dot-and-dash lines.

## 4. The thickness of erosion determined by conventional methods

### 4.1 Baldwin–Butler's equation

An empirical equation for the burial depth  $b_d$  was proposed by Baldwin and Butler (1985) which is a regression curve of data collected mainly by Baldwin (1971) and several other authors. The equation is valid for argillaceous sediments.

$$b_d = 6.02 S^{6.35} \cdot 1000 \text{ [m]} \quad (1)$$

where solidity  $S$  [%] is the volume of solid grains as a percent of total volume of sediment; it is a complementary value to porosity  $n = (100-S)$  [%.]

The porosity (solidity) of a sample changes after removal from the *in-situ* stress conditions. In the laboratory, for estimation of solidity the samples have to be reconsolidated to the *in-situ* effective vertical stress  $\sigma'_v$ :

$$\sigma'_v = \gamma_{sat} \cdot h - u \text{ [kPa]}$$

(2)

where

$\gamma_{sat}$  – [kN.m<sup>-3</sup>] unit weight of fully saturated soil,

$h$  – [m] overburden height,

$u$  – [kPa] pore pressure *in-situ*

The unit weight  $\gamma_{sat}$  of Tegl of 18.8 kN.m<sup>-3</sup> (Svoboda et al. 2009, 2010) was used.

The thickness of erosion is then calculated simply from the depth of burial and the depth of sampling under current surface:

$$E = 6.02 S^{6.35} \cdot 1000 - h \quad (3)$$

$E$  – [m] thickness of erosion.

#### 4.1.1 Results and discussion

The thickness of erosion calculated according to Baldwin-Butler's equation is summarized in Tab. 1. It is obvious that the values fluctuate around approximately 200 m, with the maximum

157 and minimum values of 245 and 177 m, respectively. However, ageing is not accounted for in  
 158 the Baldwin-Butler's equation. Moreover, the increase of porosity due to unloading by erosion  
 159 is neglected.

160  
 161

*Tab. 1. Erosion thickness calculated using Baldwin–Butler's equation.*

Depth sampling (current burial) [m]	Solidity „S“ after reconsolidation [%]	Calculated erosion thickness [m]
7	59,4	<b>214</b>
14	59,7	<b>213</b>
21	67	<b>231</b>
24	59,9	<b>208</b>
27	61,2	<b>240</b>
30	61,3	<b>240</b>
33	59,7	<b>193</b>
36	59,9	<b>195</b>
38	59,2	<b>177</b>
41	61,9	<b>245</b>
47	61,5	<b>227</b>

162

#### 163 **4.2 Casagrande's method**

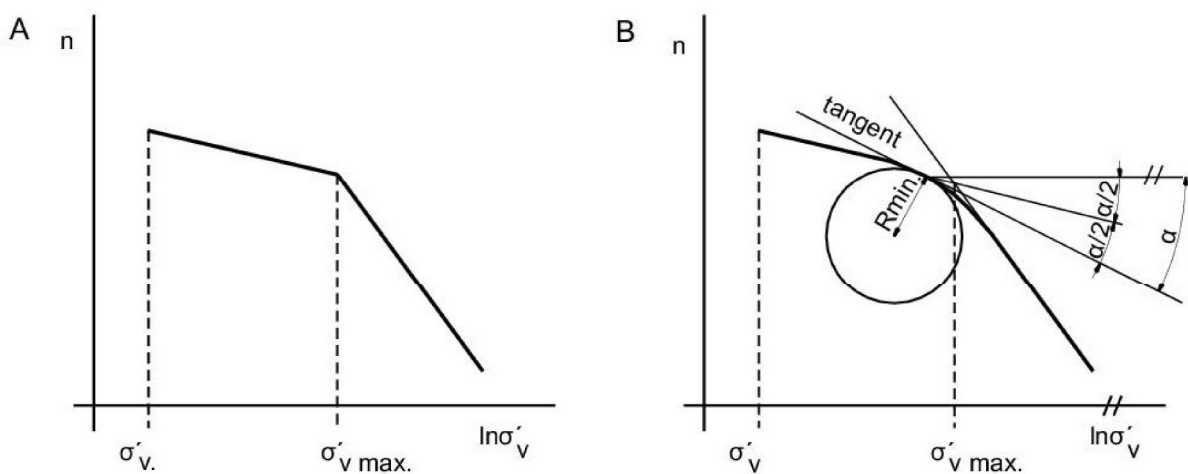
164 Casagrande (1936) stated that the largest overburden under which the soil (clay) had once been  
 165 consolidated can be determined as the “pre-consolidation load” in the one-dimensional  
 166 compression test in the oedometer. Further he suggested a graphical method of determining the  
 167 value of the preconsolidation pressure  $\sigma'_{v \max}$  from the oedometer test results. An ideal  
 168 compression curve of a preconsolidated (overconsolidated) sediment is shown in Figure 5A.  
 169 For a real sediment however, with the compression curve not showing a clear kink of the  $n$ -  
 170  $\log\sigma'_v$  curve, the preconsolidation pressure is determined as shown in Fig. 5B. The method is  
 171 often used to date, despite the fact that original Casagrande's geological interpretation must be  
 172 in error due to ageing. However, neglecting ageing and provided the weight of the sediment is  
 173 known, it is tempting to determine erosion thickness for soils sedimented in water from

$$174 \quad E = \frac{\sigma'_{v \max}}{(\gamma_{sat} - \gamma_w)} - h \text{ [m]} \quad (4)$$

175  $\sigma'_{v \max}$  – [kPa] preconsolidation pressure

176  $\gamma_w = [\text{kN.m}^{-3}]$  unit weight of water

177 The undisturbed samples from the borehole V1 were subjected to one-dimensional oedometer  
178 compression. After reconsolidation to the estimated *in-situ* vertical stress the incremental step-  
179 wise loading was applied to the vertical stress of about 10 MPa (Fig. 7), which is substantially  
180 higher than the values suggested for overconsolidated and stiff clays in practice (Head and  
181 Epps, 2011). Despite the elevated stress levels the determination of preconsolidation pressure  
182 by Casagrande's method proved difficult. The results are in Table 2.



