

**Přírodovědecká fakulta UK**  
Oddělení Inženýrské geologie

---



---

# **VLIV VÝPLNĚ TEKTONICKÝCH PORUCH NA DEFORMACE TUNELU**

---

*diplomová práce*

**David MAŠÍN**

---

Vedoucí diplomové práce: **Ing. Jan Boháč, CSc.**  
Odborný konzultant: **Dr.-Ing. Ivo Herle**  
Praha, červen 2001

Tuto Diplomovou práci jsem vypracoval na Ústavu Hydrogeologie, Inženýrské geologie a Užití geofyziky pod vedením Ing. Jana Boháče, CSc. Prohlašuji, že jsem ji vypracoval samostatně, použil pouze své laboratorní zkoušky a převzaté prameny jsem řádně citoval. Souhlasím s jejím zapůjčením ke studijním účelům.

Práce vznikla za podpory projektu COST C7 „Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering“ (projekt OC C7.30).

Je mou milou povinností poděkovat mnohým, kteří mi při přípravě Diplomové práce pomáhali. Zejména Ing. Janu Boháčovi, CSc., kterému děkuji za odborné vedení a pomoc během celého průběhu přípravy Diplomové práce i za hodnotné připomínky při závěrečném zpracování textu a Dr.-Ing. Ivo Herlemu za vedení a pomoc při vypracování části týkající se matematického modelování.

Diplomová práce by ale nemohla vzniknout ani bez pomoci jiných osob. Děkuji RNDr. Jaroslavu Altmanovi a zejména Mgr. Radovanu Chmelařovi za pomoc při získávání materiálu tektonických poruch zastižených v tunelu Mrázovka a za poskytnutí parametrů skalního masivu a technických výkresů tunelového výrubu. Dále prof. Dimitriu Kolymbasovi z Univerzity v Innsbrucku za umožnění provedení velkorozměrových krabicových zkoušek. Děkuji i všem ostatním zainteresovaným osobám, rodičům a všem přátelům, kteří také umožnili vznik této práce.

V Praze  
12.6.2001

David Mašín

# OBSAH:

|  |    |
|--|----|
| 1 Úvod.....  | 5  |
| 2 Směsi zemin .....  | 6  |
| 2.1 Úvod pro směsi zemin.....  | 6  |
| 2.2 Současný stav znalostí.....  | 6  |
| 2.2.1 Vysvětlení chování směsí z pohledu mikrostruktury.....                                     | 6  |
| 2.2.1.1 Pórovitost samotné hrubozrné frakce.....   | 7  |
| 2.2.1.2 Čára kritických stavů pro samotnou hrubozrnou frakci.....                                | 7  |
| 2.2.1.3 Stavový parametr $\psi$ a stavový parametr pro samotnou hrubozrnou frakci $\psi_s$ ..... | 8  |
| 2.2.1.4 Předpokládané chování směsí zemin .....  | 9  |
| 2.2.2 Materiál používaný v pracích jednotlivých autorů.....                                      | 10 |
| 2.2.3 Sledované chování zemin v pracích jednotlivých autorů.....                                 | 11 |
| 2.3 Zkoušky na směsích zemin.....  | 18 |
| 2.3.1 Použitý materiál.....  | 18 |
| 2.3.2 Příprava vzorků.....   | 20 |
| 2.3.3 Použitý přístroj.....  | 20 |
| 2.3.4 Postup zkoušek.....  | 21 |
| 2.3.5 Přehled zkoušek provedených na směsích ostrohranného kameniva s jilem.....                 | 21 |
| 2.3.6 Vyhodnocení.....   | 22 |
| 2.3.6.1 Zjištění maximální pórovitosti hrubozrné frakce.....                                     | 22 |
| 2.3.6.2 Závislost pórovitosti na obsahu jemnozrné frakce.....                                    | 23 |
| 2.3.6.3 Vyhodnocení pevnostních parametrů směsí zemin.....                                       | 24 |
| 2.3.6.3.1 Úhel vnitřního tření.....  | 24 |
| 2.3.6.3.2 Zakřivenost obálek pevnosti.....   | 28 |
| 2.3.6.3.3 Nedrénovaná pevnost.....   | 29 |
| 2.3.6.4 Pracovní diagramy, dráhy napětí a dilatance.....   | 30 |
| 2.3.6.4.1 Dilatance.....   | 30 |
| 2.3.6.4.2 Pracovní diagramy.....   | 31 |
| 2.3.6.4.3 Dráhy napětí.....  | 32 |
| 2.3.6.4.4 Stavový parametr $\psi$ .....  | 33 |
| 2.3.6.5 Čáry kritických stavů celkové a pro samotnou hrubozrnou frakci.....                      | 34 |
| 2.3.6.6 Youngův modul .....  | 35 |
| 2.3.6.7 Vliv zrnitosti hrubozrné frakce.....   | 37 |
| 2.3.7 Diskuse výsledků.....  | 38 |
| 2.3.7.1 Vliv obsahu jemnozrné frakce na chování zeminy.....                                      | 38 |
| 2.3.7.2 Vliv tvaru zrn hrubé frakce na chování směsí zemin.....                                  | 39 |
| 2.4 Dílčí závěr pro směsi zemin.....   | 40 |
| 3 Materiál tektonických poruch.....  | 41 |
| 3.1 Úvod pro materiál tektonických poruch.....   | 41 |
| 3.2 Triaxiální zkoušky na materiálu tektonických poruch .....                                    | 41 |
| 3.2.1 Studovaný materiál tektonických poruch.....  | 41 |
| 3.2.2 Standardní triaxiální zkoušky.....   | 42 |
| 3.2.2.1 Příprava vzorků.....   | 42 |
| 3.2.2.2 Přehled provedených standardních triaxiálních zkoušek.....                               | 43 |
| 3.2.3 Triaxiální zkoušky s lokálními snímači deformace.....                                      | 43 |
| 3.2.3.1 Použitý přístroj.....  | 43 |
| 3.2.3.2 Materiál a příprava vzorků.....  | 43 |
| 3.2.3.3 Přehled provedených triaxiálních zkoušek s instalovanými LVDT měřidly .....              | 44 |
| 3.2.4 Vyhodnocení triaxiálních zkoušek provedených na materiálu tektonických poruch.....         | 44 |
| 3.2.4.1 Vyhodnocení pevnostních parametrů.....   | 44 |
| 3.2.4.1.1 Úhel vnitřního tření.....  | 44 |
| 3.2.4.1.2 Zakřivenost obálek pevnosti.....   | 45 |
| 3.2.4.2 Pracovní diagramy, dráhy napětí a dilatance .....  | 46 |
| 3.2.4.3 Youngův modul.....   | 47 |
| 3.2.4.3.1 Velikost tečného Youngova modulu při malých přetvořeních.....                          | 48 |
| 3.2.4.4 Drcení zrn v průběhu triaxiální zkoušky v oboru vysokých napětí.....                     | 51 |
| 3.3 Velkorozměrové krabicové zkoušky na materiálu tektonických poruch.....                       | 52 |
| 3.3.1 Použitý materiál.....  | 52 |

|         |  |     |
|---------|--|-----|
| 3.3.2   | Použitý přístroj.....  | 53  |
| 3.3.3   | Příprava vzorku.....   | 54  |
| 3.3.4   | Postup zkoušek.....  | 56  |
| 3.3.5   | Přehled velkorozměrových krabicových zkoušek.....                                | 56  |
| 3.3.6   | Vyhodnocení velkorozměrových krabicových zkoušek.....                            | 57  |
| 3.3.6.1 | Vyhodnocení pevnostních parametrů.....   | 57  |
| 3.3.6.2 | Pracovní diagramy a objemové změny během smyku.....                              | 59  |
| 3.3.6.3 | Modul pružnosti.....   | 60  |
| 3.4     | Zhodnocení provedených laboratorních zkoušek – diskuze výsledků.....             | 62  |
| 3.4.1   | Pevnostní charakteristiky.....   | 62  |
| 3.4.1.1 | Závislost úhlu vnitřního tření na obsahu jemnozrné frakce – frakce pod 4 mm..... | 62  |
| 3.4.1.2 | Materiál s frakcí nad 4 mm.....  | 63  |
| 3.4.1.3 | Vrcholový úhel vnitřního tření.....  | 65  |
| 3.4.2   | Deformační charakteristiky.....  | 65  |
| 3.5     | Dílčí závěr pro materiál tektonických poruch.....                                | 66  |
| 4       | Matematické modelování deformací tunelového výrubu.....                          | 67  |
| 4.1     | Úvod pro matematické modelování.....   | 67  |
| 4.2     | Teoretické základy metody konečných prvků.....                                   | 67  |
| 4.3     | Použité programy.....  | 68  |
| 4.4     | Tvorba numerického modelu.....   | 68  |
| 4.4.1   | Geometrie řešené úlohy.....  | 68  |
| 4.4.2   | Modelování postupu ražby.....  | 71  |
| 4.4.2.1 | Horizontální členění výrubu v průběhu ražby.....                                 | 71  |
| 4.4.2.2 | Vertikální členění výrubu v průběhu ražby.....                                   | 72  |
| 4.4.3   | Stanovení optimálního počtu výpočtových kroků.....                               | 73  |
| 4.4.4   | Výsledný výpočtový čas.....  | 74  |
| 4.5     | Parametry ostění tunelu a skalního masívu.....                                   | 74  |
| 4.6     | Vliv zvoleného materiálového modelu.....   | 75  |
| 4.6.1   | Popis použitých modelů.....  | 75  |
| 4.6.1.1 | Model 1.....   | 75  |
| 4.6.1.2 | Model 2.....   | 76  |
| 4.6.1.3 | Model 3a.....  | 76  |
| 4.6.1.4 | Model 3b.....  | 77  |
| 4.6.1.5 | Model 4.....   | 77  |
| 4.6.2   | Modelování biaxiálních zkoušek.....  | 81  |
| 4.6.3   | Modelování chování tunelového výrubu – deformace.....                            | 83  |
| 4.6.3.1 | Vliv pevnostních charakteristik.....   | 84  |
| 4.6.3.2 | Vliv deformačních charakteristik.....  | 84  |
| 4.6.4   | Velikost sledovaných veličin v celém okolí výrubu.....                           | 87  |
| 4.7     | Vliv materiálu tektonické poruchy a postupu ražby.....                           | 95  |
| 4.7.1   | Použité materiálové parametry.....   | 95  |
| 4.7.2   | Modelované deformace.....  | 96  |
| 4.7.3   | Vliv členění výrubu při ražbě.....   | 96  |
| 4.7.4   | Vliv materiálu tektonické poruchy.....   | 97  |
| 4.8     | Dílčí závěr pro matematické modelování.....                                      | 98  |
| 5       | Závěr.....   | 100 |
| 6       | Seznam použité literatury.....   | 103 |
| 7       | Přílohy.....   | 104 |

# 1 ÚVOD

Podnět pro vypracování této práce dala ražba tunelu Mrázovka, který je součástí vnitřního pražského silničního okruhu. Tunel byl ražen v tektonicky postižených horninách. Tektonické postižení mělo za následek vznik tektonických poruch mocných až několik metrů. Tyto zóny způsobovaly problémy při ražbě tunelu. Jejich výplň má charakter zeminy, tvořené jílovitou až prachovitou matricí, v níž jsou obsaženy ostrohranné ploché úlomky hornin okolního masivu.

