

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



Sekundární stlačitelnost brněnského téglu

Secondary compression of Brno Tegel

Diplomová práce

Martina Pavlová

Vedoucí práce: Ing. Jan Boháč, CSc.

Praha, srpen 2014

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem předkládanou diplomovou práci vypracovala samostatně, použila své vlastní laboratorní zkoušky a všechny převzaté informace jsem řádně citovala a uvedla v seznamu použitých zdrojů. Souhlasím s využitím mé práce pro studijní a vědecké účely.

V Praze, srpen 2014

Martina Pavlová

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych chtěla především poděkovat mému vedoucímu práce panu Ing. Janu Boháčovi, CSc. za odborné vedení, cenné rady, poskytnutí mnoha informací při tvorbě této práce, za trpělivost a za pomoc v laboratoři mechaniky zemin. Bez jeho pomoci by jistě tato práce nevznikla.

Děkuji také panu doc. Davidu Havlíčkovi, CSc., za provedení rentgenové difrakční analýzy mého vzorku.

Dále bych chtěla poděkovat spolužákům, doktorandům a pedagogům Ústavu hydrogeologie, inženýrské geologie a užité geofyziky za ochotu předat cenné rady, za pomoc při laboratorních zkouškách a ostatním zaměstnancům za skvělý přístup.

Na závěr ještě děkuji mé rodině, přítelovi a kamarádům za psychickou podporu a trpělivost, kterou se mnou měli v průběhu tvorby mé práce.

NÁZEV

Sekundární stlačitelnost brněnského téglu

ABSTRAKT

Sledování a měření dlouhodobých deformací jílu je významné pro řešení různých geotechnických i geologických otázek. Zájmovou oblastí je severní část Vídeňské pánve, kde sedimentovaly miocenní jíly, známé jako brněnské „tégly“. Tato diplomová práce se zabývá sekundární stlačitelností zemin, kterou lze definovat pomocí poměru C_α/C_c . Je zde popsáno stanovení poměru C_α/C_c . Z číselné hodnoty indexu sekundární stlačitelnosti C_α lze při zohlednění zjednodušujících předpokladů stanovit velikost creepu brněnského téglu a dopočítat předdenudační mocnost nadloží brněnského téglu. Diskutovány jsou zde i dvě odlišné teorie, známe jako hypotéza A a B, které se používají k interpretaci creepu při konsolidaci.

V praktické části práce jsou shrnuty výsledky dlouhodobých oedometrických zkoušek na dvou neporušených a jednom rekonstituovaném vzorku brněnského jílu. Diskutováno je také zvláštní chování zemin při jednorozměrném creepu, především pozorované difuzní kolapsy.

TITLE

Secondary compression of Brno Tegel

SUMMARY

Observation and measurement of long-term volumetric deformation of clay are important in tackling different geotechnical and geological issues. The area of interest is the northern part of Vienna Basin, where Miocene clays sedimented. It is locally known as Brno Tegel. The Thesis deals with the secondary compression of clays, which can be defined by the C_α/C_c concept. The one-dimensional creep can be determined using the numerical values of the coefficient of secondary compression C_α and subsequently the thickness of overburden of sediments can be estimated. The two different theories, known as Hypothesis A and B are also discussed, which have been used to interpret the effect of creep during the primary consolidation phase.

The laboratory measurements of long-term oedometric tests are presented for two undisturbed samples and one reconstituted sample of Brno clay. A nonstandard behaviour in uniaxial creep is also discussed, namely the observed diffusion collapse.

OBSAH

1. ÚVOD	1
1.1 Metodika diplomové práce	1
2. SEKUNDÁRNÍ STLAČITELNOST	3
2.1 Index sekundární stlačitelnosti C_α	4
2.2 Index stlačitelnosti C_c	6
2.3 Mechanismus sekundární stlačitelnosti	7
2.4 Typy křivek sekundární stlačitelnosti.....	10
2.5 Faktory ovlivňující sekundární stlačitelnost.....	12
2.6 Poměr C_α/C_c	15
2.6.1 Stanovení poměru C_α/C_c	15
2.6.2 Rozsahy hodnot C_α/C_c pro jemnozrné zeminy (archivní data).....	17
2.7 Okamžitá a zpožděná stlačitelnost.....	18
2.8 Hypotéza A a B.....	22
2.8.1 Metoda izotach	24
2.8.2 Sedání podloží o ohledem na hypotézy A a B	25
2.9 Podíl sekundární stlačitelnosti (creepu) pro měření in situ	26
2.10 Shrnutí rešerše	29
3. NESTANDARDNÍ CHOVÁNÍ ZEMIN POZOROVANÉ PŘI SEKUNDÁRNÍ STLAČITELNOSTI.....	30
3.1 Difuzní kolapsy.....	33
3.1.1 Laboratorní měření	33
4. GEOLOGIE OBLASTI ZÁJMU	39
4.1 Geologický vznik a vývoj oblasti zájmu	39
4.1.1 Český masiv	39
4.1.2 Západní Karpaty – vývoj karpatské předhlubně	40
4.1.3 Neogenní sedimenty karpatské předhlubně.....	42
4.2 Inženýrsko-geologické poměry v okolí místa odběru vzorků	43
4.2.1 Brněnské jíly – tégly	44
4.2.2 Kvartérní pokryv	44
4.3 Hydrogeologické poměry	45
5. VLASTNÍ EXPERIMENTY	46

5.1	Metodika prováděných zkoušek	46
5.2	Princip a popis oedometrického přístroje	46
5.3	Místo odběru a popis vrtného jádra	49
5.4	Indexové parametry téglu z vrtu J1	50
5.5	Odhad geostatického napětí	53
5.6	Příprava vzorků pro oedometrickou zkoušku	53
5.6.1	Příprava neporušených vzorků 1 a 2	53
5.6.2	Příprava rekonstituovaného vzorku	54
5.7	Průběhy zkoušek	55
5.7.1	Rekonsolidace neporušených vzorků	55
5.7.2	Neporušený vzorek 1	55
5.7.3	RTG difrakční analýza neporušeného vzorku 1	56
5.7.4	Neporušený vzorek 2	58
5.7.5	Neporušený vzorek 3	59
5.7.6	Rekonstituovaný vzorek	59
5.8	Výpočet čísla pórovitosti	61
5.9	Vliv teploty a další faktory ovlivňující průběh vlastních zkoušek	62
5.10	Standardní zkoušky stlačitelnosti	62
6.	DISKUZE VÝSLEDKŮ ZKOUŠEK	63
7.	ZÁVĚR	69
8.	POUŽITÉ ZDROJE	70
9.	PŘÍLOHY	75

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1: Definice indexu sekundární stlačitelnosti podle Lambe a Whitman (1969).....	5
Obrázek 2: Definice indexu sekundární stlačitelnosti podle Mitchell a Soga (2005), znázorňující také konsolidaci	5
Obrázek 3: Definice indexu sekundární stlačitelnosti podle Muir Wood (1990).....	6
Obrázek 4: Graf závislosti $e/\log\sigma'_v$ – znázornění C_c a C_{cr}^*	6
Obrázek 5: Schématické znázornění sekundární stlačitelnosti (Gibson a Lo, 1961 in Lo, 1961)	7
Obrázek 6: Graf závislosti přirozené vlhkosti a sekundární stlačitelností (Mesri, 1973)	8
Obrázek 7: Lineární vztah mezi C_a a vlhkostí a C_c s vlhkostí pro chicagský modrý jíł (Mesri, 1973).....	9
Obrázek 8: Typy křivek sekundární stlačitelnosti (Lo, 1961).....	11
Obrázek 9: Graf znázorňující obecný vztah mezi číslem pórovitosti, efektivním napětím a logaritmem času (Mesri a Godlewski, 1977)	16
Obrázek 10: Odpovídající hodnoty C_a a C_c v zobrazení e , σ'_v , t při sekundární stlačitelnosti (Mesri a Castro, 1987).....	17
Obrázek 11: Vztah okamžité a zpožděné stlačitelnosti k primární a sekundární stlačitelnosti pro různou mocnost vrstvy (upraveno podle Lambe a Whitman, 1969).	20
Obrázek 12: Vztah okamžité a zpožděné stlačitelnosti k primární a sekundární stlačitelnosti pro danou mocnost vrstvy (Bjerrum, 1967).....	20
Obrázek 13: Stlačitelnost a smyková pevnost vystavené zpožděné stlačitelnosti (Bjerrum, 1967)	21
Obrázek 14: Hypotéza A a B (upraveno podle Ladda et al., 1977)	23
Obrázek 15: Koncept izotach (Degago et al., 2011)	25
Obrázek 16: Srovnání křivek stlačitelnosti pro nový model CS1 a konvekční metody u 30 metrů mocné jíłové vrstvy (Duncan et al., 2005)	26
Obrázek 17: Sedání dvou objektů na silně stlačitelné základové půdě (podle Fedy, 1981)	28
Obrázek 18: Schéma deformace struktury zeminy (Feda, 2004).....	31
Obrázek 19: Křivka creepu suchého jílu (2-4 mm). Zkouška v oedometrickém přístroji při konstantním napětí 952 kPa (Feda, 2004)	32
Obrázek 20: Sedání materiálu ze skládek (TKO) v čase (Enviromental Geotechnics, 1997 in Feda, 2004).....	32
Obrázek 21: Difuzní kolaps a koeficient difuze c_d (Feda, 2000)	33

Obrázek 22: Křivka oedometrického creepu suchého kyprého granulovaného neogenního jílu při osovém zatížení 50, 100, 200 a 300 kPa (Feda, 2006).....	35
Obrázek 23: Dlouhodobá zkouška stlačitelnosti na vodou nasycených vzorcích při napětí 952 kPa vykazující difuzní kolapsy u jílu o velikosti částic 1-2 mm a 2-4 mm (Feda, 1998)	35
Obrázek 24: Graf zobrazující C_α v závislosti na čase pro vzorky z Speicherstadt (Boso a Grabe, 2013).....	36
Obrázek 25: Sedání jílovité zeminy z výsypek hnědouhelných dolů závislé na čase během konsolidace ($\sigma_{ax} = 60\text{kPa}$) ve smykovém přístroji (Herbstová a Herle, 2009).....	37
Obrázek 26: Pozorovaný difuzní kolaps u materiálu TKO (Environmental Geotechnics, 1997 in Feda, 2004)	37
Obrázek 27: Sedání násypu Ervěnického koridoru v čase, znatelný je esovitý tvar křivky (podle Vlk in Dykast, 1993)	38
Obrázek 28: Geologická mapa kontaktu Českého masivu a Západních Karpat (Pavlová, 2011)	39
Obrázek 29: Stratigrafie neogénu karpatské předhlubně (Brzobohatý, 1997 in Chlupáč et al., 2002).....	42
Obrázek 30: Schéma použité oedometrické krabice (podle Head a Epps, 2011).....	47
Obrázek 31: Uspořádání použitého oedometrického přístroje (podle Head a Epps, 2011)	48
Obrázek 32: Místo odběru vzorků, vrt J1 (mapy.cz).....	49
Obrázek 33: Vrtné jádro z vrtu J1 uloženo v metrových vzorkovnicích. Povrch terénu je v pravém horním rohu (fotografie Rott, 2011).....	50
Obrázek 34: Křivka zrnitosti brněnského téglu z vrtu J1	51
Obrázek 35: Průběh zkoušky na neporušeném vzorku 1 v zobrazení $e/\log t$	56
Obrázek 36: Průběh zkoušky na neporušeném vzorku 2 v zobrazení $e/\log t$	59
Obrázek 37: Průběh zkoušky na rekonstituovaném vzorku v zobrazení $e/\log t$	60
Obrázek 38: Sekundární stlačitelnost vodou nasyceného vzorku fragmentovaného jílu o velikosti částic 2-4 mm, difuzní kolaps (Feda, 1998)	65
Obrázek 39: Srovnání průběhů zkoušek vzorek 1 a 2	66

SEZNAM TABULEK

Tabulka 1: Seznam zemin použitých v obrázku 6 (upraveno z Mesri, 1973)	9
Tabulka 2: Rozsahy hodnot C_a/C_c pro různé typy jemnozrnných zemin a rašelin (upraveno z Mesri a Godlewski, 1977).....	18
Tabulka 3: Porovnání naměřených hodnot sednutí s odhady za období 2006-2011 a za období 2011-2056 (podle Mužíka, 2012)	27
Tabulka 4: Zatřídění zeminy podle norem	51
Tabulka 5: Procentuální podíl frakce ve vzorku	52
Tabulka 6: Ostatní vlastnosti brněnského téglu z vrtu J1.....	52
Tabulka 7: Počáteční čísla pórovitosti	61
Tabulka 8: Velikost sekundární stlačitelnosti z celkového sednutí vzorku	63
Tabulka 9: Shrnutí výsledků zkoušek	67

SEZNAM SYMBOLŮ A ZKTRATEK

A	plocha vzorku
C_c	index stlačitelnosti
C_c^*	okamžitý index stlačitelnosti
C_{cr}^*	okamžitý index stlačitelnosti pro odlehčení
C_{ce}	modifikovaný index stlačitelnosti
c_s	koeficient difuze
c_v	koeficient konsolidace
C_α	index sekundární stlačitelnosti
$C_{\alpha e}$	modifikovaný index sekundární stlačitelnosti
ČSN	česká technická norma
DK	difuzní kolaps
e	číslo pórovitosti
e_0	počáteční číslo pórovitosti
EOP	end of primary = konec konsolidace
h / h_w	hloubka zeminy/vody
H	výška vzorku
kPa	kilopascal
m_0	počáteční hmotnost vzorku
m_d	hmotnost suché zeminy
p_0	efektivní vertikální napětí
p_c	překonsolidační napětí
PřF	Přírodovědecká fakulta
RIR	metoda "referenčních intenzitních konstant"
RTG difrakce	rentgenová difrakční analýza
s	sednutí
t	čas
T	časový faktor
TKO	tuhý komunální odpad
UK	Univerzita Karlova
V_0	počáteční objem vzorku
w_0	počáteční vlhkost zeminy
γ / γ_w	objemová tíha zeminy/vody

Δ	delta, značí změnu
ε	přetvoření
ρ_s / ρ_w	hustota pevných částic/vody
σ'_v	efektivní vertikální napětí

1. ÚVOD

Cílem předkládané práce je stanovení indexu sekundární stlačitelnosti a ověření platnosti poměru indexu sekundární stlačitelnosti k indexu stlačitelnosti C_a/C_c pro brněnský tégl. Dále shromáždění dostupných poznatků o sekundární stlačitelnosti jílu a možného vlivu v praxi.

Oblastí zájmu jsou neogenní brněnské jíly, lokálně známé jako tégly. Na těchto vzorcích byly provedeny dlouhodobé laboratorní zkoušky za účelem stanovení indexu sekundární stlačitelnosti brněnského téglu. Z číselné hodnoty indexu sekundární stlačitelnosti zeminy lze při zohlednění zjednodušujících předpokladů stanovit velikost creepu brněnského téglu a dopočítat předdenudační mocnost nadloží brněnského téglu. Pro tento výpočet se používá již zmíněný index sekundární stlačitelnosti C_a , který lze stanovit experimentálně v laboratoři v oedometrickém přístroji. Tento přístroj umožňuje deformaci zeminy pouze v jednom směru.

Diplomová práce navazuje na mou bakalářskou práci, která se týkala stanovením předdenudační mocnosti a překonsolidací brněnského téglu. Bakalářská práce byla součástí výzkumu na Přírodovědecké fakultě Univerzity Karlovy v oblasti Královopolských tunelů v Brně.

1.1 Metodika diplomové práce

Jedním z hlavních cílů diplomové práce je stanovení indexu sekundární stlačitelnosti C_a brněnského jílu oedometrickou zkouškou a následné určení poměru C_a/C_c při sekundární stlačitelnosti, kde ověřím platnost tohoto poměru pro neorganické jíly, které se vyznačují značnou překonsolidací. Za tímto účelem jsem shromáždila, a rešeršní formou shrnula dostupné informace týkající se sekundární stlačitelnosti, jednalo se zejména o zahraniční články.

Vlastní laboratorní experimenty probíhaly dlouhodobě (celé magisterské studium), aby bylo dosaženo co nejuvěrohodnější hodnoty indexu sekundární stlačitelnosti. Tyto zkoušky probíhaly v laboratoři mechaniky zemin, oddělení inženýrské geologie Přírodovědecké fakulty Univerzity Karlovy. Vlastní podrobnější metodický postup zkoušek je v kapitole 5.1 Metodika prováděných zkoušek.

V rámci práce jsem také provedla zrnitostní analýzu a stanovila indexové parametry brněnského téglu z vrtu J1. Účelem zrnitostní analýzy je získání procentuálního zastoupení určité frakce a následné zatřídění zeminy podle ČSN 73 6133. Dále jsem stanovila index

plasticity a stupeň konzistence. Zkoušku jsem prováděla v laboratoři mechaniky zemin 4G consite s.r.o.

Pro zjištění obsahu montmorillonitu byla doc. Havlíčkem z katedry anorganické chemie Přírodovědecké fakulty Univerzity Karlovy provedena rentgenová difrakční analýza neporušeného vzorku 1.

2. SEKUNDÁRNÍ STLAČITELNOST

Stlačitelnost je vzájemné přemístění zrn působením tlaku. Je to deformace v čase při konstantním efektivním napětí, která následuje po konsolidaci. Pod tento jev tedy nelze zahrnout procesy, při nichž je totální napětí konstantní, ale efektivní proměnlivé dané změnou hodnoty pórového tlaku, jak je tomu při konsolidaci. Při stlačování zeminy dochází ke zmenšení objemu, snižuje se pórovitost zeminy. Rychlost přetváření je závislá na řadě faktorů jako je sktruktura zeminy, teplota, aplikované napětí, apod.

Celá řada zahraničních publikací se zabývá problematikou sekundární stlačitelnosti zemin. Publikované závěry mají oporu buď v laboratorních zkouškách na různých typech zemin nebo v dlouhodobém měření in situ. V této kapitole bude vysvětlen index sekundární stlačitelnosti, který popisuje chování zemin v čase, a lze jím charakterizovat sekundární stlačitelnost. Dále vysvětlím mechanismus sekundární stlačitelnosti a zmíním faktory ovlivňující tento jev.

Velikost sekundární stlačitelnost je funkcí totálního napětí, čísla pórovitosti, času a je nezávislá na velikosti přírůstku napětí. Rychlost sekundární stlačitelnosti je funkcí času. Se vzrůstajícím časem klesá rychlost sekundární stlačitelnost anebo se eventuálně stává nezávislá na čase (Wahls, 1962).

Někteří autoři používají pro popis tohoto jevu termín creep (Jamiołkowski et al. 1985, Fedá, 1992, Degago, 2011). Tento termín je však zavádějící a neměl by být používán pro vyjádření sekundární stlačitelnosti, kdy se zemina přetváří pouze jednorozměrně. Termín creep by měl být použit pro časově závislé deformace, které se mohou vyvíjet při odvodněných i neodvodněných podmínkách, kdy je zemina vystavena smykovému napětí, může se deformovat nejen jednorozměrně a může dojít k porušení. Což u sekundární stlačitelnosti není možné (Mesri a Vardhanabhuti, 2009).

V mé práci při popisech laboratorních zkoušek užívám termínu sekundární stlačitelnost nebo jednorozměrný creep (1-D creep). Pokud komentuji výsledky či tvrzení autorů, používám termín sekundární stlačitelnost, creep či „creepová“ deformace.

Teorii sekundární stlačitelnosti poprvé formulovali Taylor a Merchant (1940) a od té doby byla tato problematika přetvoření při konstantním efektivním napětí předmětem studie celé řady prací. Studium tohoto jevu je samo o sobě problematické vzhledem i k tomu, že existují dvě teorie, známé jako „Hypotéza A a B“ které se zabývají tím, kdy nastává creep. Zda již při konsolidaci, kdy ještě disipují pórové tlaky (hypotéza B) nebo po skončení konsolidace

(hypotéza A). Označení Hypotéza A a B použili Ladd et al. (1977) a řada dalších prací používá toto označení. Hypotéza B je založena na pracích Šukljeho (1957) a Bjerruma (1967), kteří ve svých pracích vysvětlují za pomoci metod izotach, okamžité a zpožděné stlačitelnosti jev sekundární stlačitelnosti. Zatímco hypotéza A je podporována například Mesrim a Godlewskim (1977) a jejich následovníky. Ve své práci uvádím oba dvě teorie, kdy nastává creep.

2.1 Index sekundární stlačitelnosti C_α

Proces sekundární stlačitelnost lze charakterizovat indexem sekundární stlačitelnosti C_α .

Index sekundární stlačitelnosti (dále jen C_α) je sklon laboratorně stanovené křivky sekundární stlačitelnosti. Popisuje závislost změny čísla pórovitosti na změně času vyneseného v logaritmickém měřítku, jak je naznačeno na obrázku 2, který zároveň vysvětluje konsolidaci. C_α lze vyjádřit podle rovnice (1), kde Δe je změna čísla pórovitosti, t_1 je počáteční čas sledovaného období (například od konce primární konsolidace) a t_2 je konečný čas sledovaného období.

$$C_\alpha = -\Delta e / (\log t_2 - \log t_1) \quad (1)$$

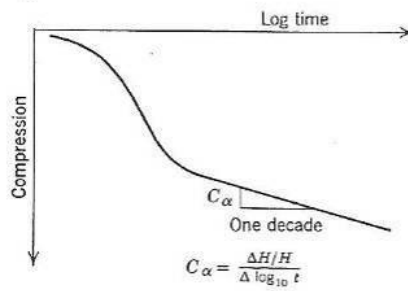
Modifikovaný index sekundární stlačitelnosti C_{ae} popisuje závislost změny přetvoření ε ($=\Delta H/H$) na změně času Δt vyneseného v logaritmickém měřítku a je závislý na počátečním stavu zeminy. C_{ae} vyjadřuje rovnice (3) a vztah mezi C_{ae} a C_α vyjadřuje (2), e_0 vyjadřuje počáteční číslo pórovitosti.

$$C_{ae} = C_\alpha / (1 + e_0) \quad (2)$$

Za zmínění stojí, že C_α je v různých publikacích označován a definován odlišně. Zde krátce uvedu tři alternativy stanovení C_α různými autory.

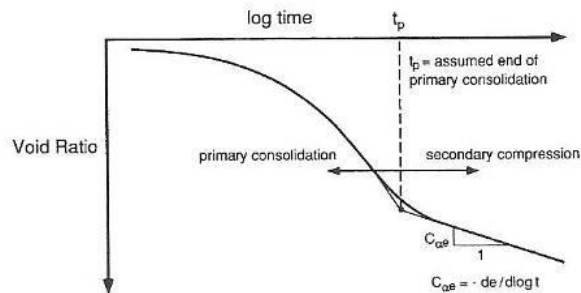
1. Lambe a Whitman (1969) ve své publikaci vyjadřují index sekundární stlačitelnosti jako vertikální přetvoření $\Delta H/H$ k logaritmu času, tedy jako výše zmiňovaný modifikovaný index stlačitelnosti. Podle toho je index sekundární stlačitelnosti vyjádřen podle rovnice 3 a obrázku 1.

$$-C_{ae} = (\Delta H/H) / (\Delta \log t) \quad (3)$$



Obrázek 1: Definice indexu sekundární stlačitelnosti podle Lambe a Whitman (1969)

- Mitchell a Soga (2005) definují sekundární stlačitelnost grafem, který vykresluje číslo pórovitosti k času v logaritmickém měřítku, jak je znázorněno na obr. 2. C_{α} vyjadřuje rovnice 1, kde e je číslo pórovitosti a t čas. Autoři přidávají dolní index e k C_{α} . Toto vyjádření C_{α} je nejčastěji používané a korektní vzhledem ke vztahu k indexu stlačitelnosti C_c , který je stejně jako C_{α} definován číslem pórovitosti.

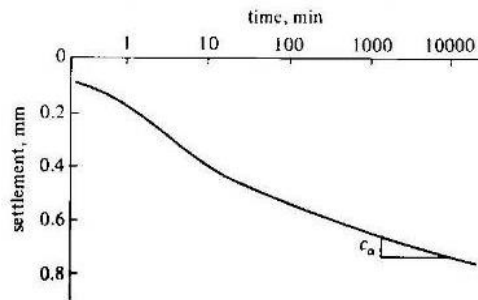


Obrázek 2: Definice indexu sekundární stlačitelnosti podle Mitchell a Soga (2005), znázorňující také konsolidaci

Většina autorů vyjadřuje index sekundární stlačitelnosti touto definicí zahrnující číslo pórovitosti a typické je označení pro index sekundární stlačitelnosti pouze C_{α} (bez přidaného dolního indexu e).

- Muir Wood (1990) definuje jev sekundární stlačitelnosti přímo jako sednutí ΔH k logaritmu času t (obrázek 3). C_{α} je vyjádřen rovnicí 4.

$$- C_{\alpha} = \Delta H / \Delta \log t \quad (4)$$



Obrázek 3: Definice indexu sekundární stlačitelnosti podle Muir Wood (1990)

2.2 Index stlačitelnosti C_c

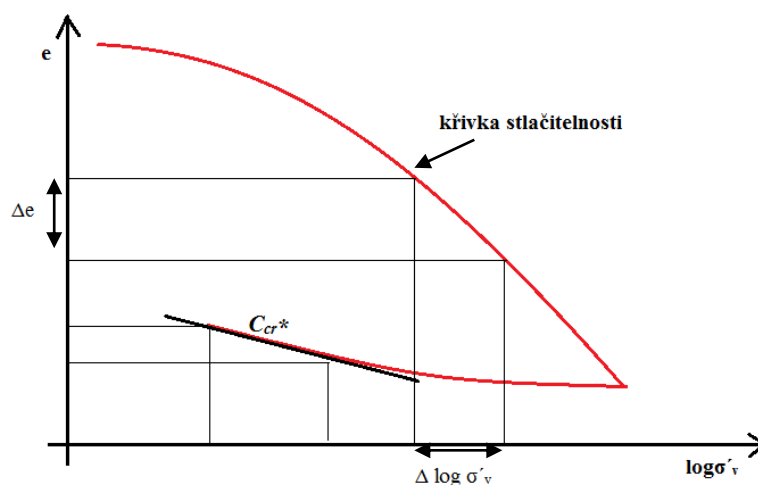
Index stlačitelnosti (dále jen C_c) popisuje závislost změny čísla pórovitosti na změně efektivního napětí vyneseno v logaritmickém měřítku. C_c lze vyjádřit podle rovnice (5), kde Δe je změna čísla pórovitosti, σ'_v efektivní vertikální napětí. Modifikovaný index stlačitelnosti je vyjádřen rovnicí (6), kde ε je přetvoření. Vztah mezi těmito indexy je (7), kde e_0 je počáteční číslo pórovitosti. Definice indexu stlačitelnosti je zřejmá z obrázku 4.

$$C_c = - \Delta e / \Delta \log \sigma'_v \quad (5)$$

$$C_{ce} = - \Delta \varepsilon / \Delta \log \sigma'_v \quad (6)$$

$$C_{ce} = C_c / (1 + e_0) \quad (7)$$

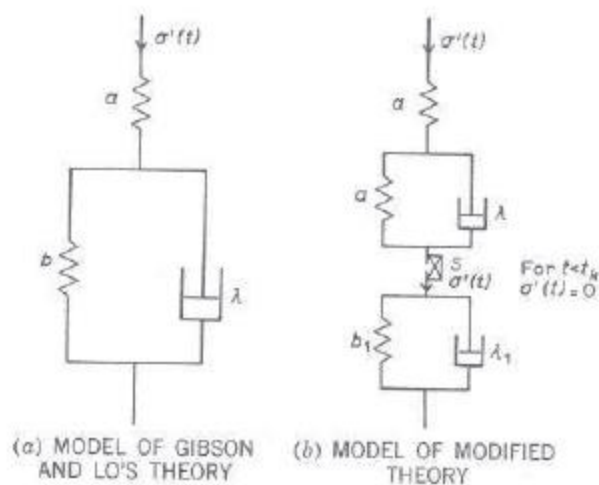
Při výpočtech používám okamžitý index stlačitelnosti pro odlehčení, jenž značím jako C_{cr}^* .



Obrázek 4: Graf závislosti $e/\log \sigma'_v$ – znázornění C_c a C_{cr}^*

2.3 Mechanismus sekundární stlačitelnosti

Pro porozumění jevu sekundární stlačitelnosti u jílu je zapotřebí rekapitulovat teorii stlačitelnosti, kterou následujícím popisem uvádí Lo (1961), pomocí reologického modelu. Jev je jednodimenzionální, to znamená, že pohyb fluid a stlačování zeminy je pouze v jednom směru. Předpoklad Terzaghiho teorie konsolidace zemin je zachován pouze s tím, že se předpokládá, že struktura zeminy se chová jako podle obrázku 5a. Když na model (na zeminu) působí efektivní napětí, tak se Hookova pružina stlačuje okamžitě. Ale pokles Kelvinova prvku $b-\lambda$ je omezený kvůli Newtonovu tlumiči λ . Efektivní napětí $\sigma'(t)$ vzrůstá postupně s časem od nuly ke konečným hodnotám aplikovaného napětí (kvůli nízké propustnosti jílu). Pružina a se stlačuje postupně pod působením aplikovaného napětí. Se zvyšujícím se efektivním napětím se začíná Kelvinův prvek stlačovat. Nejprve celé zatížení převezme Newtonův tlumič λ a poté se postupně stlačuje Hookova pružina b . Tento model přenosu zatížení odpovídá jevu sekundární stlačitelnosti, ke kterému dochází při efektivním napětí. Po uplynutí nějaké doby celé zatížení převezme pružina a i pružina b , tlumič λ bude bez zatížení (obrázek 5b).



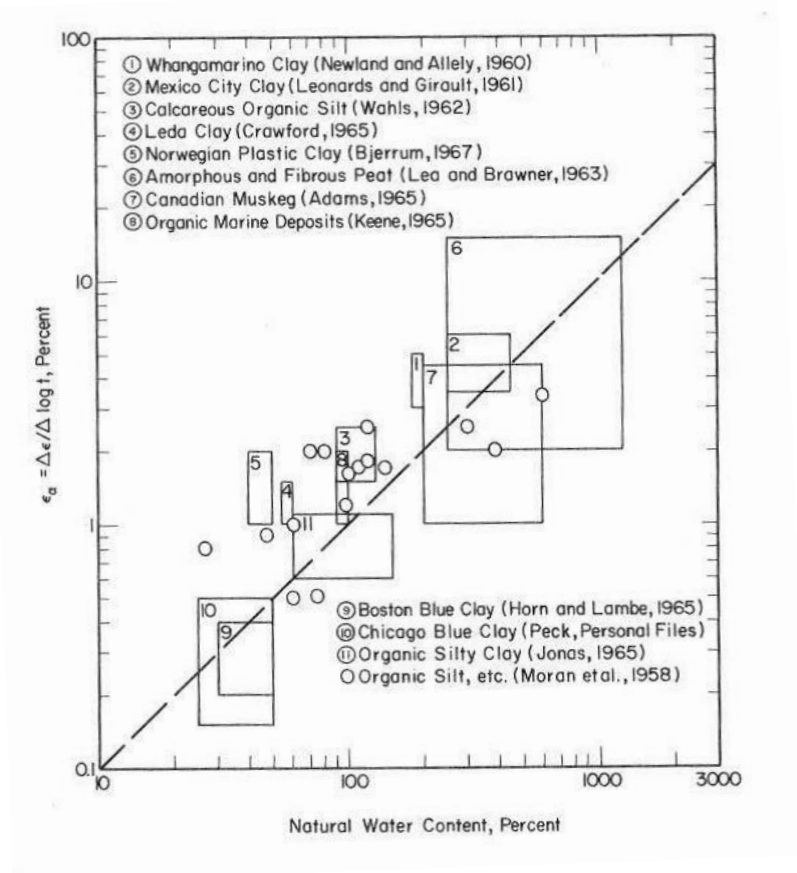
Obrázek 5: Schématické znázornění sekundární stlačitelnosti (Gibson a Lo, 1961 in Lo, 1961)

Obecně lze tvrdit, že zeminy s vysokou okamžitou či primární stlačitelností rovněž vykazují vyšší hodnoty zpožděné či sekundární stlačitelnosti. Proto normálně konsolidované jíly budou mít větší hodnotu sekundární stlačitelnosti než překonsolidované zeminy. A vysoce senzitivní jíly mají vysokou hodnotu sekundární stlačitelnosti (Walker, 1969).

Jak jsem v kapitole 2.1 zmiňovala, index sekundární stlačitelnosti je definován různými způsoby. Pokud je definován pomocí přetvoření ϵ , lze ho nazývat modifikovaným indexem sekundární stlačitelnosti C_{ae} , který na rozdíl od C_a je závislý na počátečním stavu zeminy.

Mesri (1973) na obrázku 6 demonstruje provázanost mezi různými veličinami, kde v grafu vykresluje vztah mezi modifikovaným indexem sekundární stlačitelnosti a přirozenou vlhkostí zeminy. Použil zde přirozenou vlhkost zeminy, protože index stlačitelnosti C_c , který je zde smysluplnější, nebyl dostupný pro všechny uváděné druhy zemin. Obrázek 7 znázorňuje korelaci indexu sekundární stlačitelnosti s přirozenou vlhkostí zeminy a modifikovaný index sekundární stlačitelnosti s indexem stlačitelnosti pro modrý jíl v Chicagu. Vztah je v obou případech lineární, tudíž lze zde i použití přirozené vlhkosti zeminy považovat za relevantní.