183

184 Fig. 5. Semilogarithmic oedometer compression curve in the plane of porosity and vertical pressure  $\ln\sigma'_v$ : A) An  
185 idealised oedometer compression curve; B) Determination of  $\sigma'_{v \max}$  proposed by Casagrande (1936).

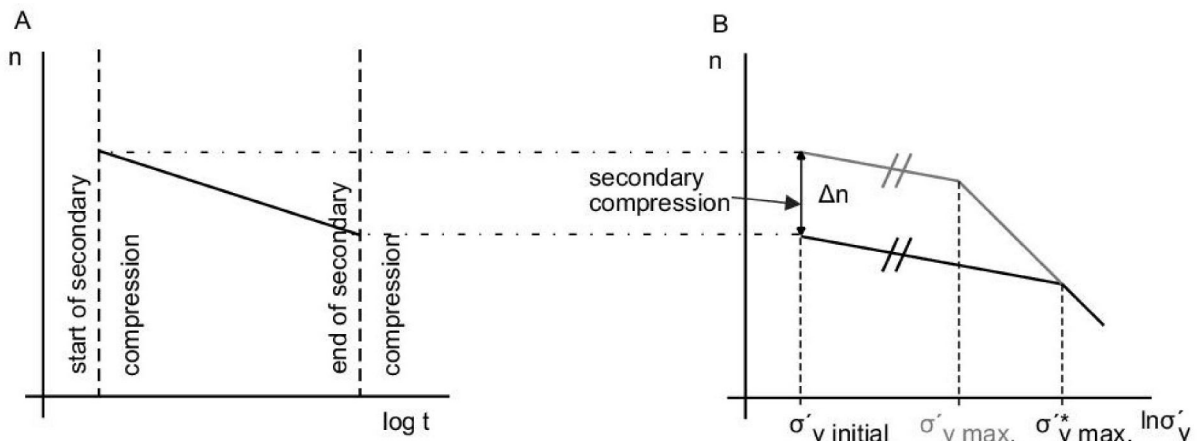
186 As suggested above, Casagrande's geological interpretation of preconsolidation pressure is in  
187 error due to ageing, namely due to reduction of voids portion during time.

188 Decreasing of porosity without a change in vertical effective pressure is pronounced especially  
189 with clays. Due to secondary compression, oedometer tests carried out on good quality  
190 specimens of natural clay inevitably determine a “quasi-preconsolidation pressure”  $\sigma'^*_{v \max}$   
191 instead of the “true” preconsolidation pressure  $\sigma'_{v \max}$  (Leonards and Altschaeffl, 1964; this is  
192 also included in Bjerrum's (1967) “delayed consolidation” and the concept of “time lines”). The  
193 quasi-preconsolidation pressure  $\sigma'^*_{v \max}$  determined by Casagrande's method can reach  
194 substantially higher value than the true preconsolidation pressure  $\sigma'_{v \max}$  (Fig. 6).



195 The change in porosity during secondary compression may be estimated using the secondary  
 196 compression index  $C_\alpha$  [-]. In geotechnical practice  $C_\alpha$  is determined as the slope of the linear  
 197 portion of the compression curve plotted as voids ratio vs logarithm of time (e.g., Head and  
 198 Epps, 2011). However the extrapolation to geological times is a very crude and questionable  
 199 estimate.

200



201

202 *Fig. 6. Definition of secondary compression (A), and its influence on the compression curve (B).*

203 Further, in order to estimate the change of porosity during secondary compression, it is  
 204 necessary to determine its duration. The time needed for the sedimentation of the Tegl strata  
 205 encountered in the V1 borehole was assessed by magnetostratigraphic measurements on the  
 206 undisturbed samples (Bosák and Pruner, 2014), which showed that the sedimentation took place  
 207 approximately between 14.8 and 14.24 Ma before present. The rate of sedimentation was so  
 208 slow that the older part of the stratum was affected by secondary compression when the younger  
 209 part of the stratum had not been sedimented yet. Hence, we decided to consider the mid-point  
 210 of the sedimentation (14.52 Ma before present) for our calculation.

211

#### 212 **4.2.1 Results and discussion**

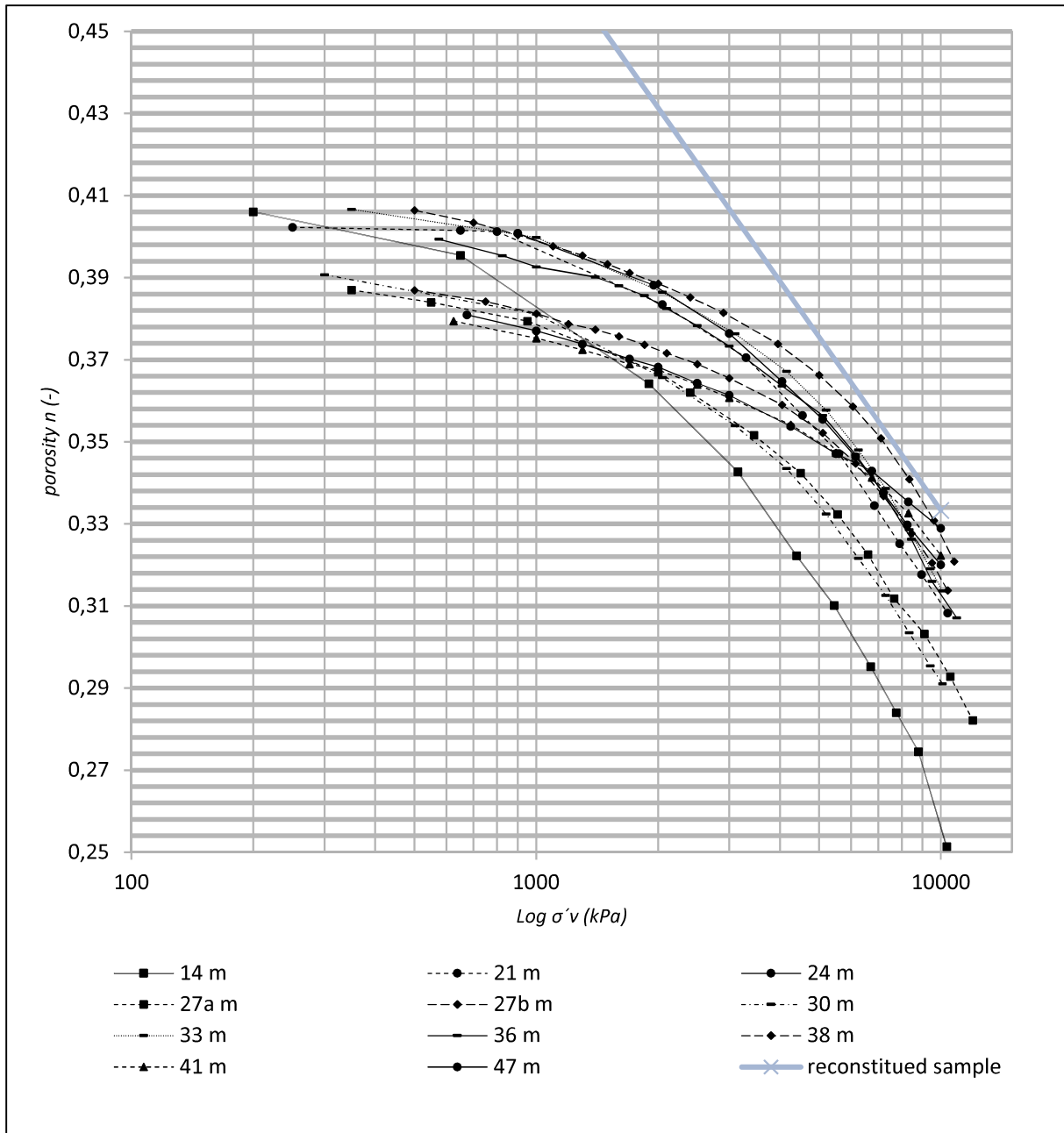
213 Applying the value of  $C_\alpha = 0.016$  (Boháč and Pavlová, 2012) to the samples from the borehole  
 214 V1, the decrements  $\Delta n$  of porosity during secondary compression and consequently the  
 215 corresponding thicknesses of erosion were calculated from the laboratory compression curves