Tato práce si klade za cíl popsat mechanické vlastnosti výplně takovýchto tektonicky porušených zón a pomocí matematického modelování určit jejich vliv na deformace tunelu. Přestože mají tektonicky postižené zóny významný vliv na výsledné deformace tunelu (Chmelař, 2001), jejich vlastnostmi se podrobně zatím nikdo nezabýval.

V rámci této práce byl studován materiál z několika porušených zón a ukázalo se, že jejich zrnitostní složení je značně variabilní. Jak ukazují mnohé práce citované dále v textu, závisí vlastnosti zeminy významně na obsahu jemnozrné frakce. V těchto pracích jsou skutečné zeminy modelované pomocí směsí hrubozrných zemin s oblými úlomky (většinou křemenný písek) s jemnozrnou frakcí různého charakteru. Protože je ovšem hrubá frakce materiálu tektonicky postižených zón tvořena ostrohrannými úlomky, bylo nutno na modelovém materiálu provést studii, která by vyhodnotila rozdíly v chování směsí zemin tvořených ostrohrannými a oblými úlomky. Tato studie tvoří první část diplomové práce.

V druhé části Diplomové práce jsou shrnuty výsledky studia skutečného materiálu tektonických poruch. Zkoušelo se více materiálů o různém zrnitostním složení. Kromě standardních triaxiálních zkoušek se pro získání přesnějších informací o chování skutečného materiálu tektonických poruch provedly triaxiální zkoušky s lokálními snímači deformace, pomocí nichž se měřila tuhost při malých přetvořeních. Dále se provedly zkoušky ve velkorozměrovém krabicovém přístroji na Univerzitě v Innsbrucku (velikost 1x1 m), které pomohly objasnit vliv nejhrubší frakce na mechanické vlastnosti. Laboratorní zkoušky pak byly souhrnně zhodnoceny s využitím výsledků studia směsí zemin.

Ve třetí části diplomové práce se deformace tunelu ovlivněného tektonickou poruchou matematicky modelovaly metodou konečných prvků. Byly využity materiálové parametry zjištěné v druhé části diplomové práce. Matematické modelování mělo dva cíle. Jednak objasnění vlivu zvoleného materiálového modelu. Bylo modelováno povrchové změkčení, byly porovnávány výsledky při použití konstantního Youngova modulu a modulu závislého na napětí. Nejsložitější model zahrnuje i změnu modulu s deviátorovým přetvořením. Je tak modelována vyšší tuhost materiálu při malých přetvořeních. Druhá část matematického modelování ukazuje vliv rozdílného materiálu tektonické poruchy při jednom zvoleném materiálovém modelu. V této části je hodnocen i vliv rozdílného členění výrubu v průběhu ražby.

## **2 SMĚSI ZEMIN**

### **2.1 ÚVOD PRO SMĚSI ZEMIN**

V této části práce jsou shrnuty poznatky získané v průběhu studia chování směsí zemin. Směsi zemin rozumíme uměle připravené zeminy, které vznikly smícháním určitého podílu jemnozrnné a hrubozrnné frakce za účelem modelování zemin skutečných. Ty mají ve většině případů pozvolnou křivku zrnitosti a bývají v nich zastoupeny všechny zrnitostní složky. Toto zjednodušení reality se jeví jako opodstatněné z toho důvodu, že vlastnosti jemnozrnné a hrubozrnné frakce jsou diametrálně odlišné. Chování zemin je pak ovlivněno vzájemným zastoupením těchto frakcí. Studium takovýchto směsí se v minulých letech zabývalo relativně velké množství vesměs zahraničních autorů. Všechny dostupné práce, které se zabývají směsí zemin ovšem studují vlastnosti takových směsí, kde hrubozrnná frakce je tvořena oblými zrny. Většinou se jedná o písčité zeminy, kde jsou zrna tvořena zejména křemenem.

Studium takovýchto směsí probíhalo v minulých letech v několika etapách i na Přírodovědecké fakultě UK (Boháč, 1997; Boháč a Kárník, 1998; Boháč et al., 1998; Mašín, 1999). Tato práce má za cíl souhrnně zhodnotit výsledky laboratorních zkoušek provedených v minulých etapách výzkumu, a zejména pak navázat na tyto výzkumy studiím takových směsí zemin, kde je hrubozrnná frakce tvořena ostrohrannými úlomky hornin na rozdíl od oblých úlomků písčité zeminy. Výsledky studia směsí tvořených ostrohrannými úlomky jsou v dalších částech práce využity pro hodnocení vlastností výplně tektonických poruch a následně pro posouzení vlivu těchto poruch na deformace tunelového výrubu.

### **2.2 SOUČASNÝ STAV ZNALOSTÍ**

Jak bylo již řečeno, studiím směsí zemin, kde je hrubá frakce tvořena oblými úlomky se v poslední době zabývalo větší množství autorů. Výsledky těchto výzkumů jsou shrnuty v této kapitole.

#### **2.2.1 Vysvětlení chování směsí z pohledu mikrostruktury**

Zeminu je třeba chápat komplexně. Skládá se ze souboru jednotlivých zrn a vzájemně se ovlivňujících vyšších strukturních jednotek. Mechanismy, které ovlivňují chování směsí zemin na různých měřítkových úrovních, společně ovlivňují chování zeminy jako celku. Studium vlivu jednotlivých mechanismů na celkové chování zeminy je ovšem obtížné, proto je většinou uplatňován postup, kdy je zemina studována jako celek a z výsledku takovýchto výzkumů je pak usuzováno na vliv zákonitostí, které působí na nižších měřítkových úrovních.

Když na vzorek zeminy působí vnější síly, jsou tyto síly v zemině přenášeny jednotlivými zrny, popřípadě vyššími strukturními jednotkami. Tyto strukturní jednotky přenášejí řetězec vnitřních sil pomocí aktivních kontaktů mezi zrny, které přenášejí normálové a smykové síly. Na hranicích mezi jednotlivými strukturními jednotkami se pak objevuje klouzání a rotace částic. Pokud se změní vnější zatížení, změní a reorientují se i aktivní kontakty až do chvíle, kdy je v ideálním případě dosažen stacionární stav. Při něm další deformace nemění velikost aktivních kontaktů a zemina pak v prostoru smykové zóny již nemění svůj objem.

Mechanické vlastnosti zeminy jsou tedy výrazně ovlivněny její mikrostrukturou. Představme si nyní ideální případ, kdy je zemina tvořena kulovými částicemi o stejném průměru uspořádanými rovnoměrně do kubické mřížky. Pokud na takovouto soustavu působí vnější zatížení, všechny částice se spolupodílí na silovém řetězci a přenášejí smykové a normálové síly. Pokud si představíme soustavu tvořenou stejnými částicemi ovšem v oktaedrickém uspořádání, bude řetězec vnitřních sil odlišný a stejně tak bude odlišná pórovitost takového materiálu. Pórovitost je možno v tomto případě použít jako míru aktivních kontaktů mezi zrny.

Přímé přenesení tohoto konceptu na skutečné zeminy není jednoduché. Ty obsahují částice v širokém rozmezí velikosti a tvaru, které jsou nahodile uspořádány. Z tohoto důvodu lze předpokládat, že ne všechny částice se mohou aktivně podílet na přenášení sil v zemině. Pouze určitá část částic může aktivně působit ve vytváření silového řetězce v zemině, ostatní částice se na tomto přenášení sil v zemině podílí jen mnohem méně významnou měrou. V tomto případě tedy pórovitost zeminy je pouze přibližnou mírou aktivních kontaktů v řetězci vnitřních sil.

Pro směsi zemin nelze tedy dobře použít celkovou pórovitost jako míru aktivních kontaktů. V případě těchto zemin je představa taková, že drobné částice jemnozrné frakce budou v průběhu deformace mít tendenci obsazovat pozice uvnitř relativně velikých pórů mezi zrny hrubozrné frakce (velikost takových pórů jsou stovky mikrometrů). Částice jemnozrné frakce se pak nebudou moci výrazněji podílet na přenášení sil v silovém řetězci uvnitř zeminy, a tudíž nebudou výrazněji ovlivňovat její mechanické vlastnosti. Tato představa bude platit až do určité prahové hodnoty obsahu jemnozrných částic. Pokud bude obsah jemnozrných částic větší než tato prahová hodnota, zaplní všechny póry mezi částicemi hrubozrné frakce a oddělí od sebe kontakty mezi hrubými zrny. V tomto případě budou v silovém řetězci v zemině působit hlavně částice jemnozrné frakce, přičemž částice hrubozrné frakce budou „plavat“ v jemnozrné matici a nebudou pak výrazněji ovlivňovat mechanické vlastnosti takové zeminy.