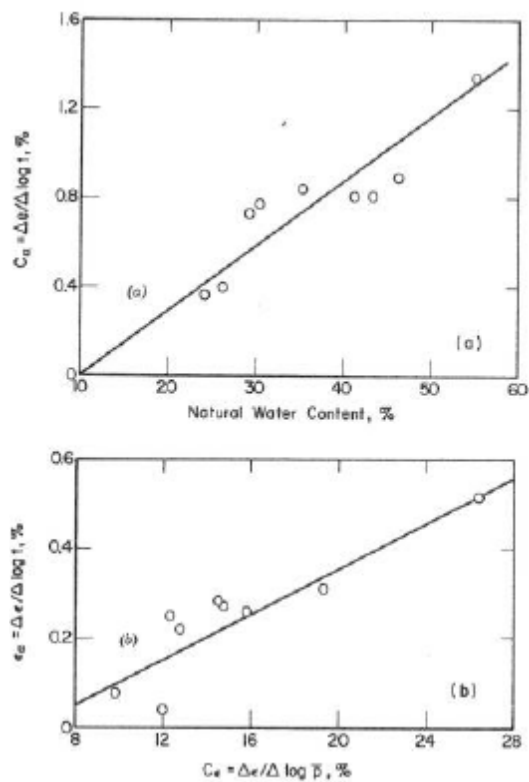
Vztah mezi číslem pórovitosti a logaritmem času při sekundární stlačitelnosti je pro většinu zemin lineární v průběhu času. Index sekundární stlačitelnosti je vhodným nástrojem pro vyjádření sekundární stlačitelnosti.



Obrázek 6: Graf závislosti přirozené vlhkosti a sekundární stlačitelnosti (Mesri, 1973)

Tabulka 1: Seznam zemín použitých v obrázku 6 (upraveno z Mesri, 1973)

1	Whangamarinský jíl
2	jíl v Mexico City
3	vápnitý organický silt
4	Leda jíl
5	norské plastické jíly
6	amorfní a plstnatá rašelina
7	kanadská rašelina z jezerních slatin
8	organické mořské sedimenty
9	Bostonský modrý jíl
10	Chicagský modrý jíl
11	organický prachovitý jíl



Obrázek 7: Lineární vztah mezi C_a a vlhkostí a C_c s vlhkostí pro chicagský modrý jíl (Mesri, 1973)

2.4 Typy křivek sekundární stlačitelnosti

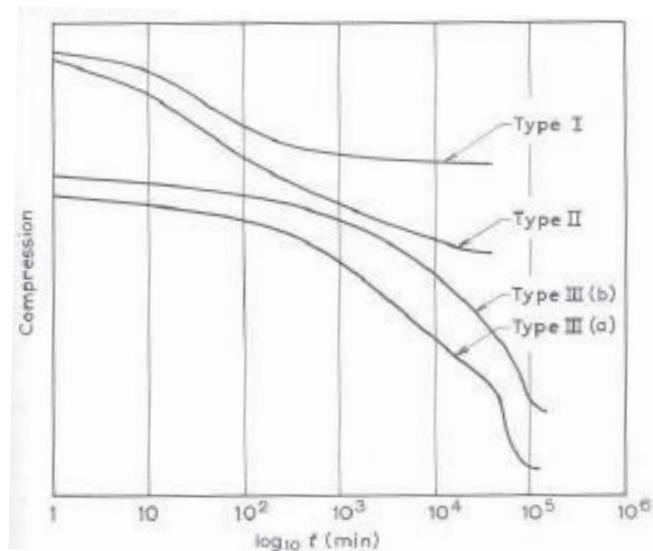
Lo (1961) popisuje tři typy křivek sekundární stlačitelnosti, které klasifikuje podle jejich charakteristického tvaru. Typy křivek jsou zobrazeny na obrázku 8, který vykresluje proces stlačitelnosti v čase v logaritmickém měřítku.

Křivka typu I má ze začátku jemné zakřivení vydaté směrem nahoru. Rychlost sekundárního stlačení klesá s časem. Konečný tvar křivky typu I, respektive dovršení konečného sedání, je dosaženo za poměrně krátkou dobu, přibližně asi 10 dní, kdy podle teorie nedochází k dalšímu přetváření zeminy. Do této skupiny spadá většina znovu vytvarovaných vzorků různých typů jílu nebo také neporušený vzorek normálně konsolidovaného marinního jílu z oblasti Fornebu v Norsku (Lo, 1961).

Křivka typu II je charakterizována křivkou, které má přibližně stejný sklon v rámci celého experimentu. Rychlost sekundární stlačitelnosti klesá a po dosažení konečného poklesu je téměř nulová.

Křivka typu III je konkávní směrem dolů. Rychlost sekundární stlačitelnosti stoupá s časem, poté postupně zpomaluje, až nakonec vymizí. Zrychlení jevu stlačitelnosti může být buď postupné jako u typu III(b) nebo náhlé jako u typu III(a). Oba tyto typy křivek byly pozorovány u neporušených vzorků Lilla Edet jílu. Lilla Edet jíl je mírně překonsolidovaný, senzitivní jíl v oblasti Lilla Edet ve Švédsku. U tohoto typu stlačování dochází ke konečnému sednutí po dlouhé době. K dosažení konečného sednutí je zapotřebí, aby experimenty běžely i více než 100 dnů (Lo, 1961).

Průběh stlačitelnosti zemin charakterizované pomocí typů křivek I a II se vyskytuje poměrně často. Typ III se zdá být podobný křivkám s difuzními kolapsy (kapitola 3.1 v této práci). Difuzní kolapsy jsem také na svých vzorcích brněnského téglu pozorovala, proto tomuto typu věnuji zvýšenou pozornost.



Obrázek 8: Typy křivek sekundární stlačitelnosti (Lo, 1961)

Lo (1961) poznamenává, že v průběhu zkoušky na Lilla Edet jílu nebyly pozorovány žádné nežádoucí vlivy, jako například vibrace (náhlé nežádoucí mechanické chvění v průběhu zkoušky způsobující výrazný pokles křivky). Vyloučil také vliv změny teplot, protože teplota kolísala pouze ± 1 až 2°C , což by neovlivnilo průběh zkoušky a tudíž nevysvětlovalo rapidní zlom křivky stlačitelnosti. I při mým experimentech bych vyloučila nežádoucí faktory ovlivňující tvar křivky. Vliv vibrace Lo (1961) popisuje jako posunutí křivky směrem dolu při zachování tvaru křivky. Pokud při průběhu experimentu vyloučíme tyto nežádoucí vlivy, můžeme tvrdit, že tento tvar křivky typu III je reálný pro určitý typ zemin, ke kterým patří senzitivní mořské jíly (například Lilla Edet jíly).

Lo (1961) dále tvrdí, že chování zemin v průběhu dlouhodobé zkoušky stlačitelnosti charakterizované typem křivky III je pozorováno pouze u přirozených sedimentů, které jsou v kyprém stavu. U rekonstituovaných vzorků Lilla Edet jílu tento tvar křivky nepozoroval a to vysvětluje tím, že u přípravy rekonstituovaných vzorků dojde k rozrušení struktury zeminy, která zapříčiňuje zmiňované zvláštní chování. Závěrem lze tedy říci, že zmíněný tvar křivky je způsoben zvláštní strukturou zeminy, která byla utvářena v dlouhém geologickém časovém měřítku po sedimentaci tohoto typu jílu. U své vlastní zkoušky na rekonstituovaném jílu jsem však tento tvar křivky také pozorovala, čímž se budu dále zabývat v kapitole 5. Vlastní experimenty.

U jílu, které jsou v kyprém stavu, jsou částice spojeny cementací, tlakem nadloží a vlivem času. Tato zvláštní struktura zeminy je velmi náchylná k porušení, a pokud je

překročeno překonsolidační napětí, tak dojde ke zrychlení stlačitelnosti zemin. Pokud mají zeminy nízký úhel vnitřního tření, tak u nich může dojít ke kolapsu, jak popisuje Bjerrum 1961 (in Lo, 1961). Jak je již výše zmíněno, postupné zhroucení struktury by mohlo vést k tvaru křivky typu III(b), postupné konkávní prohnutí směrem dolů, zatímco náhlé zhroucení sktruktury může být popsáno typem křivky III(a).

2.5 Faktory ovlivňující sekundární stlačitelnost

Polní i laboratorní měření sekundární stlačitelnosti jasně ukazuje, že křivka sekundárního stlačení v mnoha případech nezůstává lineární v čase. Toto chování je způsobeno různými faktory, pozorovanými in situ i v laboratoři. Mezi faktory ovlivňující průběh sekundárního stlačení v poli patří zejména změny v aplikovaném zatížení na zeminu nebo laterální pohyby. Důležité je stanovit podmínky, při kterých je sekundární stlačitelnost pozorována, jako je velikost napětí, drenážní podmínky, apod. V laboratorním prostředí ovlivňuje sekundární stlačitelnost kolísání teploty, fyzikálně-chemické změny v průběhu zkoušky, ale také mechanické nedostatky při samotném provádění zkoušky – například postupná degradace filtračního papíru (Mesri a Godlewski, 1977).

Jeden ze stěžejních zdrojů je Mesri (1973), který ve své publikaci posuzuje faktory ovlivňující sekundární stlačitelnost zemin především z hlediska laboratorních zkoušek. Dále (Wong a Varatharajan, 2014) diskutují účinky napětí, překonsolidace, druh fluid v pórech (běžná pitná/slaná voda) a drenážních podmínek na rychlost sekundární stlačitelnosti při provádění oedometrických zkoušek na kaolínu.

Vztah mezi indexem sekundární stlačitelnosti a časem nemůže být laboratorně definitivně stanoven, pokud laboratorní zkoušky neprobíhají několik let. Dále je nutné vzít v úvahu i jiné vlivy, které mohou limitovat hodnoty dlouhodobých laboratorních zkoušek a nepřímo souvisí s časem. Jsou to fyzikálně-chemické změny ve vzorku zeminy. Mezi takové faktory patří cementace, růst bakterií při určité konkrétní teplotě nebo změny v podmínkách zatížení.

Většina hodnot jednorozměrných polních měření je ovlivněna odchylkou polních K_0 podmínek. Sekundární stlačitelnost je v podstatě lineární funkcí času v logaritmickém měřítku. Tvrzení je založeno na laboratorních i polních výsledcích.

Důležité je ujasnit, jakým způsobem a hodnotou jsou zeminy při zkouškách zatěžovány. Zatížení může být provedeno buď jednorázově (vypočteným geostatickým napětím – jako mé

vlastní experimenty) anebo může být postupné v podobě dalšího přetížení. Také je nutné si ujasnit, jak je sekundární stlačitelnost nadefinována, to znamená, použití čísla pórovitosti v různých částech měření nebo přetvoření (C_α nebo $C_{\alpha\varepsilon}$).

Wong a Varatharajan (2014) provedli sérii oedometrických zkoušek na kaolín. Zkoušky prováděli pro vodou nasycený kaolín, suchý kaolín (kyprý, ulehlý), kaolín nasycený slanou vodou. Zkoumali efekt napětí, překonsolidace a drenážních podmínek. Na základě těchto zkoušek uvádějí, že se zvyšujícím se napětím, při kterém je creep pozorován, klesá hodnota C_α , to znamená, že se snižuje rychlost sekundární stlačitelnosti (viz tab. 1 in Wong a Varatharajan, 2014). Tvrdí, že jak se snižuje počáteční číslo pórovitosti při působení zvyšujícího se napětí, tak se vzorek stává ulehlejší a struktura je více stabilní (více kontaktů částic) a tím pádem je „creepová“ deformace menší při působení vyššího napětí. Stejně tak je i viskozita funkcí napětí, při kterém je creep sledován. Zvýšení hodnoty napětí způsobuje stabilnější strukturu zeminy (zvýšením kontaktů částic) a tak se sníží creepová deformace.

Efekt překonsolidace má na rychlost sekundární stlačitelnosti také svůj význam. Překonsolidace výrazně snižuje sekundární stlačitelnost a velikost snížení je funkcí stupně překonsolidace. U normálně konsolidovaných (NC) vzorků je rychlost sekundární stlačitelnosti vyšší než u vzorků překonsolidovaných (OC), jak dokazují výsledky zkoušek podle Wong a Varatharajan (2014). Pokud na zeminu dříve působilo výrazně vyšší napětí, tak vzorky nevykazují žádnou časově závislou deformaci, což Wong a Varatharajan (2014) dokazují z výsledků zkoušek na překonsolidovaném kaolín z původních 500kPa na 200kPa. Také to ale vysvětlují tím, že vysoce překonsolidované zeminy mohou mít hodnoty $C_{\alpha\varepsilon}$ velmi nízké, které jsou až za hranicí možného změření přístrojem. Pokud je aktuální napětí mírně nižší než překonsolidační (z 525kPa na 520kPa) lze creepovou deformaci sledovat a stanovit rychlost sekundární stlačitelnosti (Wong a Varatharajan, 2014).

Rychlost sekundární stlačitelnosti je značně ovlivněna dobou trvání předchozího zatížení, kterému jsou všechny sedimenty vystaveny. Vliv dlouhodobého zatížení na velikost sekundární stlačitelnosti je podobný vlivu překonsolidace.

Tloušťka vzorku ovlivňuje rychlost sekundární stlačitelnosti. Zde se nabízí otázka, zda je možné použít výsledky laboratorních zkoušek, kde sledujeme sedání tenkých vrstev s podmínkami v poli, kde jsou mocnosti vrstev zemin mnohonásobně větší.

Někteří vědci tvrdí, že rychlost sekundární stlačitelnosti je podobná jak v poli, tak i v laboratoři, avšak jiní tvrdí, že rychlost sekundární stlačitelnosti je v polních podmínkách větší

než v laboratoři. Jedním z hlavních důvodů je změna K_0 podmínek. Další z možných důvodů, proč je hodnota v laboratoři nižší, je, že laboratorní vzorky mohou být porušené. Hlavním rozdílem, který bude podrobněji diskutován, je, že laboratorní vzorky jsou tenké ve srovnání s mocnými vrstvami in situ. Tato problematika je komplexně shrnuta v kapitole 2.8 Hypotéza A a B.

Na teplotu, jako jeden z dalších faktorů ovlivňující sekundární stlačitelnosti, se bere velký zřetel, ačkoliv ve výsledku nemá až takový význam na C_α , pokud se teplota rapidně neměnní. Habibagahi (1969) (in Mesri, 1973) zkoumal vliv teploty na organických a neorganických Paulding jílech. Vlhkost rekonstituovaných vzorků odpovídala vlhkosti na mezi tekutosti dané zeminy a vzorky byly usazeny v leštěném ocelovém prstenci. Zatížení pro všechny vzorky bylo stejné a zkoušky trvaly stejnou dobu. V průběhu jedné laboratorní zkoušky vzrostla teplota z 25°C na 50°C a byla tak udržována pár dní. Pozoroval okamžitou odezvu na změnu teploty, ale po pár dnech byl index sekundární stlačitelnosti při 25°C stejný jako při 50°C. Změna teploty u neorganického Paulding jílu okamžitě zrychlila proces stlačitelnosti, zřejmě kvůli snížení viskozity vody, ale po pár dnech došlo opět k ustálení a navrácení k původní hodnotě C_α .

Teplota nemá tak významný vliv na C_α . Zvýšení teploty u neorganických Paulding jílu urychlilo stlačitelnost, avšak po krátké době se rychlost navrátila k původním hodnotám. Zvýšení teploty u organických Paulding jílu také nemá žádný zřejmý vliv na C_α u problematiky sekundární stlačitelnosti.

K dalším zkouškám na organickém Paulding jílu patřily série zkoušek, které zkoumaly vliv teploty na C_α u překonsolidovaných vzorků. Vzorky byly zatíženy na 4000 psf (~1900 kPa) a následně odtíženy na 125 psf (~60 kPa). Poté se teplota buď snižovala, zvyšovala nebo byla konstantní. Na základě výsledků těchto testů Habibagahi (1969) (in Mesri, 1973) dospěl k závěru, že zvýšení teploty má u překonsolidovaných zemin stejný efekt jako u normálně konsolidovaných zemin, jak zmiňuji výše. Zvýšení teploty vede ke zvýšení rychlosti sekundární stlačitelnosti a naopak snížení teploty snížení rychlosti sekundární stlačitelnosti, avšak jak je výše psáno, tak pouze dočasné, po určité době dojde opět k navrácení do původních hodnot C_α .

I protože změny teploty výrazně neovlivňují výsledky dlouhodobých zkoušek sekundární stlačitelnosti, je zapotřebí kontrolovat kolísání teploty v průběhu provádění zkoušek. V nejideálnějším případě by zkoušky měly být prováděny v klimatizované místnosti při známé a konstantní teplotě. Lo (1961) se zmiňuje, že změna teploty přibližně o 3°C má za

následek změnu tvaru a trendu křivek sekundární stlačitelnosti. Avšak blíže nepopisuje jak výrazně.

Vliv vibrace jako náhlé nežádoucí mechanické chvění v průběhu zkoušky může ovlivňovat plynulý průběh křivky. Lze ho sledovat jako náhlé přerušení plynulosti křivky s následným posunem křivky směrem dolů. Tvar křivky se zachová (Lo,1961).

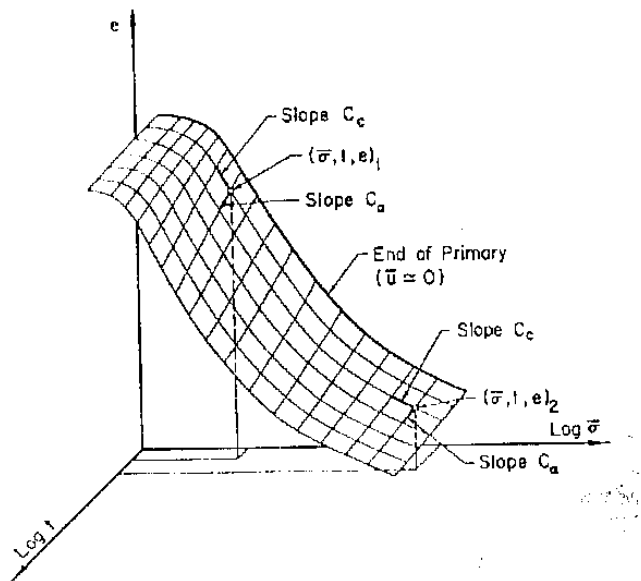
2.6 Poměr C_α/C_c

Mesri a Godlewski (1977) přišli s koncepcí $C_\alpha/C_c = \text{konstantní}$, založenou na empirických datech (polních a laboratorních pozorováních), podle kterých předpokládají, že velikost a chování C_α s časem je přímo úměrné velikosti a chování C_c s působícím napětím. Lze tvrdit, že pokud C_c zůstává konstantní, klesá či vzrůstá s vertikálním efektivním napětím, tak C_α je konstantní, klesá či vzrůstá s časem.

2.6.1 Stanovení poměru C_α/C_c

Na obrázku 9 je graf, který znázorňuje vztah mezi C_α a C_c při sekundární stlačitelnosti. Odpovídající dvojice C_α a C_c během sekundární stlačitelnosti představují sklony křivek $e/\log t$ a $e/\log \sigma'_v$ procházející stejným bodem. Vztah mezi C_α a C_c je pro většinu zemin přibližně lineární. Smyslem toho je ukázat, že pro každý druh zeminy lze stanovit poměr C_α/C_c , který je konstantní.

Výstupy laboratorních zkoušek je praktičtější vyjádřit graficky než pomocí rovnic zohledňujících analytickou derivaci, kterou Mesri a Godlewski (1977) definují vztah C_α/C_c .



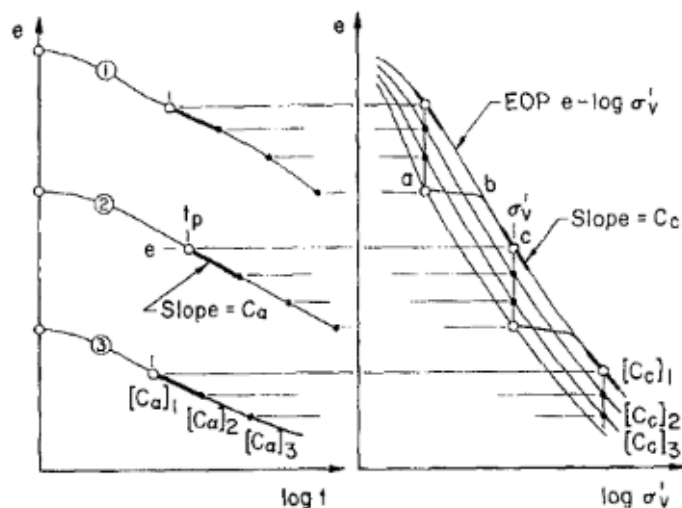
Obrázek 9: Graf znázorňující obecný vztah mezi číslem pórovitosti, efektivním napětím a logaritmem času (Mesri a Godlewski, 1977)

Obvyklý postup uváděný Mesrim a Godlewskim (1977) pro stanovení C_a/C_c je vzít hodnotu C_c odpovídající konci EOP z grafu $e/\log \sigma'_v$ a získat hodnotu C_a z lineární části křivky v zobrazení $e/\log t$ tam, kde začíná sekundární stlačitelnost (po EOP) pro stejnou hodnotu napětí jako u C_c . Grafický postup znázorňuje obrázek 10, kde jsou křivky stlačitelnosti pro tři úrovně napětí. Obecně lze říci, že pro stanovení poměru C_a/C_c každého druhu zeminy je dostatečné mít tři nebo čtyři dvojice hodnot C_a a C_c . Tučně zvýrazněné části křivek na obrázku 10 označují odpovídající hodnoty pro C_a a C_c v zobrazení $e/\log t$ a $e/\log \sigma'_v$. K obrázku 10 platí následující vztahy, které stanovují poměr C_a/C_c :

$$[C_a]_1 > [C_a]_2 > [C_a]_3 \quad \text{a} \quad [C_c]_1 > [C_c]_2 > [C_c]_3$$

tak, že $[C_a]_1/[C_c]_1 = [C_a]_2/[C_c]_2 = [C_a]_3/[C_c]_3 = C_a/C_c$.

Index stlačitelnosti je zde brát jako okamžitý index stlačitelnosti C_c^* , pro odpovídající napětí k C_a . Poměr C_a/C_c platí pro obě fáze zkoušky - přitěžování i odlehčení. Kdy pro fázi odlehčení značím okamžitý index stlačitelnosti C_{cr}^* s dolním indexem r („reload“).



Obrázek 10: Odpovídající hodnoty C_a a C_c v zobrazení e , σ'_v , t při sekundární stlačitelnosti (Mesri a Castro, 1987)

2.6.2 Rozsahy hodnot C_a/C_c pro jemnozrnné zeminy (archivní data)

Od roku 1977, kdy Mesri a Godlewski publikovali svůj článek, bylo vyhodnoceno další velké množství doplňujících hodnot pro různé typy geotechnických materiálů. Mesri a Godlewski (1977) se svém článku shrnují dostupné hodnoty poměru C_a/C_c pro různé typy zemin jak je uvedeno v tabulce 2.

Hodnoty poměru C_a/C_c přírodních materiálů zahrnující rašeliny, organické hlíny, vysoce senzitivní jíly, břidlice, ale také zrnité materiály se pohybují v rozsahu od 0,025 - 0,10. Pro většinu neorganických jíků („inorganic soft clay“) je hodnota $C_a/C_c = 0,04 \pm 0,01$. Pro vysoce plastické organické jíly je hodnota $C_a/C_c = 0,05 \pm 0,01$. Pro rašeliny jsou hodnoty poměru C_a/C_c vyšší a to v rozsahu 0,05 - 0,085, protože stlačitelnost rašelin je rapidně vyšší než u jílovitých zemin (Mesri a Godlewski, 1977, Mesri a Castro, 1987).

Mesri a Godlewski (1977) uvádějí rozsah hodnot C_a/C_c pro neorganické jemnozrnné zeminy kam spadá i brněnský tégl 0,025 - 0,06. Tuto hodnotu na základě laboratorního měření ověřuji.

Tabulka 2: Rozsahy hodnot C_u/C_c pro různé typy jemnozrnných zemin a rašelin (upraveno z Mesri a Godlewski, 1977)

Zemina	Rozsah hodnot C_u/C_c	Reference
Whangamarino clay	0,03 – 0,04	Nexland and Allaly
Norfolk organic clay	0,05	Barber
Calcareous organic clay	0,035 – 0,06	Wahls
Amorphous and fibrous peat	0,035 – 0,083	Lea and Brawner
Canadian muskeg	0,09 – 0,10	Adams
Leda clay	0,03 – 0,055	Walker and Raymond
Leda clay	0,04 – 0,06	Walker and Raymond
Peat	0,075 – 0,085	Weber
Post-glacial organic clay	0,05 – 0,07	Chang
Soft blue clay	0,026	Crawford and Sutherland
Organic clays and silts	0,04 – 0,06	Ladd
Sensitive clay, Portland	0,025 – 0,055	Ladd
Peat	0,05 – 0,08	Samson and La Rochelle
San Francisco Bay mud	0,04 – 0,06	Su and Prysock
New Liskeard varved clay	0,03 – 0,06	Quigley and Ogunbadejo
Silty clay C	0,032	Samson and Garneau
Nearshore clays and silts	0,055 – 0,075	Brown and Rashid
Fibrous peat	0,06 – 0,085	Berry and Vickers
Mexico City clay	0,03 – 0,035	Mesri, et al.
Hudson River silt	0,03 – 0,06	Mesri, Personal files
Leda clay	0,025 – 0,04	Mesri and Godlewski
New Haven organic clay silt	0,04 – 0,075	Mesri and Godlewski

2.7 Okamžitá a zpožděná stlačitelnost

Dalšími pojmy, které je potřeba vysvětlit, je okamžitá a zpožděná stlačitelnost (podle Bjerruma, 1967).

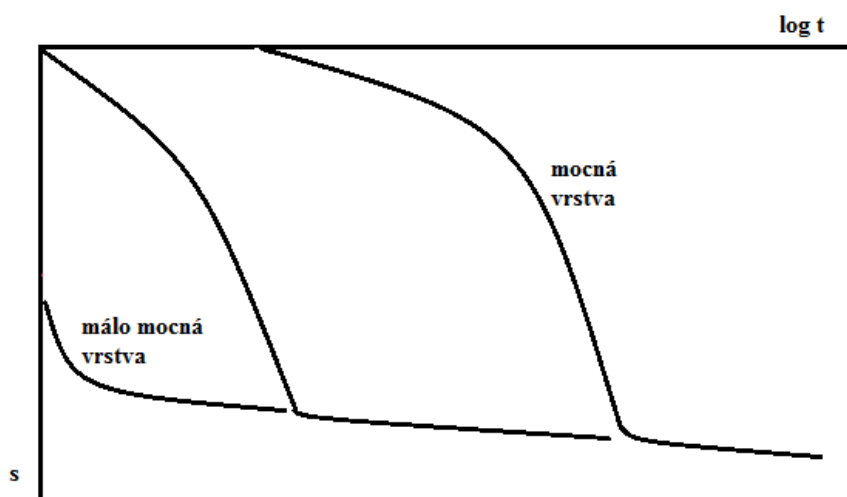
Z obrázků 11 a 12 je patrný rozdíl mezi konsolidací („primární stlačitelností“) a sekundární stlačitelností a okamžitou a zpožděnou stlačitelností. Konsolidace nastává okamžitě po zatížení a dochází k disipaci pórových tlaků. Sekundární stlačitelnost je pomalé pokračování stlačování, které nastává po disipaci pórových tlaků. I při sekundární stlačitelnosti musí však být malý nadbytek pórového tlaku kvůli proudění vody zeminou (které je velmi malé). Čím

déle na zeminu působí konstantní efektivní napětí, tím se snižuje číslo pórovitosti. Mocnost vrstvy/vzorku je významná u primární a sekundární stlačitelnosti. Čím je vzorek tenčí, tím i čas potřebný k disipaci pórových tlaků je kratší. Pokud ale uvažujeme mocné vrstvy jílu in situ, tak lze stlačitelnost interpretovat dvěma fázemi: okamžitá a zpožděná stlačitelnost. Okamžitá i zpožděná stlačitelnost nastávají pro mocné vrstvy během tzv. primární stlačitelnosti, jak je naznačeno na obrázku 12. Většina stlačitelnosti, který nastává, jak disipuje přebytek pórových tlaků, by u mocných jílových vrstev byla zpožděnou stlačitelnosti (obrázek 11).

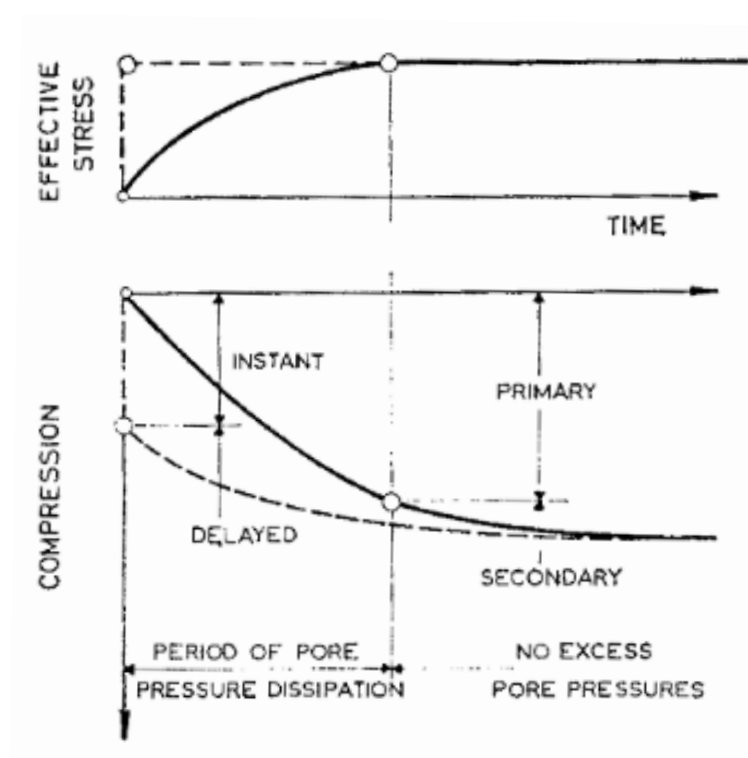
Podle Bjerruma (1967) okamžitá a zpožděná stlačitelnost popisují reakci na zvýšení efektivního napětí u jílu. Obrázek 12 zobrazuje, jak se stlačitelnost u jílu vyvíjí s časem, pokud zeminu náhle a rovnoměrně zatížíme. Přerušovaná křivka zobrazuje, jak může reagovat struktura zeminy, pokud pórové tlaky nejsou schopny zpomalit stlačení a struktura zeminy okamžitě přeneše aplikované zatížení jako efektivní napětí. Tato čárkovaná křivka zobrazuje okamžitou a zpožděnou stlačitelnost. Efektivní napětí vzrůstá postupně s disipací pórových tlaků vzhledem k viskozitě vody a stlačitelnost bude pokračovat podél plně nakreslené křivky na obrázku 12.

Bjerrum (1967) tedy rozděluje změny objemu, které nastávají v jílech do následujících dvou složek:

1. Okamžitá stlačitelnost, která nastává zároveň s rostoucím efektivním napětím a způsobuje snižování čísla pórovitosti, dokud nedosáhne rovnovážné hodnoty, ve které struktura zeminy odolává přetížení
2. Zpožděná stlačitelnost, která představuje zmenšení objemu při neměnném efektivním napětí (obrázek 12)



Obrázek 11: Vztah okamžité a zpožděné stlačitelnosti k primární a sekundární stlačitelnosti pro různou mocnost vrstvy (upraveno podle Lambe a Whitman, 1969).



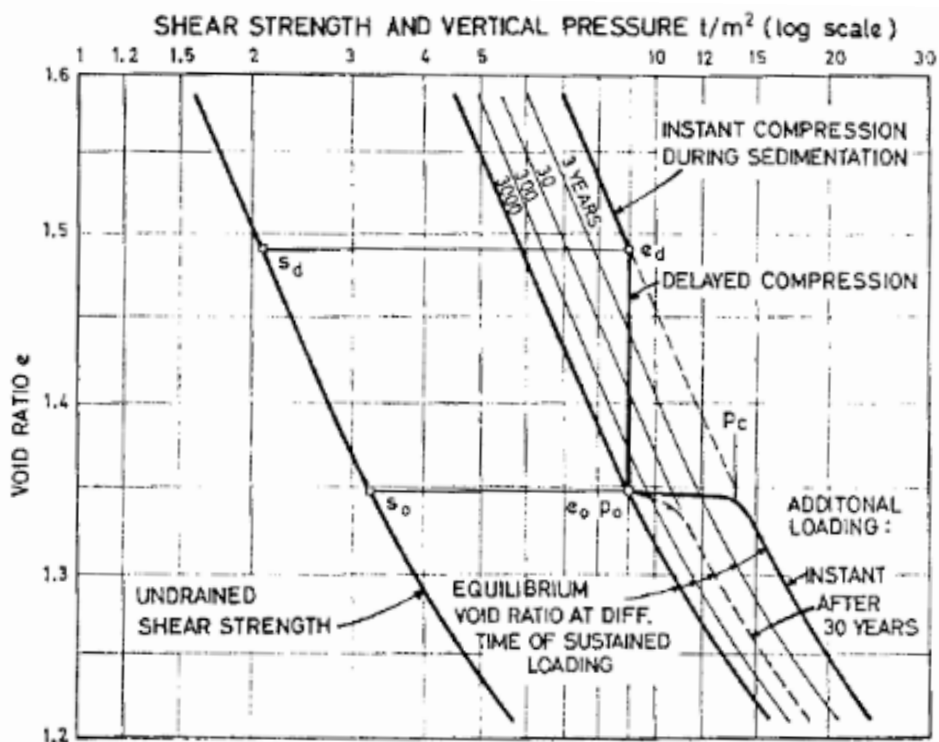
Obrázek 12: Vztah okamžité a zpožděné stlačitelnosti k primární a sekundární stlačitelnosti pro danou mocnost vrstvy (Bjerrum, 1967)

Termíny okamžitá a zpožděná stlačitelnost použil Bjerrum (1967), když zkoumal základové poměry u normálně konsolidovaných marinních jíílů v Norsku. Popisuje, jak na jednotlivé jíílové vrstvy působí dlouhodobé zatížení, které se během sedimentace nadložních

sedimentů zvyšuje. Sedání pokračuje i po disipaci pórových tlaků, které vznikají v průběhu ukládání vrstev. Tento jev, který u některých typů zemin probíhá i tisíce let nazývá zpožděnou stlačitelností.

