

Univerzita Karlova v Praze, Přírodovědecká fakulta
Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užití geofyziky



**Stanovení horizontálního napětí brněnského jílu
oedometrickou zkouškou**

Horizontal stress in Brno Clay determined by oedometer test

Bakalářská práce

Martin Krupička

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Jan Boháč, CSc.

Praha 2012

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracoval samostatně a uvedl jsem všechny použité prameny a literaturu, které jsem řádně citoval. Předkládanou práci jsem nepoužil k získání jiného nebo stejného akademického titulu.

Souhlasím s využitím této bakalářské práce pro další studijní a vědecké účely.

V Praze, srpen 2012.

Martin Krupička

Podpis:

PODĚKOVÁNÍ

Chtěl bych poděkovat především vedoucímu mé bakalářské práce Ing. Janu Boháčovi. CSc., za jeho podporu, pomoc, trpělivost, vstřícnost, poskytnuté zdroje a odborné rady při řešení práce a provádění laboratorních experimentů v laboratoři mechaniky zemin. Bez jeho vedení by práce jistě nemohla vzniknout.

Dále bych rád poděkoval Martině Pavlové a Tomáši Mohylovi za pomoc při přípravě vzorků a také kolektivu studentů doktorského studia za cenné rady během práce v laboratoři.

Za finanční podporu při provádění bakalářské práce děkuji grantu GAČR P105/11/1184.

OBSAH

1. ÚVOD	1
2.OBLAST ZÁJMU	2
2.1 Geologický vývoj zájmové oblasti	2
2.1.1 Brněnský masiv	2
2.1.2 Západní Karpaty - vývoj karpatské předhlubně	3
2.1.3 Baden v karpatské předhlubni	4
2.2 Inženýrsko-geologické poměry v okolí místa odběru vzorků	4
2.2.1 Brněnský jíl – tégl	4
2.2.2 Kvarterní pokryv v okolí místa odběru vzorků	5
2.2.3 Hydrogeologické poměry	5
3. SOUČINITEL ZEMNÍHO TLAKU V KLIDU K_0	5
3.1 Stanovení K_0 pro normálně konsolidované zeminy	6
3.2 K_0 překonsolidovaných zemin.....	6
3.3 Metoda použitá pro stanovení K_0 při vlastních experimentech	7
4. PŘEKONSOLIDACE A CREEP TĚGLU	8
4.1 Vývoj K_0 během sekundárního stlačení při nulovém bočním přetvoření	10
5. DATA Z PŘEDCHOZÍCH PRÁCÍ	11
6. VLASTNÍ LABORATORNÍ ZKOUŠKY	12
6.1 Popis a princip oedometru	14
6.2 Příprava vzorků	16
6.2.1 Příprava vertikálně orientovaného vzorku.....	16
6.2.2 Příprava horizontálně orientovaného vzorku.....	16
6.2.3 Příprava rekonstituovaného vzorku	17
6.3 Postup a průběh oedometrických zkoušek	17

6.3.1 Horizontálně orientované vzorky	17
6.3.2 Vertikálně orientovaný vzorek	18
6.3.3 Rekonstituovaný vzorek	19
6.3.4 Kalibrace	19
6.4 Vyhodnocení oedometrických zkoušek.....	19
6.4.1 Stanovené čísla pórovitosti.....	19
6.4.2 Křivky stlačitelnosti a stanovení překonsolidačního napětí	20
7. ZHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ A SROVNÁNÍ S VÝSLEDKY Z JINÝCH METOD A PRACÍ.....	28
7.1 Pokus stanovení K_0 s využitím „bobtnacího tlaku“	30
7.2 Nevýhody metody použité pro stanovení překonsolidačního napětí.....	31
7.3 Porušení vzorku	31
8. ZÁVĚR.....	32
9. SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	33

1. ÚVOD

V rámci výstavby Kralovopolských tunelů, které jsou součástí Velkého městského okruhu Brno, probíhá rozsáhlý výzkum oblasti, týkající se především geotechnických vlastností brněnského neogenního jílu – téglu.

Cílem této bakalářské práce je stanovení horizontálního efektivního napětí in-situ brněnského jílu pomocí laboratorních oedometrických zkoušek.

Vertikální efektivní napětí in-situ lze poměrně snadno spočítat při znalosti mocnosti a objemové tíhy jednotlivých vrstev nadloží. Určení hodnoty horizontálního efektivního napětí in-situ, je však mnohem komplikovanější. Stěžejním krokem pro jeho stanovení je určení hodnoty součinitele zemního tlaku v klidu K_0 vystihujícího napjatost v zeminovém masivu, které bude provedeno metodou poměru horizontálního a vertikálního překonsolidačního napětí, kterou poprvé navrhl Zeevaert (1953). Za účelem získání hodnot překonsolidačního napětí budou provedeny standardní oedometrické zkoušky stlačitelnosti na neporušených vzorcích téglu. Pro stanovení vertikálního překonsolidačního napětí bude vzorek připraven tak, aby směr osového napětí aplikovaného při zkoušce odpovídal vertikálnímu směru napětí in-situ a pro stanovení horizontálního překonsolidačního napětí bude vzorek připraven tak, aby směr osového napětí při zkoušce odpovídal směru horizontálního napětí in-situ.

V první části práce se pokusím vystihnout geologické poměry v okolí zájmové oblasti a její vývoj a také shrnout inženýrsko-geologické poměry v okolí místa odběru vzorků v blízkosti Kralovopolských tunelů a geotechnické vlastnosti téglu.

Převážná část práce bude věnována stanovení hodnoty součinitele zemního tlaku v klidu a také problematice týkající se jeho vývoje během sekundárního stlačení, creepu a dalších procesů označovaných souhrnně jako „stárnutí“ zemin. Dále se pak budu zabývat také hodnocením určené hodnoty K_0 a porovnáním výsledků s výsledky z předchozích prací a jiných metod stanovení K_0 .

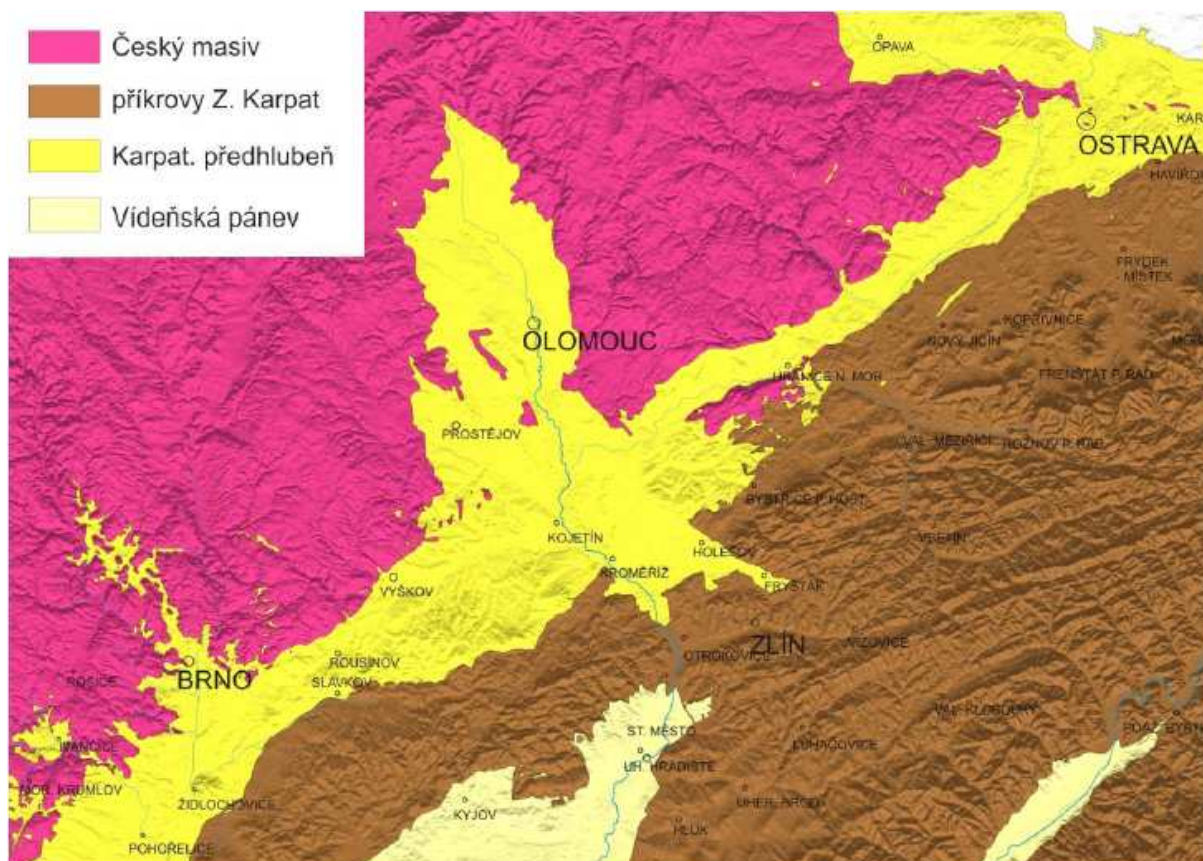
V kapitole pojednávající o vlastních experimentech bude popsána metodika a vyhodnocení prováděných oedometrických zkoušek stlačitelnosti a problematika určení překonsolidačního napětí spolu s prezentací výsledků.

V závěru práce budou shrnuty dosažené výsledky a poznatky.

2. OBLAST ZÁJMU

Neporušené vzorky použité pro moje laboratorní experimenty byly odebrány v rámci zhotovení monitorovacího vrtu v západní části Kralovopolských tunelů v Brně. Kralovopolské tunely jsou součástí Velkého městského okruhu Brno.

Město Brno se z regionálně-geologického pohledu nalézá na styku dvou významných jednotek, a to Západních Karpat a Českého masivu. Jejich kontakt je zobrazen na mapě na obr. 1. Konkrétněji se oblast nachází v místě nasednutí spodnobádeského mořského miocénu karpatské předhlubně o mocnosti až stovek metrů na brněnský masiv tvořený krystalickými horninami (Chlupáč et al. 2002).



Obrázek 1: Geologická mapa stavby kontaktu Českého masivu a Západních Karpat (Pavlová, 2011).

2.1 Geologický vývoj zájmové oblasti

2.1.1 Brněnský masiv

Jako brněnský masiv je označována jednotka na západním okraji města Brna patřící do Českého masivu. V mapách se brněnský masiv jeví jako těleso trojúhelníkovitého charakteru rozprostírající se zhruba mezi obcemi Brno, Boskovice a Miroslav, na něž na jihovýchodě transgresně nasedají usazeniny karpatské předhlubně, na východě paleozoické horniny a na západě je omezeno tektonickým zlomem boskovické brázd (Pavlová, 2011).

Brněnského masiv je tvořen horninami kadomského stáří náležejícími do geologické jednotky brunovistulika, která se táhne přibližně ze severu od Krakova až po Dunaj na jihu. Na východě pak brunovistulikum zasahuje dle geofyzikálních údajů daleko pod Západní Karpaty až k preapeninskému lineamentu (Müller, Novák, et al. 2000). Celý masiv rozděluje v S-J směru centrální metabazitová zóna na dvě části, ve kterých jsou významně zastoupeny horniny metamorfního pláště. Východním směrem od zóny se nachází slavkovský terán, vystupující na povrch pouze na východě brněnského masivu a tvořený alkalicko-vápenatými amfibolickými a biotitickými granodiority a tonality. Západně od zóny se nalézají horniny dyjského masivu, které zde hojně vystupují na povrch. Jedná se zejména o biotitické a dvojslídne granodiority a granity, které se příliš neliší od hornin v části východní. Samotná metabazitová tvořená efuzivními horninami na východě a bazickými intruzivními horninami na západě zóna se táhne přímo přes Brno a je nejstarší částí brunovistulika (Pavlová, 2011, Müller, Novák, et al. 2000). Brněnský masiv se do aktuální polohy na východě Českého masivu dostal díky kolizi dnešních bloků brunovistulika a moldanubika v průběhu variské orogeneze (před cca 400-330 mil. let). (Müller, Novák, et al. 2000) Na metamorfity a magmatity masivu ve spodním devonu sedimentovaly vápence, které tvoří dnešní Moravský kras. Na tyto vápence dále sedimentovaly droby a šterky staršího karbonu a ve spodní křídě se vynořil kontinent, kvůli čemuž vápence erodovaly a krasověly. K opětovnému zaplavení mořem došlo v počátku alpinského vrásnění (Chlupáč et al. 2002).

2.1.2 Západní Karpaty - vývoj karpatské předhlubně

Soustava západních Karpat je součástí pásma táhnoucího se od Pyrenejí až po Himaláje. Na území České republiky zasahují jen svou okrajovou částí na východní Moravě a ve Slezsku. Formování západních Karpat probíhalo během alpinského vrásnění a k nejvýraznějšímu přetváření došlo v období od svrchní křídě do terciéru a jsou tak mnohem mladší než Český masiv. Vývoj této jednotky pokračoval i v průběhu neogénu v podobě postupného vyznívání mořské sedimentace ve změlčujících se flyšových pánvích při současném tektonickém posouvání paleogenních podloží na Český masiv. V neogénu také došlo k vytvoření zcela nových pánví, a to vídeňské pánve, která vznikla v tektonických depresích a také karpatské předhlubně, jež vznikla před čely nasunovaných příkrovů. Karpatská předhlubeň je v podstatě okrajový výběžek pánve v předpolí flyšových jednotek na okraji evropské desky, který se v současnosti rozprostírá v oblasti Vyškovské a Moravské brány a moravských úvalů, Opavska a Ostravska. Je protažena v SZ-JV a SV-JZ směru. Na jihu pokračuje do Rakouska a na severu do Polska. V předhlubni se nalézá několik dílčích miocenních pánví. Poklesová oblast byla v neogénu zalita mořem a došlo k sedimentaci jílu, písku a šterků mocnosti několika stovek metrů. Na tyto sedimenty se při konci vrásnění nasunuly horniny flyšového pásma (Chlupáč et al. 2002).

Během neogénu, konkrétněji v miocénu docházelo v Brně a jeho okolí k rozsáhlé sedimentaci. Sedimenty na Brněnsku jsou tvořeny komplexy mořských sedimentů eggenburgu, sladkovodních až

mírně brakických uloženin ottnangu, mořských sedimentů karpátu a spodního badenu a říčních uloženin, řazených stratigraficky do středního až svrchního miocénu a pliocénu (Müller, Novák, et al., 2000).