Složitější otázkou je, jakou velikost částic lze považovat za přechod mezi hrubou a jemnou frakcí. Částice jemnozrné frakce budou v této práci definovány tak, že jejich velikost je významně menší než je velikost pórů v hrubozrnném skeletu. Vzhledem k odlišnému charakteru jemnozrné a hrubozrné frakce se budou od sebe lišit i mechanickými vlastnostmi.

### 2.2.1.1 Pórovitost samotné hrubozrné frakce

Jak již bylo řečeno, lze předpokládat, že v případě menšího obsahu jemnozrných částic, než je určitá prahová hodnota, se tyto částice nebudou významněji podílet na mechanických vlastnostech zeminy jako celku. V tomto případě je možno objem, jenž zabírají v zemině jemnozrné částice, považovat za součást pórů mezi částicemi hrubozrné frakce. Pokud zanedbáme rozdíl v objemové hmotnosti částic hrubozrných a jemnozrných, pak pro jednotkový objem pevných částic v zemině, která obsahuje určité procento jemnozrných částic (FC) bude objem jemnozrných částic  $FC/100$  a objem hrubších zrn  $1-FC/100$ . Potom můžeme definovat číslo pórovitosti samotné hrubozrné frakce  $e_s$  jako poměr objemu pórů plus objemu jemnozrných částic k jednotkovému objemu hrubších zrn:

$$e_s = [e + (FC/100)] / [1 - (FC/100)] \quad (1)$$

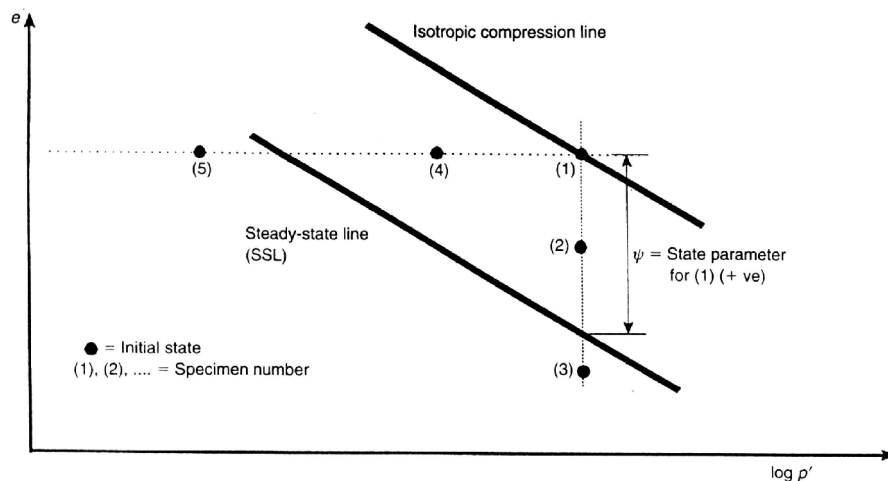
kde  $e$  je celkové číslo pórovitosti zeminy. Použijeme-li analogii s představou kulových částic v pravidelném uspořádání, můžeme pórovitost samotné hrubozrné frakce považovat za míru aktivních kontaktů mezi zrny hrubozrné frakce. Ty ovšem přenášejí, podle popsané představy, většinu normálových a smykových sil v silovém řetězci v zemině, a proto je možno číslo pórovitosti  $e_s$  použít jako míru aktivních kontaktů ve směsi zemin.

### 2.2.1.2 Čára kritických stavů pro samotnou hrubozrnnou frakci

V prostoru  $\log p' / e$ , kde  $p'$  je střední hlavní efektivní napětí v zemině  $p' = 1/3 (\sigma'_a + 2\sigma'_r)$  je možno definovat čáru kritických stavů, která spojuje body náležející kritickému stavu zeminy. Podle zmiňované teorie však tato čára bude závislá na obsahu jemnozrné frakce, protože parametr  $e$  nevyjadřuje s dostatečnou přesností míru aktivních kontaktů v zemině. Z toho důvodu se jeví vhodné definovat čáru kritických stavů pro samotnou hrubozrnnou frakci, která vyjadřuje závislost  $e_s$  na  $\log p'$  pro kritické stavy zeminy. Až do prahové hodnoty, kdy jemnozrné částice zaplní zcela póry mezi částicemi hrubozrné frakce, by tato čára neměla být závislá na obsahu jemnozrné frakce a měla by být totožná s čárou kritických stavů pro samotný písek, jehož  $e$  je rovno  $e_s$  pro směs zemin (viz odstavce 2.2.1.3, Obr. 2).

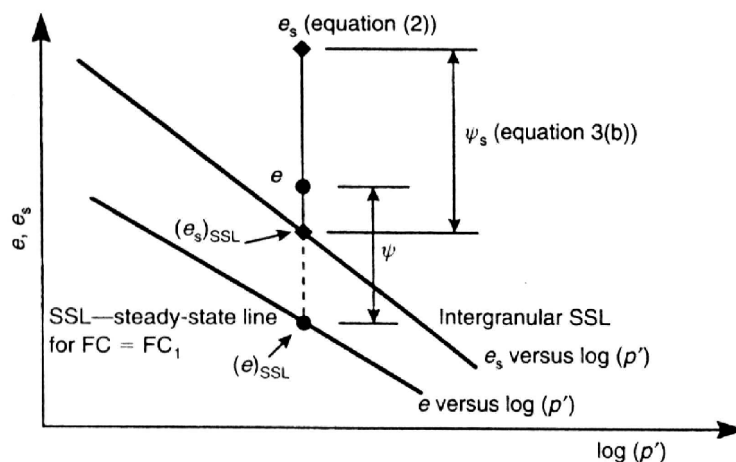
### 2.2.1.3 Stavový parametr $\psi$ a stavový parametr pro samotnou hrubozrnnou frakci $\psi_s$

V průběhu deformace dochází ke změnám aktivních kontaktů. Definoval se již parametr  $e$  (respektive  $e_s$  pro směsi zemin), který vyjadřuje míru aktivních kontaktů v případě konečného stadia deformace, kdy již nedochází k objemovým změnám na smykové zóně. Nyní je třeba ještě definovat parametr, který bude vyjadřovat změnu aktivních kontaktů v průběhu deformace. Jako vhodný se jeví stavový parametr  $\psi$ , který zavedli Been & Jefferis (1985). Ten vyjadřuje vzdálenost čáry kritických stavů od čáry isotropní konsolidace ve směru osy  $e$ , které jsou podle teorie kritických stavů v prostoru  $e/\log p'$  přímkové a rovnoběžné. Parametr  $\psi$  tedy také vyjadřuje velikost dilatance (resp. kontraktance) v průběhu smykové zkoušky (Obr. 1).



Obr. 1: Stavový parametr  $\psi$  (Thevanayagam a Mohan, 2000)

Stejně, jako se definovali parametry  $e$  a  $e_s$ , a konstatovalo se, že parametr  $e_s$  je vhodným parametrem pro vyjádření míry aktivních kontaktů ve směsi zemin, je možno definovat parametr  $\psi_s$  jako vzdálenost čáry kritických stavů pro samotnou hrubozrnnou frakci od čáry isotropní konsolidace pro samotnou hrubozrnnou frakci ve směru osy  $e$ . Tento parametr by potom měl být, stejně jako parametr  $e_s$ , až do určité prahové hodnoty relativně nezávislý na obsahu jemnozrnné frakce (Obr. 2).

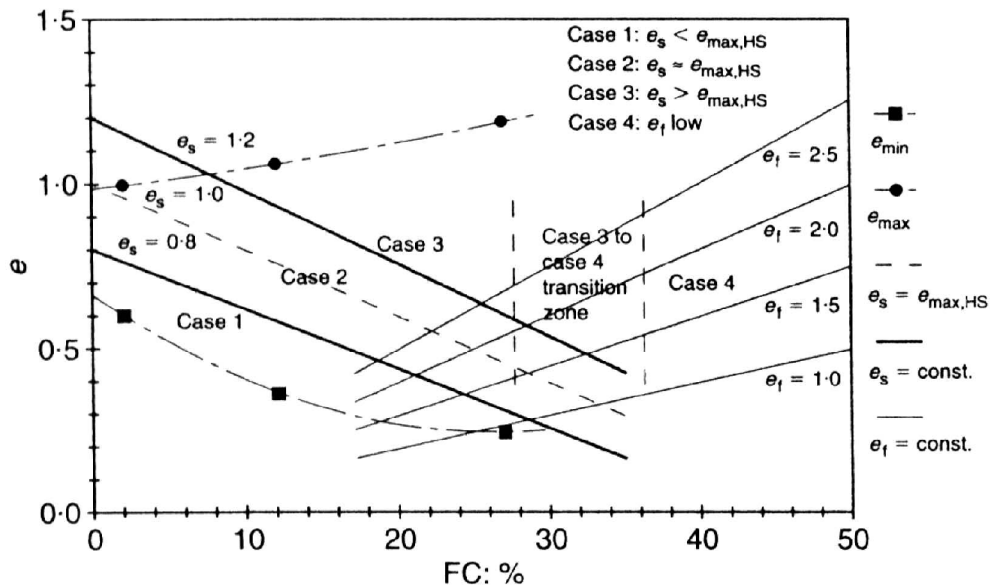


Obr. 2: Čára kritických stavů globální a pro samotnou hrubozrnnou frakci, parametry  $\psi$  a  $\psi_s$  (Thevanayagam a Mohan, 2000)



### 2.2.1.4 Předpokládané chování směsí zemin

Na Obr. 3 jsou zobrazeny linie znázorňující velikost  $e_s$  vypočtenou podle rovnice (1) jako funkce obsahu jemnozrné frakce. Dále jsou zde znázorněny křivky, které vyznačují maximální a minimální číslo pórovitosti pro směs zemin, vždy při použití stejné hrubozrné frakce s různým poměrem frakce jemnozrné. V tomto případě je maximální číslo pórovitosti samotného písku  $e=1$ . Pomocí tohoto diagramu lze odhadnout velikost  $e_s$  pro libovolnou hodnotu  $e$  a FC. Diagram je vhodný pro ilustrování efektu velikosti  $e$  a FC na chování směsí zemin. Podle toho, v jaké pozici se v tomto diagramu vyskytuje daná zemina, lze usoudit na její předpokládané chování. V diagramu je možno vyčlenit čtyři základní případy, kde se daná zemina může vyskytovat.