Z toho je jasné, že čas potřebný k disipaci pórových tlaků je závislý na těchto faktorech: mocnost jílové vrstvy, její propustnost a drenážní podmínky. Bjerrum (1967) tvrdí, že rozdělení stlačitelnosti na primární a sekundární je tedy nevhodné pro popis chování struktury zemin s ohledem na efektivní napětí.

Bjerrum (1967) uvádí, že zpožděnou stlačitelnost nelze popsat pouze jednou křivkou v zobrazení $e/\log p$, ale systémem přímek a křivek, jak je zobrazeno na obrázku 13, kde na vodorovné ose je efektivní napětí a smyková pevnost a na svislé číslo pórovitosti. Každá z těchto čar představuje číslo pórovitosti pro odlišené hodnoty efektivního napětí v konstantním čase. Dále na laboratorních zkouškách ukazuje, že křivky jsou přibližně paralelní, což znamená, že rychlost zpožděné stlačitelnosti je po celou dobu ukládání přibližně stejná anebo jsou křivky lehce zakřivené, což znamená, že zpožděná stlačitelnost se lehce snižuje s rostoucím tlakem nadloží.



Obrázek 13: Stlačitelnost a smyková pevnost vystavené zpožděné stlačitelnosti (Bjerrum, 1967)

Snížení obsahu vody v zemině během zpožděné stlačitelnosti vede k vyšší stabilitě struktury. Stabilnější jílová struktura vede k vyšší smykové pevnosti zeminy, zejména u plastických jílů, kde se zvýší soudržnost. Jak tedy jíl při zpožděné stlačitelnosti zvýší svoji pevnost, bude odolávat více proti dalšímu stlačení. Pokud tedy další přetížení bude menší než překonsolidační napětí p_c pro jíly, tak se zemina bude chovat jako překonsolidovaná a okamžitá stlačitelnost bude omezena elastickou deformací. Bjerrum (1967) toto chování vysvětluje pomocí obrázku 13, kde na jíl v určité hloubce působí efektivní napětí p_0 , které je dané mocností nadložních sedimentů. Bjerrum (1967) zde uvádí, že jílovité vrstvy staré 3000 let dosáhnou rovnováhy u čísla pórovitosti e_0 , e_{0p0} jsou na křivce „3000 let“. Během této dlouhé doby zpožděné stlačitelnosti vzroste smykové napětí z s_d do s_0 . Pokud je zemina vystavena dalšímu zatížení například vahou budovy, tak za předpokladu, že efektivní napětí bude menší než překonsolidační napětí p_c , tak okamžitá stlačitelnost bude malá. A k velké okamžité stlačitelnosti dojde za předpokladu, že p_0 překročí p_c . Lze tvrdit, že p_c se při zpožděné stlačitelnosti lineárně zvyšuje s efektivním napětí p_0 .

Bjerrum (1967) definuje proces stlačitelnosti okamžitou a zpožděnou stlačitelností a tyto dva termíny se liší od představy primární a sekundární stlačitelnost, které nastávají před a po disipaci pórových tlaků. Počátek creepu je pro obě představy různý. To souvisí s „hypotézou A a B“, kterou uvádím v následující kapitole.

2.8 Hypotéza A a B

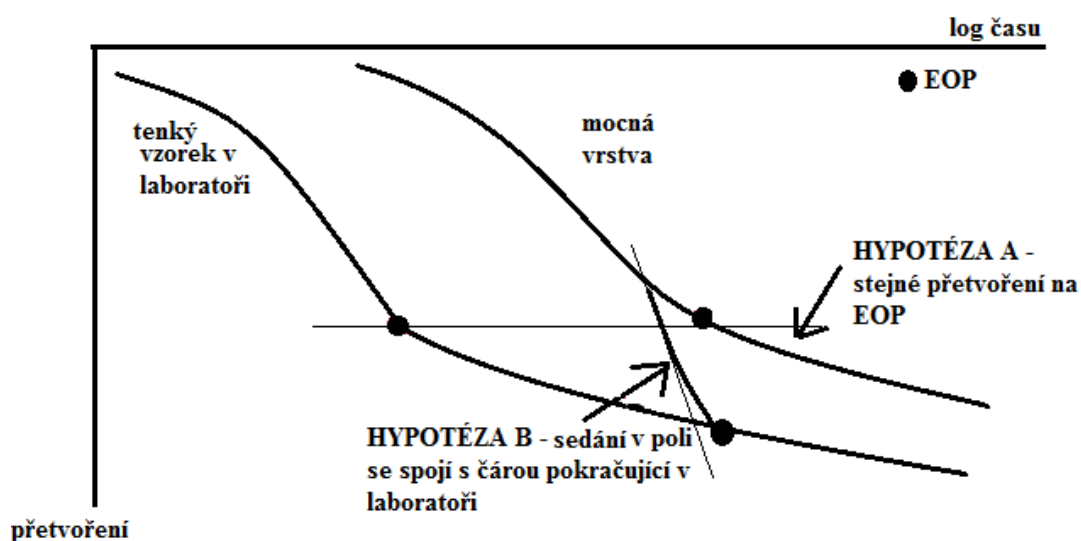
Sedání jílových vrstev in situ závislé na čase je obvykle analyzováno na základě výsledků laboratorních zkoušek. Je však nutné zohlednit odlišné chování vzorku v laboratoři se situací in situ. Při laboratorních zkouškách probíhá stlačování v tenkých vrstvách, kdežto v podmínkách v poli sedají mnohonásobně větší mocnosti. Z toho vyplývá, že doba, která je potřebná k dosažení konce konsolidace, se výrazně liší pro podmínky in situ a laboratorní podmínky. S tím také úzce souvisí počátek creepu a chování při creepu. Existují dvě odlišné představy předpovědi sedání, které se obecně nazývají „hypotéza A a B“.

Ladd et al. (1977) položil otázku, zda se creep chová jako samostatný jev zatímco při konsolidaci disipují pórové tlaky. Pokud to tak je, tak přetvoření (sedání) závisí na době k dokončení konsolidace (EOP) a tím proto na mocnosti vrstvy/tloušťce vzorku (pro dané efektivní napětí), jak je již zmíněno výše. Úvaha vedla k prozkoumání účinku tloušťky vzorku, viz obrázek 14 podle Ladd et al. (1977), který znázorňuje hypotézu A i B. Hypotéza A je

založena na předpokladu, že přetvoření na konci konsolidace je nezávislé na době konsolidace, zatímco hypotéza B předpokládá zvyšující se přetvoření (k EOP) se zvyšující se dobou konsolidace nebo tloušťkou vzorku.

Tedy hypotéza A předpokládá, že přetvoření, které zemina má na konci konsolidace (EOP) je stejné jak v laboratorních podmínkách, tak i v polních podmínkách (obrázek 14, černé body značí EOP). To znamená, že překonsolidační napětí je stejné jak pro laboratorní vzorky, tak pro podmínky in situ. U EOP je efektivní napětí konstantní a následně nastává creep. Hypotéza B předpokládá, že creep probíhá již při konsolidaci tak i po ní, tj. během disipace pórových tlaků. EOP v grafu ε -logt (obrázek 14) je odlišné pro podmínky in situ a v laboratoři a to vede k závěru, že překonsolidační napětí in situ je nižší než stanovené v laboratoři. „Skutečné“ překonsolidační napětí je tedy ovlivněno creepem a dalšími vlivy jako je vliv stáří vzorku („ageing“). Na obrázku 14 je vidět, že křivky laboratorních a polních měření po určité době splynou a následuje stejný průběh sedání. Hypotéza B očekává větší sedání vrstev zeminy, než hypotéza A (Ladd et al, 1977).

Z dřívějších prací zabývající se creepem (Šuklje, 1957; Bjerrum, 1967) plyne předpoklad, že rychlost creepu je dána aktuálním efektivním napětím a aktuálním číslem pórovitosti (přetvořením). Jinými slovy, jakékoliv kombinace čísla pórovitosti, efektivního napětí a velikosti přetvoření jsou v průběhu konsolidace a sekundární stlačitelnosti považovány za jedinečné (Degago et al., 2011), lze je klasifikovat jako metody izotach a z toho vychází hypotéza B.



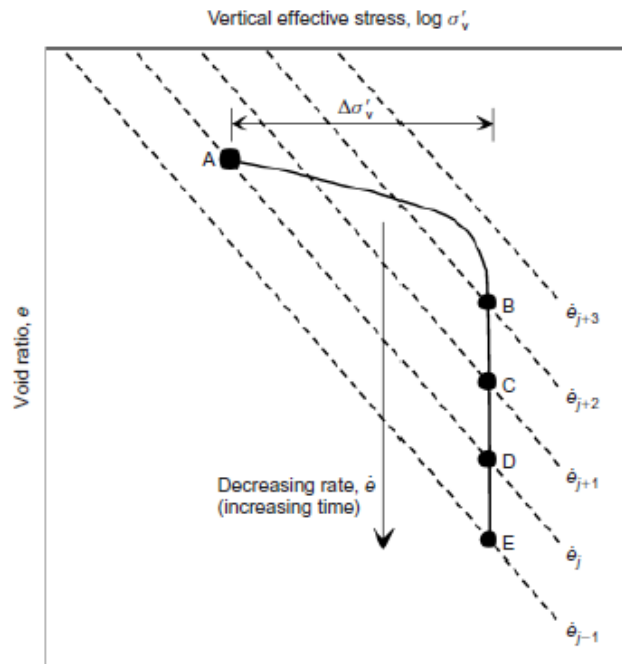
Obrázek 14: Hypotéza A a B (upraveno podle Ladda et al., 1977)

2.8.1 Metoda izotach

Koncepci izotach poprvé použil Šuklje (1957), aby popsal rychlost stlačitelnosti jílových vrstev in situ. Tento koncept uvádí, že rychlost stlačitelnosti je dána vztahem čísla pórovitosti a efektivním napětím. Koncept izotach je zobrazen na obrázku 15, kde série paralelních čárkovaných křivek jsou izotachy creepu. Každá izotacha creepu odpovídá konstantnímu číslu pórovitosti (e_{j+n}). Pak tedy veškeré kombinace čísla pórovitosti, efektivního napětí nebo rychlostí změn čísel pórovitosti jsou jedinečné a tak je to po celou dobu stlačitelnosti (primární i sekundární) jílových vrstev. Pro vysvětlení, na obrázku 13 podle Bjerruma (1967) je zobrazená zpožděná stlačitelnost creepem, kde paralelní křivky jsou izotachy creepu.

Bod A znázorňuje počáteční stav zeminy. Jak při konsolidaci disipují pórové tlaky, tak vzrůstá efektivní napětí a creepové přetvoření jde po určitou dobu po linii AB a po disipaci pórových tlaků pokračuje dále po linii CDE (efektivní napětí je konstantní). Vše je závislé na podmínkách odvodnění („the drained boundary“). Velikost efektivního napětí a velikost přetvoření řídí proces konsolidace. Konečný stav zeminy bude buď B, C, D nebo E v závislosti na době působení efektivního napětí. Tato koncepce izotach se používá pro stlačování dvou různě mocných vrstev (Degago et al., 2011).

Degago et al., (2011) a Nash a Ryde (2001) kriticky hodnotí data z laboratorních a in situ zkoušek. Popisují problematiku creepu s ohledem na dvě hypotézy A a B. Na základě komplexního zhodnocení různých zkoušek a modelů tvrdí, že hypotéza B velmi dobře popisuje chování soudržných zemin. Degago et al. (2011) vysvětlují experimentální měření, které dříve potvrdily hypotézu A, pomocí numerického modelu na základě koncepce izotach. Hypotézu A s ohledem na historii napětí (neplatí, že zvýšení přetvoření/čísla pórovitosti při přírůstku napětí je specifické pro oba vzorky – tenké i tlustší) považují za nesprávnou pro přírůstky napětí, které přesahují původní překonsolidačního napětí a dokonce i pro přírůstky napětí, pro normálně konsolidované. Vzhledem k tomu by měly všechny studie stlačitelnosti jílu brát v úvahu předchozího napětí, které na zeminu působilo dříve. Pro zkoušky s jedním zatížením je nutné sledovat počáteční číslo pórovitosti spolu s odpovídajícím překonsolidačním napětím. Degago et al. (2011) uvádějí, že v budoucnu by měla být na modely stlačitelnosti jílu aplikována koncepce izotach.

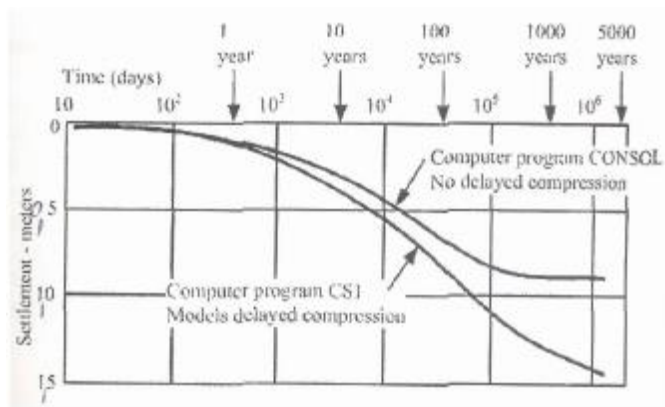


Obrázek 15: Koncept izotach (Degago et al., 2011)

2.8.2 Sedání podloží o ohledem na hypotézy A a B

Jako podklad pro prognózu sedání podloží u výstavby mezinárodního letiště Kansai v Ósackém zálivu byly použity hypotézy A a B. Letiště Kansai je budováno na uměle sypaném ostrově a výstavba probíhala ve dvou fázích. Mořské sedimenty jsou zde zastoupeny měkkými holocenními jíly, pleistocenními jíly a písky. Tyto mocné jílové vrstvy jsou značně stlačitelné a podléhají creepu. Zde krátce uvedu prognózy sedání podloží pro první fázi výstavby letiště.

Pro první fázi výstavby letiště byl aplikován nový teoretický model, který vychází k předpokladu, že sedání vrstev bude někde mezi hypotézou A a B a předpokládá, že stlačitelnost jílových vrstev má dvě složky, okamžitou a zpožděnou stlačitelnost. Model však nemodeluje tak velké sedání, jaké by nastalo podle hypotézy B. Srovnání tohoto nového modelu CS1 s konvekčními metodami analyzující poklesy mocných jílových vrstev (program CONSOL) je na obrázku 16. Duncan et al. (2005) uvádějí, že poklesy vrstev počítané pomocí programu CS1 jsou větší než pomocí CONSOL, protože CS1 zahrnuje creep (zpožděnou stlačitelnost), kdežto CONSOL ne. Avšak sedání není tak velké, jako by bylo u hypotézy B.



Obrázek 16: Srovnání křivek stlačitelnosti pro nový model CS1 a konvekční metody u 30 metrů mocné jílové vrstvy (Duncan et al., 2005)

2.9 Podíl sekundární stlačitelnosti (creepu) pro měření in situ

Hodnota creepu je významná pro dlouhodobé sledování sedání vrstev. Představuje značnou část z celkového sedání a proto je zapotřebí s touto hodnotou při stavbě geotechnických děl počítat. Hodnota je značná například u výsypkových zemin, holocenních jílovitých náplavů apod. Po ukončení konsolidace dochází k dalšímu sedání, které lze charakterizovat jako projev creep, pokud je zachována podmínka, že efektivní napětí je stálé.

Mužik (2012) se zabýval sedáním jílovitých výsypek severočeské uhelné pánve a porovnával hodnoty sedání z laboratorních měření creepu provedených Lacinovou (2010) a prognózy podle Kurky (2001, in Mužik, 2012), která je založena na dlouhodobém sledování sednutí in situ. Srovnání vypočítal pro dva profily UZ-1 a UZ-3 pro časový úsek od roku 2006 do roku 2011. Sednutí po skončení konsolidace považuje za creep vzhledem k tomu, že ve sledovaném období nedošlo ke změnám výšky hladiny podzemní vody a tím ke změně efektivního napětí. Naměřené sedání hydrostatickou nivelací během creepu v profilu UZ-1 za sledované období činilo 7,4 cm a v profilu UZ-3 činilo 7,3 cm. Výsledné hodnoty sedání způsobené creepem jsou shrnuty v tabulce 3. Mužik (2012) porovnával hodnoty a shrnuje, že naměřené hodnoty sednutí za sledované období se pohybují v blízkosti maximálně předpokládaných hodnot sednutí pro obě porovnání. Odhad sednutí z dlouhodobého sledování sednutí in situ podle prognózy Kurky (2001, in Mužik, 2012) jsou dvakrát vyšší než odhad z laboratorního měření (podle indexu sekundární stlačitelnosti $C_{\alpha} = 0,008$ udávaného Lacinovou, 2010).

Mužik v závěru (2012) uvádí, že celkové sednutí sledovaného násypu po dobu 5 let od jeho dokončení činilo 26,1 cm u profilu UZ-1 a 40,5 cm na profilu UZ-3. Z toho creep činil 7,4 cm u UZ-1 a 7,3 cm u UZ-3.

Tabulka 3: Porovnání naměřených hodnot sednutí s odhady za období 2006-2011 a za období 2011-2056 (podle Mužika, 2012)

Profil	2006 - 2011			2011 - 2056	
	Naměřené hodnoty (cm)	Odhad prognózy podle Kurky (cm)	Odhad z C_α (cm)	Odhad prognózy podle Kurky (cm)	Odhad z C_α (cm)
UZ-1	7,4	1 – 6,8	2,2 – 7,5	22,7	11,3
UZ-3	7,3				11,4

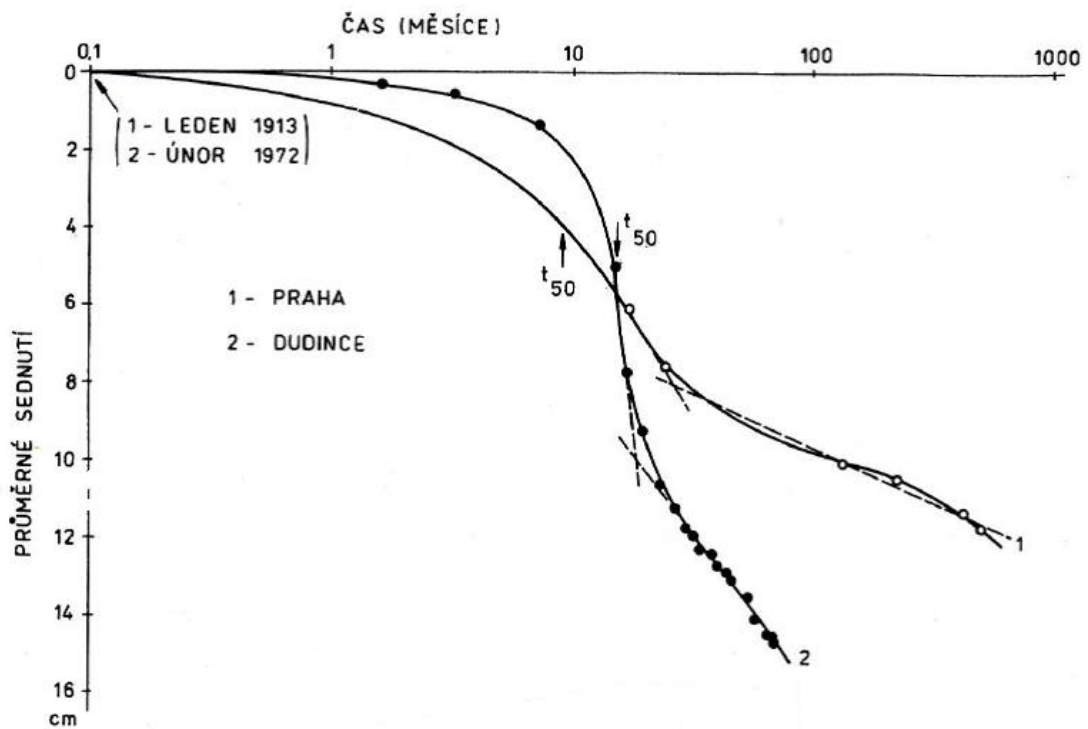
Feda (1981) porovnával sedání dvou staveb na silně stlačitelné základové půdě. Prvním objektem je dům založený na více než 5 metrů mocné vrstvě holocenních bahnitých, jílovitopísčitých a jílovitých náplavů založený na pilotách vetknutých do vrstvy písčitého štěrku a část budovy založená na základové desce. Sedání části budovy založené na desce bylo výrazné a to 12 cm (během čtyřicetiletého sedání). Z toho 4 cm při creepu. Feda (1981) vykresil přibližně průběh sedání pod objektem 1 plynulou křivkou, která znázorňuje konsolidaci (esovitý tvar) a následnou téměř lineární sekundární stlačitelnost – creep (viz křivka 1 obrázek 17), pro kterou vypočetl $C_\alpha = 0,51\%$. Feda (1981) definuje C_α jako „o kolik procent se daná vrstva základové půdy stlačí za logaritmický cyklus času.“ C_α je znázorněn rovnicí (8).

$$C_\alpha = (\Delta s \cdot 100) / (h \cdot \Delta \log t) \quad (8)$$

Základová vrstva u druhého objektu je tvořena organickými jíly, kde kvůli zmenšení sedání byla horní vrstva základové půdy nahrazena štěrkovým polštářem. Budova je založena na základovém pasu. Křivka 2 na obrázku 17 znázorňuje časový průběh sedání objektu, kde celkové sedání je 15 cm z toho sekundární stlačitelnost je 5 cm. Feda (1981) zdůrazňuje, že výpočty jsou přibližné, není odečteno počáteční okamžité sednutí. Pro druhý objekt vychází $C_\alpha = 2\%$.

Oba objekty mají podobné hodnoty součinitele konsolidace c_v (10^{-7} m²/s). Z toho Feda (1981) usuzuje, že se jedná o podobné vlastnosti základové půdy. Avšak hodnoty C_α jsou rozdílné, 4x vyšší u druhého objektu než u prvního, což vysvětluje rozdílnou základovou konstrukcí a kontaktním napětím. U prvního objektu uvažuje velmi přibližně boční deformaci téměř za nulovou vzhledem k nízké hodnotě kontaktního napětí, a tedy tvarový creep, který nastává pokud se zemina může roztláčet do stran zde není. Pokud by byl možný tvarový creep u objektu 1, tak by se hodnota C_α mohla zvýšit až na trojnásobek původní hodnoty, což by se přiblížilo hodnotě C_α u druhého objektu. Feda (1981) zdůvodňuje vyšší rychlost sekundární stlačitelnosti značným smykovým přetvářením základové půdy.

Creep tedy představuje významnou část sedání a proto je zapotřebí ho při budování geotechnických děl zahrnout zejména tam, kde základovou půdu tvoří velmi stlačitelné zeminy (jíly s organickými příměsí, výsypkové zeminy,...) Creep může tvořit až 1/2 z celkové sednutí za životnost stavby (Mužík, 2012).



Obrázek 17: Sedání dvou objektů na silně stlačitelné základové půdě (podle Fedy, 1981)

2.10 Shrnutí rešerše

Ve své rešeršní části vysvětluji dvě odlišné teorie, kdy nastává creep. Hypotéza A je podporována Mesrim a Godlewskim (1977) a jejich následovníky. Předpokládá, že sednutí vrstev na konci konsolidace (EOP) je stejné v laboratorních i polních podmínkách a nezahrnuje rozdíl mezi mocnosti jílových vrstev in situ a nízkou výškou vzorku (drenážní dráhou) v laboratoři. Creep jasně nastává po konci konsolidace zeminy a není ovlivněn dobou dosažení EOP a mocností jílové vrstvy. Kdežto hypotéza B předpokládá, že v mocných jílových vrstvách nastává creep již během konsolidace, kdy stále disipují pórové tlaky, a pokračuje po konsolidaci.

U hypotézy B předpokládám, že v mocných jílových vrstvách probíhá konsolidace (disipace pórových tlaků) postupně. Ke creepu jako k procesu deformace za konstantního efektivního napětí dochází, i když se ještě mocná vrstva konsoliduje a průměrný stupeň konsolidace celé vrstvy ještě není 100%. Tam kde je „lokálně“ konsolidováno probíhá creep. S ohledem na Bjerrumovu (1967) zpožděnou stlačitelnost je to již během konsolidace. Creep tedy nastává v těch vrstvách, kde už disipovaly pórové tlaky. To potvrzuje teorii, že creep je deformace při konstantním efektivním napětí.

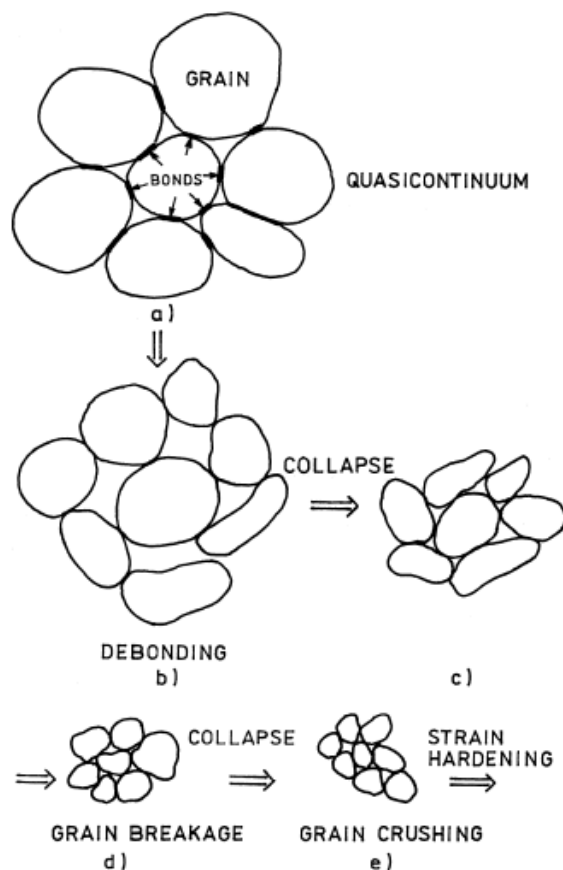
Z výše uvedeného platí, že creep nastává až po konsolidaci. Přitom ještě celá mocná jílová vrstva nekonsolidovala. Tvzení je v souladu se zpožděnou stlačitelností, která nastává ve stále konsolidující vrstvě.

Podle Degaga et al. (2011) výsledky z experimentálních měření ukazují, že hypotéza B dobře popisuje chování soudržných zemin při stlačování. U hypotézy A je přetvoření na konci konsolidace stejné jak u mocných vrstev in situ tak tenkých vzorcích v laboratoři s ohledem na větší přetvoření při zvyšujícím se napětí v normálně konsolidovaných zeminách. To ale neplatí obecně pro „historii“ napětí a pak hypotéza A je nesprávná pro přírůstky napětí dosahující překonsolidačního napětí (Degago et al., 2011). Budoucí studie zabývající se chováním jílových vrstev při stlačování musí vzít v úvahu efekt předchozího napětí.

3. NESTANDARDNÍ CHOVÁNÍ ZEMIN POZOROVANÉ PŘI SEKUNDÁRNÍ STLAČITELNOSTI

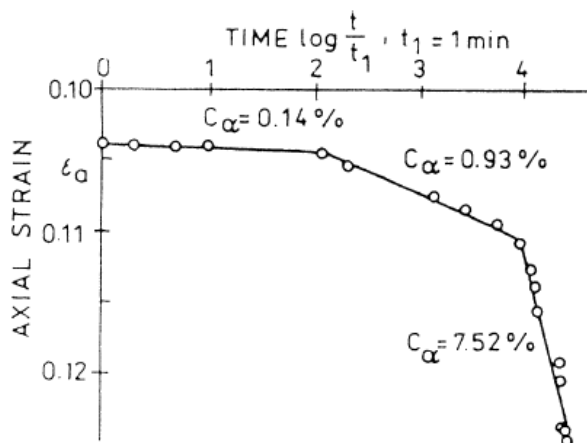
V průběhu zkoušek měření stlačitelnosti zemin lze na určitých typech zemin pozorovat zvláštní chování, které lze charakterizovat odlišnými způsoby. Každá zemina má svůj počáteční stav (strukturu), který se působením zatížení a času mění. Může dojít k postupnému nebo náhlému zhroucení původní struktury zeminy, které je způsobeno různými důvody. Metastability mohou přecházet v nestability. Metastabilní struktura je dočasná stabilní struktura, která se po postupné degradaci struktury stává nestabilní.

Obrázek 18 znázorňuje deformaci zeminy (degradace shluků zrn zeminy), při které struktura zeminy prochází různými fázemi. Kontakty zrn jsou drženy vazbami, které jsou křehké a po degradaci už nejsou obnoveny do původního stavu. Podle obrázku 18 lze deformaci struktury rozdělit na následující fáze. (a) kvazi-kontinuum, (b) „zrušení vazeb“ a přeměna kyprého materiálu do stavu před kolapsem deformačním zpevněním (c) „strain-hardening“, rozbití zrn „grain breakage“ (d), po kolapsu následuje změkčení „strain-softening“, kolaps a následné drcení zrn „grain crushing“ (e), poté opět následuje zpevnění „strain-hardening“ a tak znova (Fedá, 2004).

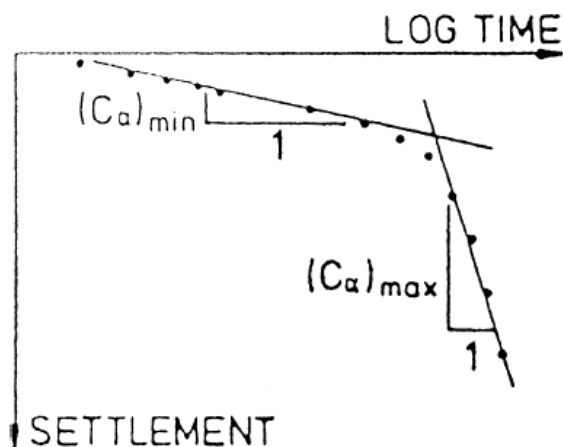


Obrázek 18: Schéma deformace struktury zeminy (Feda, 2004)

Nestandardní chování zemin je typické pro různé typy geomateriálů. Na obrázku 19 je multilineární křivka creepu suchého fragmentovaného jílu o velikosti části 2-4 mm. Multilinearita křivky je dána různými strukturálními mechanismy závislými na čase, jako je drcení hrudek a jejich přeskupení (Feda, 2004). C_a se pohybuje mezi 0,14% až 7,52%, kde nejvyšší hodnota připadá na úsek kolapsu. Na obrázku 20 je křivka creepu pro materiál ze skládek - tuhého komunálního odpadu (TKO). Tyto dvě křivky jsou velmi podobné a s ohledem na to lze tvrdit, že chování zemin při creepu je prakticky totožné, i když se jedná o úplně jiný materiál (Feda, 2004). V návaznosti na to poukazuji, že i brněnský jíl vykazuje toto kolapsové chování, které jsem pozorovala a to i přesto že se jedná o zcela odlišný materiál (99% podíl zrn menších než 0,063 mm).



Obrázek 19: Křivka creepu suchého jílů (2-4 mm). Zkouška v oedometrickém přístroji při konstantním napětí 952 kPa (Feda, 2004)



Obrázek 20: Sedání materiálu ze skládek (TKO) v čase (Environmental Geotechnics, 1997 in Feda, 2004)

Feda (2006) uvádí hypotézy, které souhrnně popisují problematiku creepu (jak sekundární stlačitelnost nazývá) a stlačitelnosti zemin obecně. Každá hypotéza je založena na určitém působícím účinku jako je například počáteční pórovitost, tvar zrna, vliv vody na mechanické chování (způsobující tzv. hydrokolapsy), drcení zrn zeminy a také efekt difuze. Poslední zmiňovaný efekt jsem pozorovala na svých laboratorních experimentech, proto pouze tomuto věnuji zvýšenou pozornost. Ostatní účinky bych vzhledem k vlastnostem zkoušené zeminy, ke stálému nasycení vzorku a podobně vyloučila.

3.1 Difuzní kolapsy

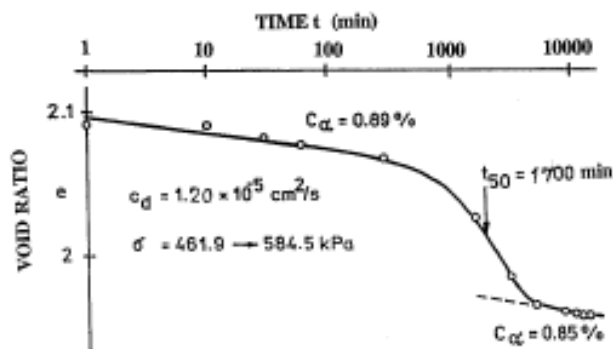
Difuze je proces homogenizace systému s lokálními nehomogenitami. Nejznámější proces difuze je v mechanice zemin konsolidace, což je disipace pórových tlaků vzniklých od neodvodněné změny napětí (od zatížení). Matematický model difuze lze vyjádřit jako parciální diferenciální rovnici druhého řádu parabolického typu (Feda, 2006), která je vyjádřena (8), kde u je pórový tlak, t je čas, z je drenážní dráha a c_d je koeficient difuze.

$$(\delta u / \delta t) = c_d \cdot (\delta^2 u / \delta z^2) \quad (8)$$

Difuzní kolaps je charakteristický esovitým tvarem křivky při stlačování v čase (S-tvar).