2.1.3 Baden v karpatské předhlubni

Do mého zájmu patří nevrstevnaté vápnité jíly – tzv. tégly, které sedimentovaly během spodnobadenské transgrese a jsou v území nejvíc plošně rozšířené. Vzhledem k rozdílně poklesávající předhlubni neprobíhala sedimentace během transgrese synchronně. V hlubokých depresích předbadenského povrchu začíná sedimentační sled brekciemi a sutěmi hlavně kontinentálního původu. Výše se nachází klastické mořské sedimenty jako písky a štěrky o mocnosti do cca 175 m. V hlubších a od břehu vzdálenějších částech pánve sedimentovaly vápnité jíly – tégly (Chlupáč et al. 2002). Müller, Novák, et al. (2000) uvádí, že zde docházelo ještě k sedimentaci řasových a písčitých vápenců. První fáze transgrese se omezila na tzv. spodnobadenskou depresi, vzniklou poklesem předpolí před čely příkrovů. Sedimentace byla poté přerušena krátkou regresí, po níž došlo k poklesu předpolí Českého masivu a následně k rychlému zaplavení, které se rozšířilo až daleko na západ. Během druhé části transgrese sedimentovaly hlavně zmiňované šedo zelené a hnědozelené nevrstevnaté tégly, které většinou ostře nasedají na své podloží. Tégly jsou líčeny jako mořské jílovité sedimenty hemipelagického původu s bohatou mikrofaunou (Chlupáč et al. 2002). Na jednotlivých místech se liší obsahem jílové frakce, zbytky lastur a mírou bioturbace (Boháč a Pavlová, 2012). Jejich rozmístění je rovnoměrné po celé nánosové oblasti a dosahují maximální mocnosti 600m (Nehyba et al. 2008 in Pavlová, 2011).

Od dob sedimentace v badenu došlo k denudaci nadloží brněnských téglů, které způsobilo jejich překonsolidaci. Odhadované mocnosti erodovaného nadloží se značně liší a touto problematikou se blíže zabývá např. Pavlová (2011) a Boháč a Pavlová (2012).

2.2 Inženýrsko-geologické poměry v okolí místa odběru vzorků

V okolí místa odběru vzorků probíhal rozsáhlý geologický průzkum. Z hlediska inženýrské geologie jsou zde významné až několik stovek metrů mocné neogenní jíly – tégly, resp. jejich souvrství do hloubky zhruba 30 m (Fencl, 2012) a na nich ležící kvartérní pokryv.

2.2.1 Brněnský jíl – tégl

Z hlediska inženýrsko-geologického je tégl vápnitý prachovitý jíl. Přítomností expandujících jílových minerálů vzniká schopnost téglu bobtnat a smršťovat se, což je považováno za rizikový faktor. Čerstvá zemina nevystavená povětrnostním vlivům je barvy zelenošedé (Pavlík et al. 2004), má velice pevnou konzistenci a obsahuje proměnlivé množství CaCO_3 (Boháč a Pavlová, 2012) a je soudržná.

V přípovrchových zónách se nachází zvětráváním poznamenané béžové a nahnědlé jíly. Šmouhování, případně skvrnitost jílu, je způsobena průnikem limoniticky zabarvených roztoků z nadložních vrstev trhlinovým systémem v navětralém a tektonicky porušeném prostředí. Těgлы vykazují značnou tektonickou porušenost (Pavlík et al. 2004). Na neporušených vzorcích těgлы je patrný blokovitý až úlomkovitý rozpad a nerovný miskovitě prohnutý lom, na které také poukazuje Pavlík et al. (2004). Ve větších hloubkách se vyskytují až několik centimetrů velké krystaly sádrovce. Těgлы se dále vyznačují malou pevností, vysokou stlačitelností a vysokým stupněm překonsolidace (viz kapitola 4. *Překonsolidace a creep těgлы*).

2.2.2 Kvartérní pokryv v okolí místa odběru vzorků

Je zde velice patrný vliv člověka především v podobě antropogenních navážek do hloubky obvykle zhruba 1 m. Navážky mají charakter směsné hlíny s příměsí stavebního materiálu (dřevo, beton) (Novák, 2012). Navážky na většině míst překrývají přirozený pokryv tvořený sprašovými hlínami, uloženými eolickou činností. Pod sprašovými hlínami se nachází jílovité hlíny a jíly eolicko-deluviální geneze. Jedná se o zvětralinu neogenního jílu často obsahující úlomkovité cicváry a šterková zrna. Na bázi kvartérního pokryvu se nalézají šterky a šterkopísky fluviálního původu, které jsou velmi často zajílované či zahliněné (Pavlík et al. 2004).

2.2.3 Hydrogeologické poměry

Oběh vody v neogenních jílech v podstatě neexistuje a pro nadloží tvořené kvartérními sedimenty se těgлы chovají jako hydrogeologický izolátor. Podzemní voda je vázána na šterkovité a šterkopísčité uloženiny na bázi kvartérního pokryvu, které mají velmi dobré podmínky pro její oběh a akumulaci. Nejedná se o průběžné kolektory, ale pouze o plošně omezené čočky propustných sedimentů uzavřené v relativně nepropustných jílovitých hlínách (Pavlík et al. 2004).

3. SOUČINITEL ZEMNÍHO TLAKU V KLIDU K_0

Napjatostní poměry v zemině jsou důležitým faktorem při řešení řady geotechnických analýz a jsou charakterizovány tzv. součinitelem zemního tlaku v klidu K_0 .

Koeficient K_0 poprvé představil v roce 1891 Donath (Mesri a Hayat, 1993) jako poměr horizontálního a vertikálního tlaku vyvolaného vertikálním zatížením za podmínky nulového radiálního přetvoření. Dnes K_0 uvažujeme jako poměr horizontálního (σ'_h) a vertikálního efektivního napětí (σ'_v) v zemině in situ, viz rovnice (3.1).

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \quad (3.1)$$

Vertikální napětí lze poměrně jednoduše spočítat při znalosti gravitačního zrychlení, objemové tíhy zeminy nadloží a její mocnosti. Horizontální napětí se obecně stanovuje pomocí součinitele

K_0 dosazeného do upraveného vztahu (3.1) na rovnici (3.2) spolu s vypočítaným vertikálním efektivním napětím.

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (3.2)$$

Pro stanovení horizontálního napětí in situ pomocí oedometrických zkoušek je tedy nejprve nutné zjistit aktuální hodnotu K_0 .

Metod pro stanovení K_0 je celá řada, ať už polních, laboratorních, či empirických. V následujících kapitolách 3.1 a 3.2 jsou představeny známé a hojně používané empirické metody a v kapitole 3.3 je pak popsána metoda pro určení K_0 při vlastních experimentech.

3.1 Stanovení K_0 pro normálně konsolidované zeminy

Jako normálně konsolidovaná zemina je označována zemina v přirozeném stavu uložení, jejíž nadloží nebylo v průběhu sedimentace ani po ní denudováno a nedošlo ke změnám poměru horizontálního a vertikálního napětí.

Jak přesvědčivě ukazují Mesri a Hayat (1993), hodnotu koeficientu zemního tlaku pro normálně konsolidované (NC) zeminy je možné velice spolehlivě určit podle zjednodušeného teoreticky odvozeného Jákyho (1948) vztahu (3.3). Vztah vyjadřuje závislost K_{0NC} na úhlu vnitřního tření Φ' .

$$K_{0NC} = 1 - \sin \Phi' \quad (3.3)$$

V této době se všeobecně neužívala koncepce kritických stavů a tak byly pevnostní parametry často používány nesprávně, jak zmiňuje Boháč a Pavlová (2012) a v řadě pozdějších prací diskutujících Jákyho (1948) není uváděno jaký úhel vnitřního tření používat. Podle Mesri a Hayat (1993) je ve výpočtu třeba používat úhel vnitřního tření v kritickém stavu. Součinitel K_0 je pro normálně konsolidovanou zeminu konstantní. Jákyho vztah není možné využít pro výpočet K_0 překonsolidovaných zemin.

3.2 K_0 překonsolidovaných zemin

Stanovení koeficientu zemního tlaku v klidu u překonsolidovaných zemin je mnohem obtížnější.

Mayne a Kulhawy (1982) představili v dnešní době hojně přijímaný a uznávaný koncept výpočtu K_0 pro překonsolidované (OC) zeminy, respektive tedy K_{0OC} . Autoři uskutečnili statistické zpracování velkého množství dat ze starších publikovaných laboratorních experimentů a objevili závislost K_{0OC} na úhlu vnitřního tření a na stupni překonsolidace zeminy. Na základě tohoto zjištění modifikovali vztah (3.3) na rovnici (3.4).

$$K_{0OC} = (1 - \sin \Phi') \cdot OCR^{(\sin \Phi')} \quad (3.4)$$

Φ' je opět efektivní úhel vnitřního tření, respektive úhel vnitřního tření v kritickém stavu a OCR je stupeň překonsolidace (viz 4. *Překonsolidace a creep téglu*). Vztahem (3.4) ale může být určena pouze skutečná překonsolidace zeminy, jaké autoři při experimentech dosáhli odlehčením vertikálního napětí σ'_{\max} na napětí aktuální σ'_{v0} , během něhož stanovili K_0 . Ve většině sedimentů in situ včetně téglu je však situace odlišná díky vlivu sekundárního stlačení, creepu a dalších efektů vlivu času na pórovitost souhrnně označovaných jako „stárnutí“, neboli *ageing* (Boháč a Pavlová, 2012). Tato situace je blíže popsána v kapitole 4. *Překonsolidace a creep téglu*.

3.3 Metoda použitá pro stanovení K_0 při vlastních experimentech

Zeevaert (1953) navrhl metodu stanovení K_0 přímo z poměru překonsolidačních napětí. Jeho návrh vycházel ze zkoušek, které prováděli Habib a Puyo (1953). Zeevaert (1953) uskutečnil zkoušky na jílu pocházejícím z okolí Mexico City a získal pro něj hodnoty poměru horizontálního a vertikálního napětí 0,76 a 0,87, přičemž hodnotu 0,87 vykázal vzorek z vyšší hloubky stejného vrtu. Habib a Puyo dospěli k závěru, že poměr horizontálního a vertikálního napětí po konsolidaci by měl být jednotný. Podle Zeevaerta (1953) je velice důležité u zemin považovaných za překonsolidované určit jakým způsobem k překonsolidaci došlo. Zda se jedná o překonsolidaci způsobenou denudací, či jestli je překonsolidace pouze zdánlivá, která se vyvinula u normálně konsolidované zeminy kvůli strukturním vazbám vzniklým díky vlastnostem minerálů v zemině. Poměr horizontálního a vertikálního napětí v zemině je tedy závislý na procesu sedimentace a také na post-sedimentačních procesech. Pro stanovení a správnou interpretaci tohoto poměru je nutné znát stratigrafické poměry a možnou historii napjatostních změn (Zeevaert, 1953).

Tuto metodu dále doporučil pro stanovení K_0 Tavenas et al. (1975) in (Mesri a Castro, 1987).

Mesri a Castro (1987) dále metodu vyjadřují vztahem (3.4), přičemž se při použití metody předpokládá vztah (3.5), kde $[\sigma'_p]_h$ je překonsolidační napětí horizontálně orientovaného vzorku, $[\sigma'_p]_v$ překonsolidační napětí vertikálně orientovaného vzorku a σ'_{h0} a σ'_{v0} jsou efektivní horizontální a vertikální in situ.

$$K_0 = [\sigma'_p]_h / [\sigma'_p]_v \quad (3.4)$$

$$[\sigma'_p]_h / [\sigma'_p]_v = \sigma'_{h0} / \sigma'_{v0} \quad (3.5)$$

$[\sigma'_p]_v$ se určuje z křivek stlačitelnosti v semilogaritmickém zobrazení e - $\log \sigma'_v$ sestavených na základě oedometrických zkoušek, při kterých jsou neporušené vzorky orientovány tak, aby směr efektivního zatěžovacího napětí σ'_v odpovídal směru efektivního vertikálního napětí in situ. $[\sigma'_p]_h$ se stanovuje stejným způsobem, ale vzorky jsou orientovány tak, aby směr axiálního napětí σ'_v odpovídal směru horizontálního napětí in situ (Mesri a Castro, 1987). Při zkoušce je tudíž horizontálně orientovaný

vzorek při osovém zatěžování za podmínky nulové boční deformace v oedometru přetvářen de facto ve směru horizontálním.

Křivky stlačitelnosti se sestavují na základě hodnot deformace (resp. hodnot čísla pórovitosti) na konci primární konsolidace (EOP = end-of-primary) při každém zatěžovacím stupni, čili bez vlivu sekundárního stlačení. V laboratorních podmínkách se jako EOP uvažuje čtení deformace po 24 hodinách, přestože konec primární konsolidace nastává již dříve.

Čas nutný k ukončení primárního stlačení (konsolidace) je ovlivněn konsolidačním napětím, které dále ovlivňuje také vývoj K_0 během sekundárního stlačení (Zhao et al., 2011).

Očekává se, že výsledky K_0 při použití této metody budou nadhodnocené, jelikož naměřené hodnoty $[\sigma'_p]_h$ a $[\sigma'_p]_v$ se k sobě budou přibližovat (jejich poměr se bude zvětšovat), díky vlivu předpokládaného porušení vzorků (Mesri a Castro, 1987).

Metodu poměru horizontálního a vertikálního překonsolidačního napětí určeného na základě oedometrických zkoušek použili pro výpočet K_0 také Esu a Calabresi (1969). Testovali překonsolidovaný pliocenní jílu a získali hodnoty K_0 rovnou 0,97, přičemž K_{0NC} podle Jákyho vztahu pro testovaný jílu vychází zhruba 0,70, při Φ' rovnému 16 °. Autoři také přicházejí s tvrzením, že existuje lineární vztah pro vývoj poměru horizontálního a vertikálního napětí v jílu s hloubkou, resp. udávají s nadmořskou výškou vzhledem k jimi řešené problematice).

Benoit a Lutenegger (1993) ukazují na svých zkouškách na měkkých jílech, že oedometrické zkoušky na horizontálně orientovaných vzorcích mohou poskytnout vhodnou informaci o napjatostních podmínkách in situ. Stanovili K_0 poměrem vertikálního a horizontálního překonsolidačního napětí z oedometrických zkoušek a poukazují na obdobný výsledek jako u měření napětí přímo ve vrtu (*self-boring pressuremeter test*). Obdobné výsledky hodnoty K_0 z měření napětí přímo ve vrtu a určeného metodou poměru překonsolidačních napětí prokazují i Mahar a O'Neill (1983), kteří testy prováděli na vyschlých jílech z okolí Houstonu v Texasu.

4. PŘEKONSOLIDACE A CREEP TĚGLU

Jako překonsolidované zeminy se označují zeminy, které byly v minulosti pod vlivem většího zatížení než v současnosti, čili hodnota dřívějšího maximálního vertikálního efektivního napětí σ'_{max} byla vyšší než současné vertikální efektivní napětí σ'_v .