216 of Fig. 7 (Table 2). A test on reconstituted sample was carried out in order to evaluate the curves  
217 of undisturbed samples according to Casagrande's approach (see fig. 7).  
218 The obtained thicknesses of the eroded layer vary between 134 – 766 (approx. 100 – 800 m)  
219 Thus, the results cannot be considered reliable.

220 The problem of Casagrande's proposal to use the oedometer test in studying the overburden  
221 pressures in the geological history was well expressed by Mayne and Kulhawy (1982): “At  
222 present, however, there appears to be no known technique of determining  $OCR_{max}$  ...” (i.e. true  
223 preconsolidation pressure) “...for a specific soil deposit other than a good knowledge of local  
224 geology and stress history of the soil deposit.” The skepticism of the quotation is clearly  
225 confirmed by the discussion of our data above. Burland (1990) or Chandler (2010) also point  
226 out the problem explicitly, however, Casagrande's (1936) approach is still the most used  
227 technique for  $OCR$  (or quasi -  $OCR$ ) determination. It has to be mentioned that alternative  
228 methods for estimation of  $\sigma'_{v\ max}$  from oedometer test has been suggested (e.g., Jefferies et al.  
229 1987). Nevertheless, this is a technique for better determining of the „kink point“ and do not  
230 deal with the fact that the point does not respond to true overconsolidation pressure in the case  
231 of aged soils.

232 These facts served as motivation for proposing the new approach in the next chapter: combining  
233 a numerical geotechnical model with the well-established empirical relationship between in-  
234 situ stresses ( $K_\theta$ ) and the true preconsolidation pressure (i.e.  $OCR_{max}$ ) due to Mayne and  
235 Kulhawy (1982).



236

237 *Fig. 7. Compressibility curves from oedometer tests on undisturbed specimens of V1 borehole.*

238

239

240

241

242

243

244

Tab. 2. The thickness of erosion of Tegl determined using oedometer tests.

Sample No.	depth of the samples [m]	$\sigma'_v$ [kPa]	$\Delta n$ [-]	$\sigma'^*_{v \max}$ [kPa]	$\sigma'_{v \max}$ [kPa]	thickness of erosion [m]
4	14	124	066	2100	1300	<b>134</b>
5	21	185	053	3950	2600	<b>274</b>
6	24	211	047	5400	4050	<b>436</b>
7	27	238	035	7050	5550	<b>604</b>
8	30	264	055	3900	2300	<b>231</b>
9	33	290	050	5000	3450	<b>359</b>
10	36	317	048	4850	2700	<b>271</b>
11	38	334	046	5050	4000	<b>417</b>
12	41	361	031	8950	7100	<b>766</b>

## 246 **5. The thickness of erosion estimated by geotechnical numerical back** 247 **analysis**

248

249 Our geotechnical numerical back analysis simulated the mechanical behaviour of the  
250 underground excavations carried out during the Královo Pole Tunnels project. As the project  
251 was relatively complex, the readers are referred to another publication for more details on the  
252 modelling procedure (Rott et al., 2015). The project consisted of two road tunnels, supported  
253 exploratory galleries of triangular cross-sections and unsupported four adits of circular cross-  
254 section, which all were thoroughly monitored. For our analysis, the unsupported adits were the  
255 most important. They were excavated from the exploratory gallery and they were intentionally  
256 left without any active support to make it possible to measure the convergence (“squeezing”)  
257 of the cavities. Back-calculating the measured “squeezing” of the cavities by optimization of  
258 the value of the coefficient of earth pressure at rest  $K_0$  using an appropriate advanced numerical  
259 model (Mašín, 2014; Rott and Mašín, 2014) allowed us to obtain the *in-situ* stress state in the  
260 clay massif prior to the excavation works. Knowing the *in-situ* stresses, which in the case of  
261 over-consolidated stiff clays are believed the most difficult parameters to be obtained (e.g.,  
262 Hight et al., 2003), the depth of erosion could be calculated with a reasonable confidence. In  
263 the subsequent text, this procedure is explained in more detail.

264 **5.1 Initial stresses in the numerical model**

265 The initial *in-situ* stresses must be put into the advanced numerical models to simulate correctly  
266 excavations, typically using  $K_0$

267 
$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \quad [-] \quad (5)$$

268 where

269  $\sigma'_v$  and  $\sigma'_h$  are the vertical and horizontal effective stresses, respectively.