Obr. 3: Diagram závislosti  $e$  na FC s vyznačením základních případů chování směsí zemin v závislosti na obsahu jemnozrné frakce (Thevanayagam a Mohan, 2000)

**Případ 1:** Nastává v případě nízkého čísla pórovitosti nebo nízkého obsahu jemnozrné frakce. V tomto případě je  $e_s < e_{\max, HS}$ , kde  $e_{\max, HS}$  je maximální pórovitost samotného písku. Díky relativně vysoké stlačitelnosti jemnozrné frakce v porovnání se stlačitelností hrubozrného skeletu lze předpokládat, že většina jemnozrných částic obsadí pozice v mezerách mezi hrubými částicemi, aktivní kontakty budou pak pouze mezi částicemi hrubozrného skeletu. Napěťodeformační chování budou ovlivňovat hrubozrné částice, vlivem jemnozrných částic bude malý. Pro všechny vzorky spadající pod případ 1 by měla existovat jediná čára kritických stavů pro samotnou hrubozrnou frakci, jednotlivé vzorky však budou mít rozdílnou čáru kritických stavů. Stejně tak by vzorky měly mít stejný parametr  $\psi_s$ , ale rozdílné parametry  $\psi$ .

**Případ 2:** V případě středních čísel pórovitosti nebo obsahu jemnozrné frakce, kdy  $e_s$  je přibližně rovno  $e_{\max, HS}$ , by byl hrubozrný skelet již nestabilní bez podpory jemnozrných částic. V tomto případě již mohou jemnozrné částice oddělovat kontakty mezi hrubými částicemi, a proto se již podílí na mechanických vlastnostech zeminy. Chování zeminy může být citlivé na počáteční napětí v zemině, což je jev, kterým se vyznačují právě zeminy tvořené jemnozrnými částicemi. Pro různé vzorky z této oblasti nebude existovat jednotná čára kritických stavů a i čáry kritických stavů pro samotnou hrubozrnou frakci se již pro jednotlivé vzorky začnou odlišovat. Stejně tomu bude i v případě parametrů  $\psi$  a  $\psi_s$ .

**Případ 3:** V tomto případě je  $e_s > e_{\max, HS}$ . Tento případ tedy nastává při vyšších číslech pórovitosti a vyšším obsahu jemnozrné frakce. Jemnozrné částice budou hrát aktivní roli

v oddělování kontaktů mezi hrubými zrny a mechanické vlastnosti zeminy budou obdobné vlastnostem samotné jemnozrné frakce.

**Případ 4:** V tomto případě dojde k tomu, že hrubší zrna „plavou“ v jemnozrné matici a mechanické chování zeminy je ovlivňováno v podstatě jen jemnozrnou frakcí, frakce hrubozrná má na chování zeminy minimální vliv. Autoři této představy předpokládají v tomto případě možnost snížení pórovitosti samotné jemnozrné frakce pod pórovitost, kterou by měl jíl bez hrubozrné příměsi, a možnost opětovného nárůstu pevnosti.

Z Obr. 3 je také patrné, že regiony, které vymezují jednotlivé případy chování, nezávisí pouze na číslu pórovitosti a obsahu jemnozrné frakce, ale také na vlastnostech čistého písku, speciálně na jeho maximální pórovitosti ( $e_{\max, HS}$ ). Pro vyšší  $e_{\max, HS}$  u čistého písku dojde k přechodovému chování při vyšším  $e$  a FC, než pro nižší  $e_{\max, HS}$ . Toto konstatování vychází z citované teorie: pokud  $e_s \approx e_{\max, HS}$ , potom se zemina nachází ve stavu, kdy jemnozrné částice právě zaplňují póry mezi částicemi hrubozrné frakce. (Kapitola 2.2.1 podle Thevanayagama a Mohana, 2000).

## **2.2.2 Materiál používaný v pracích jednotlivých autorů**

Bylo prostudováno několik prací, které se přímo zabývají chováním směsí zemin. Autoři používali ke svým experimentům následující materiál:

*Thevanayagam a Mohan, 2000; Thevanayagam, 1998.* Prováděli nedrénované triaxiální zkoušky na vzorcích velkého rozměru (100 mm v průměru a 200 mm vysoké). Jako hrubou frakci využívali dobře vytríděný křemenný písek, jednak s přírodním obsahem jemnozrných částic 2 % (A2) a jednak propraný bez tohoto jemnozrného obsahu (A0). Jako jemnozrná frakce posloužily křemen o velikosti prachu, který byl smíchán v množství 10 % s čistým pískem (GS), a částice kaolinu, rovněž o velikosti prachu (KS), které byly smíchány v množství 10 % a 25 %. Prováděli se dvě série testů, jednu s počátečním komorovým tlakem 100 kPa a druhou s tlakem 400 kPa. Při přípravě vzorků se kladl důraz na získání různých počátečních pórovitostí.

*Zlatović a Ishihara, 1995.* Používali standardní dobře vytríděný křemenný písek (Toyoura sand) jako hrubozrnou frakci ( $D_{50}=0,17$  mm). Jemnozrná frakce vznikla rozemletím stejného materiálu na frakci velikosti prachu ( $D_{50}=0,01$  mm). Písek s prachem pak byly smíchány v poměrech 5 %, 10 %, 15 %, 25 %, 30 % a 40 % prachu. Vzorky pro triaxiální zkoušky měly průměr 5 cm a výšku 10 cm. Počáteční komorové napětí bylo aplikováno mezi 0,05 a 0,5 MPa.

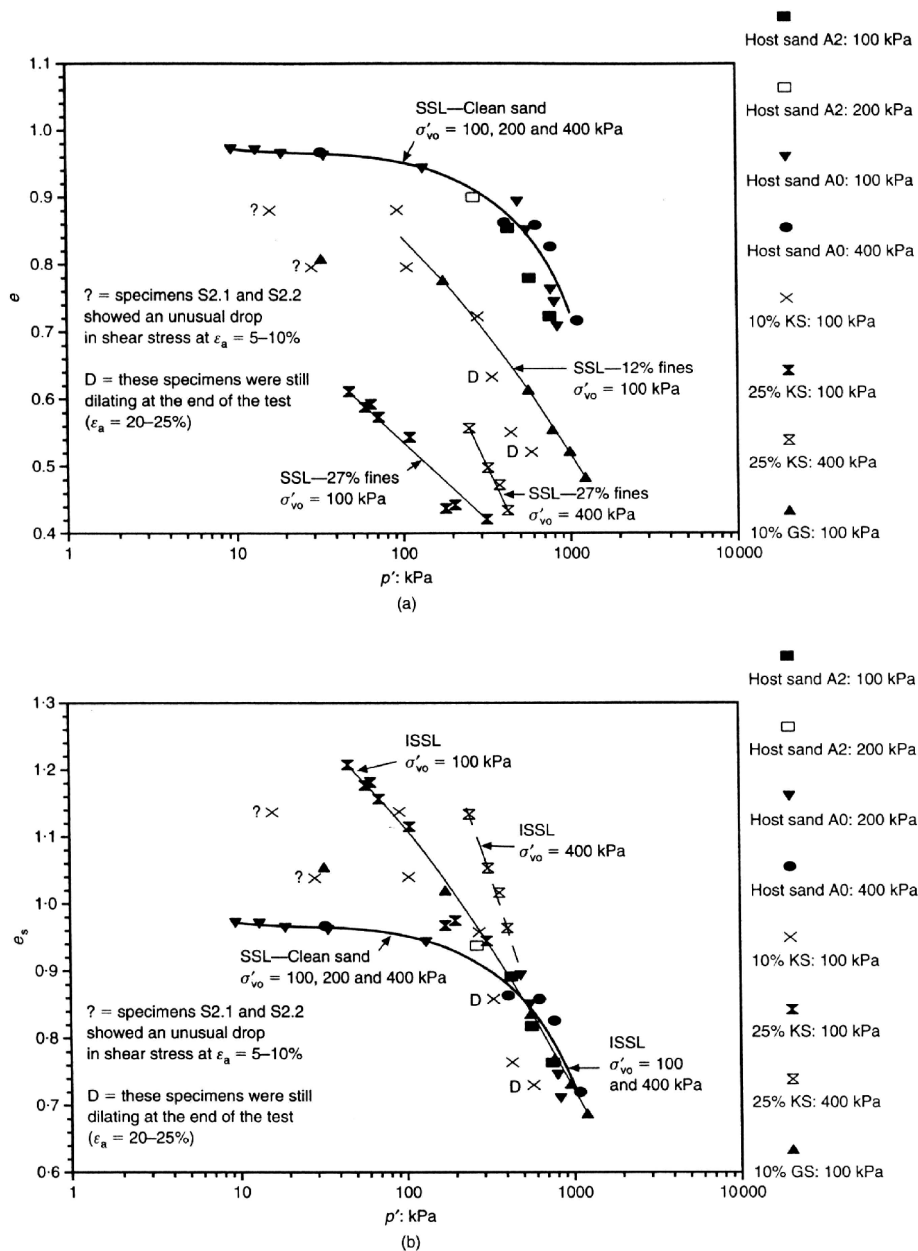
*Pitman, Robertson a Sego, 1994.* Provedli tři série testů, ve všech byl použit stejný typ písku a různé typy jemnozrné frakce. Jako hrubozrná frakce byl využit dobře vytríděný písek s polozaoblenými zrny (Ottava sand), jako jemnozrná frakce byl využit kaolinit jako plastická příměs a rozdrčený křemen a jemnozrný křemenný písek jako neplastická příměs. V prvních dvou případech se skutečně jednalo o přísadu jemnozrné frakce pod 0,074 mm, ve třetím případě byla pouze měněna křivka zrnitosti křemenného písku (různá příměs o velikosti částic 0,25-0,075 mm). Jemnozrné částice byly přidávány pro každou ze série testů v poměru 10, 20, 30 a 40 %. Triaxiální zkoušky byly prováděny na vzorcích 63 mm v průměru a 125 mm vysokých. Vzorky byly izotropně konsolidované na efektivní napětí 350 kPa a byly podrobeny nedrénovanému smyku. Byly připraveny takovou metodou, aby bylo dosaženo vysokých pórovitostí a mohlo být sledováno povrchové změkčení. Po skončení testů se smykové zóny vyfotografovaly elektronovým mikroskopem.