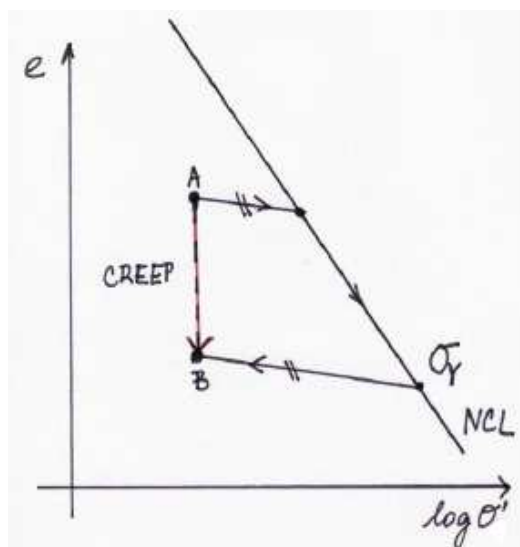
Míra překonsolidace je vyjádřena poměrem těchto napětí tzv. stupněm překonsolidace, jak je vidno ve vztahu (4.2). OCR normálně konsolidovaných zemin je rovno 1, mírně překonsolidovaných 2-5 a OCR vysoce překonsolidovaných je vyšší než 5. (Poul a Franců, 2009)

$$OCR = \sigma'_{max} / \sigma'_v \quad (4.2)$$

Maximální napětí σ'_{max} je označováno jako překonsolidační napětí.

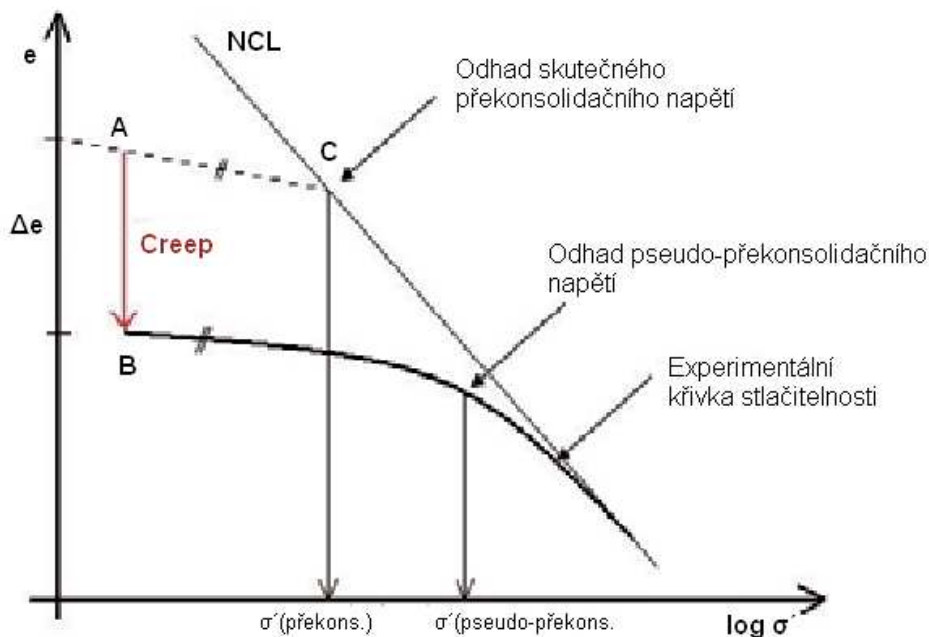
Tégly se vyznačují značnou překonsolidací. Je u nich však nutné rozlišovat skutečnou překonsolidaci způsobenou změnou napjatostních podmínek např. mechanickým odlehčením vzniklým denudací nadloží a překonsolidaci zdánlivou (pseudo-překonsolidaci) způsobenou pravděpodobně creepem zeminy, což prezentují Pavlová (2011) a Boháč a Pavlová (2012). Pro zdánlivou překonsolidaci zavádíme termín zdánlivé překonsolidační (pseudo-překonsolidační) napětí, které je vyšší než skutečné překonsolidační napětí.

Creep je definován jako deformace, resp. snížení čísla pórovitosti, při konstantním efektivním napětí. Je vyznačen na obr. 2 z bodu A do bodu B. Drahou A→B je vyjádřeno jak vlastní stlačení, tak i zmenšení pórů vyplněním při diagenézi (Pavlová, 2011).



Obrázek 2: Creep (Pavlová, 2011).

Překonsolidační napětí stanovené z křivek stlačitelnosti oedometrické zkoušky je napětím pseudo-překonsolidačním, jelikož je ignorován vliv creepu. Tento princip je názorně zobrazen na obr. 3. NCL je čára normální stlačitelnosti, dráha C→A vyjadřuje mechanické odlehčení, dráha A→B creep. V obrázku je rovněž proložena teoretická experimentální křivka stlačitelnosti a znázorněn odhad pseudo-překonsolidačního a skutečného překonsolidačního napětí. Snížení vertikálního napětí způsobuje zvýšení čísla pórovitosti a zemina se dostane ze stavu nacházejícího se přímo se na NCL do překonsolidovaného stavu.



Obrázek 3: Překonsolidační a pseudo-překonsolidační napětí (upraveno z Pavlové, 2011).

4.1 Vývoj K_0 během sekundárního stlačení při nulovém bočním přetvoření

Ani moderní mechanika zemin nezná jednoznačnou odpověď na otázku, zda v průběhu sekundárního stlačení během „stárnutí“ (z anglického *ageing*) jílu bude hodnota K_0 klesat, poroste, či se jestli bude konstantní.

Zájem o tuto problematiku vzbudil Schmertmann (1983) svojí „jednoduchou otázkou“, kde formou ankety zjistil neshodu mezi prominentními inženýrskými geology z celého světa, přičemž polovina z 32 dotazovaných zastávala názor, že K_0 poroste, zhruba třetina, že je časově nezávislý a zůstane konstantní, osmina odpověděla, že bude klesat a zbytek na otázku neznal odpověď. Z toho jasně vyplývá nejednotnost názoru na toto téma.

Bylo by možné očekávat pokles hodnoty K_0 díky nárůstu pevnosti vlivem stárnutí (Schmertmanna, 1983).

V návaznosti na Schmertmanna (1983) reagovali Kavazanjian a Mitchell (1984), kteří předpokládají nárůst K_0 u normálně konsolidované zeminy a pokles u překonsolidovaných zemin (jejichž počáteční K_0 je větší než 1) v čase až do hodnoty $K_0 = 1,00$, tedy dosažení stavu napjatostní izotropie. Jejich předpoklad je založen na vývoji k dosažení stavu minimální energie, což se zdá být logické a uvádějí podložení úvah experimentálními výsledky z triaxiálních zkoušek. Přiblížení K_0 k hodnotě 1,00 dochází v průběhu geologického času a tyto změny jsou z inženýrského hlediska zanedbatelné u nejmladších sedimentů, ale při predikci horizontálního stresu in-situ pomocí krátkodobých laboratorních zkoušek se stává časová závislost K_0 důležitým tématem (Kavazanjian a Mitchell, 1985).

Holtz a Jamiolkowski (1985) kritizují jejich výsledky z důvodu nepřesného měření, teploty a creepových efektů během sekundárního stlačení. Tíž autoři tvrdí na základě vlastních oedometrických zkoušek na vysoce plastickém jílu, že hodnota K_0 je během sekundárního stlačení v podstatě konstantní (Holtz et al., 1986). A toto tvrzení podporují i experimenty prováděné Hanzawa (1983) a Jamiolkowski et al. (1985)in (Holtz et al., 1986).

Podle Mesri a Castro (1987) a Mesri a Hayat (1993) během sekundárního stlačení roste horizontální napětí in-situ, potažmo i hodnota K_0 . Při uvážení tohoto faktu je nutné poukázat na to, že pokud je při jednorozměrném creepu proměnné horizontální napětí, nejde ve skutečnosti o creep v pravém slova smyslu, jelikož ten je definován jako deformace při konstantním efektivním napětí (správněji středním napětí). Mesri a Hayat (1993) proto navrhuji, že označení creep by se mělo rezervovat pro smykové namáhání, které může vést do porušení a jednorozměrný (objemový) „creep“ by se creepem neměl vůbec nazývat. Jedná se spíše o formální, názvoslovný problém, přesto je dobré na něj upozornit a vzhledem k jeho zřejmé pravdivosti by měl být respektován a pro úvahy jednoosé deformace používat termín sekundární stlačení. U téglu se však běžně termín creep používá.

K závěru, že K_0 během sekundárního stlačení roste, dospěli také Zhao et al. (2011), kteří testovali rekonstituované vzorky překonsolidovaného jílu. Vedle snížení čísla pórovitosti je podle nich dalším efektem zvýšení cementace zeminy.

Nejvíce je dle výše uvedeného uznáván názor, že se bude během sekundární stlačení a „stárnutí zeminy“ hodnota K_0 zvyšovat vlivem růstu horizontálního napětí, případně bude konstantní. Tento názor však stále není dokonale ověřen dostatečným množstvím zkušebním dat ani dostatečným poznáním problematiky.

Naproti tomu poukazuje Shin a Santamarina (2009), že rozpouštění minerálů v zemině může vést k poklesu, nebo ke konstantním hodnotám K_0 .

5. DATA Z PŘEDCHOZÍCH PRÁČÍ

Svoboda (2010) počítal K_0 na základě vztahu (1) a (2) v rámci numerického modelování poklesové kotliny. Ve vztazích využil hodnotu $OCR = 6,5$ a úhlu vnitřního tření v kritickém stavu $19,9^\circ$ ze zkoušky v rotačním smykovém přístroji. OCR vypočítal stejným způsobem jako já, tudíž z poměru zdánlivého překonsolidačního napětí 1800 kPa z vlastní oedometrické zkoušky a současného vertikálního napětí 275 kPa, které stanovil na základě mocnosti nadloží. Výsledné hodnoty jsou $K_{0NC} = 0,66$ a $K_{0OC} = 1,25$.

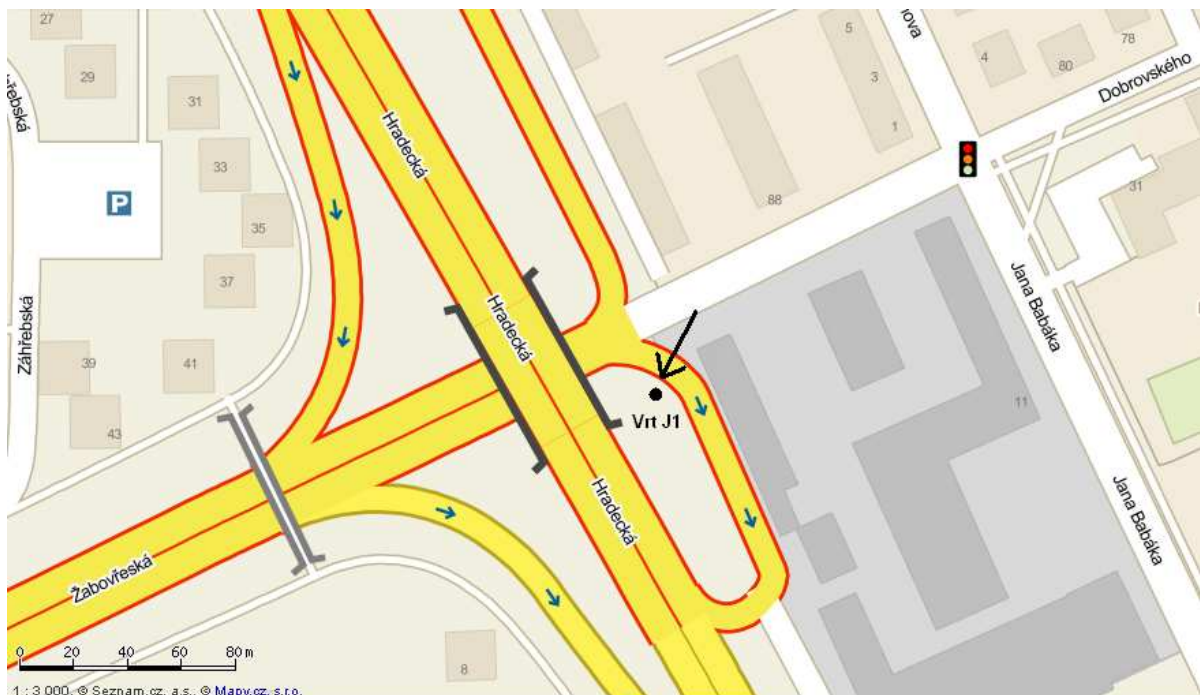
Boháč a Pavlová (2012) se pokoušeli stanovit skutečný aktuální K_{0OC} téglu rovněž podle vztahu (2). K výpočtu OCR však použili skutečné vertikální překonsolidační efektivní napětí cca 900 kPa, které velmi přibližně odhadli na základě změny čísla pórovitosti vlivem creepu pomocí součinitele sekundární stlačitelnosti ($C_\alpha = 0,016$) a doby „stárnutí“ téglu (15 Ma). Vycházeli z pseudo-

překonsolidačního napětí cca 1800 kPa, které ukazuje na svých zkouškách vzorků téglu z hloubky zhruba 15 m Svoboda (2010). Jejich předpokladem je také to, že čerstvý tégel před vlivem creepu měl stejnou stlačitelnost, jaká odpovídá NCL Svobodova rekonstituovaného vzorku. S použitím $\Phi' = 20^\circ$ a současným efektivním vertikálním geostatickým napětím 275 kPa, které rovněž udává Svoboda (2010), získali hodnotu $K_{0OC} = 0,99$.

Problematikou stanovení napjatosti v téglu se zabývá také Novák (2012). Pomocí dvou pokročilých hypoplastických modelů použitých při zpětné 2D a 3D numerické analýze rozrážky dospěl ke čtyřem hodnotám K_0 . První model uvažoval pouze indukovanou anizotropii a poskytl výsledky $K_0 = 1,37$ a $K_0 = 1,45$. Druhý model byl izotropní a dal výsledky $K_0 = 1,7$ a $K_0 = 2,35$. Výsledky K_0 jsou však silně nadhodnocené, protože v modelech není plně uvažována anizotropie tuhosti materiálu, která zvyšuje tuhost téglu v laterálním směru (Svoboda et al. 2009) a tak způsobuje snížení horizontálního napětí v zeminovém masivu. Novák (2012) prováděl také oedometrickou zkoušku stlačitelnosti a stanovil zdánlivé překonsolidační napětí 2000 kPa.

6. VLASTNÍ LABORATORNÍ ZKOUŠKY

Provedl jsem standardní oedometrické zkoušky stlačitelnosti na vzorcích brněnského jílu. Vzorky byly odebrány z jádrového vrtu J1 z hloubky 15,9 m dne 21. 11. 2011 na lokalitě tunel Dobrovského I v blízkosti mimoúrovňové křižovatky ulic Dobrovského, Žabovřeská a Hradecká v Brně. Na mapě na obr. 4 zakreslena přibližná poloha místa odebrání vzorku (vrtu).