270  $K_0$  depends on the stress history of the soil, as was proved by a number of laboratory  
271 measurements (e.g. Brooker and Ireland, 1965, or Mayne and Kulhawy, 1982). The latter  
272 authors suggested an empirical equation, derived from laboratory data of loaded-unloaded-  
273 reloaded specimens of both sands and clays. This type of test is a laboratory simulation of  
274 sedimentation-erosion-redeposition process:

275 
$$K_0 = (1 - \sin\phi') \left[ \frac{OCR}{OCR_{max}(1 - \sin\phi')} + \frac{3}{4} \left( 1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right] \quad (6)$$

276 where  $\phi'$  is critical state friction angle of the soil (the critical state – see, e.g., Atkinson,  
277 2007) and  $OCR$  is the overconsolidation ratio, defined as the ratio of the maximum and  
278 current vertical effective stresses:

279 
$$OCR_{max} = \sigma'_{vmax} / \sigma'_1 \quad [-] \quad (7)$$

280 
$$OCR = \sigma'_{vmax} / \sigma'_2 \quad [-] \quad (8)$$

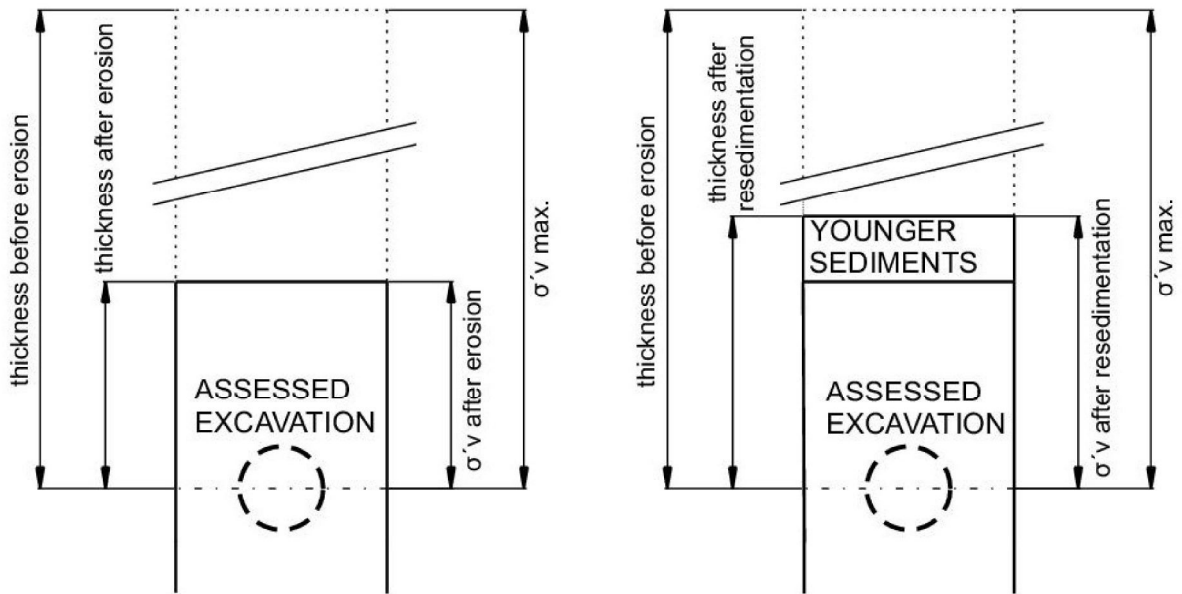
281  $\sigma'_1$  = stress after erosion;  $\sigma'_2$  = stress after redeposition

282

283 It is important to note that (6) is valid only for mechanical loading, unloading and re-loading of  
284 soils, i.e. true preconsolidation. It means that if  $\sigma'^*_{vmax}$  is used the result is not correct.

285 Therefore the equation (6) might not be used in estimating the stresses for Královo Pole  
 286 Tunneling project directly from undisturbed oedometer specimens. However, if the stress state  
 287 is reliably determined by another method – in our case by iterative back analysing the  $K_0$  from  
 288 the measured squeezing of the adits – the equation (6) can be used for calculating the thickness  
 289 of erosion (under the assumption of constant  $K_0$  during ageing, see the discussion later).

290



291

292 *Fig. 8. Effective vertical stress of equations (7) and (8).*

293 Thus, geotechnical numerical back analysis consist of several steps:

- 294 1)  $K_0$  found by trial-and-error method in numerical model
- 295 2) Determining appropriate  $\sigma'_{v\ max}$  in order to obtain  $OCR$  and  $OCR_{max}$  which give the same  
 296 value of  $K_0$  as in the step 1) according to Eq (6)
- 297 3) Erosion thickness is computed using Eq (4).

298

### 299 **5.2 Description of the model**

300 The three modelled unsupported adits R2, R3 and R4 were excavated perpendicularly to the  
 301 exploratory gallery IIB (Fig 3 and 4). They had a circular cross-section of approx. 2 metres in  
 302 diameter. The steel frames (Fig. 9) were installed for the sake of security only, and they were

303 not in contact with the face of excavation, and there was no need to consider them in the  
304 numerical model.