Difuzní kolaps lze charakterizovat koeficientem difuze c_d , který lze vypočítat rovnicí (9), kde h je výška vzorku, T je časový faktor ($T = 0,197$) a t_{50} je čas, kdy proběhlo 50% difuze. Následně lze koeficient difuze porovnat se součinitelem konsolidace c_v , který určuje rychlost konsolidace. Tvar difuzního kolapsu a koeficient difuze znázorňuje obrázek 21.

$$c_d = T \cdot h^2 / t_{50} \quad (9)$$



Obrázek 21: Difuzní kolaps a koeficient difuze c_d (Feda, 2000)

U difuzního kolapsu dochází ke změně počáteční struktury zeminy na získanou působením aplikovaného napětí a času, která se projeví zvýšením hodnoty C_α .

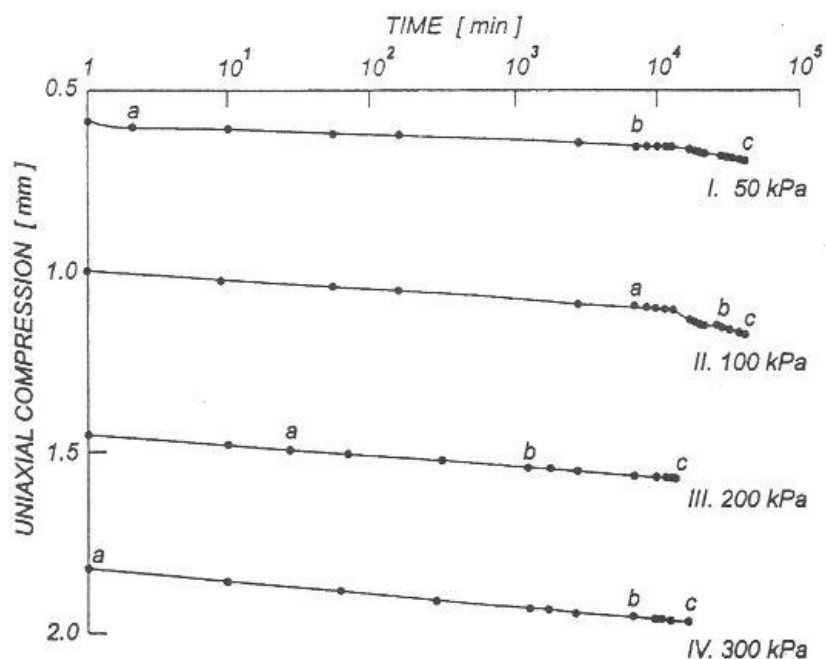
3.1.1 Laboratorní měření

Feda (2006) popisuje dva tvary creepu při svých oedometrických zkouškách a to S-creep a G-creep. S-creep představuje charakter difuzního procesu v homogenním vzorku a G-creep neboli girlandovité kolapsy jsou parazitní vlivy vyplývající z deformace zrn a zvyšují lokální

zpevnění struktury vzorku. Girlandové kolapsy mají typický miskovitý tvar křivky creepu v sériích za sebou.

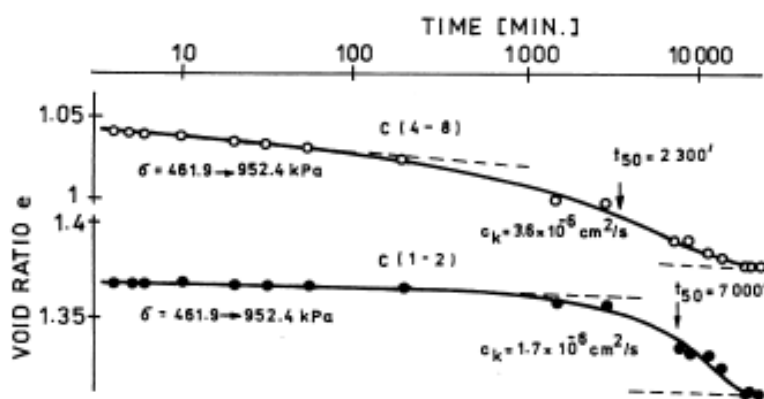
Feda (2004a, 2006) použil kyprý, suchý, granulovaný neogenní jíl s angulárními zrny menším než 7 mm k pozorování nestandardního chování zemin, především k vyvolání případných kolapsů. Tento materiál modeluje chování výsypkových zemin uhelných dolů. Zkoušky prováděl v oedometrických přístrojích. Na obrázcích 22 a 23 je průběh oedometrické zkoušky sekundární stlačitelnosti suchého neogenního jílu pro různá osová zatížení a z průběhu křivky je patrný S-tvar (při zvětšení u obrázku 22) a proto lze potvrdit hypotézu difuze. Z grafů je patrné, že průběhy zkoušek probíhaly odlišně pro časový interval menší než 10^3 a pro časový interval větší než 10^3 . Feda (2004a) k tomu uvádí, že „podobný efekt lze kvalitativně očekávat, protože zatížení σ a čas t jsou stavové veličiny, tj. na jejich velikosti závisí stav (struktura) vzorku a tedy i mechanická odezva zkoušeného jílu na velikosti zatížení σ a času t . Jeho kvantitativní forma ovšem závisí vedle stavových veličin i na původní struktuře vzorku, a jejím odporu proto případným změnám a posunům, na drcení zrn atd.“

Podle uvedených časových intervalů lze rozdělit průběh zkoušky do dvou fází. První je typické standardní chování sekundární stlačitelnosti. Lineární část probíhá přibližně do jednoho dne a v tomto intervalu ještě převládá vliv počáteční vrozené struktury. V intervalu větším než 10^3 křivka creepu mění svou podobu a to jak kvalitativně (C_a je přibližně 5x vyšší), tak kvantitativně. Vrozená struktura se mění na získanou, která je závislá na velikosti působícího napětí (Feda, 2004a). Ze zvětšeného grafu na obrázku 22 (obr. 2 in Feda, 2004a) je patrný tvar S-creepu a G-creepu, tedy proces difuze a girlandovitého creepu. Zásadní změny konfigurace se realizují pomocí difuzního přetváření. Tvorba girland periodicky stabilizuje průběh creepu a při vyšším napětí se girlandy hroutí a nastupuje další fáze difuze (Feda, 2004a). V průběhu creepu dochází k drcení zrn, které přispívá ke stabilizaci struktury a může komplikovat další kolapsové projevy.



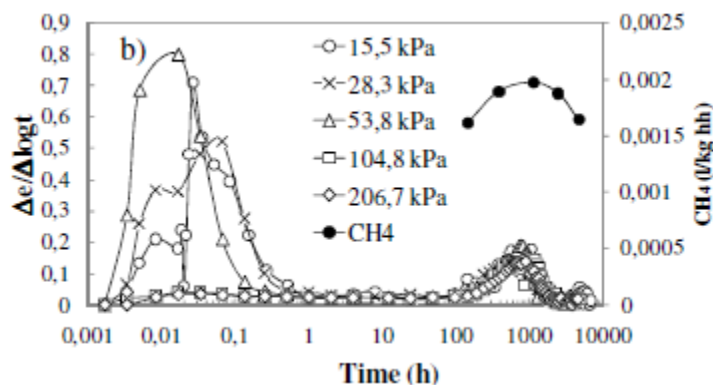
Obrázek 22: Křivka oedometrického creepu suchého kyprého granulovaného neogenního jílu při osovém zatížení 50, 100, 200 a 300 kPa (Feda, 2006).

Feda (1998) na základě svých zkoušek tvrdí, že suché vzorky jsou náchylnější ke kolapsům než nasycené vodou a tato chování na svých četných zkouškách pozoroval. Avšak i vodou nasycené vzorky vykazují difuzní kolapsy, jak dokazují zkoušky na obrázcích 23, 24 a 38 (obrázek 38 je v kapitole 6) a mé vlastní experimenty.



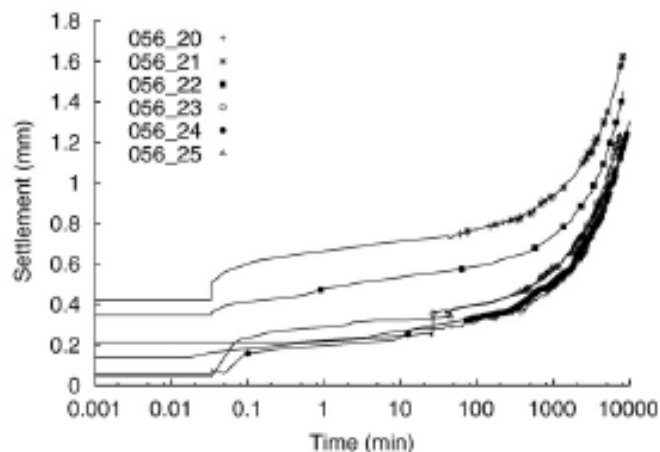
Obrázek 23: Dlouhodobá zkouška stlačitelnosti na vodou nasycených vzorcích při napětí 952 kPa vykazující difuzní kolapsy u jílu o velikosti částic 1-2 mm a 2-4 mm (Feda, 1998)

V posledních letech v rámci zvětšování ploch pro manipulaci s kontejnery v přístavním městě Hamburg bylo provedeno větší množství laboratorních zkoušek za účelem získání chování těchto zemin při jednorozměrné stlačitelnosti. Boso a Grabe (2013) publikovali výsledky laboratorních zkoušek, které zobrazují vztah mezi 1-D stlačitelností (indexu sekundární stlačitelnosti C_α) s aplikovaným zatížením, obsahem organických látek, teplotou, salinitou atd. Tyto výsledky budu komentovat jen v rámci zvláštního chování zemin při 1-D stlačitelnosti. Vzorky pocházely z okrajové části Speicherstadt města Hamburg a jednalo se o písčité silt. Z obrázku 24 je patrné, že po 4 dnech od zatížení došlo k zvýšení hodnot C_α a tento trend je pozorován u všech zkoušených vzorků stejně. C_α dosahuje maximálních hodnot okolo 30. dne zkoušky a následně se opět ustaluje ke stejným hodnotám jako po konsolidaci. Dovolují si tvrdit, že toto náhlé zvýšení hodnot C_α , se dá charakterizovat již výše zmíněným difuzním kolapsem. C_α se poté opět ustálí do původních hodnot před kolapsem. Difuzní kolaps zde neovlivňuje velikost aplikovaného zatížení. Rozdíly v napětí nejsou tak velké, abych mohla pozorovat výrazné rozdíly v hodnotě C_α . Písčité silt je nasycen vodou (Boso a Grabe, 2013), což opět dokazuje, že difuzní kolapsy se vyskytují i u vodou nasycených zemin.



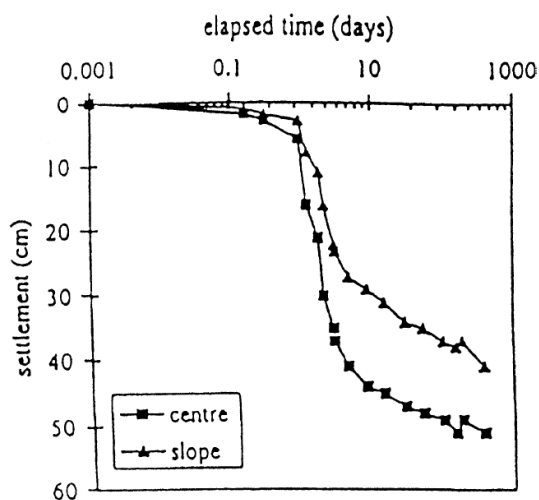
Obrázek 24: Graf zobrazující C_α v závislosti na čase pro vzorky z Speicherstadt (Boso a Grabe, 2013)

Také Herbstová a Herle (2009) při svých laboratorních experimentech na jílovitých zeminách z výsypek pozorovali difuzní kolapsy (obrázek 25). Tento jev pozorovali při osovém zatížení ($\sigma_{ax} = 60\text{kPa}$) při dlouhodobých zkouškách na přirozeně uložených vzorcích. Po určité době došlo k výrazné deformaci, kterou popisují jako časově závislé zhroucení poměrně slabých jílovitých úlomků, a které charakterizují jako difuzní kolapsy.



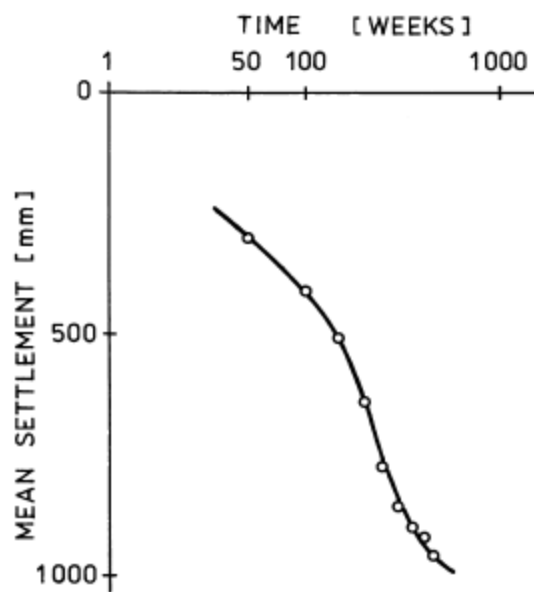
Obrázek 25: Sedání jílovité zeminy z výsypek hnědouhelných dolů závislé na čase během konsolidace ($\sigma_{ax} = 60\text{kPa}$) ve smykovém přístroji (Herbstová a Herle, 2009)

Graf na obrázku 26 také znázorňuje esovitý tvar křivky, ze kterého vyplývá, že i materiál TKO může mít difuzní charakter, s difuzním kolapsem přibližně 4 den po zatížení (Environmental Geotechnics, 1997 in Feda, 2004).



Obrázek 26: Pozorovaný difuzní kolaps u materiálu TKO (Environmental Geotechnics, 1997 in Feda, 2004)

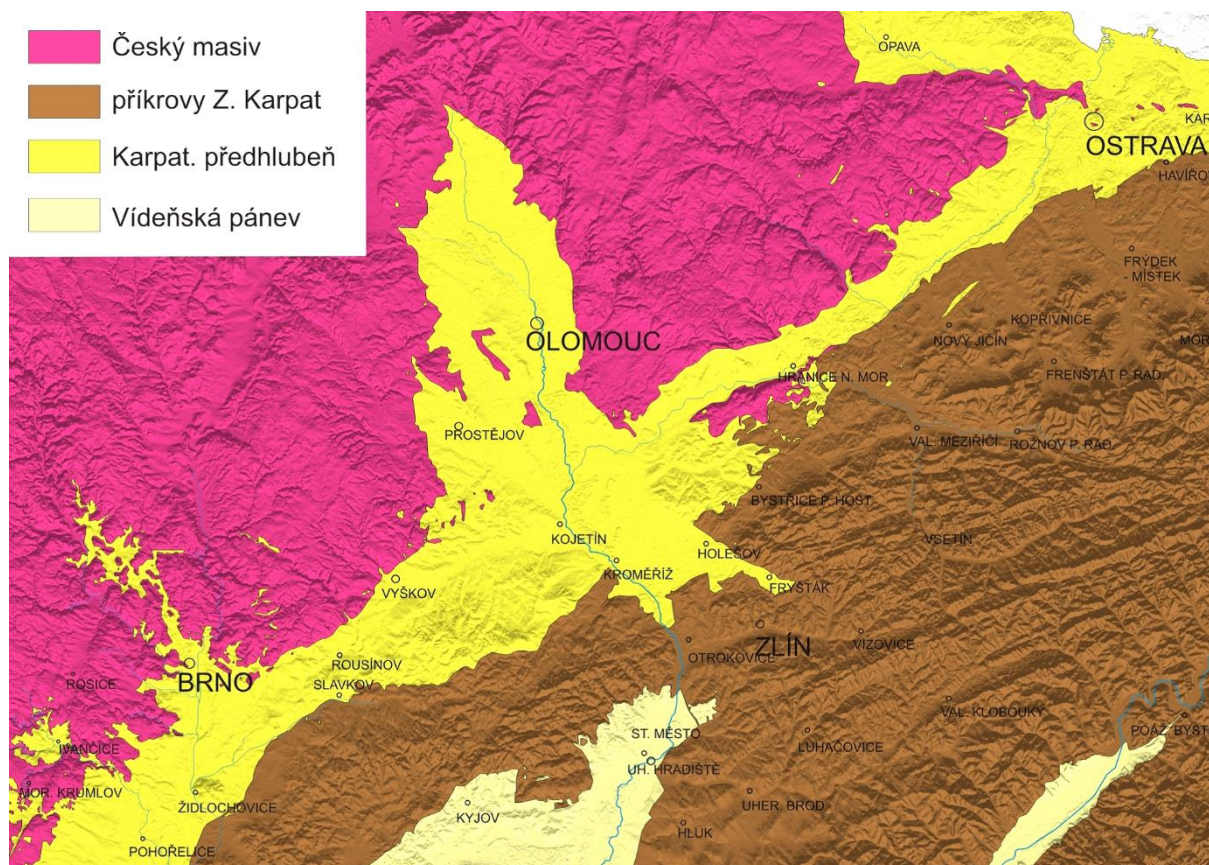
Difuzní kolaps sledovaný in situ uvádí Feda (1998) jako esovité prohnutí křivky na grafu časově závislého poklesu výsypkových zemín v násypu Ervěnického koridoru (obrázek 27) (Dykast, 1993). Násyp je až 140 metrů vysoký.



Obrázek 27: Sedání násypu Ervěnického koridoru v čase, znatelný je esovitý tvar křivky (podle Vlk in Dykast, 1993)

4. GEOLOGIE OBLASTI ZÁJMU

Město Brno se rozkládá na styku dvou regionálně odlišných geologických jednotek – Český masiv neboli středoevropské variscidy a Západní Karpaty (obrázek 28). V následujících kapitolách bude popsán jejich vznik a odlišný geologický vývoj. Největší zřetel v této předkládané diplomové práci bude brát na období badenu v karpatské předhlubni, kdy sedimentovaly neogenní jíly.



Obrázek 28: Geologická mapa kontaktu Českého masivu a Západních Karpat (Pavlová, 2011)

4.1 Geologický vznik a vývoj oblasti zájmu

4.1.1 Český masiv

Východní okraj Českého masivu zasahuje i na území města Brna, do jeho západní části. Jednotka je pojmenována jako brněnský masiv a v mapách tvoří celkem nápadné trojúhelníkové těleso. Plošně jej lze vymezit městy Boskovice, Brno a Miroslav (Mitrenga a Rejl, 1993). Jedná se o těleso tvořené krystalickými horninami kadomského stáří spadající pod geologickou jednotku brunovistulika. Západ je oddělen tektonickým zlomen boskovické brázdy, na východě

na něj nasedají horniny paleozoika a na jihovýchodě transgresně sedimenty karpatské předhlubně.

Brněnský masiv je tvořen různými typy granitoidů s relikty krystalinického obalu. Brněnský masiv rozděluje na dvě části tzv. metabazitová zóna severojižního směru, ve které jsou významně zastoupeny horniny metamorfního pláště. Západní část brněnského masivu je tvořena horninami dyjského masivu. Vyskytují se zde granitoidní horniny. Především se jedná o draslíkem bohaté biotitické a dvojslídne granodiority a granity. Východně od metabazitové zóny se vyskytuje slavkovský terán, který vystupuje na povrch pouze ve východní části brněnského masivu. Je tvořen alkalicko-vápenatými amfibolicko-biotitickými granodiority a tonality. Tzv. metabazitová zóna je v západní části zastoupen intruzivními bazickými horninami (metagabra, metadiority) a ve východní části se vyskytují efuzivní horniny (tholeiitické metabazity s žilami metaryolitů a metadoleritů). Stanovení U-Pb stáří zirkonů z metaryolitů (725 ± 15 Ma) dokládá, že metabazitová zóna představuje reliktní kadomské ofiolitové jizvy. Jedná se tedy o nejstarší část brunovistulika (Mítrenka a Rejl, 1993)

V oblasti Králova Pole se nachází biotitický, růžově šedý granodiorit s typickým hlubokým zvětřením s pseudo-hexagonálním biotitem (Mítrenka a Rejl, 1993).

Po dlouhém vývoji brněnského masivu na metamorfity a magmatity sedimentovaly i spodnodevonské vápence, které tvoří dnešní Moravský kras. Spodnodevonské vápence jsou překryty mocnými usazeninami drob a štěrků (starší karbon). Brněnská jednotka byla připojena k Českému masivu. Během spodní křídy se vynořil kontinent, což mělo za následek erozi a krasovění karbonátů. Oblast byla znovu zaplavena mořem až během svrchní křídy na začátku alpínského vrásnění v neogénu (Chlupáč et al. 2002).

4.1.2 Západní Karpaty – vývoj karpatské předhlubně

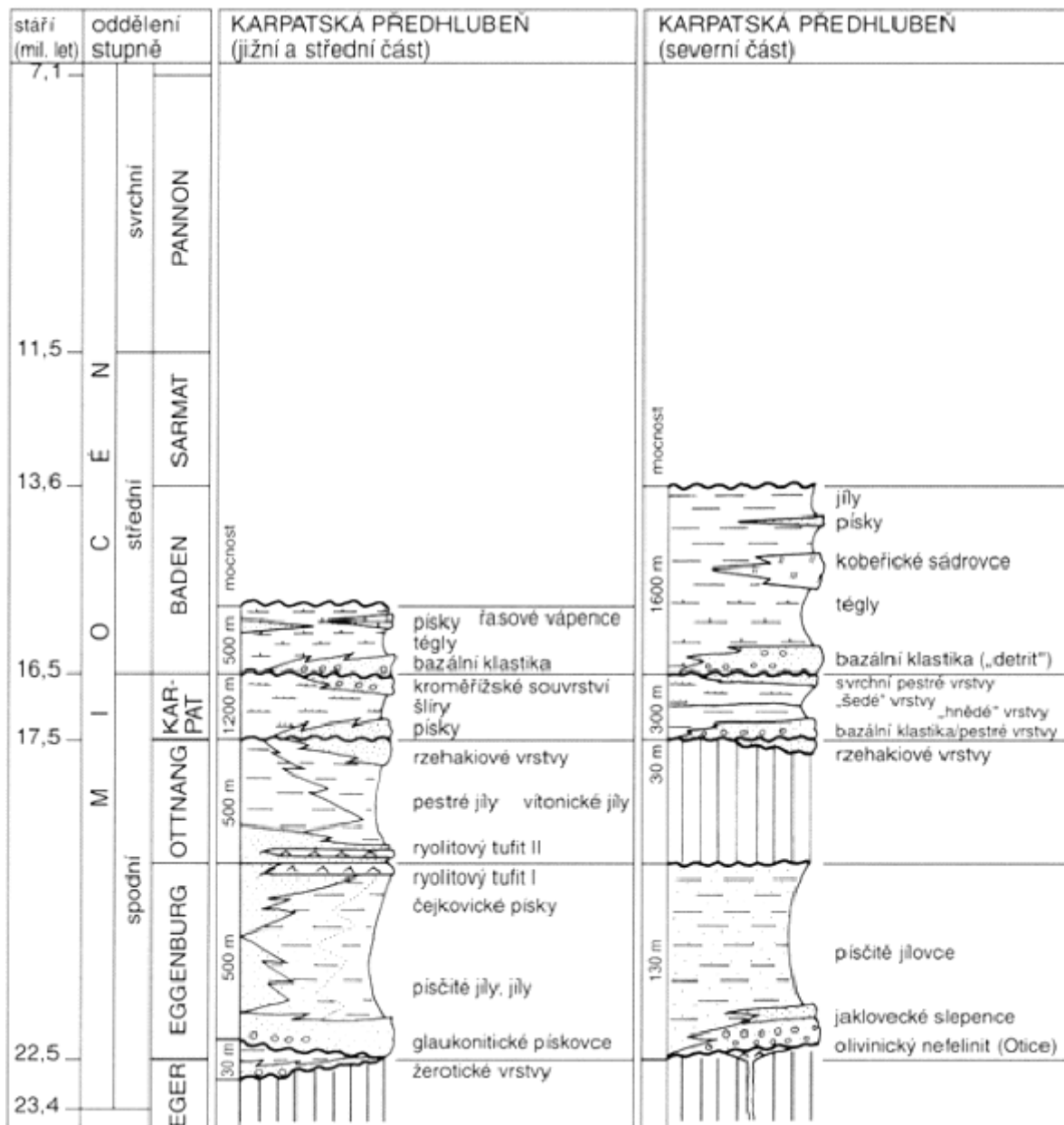
Druhou geologickou jednotkou na našem území jsou Západní Karpaty. Západní Karpaty jsou součástí rozsáhlého orogenního pásma, které se táhne od Pyrenejí, přes Alpy, Karpaty až po Himaláje. Na území České republiky zasahují ve východní části Moravy a Slezska jen malou vnější částí v podobě flyše tvořeného druhohorními a třetihorními horninami. Jejich vývoj začíná už krátce po skončení variské orogeneze, kdy se utvářel superkontinent Pangea. Nejvýznamnější vývoj probíhal od svrchní křídy. Další vývoj spadá do období třetihor, kdy probíhalo alpínské vrásnění. Vývoj Západních Karpat během neogénu byl spojen s postupným vyzníváním mořské sedimentace ve změlčujících se flyšových pánvích za současného

tektonického posunu jejich paleogenního podloží směrem na platformu, tj. Český masiv (Chlupáč et al., 2002). V neogénu tedy vznikaly zcela nové pánve a to Vídeňská pánev, která se vyvinula v tektonicky založených depresích v samotných příkrovech, a také karpatská předhlubeň, která vznikala před čely nasunovaných příkrovů (Chlupáč et al., 2002).

Karpatská předhlubeň je periferní výběžek pánve v předpolí flyšových jednotek vyvinutý na okraji evropské desky. V současnosti zaujímá území moravských úvalů, Moravské a Vyškovské brány, Ostravsko a Opavsko. Na severu postupuje do Polska, na jihu navazuje na molasovou zónu v Rakousku. Stavba karpatské předhlubně je protažena ve směru SV-JZ a SZ-JV a je ovlivněna starými tektonickými liniemi těchto směrů. Předhlubeň se skládá ze soustavy jednotlivých pánví miocenního stáří. Poklesová oblast byla zalita neogenním mořem, kde následně došlo k sedimentaci několika stovek metrů jílu, pískovců a štěrků. Na sedimenty karpatské předhlubně se ke konci vrásnění (cca 16,5 Ma) nasunuly horniny spadající do flyšového pásma (Chlupáč et al., 2002).

Sedimentační záznam karpatské předhlubně začal v pozdním egeru/eggenburgu (20 Ma) a ukončen byl až na počátku badenu (15,97 Ma), (Gradstein et al., 2004 in Nehyba et al., 2008).

Stratigrafické schéma karpatské předhlubně je zobrazeno na obrázku 29.



Obrázek 29: Stratigrafie neogénu karpatské předhlubně (Brzobohatý, 1997 in Chlupáč et al., 2002)

4.1.3 Neogenní sedimenty karpatské předhlubně

Neogenní sedimenty (konkrétně sedimenty miocénu) jsou na území města Brna a v jeho okolí rozšířené. Tato kapitola bude popisovat období, kdy se ukládaly vápnné jíly, tzv. tégly, které jsou problematikou výzkumu.

V sedimentární výplni karpatské předhlubně bylo podle Nehyby et al. (2008) rozpoznáno 5 sekvencí. Pátá a nejvyšší sekvence je spodní baden ve stáří 16,5 až 15,97 Ma. Sedimenty spodního badenu se vyskytují v centrální části pánve a jejich maximální mocnost (800m) je situována téměř symetricky podél osy karpatské předhlubně. Dochované sedimenty

spodního badenu představují pouze erozní pozůstatek původní pánve. Sled spodnobadenské sedimentace začíná v hlubokých depresích sutěmi a brekciemi převážně kontinentálního původu.

Pro spodní baden jsou typické dvě převládající facie. První z nich jsou štěrky, písčité štěrky a štěrkovité písky, které jsou podle jejich umístění nazývány jako “okrajová nebo pánevní klastika”. Maximální mocnost je přibližně 175 metrů (Nehyba et al., 2008). Jsou označovány místními názvy (např. brněnské štěrky,...). Nehyba et al. (2008) je interpretuje jako mělkovodní hrubozrnné sedimenty delty Gilbertova typu.

Druhá dominantní facie je tvořena tmavězelenými, zelenošedými nebo hnědošedými nevrstevnatými vápnitými jíly, které mají svůj tradiční místní název - tzv. tégly (původ slova je z německého jazyka). Ukládaly se v druhé fázi spodnobadenské transgrese. Většinou ostře nasedají na své podloží. Liší se obsahem jílovité frakce, zbytků lastur a intenzitou bioturbace. Chlupáč et al. (2002) interpretuje tyto sedimenty jako mořské jílovité uloženiny hemipelagického původu s bohatou mikrofaunou. Tégly jsou rovnoměrně rozloženy po celé nánosové oblasti s maximální mocností 600 metrů (Nehyba et al. 2008). Pavlík et al. (2004) zjistili, že jíly jsou značně tektonicky porušené, místy v zónách až několik desítek metrů mocných. Za rizikovou považují přítomnost expandujících jílových minerálů kvůli jejich schopnosti bobtnat a smršťovat se. Inženýrsko-geologické vlastnosti těchto jíků budou podrobněji popsány v následujících podkapitolách.

Moře spodnobadenské pánve dosahovala hloubek až přes 400 metrů, avšak vodní sloupec byl zřejmě dobře prokysličen a cirkulace vod byla obdobná jako v dnešním Středozezemním moři (Brzobohatý 1997 in Chlupáč et al. 2002). Vícekrát napadal do pánve i vulkanický materiál ze zdrojů v karpatsko-panonské oblasti (tenké polohy kyselých tufitů, interpretace radiometrického staří kolem 16 Ma).

4.2 Inženýrsko-geologické poměry v okolí místa odběru vzorků

V této kapitole bude uveden obecný inženýrsko-geologický popis neogenních jíků – téglů. Zrnitostní analýza a indexové vlastnosti zeminy z vrtu J1, jsou uvedeny v kapitole 5 Vlastní experimenty.

4.2.1 Brněnské jíly – tégly

Mocnost neogenních jílu je v městě Brně až několik stovek metrů, avšak pro inženýrskogeologické potřeby jsou významné mocnosti do 30 metrů. V našem zájmu budou nevrstevnaté vápnité, značně prachovité jíly. Vyznačují se různým obsahem prachové a písčité příměsi.

Nezvětralé jíly, které nejsou vystaveny povětrnostním vlivům, mají modrošedou až nazelenalou barvu, proměnlivý obsah CaCO_3 , pevnou konzistenci a jsou soudržné. V přípovrchových partiích se vyskytují zvětralé jíly béžové až nahnědlé barvy.

Pavlík et al. (2004) poukazuje na možné riziko deformací způsobených přítomností expandujících jílových minerálů především illitu a smektitu, kvůli jejich schopnosti smršťovat se a bobtnat. Skvrnitost, popř. šmouhování jílu vzniká následkem pronikání limonicky zabarvených roztoků systémem trhlinek v navětralém a tektonicky porušeném horninovém prostředí. Pavlík et al. (2004) popisuje hrubě blokovitý až nepravidelně drobně úlomkovitý rozpad, často s radiálně paprscitými strukturami na lomu, který je nerovný až miskovitě prohnutý. V hloubkách přibližně od 20 metrů se vyskytují krystaly sádrovce.

Z hlediska zakládání staveb patří tégly do nepříznivých geotechnických podmínek. Jsou náchylné k objemovým změnám, bobtnání a smršťování, jak je popsáno výše. Tégly se vyznačují malou pevností a vysokou stlačitelností. Jsou překonsolidované (v minulosti byly zatíženy vyšším napětím, než na ně působí dnes). Tyto pro výstavbu negativní vlastnosti vyžadují speciální způsoby zakládání, které se navrhuje podle dobře provedeného inženýrskogeologického průzkumu založeného na polních i laboratorních zkouškách.

4.2.2 Kvartérní pokryv

Pavlík et al., 2003 (in Novák, 2012) popisují kvartérní pokryv oblasti zájmu takto: „Zájmová oblast je ovlivněna velkou urbanizací, nachází se převážně v zastavěné zóně. Antropogenní vliv je zde v podobě navážek metrové hloubky. Charakter navážek je směs hlíny s různým obsahem stavebních materiálů, jako je beton, konstrukční vrstvy komunikací, dřevo, apod.

Přirozený povrch terénu je tvořen sprašovými hlínami uloženými eolickou činností během pleistocénu. Mají světle hnědou až šedohnědou barvu. Jsou značně porézní s vysokou rozsypavostí. Je zde patrný výskyt bílého žilkování s vápnitými konkrécemi, který ukazuje

vápnitost jílu. Ve sprašových hlínách se zřídka vyskytují tmavohnědé polohy jílového charakteru. Tyto jílové polohy jsou zbytky fosilních půdních horizontů.

V podloží sprašových hlín se vyskytují jílovité hlíny a jíly se smíšeným eolicko-deluviálním původem. Tyto sedimenty obsahují zaoblené úlomky cicvárů, drobná štěrková zrna a občasné polohy se zvýšenou písčitostí.

Báze kvartérního pokryvu je tvořena štěrky a štěrkopísky fluviální geneze. Jsou velmi často zahliněné či zajílované.“

4.3 Hydrogeologické poměry

Z hlediska proudění podzemní vody se vápnité jíly chovají jako hydrogeologický izolátor (koeficient filtrace 10^{-10} až 10^{-11} m/s). Podzemní voda je zde vázána na výskyt kvartérních fluviálních sedimentů (štěrky až štěrkopísky). Tyto polohy štěrků vytvářejí dobré prostředí pro vznik, oběh a akumulaci podzemní vody a vyznačují se velmi dobrou průlinovou propustností, přičemž koeficient filtrace se pohybuje mezi 10^{-4} až 10^{-3} m/s. Kolektory nejsou průběžné, lze je charakterizovat jako plošně omezené čočky propustných sedimentů uzavřené v relativně nepropustných kvartérních jílovitých hlínách případně vyplňují lokální deprese neogenního jílu. Charakter podzemní vody lze charakterizovat jako statické zásoby. Hladina podzemní vody je ovlivněna srážkami jen pozvolna v řádech několika centimetrů během roku (Pavlík et al., 2004).