Obrázek 4: Přibližná poloha vrtu.

Na detailu vrtného jádra na obr. 5 jsou vcelku dobře patrné jednotlivé vrstvy typů zeminy, které se na lokalitě nachází. Do hloubky zhruba 3,9 m je antropogenní navážka, od 3,9 m do cca 5,5 m se nachází jílovitá hlína spolu se šterko-písčítými vrstvami a poté od hloubky 5,5 m následuje neogenní jíl – tégl. Hladina podzemní vody byla naražena v hloubce přibližně 5 m (osobní sdělení – Malát, 2012).



Obrázek 5: Vrtné jádro z vrtu J1. Je seřazeno po metrových částech dle hloubky. V pravém spodním rohu fotografie je nesvrchnější část jádra. (fotografii poskytl Rott, 2011).

V nedávné minulosti došlo v místě provedení vrtu kvůli výstavbě mimoúrovňové křižovatky ke snížení terénu cca o 5 metrů. Hodnota je pouze přibližná a odvíjí se od výšky úrovně křižovatky (osobní sdělení – Malát, 2012). Tento údaj byl dále využit při výpočtu geostatického napětí, resp. iniciálního zatěžovacího napětí, jehož hodnota se tím zvýšila, protože vzorek v podstatě pocházel z hloubky 20,9 m. Zjistil jsem to však až po provedení první zkoušky, při které bylo z toho důvodu aplikováno příliš nízké počáteční napětí a vzorek mírně nabobtnal (viz 6.3 *Postup a průběh oedometrických zkoušek*).

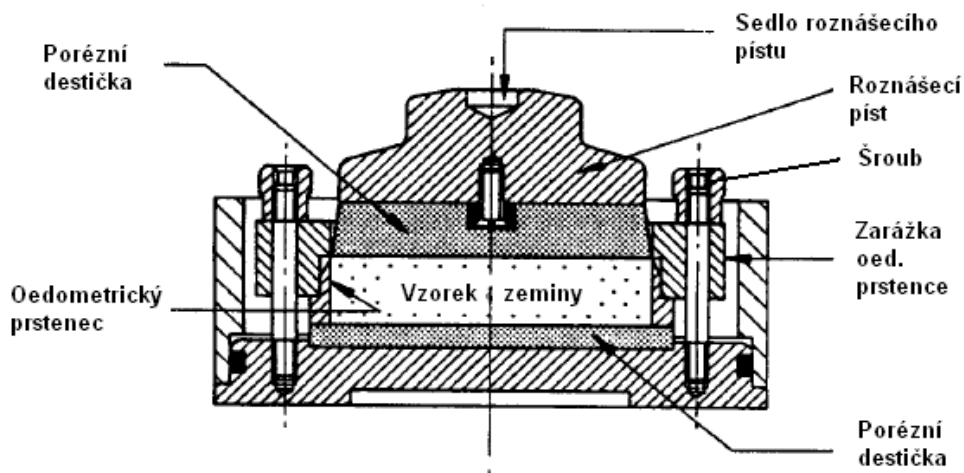
Oedometrické zkoušky jsem provedl na dvou neporušených horizontálně orientovaných a jednom neporušeném vertikálně orientovaném vzorku a jejich cílem bylo stanovení překonsolidačního napětí, resp. zdánlivého překonsolidačního, jehož hodnotu jsem potom použil pro výpočet koeficientu zemního tlaku v klidu K_0 . Dále jsem prováděl oedometrickou zkoušku rekonstituovaného vzorku za účelem ověření sklonu čáry normální stlačitelnosti (NCL) a tím kontroly toho, jestli bylo na neporušených vzorcích překonsolidačního napětí a NCL skutečně dosaženo.

6.1 Popis a princip oedometru

Tento popis se týká konkrétních oedometrů, na kterých jsem prováděl své zkoušky. Jinak se samozřejmě vyskytuje mnoho rozdílných typů oedometrických přístrojů s různými vlastnostmi, stavbou a uspořádáním.

Oedometr, či edometr, je laboratorní zařízení umožňující měření jednoosého stlačení, jednoosé konsolidace. Vzorek se může stlačit (deformovat) pouze v axiálním směru a nedochází k radiálnímu přetvoření. Napětí je vyvozováno přidáváním závaží v jednotlivých zatěžovacích krocích. Měří se velikost svislé deformace neboli změna výšky vzorku pomocí digitálního úchylkoměru.

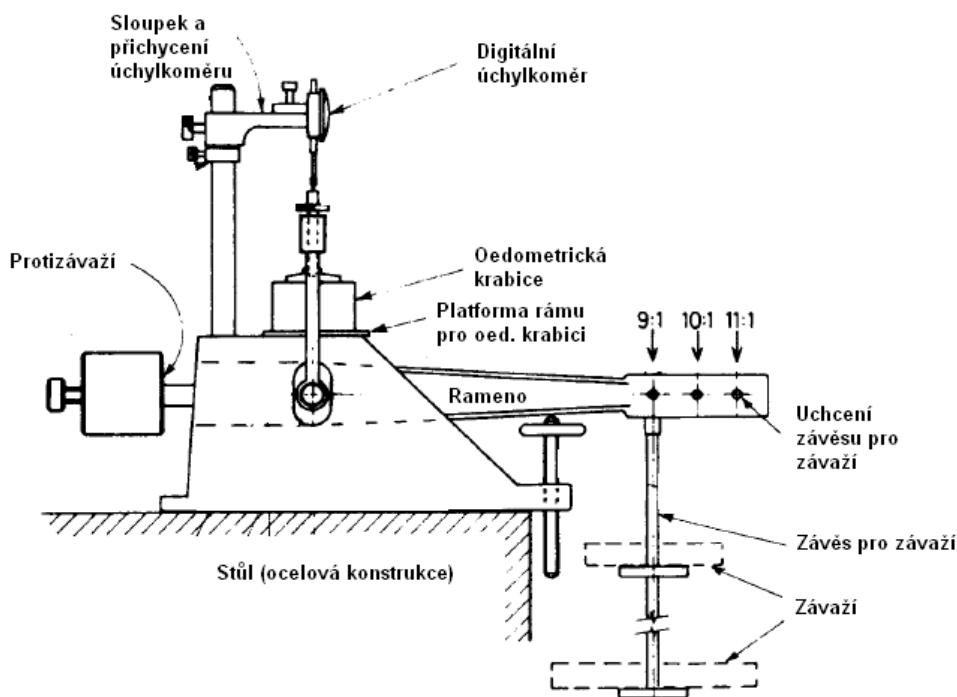
Hlavní součástí oedometru je oedometrická krabice. Do této krabice se vkládá vzorek zatlačený v kovovém prstenci. Prstenec je v oedometrické krabici přichycen příšroubovanou kovovou zarážkou, která prstenec přesně obklopuje po jeho obvodu. Zarážka spolu s prstencem tímto způsobem vytvoří tuhý obal vzorku, který téměř úplně zabraňuje jeho bočnímu přetvoření. Na spodu a na vrchu vzorku jsou v oedometrické krabici umístěny porézní drenážní destičky. Spodní destička je větší než prstenec se vzorkem. Horní destička má nepatrně menší průměr než prstenec, takže do něj přesně zapadá a může se v něm pohybovat ve svislém směru. Destičky na obou stranách vzorku umožňují vertikální proudění vody v a ze vzorku a tím i disipaci pórových tlaků v obou směrech. Mezi vzorek a destičky je často v případě zkoušek na jemnozrnných zeminách vkládán filtrační papír, aby se zabránilo zanášení destiček a snižování jejich propustnosti. Podle Head a Epps (2011) však filtrační papír mezi vzorkem a porézní destičkou způsobuje zanášení pórů zeminy a zhoršení průtoku vody ve vzorku a jeho použití nedoporučují. V průběhu zkoušky je oedometrická krabice zalitá vodou. Je nutno vodu dolévat tak, aby byl vzorek stále celý ponořený. Oedometrická krabice se usazuje na platformu, která už je přímo spojena s vlastním zatěžovacím rámem oedometru. Na horní filtrační destičku se pak pokládá roznášecí píst, na jehož střed je pomocí vahadla aplikováno svislé napětí ze zatěžovacího rámu. K zatěžovacímu rámu musí být při zkoušce pevně připevněny digitální hodinky, které slouží k odečtu svislé deformace – rovněž přes vahadlo – ve zvolených intervalech. Schéma oedometrické krabice je pro názornost zobrazeno na obr. 6.



Obrázek 6: Schéma oedometrické krabice se vzorkem (upraveno z Head a Epps, 2011).

Zatěžovací rám se dále skládá z roznášecího ramene, což je v podstatě páka přenášející zatížení vyvozované závažím. Na jednom konci ramene se nachází protizávaží a na druhém závěs pro závaží. Jelikož je rameno páka, zvyšuje sílu vyvozovanou závažím. Lze si vybrat ze tří možností zvýšení napětí působícího na vzorek podle umístění držadla závaží, a to 9:1, 10:1, 11:1. Zvolil jsem poměr 10:1, čili desetinásobné zvýšení, které je výhodnější z hlediska zjednodušení pozdějších výpočtů.

Celý oedometr je pevně připojen ke stolu (k ocelové konstrukci) tak, aby byl vodorovně a aby bylo zabráněno jeho možnému převrnutí. Na obr. 7 je k nahlédnutí schéma celého oedometrického přístroje.



Obrázek 7: Schéma oedometrického přístroje (upraveno z Head a Epps, 2011).

6.2 Příprava vzorků

Z kovového odběráku o průměru 120 mm byl nejprve vytlačen válec téglu pomocí hydraulického lisu. Část tohoto válce byla poté odříznuta drátovou pilkou a přenesena na jeho další zpracování do klimatizované místnosti, kde se udržuje stálá teplota 22° C, aby se zpomalilo vysychání vzorku. Na všechny vzorky byly použity oedometrické prstence o průměru 50 mm a výšce 20 mm.

Při přípravě vzorků se vyskytlo několik problémů. Hned v prvních momentech jsem v neporušených vzorcích narazil na kousičky sádrovce, které velice komplikovaly rozřezávání vzorku a vypadávaly po okrajích při ořezávání a zatlačování zeminy do prstenců. Tyto sádrovce se do téglu dostaly pravděpodobně sekundárně, oxidací sulfidů při diagenězi (osobní sdělení Mašín, 2012) Podařilo se mi najít místa, kde se sádrovce nevyskytovaly (alespoň na viditelných místech), jinak by se mi nepovedlo připravit kvalitní neporušené vzorky. Další komplikací byla relativní křehkost zkoušeného téglu, která způsobovala odlamování malých kousků jílu i při opatrném zatlačování do prstenců, a to hlavně při přípravě horizontálně orientovaných vzorků.

6.2.1 Příprava vertikálně orientovaného vzorku

Vršek vytlačeného neporušeného vzorku jílu byl zarovnán drátovou pilkou a nožem. Následně na něj byl zhruba doprostřed položen slabě naolejovaný oedometrický prstenc. Poté byl prstenc rovnoměrně přitlačován malým přitlakem a zároveň byla postupně odřezávána zemina okolo prstence tak, aby do něj snadno pronikala. Když byl prstenc už celý plný zeminy, bylo použito druhého oedometrického prstence stejného průměru k zatlačení prvního o kus hlouběji do jádra, takže zemina potom přesahovala přes okraj prvního prstence. Tento váleček jílu, na kterém byl prstenc „nasazen“, byl následně podříznut drátovou pilkou. Přečnívající zemina byla na obou stranách postupně odřezána nožem a srovnána zároveň s hranou prstence, takže výška prstence odpovídala výšce vzorku. Nakonec byl vzorek zvážen, důkladně zabalen do potravinářské fólie a uložen do chladničky, aby se zabránilo jeho vysychání.

6.2.2 Příprava horizontálně orientovaného vzorku

Další část vytlačeného neporušeného vzorku byla zarovnána po obou stranách drátovou pilkou. Poté byla rozřezána ve svislém směru zhruba na třetiny rovněž drátovou pilkou. Tyto díly byly poté otočeny na boční strany, které vznikly rozřezáním. Jejich původní horizontální směr byl nyní orientován vertikálně. Následně byla zemina ze dvou těchto dílů zatlačena do dvou oedometrických prstenců stejným způsobem jako u vertikálně orientovaného vzorku. Vzorky byly opět zváženy, zabaleny a uloženy do chladničky.

6.2.3 Příprava rekonstituovaného vzorku

Zbytek neporušeného vzorku a odřezky byly rozmělněny nožem a rukou na drobné kousky. Z hromádky jílu se pak vybraly úlomky sádrovců. Kousky téglu se posléze smíchaly s destilovanou vodou a tato směs byla promíchávána v hnětači na těsto po několik hodin, přičemž byla průběžně doplňována destilovaná voda a odebírány nerozmíchatelné kousky tak, aby se vytvořila homogenní pasta o vlhkosti nad mezí tekutosti. Když bylo tohoto stavu dosaženo, byla pasta nalita do válce o průměru 100 mm opatřeného na každém konci filtračními destičkami umožňujícími drenáž a rekonsolidována axiálním napětím 100kPa. Během procesu rekonsolidace bylo důležité hlídat, aby pasta v žádné části válce nevyschla. Po několika dnech, kdy se ponechala v těchto podmínkách, aby mohla dostatečně konsolidovat (do ustálení deformací), se z již tuhé pasty připravil vzorek stejným způsobem, jako vzorek vertikálně orientovaný.

6.3 Postup a průběh oedometrických zkoušek

Při výpočtu a odhadu geostatického, respektive iniciálního zatěžovacího napětí, byla uvažována objemová tíha téglu γ o přirozené vlhkosti rovna $18,8 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ stanovená podle hmotnosti a objemu zeminy v oedometrických prstencích. Tato hodnota odpovídá objemové tíze určené Svobodou (2010).