305  
306



307

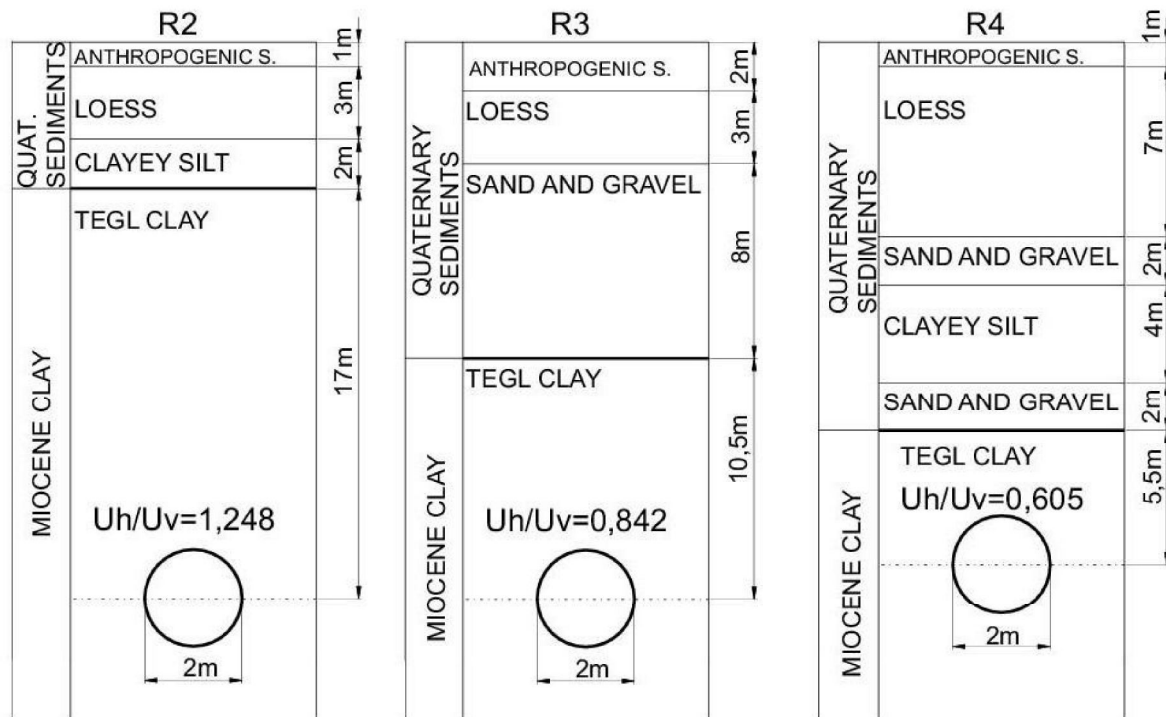
308 *Fig. 9. Lining with the offset of 50 mm from the soil (adit R2; photo by J. Pavlík).*

309 The hypoplastic constitutive model (Mašín, 2005) augmented with inherent anisotropy was  
310 used for Tegl. It allows for different stiffnesses in the horizontal and vertical directions (Mašín  
311 and Rott 2014, Mašín, 2014), which is a crucial requirement for simulating the squeezing of the  
312 adits properly.

313 The geological conditions of the three adits were determined by the geological and geotechnical  
314 site investigations for Královo Pole Tunnels (Pavlík et al., 2004), and they have been simplified  
315 for the purpose of the geotechnical model (see Fig. 10). The ground water level was situated at  
316 the interface of Quaternary sediments and Miocene Tegl.

317 Determination and calibration of the model parameters of the soils are out of the scope of the  
318 present paper, and the reader is referred to Rott et al. (2015).

319  
320

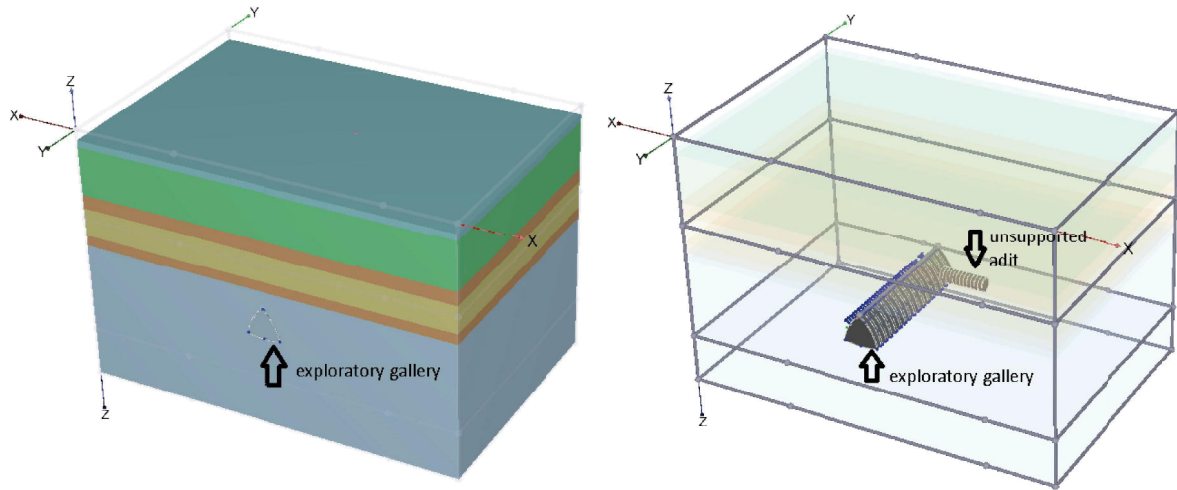


321

322 *Fig. 10. Geological conditions of the adits and the ratio of horizontal ( $U_h$ ) and vertical ( $U_v$ ) deformations*  
 323 *measured in the modelled convergence profiles.*

324 The adits were modelled in three dimensions by finite elements (FEM) using the commercially  
 325 available geotechnical software Plaxis 3D. The model was 55 m wide, 37 m deep and 36 m  
 326 long. Since the studied “convergence profiles” in the adits were just a few metres from the  
 327 exploratory gallery, each model contained both the adit and the gallery (Figs. 11 and 12).

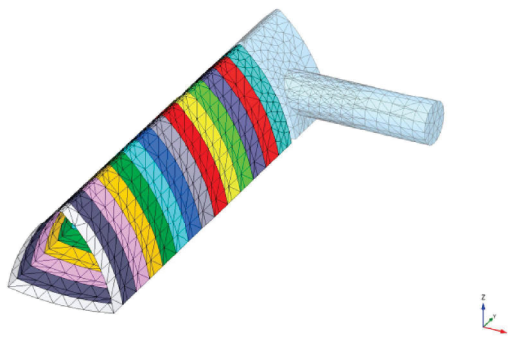
328 The primary lining of the gallery has been composed of two components: the shotcrete and a  
 329 massive steel support. The lining has been modelled using shell elements characterised by a  
 330 single parameter set obtained using homogenisation procedure described in Rott (2014).



331  
332

Fig. 11. 3D model of the unsupported adit and the exploratory gallery in Plaxis software.