5. VLASTNÍ EXPERIMENTY

5.1 Metodika prováděných zkoušek

Účelem dlouhodobých zkoušek je zjištění indexu sekundární stlačitelnosti zkoušené zeminy - brněnského téglu. Experimenty jsem prováděla na třech, respektive dvou neporušených vzorcích a jednom rekonstituovaném vzorku. Prováděné zkoušky jsou pro specifické podmínky, a to, že vzorky se zatížily jednorázově (jedno zatížení) vypočteným geostatickým napětím, pod tímto napětím byla sledována sekundární stlačitelnost. Tyto zkoušky probíhaly dlouhodobě, sekundární stlačitelnost byla pozorována u všech vzorků s výjimkou jednoho neporušeného vzorku více než dva roky. Příčina je popsána v samostatné podkapitole 5.7.5. Místnost byla klimatizovaná na 21°C. Zkoušené vzorky byly po celou dobu experimentu nasycené (pod hladinou běžné pitné vody). Na obou podstavách vzorku byl umístěn filtrační papír.

Laboratorní zkoušky byly provedeny v laboratoři mechaniky zemin na Přírodovědecké fakultě Univerzity Karlovy v Praze.

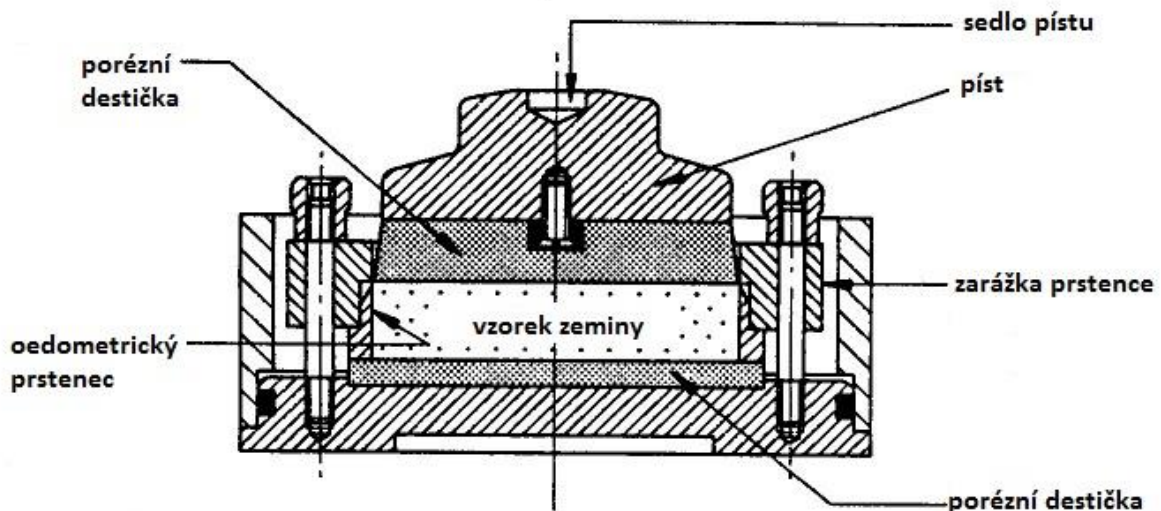
5.2 Princip a popis oedometrického přístroje

Oedometr je přístroj, který měří jednoosé stlačení v laboratorních podmínkách. Vzorek se může prakticky deformovat pouze v jednom směru (axiálním). Nedochází k deformaci vzorku do stran, radiální přetvoření je nulové. Měří se velikost svislé deformace pomocí digitálních úchylkoměrů (hodinek). Napětí je vyvozováno závažím pomocí pákového mechanismu.

Mé laboratorní experimenty byly prováděny na manuálních oedometrických přístrojích typu VJ Tech (VJT 0650) a CONTROLS Model WT0302. Oba dva typy oedometru mají podobnou stavbu a uspořádání.

Základem oedometru je oedometrická krabice, která je zobrazena na obrázku 30. Do ní byl vložen tuhý kovový prstenec, který má výšku 20 mm a průměry prstenců byly 50 mm a u neporušeného vzorku 1 byl použit prstenec s průměrem 75 mm. Vzorek zeminy byl zatlačen do kovového prstence. Prstenec je v oedometrické krabici přichycen kovovou záložkou, která je ke krabici pevně připevněna šrouby. Prstenec spolu s kovovou záložkou zabraňuje bočnímu přetváření. Použité materiály jsou odolné proti korozi. Na obou plochách (spodní i vrchní) prstence byly umístěny porézní destičky, které po zalití vzorku vodou umožňují volný průchod

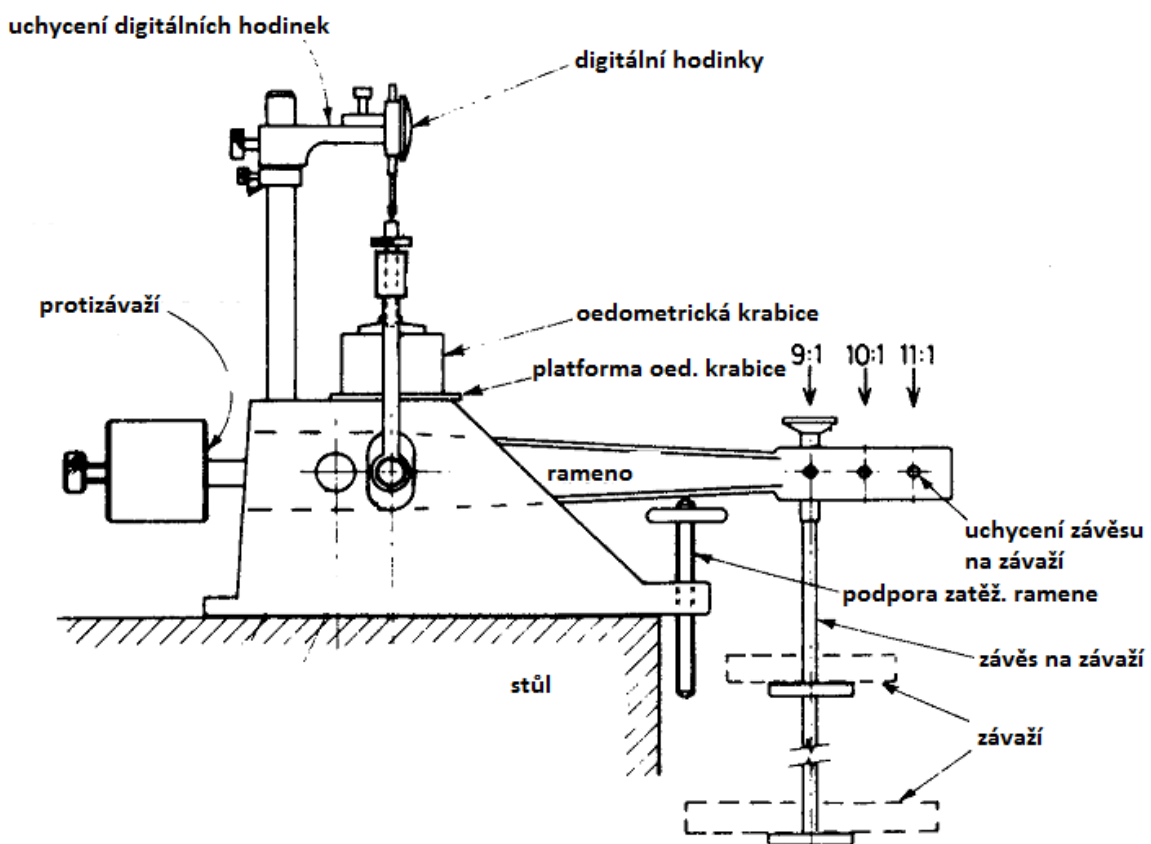
vody vzorkem a tím i disipaci pórových tlaků obousměrně. Horní destička byla v průměru o 0,5 mm menší, než je vnitřní průměr kovového prstence, aby se mohla vertikálně pohybovat v prstenci. Velikost spodní destičky byla dostatečně velká k udržení prstence. Porézní destičky jsem před použitím vyčistila jemným kartáčkem, protože musí být zcela čisté, aby byl zajištěn co nejlepší průtok vody vzorkem. Na obě porézní destičky jsem umístila filtrační papír (jeho velikost odpovídala velikosti porézních destiček), který zabraňuje zanášení děr v porézních destičkách zeminou (používá se především u jemnozrnných zemin). Head a Epps (2011) nedoporučují používat filtrační papír. Tvrdí, že vložením filtračního papíru mezi plochu vzorku a plochu porézní destičky dojde k zanesení pórů zeminy a tím k zhoršení průtoku vody vzorkem. Podle mého názoru pokud by se u mých dlouhodobých zkoušek nevložil filtrační papír, došlo by k ucpání pórů porézní destičky a tím k omezení průtoku vody skrz filtrační destičku. Otázkou však zůstává, jaký vliv měla postupná degradace filtračního papíru na průběh a výsledky zkoušky v rámci fyzikálně-chemických vlivů. Vzorek byl po celou dobu zkoušky nasycen, běžnou vodou z vodovodu, kterou jsem pravidelně dolévala, aby nedošlo k vyschnutí vzorku. Vyschnutí vzorku by také mohlo ovlivnit průběhy zkoušek, jenž stručně diskutuji v kapitole 5.9.



Obrázek 30: Schéma použité oedometrické krabice (podle Head a Epps, 2011)

Krabice byla umístěna na samotné tělo přístroje, který už je přímo spojen se zatěžovacím ramenem. Zatěžování se realizuje pístem, který je v kontaktu s horní filtrační destičkou. Je konstruován tak (konický tvar), aby nebyl pevně spojen a mohl se případně naklánět. Napětí

bylo aplikováno na střed pístu pomocí zatěžovacího rámu, kde velikost zatížení je korigována hmotností jednotlivých závaží pokládaných na zatěžovací rameno, které působí jako páka přenášející zatížení. Na jednom konci ramene je závěs pro závaží a na druhém je protizávaží. Při pákovém mechanismu se zvyšuje síla vyvolaná závažím a podle umístění držadla na závaží lze zvolit ze tří možností zvýšení napětí na vzorek zeminy. Hodnoty poměrů byly 9:1, 10:1 a 11:1. Pro usnadnění výpočtů jsem zvolila poměr 10:1. Síla působící na vzorek zeminy je 10x větší než síla působící na rameno oedometru. Celý přístroj byl pevně připevněn ke stolu, který byl ještě uchycen do podlahy, aby nedošlo k převrnutí přístroje.

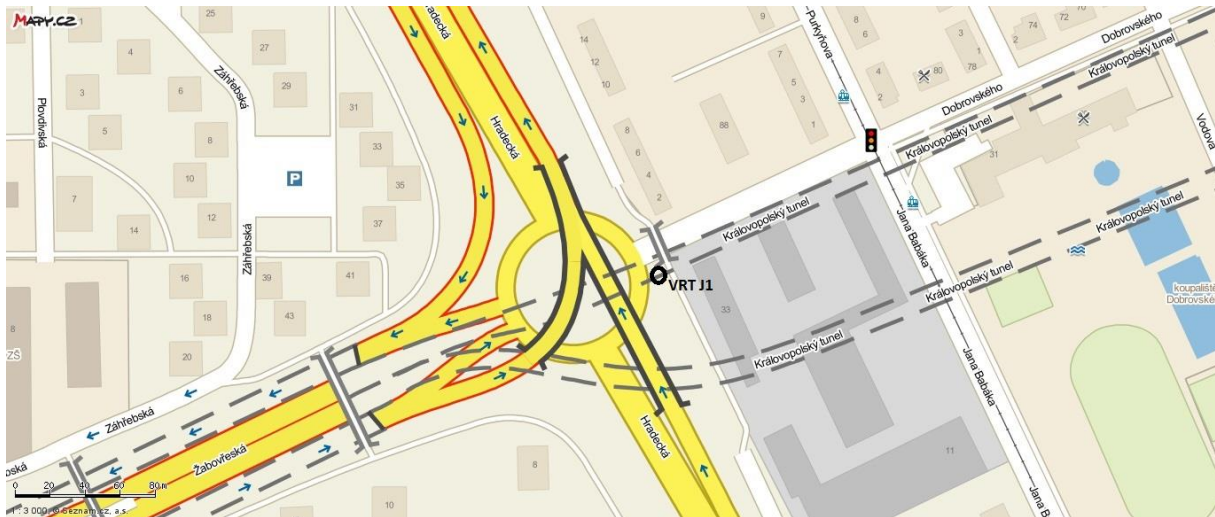


Obrázek 31: Uspořádání použitého oedometrického přístroje (podle Head a Epps, 2011)

Na zatěžovací rám byly pevně připevněny digitální hodinky na měření svislé deformace. Typ použitých hodinek byl Mahr Millitast 1085.

5.3 Místo odběru a popis vrtného jádra

Vzorky brněnského téglu byly odebrány dne 21. listopadu 2011 v městské části Brno – Žabovřesky z jádrového vrtu „J1“ na lokalitě tunelu Dobrovského I. Místo odběru se nachází v oblasti mimoúrovňové křižovatky ulic Dobrovského, Žabovřeská a Hradecká. Přesná poloha provedení vrtu je vyobrazena na mapě (obrázek 32).



Obrázek 32: Místo odběru vzorků, vrt J1 (mapy.cz)

Na obrázku 33 je uloženo vrtné jádro v metrových dřevěných vzorkovnicích. Je zde patrné oddělení jednotlivých typů zeminy v různých hloubkových úrovních.

Popis vrtu J1:

0,00 – 3,90 m – antropogenní navážka charakteru jílu vysoké plasticity

3,90 – 5,50 m – jílovitá hlína se štěrko-písčitými vrstvami

5,50 – ověřená hloubka 22 m – neogenní jíl – brněnský tégl (Malát, osobní sdělení, 2012)

Podzemní voda byla naražena ve vrstvě štěrkopísků v hloubce přibližně 5 metrů pod povrchem. Neogenní jíl je zde v celé své hloubce nasycený vodou.

Přibližně před 30 lety došlo na této lokalitě ke snížení terénu přibližně o 5 metrů (osobní sdělení Malát, 2012). Hodnota je pouze orientační. K odtěžení materiálu došlo kvůli výstavbě

mimoúrovňové křižovatky. Tato informace je důležitá při výpočtu geostatického napětí v dané hloubce a byla zahrnuta při výpočtu u neporušeného vzorku 2. U neporušeného vzorku 1 jsem snížení terénu o 5 metrů nezahrnula. Výpočet geostatického napětí je popsán v kapitole 5.5.

Na své laboratorní zkoušky jsem použila vzorky z hloubek od 14,7 m – 15,9 m, respektive 19,7 – 20,9 m.



Obrázek 33: Vrtné jádro z vrtu J1 uloženo v metrových vzorkovnicích. Povrch terénu je v pravém horním rohu (fotografie Rott, 2011)

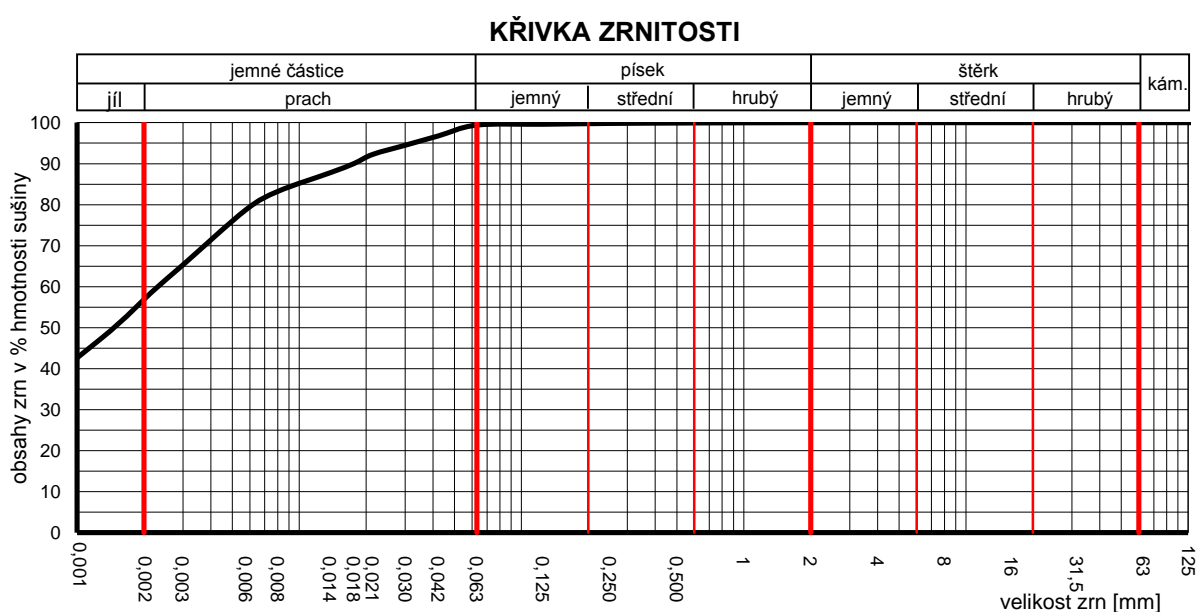
5.4 Indexové parametry téglu z vrtu J1

Provedla jsem zrnitostní analýzu brněnského téglu, která se provádí metodou prosévání a hustoměrnou zkouškou, kdy se zjišťují částice menší než 0,063 mm. Pro získání hodnot indexu plasticity se zkouší tzv. Atterbergovy meze (konzistenční) – tzn. vlhkost na mezi tekutosti a vlhkost na mezi plasticity. Popis zkoušek je nad rámec této diplomové práce.

Zkoušku jsem prováděla v laboratoři společnosti 4G consite s.r.o. Výsledky této zkoušky jsou shrnuty v tabulkách 4, 5, 6 a křivka zrnitosti brněnského téglu je na obrázku 34.

Z provedené zkoušky jsem získala procentuální zastoupení určité frakce. Zrnitostní analýza dokazuje, že zkoušený jíl z vrtu J1 má větší podíl jílovité (58%) složky než prachovité (41%). Hrubá frakce (nad 0,063 mm) je zastoupena 1%.

Brněnský tégl je značně prachovitý jíl. Prachovitá složka se pohybuje v rozmezí od 40-60 % hmotnosti sušiny, jak vyplývá z dalších provedených zrnitostních analýz na brněnském téglu, které jsem měla k dispozici (Pavlík et al., 2003 in Svoboda, 2010) a (Boháč et al., 1995). Z křivek zrnitosti je patrný určitý rozptyl v propadu jemnozrné frakce prachovité složky. Po srovnání těchto křivek lze tvrdit, že se jedná o stejnou jílovitou zeminu.



Obrázek 34: Křivka zrnitosti brněnského téglu z vrtu J1

Tabulka 4: Zatřídění zeminy podle norem

ČSN EN ISO 14688-2	Cl	jíl
ČSN 73 6133, Příloha A	F8 CV	jíl s velmi vysokou plasticitou

Tabulka 5: Procentuální podíl frakce ve vzorku

zastoupení frakcí ve vzorku					
složka:	jíl	prach	písek	štěrk	kámen
podíl frakce [%]:	58,5	40,9	0,6	0,0	0,0
podíl frakce [%]:	99,4		0,6		0,0

Tabulka 6: Ostatní vlastnosti brněnského téglu z vrtu J1

Přirozená vlhkost w [%]:	30,7
Atterbegrovy meze:	
mez tekutosti w_L [%]:	73,9
mez plasticity w_P [%]:	32,6
index plasticity I_P [%]:	41,2
stupeň konzistence I_c [-]:	1,0
konzistence:	pevná
Koeficient filtrace:	
Dle Carman-Kožený $[m \cdot s^{-1}]$:	7,51E-11
DI Bayera $[m \cdot s^{-1}]$:	4,03E-10
Číslo nestejnozrnnosti [-]:	9,0
Číslo křivosti [-]:	0,8
Zdánlivá hustota částic $[kg \cdot m^{-3}]$:	2750

5.5 Odhad geostatického napětí

Geostatického napětí se vypočítá podle rovnice (10), kde γ , γ_w značí objemovou tíhu zeminy, respektive objemovou tíhu vody a h , h_w hloubku zeminy, respektive hloubku podzemní vody.

$$\sigma' = \sum \gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w \quad (10)$$

Při výpočtu geostatického napětí bylo zapotřebí zohlednit snížení terénu o 5 metrů, které proběhlo přibližně před 30 lety. Tuto informaci jsem neměla při osazování neporušeného vzorku 1 z hloubky 15,65 m. Geostatické napětí tohoto vzorku jsem vypočetla 194kPa, avšak skutečná hodnota je vyšší a to přibližně 290kPa. Nižší aplikované napětí mělo s dalšími faktory vliv na průběh a výsledky zkoušky, jenž rozebírám v diskuzi výsledků zkoušek (kapitola 6).

Geostatické napětí neporušeného vzorku 2 jsem stanovila 293kPa. Vzorek pocházel z hloubek 15,9, respektive 20,9 metrů.

Objemovou tíhu zeminy jsem převzala od Svobody (2010), který určil hodnotu 18,8 kN·m⁻³.

5.6 Příprava vzorků pro oedometrickou zkoušku

Zemina byla odebírána do kovového odběráku o průměru 120 mm. Nejprve jsem vzorek téglu vytlačila pomocí hydraulického lisu a vložila do kovové válcové formy, která slouží k rovnému uříznutí vzorku. Vzorek jsem oříznula pomocí strunové pilky na výšku potřebnou k dalšímu zpracování (větší než 20 mm). Mezi samotnou přípravou a osazením do přístroje byly vzorky vždy zabalené v potravinářské folii, aby se zabránilo vysychání vzorku.

Při řezání vzorku strunovou pilkou jsem vzala v úvahu možné porušení zeminy při odebírání, a proto jsem uřízla přibližně 5 cm od strany, kde mohlo dojít k porušení použitým spirálovým vrtákem.

5.6.1 Příprava neporušených vzorků 1 a 2

Pro tyto vzorky byly použity dva průměry oedometrických prstenců a to 75 mm a 50 mm o stejné výšce 20 mm. Finální vzorky jsem připravila postupným zatlačováním oedometrického prstence do středu zeminy malým přitlakem za současného ořezávání malých kousků zeminy okolo prstence. Po vyplnění celého prstence zeminou jsem použila druhý

pomocný oedometrický prstenec stejného průměru, aby se docílilo malého přesahu zeminy přes finální prstenec. Tím se celý prstenec vyplnil zeminou. Rovným nožem jsem zarovnávala vzorek po obou stranách prstence, výška vzorku zeminy tedy přesně odpovídala výšce oedometrického prstence. Připravené vzorky jsem zvažila a změřila jejich výšku a pečlivě zabalila do igelitové folie, aby se zabránilo vysychání před začátkem zkoušky a vzorky vložila do ledničky.

Problémem při přípravě vzorků byl výskyt malých kousků sádrovce, který se v téglu v těchto hloubkách vyskytuje. Jíl se v těchto místech střípkovitě ulamoval a zprvu nebylo možné připravit úplně neporušený vzorek (vypadávání sádrovce po okrajích prstence, ...). Při dalších pokusech jsem vybrala místo, kde se sádrovec na pohled nevyskytoval. Mašín (osobní sdělení, 2012) přepokládá, že se sádrovec dostal do téglu pravděpodobně sekundárně, při oxidaci sulfidu při diagenézi.

Dalším problémem při přípravě vzorků byla křehkost téglu, kdy se odlamovaly kousky jílu. Chýle (osobní sdělení, 2012) mi doporučil použít lehce navlhčený hadřík, který jsem měla okolo vzorku při zatlačování. Ovlivnění vlhkosti před začátkem zkoušky považuji za nereálnou, vzhledem k tomu, že hadřík byl navlhčen jen lehce.

5.6.2 Příprava rekonstituovaného vzorku

Neporušenou zeminu jsem rozmělnila na malé kousky, případně nastrouhala. Odstranila jsem sádrovec, který se v zde vyskytoval. Rozdrolenou zeminu jsem vložila do hnětacího přístroje. Hnětením se docílí homogenní pasty. Hnětení probíhalo přibližně 20 hodin a byla použita převařená běžná pitná voda. Vlhkost této pasty byla mírně vyšší než vlhkost na mezi tekutosti zkoušené zeminy. Podle provedení Atterbergových mezí byla vlhkost na mezi tekutosti stanovena = 73,9 %. Před rekonsolidací vzorku jsem ještě ručně odstranila malé hrudky jílu, které nebyly hnětením rozmělněny. Poté jsem pastu vložila do plastového válce o průměru 100mm, který je z obou stran opatřen filtračními destičkami, které umožňují drenáž a zalila vodou. Zemina byla tzv. rekonsolidována axiálním napětím 50kPa (40kg) po dobu 8 dní a postupně zalívána vodou, aby nedošlo k vyschnutí.

Průměr oedometrického prstence byl 50mm. Finální zkoušený vzorek jsem z předem připravené rekonsolidované zeminy opět vyříznula. To jsem prováděla postupným rovnoměrným zatlačováním kovového prstence do zeminy, aby byl kovový prstenec celý vyplněn zeminou, stejným postupem jako při přípravě neporušených vzorků 1 a 2 (viz kapitola 5.6.1).

5.7 Průběhy zkoušek

Během experimentu jsem postupně kontrolovala průběhy zkoušek, zda probíhá sekundární stlačitelnost a průběžně vyhodnocovala vynášením grafů $\Delta\varepsilon/\log\Delta t$. Místo indexu sekundární stlačitelnosti C_a jsem počítala s modifikovaným indexem sekundární stlačitelnosti C_{ae} , který je definován pomocí přetvoření ε .

5.7.1 Rekonsolidace neporušených vzorků

Rekonsolidace vzorku se provádí za účelem odstranit vliv stlačení oedometrické komory (dosednutí jednotlivých částí) a přiblížit se podmínkám in situ. Vzorek 2 se rekonsolidoval napětím 200kPa a to tak, že byl 5x zatížen do ustálení a zpětně odlehčen na 0kPa opět do ustálení. Poté jsem vzorek vyndala z krabice a posuvným měřidlem změřila výšku vzorku, abych měla aktuální výšku vzorku před zkouškou. Ta zůstala nezměněna, 20mm. Rekonsolidace se provádí na vzorku, který ještě není zalit vodou. Vzorek 1 a rekonstituovaný vzorek nebyly na počátku rekonsolidovány, protože jsem při osazování vzorku neměla dostatečné informace o provádění zkoušky.

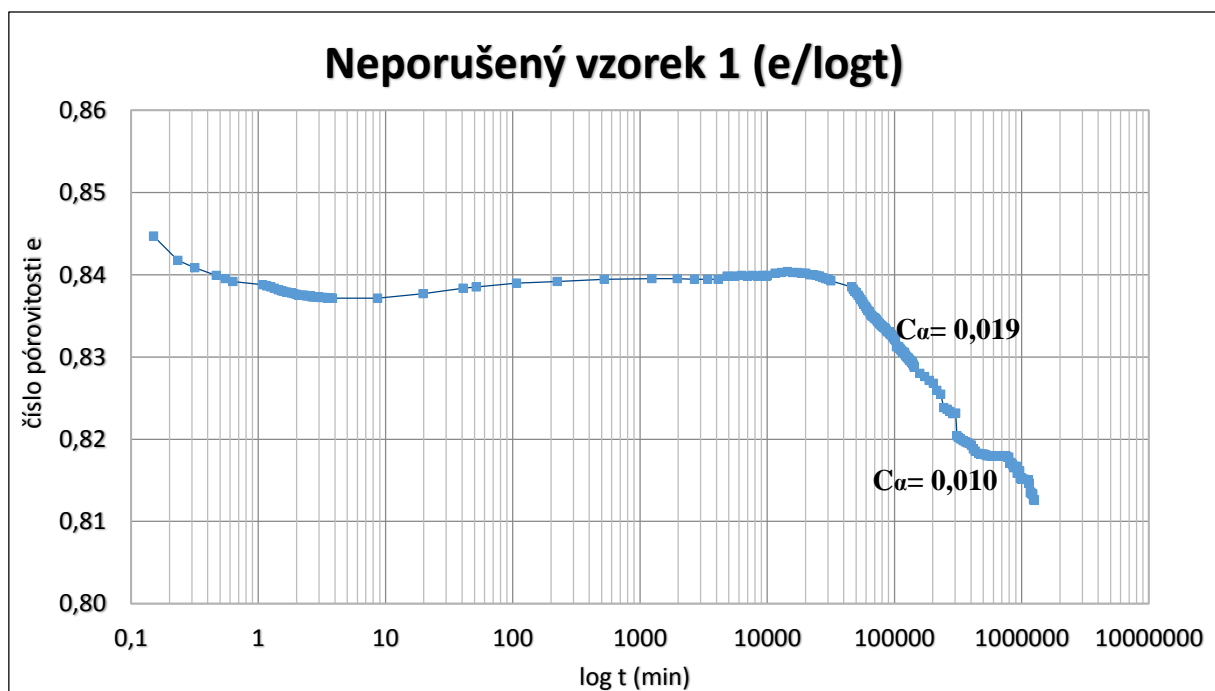
5.7.2 Neporušený vzorek 1

Tento vzorek pochází z hloubky 15,6 m, respektive z 20,6 metrů před snížením terénu. Jeho počáteční výška byla 20 mm a průměr prstence 75 mm. Tento vzorek jsem zatížila nižším napětím (194kPa) než je geostatické napětí vzorku (294kPa), viz kapitola 5.5. Mezi vzorek a porézni destičky jsem umístila filtrační papír. Vzorek jsem zalila běžnou vodou z vodovodu. Po zatížení jsem pozorovala, zda nedochází k bobtnání. Ze začátku jsem bobtnání nezaregistrovala, avšak zpětně z grafu lze vidět, že po přibližně 10 minutách se zemina nestlačuje, ale naopak, že bobtná. Napětí bylo ponecháno na 194kPa, zemina nebyla více přitížena. Bobtnání trvalo do 11. dne zkoušky. Toto chování vysvětlují vyšším obsahem montmorillonitu ve vzorku 1, které vychází ~32%. Výsledky rentgenové difrakční analýzy jsou v kapitole 5.7.3 a komentář k bobtnání u vzorku 1 uvádím v kapitole 6. diskuze výsledků zkoušek.

Po skončení bobtnání dochází k „ustálení“ deformací, následuje postupné stlačování a lze pozorovat sekundární stlačitelnost. Oedometrická zkouška na neporušeném vzorku 1 probíhala 874 dní.

Index sekundární stlačitelnosti byl vypočten pro první časový úsek (23. - 210. den), kdy $C_\alpha = 0,019$ a poté křivka mírně zakřivila a rychlost sekundární stlačitelnosti se snížila na $C_\alpha = 0,010$, průběh považuji za lineární až do konce zkoušky (874 dní). Průběh zkoušky v zobrazení $e/\log t$ je na obrázku 35 a rozkreslené grafy zkoušky po lineárních úsecích jsou v příloze 1.

Na konci zkoušky před odstrojením přístroje jsem ještě odlehčila vzorek na 0kPa a odlehčovala 24 hodin. Poznamenám, že po sundání závaží z ramene považuji působící napětí na vzorek za nulové, což jistě není, protože na vzorek působí stále ještě váha jednotlivých částí oedometru, které dosedají na vzorek, jako jsou porézní destičky a zatěžovací píst. Filtrační papír umístěný mezi vzorkem a porézními destičkami byl téměř celý „rozpuštěn“, zbytky jsem snadno odstranila. Po ukončení zkoušky jsem posuvným měřidlem změřila výšku vzorku, což bylo komplikované, protože vzorek byl celkem měkký. Poté jsem vzorek zvažila a dala na 24 hodin sušit do pece při teplotě 105°C, poté opět zvažila, abych získala potřebnou vlhkost vzorku.



Obrázek 35: Průběh zkoušky na neporušeném vzorku 1 v zobrazení $e/\log t$

5.7.3 RTG difrakční analýza neporušeného vzorku 1

Pro stanovení obsahu minerálu montmorillonitu v neporušeném vzorku 1 byla provedena RTG difrakční analýza. Charakteristickou vlastností montmorillonitu (skupina

smektitu) je expanze, způsobená adsorpcí vody mezi jednotlivými vrstvami. Vrstvy montmorillonitu mohou na sobě ležet buď pravidelně, nebo jsou posunuty. Při posunutí se vytváří nepravidelná mřížka, která napomáhá vnikání vody mezi silikátové vrstvy, a ty se navzájem oddalují a dochází k bobtnání. Vyšší obsah montmorillonitu v zemině tedy způsobuje bobtnání vzorku po nasycení vodou, které jsem při své zkoušce pozorovala. Proto za účelem potvrzení/vyvrácení tohoto jevu jsem nechala provést rentgenovou difrakční analýzu pro zjištění obsahu montmorillonitu i s korekcí na přítomnost illitu, který by mohl ovlivnit výsledek zkoušky. I Pavlík et al. (2004) poukazuje na možné riziko deformací způsobených přítomností expandujících jílových minerálů v brněnském téglu, kvůli jejich schopnosti bobtnat a smršťovat se.