6.3.1 Horizontálně orientované vzorky

Oedometrický prstenec s horizontálně orientovaným vzorkem byl osazen do oedometrické krabice bez filtračních papírů mezi vzorkem a filtračními destičkami. Nejprve bylo třeba provést tzv. rekonsolidaci. Její průběh byl takový, že osazený, nezalitý vzorek byl několikrát zatížen odhadnutým geostatickým napětím 200 kPa a odlehčen zpět na 0 kPa. Poté byl oedometrický prstenec vyjmut z krabice a posuvným měřidlem se změřila výška vzorku. Ta zůstala nezměněna – rovna výšce prstence. Rekonsolidací se docílí především dosednutí jednotlivých vrstev (oedometrická krabice a platforma rámu, roznášecí píst a horní filtrační destička), které k sobě v oedometru přiléhají a zároveň se poté zkontroluje skutečná výška vzorku. Prstenec byl vložen zpět do oedometrické krabice a opětovně zatížen 200kPa, přičemž jsem uvažoval, že tímto zatížením nedošlo ke změně výšky vzorku a mohl jsem tak vynulovat digitální hodinky a tím odstranit „fiktivní“ stlačitelnost vzniklou dosednutím jednotlivých rozhraní. Krabice byla zalita pitnou (vodovodní) vodou. Po krátkém čase se objevilo pozvolné, pomalé bobtnání vzorku. Postupně byla přikládána další závaží až do zastavení bobtnání při napětí 239 kPa, které by mělo odpovídat skutečnému horizontálnímu geostatickému napětí. Bobtnání dosáhlo malé hodnoty, pouze cca 0,03 mm, a bylo rychle zastaveno. Následovalo aplikování dalších přitěžovacích kroků a to v tomto sledu: 239 – 438 kPa, 438 – 637 kPa, 637 – 1182 kPa, 1182 – 1997 kPa, 1997 – 2984 kPa, 2984 – 4218 kPa a 4218 – 5986 kPa. Následovalo odlehčování ve stejných krocích až na 0 kPa. Každý přitěžovací i odlehčovací krok trval zhruba 24

hodin, kromě kroku 1997 – 2984 kPa, který trval 4 dny, což pravděpodobně ovlivnilo výsledky zkoušky (viz 6.4 *Vyhodnocení oedometrických zkoušek*) a kroku. Standardně je využíváno přitěžovacího poměru 1, to znamená, že každé další napětí v dalším přitěžovacím stupni je rovno dvojnásobku napětí ve stupni předcházejícím. Já jsem ovšem v tomto případě zvolil tento sled napětí, abych získal více bodů a vytvořil tak plynulejší křivku stlačitelnosti. Po odlehčení na hodnotu 0 kPa vzorek velmi nabobtnal, zemina získala větší vlhkost a měkkčí konzistenci a dostala se i přes okraj prstence a tak nelze vyloučit i možnou boční deformaci vzorku. Kvůli měkké konzistenci se dala jen obtížně stanovit konečná výška vzorku, čímž se zkomplikovalo vyhodnocování zkoušky, především z hlediska kontroly konečného čísla pórovitosti. I po změření výšky vzorku však nelze hodnotu konečného čísla ověřit, vzhledem k možné boční deformaci. Výpočet pro kontrolu jsem ale i tak provedl a dopadl vcelku dobře. Po ukončení zkoušky byl prstenec se vzorkem vyjmut z oedometrické krabice, zvážen, problematicky (kvůli nabobtnání) změřen, sušen v sušárně při 105° C po 24 hodin a opět zvážen.

Druhá zkouška na dalším horizontálně orientovaném vzorku proběhla obdobně. Nejprve byla provedena rekonsolidace a poté zatížení už lépe zjištěným geostatickým napětím 239 kPa, které však nestačilo a opět došlo k nepatrnému bobtnání o 0,03 mm. Bobtnání bylo však rychle podchyceno postupným přidáváním závaží až na hodnotu 249 kPa. Sled přitěžovacích stupňů byl poté: 249 – 447 kPa, 447 – 646 kPa, 646 – 1190 kPa, 1190 – 2001 kPa, 2001 kPa – 3030 kPa, 3030 – 4266 kPa, 4266 – 6001 kPa. Po napětí hodnoty 6 MPa následovalo stejně jako v první zkoušce odlehčování ve stejných krocích až na hodnotu 0 kPa. Opět došlo k nabobtnání až přes okraj prstence. Jako u předchozí zkoušky, každý přitěžovací i odlehčovací krok trval zhruba 24 hodin, kromě kroku 2001 – 3030 kPa, který trval 4 dny. Postup byl dále stejný jako u první zkoušky.

6.3.2 Vertikálně orientovaný vzorek

Průběh byl podobný jako u předchozích zkoušek. Prstenec s vertikálně orientovaným vzorkem byl osazen do oedometrické krabice. Mezi vzorek a filtrační destičky se v tomto případě vložil filtrační papír. Toto opatření se později ukázalo jako nevhodné, alespoň pro tento typ zkoušky, jelikož papír šel ze vzorku jen obtížně sundat a zůstal na jílu přilepený a zároveň začal ve stojaté vodě oedometru hnit a velice nepříjemně zapáchal. Po provedení rekonsolidace byl zatížen vypočteným geostatickým napětím 300 kPa. Po jeho aplikaci došlo k mírnému stlačení vzorku. Následovaly zatěžovací kroky: 300 – 412 kPa, 412 – 802 kPa, 802 – 1252 kPa, 1252 – 1502 kPa, 1502 – 1700 kPa, 1700 – 1900 kPa, 1900 – 2300 kPa, 2300 – 3350 kPa, 3350 – 4400 kPa, 4400 – 5450 kPa. Potom následovalo odlehčování v opačných krocích až na hodnotu 300 kPa, kdy byla zkouška ukončena a vzorek vyjmut z oedometrické krabice, aby se zabránilo jeho bobtnání. Každý přitěžovací i odlehčovací krok trval 24 hodin. Další postup odpovídal postupu předchozích zkoušek.

6.3.3 Rekonstituovaný vzorek

Rekonstituovaný vzorek byl osazen do oedometru a byl rekonsolidován napětím 98 kPa, poté se vyjmul, zvážil, změřila se jeho výška a zpět se osadil a zatížil se znovu napětím 98 kPa. Zatěžovací sled byl následující: 98 – 202 kPa, 202 – 400 kPa, 400 – 648 kPa, 648 – 1192 kPa, 1192 – 1989 kPa, 1989 – 3013 kPa, 3013 – 4249 kPa, 4249 – 6020 kPa. Poté došlo k odlehčování v opačném sledu až na 0 kPa. Každý přitěžovací i odlehčovací krok trval 24 hodin. Dále se pokračovalo stejně jako u zkoušek předchozích.

6.3.4 Kalibrace

Před samotným vyhodnocováním dat z oedometrických zkoušek jsem ještě provedl kalibraci oedometrů. Ta se provádí za účelem odstranění vlivu deformací oedometrického přístroje během zatěžování. Místo vzorku jsem do oedometrické krabice umístil plexisklový disk, který se uvažuje jako nestlačitelný vzorek. Potom jsem aplikoval stejná zatížení, jaká byla aplikována během zkoušek na skutečných vzorcích zeminy. Hodnoty čtení jednotlivých kroků kalibrace byly následně přičteny, resp. odečteny od čtení v jednotlivých zatěžovacích a odlehčovacích stupních.

6.4 Vyhodnocení oedometrických zkoušek

Základním cílem vyhodnocování mých oedometrických zkoušek bylo získání jednotlivých křivek stlačitelnosti neporušených vzorků pro zjištění zdánlivého překonsolidačního napětí a křivky stlačitelnosti rekonstituovaného vzorku, pro ověření dosažení NCL a sklonu NCL. Graf křivek stlačitelnosti se promítá v semilogaritmickém zobrazení e vs. $\log \sigma'$, kde e je číslo pórovitosti a σ' je efektivní axiální napětí působící na vzorek. Pro sestavení těchto křivek je tedy podstatné zjistit co nejvěrohodnější hodnotu čísla pórovitosti pro každý zatěžovací stupeň.

6.4.1 Stanovené čísla pórovitosti

Následující rovnice (6.1 – 6.7) jsem převzal z manuálu laboratorního testování zemin od autorů Head a Epps (2011).

Nejprve bylo nutné stanovit počáteční číslo pórovitosti e_0 , které jsem zkoušel vypočítat dvěma způsoby. Prvním způsobem byl výpočet pomocí počáteční vlhkosti vzorku rovnicí (6.1), kde w_0 je počáteční vlhkost vzorku, ρ_s je zdánlivá hustota pevných částic a ρ_w je objemová hmotnost vody. Výpočet bylo možné použít, protože stupeň nasycení zeminy odpovídal hodnotě 1.

$$e_0 = w_0 \cdot (\rho_s / \rho_w) \quad (6.1)$$

Pro hustotu vody ρ_w jsem uvažoval hodnotu 1 g/cm^3 a pro hustotu pevných částic ρ_s $2,66 \text{ g/cm}^3$, kterou uvádí Svoboda (2010). Počáteční vlhkost jsem stanovil vztahem (6.2), kde m_d je hmotnost suché zeminy, stanovené vysušením v peci a m_0 je počáteční hmotnost vzorku.

$$w_0 = (m_0 - m_d) / m_d \quad (6.2)$$

Druhým způsobem, kterým jsem stanovoval počáteční číslo pórovitosti, je výpočet tzv. z rozměrů přes rovnici (6.3), ve které ρ_d značí objemovou hmotnost suché zeminy (počáteční).

$$e_0 = (\rho_s / \rho_d) - 1 \quad (6.3)$$

Hustota suché zeminy byla spočtena vztahem (6.4) jako podíl hmotnosti suché zeminy m_d a počátečního objemu vzorku V_0 , který byl vypočítán jako násobek plochy vzorku S a aktuální, resp. počáteční výšky vzorku H_0 (6.5). Číslo pórovitosti lze vypočítat kdykoli v průběhu zkoušky dosazením aktuálního objemu, potažmo aktuální výšky vzorku do rovnic (6.4) a (6.5) a následným dosazením aktuální zjištěné hustoty suché zeminy do rce (6.3). Nicméně aktuální hodnota čísla pórovitosti e na konci jednotlivých zatěžovacích stupňů byla stanovena ze vztahu (6), kde ΔH je změna výšky vzorku a Δe je změna čísla pórovitosti, která byla následně přičtena, resp. odečtena od předchozí hodnoty e (6.7).

$$\rho_d = m_d / V_0 \quad (6.4)$$

$$V_0 = S \cdot H_0 \quad (6.5)$$

$$\Delta e = (1 + e_0) / H_0 \cdot \Delta H \quad (6.6)$$

$$e = e_0 - \Delta e \quad (6.7)$$

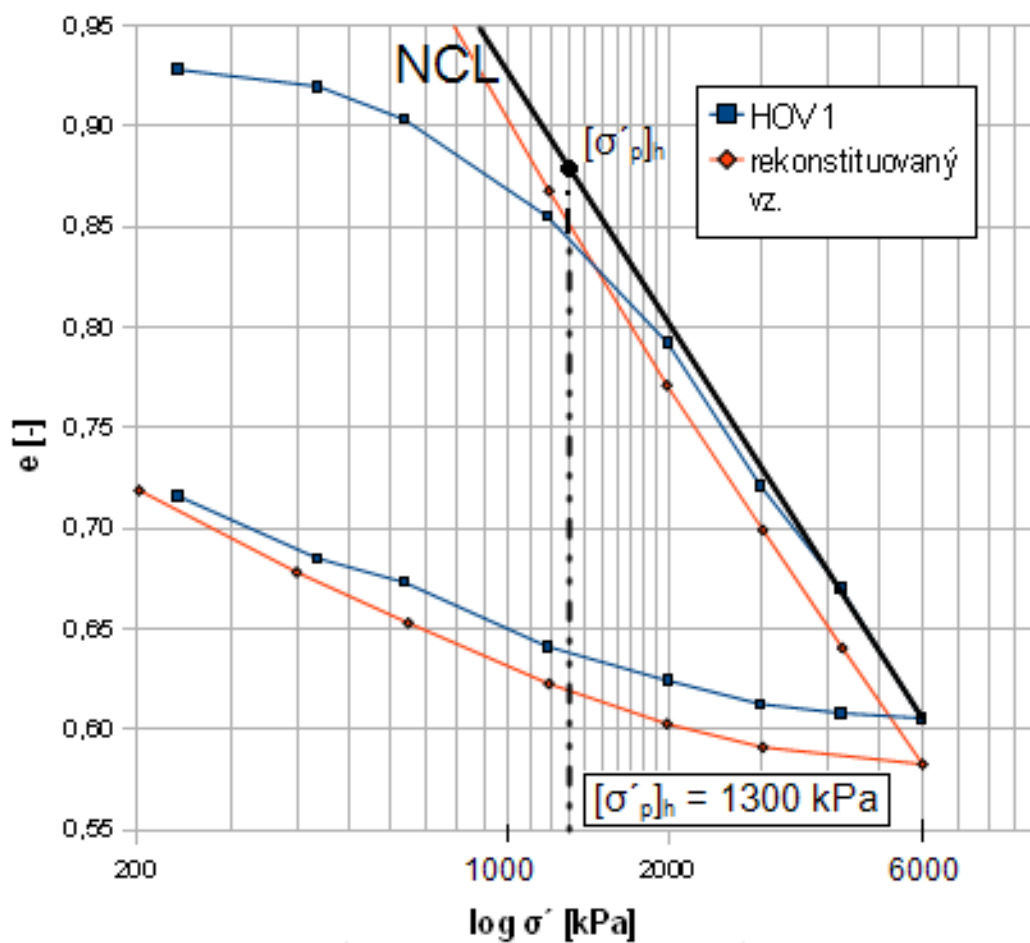
Druhý způsob výpočtu e_0 se ukázal jako výhodnější a dle mého soudu poskytoval věrohodnější výsledky. Jednotlivé vzorky při použití tohoto postupu totiž vykazovaly podobnější počáteční čísla pórovitosti než při použití výpočtu přes vlhkost vzorku. Proto se všechna čísla pórovitosti na konci zatěžovacích stupňů odvíjela od e_0 vypočítaného tímto způsobem, tedy z rozměrů. Teoreticky by měl způsob první (výpočet přes počáteční vlhkost) poskytovat lepší výsledky, avšak v praxi se v poslední době všeobecně zdá být výhodnější druhý způsob (osobní sdělení Boháč, 2012). Výpočet ovšem i tak podléhá relativně velké chybě měření a e_0 jednotlivých vzorků se od sebe mírně liší, jak je vidět na jeho výsledcích.

Hodnoty počátečních čísel pórovitosti byly 0,93 pro první horizontálně orientovaný vzorek a 0,91 pro druhý, 0,85 pro vertikálně orientovaný a 1,4 pro rekonstituovaný vzorek.