333



334

335 Fig. 12. Junction of the exploratory gallery and the unsupported adit. Different colours indicate excavation steps,  
336 each associated with different time-dependent lining stiffness.

337 As suggested above, the aim of the numerical modelling was to obtain by  $K_0$  optimization the  
338 same ratio of horizontal ( $U_h$ ) and vertical ( $U_v$ ) displacements, which was measured *in-situ* for  
339 3 adits R2, R3, R4.  $K_0$  was changed repeatedly by trial-and-error until the model convergence  
340 approximately equalled the monitored values (Boháč et al., 2013). In the cavity R2 the ratio of  
341 the deformations was  $U_h/U_v = 1.248$  In the case of the R3 and R4 cavities the ratios were  $U_h/U_v$   
342  $= 0.842$  and  $U_h/U_v = 0.605$ , respectively (Table 3).

343 In the final step, Equation (6) was used to find the overburden stresses, and thus the depths of  
344 erosion, corresponding to the values of  $K_0$  determined by the 3D numerical modelling. For this  
345 purpose, the geological development of the investigated site was simplified in the following



346 way: the sedimentation of Tegl took place under water, and all the time during erosion the water  
 347 level coincided with the surface of Tegl. Second, the Quaternary sediments of constant  
 348 (current) thickness were considered. Last, similarly to Casagrande's method, constant unit  
 349 weight of Tegl of  $18.8 \text{ kNm}^{-3}$  was assumed, regardless of the depth below the surface.

#### 350 5.4 Results and discussion

351 Tab. 3 shows the deformation ratios measured *in-situ*, the deformations obtained by the  
 352 numerical model after the optimisation procedure, and the corresponding  $K_0$  values of the 3D  
 353 model for the individual adits.

354 *Tab. 3. Convergence ratios and corresponding values of  $K_0$ .*

Adit	$U_h/U_v$ measured <i>in-situ</i>	$U_h/U_v$ from the models after $K_0$ optimization	Corresponding $K_0$
R2	1.248	1,250	<b>0.75</b>
R3	0.842	0.842	<b>0.58</b>
R4	0.605	0.601	<b>0.60</b>

355  
 356 Tab. 4 shows the computed  $K_0$  coefficients with respect to the current thicknesses of Tegl from  
 357 the centres of the adits to the top of Tegl (base of Quaternary). Furthermore, Tab. 4 shows  $K_0$   
 358 values given by the equation (6) for arbitrarily chosen thickness of erosion.

359 *Tab. 4. Comparison of the  $K_0$  values of the 3D model analyses and those calculated using equation (6)*

Adit	Thickness of the Tegl strata/m/	Thickness of Quaternary strata /m/	$K_0$ from numerical back analysis /-/	$K_0$ /-/ from Eq. (6) for erosion:		
				0 m	20 m	40 m
R2	17	6,0	75	0.63	0.68	0.76
R3	15	13.0	58	0.63	0.63	0.70
R4	5.5	16.0	60	0.63	0.63	0.69

360  
 361 The numerical back analysis combined with the empirical equation for  $K_0$  suggested that the  
 362 erosion of Tegl at Královo Pole was between 0 to 40 metres. However, the  $K_0$  values obtained  
 363 by the advanced numerical analyses for the adits R3 and R4 are slightly lower than for the

364 normally consolidated (0 m erosion) Tegl. The discrepancy could be caused by several reasons,  
365 which are discussed in the following.

### 366 **Uncertainty in input parameters**

367 The presented numerical back analysis depends on many geotechnical parameters and state  
368 variables. The most important mechanical phenomena influencing the results however are the  
369 inherent anisotropy (Mašín and Rott, 2014; through its effect on the results of the numerical  
370 back-analysis) and the soil strength (through its effect on estimating the erosion from the value  
371 of  $K_\theta$ ).

372 The critical state friction angle is a function of mineralogy and grading. The Tegl strata are not  
373 consisting of pure clay fraction, and locations with, for example, a substantial amount of sand  
374 particles occur. They have an inevitable influence on the critical state strength expressed by  $\phi$   
375  $'$ . The previously published values for Tegl from several locations ranged between approx. 19  
376 and 27 degrees (Svoboda, 2009, Boháč, 1999). The significant role of the friction angle in  
377 estimating the erosion thickness is clear when Eq. (6) is inspected. The coefficient  $(1-\sin\phi')$  in  
378 Eq. (6) is 0.67 for  $\phi'=19^\circ$  and 0.55 for  $\phi'=27^\circ$ . We adopted  $\phi'=22^\circ$  as the most credible value,  
379 determined by triaxial test on specimens from the vicinity of the adits.

380 The inherent anisotropy was expressed as the ratio “ $\alpha_G$ ” of horizontal and vertical moduli of  
381 the soil and in the model the ratio was assumed a constant:  $\alpha_G = 1.45$ . For adit R2 the  
382 dependence of  $K_\theta$  on  $\alpha_G$  was evaluated by Rott et al. (2015), and the result is presented in Fig.13.  
383 *In-situ*, soils may be influenced by several other factors, for example tectonic movements,  
384 diagenesis etc., which can cause spatial inhomogeneity of stiffness. This has already been  
385 proved for Tegl by *in-situ* measurement (Malát et al., 2015).

386 Considering the inherent uncertainties in the parameters and of the model, and the relatively  
387 small differences in  $K_\theta$  values obtained (Table 4) the thickness of erosion of 20 to 40 metres is  
388 believed to be a plausible estimate.

389

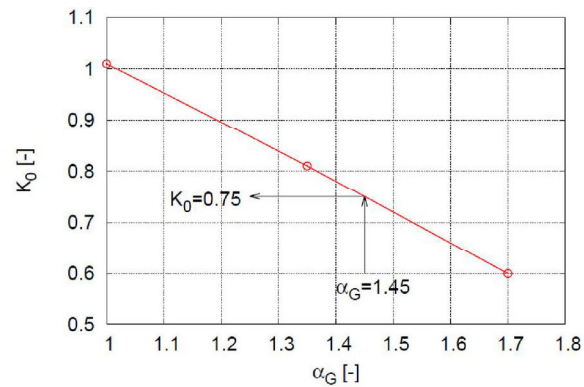


Fig. 13.  $K_0$ - $\alpha_G$  relationship for R2 adit (Rott et al. 2015).