*Georgiannou, Burland a Hight, 1990; Georgianou, Burland a Hight, 1991.* Jako hrubou frakci využívali křemenný subangulární střednězrný písek „Ham river sand“, jako jemnou frakci kaolin „Speswhite“, který přimíchali v poměru 0 % až 30 %. Vzorky pro triaxiální zkoušky byly 76 mm vysoké a měly 38 mm v průměru. Počáteční komorové napětí bylo ve většině případů 300 kPa, u několika zkoušek bylo nižší (do 180 kPa).

## 2.2.3 Sledované chování zemin v pracích jednotlivých autorů

### Čáry kritických stavů a čáry kritických stavů pro samotnou hrubozrnnou frakci:

Thevanayagam a Mohan, 2000. Bylo zjištěno, že čára kritických stavů (resp. v práci se hovoří o „steady state line“ - koncept „steady state“ je definován např. v práci Poulou (1981), z které vyplývá, že rozdíly od konceptu kritických stavů nejsou pro partikulární látky příliš významné) pro samotný písek je relativně nezávislá na počátečním komorovém tlaku. Body vyjadřující kritický stav zeminy skutečně padnou pro každou ze směsí do izolovaného úzkého pásu. V případě většího množství jemnozrnných částic jsou ovšem čáry kritických stavů závislé na počátečním komorovém napětí, přičemž největší rozdíl je při vysokých číslech pórovitosti a nízkých napětích. Jak se pórovitost snižuje, tak se snižuje i vliv počátečního napětí. Při stejném čísle pórovitosti dochází skutečně k poklesu nedrénované pevnosti s obsahem jemnozrnné frakce. Nebylo však sledováno přechodové chování, neboť maximální studovaný obsah jemné frakce byl 27 %.



Obr. 4: Čáry kritických stavů globální a pro samotnou hrubozrnnou frakci (Thevanayagam a Mohan, 2000)

Ze získaných dat jsou sestrojeny i čáry kritických stavů pro samotnou hrubozrnnou frakci. V případě 1 ( $e_s < e_{\max, HS}$ ) padnou všechna data do úzkého pásu nezávisle na obsahu jemnozrnné frakce, s velmi malým vlivem počátečního komorového napětí. Čára kritických stavů pro samotný písek je velmi plochá v případě vysokých čísel pórovitosti, kdežto pro materiál s vyšším podílem jemnozrnné frakce je sklon mnohem vyšší. Může to být způsobeno vysoce nestabilní strukturou čistého písku, pokud  $e_s \approx e_{\max, HS}$ . U prachovitého písku je struktura podporována přítomností jemnozrnné frakce v pórech mezi zrny hrubé frakce a je tak mnohem stabilnější. Pro případ 3 ( $e_s > e_{\max, HS}$ ) je čára kritických stavů závislá na počátečním komorovém tlaku a  $e_s$ , nedrénovaná pevnost se snižuje se zvýšením  $e_s$ . Čáry kritických stavů globální a pro samotnou hrubozrnnou frakci z této práce jsou znázorněny na Obr. 4.

*Zlatovic a Isihara, 1995.* Zjistili, že čára kritických stavů (resp. steady state line) pro obsah jemnozrnné frakce 30 % zobrazená v prostoru  $e/p'$  je nejnižší, tj. vzorky s obsahem jemnozrnné frakce 30 % mají nejnižší pórovitost. Dále zjistili, že jsou čáry pro všechny obsahy jemnozrnné frakce téměř paralelní, obsah jemnozrnných částic tedy neovlivní sklon čáry kritických stavů. Z grafu, kde jsou vyneseny čáry kritických stavů pro samotnou hrubozrnnou frakci je zřetelné, že se čáry pro obsah jemnozrnné frakce 5 %, 10 % a 15 % shlukly do úzkého pásu, který je významně níže než čára pro obsah jemnozrnné frakce 30 %, ale také výše než čára pro samotný písek.

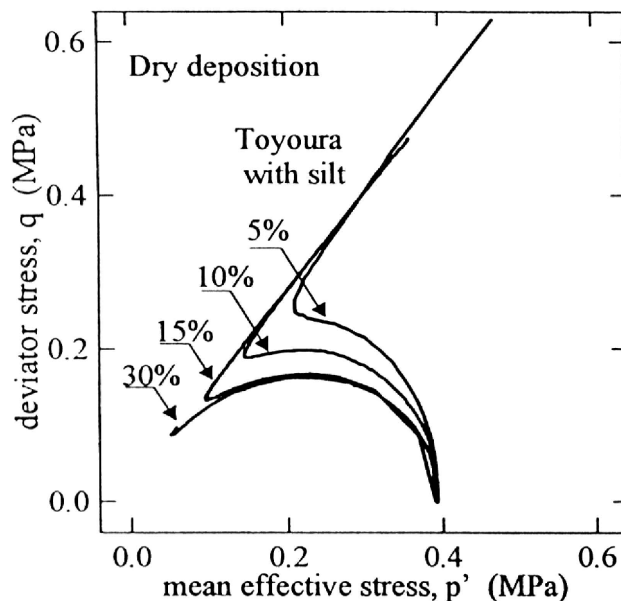
*Pitman, Robertson a Sego, 1994.* Vzhledem k tomu, že se všechny zkoušky provedly s počátečním komorovým napětím 350 kPa, nebylo možno vyhodnotit sklon čáry kritických stavů, ale je zřejmé, že tyto čáry jsou v grafu  $e/p'$  při obsahu jemnozrnné frakce 20 % nejnižší ve směru osy  $e$ , vzorky tedy mají pro tento poměr míšení nejnižší pórovitost. Rozdíl mezi čarou kritických stavů pro obsah 20 % a 30 % není veliký. V této práci byl vyhodnocován i stavový parametr  $\psi$ . Bylo zjištěno, že jeho velikost je téměř shodná pro příměs kaolinitu i jemnozrnného křemene při jejich stejném obsahu, přestože se velmi liší počáteční pórovitostí. Velikost stavového parametru stoupá od 10 % k 20 % obsahu jemnozrnné frakce (0,008 resp. 0,029) a následně klesá (0,019 pro 30 % a 0,008 pro 40 %), což je v rozporu s jejich zjištěním, že při zvyšování obsahu jemnozrnné frakce od 0 % k 40 % klesá povrcholové změkčení (viz dále).

#### Vliv jemnozrnných částic na pracovní diagramy, dráhy napětí a dilatanci:

*Thenavayagam a Mohan, 2000.* Pro toto hodnocení je vhodné používat diagram znázorněný na Obr. 3. Pokud porovnáme zeminy s přibližně stejným číslem pórovitosti, pak se dilatance zmenšuje se zvyšujícím se obsahem jemnozrnných částic (zvyšuje se tedy stavový parametr  $\psi$ ). Stejně tak se dilatance snižuje a zvyšuje se  $\psi$  při konstantním obsahu jemnozrnných částic a při zvyšujícím se  $e_s$ . Pokud porovnáme zeminy s přibližně stejným  $e_s$ , ale rozdílným  $e$ , které spadají pod případ 1, jsou pracovní diagramy zemin relativně velmi podobné, když uvážíme jejich rozdílnost v případě stejného  $e$  a různého  $e_s$ . Pro vzorky o stejném  $e_s$  je podobný i parametr  $\psi_s$ . Přesto i v případě 1 způsobí různý obsah jemnozrnných částic určité rozdíly. Přestože pracovní diagramy těchto zemin nejsou zcela identické, při velkých přetvořeních se setkávají. To znamená, že přestože napětíodeformační chování je ovlivněno i malým množstvím jemnozrnných částic, nedrénovaná pevnost v kritickém stavu je ovlivněna zejména jen velikostí  $e_s$  pro případ 1.

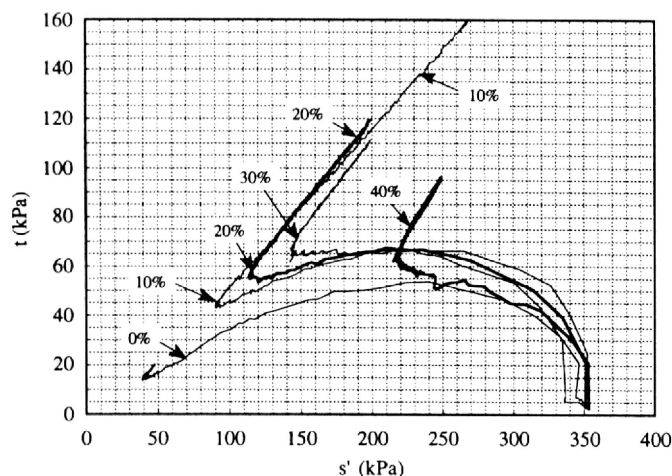
V této práci je dále sledováno, že čistý písek má v případě vysokých pórovitostí tendenci ke kolapsu (náhlé snížení pevnosti po překročení pevnosti vrcholové), na rozdíl od písku s jemnozrnnou příměsí, což je vysvětlováno tak, že i malá příměs jemnozrnných částic dokáže učinit strukturu zeminy stabilnější. Při  $e_s \approx e_{\max, HS}$  je struktura hrubozrnné zeminy bez podpory jemnozrnné příměši velice nestabilní.

*Zlatovic a Isihara, 1995.* Pro vzorky připravené za suchého stavu a následně saturované zjistili, že se míra dilatance snižuje se zvýšením obsahu jemnozrnné frakce. Tento závěr je dobře patrný z drah napětí jednotlivých triaxiálních zkoušek (Obr. 5). Dále zjistili, že i vrcholová pevnost a pevnost v kritickém stavu klesají s obsahem jemnozrnné frakce. Pro vzorky připravené jiným způsobem, sedimentací ve vodě, zjistili stejnou závislost až do obsahu jemnozrnné frakce 30 %, ale při jejím vyšším obsahu došlo opět k zvýšení dilatance a i nedrénované pevnosti. Tento výsledek odpovídá představě Thevanayagama et al. pro případ 4. Po celkovém vyhodnocení práce usoudili, že při obsahu jemnozrnné frakce okolo 30 % se již směs chová obdobně jako samotný silt.