Zkouška byla provedena na katedře anorganické chemie PřF UK. Havlíček (elektronické sdělení, 2014) poskytl tyto výsledky: „Ke stanovení byla použita metoda „referenčních intenzitních konstant“ (RIR). Pro identifikaci montmorillonitu ve zkoušeném vzorku byla použita difrakce hkl (110) při přibližně 19,7 stupňů 2 Theta (na mědi), RIR = 0,63. Jako standard byl použit NIST 676 (korund Al_2O_3). K 0,3326 g vzorku bylo přidáno 0,6308 g standardu a takto vzniklý směsný vzorek byl znova přeměřen. Pro korund byly použity tři difrakce, hkl (012) při 25,52, RIR = 0,71, hkl (110) při 37,81, RIR = 0,41 a hkl (024) při 52,55, RIR = 0,45. Tak byly získány tři výsledky a tyto tři výsledky zprůměrovány. Na základě tabelovaných referenčních intenzitních konstant pro montmorillonit a korund je průměrný obsah montmorillonitu 11,1%. Po přepočtu na původní vzorek vyšla hodnota 32%. Dále byla provedena korekce na přítomnost illitu ve vzorku. Nová směs měla nižší obsah standardu (0,1071 g vzorku a 0,0766 g standardu), aby více vynikly slabší difrakce vzorku. Byla použita fáze montmorillonite-15A, která má slabou difrakci při 23,5 stupňů 2 Theta (RIR = 0,16). Na této difrakci byl proveden analogický výpočet a byla získána velmi podobná hodnota obsahu montmorillonitu a to 33% i s ohledem na přítomnost illitu. Chyba použité metody se pohybuje kolem patnácti relativních procent. Lze předpokládat, že obsah montmorillonitu ve vzorku je mezi 27 až 37%. Měření bylo provedeno na práškovém difraktometru X'Pert Pro MPD s pozičně citlivým detektorem PIXCEL a sekundárním monochromátorem (PANalytical).“

Difrakční záznamy pro montmorillonit a pro směsné vzorky jsou v příloze 6.

Z tohoto výsledku soudím, že vyšší obsah montmorillonitu (~32%) způsobil počáteční bobtnání vzorku, které nastává přibližně 10 minut po zalití vzorku vodou a trvá do 11. dne zkoušky (obrázek 33).

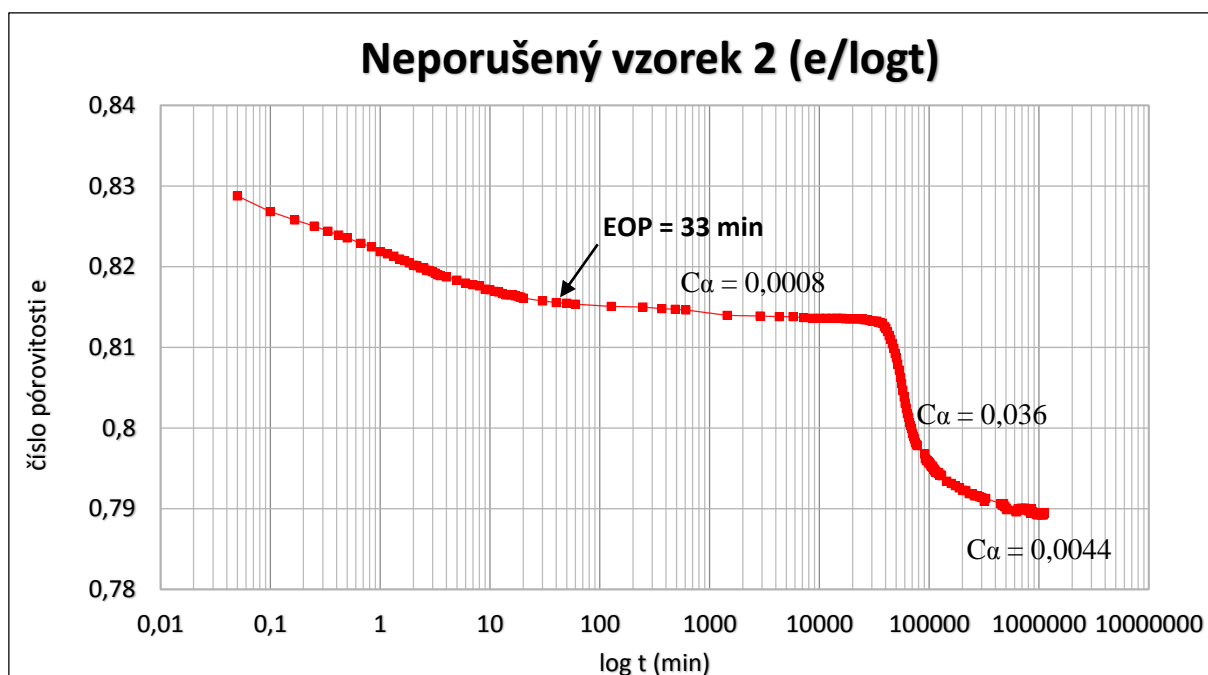
Obsah montmorillonitu se v brněnském téglu liší. Nelze obecně stanovit tuto hodnotu. Liší se s ohledem na hloubku uložení vzorku a geografickou polohu. Lze tvrdit, že rozdíly obsahu montmorillonitu mohou být velké i v jednom profilu, kde mohou být vrstvičky s vyšším obsahem montmorillonitu (viz provedená RTG difrakční analýza, obsah montmorillonitu ~32%). Černíková (osobní sdělení, 2014) nechala provést rentgenovou difrakční analýzu na svých vzorcích z hloubek 24, 27 a 36 metrů, kde výsledky podávaly obsah montmorillonitu 15%, 0% a 7%. Vzorky byly z jiné lokality vzdálené přibližně 9 km od místa odběru vzorku mých vzorků.

5.7.4 Neporušený vzorek 2

Tento vzorek pochází z hloubky 15,9 m, respektive z 20,9 metrů před snížením terénu. Počáteční výška vzorku byla 20 mm a průměr prstence 50 mm. Tento vzorek 2 jsem osazovala 4 měsíce po prvních dvou vzorcích. Geostatické napětí je 293kPa. Vzorek jsem po rekonsolidaci opět zalila běžnou vodou z vodovodu. Ihned po zatížení jsem pozorovala průběh sedání. Konec konsolidace (EOP) nastal po 33 minutách od zatížení ($EOP = t_{100}$, stanoveno metodou podle Taylora, 1948). Rychlost konsolidace lze určit součinitelem konsolidace $c_v = 2,34 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. Oedometrická zkouška na neporušeném vzorku 2 probíhala celkem 774 dní. Průběh zkoušky v grafu $e/\log t$ je na obrázku 36.

Po rozkreslení průběhu zkoušky a vykreslení zvětšených úseků jsem stanovila index sekundární stlačitelnost C_α nejprve pro úsek od konce konsolidace až 19 dní ($\log 1,64 - \log 4,44$), kdy považuji průběh za lineární. Zde jsem vypočítala $C_\alpha = 0,0008$. Poté došlo k náhlému zrychlení sedání vzorku. Tento náhlý pokles bych charakterizovala jako difuzní kolaps, který ve svých pracích popisuje Feda (1998, 2000) nebo Boso, M. a Grabe, J. (2013). Jedná se o esovité zahnutí křivky, které lze v průběhu této zkoušky jasně pozorovat. C_α je při difuzním kolapsu (20. - 90. den) vyšší, protože došlo ke zrychlení sedání a hodnota je 0,036. Difuzní kolaps lze charakterizovat koeficientem difuze podle Fedy (2000) a pro vzorek 2 je $1,2 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$. Ve srovnání s koeficientem konsolidace je o 4 řády pomalejší. Poté se opět tvar křivky mění do přibližně stejného původního tvaru s $C_\alpha = 0,0044$. Rychlost sekundární stlačitelnosti je po difuzním kolapsu přibližně pětikrát vyšší než před kolapsem. Sklon křivky před kolapsem a po kolapsu by měl být podobný. Další grafy rozkreslení průběhu zkoušky jsou v příloze 2.

Ukončení zkoušky probíhalo stejným způsobem jako u neporušeného vzorku 1 (kapitola 5.7.2).



Obrázek 36: Průběh zkoušky na neporušeném vzorku 2 v zobrazení $e/\log t$

5.7.5 Neporušený vzorek 3

Vzorek pocházel z hloubky 15,9 metrů, respektive 20,9 metrů a byl zatížen geostatickým napětím 293kPa. U tohoto vzorku 3 po průběžném vynesení grafu nebyla sledována sekundární stlačitelnost. Důvodem bylo nesprávně nastavení přístroje. Z tohoto důvodu jsem prováděnou zkoušku zrušila, protože výsledky zkoušky by nebyly reálné vzhledem k začátku zkoušky.

5.7.6 Rekonstituovaný vzorek

Tento vzorek téglu pochází z hloubky 14,7 m, respektive 19,7 metrů před snížením terénu. Počáteční výška vzorku byla 20 mm a průměr prstence 50 mm. Vzorek byl na začátku zkoušky zatížen napětím 173 kPa (při přípravě vzorku byl rekonsolidován axiálním napětím 50kPa) a pod tímto napětím také zůstal. Nepřidávalo se žádné vyšší zatížení.

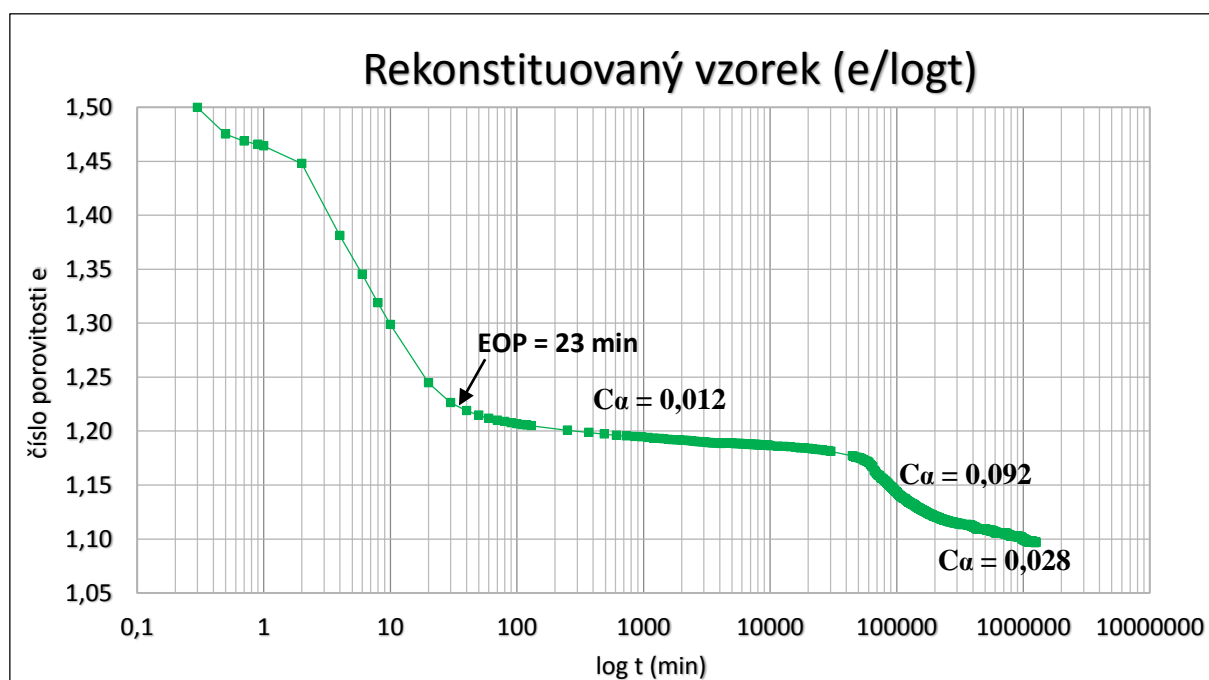
Konsolidace vzorku trvala 23 min (EOP = 23 min, stanoveno metodou t_{90} podle Taylora, 1948) a rychlost konsolidace lze určit součinitelem konsolidace $c_v = 1,23 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. Po počáteční konsolidaci je křivka až do 21. dne od začátku zkoušky lineární, probíhá sekundární stlačitelnost, kterou lze vyjádřit $C_\alpha = 0,012$ (v časovém intervalu $\log 1,90 - \log 4,48$). Po 21 dnech od začátku měření došlo k přerušení měření čtecího zařízení, avšak zkouška probíhala

stále. Vzhledem k dlouhodobému sledování sekundární stlačitelnosti nepovažují 10 chybějících měření za závažné. Tyto „výpadky“ čtecího zařízení se ostatně v průběhu zkoušky opakují, avšak na celkový výsledek zkoušek nemají žádný vliv, protože sedání probíhalo nadále.

Přibližně od 22. dne zkoušky došlo ke zrychlení sedání, křivka změnila svůj sklon a tvar křivky odpovídá již výše popsanému difuznímu kolapsu. V této části zkoušky, kterou považují za difuzní kolaps je $C_\alpha = 0,092$, tedy přibližně 8x vyšší než po EOP. Koeficient difuze jsem vypočítala $1,7 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ a je o 5 řádů pomalejší než koeficient konsolidace. Difuzní kolaps probíhal přibližně do 148. dne zkoušky, poté se rychlost sekundárního stlačitelnosti opět zpomalila. Pro tento lineární úsek je hodnota $C_\alpha = 0,028$, přibližně dvakrát vyšší než po konci konsolidace. Hodnoty před a po kolapsu považují za velmi podobné, a podle těchto hodnot bych charakterizovala „obecné“ C_α pro rekonstituovaný vzorek. Během kolapsu je hodnota C_α třikrát (po kolapsu) a sedmkrát (před kolapsem) vyšší.

Rychlost creepu lze tedy u rekonstituovaného vzorku popsat za pomoci indexu sekundární stlačitelnosti takto: $C_\alpha = 0,012$; $C_\alpha = 0,092$; $C_\alpha = 0,028$. Zkouška probíhala 874 dní.

Ukončení zkoušky probíhalo stejným způsobem jako u neporušeného vzorku 1 (kapitola 5.7.2). Další grafy rozkreslení průběhu zkoušky jsou v příloze 3.



Obrázek 37: Průběh zkoušky na rekonstituovaném vzorku v zobrazení e/log t

5.8 Výpočet čísla pórovitosti

Pro vyhodnocení oedometrických zkoušek je zapotřebí vypočítat počáteční čísla pórovitosti pro každou zkoušku. Rovnice jsem převzala z Head a Epps (2011). Hodnotu počátečního čísla pórovitosti e_0 lze získat z počáteční vlhkosti vzorku nebo z rozměrů.

První způsob je výpočet z počáteční vlhkosti vzorku, jak zobrazuje rovnice (11). Pro hustotu vody ρ_w jsem vzala hodnotu 1 g/cm^3 a pro hustotu pevných částic $\rho_s = 2,66 \text{ g/cm}^3$, kterou uvádí Svoboda (2010). Počáteční vlhkost w_0 jsem vypočítala rovnicí (12), kde m_d je hmotnost suché zeminy m_0 je počáteční hmotnost vzorku.

$$e_0 = w_0 \cdot (\rho_s / \rho_w) \quad (11)$$

$$w_0 = (m_0 - m_d) / m_d \quad (12)$$

Druhý způsob je výpočet tak zvané z rozměrů podle rovnice (13), kde ρ_d je objemová hmotnost suché zeminy, která se vypočte vztahem (14), kde V_0 je počáteční objem vzorku. V_0 se vypočte jako násobek plochy vzorku A a počáteční výšky vzorku H_0 (rovnice 15)

$$e_0 = (\rho_s / \rho_d) - 1 \quad (13)$$

$$\rho_d = m_d / V_0 \quad (14)$$

$$V_0 = A \cdot H_0 \quad (15)$$

Pro následné výpočty jsem použila hodnotu počátečního čísla pórovitosti podle druhého způsobu, tzv. z rozměrů. Výsledky byly věrohodnější než podle výpočtu z počáteční vlhkosti vzorku, protože srovnání jednotlivých hodnot čísel pórovitosti neporušených vzorků 1, 2 i 3 ukázalo menší rozdíly v hodnotách e_0 než při výpočtu z počáteční vlhkosti. A i tak se počáteční čísla pórovitostí jednotlivých vzorků mírně liší. Hodnoty e_0 jsou uvedeny v tabulce 7.

Tabulka 7: Počáteční čísla pórovitosti

Vzorky	Počáteční číslo pórovitosti e_0
Neporušený vzorek 1	0,85
Neporušený vzorek 2	0,86
Neporušený vzorek 3 (Krupička, 2012)	0,85
Rekonstituovaný vzorek	1,5

5.9 Vliv teploty a další faktory ovlivňující průběh vlastních zkoušek

Okolo 770. dne zkoušky došlo ke změně teploty v klimatizované laboratoři. Klimatizace byla snížena z 21°C na 16°C z důvodu provádění jiné laboratorní zkoušky. Snížení teploty mělo vliv na zpomalení sedání u všech třech vzorků najednou. Zpomalení sedání se projevilo v řádech prvních tisícín milimetrů (není patrné z průběhu křivek), po několika dnech se ustálilo a pak opět docházelo k sedání. Dovoluji si tvrdit, že snížení teploty o pouhých 5°C nemá vliv na výsledky zkoušek, když po prvních pár desítek dnů došlo k opětovnému sedání.

Tento jev jen potvrzuje teorii, že snížení/zvýšení teploty ovlivňuje stlačitelnost, avšak musí jí o rapidní skok v řádech prvních desítek °C, aby to významně ovlivnilo další stlačování a mělo vliv i na výsledky zkoušek. Zvýšení teploty způsobuje oslabení struktury zeminy a tím zvyšuje rychlost sedání.

Také je zapotřebí zmínit, že v průběhu zkoušek došlo několikrát k výpadku proudu, které mělo za následek zastavení odečítání hodnot. Zastavení čtení trvalo jen několik dní. Vzhledem k tomu, že sekundární stlačitelnost probíhala nadále a po opětovném čtení se průběh křivky nezměnil, tak na výsledky zkoušek to nemá žádný vliv.

Pokud během zkoušky dojde k vyschnutí vzorku a následnému zalití vodou, tak může dojít k tzv. hydrokolapsu, což je typ difuzního kolapsu (Fedá, 1998, 2004). Tento jev však při mých zkouškách neproběhl, vzorky byly po celou dobu nasyceny.

5.10 Standardní zkoušky stlačitelnosti

Výsledky standardní oedometrické zkoušky jsem převzala od Krupičky (2012), který prováděl laboratorní zkoušky za účelem stanovení překonsolidačního napětí na téglu ze stejné lokality. Vzorek byl převzat z mé započaté dlouhodobé zkoušky (neporušený vzorek 3). Krupička (2012) provedl standardní oedometrickou zkoušku s postupným přitěžováním. Jedná se tedy o zeminu ze stejného vrtu a hloubky 15,9 m, respektive 20,9 m před snížením terénu.

Výsledky této zkoušky mě slouží k vynesení čáry stlačitelnosti a stanovení okamžitého indexu stlačitelnosti pro odlehčení C_{cr}^* , který jsem stanovila pro napětí od 1253kPa na 300kPa. Hodnota C_{cr}^* je 0,096 a dále s ní počítám při ověřování vztahu C_w/C_c . Hodnota indexu stlačitelnosti C_c rekonstituovaného vzorku brněnského téglu je 0,4 (Boháč, 1995 a Krupička, 2012).

Graf zkoušky stlačitelnosti vzorku 3 a rekonstituovaného vzorku je v příloze 5.

6. DISKUZE VÝSLEDKŮ ZKOUŠEK

Z výsledků laboratorních zkoušek jsem stanovila procentuální podíl sekundární stlačitelnosti z celkového sednutí. U neporušeného vzorku 1 byla sekundární stlačitelnost 48% z celkového sednutí vzorku po 2 a půl letech od zatížení. U neporušeného vzorku 2 37,2 % po 2 letech a 1 měsíci a u rekonstituovaného vzorku 28,1 % po 2 a půl letech. Převážná část sednutí u rekonstituovaného vzorku proběhal již během konsolidace. V tabulce 8 jsou shrnuty hodnoty sekundární stlačitelnosti během zkoušky v % a v milimetrech po 1 a 2 letech od zatížení.

Tabulka 8: Velikost sekundární stlačitelnosti z celkového sednutí vzorku

Zatížení	Čas	Creep (mm)	Creep (%)	Celkové sednutí (mm)
NEPORUŠENÝ VZOREK 1				
194kPa	1 rok	0,233	38,5	0,605 mm
	2 roky	0,265	44	
	2 roky a 5 měs.	0,293	48	
NEPORUŠENÝ VZOREK 2				
293kPa	1 rok	0,275	36	0,761
	2 roky a 1 měs.	0,282	37,2	
REKONSTITUOVANÝ VZOREK				
173kPa	1 rok	0,816	25,3	3,226
	2 roky	0,893	27,7	
	2 roky a 5 měs.	0,906	28,1	

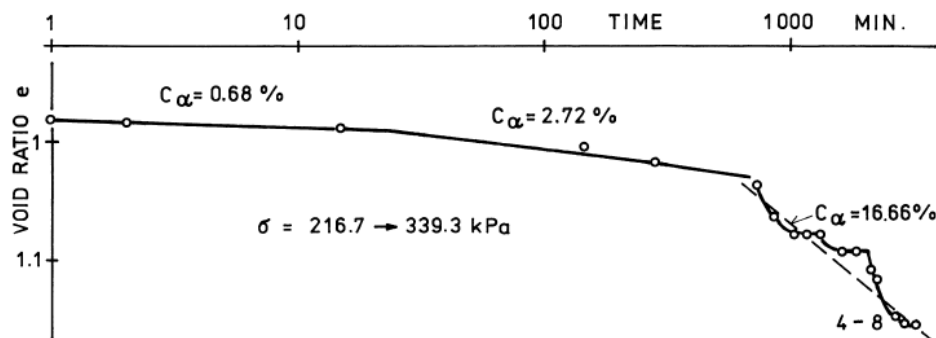
U neporušeného vzorku 1 činila sekundární stlačitelnost nejvyšší podíl vzhledem k celkovému sedání. To je podle mého názoru dáno nižším aplikovaným napětím (o 100kPa méně než u neporušeného vzorku 2). U vyšší hodnoty napětí dochází k rychlejšímu zpevnění

struktury zeminy a tím pádem k nižší hodnotě sekundární stlačitelnosti, protože struktura je pevnější a méně náchylná ke „creepové“ deformaci.

Průběhy křivek jsou ovlivněné strukturálními kolapsy. U neporušeného vzorku 2 a rekonstituovaného vzorku byl pozorován difuzní kolaps (esovité prohnutí křivky). Oba dva kolapsy nastaly přibližně ve stejnou dobu, tj. po 20. dnu od začátku zkoušky. V tomto úseku byly hodnoty $C_\alpha = 0,092$ pro rekonstituovaný vzorek a $C_\alpha = 0,032$ pro vzorek 2, kde se hodnota zvýšila o jeden řád. U rekonstituovaného vzorku je hodnota sedmkrát vyšší. Důvodem difuzního kolapsu je zhroucení méně stabilní struktury zeminy. Difuzní kolapsy pozorovali na různých materiálech i jiní autoři (Boso a Grabe, 2013; Feda 1998, 2000, 2004, 2006; Herbstová a Herle, 2009). Z vlastních i převzatých výsledků laboratorních zkoušek vyplývá, že nenasyčené i nasycené zeminy (obrázek 38) jsou náchylné na strukturální difuzní kolapsy, které nastávají po různé době od zatížení, která je závislá na druhu zeminy.

U svých vzorků, na kterých jsem pozorovala difuzní kolaps, jsem vypočítala koeficient difuze. Pro neporušený vzorek 2 je hodnota $c_d = 1,2 \cdot 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{s}$ a pro rekonstituovaný vzorek je $c_d = 1,7 \cdot 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{s}$. Zde porovnám své hodnoty s hodnotami naměřenými Fedou (2000, 1998). U vzorků fragmentovaných jílu nasycených vodou se hodnota koeficientů difuze pohybuje v řádu $10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ v závislosti na velikosti částic zeminy. Rozdíl v hodnotách c_d je jeden řád. Fedovy (1998) vzorky byly zatíženy vyšším napětím a zkoušel jiný materiál, než mé vzorky, z toho soudím, že proces difuzního kolapsu proběhl rychleji. Pro suchý granulovaný jíl vypočítal $c_d = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$. Feda (1995) tvrdí, že c_d je o jeden až dva řády nižší než c_v pro suché jíly. Pro vodou nasycené jíly je rozdíl vyšší, jak dokazují mé výsledky zkoušek, kde $c_v = 1,23 - 2,34 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s} = 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ (typické hodnoty pro brněnský tégl jsou $2 - 4 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$).

Na obrázku 38 je dlouhodobá oedometrická zkouška fragmentovaného jílu, který má výraznou strukturu. Zajímavé by bylo, pokud by zkouška probíhala delší dobu ještě po konci difuzního kolapsu. Zda by hodnota C_α po kolapsu byla řádově stejná jako před kolapsem nebo vyšší jak je tomu i u neporušeného vzorku 2. Fragmentovaný jíl má výraznou strukturu, takže předpokládám, že C_α by byla mírně vyšší jako u vzorku 2. Podobné hodnoty C_α před a po kolapsu lze pozorovat u rekonstituovaného materiálů, kde průběh „neovlivňuje“ struktura zeminy.

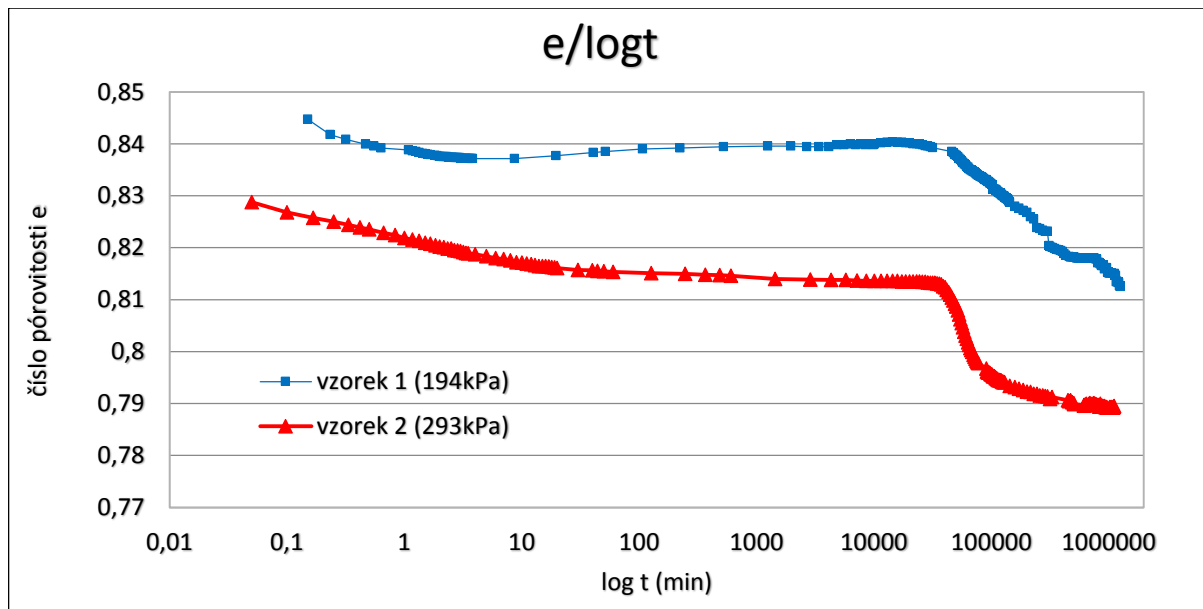


Obrázek 38: Sekundární stlačitelnost vodou nasyceného vzorku fragmentovaného jílu o velikosti částic 2-4 mm, difuzní kolaps (Fedá, 1998)

Výsledky sekundárních indexů stlačitelnosti C_α se u neporušeného vzorku 1 i 2 liší a to řádově. U vzorku 1 jsem stanovila $C_\alpha = 0,019$ pro časový úsek do 210. dne zkoušky, který považuji za lineární. Poté pro druhý časový úsek od 216. dne do 874. dne a to $C_\alpha = 0,010$. Vyšší hodnoty C_α vysvětlují kombinací dvou faktorů. Za prvé je to nižší aplikované napětí (194kPa místo 294kPa, které by odpovídalo geostatickému napětí). Jak již výše zmiňuji, pokud na zeminu působí nižší napětí, tak sekundární stlačitelnost zeminy probíhá rychleji, protože struktura zeminy je méně pevná než při vyšším napětí. Vyšší působící napětí způsobuje rychlejší zpevnění struktury a tedy pomalejší rychlost 1-D creepu. Za druhý vliv považuji chemické složení zeminy. Vzorek 1 má zvýšený obsah montmorillonitu (~32%), který způsobil počáteční bobtnání vzorku. U vzorku 2 předpokládám obsah montmorillonitu nižší nebo téměř žádný na základě výsledků RTG difrakční analýzy, které nechala provést Černíková (osobní sdělení, 2014). Z toho předpokládám, že chemické složení zeminy má vliv na hodnotu C_α . Do struktury minerálu montmorillonitu vnikla voda, která zvětšila mezivrstevnou vzdálenost a tím se zvýšil objem minerálu, což mohlo mít za následek porušení struktury zeminy. Ze zvětšeného grafu (příloha 1) je vidět, že sedání nenastalo pozvolna po dlouhou dobu, ale vcelku rychle. Během následujících 30 dnů vzorek sedl o 0,04 mm. Tato sednutí považuji za významné vzhledem k celkovému sednutí po dobu zkoušky. Hodnota C_α se v průběhu zkoušky mírně snížila.

Rychlost sekundární stlačitelnosti u vzorku 2 po strukturním kolapsu je $C_\alpha = 0,0044$, to je ~2x nižší než u vzorku 1. Po vynesení průběhů zkoušek vzorku 1 a 2 (obrázek 38) vypadají po difuzním kolapsu podobně. Rozmezí hodnot C_α od 0,004 po 0,019 považuji za rozumné pro rychlost sekundární stlačitelnosti brněnského téglu. Hodnota C_α je ovlivněna chemickým složením vzorku a působícím napětím. Reálná hodnota C_α neporušeného vzorku 2 je 0,0044.

Tento vzorek neobsahuje montmorillonit, po styku s vodou nebobtnal, zkouška probíhala standardně a podle původního očekávání (pozorovaný difuzní kolaps je vysvětlitelný). Tuto hodnotu považuji za nejreálnější pro C_α brněnského téglu. Hodnota C_α pro brněnský tégl nebyla podle prozkoumaných zdrojů měřena nikým jiným než Fedou et al. (1995), kde oedometrické zkoušky trvaly 2-3 dny.



Obrázek 39: Srovnání průběhů zkoušek vzorek 1 a 2

Z laboratorních výsledků jsem se pokusila ověřit poměru $C_\alpha/C_c = 0,04 \pm 0,01$ pro neorganické jíly, který uvádí Mesri a Castro (1987) a výsledky uvádím v tabulce 9. Pro rekonstituovanou zeminu je index stlačitelnosti $C_c = 0,4$ (Boháč, 1999, Krupička, 2012). Tento poměr se pohybuje v rozmezí od 0,03 – 0,07, pouze v úseku difuzního kolapsu je vyšší a to 0,23. Pro úsek difuzního kolapsu však nebylo rozhodně očekáváno, že by poměr odpovídal. Pro neporušené vzorky jsem určila okamžitý index stlačitelnosti pro odlehčení $C_{cr}^* = 0,096$ odpovídající napětí u mých zkoušek sekundární stlačitelnosti. C_{cr}^* jsem stanovila ze zkoušky stlačitelnosti prováděné Krupičkou (2012) viz kapitola 5.10. U neporušeného vzorku 2 je C_α po kolapsu 0,0044. Výsledek potvrzuje hodnotu uváděnou Mesrim a Castrem (1987), kdy má stanovená hodnota poměru $C_\alpha/C_c = 0,045$. Pro C_α před kolapsem poměr ověřit nelze, ale tuto hodnotu C_α nepovažuji za reálnou, je příliš nízká. Neporušený vzorek 1 má hodnoty C_α o řád vyšší. Tyto výsledky nepotvrzují poměr $C_\alpha/C_c = 0,04 \pm 0,01$. Pro úplnou však hodnoty uvádím v tabulce 9.

Tabulka 9: Shrnutí výsledků zkoušek

NEPORUŠENÝ VZOREK 1 – 194 kPa			
	23. - 210. den	216. – 874. den	
$C_{a\varepsilon}$	0,011	0,007	
C_a	0,019	0,010	
C_{cr}^*	0,096		
C_a / C_c	0,19	0,10	
NEPORUŠENÝ VZOREK 2 – 293 kPa			
	EOP – 19. den	20. – 90. den (=DK)	90. – 747. den
$C_{a\varepsilon}$	0,0004	0,016	0,0024
C_a	0,0008	0,036	0,0044
C_{cr}^*	0,096		
C_a / C_c	0,0083	0,374	0,045
c_d (m ² /s)	$1,2 \cdot 10^{-11}$		
c_v (m ² /s)	$2,34 \cdot 10^{-7}$		
REKONSTITUOVANÝ VZOREK – 173 kPa			
	EOP – 21. den	21. – 148. den (=DK)	149. – 847. den
$C_{a\varepsilon}$	0,005	0,034	0,011
C_a	0,012	0,092	0,028
C_c	0,4		
C_a / C_c	0,03	0,23	0,07
c_d (m ² /s)	$1,7 \cdot 10^{-11}$		
c_v (m ² /s)	$1,23 \cdot 10^{-7}$		

Feda et al. (1995) stanovili C_a neporušených vzorků brněnského téglu v rozmezí od 0,0015 do 0,0075 v závislosti na hodnotě aplikovaného napětí. Experimenty prováděli v triaxiálním (izotropní) a oedometrickém (jednorozměrný) přístroji a výsledky z měření považují za srovnatelné. Hodnoty C_a pro rekonstituované vzorky jsou řádově vyšší. Porovnáním křivek zrnitosti jsem usoudila, že se jedná o stejnou jílovitou zeminu – podíl

jílovité a prachovité frakce je více méně stejný. Odhady hodnot C_a jsou založené na zkouškách, které trvaly 2 až 3 dny, což je krátká doba pro stanovení skutečné hodnoty C_a . Pokud srovnám výsledky s mými hodnotami C_a , tak i přes krátkou dobu trvání zkoušek jsou hodnoty ve stejných řádech jako u mého neporušeného vzorku 2 a rekonstituovaného vzorku. Proto i pro tyto hodnoty ověřím poměr C_a/C_c . Pokud $C_{cr}^* = 0,096$, hodnoty napětí jsou přibližně stejné, tak poměr C_a/C_c je v rozmezí od 0,016 až 0,078. Zdůrazňuji, že hodnota okamžitého indexu stlačitelnosti pro odlehčení neodpovídá zkoušce stlačitelnosti pro vzorky, na kterých Feda et al. (1995) prováděli své experimenty, ale stanovená ze zkoušky stlačitelnosti uváděné Krupičkou (2012). I tak hodnoty považuji za rozumné a potvrzující poměr C_a/C_c . Hodnoty jsou řádově stejné a hodnota $C_a/C_c = 0,04$ podle Mesri a Castra (1987) spadá do těchto hodnot.