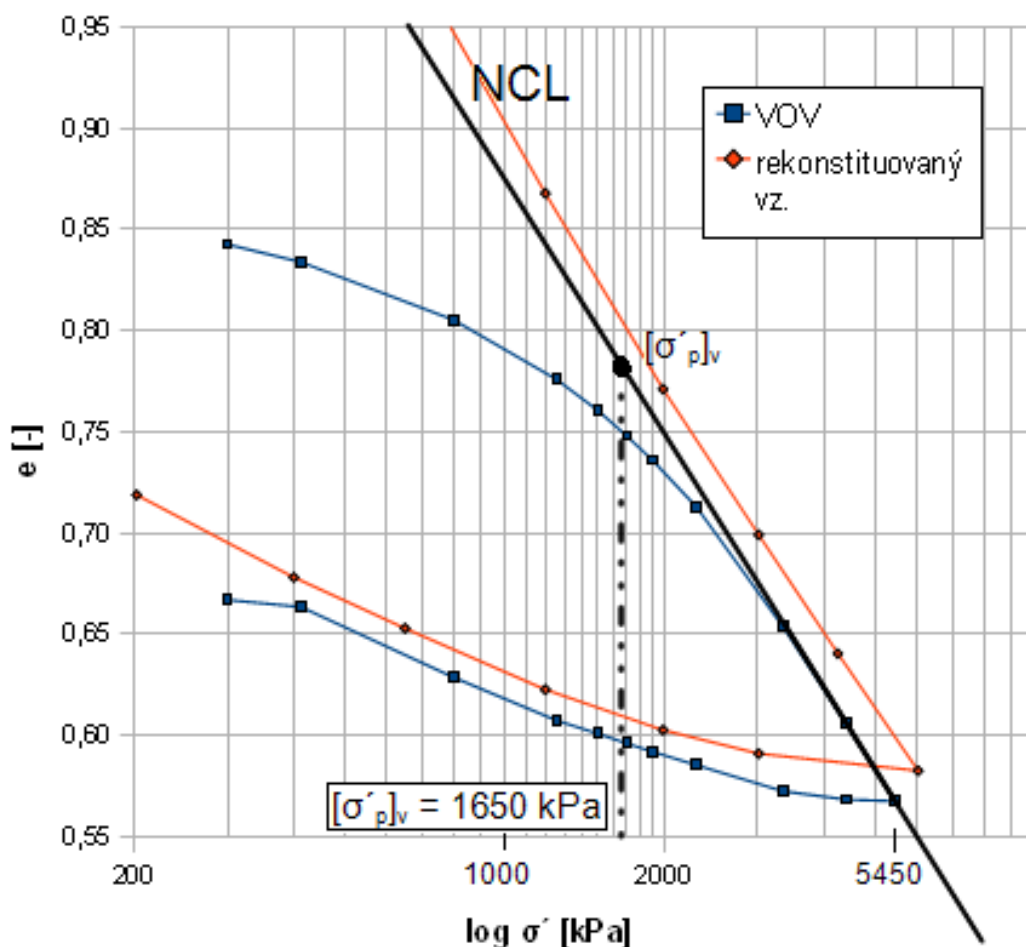
6.4.2 Křivky stlačitelnosti a stanovení překonsolidačního napětí

Na základě stanovených čísel pórovitosti byly vytvořeny grafy křivek stlačitelnosti pro jednotlivé vzorky v semilogaritmickém zobrazení e v závislosti na $\log \sigma'$.

Na obr. 8 a 9 jsou vyneseny čáry stlačitelnosti prvního zkoušeného horizontálně orientovaného neporušeného vzorku a neporušeného vertikálně orientovaného spolu s křivkou stlačitelnosti vzorku rekonstituovaného. Na křivkách je jasně patrná čára normální stlačitelnosti. NCL neporušených vzorků má stejný sklon jako NCL rekonstituovaného vzorku, čímž se ověřilo překročení překonsolidačního napětí a dosažení NCL a rekonstituovaný vzorek tak splnil účel, za jakým na něm byla zkouška prováděna. Zároveň NCL neporušeného horizontálně orientovaného vzorku leží nad NCL vzorku rekonstituovaného, což by se dalo považovat jako důkaz strukturních vazeb v neporušených vzorcích, na jejichž výskyt poukazuje ve své práci Svoboda (2010). Nicméně NCL vertikálně orientovaného neporušeného vzorku se nachází pod NCL rekonstituovaného vzorku a tak přítomnost vazeb ve struktuře jílu nelze takto potvrdit.

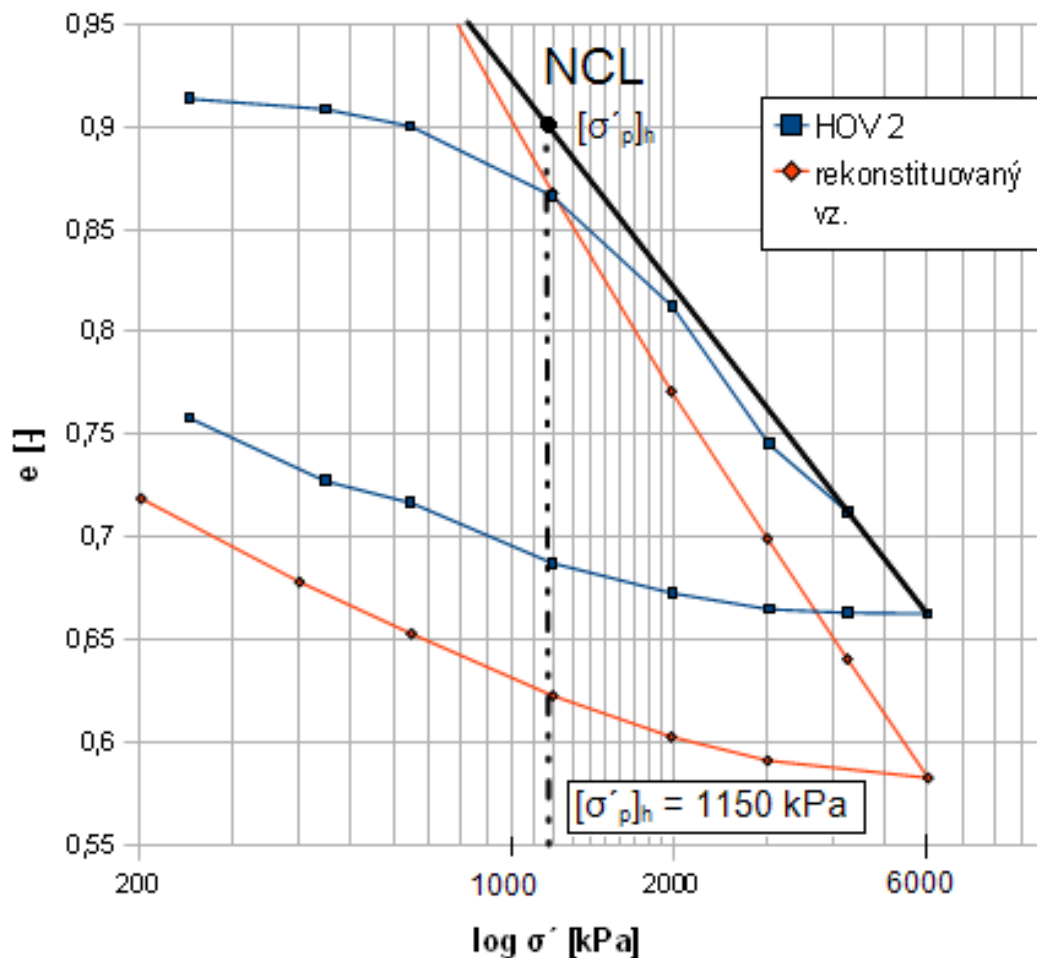


Obrázek 8: Křivka stlačitelnosti prvního horizontálně orientovaného vzorku (HOV1) s vynesenu NCL a křivka stlačitelnosti rekonstituovaného vzorku. Stanovená hodnota zdánlivého horizontálního překonsolidačního napětí $[\sigma'_p]_h$.



Obrázek 9: Křivka stlačitelnosti vertikálně orientovaného vzorku (VOV) s vynesenu NCL a křivka stlačitelnosti rekonstituovaného vzorku. Stanovená hodnota zdánlivého vertikálního překonsolidačního napětí $[\sigma'_p]_v$.

Z druhé zkoušky prováděné na horizontálně orientovaném neporušeném vzorku vzešla křivka stlačitelnosti vykazující odlišný sklon čáry normální stlačitelnosti od NCL rekonstituovaného vzorku (viz obr. 10). Tento neporušený vzorek byl celkově méně stlačitelný než vzorky ostatní, za což je pravděpodobně odpovědná přítomnost malých kousků sádrovce, či jiná nehomogenita. Vzorek byl při jeho přípravě odebrán z části blíže k okraji vrtného jádra, a proto by mohl být více porušený, což by teoreticky znamenalo spíše větší nakypření a tím pádem i větší stlačitelnost. Já se ovšem domnívám, že vlivem zatlačování zeminy do jádrového odběráku při vrtání může dojít i ke zhutnění okrajových částí vrtného jádra a tak rovněž ke snížení stlačitelnosti vzorku. Pro zajímavost jsem z křivky stanovil překonsolidační napětí a použil jej pro výpočet K_0 , ale podle mě nemůže poskytovat věrohodné výsledky.

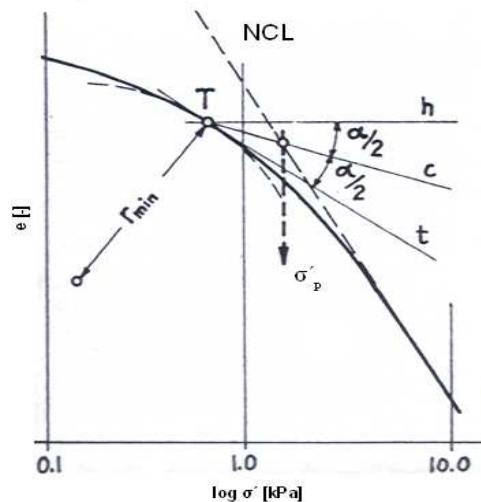


Obrázek 10: Křivka stlačitelnosti druhého horizontálně orientovaného vzorku (HOV2) s vynesenu NCL a křivka stlačitelnosti rekonstituovaného vzorku. Stanovená hodnota zdánlivého horizontálního překonsolidačního napětí $[\sigma'_p]_h$.

U obou křivek stlačitelnosti horizontálně orientovaných vzorků je znatelné, že při pátém zatěžovacím stupni došlo k vyššímu sednutí vzorku a tedy i většímu snížení čísla pórovitosti, než jaké by se očekávalo vzhledem k vykreslení NCL. Bod pátého přitěžovacího kroku by měl ležet přímo na NCL. Vyšší změna čísla pórovitosti byla způsobena tím, že vzorek byl během pátého zatěžovacího stupně zatížen konstantním napětím (cca 3 MPa) po dobu 4 dnů, zatímco ostatní stupně trvaly 24 hodin. Během této doby se už pravděpodobně začalo projevovat působení sekundární konsolidace (creepu) vzorku, a to mělo za následek větší sednutí vzorku. Pokoušel jsem se tuto nežádanou výchylku odstranit například použitím hodnoty sednutí po 24 hodinách působení 3 MPa a následným kumulativním přičtením změny výšky vzorku, kterou způsobila sekundární konsolidace, od hodnot změn výšky vzorku při dalších zatěžovacích krocích. Veškeré tyto pokusy však ve větší míře neovlivnily výsledné grafy, a jelikož trend NCL je jasně patrný jak už ze samotných křivek stlačitelnosti neporušených vzorků, tak z křivky rekonstituovaného vzorku, ponechal jsem hodnoty neupravené o vliv sekundární konsolidace v pátém kroku.

Na obr. 1, 2 a 3 je dále vyznačena výsledná hodnota zdánlivého překonsolidačního napětí σ_p' z jednotlivých zkoušek určená postupem popsáním níže.

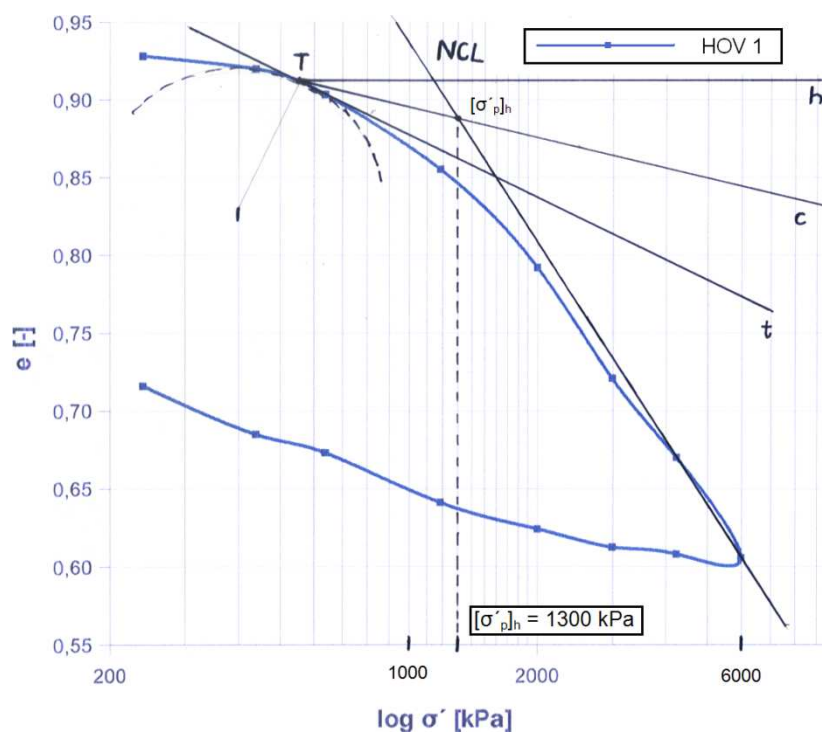
Překonsolidační napětí σ_p , resp. pseudo-překonsolidační napětí σ_p' bylo stanoveno graficky Casagrandeho (1936) metodou z přitěžovací větve křivek stlačitelnosti. Tato metoda je znázorněna na obr. 11 a spočívá v nalezení bodu (T) maximální křivosti křivky stlačitelnosti (neboli bodu, kde má křivka nejmenší poloměr), ve kterém se sestrojí tečna (t) ke křivce. Následně se sestrojí přímka (c), která je vedena z bodu T a pólí úhel (α), který se nachází mezi tečnou t a horizontálou (h) vedenou rovněž z bodu T . Jako překonsolidační napětí je pak uvažována hodnota efektivního napětí v místě průsečíku přímky c a NCL.



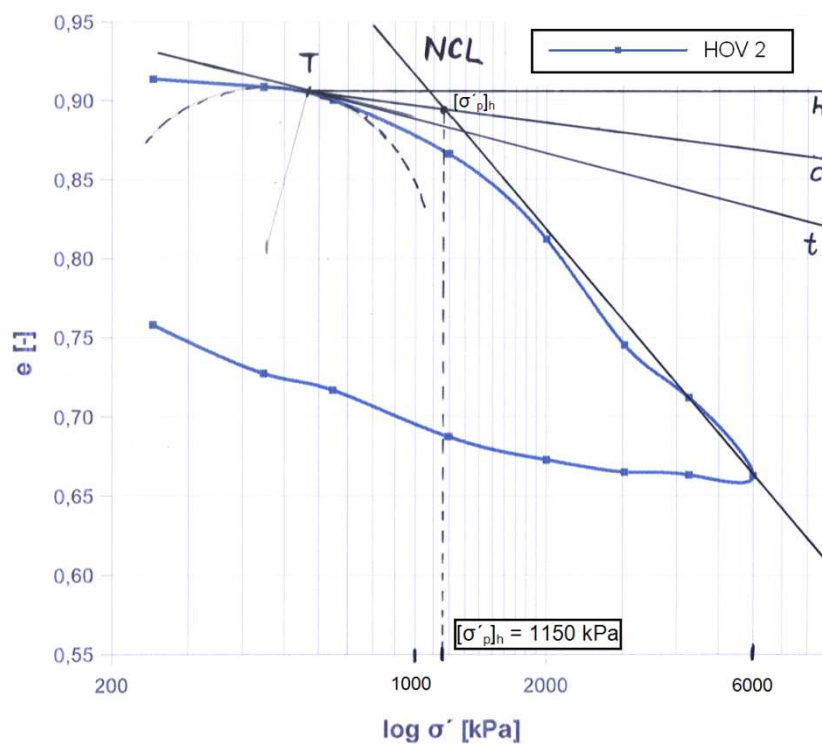
Obrázek 11: Stanovení překonsolidačního napětí Casagrandeho metodou (upraveno z Casagrande, 1936).