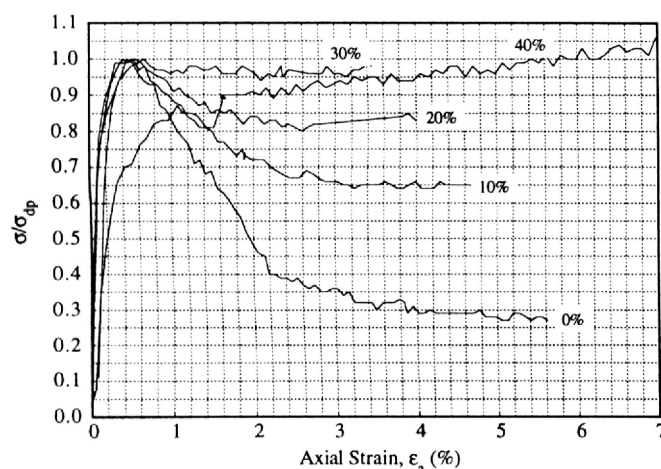


Obr. 5: Závislost drah napětí na obsahu jemnozrnné příměsi (Zlatović a Isihara, 1995)

Pitman, Robertson a Sego, 1994. Pracovní diagramy normalizované vzhledem k vrcholovému napětí a dráhy napětí vynesené v prostoru  $s'/t$  pro příměs kaolinitu jsou znázorněny na Obr. 6 a Obr. 7. Z grafů je patrné, že při zvyšování obsahu jemnozrnné frakce vykazují zeminy menší povrcholové změkčení. Dále zjistili, že zeminy, u nichž se mění jen zrnitostní křivka hrubozrnné frakce (série 3) a ne obsah jemnozrnné frakce, nevykazují odlišné mechanické chování. Z výsledků je možno usoudit, že pro příměs 40 % jemnozrnné frakce je již chování zeminy obdobné chování samotné jemnozrnné frakce, kdežto u příměsi 30 % a nižší je chování zeminy ovlivňováno i frakcí hrubozrnnou. Při porovnání výsledků pro různé druhy jemnozrnné frakce je zřejmé, že chování zemin ovlivňuje procentuální zastoupení jemnozrnné frakce a ne její typ. Z Obr. 6 je zřetelné, že úhel vnitřního tření při přidávání kaolinitu klesá jen málo až do jeho obsahu 30 % a klesne výrazně při obsahu 40 %, kdy již je chování zeminy výrazně ovlivněno kaolinitem.



Obr. 6: Dráhy napětí pro příměs kaolinitu (Pitman et al., 1994)



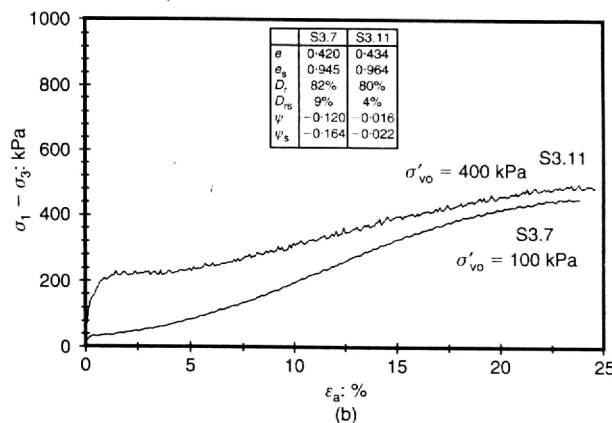
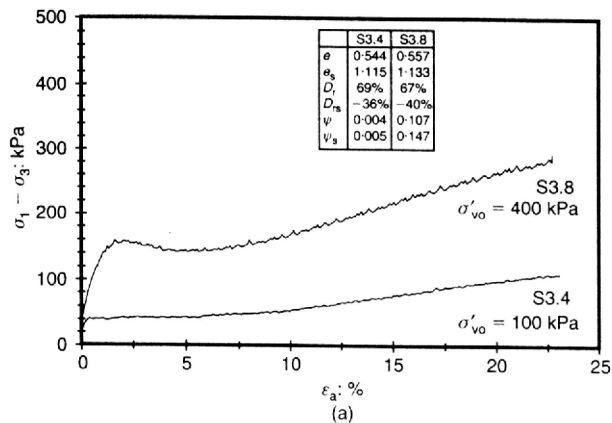
Obr. 7: Normalizované pracovní diagramy pro příměs kaolinitu (Pitman et al., 1994)

Georgiannou et al., 1990. Studoval se podrobněji vliv menšího obsahu jemných částic (5-10 %). Zjistilo se, že největší povrcholové změkčení se objevuje u obsahu jemnozrné frakce 10 %. V tomto případě je zemina nejvíce kontraktantní (struktura vzorku je nestabilní). Směrem k obsahu jemnozrné frakce 0 % a 30 % od tohoto prahu narůstá dilatance. Z výsledků je zřejmé, že se zemina při obsahu jemnozrné frakce nad 30 % chová podobně jako samotný jíl. Dále se studoval vliv čísla pórovitosti pro samotnou hrubozrnou frakci ( $e_s$ ) při konstantním obsahu jemnozrné frakce. Jak pro velký, tak pro malý obsah jílu se zjišťovalo, že se snižujícím se  $e_s$  se zmenšuje tendence k povrcholovému změkčení, které vymizí při  $e_s = 0,75$ . Zároveň stoupá vrcholové deviátorové napětí.

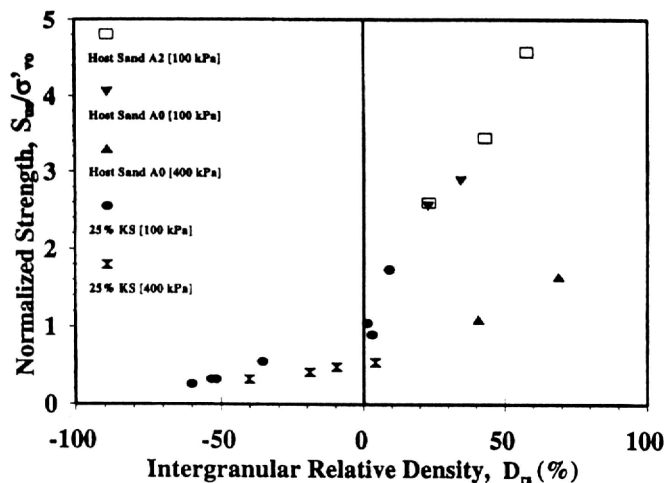
#### Vliv počátečního komorového napětí:

Thevanayagam a Mohan, 2000. Pokud se přechází od případu 1 k případu 3, nedrénovaná pevnost v kritickém stavu se stává mnohem citlivější na počáteční komorové napětí. Tento trend je dobře patrný z Obr. 8. Zde jsou srovnány pracovní diagramy pro vzorky o podobném  $e_s$ , které spadají pod případ 3 (Obr. 8a) a pod případ 1 (Obr. 8b). V případě  $e_s \approx e_{\max, HS}$  má počáteční komorové napětí vliv na nedrénovanou pevnost pro vysoké pórovitosti, se snižováním pórovitosti klesá i vliv počátečního komorového napětí. Tento trend je také dobře patrný, vynese-li se závislost nedrénované pevnosti normalizované vzhledem k počátečnímu komorovému napětí na  $e_s$ . (viz Obr. 9 - zde jsou data vynesena v závislosti na relativní ulehlosti pro samotnou hrubozrnou frakci  $D_{rs}$ ). Pro  $e_s < e_{\max, HS}$  poměr  $c_{ucr}/p'_c$  nabývá širokého rozmezí hodnot, kdežto  $c_{ucr}$  je na počátečním komorovém napětí málo závislá. Naopak pro případ 3 se hodnoty poměru  $c_{ucr}/p'_c$  liší jen málo. Závislost  $c_{ucr}$  na počátečním komorovém tlaku pro případ 3 může být vysvětlována zvýšením intergranulárních kontaktů mezi zrny hrubé frakce pro vysoké komorové tlaky, na rozdíl od tlaků nízkých (Thevanayagam, 1998).

Georgiannou et al., 1990. Studovali zeminy pouze v relativně úzkém rozmezí tlaků (210-338 kPa) a pro toto rozmezí mohli konstatovat, že počáteční komorové napětí je vhodné pro normalizaci drah napětí (po normalizaci všechny dráhy padly do úzkého rozmezí hodnot). To znamená, že se v tomto rozmezí zjištěná pevnost lineárně zvyšuje s počátečním komorovým napětím.