390  
391  
392

### 393 Simplification of geological development

394 Closer to the surface  $K_0$  is relatively more responsive to change in effective stress since related  
395  $OCR$  change is higher in comparison with deeper part of a stratum. Cyclic erosion and re-  
396 deposition of Quaternary sediments or ground water level fluctuation even in range of a few  
397 metres affect  $K_0$  significantly in upper part of Tegl clay. Moreover, the upper part of Tegl strata  
398 can be remoulded by climatic influences which can result in “loss” of overconsolidation. It is  
399 impossible to reconstruct the evolution of the geological basin completely. Hence, it seems  
400 plausible to consider the model and result of adit R2 more relevant, since the Tegl overburden  
401 is the thickest.

402 Assumption of constant  $K_0$  during ageing

403 The numerical back analysis was based on the assumption that  $K_0$  does not change during  
404 ageing. However the influence of ageing on  $K_0$  is still a matter of dispute in the geotechnical  
405 literature.

406 The most discussed phenomena is the influence of the secondary compression on  $K_0$ . Several  
407 laboratory studies have been carried out with different results (Mesri and Hayat, 1993,  
408 Kavazanjian and Mitchell 1984, Gareau et al., 2006). The discrepancy is caused probably by  
409 the problem that during the tests zero horizontal strain has to be kept. Some of the older  
410 laboratory test supported the opinion that  $K_0$  due to secondary compression gradually converges  
411 towards the value of 1.0 (e.g. Kavazanjian and Mitchell, 1984) but their conclusions have been

412 criticized for unacceptable strains compensated during the tests (Holtz and Jamiolkowski,  
413 1985). Others showed (e.g. Mesri and Hayat, 1993) that  $K_0$  during secondary compression  
414 increases. Some newer laboratory data, however, that the  $K_0$  was constant with time (Gareau et  
415 al., 2006). Construction of their device allowed the smallest strains of a soil in comparison with  
416 the older devices. Hence, in our model we assumed that  $K_0$  is constant.  
417 Apart from secondary compression other ageing effects are difficult to quantify. Nevertheless,  
418 while Tegl can be considered to be uncemented and non-expanding soil allows the assumption  
419 that  $K_0$  is not affected.

## 420 **6. Conclusions**

421 The thickness of erosion of Brno Tegl was determined using three independent methods:  
422 Baldwin – Butler's equation, Casagrande's method and the geotechnical numerical back  
423 analysis.

424

425 1. According to Baldwin–Butler's equation the thickness of erosion corresponds to approx. 180  
426 – 270 m. The interval stems from the range of porosities (solidities) of undisturbed specimens  
427 as obtained from the oedometer tests.

428

429 2. Baldwin–Butler's equation has several deficiencies. Changes in porosity (solidity) due to  
430 unloading by erosion and/or reloading by further overburden are not captured. More  
431 importantly, it cannot allow for secondary compression, or the influence of other ageing effects.  
432 Moreover, Eq. (1) is created as a regression curve of collected data but these are in significant  
433 scatter and the equation is inaccurate in principle. These facts invalidate the estimations of the  
434 thickness of eroded layer using this method.

435

436 3. Casagrande's method yielded the thickness of erosion in the interval from 130 to 770 m. The  
437 effect of ageing was tackled using the coefficient of secondary compression, which however  
438 must be based on laboratory data at the time scale completely different from the geological  
439 times. However, further effects of ageing, probably related to chemo-structural changes, are  
440 also likely to affect the compressibility of the clay in the laboratory oedometer tests needed for  
441 Casagrande's method. It is possible to conclude that the method is not capable of determining  
442 the erosion thickness of the overconsolidated Brno Tegl.

443

444 4. The geotechnical numerical back analysis combined with the empirical dependence of  
445 horizontal *in-situ* stress (or  $K_0$ ) on *OCR* (true overconsolidation ratio) has the advantage of not  
446 having to deal with ageing.

447

448 5. The numerical model and the monitored mechanical behaviour around unsupported circular  
449 adits were found by  $K_0$  optimisation. From the resulting value of the earth pressure coefficient  
450 at rest  $K$  the thickness of erosion was estimated to be in the range from 0 to 40 metres, the most  
451 probable values being 20 to 40 metres.

452

453 6. The proposed combination of a numerical model of a thoroughly monitored excavation and  
454 the empirical equation by Mayne and Kulhawy (1982) proved a suitable tool for studying the  
455 erosion of aged sediments elsewhere in the Carpathian Foredeep, or at other sedimentary basins.