Největší problém metody spočíval v nalezení místa maximální křivosti, jež se má určit pouze na základě odhadu. Jelikož graf křivky stlačitelnosti nemá hladký průběh, protože je pouze spojnicí úseček relativně málo bodů, bylo nutné ho nějakým způsobem vyhladit, aby byly na křivkách dobře patrné zlomy a aby se dal najít bod největší křivosti. Nejprve jsem se pokoušel vyhladit křivku ručně pomocí křívítka, ale poté jsem zvolil splajnové vyhlazení. Dále jsem pomocí kružítka našel (pravděpodobný) bod maximální křivosti podle nejmenšího poloměru kružnice a pak už jsem postupoval podle popsané Casagrandeho metody. Vyhlazení křivek, vyznačení bodu T a postup stanovení překonsolidačního napětí u jednotlivých vzorků je vyobrazen na obr. 12, 13 a 14. Důležité je upozornit na to, že splajn byl využit pouze a jedině za účelem nalezení bodu největšího zakřivení a lepšího sestrojení tečny. Z hlediska teorie je jeho užití nesprávné a v podstatě degraduje relativní přesnost výsledků hodnot čísla pórovitosti v jednotlivých stupních.

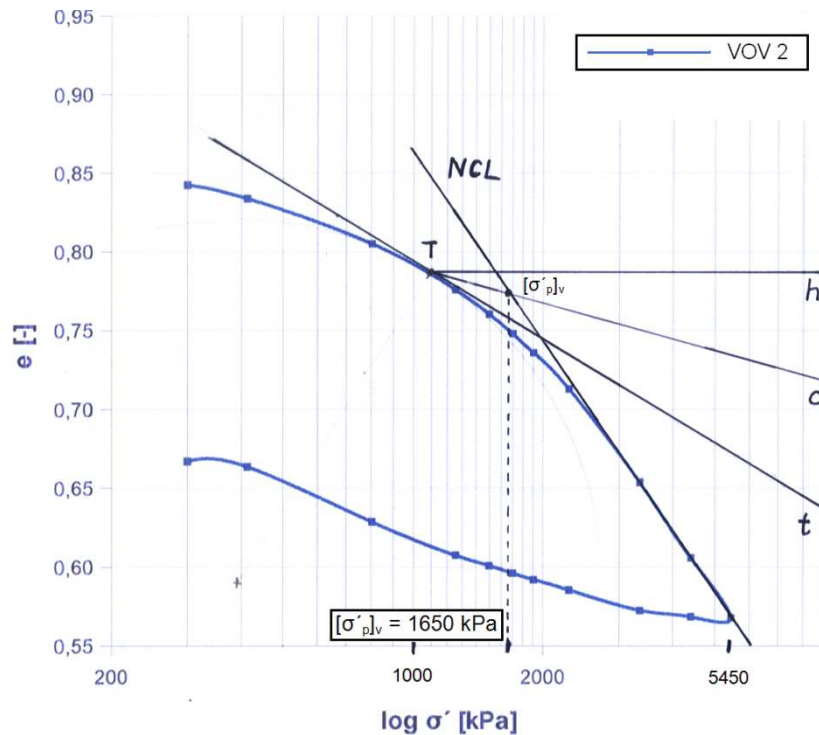
Zlom na křivce, respektive bod největší křivosti křivky stlačitelnosti vertikálně orientovaného vzorku nebyl přesto stále jasně patrný a jeho polohu jsem určil do značné míry odhadem.



Obrázek 12: Vyhlazená křivka stlačitelnosti prvního horizontálně orientovaného vzorku (HOV1) s vyznačeným postupem stanovení překonsolidačního napětí.



Obrázek 13: Vyhlazená křivka stlačitelnosti druhého horizontálně orientovaného vzorku (HOV2) s vyznačeným postupem stanovení překonsolidačního napětí.



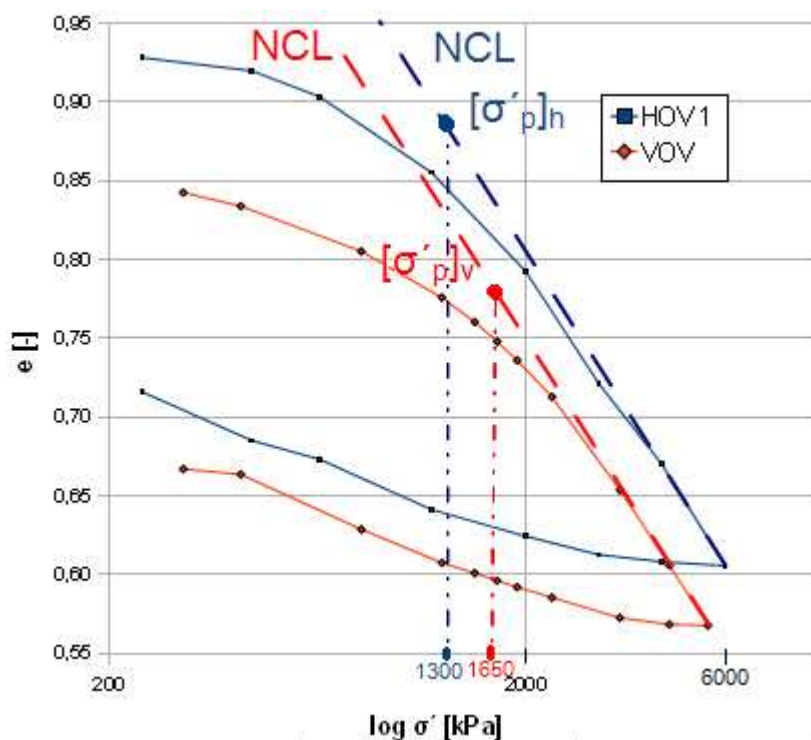
Obrázek 14: Vyhlazená křivka stlačitelnosti vertikálně orientovaného vzorku (VOV) s vyznačeným postupem stanovení překonsolidačního napětí.

Podle výše uvedené metody bylo stanovené zdánlivé horizontální překonsolidační napětí $[\sigma_p']_h = 1300 \text{ kPa}$ (viz obr. 8 a 12) a zdánlivé vertikální překonsolidační napětí $[\sigma_p']_v = 1650 \text{ kPa}$ (viz obr. 9 a 13). Překonsolidační napětí určené u druhého horizontálně orientovaného vzorku $[\sigma_p']_{h2} = 1150 \text{ kPa}$, tato hodnota je ale ve výpočtu K_0 použita spíše jen pro zajímavost kvůli nevěrohodnosti výsledku (viz obr. 10 a 14).

Hodnota zemního tlaku v klidu K_0 byla spočítána jako podíl horizontálního a vertikálního překonsolidačního napětí dle vztahu (8), který původně navrhl Zeevaert (1953) a později doporučil Tavenas (1975) in (Mesri a Castro, 1987), a který prezentují Mesri a Castro (1987).

$$K_0 = [\sigma_p']_h / [\sigma_p']_v \quad (3.4)$$

Na obr. 15 je srovnání křivek stlačitelnosti horizontálně a vertikálně orientovaného vzorku. Opět je dobře vidět stejný sklon NCL.



Obrázek 15: Srovnání křivek stlačitelnosti prvního horizontálně orientovaného vzorku (HOV1) a vertikálně orientovaného vzorku (VOV) s vynesnými NCL.

Při výpočtu s použitím překonsolidačního napětí ze zkoušky na prvním horizontálně orientovaném vzorku vyšla hodnota $K_0 = 0,79$. Při použití překonsolidačního napětí ze zkoušky na druhém horizontálně orientovaném vzorku vyšla hodnota $K_0 = 0,70$, která je vzhledem k nevěrohodnosti výsledku překonsolidačního napětí, způsobeného malou stlačitelností vzorku a odlišným sklonem NCL, rovněž nevěrohodná a již se jí nebudu dále zabývat.

Výsledky vlastních zkoušek jsou pro přehlednost shrnuty v Tab. 1.

Tabulka 1: Shrnutí výsledků vlastních zkoušek.

HOV 1	HOV 2	VOV	K_0
$[\sigma'_p]_h$	$[\sigma'_p]_h$	$[\sigma'_p]_v$	$[\sigma'_p]_h / [\sigma'_p]_v$
1300 kPa	—	1650 kPa	0,79
—	1150 kPa	1650 kPa	0,70

Horizontální efektivní napětí in situ jsem počítal na základě vztahu (3.2) dosazením vertikálního efektivního napětí in situ 300 kPa, spočítaného na základě mocnosti nadloží a K_0 rovnému 0,79 z poměru překonsolidačních napětí a stanovil tak jeho hodnotu na 237 kPa.

7. ZHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ A SROVNÁNÍ S VÝSLEDKY Z JINÝCH METOD A PRACÍ

Přesto, že pravděpodobně nelze jednoduše spočítat poměr pseudo-překonsolidačních napětí, je však získaná hodnota $K_0 = 0,79$ pro tégl, čili pro překonsolidovaný jíl, reálná.

K tomu jsem dospěl na základě navazujících výpočtů. Jedním z nich je empirický vztah (3.3), který postuloval Jáky (1948).

$$K_{0NC} = 1 - \sin \Phi' \quad (3.3)$$

Φ' je efektivní úhel vnitřního tření, konkrétně úhel vnitřního tření v kritickém stavu. Jeho hodnotu $\Phi' = 23,5^\circ$ jsem převzal z práce Fencla (2012), který ji stanovil z triaxiálních zkoušek na rekonstituovaných vzorcích za využití kluzných destiček. Fencel dále uvádí, že díky využití kluzných destiček pravděpodobně nedochází k podhodnocení výsledného úhlu vnitřního tření v kritickém stavu, narozdíl od stanovení Φ' ze standardních triaxiálních zkoušek. Tuto hodnotu Φ' lze proto považovat za nejvyšší možnou, resp. je u téglu prozatím nejvyšší naměřená a vlivem toho bude poskytovat i nejmenší možný koeficient zemního tlaku v klidu. Z Jákyho vztahu jsem dosazením $\Phi' = 23,5^\circ$ dostal hodnotu $K_{0NC} = 0,60$. Jáky vztah stanovil pro normálně konsolidované (NC) zeminy a tak ho nelze využít pro stanovení napjatosti v překonsolidovaném jílu jako je tégl, ale je možné ho využít pro určení mezní (minimální) hodnoty K_0 v téglu, při zanedbání vlivu překonsolidace. Skutečná hodnota současného K_0 musí být vyšší. K_{0NC} vystihuje pouze napjatostní poměry v téglu po sedimentaci, nikoli však po překonsolidaci, respektive denudaci nadloží.

Výsledek $K_{0OC} = 1,19$ vycházející ze vztahu (3.4) podle Mayne a Kulhawya (1982) pro OC zeminy uvažuji jako opačnou možnou mezní (maximální) hodnotu K_0 v téglu. Φ' je opět úhel vnitřního tření o hodnotě $23,5^\circ$ a OCR je stupeň překonsolidace hodnoty 5,5. OCR jsem stanovil na základě vlastní zkoušky stlačitelnosti na vertikálně orientovaném vzorku podílem maximální hodnoty efektivního napětí v zemině (zdánlivého překonsolidačního napětí $[\sigma_p]_v = 1650 \text{ kPa}$) a současného (vypočítaného geostatického) vertikálního efektivního napětí $\sigma'_v = 300 \text{ kPa}$ podle vztahu (7.1).

$$K_{0OC} = (1 - \sin \Phi') \cdot OCR^{(\sin \Phi')} \quad (3.4)$$

$$OCR = [\sigma_p]_v / \sigma'_v \quad (7.1)$$

$K_{0OC} = 1,19$ považuji za maximální možnou hodnotu právě proto, že při výpočtech využívajících tento vztah se předpokládá, že veškerá překonsolidace a hodnota překonsolidačního napětí byla způsobena mechanickým odlehčením. Metoda nezahrnuje vliv creepu a případně jiných posedimentačních procesů, kterými je tégl postižen, a které způsobují zdánlivou překonsolidaci a skutečná hodnota K_0 je tak nižší. Pro stanovení součinitele tlaku v klidu v empirickém vztahu (3.4) je také nutné používat skutečné překonsolidační napětí, při použití pseudo-překonsolidačního napětí vypočítané K_0 nadhodnocené.

$K_0 = 0,79$ určené na základě mých zkoušek poměrem překonsolidačních napětí považují za reálnou hodnotu právě díky faktu, že se nachází v intervalu těchto „mezních“ hodnot. Tab. 2 shrnuje hodnoty K_0 stanovené dle jednotlivých vztahů na základě překonsolidačních napětí z vlastních zkoušek a převzatého úhlu vnitřního tření.

Tabulka 2: Shrnutí výsledků hodnoty K_0 stanovené podle jednotlivých vztahů na základě překonsolidačních napětí z vlastních zkoušek a převzatého úhlu vnitřního tření.

Použitá metoda	Vztah	K_0
Jáky (1948)	$K_{0NC} = 1 - \sin \Phi'$	0,60
Mayne a Kulhawy (1982)	$K_{0OC} = (1 - \sin \Phi') \cdot OCR(\sin \Phi')$	1,19
Zeevaert (1953)	$K_0 = [\sigma_p']_h / [\sigma_p']_v$	0,79

Hodnoty $K_{0NC} = 0,66$ a $K_{0OC} = 1,25$, které uvádí Svoboda (2010) jsou v podstatě obdobné, jako uvádím já výše, nicméně moje hodnoty jsou pravděpodobně vhodnější při odhadu maximálního a minimálního K_0 vzhledem k vyššímu Φ' dle Fencla (2012), které ve výpočtech užívám. Rozdílnost výsledků se odvíjí také podle OCR učeného na základě zdánlivých překonsolidačních napětí, jejichž správnost je diskutabilní u Svobodových i u mých zkoušek.