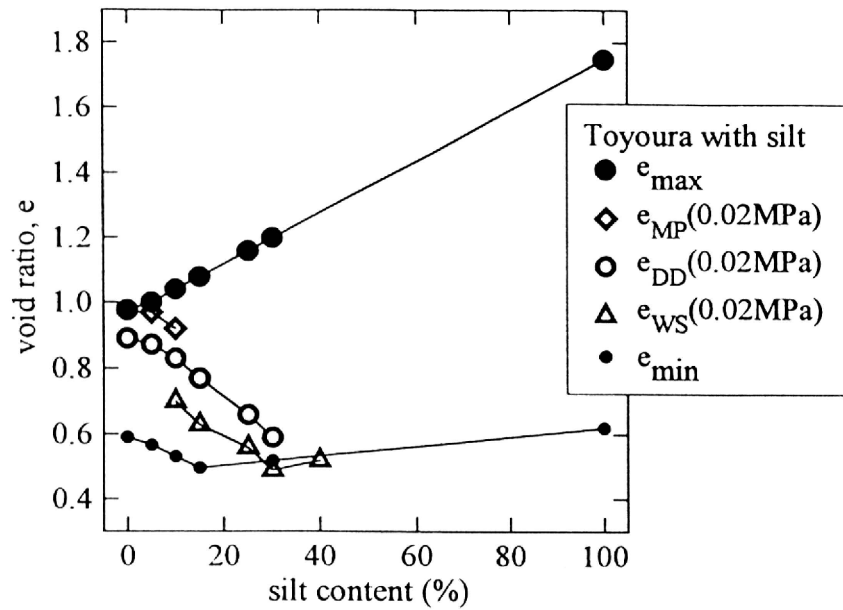
Obr. 8: Pracovní diagramy zemín o stejném  $e_s$ , spadající pod případ 3 (a) a pod případ 1 (b) (Thevanayagam a Mohan, 2000)



Obr. 9: Závislost normalizované nedrénované pevnosti na relativní ulehlosti pro samotnou hrubozrnnou frakci (Thevanayagam, 1998)

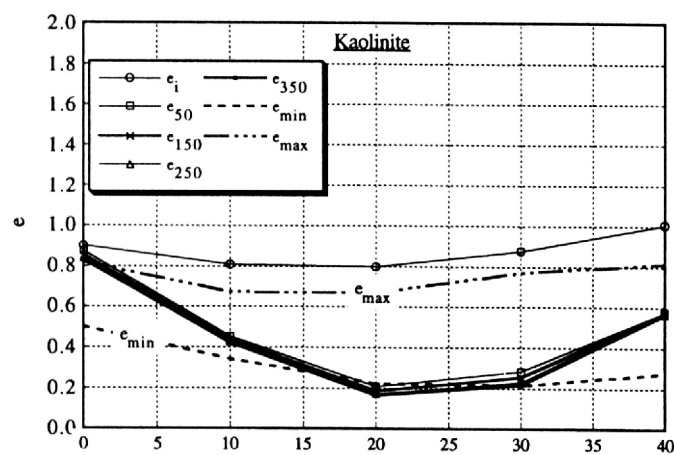
Závislost čísla pórovitosti na obsahu jemnozrnné frakce

Zlatović a Isihara, 1995. Připravovali vzorky třemi různými metodami, ve všech případech se zjistilo, že po saturaci vzorků vodou dochází ke snížení čísla pórovitosti s rostoucím obsahem jemnozrnné frakce až do určitého prahu (30 % jemných částic), poté opět pórovitost stoupá (Obr. 10).



Obr. 10: Závislost čísla pórovitosti po saturaci vzorků vodou na obsahu jemnozrnné frakce (Zlatović a Isihara, 1995)

Pitman et al., 1994. Na Obr. 11 je znázorněno číslo pórovitosti vzorků s rozdílným obsahem kaolinitu po izotropní konsolidaci. Všechny vzorky byly připraveny s přibližně stejným počátečním číslem pórovitosti. Je jasně zřetelné, že číslo pórovitosti klesá až do obsahu jemnozrnné frakce 20 % a pak zase stoupá. Podle autorů minimální hodnota čísla pórovitosti souhlasí se stavem, kdy chování zeminy začíná být ovlivňováno spíše jemnozrnnou frakcí, než hrubozrnným skeletem. Obdobné chování vykazují i vzorky s příměsí křemenné jemnozrnné frakce, ovšem rozdíly mezi pórovitostmi pro různé obsahy jemnozrnné frakce nejsou tak velké jako u kaolinitu, což je vysvětlováno větší stlačitelností kaolinitu oproti jemnozrnnému křemenu. Nebyla zjištěna přímá závislost mezi  $e$  (nebo  $e_s$ ) a sledovaným chováním. U písku o různých křivkách zrnitosti bez jemnozrnné frakce se zvyšovalo  $e_s$  (zemina byla kypřejší) a přitom se zvyšovala dilatance.



Obr. 11: Závislost čísla pórovitosti po izotropní konsolidaci na obsahu kaolinitu (Pitman et al., 1994)



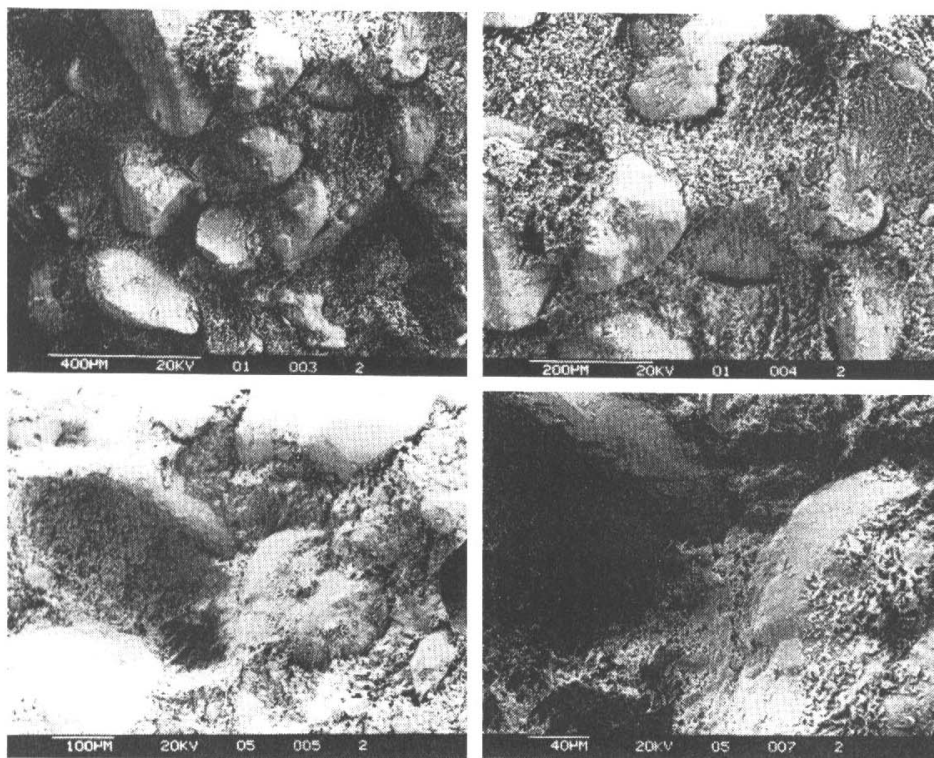


FIG. 12. SEM photograph of 20% kaolinite sample.

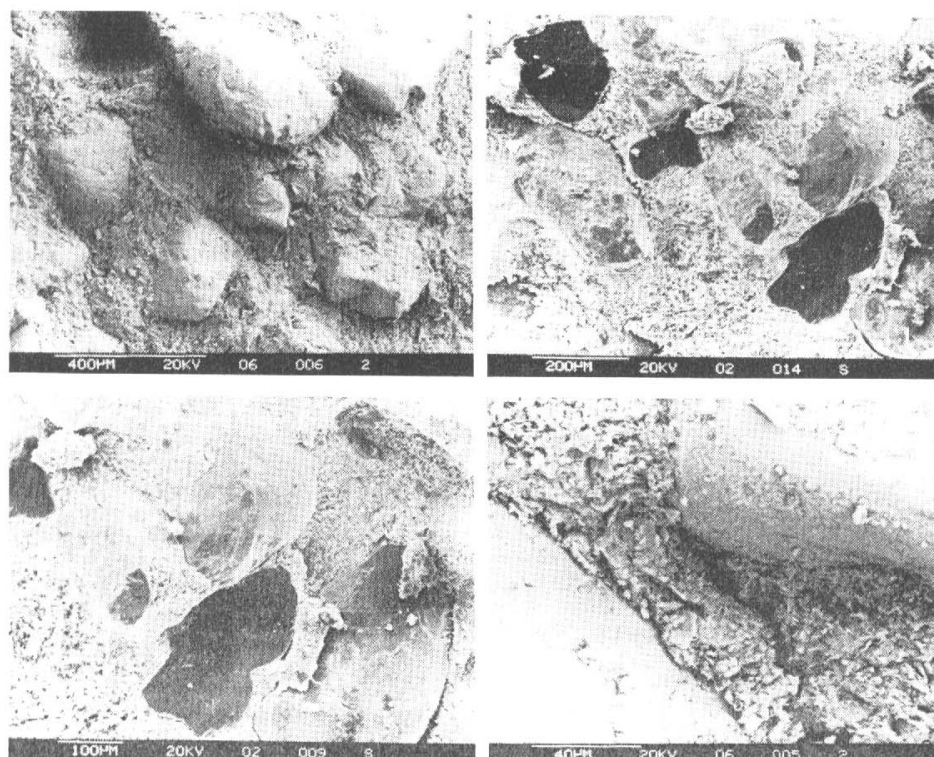


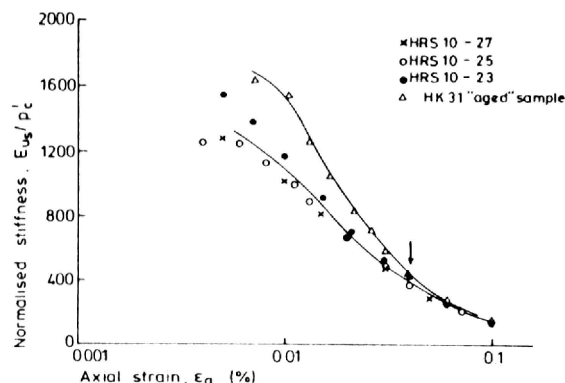
FIG. 13. SEM photograph of 40% kaolinite sample.

*Obr.12: Fotografie smykové zóny pro 20 % a 40 % obsah kaolinitu (Pitman et al., 1994)*

Pitman et al., 1994. Provedli fotografie smykové zóny rastrovacím elektronovým mikroskopem pro 20 % a 40 % obsah kaolinitu a jemnozrného křemene (Obr. 12 pro kaolinit). Pro 20 % obsah jemnozrné složky byl sledován přímý kontakt mezi hrubými zrny, kdežto při 40 % obsahu plavou hrubá zrna v jemnozrné matrici. Proto při 20 % obsahu jemnozrné frakce je chování směsi ovlivněno oběma složkami, kdežto pro 40 % je chování kontrolováno jemnozrnou frakcí. Tento trend je zřetelný již od 30 % obsahu jemnozrné složky.