7. ZÁVĚR

Cílem diplomové práce bylo stanovení indexu sekundární stlačitelnosti brněnského téglu. Hodnotu C_α neporušených vzorků, která vyjadřuje rychlost sekundární stlačitelnosti pro tégl jsem na základě vyhodnocení zkoušek stanovila v rozmezí od 0,004 po 0,019. Rozdíly v hodnotách vysvětlují odlišným chemickým složením vzorku (obsah smektitu), aplikovaném napětí. Za nejreálnější považuji hodnotu $C_\alpha = 0,004$ z neporušeného vzorku 2, pro kterou je $C_\alpha/C_c = 0,045$. Tato hodnota odpovídá přesně $C_\alpha/C_c = 0,04 \pm 0,01$ pro většinu neorganických jíílů uváděná Mesrim a Castrem (1987). Mesri a Godlewski (1977) uvádějí hodnoty C_α/C_c pro neorganické zeminy v rozmezí od 0,025 - 0,06. Hodnoty C_α/C_c uváděné Fedou et al. (1995) a mé rekonstituované vzorky jsou v tomto rozmezí. Při studiu literatury jsem se nesečkala s odmítavými reakcemi na poměr C_α/C_c . Jeho stanovení a hodnoty považuji za reálné a vhodné pro interpretaci dat a následné praktické výpočty, jako je například stanovení součinitele zemního talku v klidu K_0 , který vyjadřuje horizontální napjatost.

Dále jsem v práci diskutovala odlišné hypotézy A a B. Zde nastala otázka, kdy začíná creep. Zda až po disipaci pórových tlaků nebo již během konsolidace. Hypotéza A předpokládá, že creep nastává až po konsolidaci. Křivka v zobrazení $e/\log\sigma'$ je po EOP tedy nezávislá na mocnosti stlačující se vrstvy a době k dosažení EOP. Pro mocné vrstvy soudržných zemin, které jsou postiženy creepem, se zdá reálnější hypotéza B, tedy že creep nastává již během konsolidace a pokračuje po ní. Chování zemin (napětí/přetvoření) je odlišné pro podmínky v laboratoři a in situ.

Poměr C_α/C_c je v souladu s hypotézou A, která odpovídá výsledkům laboratorních zkoušek, kde se v oedometrickém přístroji stlačuje tenký vzorek.

Novější studie (Nash a Ryde, 2001 a Degago et al., 2011) ukazují, že chování jílových vrstev je v souladu s hypotézou B vysvětlovanou koncepcí izotach, Bjerrumovou (1967) myšlenkou. Důležité je, aby se při studiu stlačitelnosti jílových vrstev vzal v úvahu efekt působícího předchozího napětí (vliv překonsolidace).

8. POUŽITÉ ZDROJE

- Azari, B., Fatahi, B., Khabbaz, H. (2011): Application of creep concept for estimating post-constriction settlement of deep soft clay deposits. *International Conference on Advances in Geotechnical Engineering*, Perth, Australia, Nov. 7-9, pp. 127-133.
- Bjerrum, L. (1967): Engineering Geology of Normally Consolidated Marine Clays as Related to Settlement of Buildings. *Geotechnique*, London, England, Vol. 17, No. 2, pp. 83-118.
- Boháč, J. (1999): *Pevnost a přetváření brněnského jílu*. XI. Mezinárodní vědecká konference, VUT Brno, str. 33-36.
- Boháč, J., Feda, J., Herle, I., Klablana, P. (1995): *Properties of Fissured Brno Clay*. 11. ECSMFE, Copenhagen, Vol. 3, pp. 19-24.
- Boso, M. a Grabe, J. (2013): Long Term Compression Behaviour of Soft Organic Sediments. In: Laloui, L. a Ferrari, A. (2013): *Multiphysical Testing of Soils and Shales*, Springer Berlin Heidelberg, pp 249-254.
- Černíková, M. (2014): osobní sdělení, Přírodovědecká fakulta, Univerzita Karlova, Praha
- Chlupáč, I., Brzobohatý R., Kovanda J. a Stránilík Z. (2002): *Geologická minulost České republiky*. Academia, Praha, 436 str., ISBN: 80-200-0914-0.
- Chýle, A. (2012): osobní sdělení, Arcadis Geotechnika, Praha
- Degago, S. A., Grimstad, G., Jostad, H. P., Nordal, S. and Olsson, M. (2011): Use and misuse of the isotache concept with respect to creep hypotheses A and B, *Geotechnique* 61, No. 10, pp 897–908.
- Duncan, M. J., Rajot, J-P. and Perrone, V. J. (2005): Factors Affecting Magnitude of Clay Settlement. *Proceedings of the Symposium on Geotechnical Aspects of Kansai International Airport*, September, Kansai.
- Environmental Geotechnics*, (1997) Report of the TC5, ISSMFE. Ruhr Universität, Bochum, 172 pp.
- Feda, J. (1981): Sedání dvou staveb na silně stlačitelné základové půdě. *Inženýrské stavby*, ročník 29, číslo 12, Praha, str. 485-491.
- Feda, J. (1992): *Creep of soils and related phenomena*, Elsevier – Academia, 422 str.

- Feda, J. (1995): Effect of structure on the axially compressed granulated clay. *Acta Technica CSAV*, roč. 40, č. 3, str. 309-337.
- Feda, J. (1998): Fragmentary clay - a difficult waste material, *Engineering Geology* 5, pp. 77–88.
- Feda, J. (2000): Transformation of soil structure by diffusion. *Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society*, Vol. 40, No. 4, Aug., pp. 37-42.
- Feda, J. (2004a): Dvojí mechanismus deformace granulovaného materiálu. Sborník příspěvků, *Zakládání staveb Brno*, str. 64-69.
- Feda, J. (2004b): Physical models of soil behaviour. *Engineering Geology* 72, pp. 121–129.
- Feda, J. (2006): Uniaxial creep and compression of soils. *Engineering MECHANICS*, Vol. 13, No. 1, p. 49-66.
- Feda, J., Boháč, J., Herle, I. (1995): Shear resistance of fissured Neogene clays. *Engineering Geology*, 39, pp. 171-184.
- Havlíček, D. (2014): elektronické sdělení, Přírodovědecká fakulta, Univerzita Karlova, Praha
- Head, K. H. and Epps, R. J. (2011): *Manual of Soil Laboratory Testing. Volume 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests*. Whittles Publishing, 499 str.
- Herbstová, V., Herle, I. (2009): Structure transitions of clay fills in North-Western Bohemia. *Engineering Geology* 104, pp. 157-166.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. and Lancellotta, R. (1985): New developments in field and laboratory testing of soils. *11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, San Francisco*, 1:57–153
- Krupička, M. (2012): *Stanovení horizontálního napětí brněnského jílu oedometrickou zkouškou*. Diplomová práce, Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užití geofyziky, Přírodovědecká fakulta UK, Praha, 39 str.
- Lacinová, J. (2010): *Creep zemin z výsypky dolu 5. Května*. Diplomová práce, Přf UK, Praha, 52 str.
- Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., Poulos, H. G. (1977): Stress-Deformation and Strength Characteristics. *Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 2, Tokyo, pp. 421-494.

- Lambe, T. W., and Whitman, R. V. (1969): *Soil Mechanics*. Wiley, New York, NY, USA, 576 str., ISBN: 978-0-471-51192-2
- Lo, K. Y. (1961): Secondary Compression of Clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 87, No. SM 4, Proc. Paper 2885, Aug., pp. 61-88.
- Madsen, F. T. and Müller-Vonmoss, M. (1989): The swelling behaviour of clay. *Applied clay science*, 4, pp. 142-156.
- Malát, R. (2012): osobní sdělení, Přírodovědecká fakulta, Univerzita Karlova, Praha
- Mašín, D. (2012): osobní sdělení, Přírodovědecká fakulta, Univerzita Karlova, Praha
- Mayne, P. W., and Kulhawy, F. H. (1982): K_0 -OCR-Relationship in Soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 108, No. 6, June, pp. 851-872.
- Mesri G., and Hayat T. M. (1993): The Coefficient of Earth Pressure at Rest. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, str. 647 – 666.
- Mesri, G. (1973): Coefficient of Secondary Compression. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 99, No. SM1, Proc. Paper 9515, Jan., pp. 123-137.
- Mesri, G., and Castro, A. (1987): C_u/C_c concept and K_0 during secondary compression. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 113, No. 3, March, pp. 230-247.
- Mesri, G., and Godlewski, P. M. (1977): Time- and Stress-Compressibility Interrelationship. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 103, No. 5, May, pp. 417-430.
- Mesri, G., and Godlewski, P. M. (1979): Closure to: Time- and Stress-Compressibility Interrelationship. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 105, No. 1, Jan., pp. 106-113.
- Mesri, G., and Vardhanabhuti, B. (2005): Secondary compression. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 3, March 1, pp. 398-401.
- Mesri, G., and Vardhanabhuti, B. (2009): Compression of granular materials. *Canadian Geotechnical Journal*, 46, pp 369-392.
- Mitchell, J. K., and Soga, K. (2005): *Fundamentals of Soil Behavior*. 3rd Edition, John Wiley&Sons, Hoboken, NJ, USA, 577 str., ISBN: 0-471-46302-7.

- Mitrenga, P. a Rejl, L. (1993): Brněnský masiv. In: Přichystal A., Obstová V. a Suk M., *Geologie Moravy a Slezska*, Brno, Moravské zemské museum a Sekce geologických věd Přírodovědecké fakulty, MU, str. 123-128.
- Muir Wood, D. (1990): *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge, UK, 462 str., ISBN: 0521332494
- 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., Květoňová, E., Melichar, R., Müller, V., Müllerová, H., Novák, M., Otava, J., Palenský, P., Petrová, P., Piše, J., Sedlák, J., Šmerdová, B., Valoch, K., Vit, J. (2000): *Geologie Brna a okolí*. Český geologický ústav, Praha, 90 + 12 str., ISBN: 80-7075-416-8.
- Mužik, V. (2012): *Zakládání dopravních násypů na jílovitých výsypkách SHR*. Bakalářská práce, Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užití geofyziky, Přírodovědecká fakulta UK, Praha, 43 str.
- Nash, D. F. T. and Ryde, S. J. (2001): Modelling consolidation accelerated by vertical drains in soils subject to creep. *Geotechnique* 51, No. 3, pp. 257-273.
- Nehyba, S., Tomanová Petrová, P. a Zágoršek, K. (2008): Sedimentological and palaeocological records of the evolution of the south-western part of the Carpathian Foredeep (Czech Republic) during the Early Badenian. In: *Geological Quarterly*, 52 (1), Warszawa, str. 45-60.
- 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., Klímeck, L. a Rupp, O. (2004): Geotechnický průzkum pro nejvýznamnější 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, 22 str.
- Rott, J. (2011): fotografie vrtného jádra, Přírodovědecká fakulta, Univerzita Karlova, Praha
- Šuklje, L., (1957): The Analysis of the Consolidation Process of the Isotaches Metod. *Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1, Divisions 1 – 3a, pp. 200-206.

- Svoboda, T. (2010) *Numerický model NRTM tunelu v tuhém jílu*. Doktorská disertační práce, Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užitá geofyziky, Přírodovědecká fakulta UK, Praha, 177 str.
- Taylor, D. W. and Merchant, W. (1940): A theory of clay consolidation accounting for secondary compression. *J. Math. Phys.* 19, No. 3, pp.167±185.
- Taylor, D. W. (1948): *Fundamentals of soil mechanics*. John Wiley&Sons, New York, 700 str.
- Terzaghi, K., Peck, R. B. and Mesri, G., (1995): *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd Edition, John Wiley&Sons, 549 str., ISBN: 0-471-08658-4.
- Wahls, H. E. (1962): Analysis of Primary and Secondary Consolidation. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 88, No. SM6, Part 1, Proc. Paper 3373, Dec., pp. 207-231.
- Walker, L. K. (1969): Secondary Settlement in Sensitive Clays. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 6, pp. 219-222.
- Wong, R. C. K. and Varatharajan, S. (2014): Viscous behaviour of clay in one-dimensional compression. *Canadian Geotechnical Journal*, 51, pp. 795-809.

Normy:

ČSN 73 6133: Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací

ČSN EN ISO 14688-2: Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zatřídování zemin
– Část 2: Zásady pro zatřídování

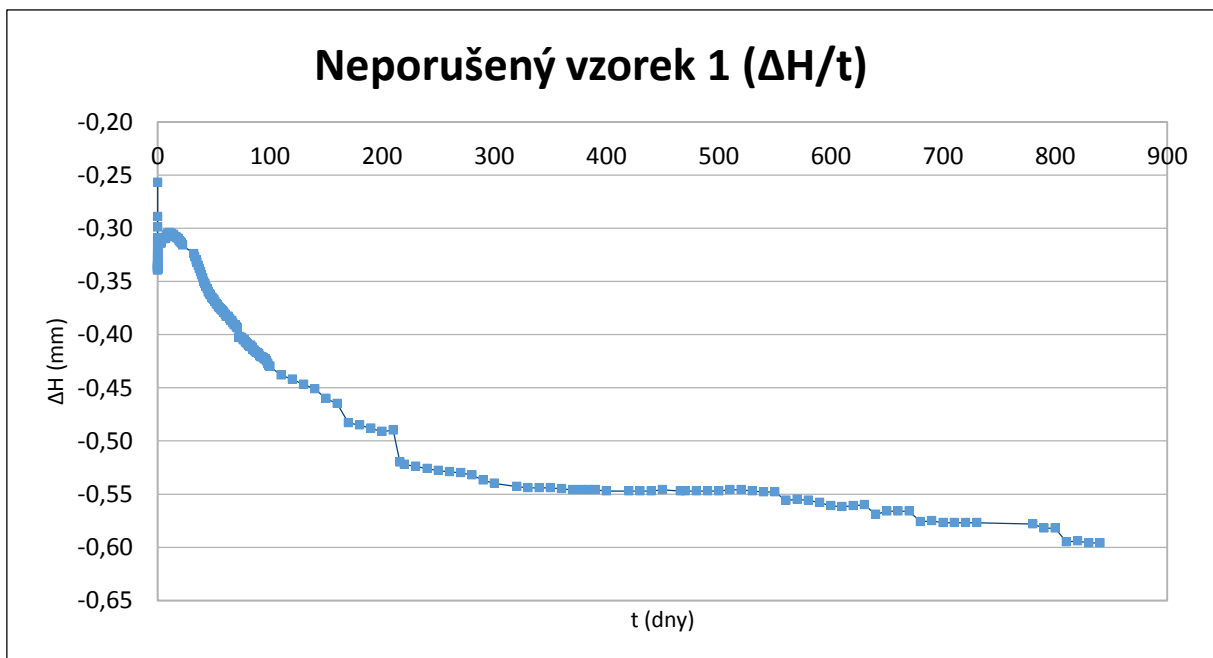
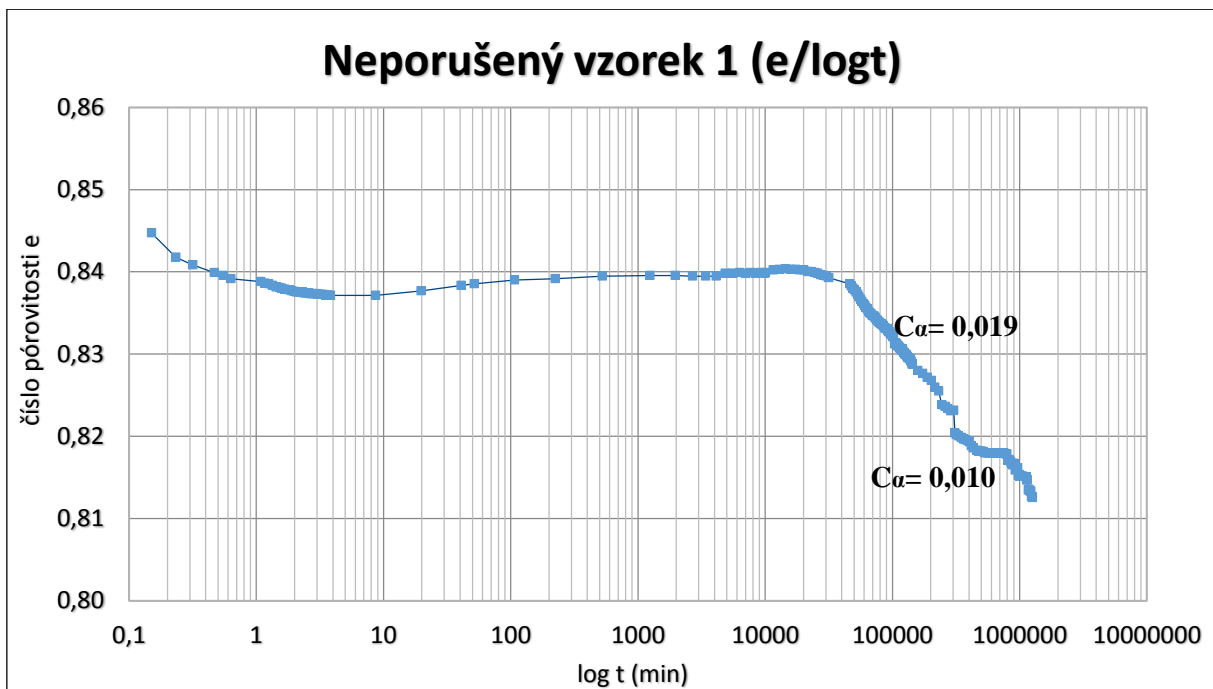
Internetové zdroje:

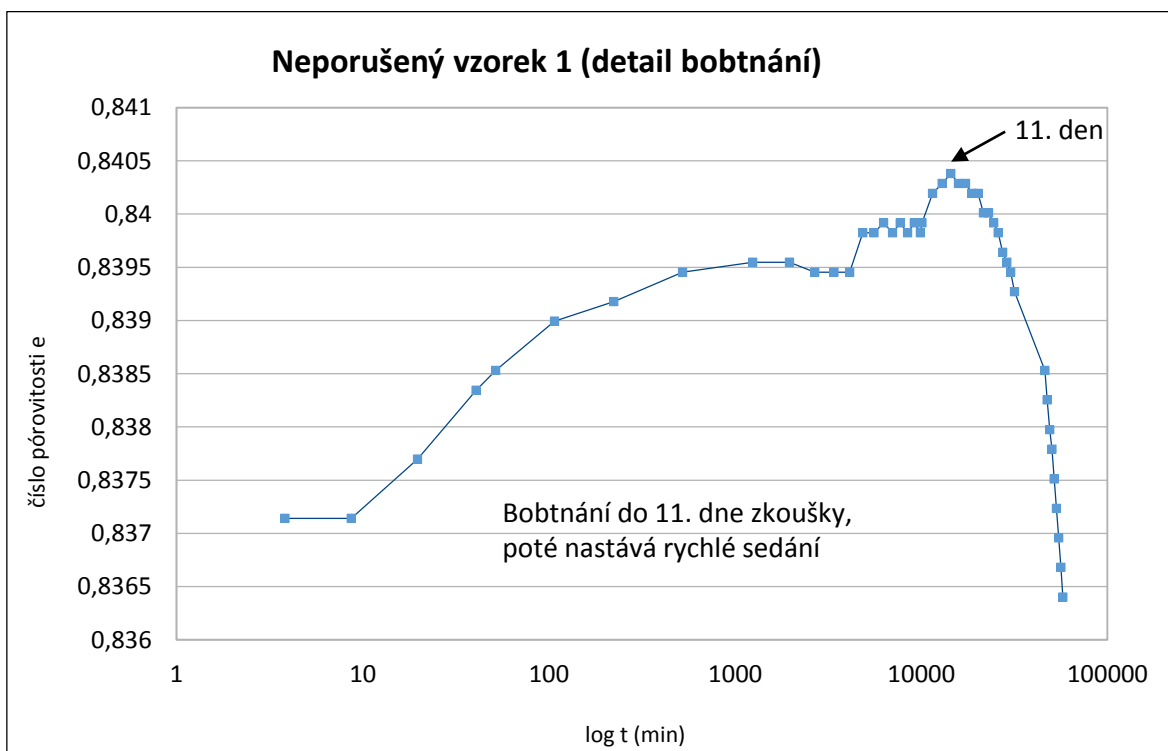
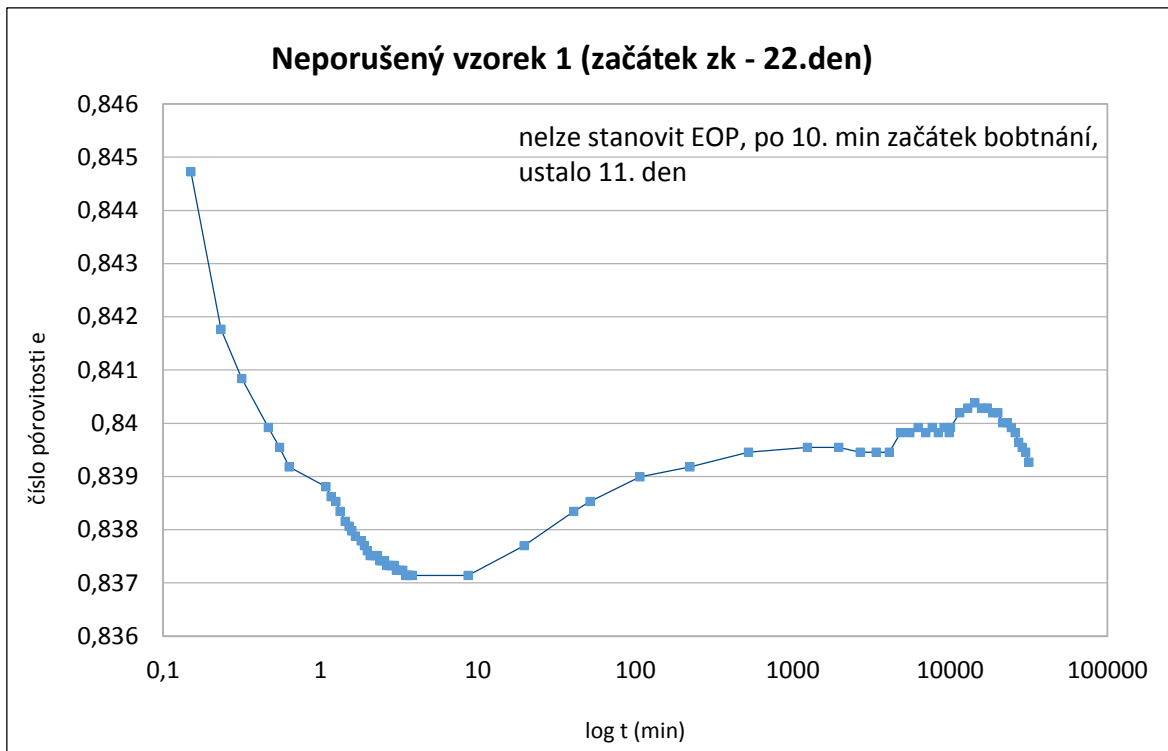
www.mapy.cz

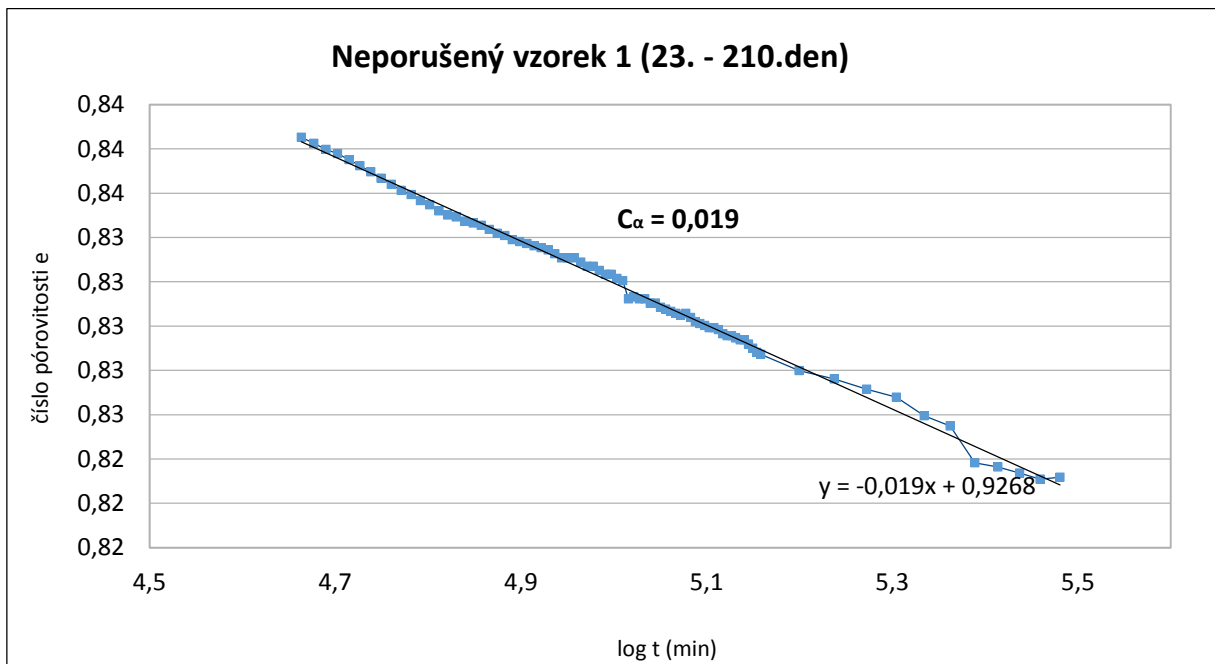
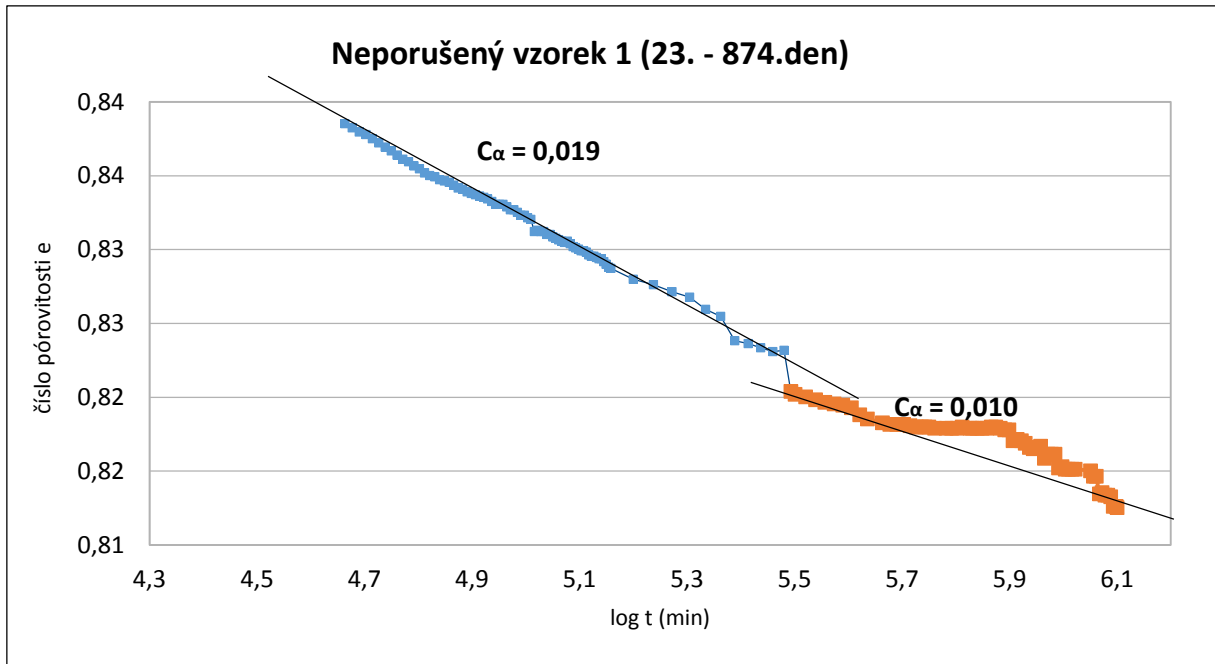
9. PŘÍLOHY

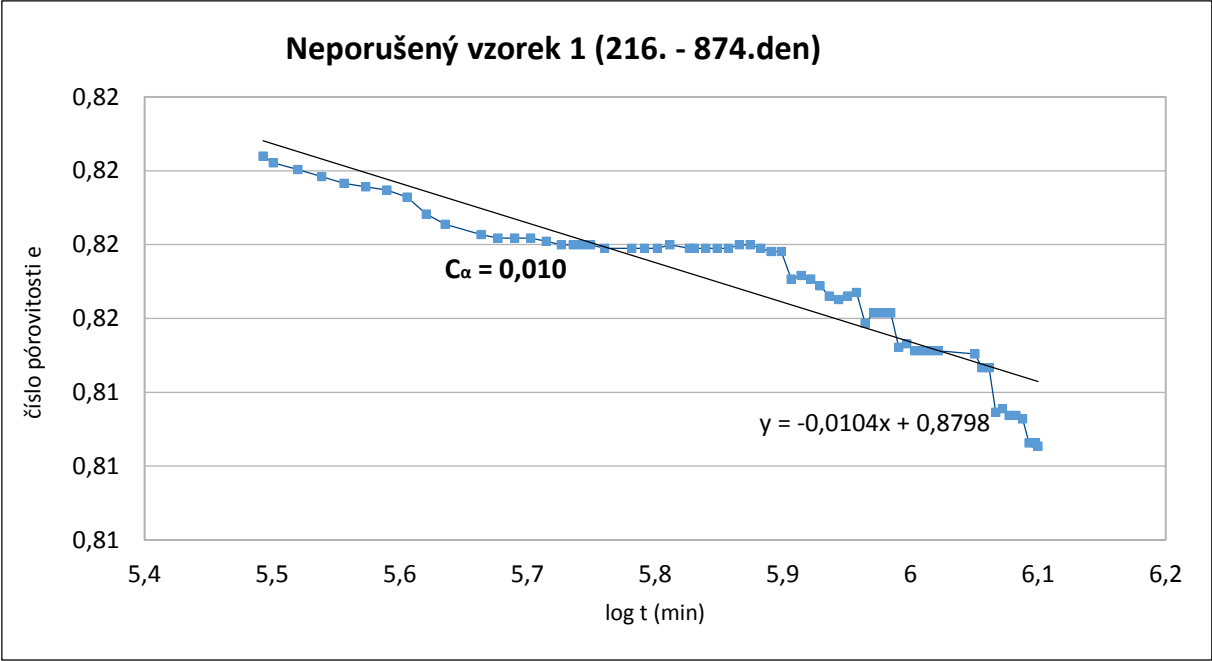
- Příloha číslo 1: Neporušený vzorek 1
- Příloha číslo 2: Neporušený vzorek 2
- Příloha číslo 3: Rekonstituovaný vzorek
- Příloha číslo 4: Srovnání zkoušek
- Příloha číslo 5: Standardní oedometrická zkouška neporušeného vzorku 3
- Příloha číslo 6: RTG difrakční analýza