Při použití $\Phi' = 23,5^\circ$ podle Fencla (2012) ve výpočtu K_{0OC} , který užívají Boháč a Pavlová (2012) se hodnota spočtená tímto způsobem změní z $K_{0OC} = 0,99$ na $K_{0OC} = 0,97$, čili prakticky minimálně. Jejich hodnota K_0 založená na odhadu skutečného překonsolidačního napětí ač je opravdu velice přibližný, se zdá být velice realistická pro stanovení aktuální napjatosti v zemině (Boháč a Pavlová, 2012). I u jejich hodnoty je patrné, že je vyšší než K_{0NC} dle Jákyho vztahu, což poukazuje na růst hodnoty K_0 překonsolidací zeminy, nebo také procesy stárnutí zeminy (creepem, nebo např. cementací), přičemž při uvážení růstu horizontálního napětí vlivem sekundárního stlačení by hodnota K_0 dle jejich postupu byla ještě vyšší.

Výsledky K_0 , které předkládá Novák (2012) jsou vysoce nadhodnocené, jak sám uvádí. To potvrzuje výpočtem překonsolidačního napětí a OCR dosazením stanovených hodnot K_0 do rovnice (3.4). Takto zpětně zjištěné překonsolidační napětí je v porovnání se zdánlivým překonsolidačním napětím z oedometrických zkoušek – mých, Svobodových (2010) i Novákových (2012) – nereálně až extrémně vysoké.

Hodnotu K_0 stanovenou přímo poměrem pseudo-překonsolidačních napětí, jako to provádí např. Esu a Calabresi (1969) a Mahar a O'Neill (1983) pravděpodobně nemohu prohlásit za aktuální K_0 . Takto vypočítanou hodnotu zřejmě nemohu považovat ani za původní K_{0NC} , které by charakterizovalo původní napjatost v jílovém masivu, ani za K_0 při maximálním konsolidačním napětí jako uvádějí Esu a Calabresi (1969). Vertikální a horizontální pseudo-překonsolidační napětí, které je vlivem creepu a mnohem vyšší než skutečné překonsolidační napětí, v podstatě nemůže reprezentovat napjatostní

oměry v jílovém masívu v žádném období, jelikož takovýto poměr napětí v téglu nikdy v jeho historii skutečně nenastal (viz obr. 3). Pro získání K_{0NC} pomocí tohoto způsobu bych musel použít hodnoty skutečného překonsolidačního napětí v horizontálním a vertikálním směru. Takto se jedná spíše o jakousi pseudo-hodnotu K_0 ve které je částečně uvážen vliv procesů stárnutí zeminy a proto je vyšší než K_{0NC} dle Jákyho vztahu.

Dále jsem ovšem uvažoval, že zdánlivé překonsolidační napětí by bylo možné použít za předpokladu, že horizontální a vertikální napětí se během creepu vyvíjelo stejným způsobem a jejich poměr (K_0) by tak zůstal zachován a metodu by tedy bylo pravděpodobně možné použít pro stanovení K_{0OC} .

Hodnota K_0 rovno 0,79 stanovená na základě poměru překonsolidačních napětí je vyšší než K_{0NC} z Jákyho vztahu, což nasvědčuje pravděpodobnému růstu K_0 se „stárnutím“ zeminy a při sekundární stlačitelnosti. Tím se dostávám k problematice vývoje laterálního napětí v téglu během sekundárního stlačení a potažmo ke změnám horizontálního napětí při konstantním vertikálním napětí, která není doposud dořešena. (viz 4.1 *Vývoj K_0 během sekundárního stlačení při nulovém bočním přetvoření*)

Nemohu ovšem vědět do jaké míry je tato hodnota ovlivněna také skutečnou překonsolidací téglu, která ji také zvyšuje. Dále jakou měrou je hodnota ovlivněna rozpuštěním minerálů, které podle Shin a Santamarina (2009) způsobuje její pokles.

Celá problematika vývoje napjatosti během „stárnutí“ zemin je velice složitá a nemám informace, na základě kterých bych ji mohl autoritativně uzavřít a zůstávám tak dál ve fázi pouhých spekulací.

7.1 Pokus stanovení K_0 s využitím „bobtnacího tlaku“

Díky chybě v podobě nedostatečného iniciálního zatížení na první horizontálně orientovaný vzorek, jsem musel postupně zvyšovat napětí pro zastavení bobtnání až na 239 kPa. Tato hodnota ale nemůže být považována za skutečný bobtnací tlak, jelikož zemině bylo umožněno i radiální bobtnání, protože vzorek byl na začátku zkoušky zarovnaný s okrajem prstence. Skutečný bobtnací tlak by bylo nutné stanovit jiným způsobem – při nulové vertikální deformaci (Head a Epps, 2011) a byl by pravděpodobně vyšší. Hodnota bobtnacího tlaku neurčuje horizontální napětí in-situ, zajímavé ovšem je, že je velice podobná hodnotě horizontálního efektivního napětí in-situ (237 kPa) určené podle K_0 z poměru zdánlivých překonsolidačních napětí a vertikálního napětí in-situ.

Přestože se pravděpodobně nejedná o skutečný bobtnací tlak, využil jsem tuto hodnotu pro výpočet K_0 . Ze vztahu (7.1), jsem jednoduchou úpravou vyjádřil rovnici (7.2), kde p_k je sání, které je zde rovno bobtnacímu tlaku 239 kPa, σ'_v a σ'_h je vertikální a horizontální napětí in-situ.

$$p_k = 1/3 \cdot [(\sigma'_v + 2 \sigma'_h)] \quad (7.1)$$

$$\sigma'_h = [(3 \cdot p_k) - \sigma'_v] / 2 \quad (7.2)$$

Takto stanovenou hodnotu horizontálního napětí in-situ jsem dosadil do rovnice (3.1) a vypočítal jsem K_0 rovné přibližně 0,70.

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \quad (3.1)$$

U druhého horizontálně orientovaného vzorku, na který bylo rovněž aplikováno příliš nízké iniciální napětí, se stanovil „bobtnací tlak“ 249 kPa. Opět se nejedná o skutečný bobtnací tlak, který je pravděpodobně opět vyšší. Při využití této hodnoty p_k v rovnicích (7.2) a (3.1) stejně jako je uvedeno výše jsem získal hodnotu K_0 rovnou 0,75.

Je jasně patrné, že kdyby byl použitý bobtnací tak vyšší (jak předpokládám), vzrostla by i vypočtená hodnota K_0 a přiblížila, případně by překročila $K_0 = 0,79$ stanovené poměrem zdánlivých překonsolidačních napětí.

7.2 Nevýhody metody použité pro stanovení překonsolidačního napětí

Je umožněno sekundární stlačení vzorku proměnlivé hodnoty, jelikož ke skončení primární konsolidace dochází dříve než po 24 hodinách (jednom intervalu přitížení).

Metoda je časově náročná a vyžaduje přítomnost u oedometru každý den.

I při pečlivé analýze křivek stlačitelnosti a hledání bodu jejich největší křivosti je jeho určení do značné míry subjektivní.

7.3 Porušení vzorku

Výsledky zkoušek mohou být do značné míry ovlivněny porušením vzorku při manipulaci a jeho přípravě, během kterých také může dojít k částečnému vyschnutí vzorku.

Holtz et al. (1986) tvrdí, že pro stanovení K_0 je lepší použít „blokové vzorky“ („block samples“), než jakýkoli typ vzorků vytlačovaný z „trubkových odběráků“ („tube samples“). „Tube samples“ vždy vykazují větší mechanické porušení než „block samples“.

8. ZÁVĚR

Pomocí oedometrických zkoušek stlačitelnosti na neporušených vzorcích téglu bylo stanoveno jeho zdánlivé horizontální překonsolidační napětí rovné 1300 kPa a zdánlivé vertikální překonsolidační napětí rovné 1650 kPa.

Poměrem těchto zdánlivých překonsolidačních napětí byla dále stanovena hodnota součinitele zemního tlaku v klidu $K_0 = 0,79$, která je sice reálná, ale vzhledem k použité metodě jejího stanovení pravděpodobně nevystihuje ani současnou, ani žádnou dřívější skutečnou napjatost jílového masivu. Tato hodnota je však vyšší než K_{0NC} , což nasvědčuje pravdivosti tvrzení, že během creepu a dalších procesů „stárnutí“ zeminy a také během sekundárního stlačení se hodnota K_0 zvyšuje, zřejmě v důsledku růstu horizontálního napětí během těchto procesů. Otázka zvýšení horizontálního napětí a růstu, resp. vývoje K_0 během sekundárního stlačení však zůstává nedořešena a pro nedostatek dat a znalosti problematiky ji prozatím nelze uzavřít. Veškeré závěry týkající se této problematiky jsou pouze spekulativní.

Na základě zjištěné hodnoty $K_0 = 0,79$ a vertikálního efektivního napětí in-situ hodnoty 300 kPa bylo stanoveno horizontální efektivní napětí 237 kPa pro vzorek pocházející z hloubky cca 15,9 m. Jelikož určená hodnota K_0 nevystihuje skutečné napjatostní poměry v zemině, nelze ani hodnotu 237 kPa považovat za skutečné horizontální napětí in-situ. Skutečná hodnota horizontálního efektivního napětí in-situ bude zřejmě ještě vyšší.

Při stanovování překonsolidačního napětí zeminy je důležité rozlišovat mezi skutečnou a zdánlivou překonsolidací, jež nemusí odpovídat předchozímu maximálnímu napětí.

Pro spolehlivé určení překonsolidačního, nebo pseudo-překonsolidačního napětí a ověření sklonu čáry normální stlačitelnosti je vždy dobré stanovit NCL zkouškami rekonstituovaného materiálu. Je také nutné provádět oedometrické zkoušky do daleko vyšších hodnot napětí, než je v praxi běžné, aby za překonsolidační napětí nebyl považován jen zlom křivky stlačitelnosti vzniklý např. v důsledku porušení vzorku.

9. SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

- Benoit, J., Lutenecker J. A., 1993. Determining lateral stress in soft clays. In: *Predictive soil mechanics. Proceedings of the Wroth memorial symposium, 27-29 July 1992, St. Catherine's college, Oxford*, str. 135-155.
- Boháč, J., Pavlová M., 2012. Předdenudační mocnost a překonsolidace brněnského téglu. *Geotechnika.*, 1-2, str. 27-31.
- 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.
- Esu, F., Calabresi, G., 1969. Slope stability in an overconsolidated clay. Proc. 7th ICSMFE, Vol. 2, str. 555-560.
- Fencl, M., 2012. *Pevnost brněnského téglu v kritickém stavu*. Diplomová práce, Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užité geofyziky, Přírodovědecká fakulta UK, Praha, 74 str.
- Habib, P., Puyo, A., 1953. Evaluation of transverse stresses during consolidation. *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Switzerland*, Vol. 1, str. 32-34
- Head, K. H., Epps, R. J., 2011. *Manual of Soil Laboratory testing. Volume 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility tests*. Whittles Publishing, Scotland, 499 str.
- Holtz, D. R., Jamiolkowski, B. M., Lancellotta R., 1986. Lessons from oedometer tests on high quality samples. *Journal of geotechnical engineering*. roč. 112, č. 8, s. 768. ISSN 07339410.
- Chlupáč, I., Brzobohatý R., Kovanda J., Stráník Z., 2002. *Geologická minulost České republiky*. Academia, Praha, 436 str.
- Kavazanjian, Jr. E., Mitchell K. J., 1984. Time dependence of lateral earth pressure. *Journal of geotechnical engineering*. roč. 110, č. 4, s. 530. ISSN 07339410.
- Kavazanjian, Jr. E., Mitchell K. J., 1985. Closure of " Time dependence of lateral earth pressure". *Journal of geotechnical engineering*. roč. 111, č. 10, s. 1246. ISSN 07339410.
- Mahar, J. L., O'Neill, W. M., 1983. Geotechnical characterization of desiccated clay. *Journal of geotechnical engineering.*, roč. 109, č. 1, str. 56. ISSN 07339410.
- Malát, R., 2012 Osobní sdělení.
- Mašín, D., 2012. Osobní sdělení.
- Mayne, P. W., Kulhawy, F. H. 1982. K_0 – OCR relationships in soil. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, Vol. 108, no. 6, str. 851-872.

Mesri G., Hayat T. M., 1993. *The Coefficient of earth pressure at rest*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, str. 647 – 666.

Mesri, G. and Castro, A., . 1987. *C/C*, concept and K_0 during secondary compression. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 3, str. 230-247.

Müller P., Novák Z., Bubík, M., Buriánková, K., Čurda J., Eliáš M., Gilíková H., Gregerová M., Grym, V., Hanák, J., Hanžl, P., Havlíček, P., Hrádek, M., Kadlec, J., Krejčí, O., Kvetňová, E., Melichar, R., Müller, V., Müllerová, H., Novák, M., Otava, J., Pálenský, P., Petrová, P., Píše, J., Sedlák, J., Šmerdová, B., Valoch, K., Vít, J., 2000. *Geologie Brna a okolí*. Český geologický ústav, Praha, 90 + 12 s.

Novák, V., 2012. *Stanovení napjatosti v jílovitém masivu z měření posunů*. Diplomová práce, Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užití geofyziky, Přírodovědecká fakulta UK, Praha, 90 str.

Pavlík, J., Klímek, L. a Rupp, O., 2004. Geotechnický průzkum pro nejvýznačnější stavbu na velkém městském okruhu v Brně - tunel Dobrovského. *Tunel*, 13. ročník, č. 2, str. 2-12.

Pavlová, M., 2011. *Mocnost nadloží a překonsolidace brněnského jílu*. Bakalářská práce, Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užití geofyziky, Přírodovědecká fakulta UK, Praha.

Poul, I., 2009. *Vliv mineralogického složení na mechanické chování zemin*. Dizertační práce, ústav geotechniky, fakulta stavební, VUT, Brno, 141 str.

Rott, J., 2011. Poskytnutí fotografie vrtného jádra.

Schmertmann , H. J., 1983. A simple question about consolidation. *Journal of geotechnical engineering*. roč. 109, č. 1, s. 119. ISSN 07339410.

Svoboda, T., 2010. *Numerický model NRTM tunelu v tuhém jílu*. Doktorská disertační práce, Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užití geofyziky, Přírodovědecká fakulta UK, Praha, 177 str.

Svoboda, T., Mašín, D., Boháč, J., 2009. Hypoplastický a Mohr-Coulombův model při simulaci tunelu v jílech. *Tunel*, Vol. 18, no. 4, str. 59-68.

Zeevaert, L., 1953. Theories and Hypotheses of General Character, Soil Properties, Soil Classification, Engineering Geology, Diskuze, *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Switzerland, Vol. 3, str. 113-114.

Zhao, X., Zhou, G., Shang, X., Chen, G., 2011. Earth pressure coefficient at rest during secondary compression. *Journal of Central South University of Technology*. roč. 18, č. 6, s. 2115-2121. ISSN 10059784.

www.mapy.cz (2012).