## 456 **7. Acknowledgements**

457 The authors thank to the grants [14-32105S]; and [15-05935S] of the Czech Science Foundation  
458 .  
459

## 460 **8. References**

461 Atkinson, J.H., 2007. The mechanics of soils and foundations. Taylor and Francis.

- 462 Baldwin, B., 1971. Ways of deciphering compacted sediments. *Journal of Sedimentary*  
463 *Research*, 41, 1
- 464 Baldwin, B., and Butler, C. O., 1985. Compaction curves. *AAPG bulletin*, 69, 4, 622-626.
- 465 Bjerrum, L., 1967. Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as  
466 related to settlements of buildings , 7th Rankine Lecture. *Geotechnique*, 17, 2, 81–118
- 467 Boháč, J., 1999. Pevnost a přetváření brněnského téglu , Strength and deformations of Brno  
468 Clay - in Czech. XI. Int. Scientific Conference, Technical University VUT, Brno, 33-36.
- 469 Boháč, J. a Pavlová, M., 2012. Předdenudační mocnost a překonsolidace brněnského téglu ,  
470 Overburden thickness and overconsolidation of Brno Tegel – in Czech. *Geotechnika*, 1+2,  
471 2012, 26-30.
- 472 Boháč, J., Mašín, D., Malát, R., Novák, V. and Rott, J., 2013. Methods of determination of  
473  $K_0$  in overconsolidated clay. In *Proceedings of the 18th International Conference ICSMGE*;  
474 Delage, P., Desrues, J. Frank, R. Puech, A. and Schlosser, F., Eds., Paris, France; Vol. 1, 203-  
475 206.
- 476 Bosák, P., Pruner, P., 2014. Magnetostratigrafie badenských téglů z vrtu V1 Brno – Slatina ,  
477 Magnetostratigraphy of Badenian clays in Brno – Slatina – in Czech. Geological institute  
478 AVČR, 33 p.
- 479 Brooker, E.W., and Ireland, H. O., 1965. Earth pressures at rest related to stress history.  
480 *Canadian Geotechnical Journal*, 2, 1-15.
- 481 Brzobohatý, R., 1982. Rybí fauna spodnobadenských vápňitých jílu v Brně–Královo Poli a  
482 její paleogeografický význam., Lower-badenian fauna buried in lime clays in Brno - Královo  
483 pole and its relevance - in Czech *Časopis Moravského Muzea, Vědy přírodní*, 62, 57-64.
- 484 Burland, J. B., 1990. On the compressibility and shear strength of natural clays.  
485 *Géotechnique*, 40, 3, 329-378.
- 486 Casagrande, A., 1936. The Determination of the Pre-Consolidation Load and Its Practical  
487 Significance, *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and*  
488 *Foundation Engineering*, Paper D-34, Vol III, 60-34.
- 489 Chandler, R. J., 2010. Stiff sedimentary clays: geological origins and engineering properties.  
490 *Géotechnique*, 60, 12, 891-902.
- 491 Gareau, L. F., Molenkamp, F. and Sharma, J., 2006. An improved oedometer apparatus to  
492 measure lateral stress during testing. *Geotechnical Testing Journal*, 29, 3, 1–7.
- 493 Head, K.H. and Epps, R., 2011. *Manual of soil laboratory testing*, Vol. 2, 3rd ed., Whittles  
494 Publishing, 499pp.
- 495 Hight, D.W., McMillan, F., Powell, J.J.M., Jardine, R.J. and Allenou, C.P., 2003. Some  
496 characteristics of London Clay. *Proc. Characterisation and Engineering Properties of Natural*  
497 *Soils – Tan et al., eds. Swets and Zeitlinger*, 851-907.
- 498 Holz, R.D., and Jamiolkowski, M.B., 1985 Time dependence of lateral earth pressure. *Journal*  
499 *of geotechnical engineering*, 1239-1242.

500 Jefferies, M. G., Crooks, J. H. A., Becker, D. E., & Hill, P. R., 1987. Independence of  
501 geostatic stress from overconsolidation in some Beaufort Sea clays. *Canadian Geotechnical*  
502 *Journal*, 24, 3, 342-356.

503 Kavazanjian Jr, E. and Mitchell, J. K., 1984. Time dependence of lateral earth pressure.  
504 *Journal of Geotechnical Engineering*, 110, 4, 530-533.

505 Leonards, G. A., and Altschaeffl, A. G., 1964. Compressibility of clay. *Journal of the Soil*  
506 *Mechanics and Foundations Division*, 90, 5, 133-156.

507 Malát, R., Vilhelm, J., Rott, J. and Krupička, M., 2015. Horizontal stiffness of Brno clay  
508 measured by seismic cross-hole method, 6th International Geosciences Student Conference,  
509 13 – 16 July 2015, Prague, Czech republic , poster.

510 Mašín, D., 2005. A hypoplastic constitutive model for clays. *International Journal for*  
511 *Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29, 4, 311-336.

512 Mašín, D., 2014. Clay hypoplasticity model including stiffness anisotropy. *Géotechnique*, 64,  
513 3, 232-238.

514 Mašín, D. and Rott, J., 2014. Small strain stiffness anisotropy of natural sedimentary clays:  
515 review and a model. *Acta Geotechnica*, 9, 2, 299-312.

516 Mayne, P. W., and Kulhawy, F. H., 1982.  $K_0$ /OCR relationships in soil. *Journal of the*  
517 *Geotechnical Engineering Division*, 108, 6, 851-872.

518 Mesri, G. and Hayat, T.M., 1993. The coefficient of earth pressure at rest. *Canadian*  
519 *Geotechnical Journal*, 30, 4, 647-666.

520 Nehyba, S., 1997. Miocene volcanoclastics of the Carpathian Foredeep in the Czech  
521 Republic., *Věstník Českého geologického Ústavu* 72, 4, 311-327.

522 Pavlík, J., Klímek, L. and Rupp, D., 2004. Geotechnical exploration for the Dobrovského  
523 Tunnel, the most significant structure on the large city ring road in Brno , in Czech and  
524 English. *Tunel*, 13, 2, 2-12

525 Rott, J., 2014. Homogenisation and modification of composite steel-concrete lining, with the  
526 modulus of elasticity of sprayed concrete growing with time. *Tunel*, 23, 3, 53–60.

527 Rott, J. and Mašín, D., 2014. The FEM back-analysis of earth pressure coefficient at rest in  
528 Brno clay  $K_0$  with the homogenization of steel/shotcrete lining. In *Proceedings of the 25th*  
529 *Internatiopnal Conference Underground Infrastructure in Urban Areas 2014 , UIUA 2014,*  
530 *Wroclaw, Poland; Madryas, C et al., Eds., Taylor and Francis Group; 113-124.*

531 Rott, J., Mašín, D., Boháč, J., Krupička, M. and Mohyla, T., 2015. Evaluation of  $K_0$  in stiff  
532 clay by back-analysis of convergence measurements from unsupported cylindrical cavity.  
533 *Acta Geotechnica* 10, 6, 719-733.

534 Stráník, Z., Adámek, J., Brzobohatý, R., Buchta, Š., Dudek, A., Grygar, R., Otava, J.,  
535 Pálenský, P. and Tyráček, J.† , 2016 in press. *Geology of the Carpathians and SE margin of*  
536 *the West European platform in the Czech Republic. Czech Geological Survey, Prague.*

537 Svoboda, T., Mašín, D. and Boháč, J., 2009. Hypoplastic and Mohr-Coulomb models in  
538 simulations of a tunnel in clay , in Czech and English. *Tunel*, 18, 4, 59-68.

539 Svoboda, T., Mašín, D. and Boháč, J., 2010. Class A predictions of a NATM tunnel in stiff  
540 clay. *Computers and Geotechnics*, 37, 6, 817-825.