Příloha číslo 1: Neporušený vzorek 1

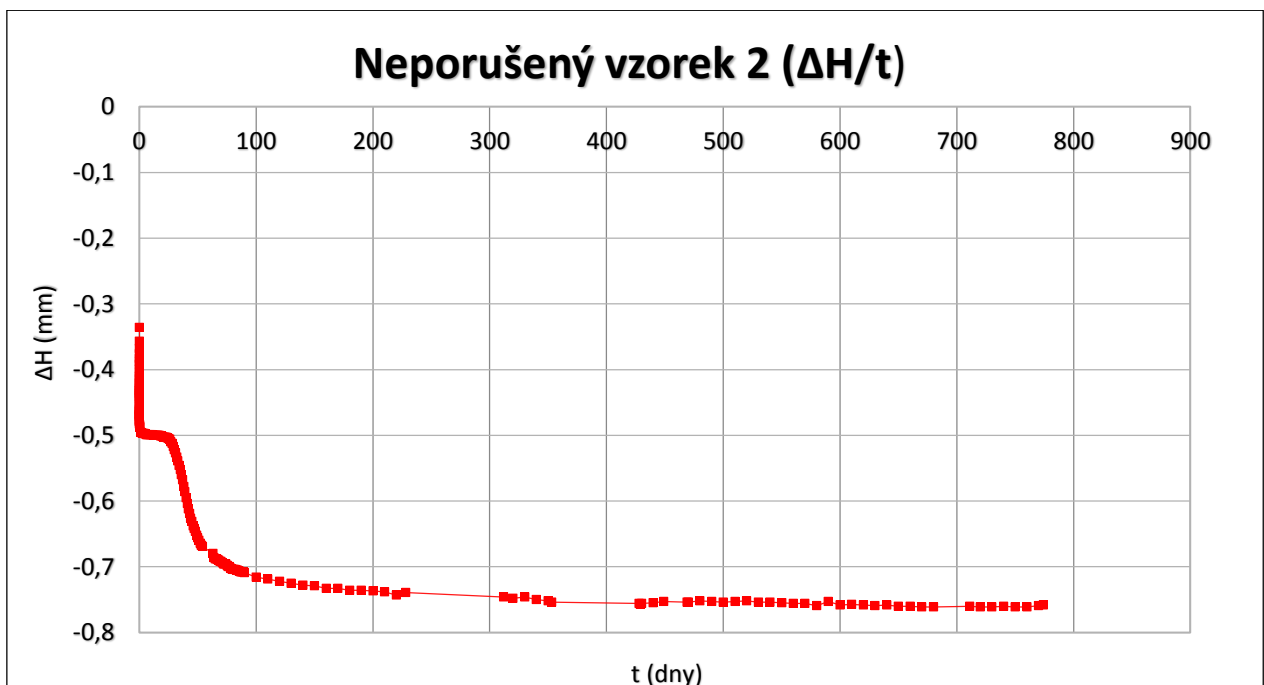
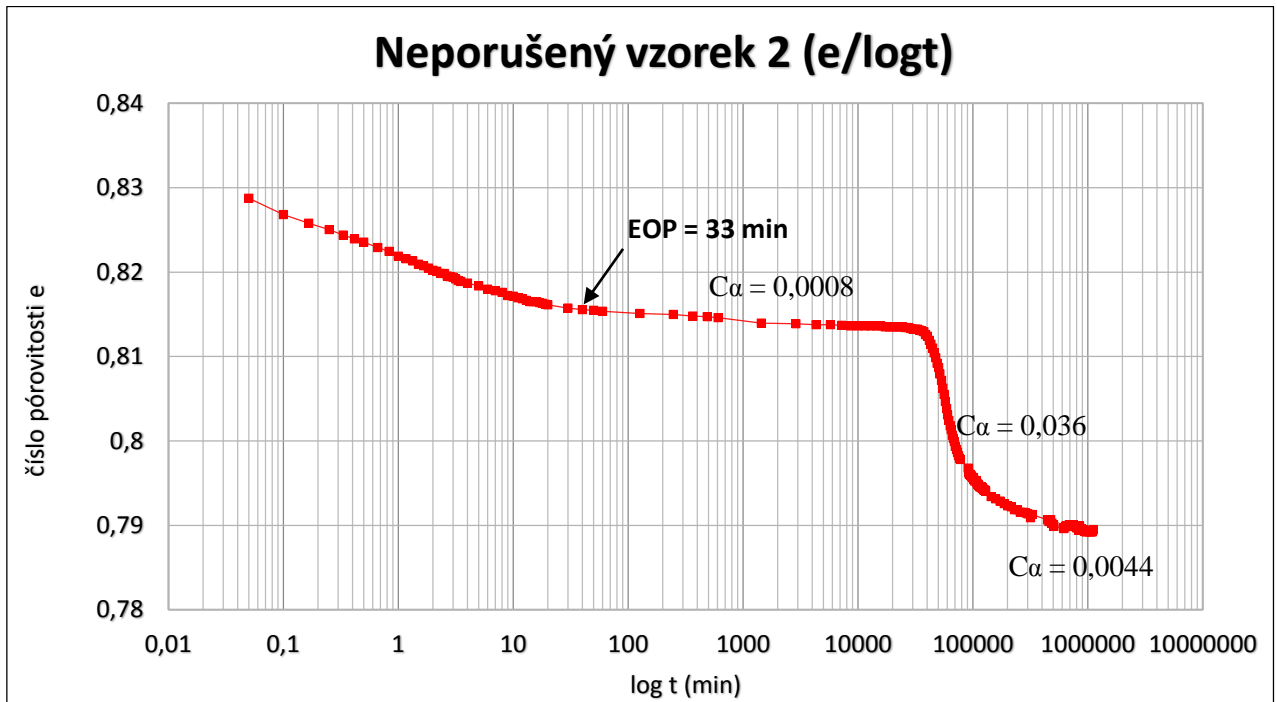


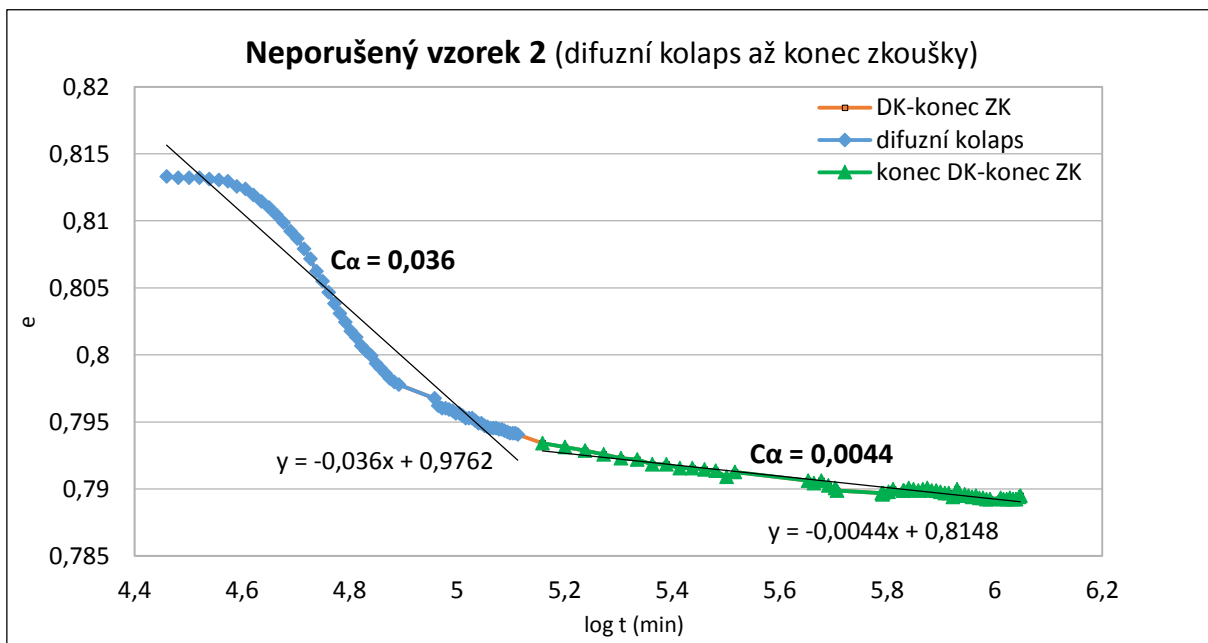
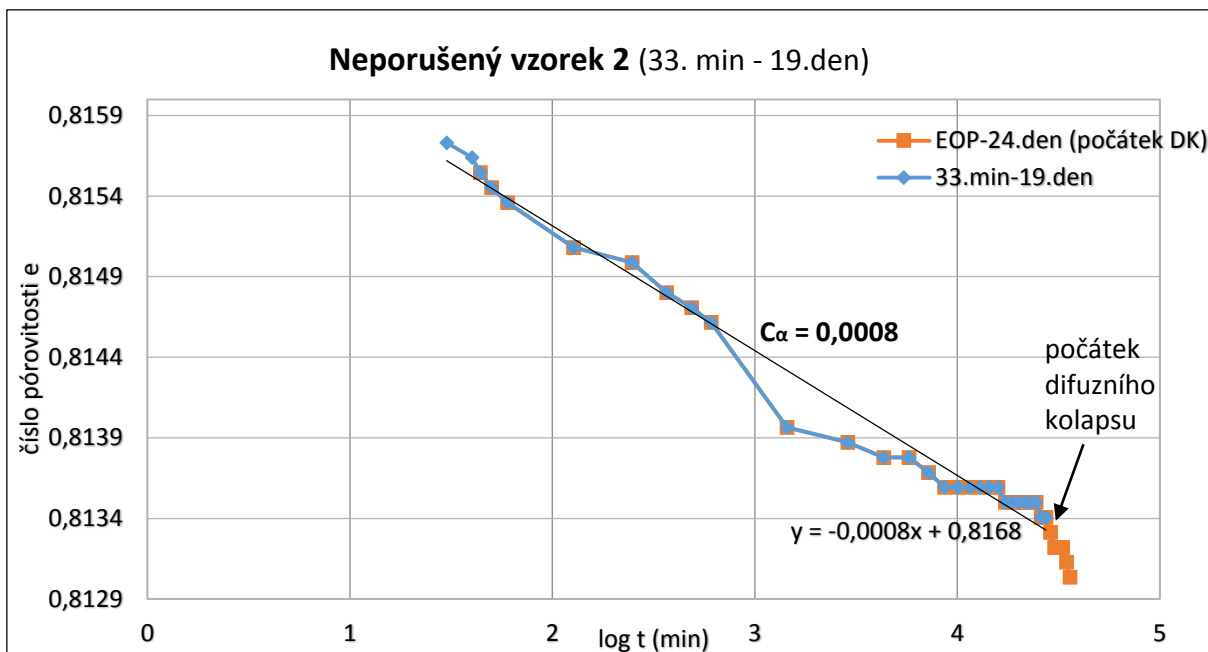




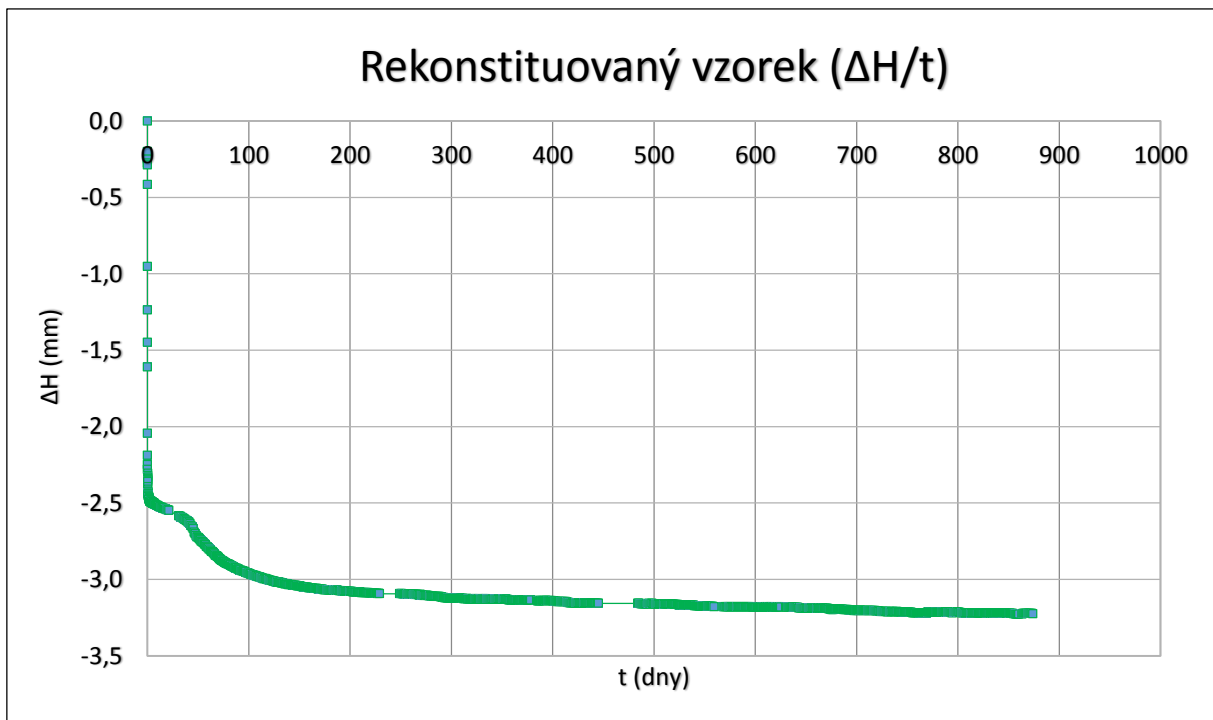
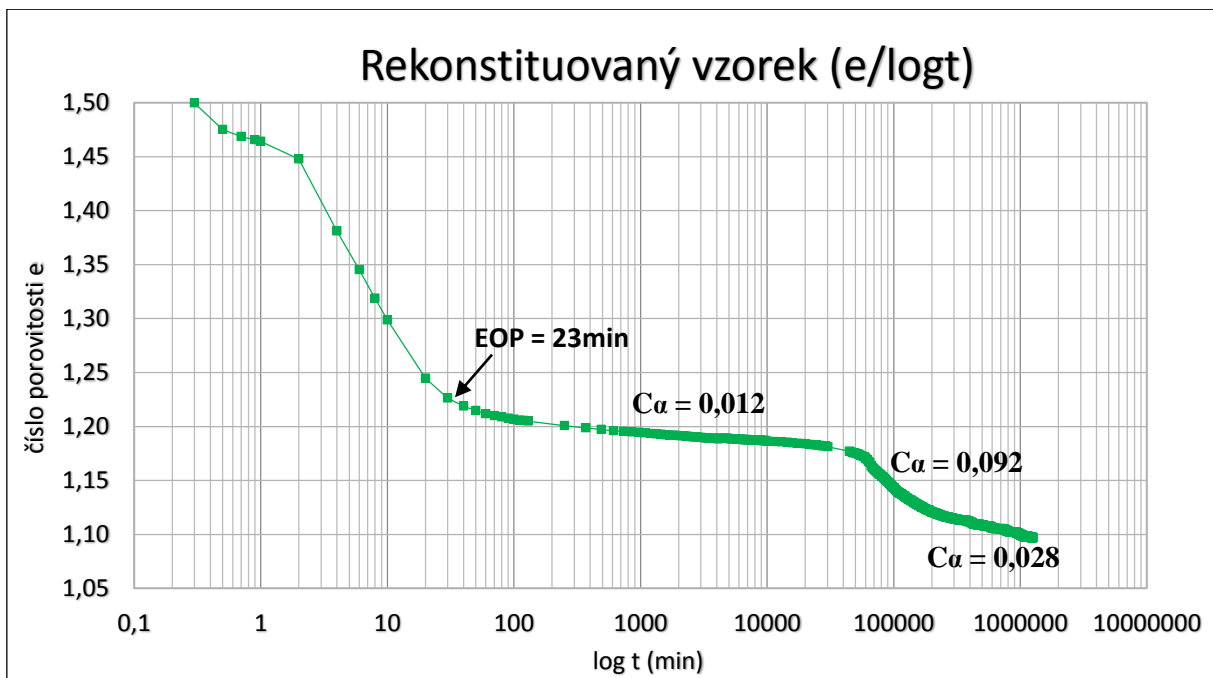


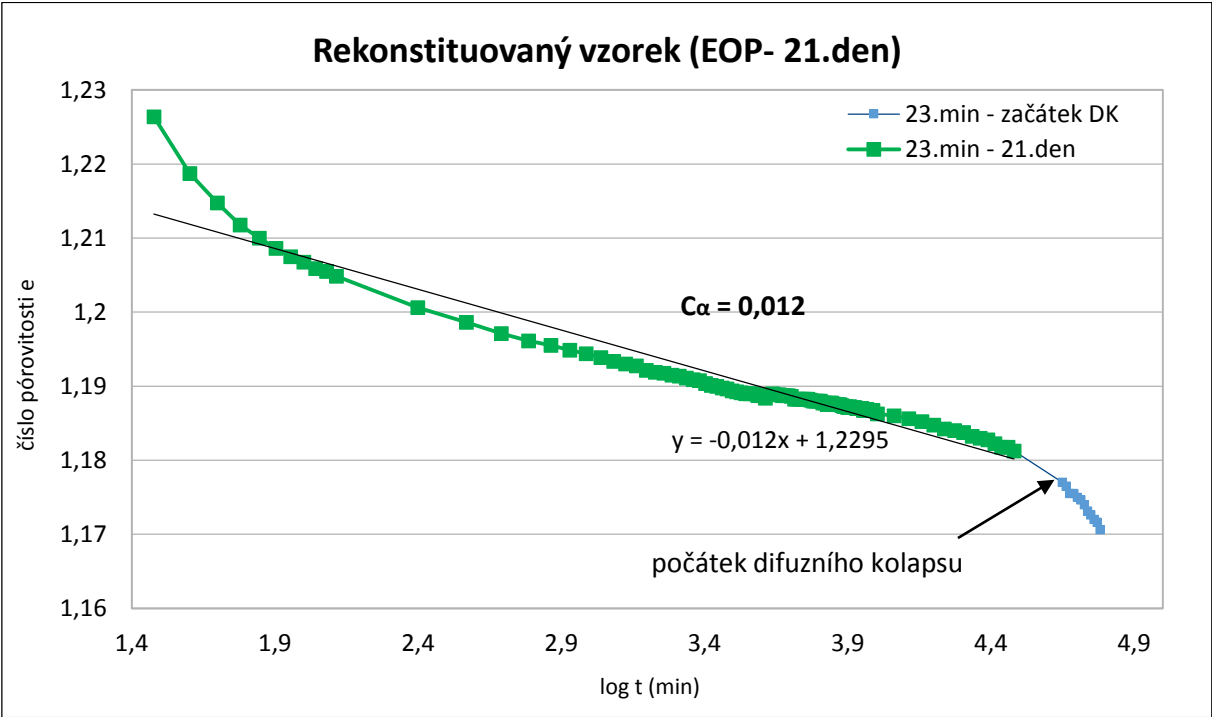
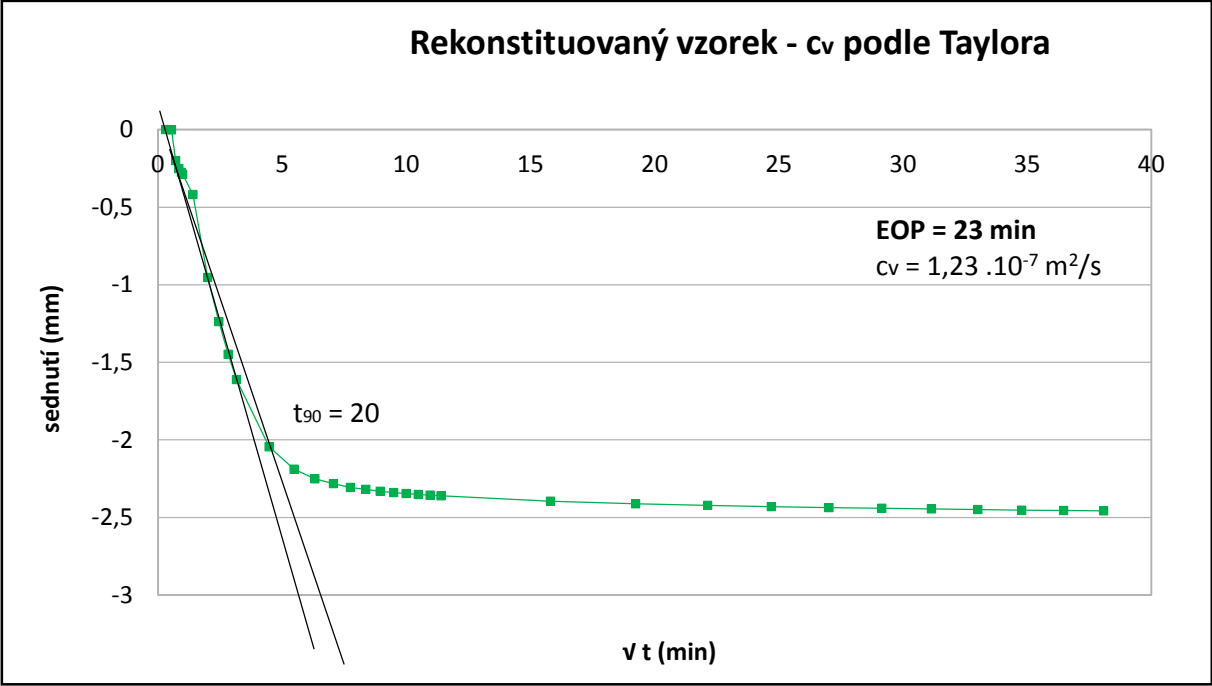
Příloha číslo 2: Neporušený vzorek 2

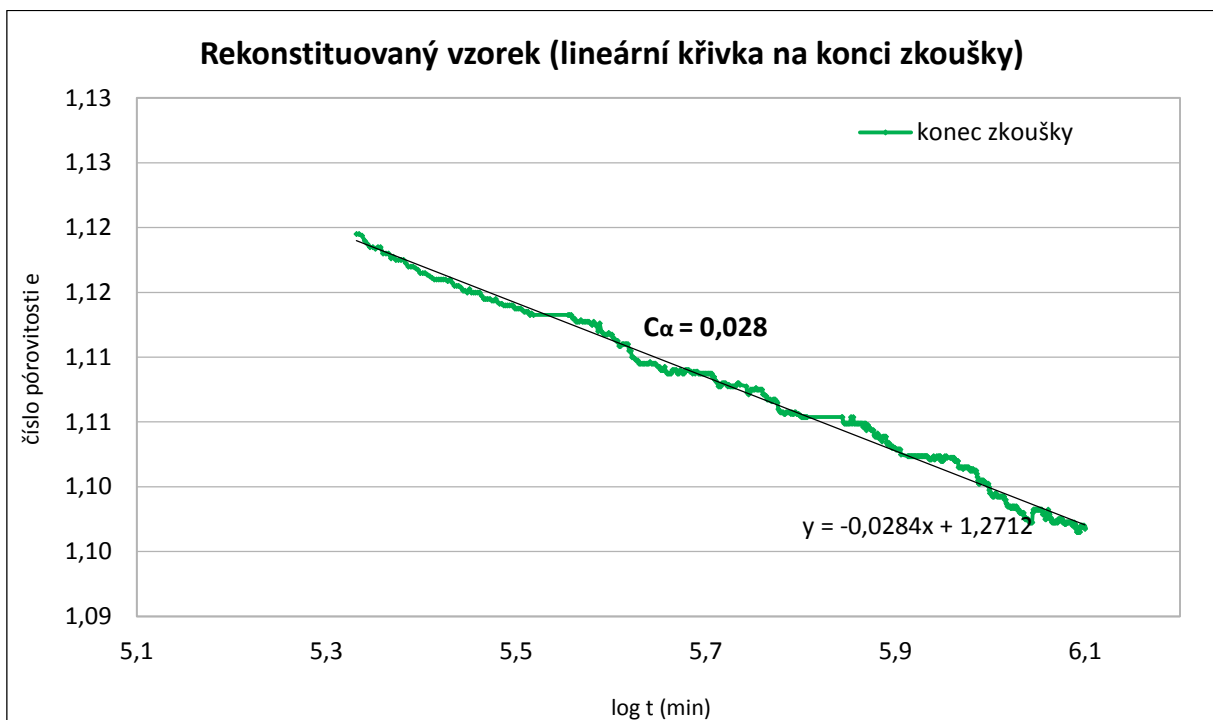
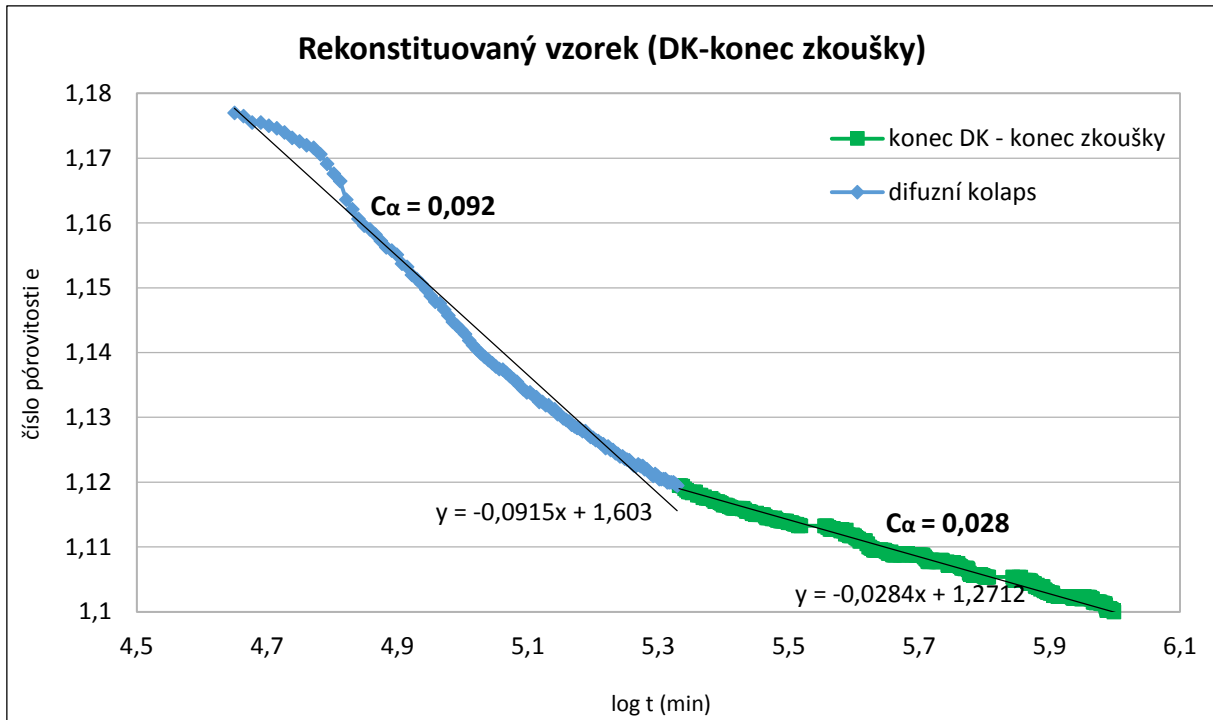




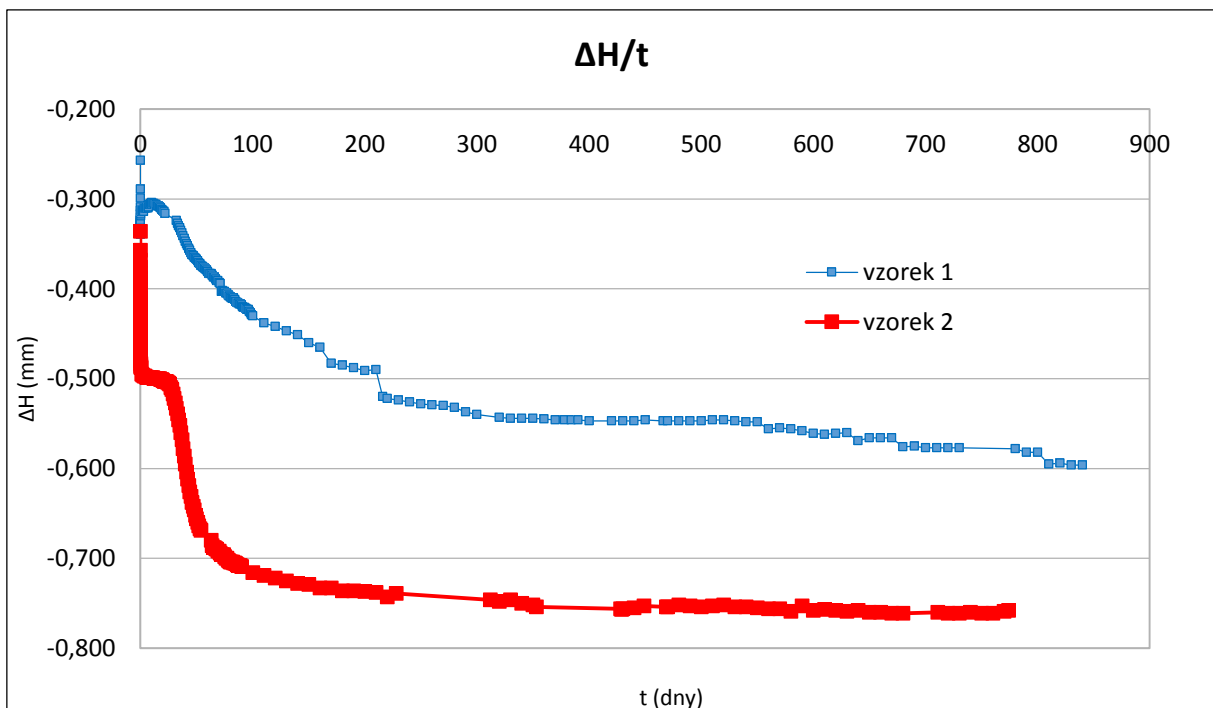
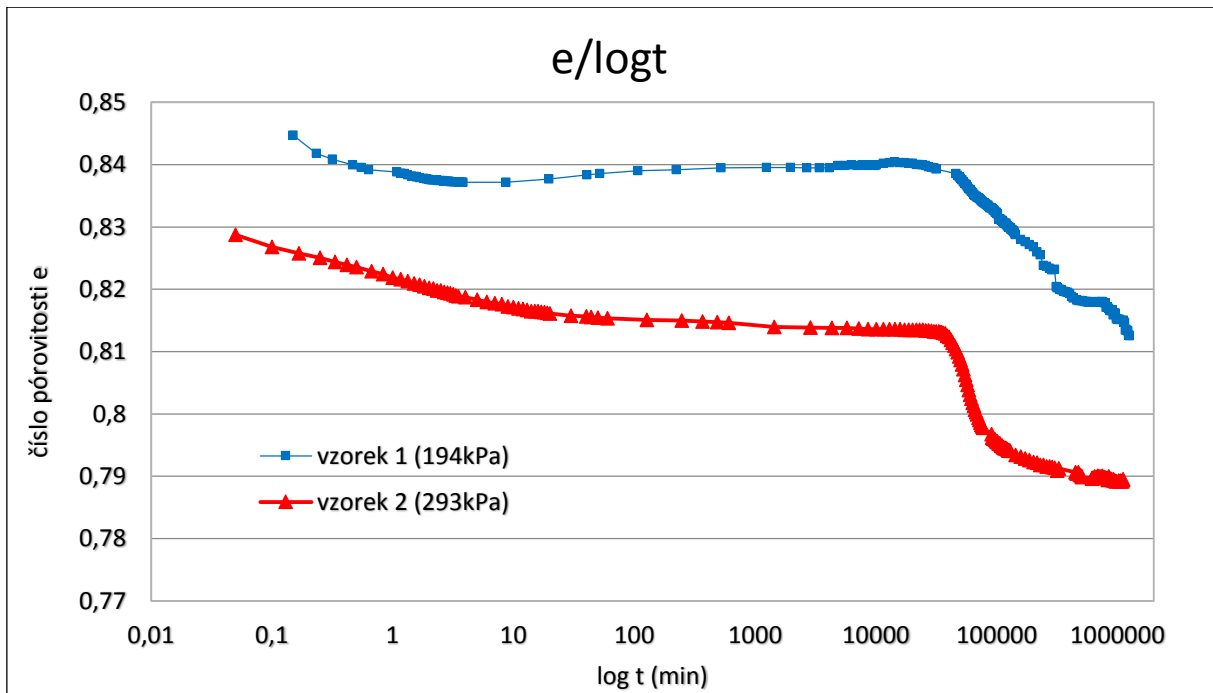
Příloha číslo 3: Rekonstituovaný vzorek



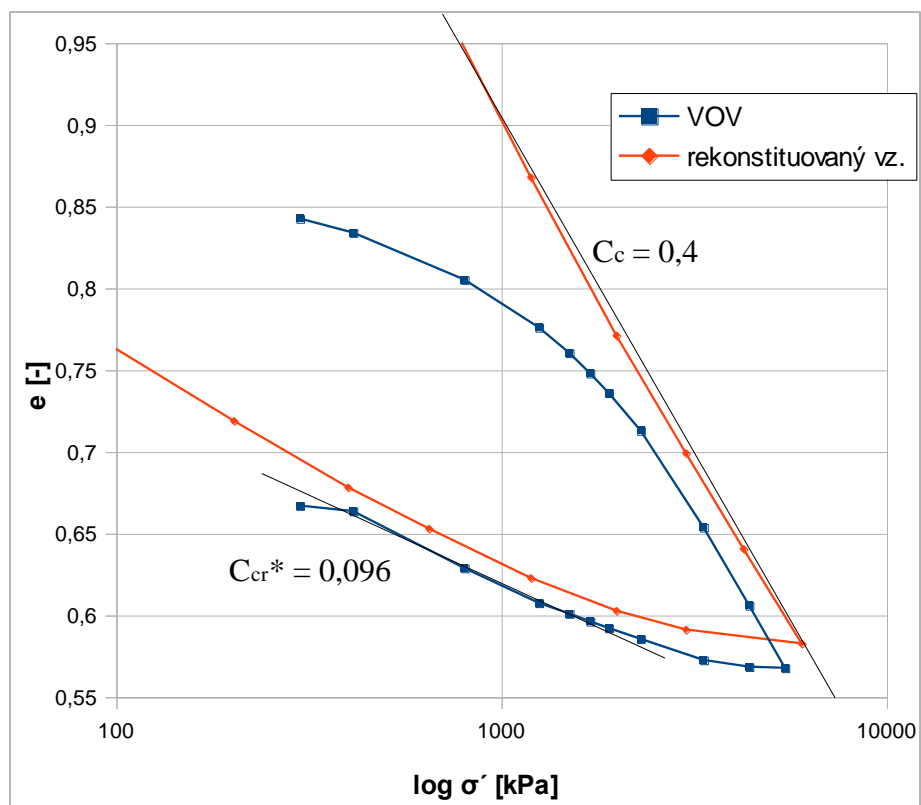




Příloha číslo 4: Srovnání zkoušek



Příloha číslo 5: Standardní oedometrická zkouška neporušeného vzorku 3



Příloha číslo 6: RTG difrakční analýza