#### Tuhost při malých přetvoření:

Georgianou et al., 1990. Zjistila se vysoká počáteční tuhost, která rychle klesá s axiálním přetvořením (Obr. 13). Výsledkem je, že malé rozdíly v obsahu jemnozrné frakce nemají významnější vliv na měřenou tuhost. Zdá se však, že na ní má vliv velikost  $\epsilon_s$ . Když pokleslo z 0,79 na 0,723 zvýšila se tuhost při přetvoření 0,01 % o 30 %.



Obr. 13: Pokles tuhosti s axiálním přetvořením (Georgianou et al., 1990)

## 2.3 ZKOUŠKY NA SMĚSÍCH ZEMIN

V minulých letech se na Přírodovědecké fakultě UK a Akademii věd ČR v rámci projektu GA ČR č. 103/97/1053 „Strukturální mechanika zemin a její využití“ (Boháč, 1997; Boháč a Kárník, 1998; Boháč et al., 1998) a dále také v rámci bakalářské práce Davida Mašína (Mašín, 1999) prováděly zkoušky pevnosti na směsi písku a jílu v různých váhových poměrech za účelem objasnění vlivu jemnozrné frakce na pevnost směsné zeminy. V této kapitole jsou dříve provedené zkoušky na směsích písku s jílem souhrnně zhodnoceny.

Dále byla provedena série 14 triaxiálních zkoušek na směsích ostrohranného kameniva s jílem. Účel této studie je objasnit rozdíly v chování směsí ostrohranného kameniva s jílem oproti směsím, kde je hrubozrná frakce tvořena oblými úlomky. Výsledky této studie budou použity pro hodnocení vlastností výplně tektonických poruch, které jsou tvořeny obdobným materiálem.

### 2.3.1 Použitý materiál

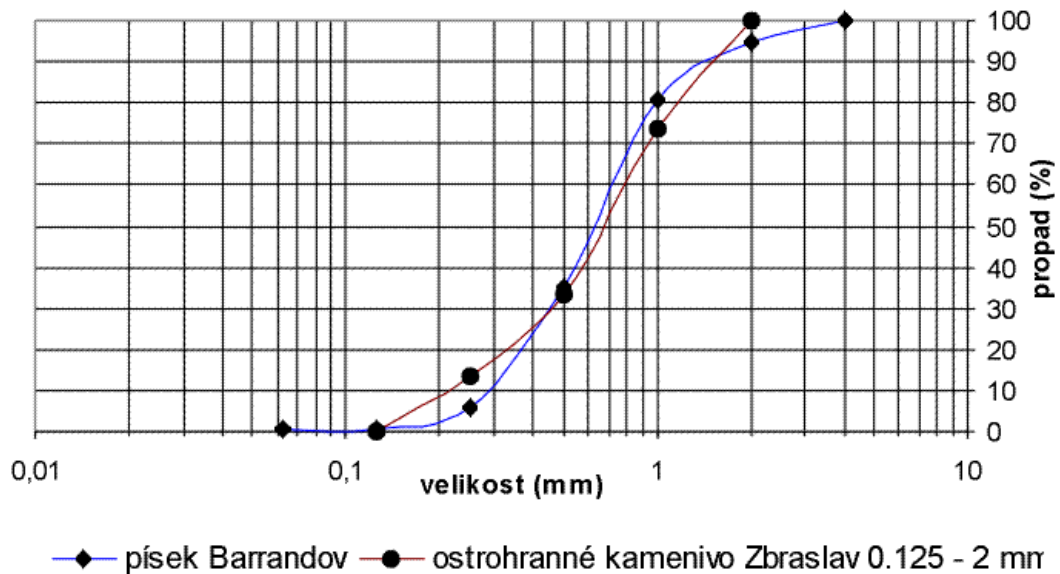
Jako hrubá frakce pro zkoušky pevnosti na směsích písku a jílu prováděné v rámci dřívějších výzkumů byl použit relativně dobře vytříděný křemenný písek, jehož křivka zrnitosti je znázorněná na Obr. 14 (písek je označován názvem „Barrandov“, jeho skutečná lokalita není známá). Jako jemnozrná frakce se použil rozemletý třetihorní jílovec z dolu Marie na Sokolovsku. Výsledky hustoměrné analýzy, provedené v rámci této práce, jsou znázorněny na Obr. 15. Je zřejmé, že rozemletý jílovec obsahuje i větší zrna než 0,001 mm. Pro zjednodušení bude však v rámci této práce často označován názvem „jíl“. Písek byl s jílem míchan v poměru písek : jíl = 6:1, 3:1 a 1:1. V rámci dřívějších výzkumů byly také provedeny triaxiální zkoušky na samotném písku a samotném jílu.

Pro zkoušky směsí ostrohranného kameniva s jílem bylo použito drcené kamenivo vzniklé jako nejjemnější podsítná frakce při výrobním procesu v lomu v Praze na Zbraslavi. Aby byla zaručena porovnatelnost s dřívě získanými výsledky na materiálu s oblými zrny bylo třeba zajistit kamenivo s křivkou zrnitosti pokud možno co nejbližší použitému písku „Barrandov“. Toho bylo dosaženo tak, že byla z materiálu ze Zbraslavi odstraněna frakce pod 0,125 mm a nad 2 mm. Křivka zrnitosti

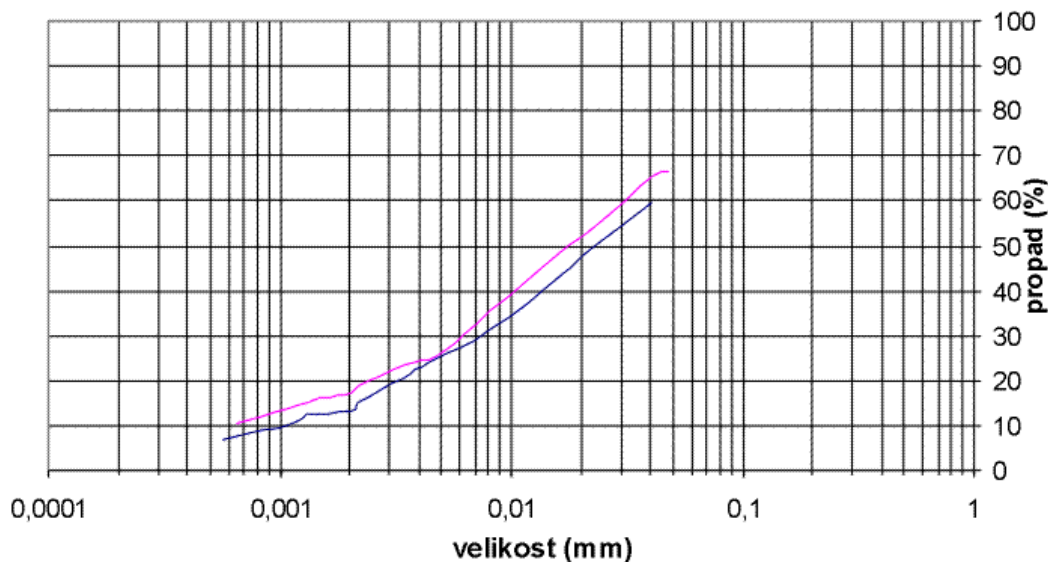
výsledného materiálu je také uvedena na Obr. 14. Z grafu je patrná podobnost křivek zrnitosti písku a ostrohranného kameniva.

V rámci této práce byly provedeny triaxiální zkoušky na směsích ve váhovém poměru ostrohranné kamenivo : jíl = 6:1, 3:1 a 1:1 a dále zkoušky na samotném ostrohranném kamenivu bez jemnější příměsi. Křivky zrnitosti výsledných zemin jsou znázorněny na Obr. 16. Jedna triaxiální zkouška byla provedena na směsi jílu s kamenivem Zbraslav, frakce 0,125 – 4mm, pro určení vlivu hrubozrné frakce na mechanické vlastnosti zeminy.

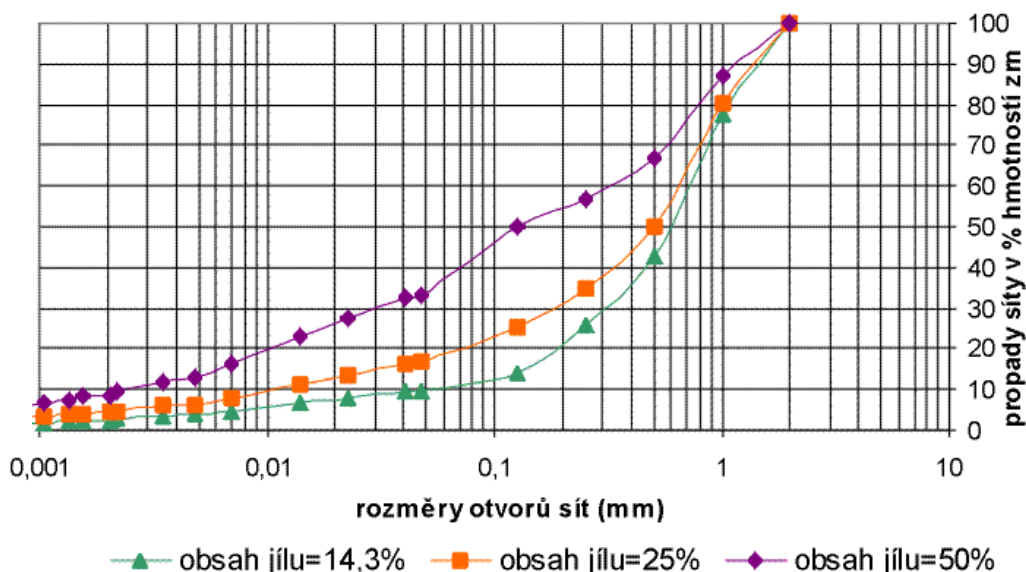
Jako jemnozrná frakce byl u zkoušek směsí ostrohranného kameniva s jílem použit stejný materiál jako u původních zkoušek písku s jílem.



Obr. 14: Provnání křivek zrnitosti hrubozrné frakce na směsích ostrohranného kameniva a písku s jílem



Obr. 15: Výsledky dvou hustoměrných analýz mletého jílovce z dolu Marie



Obr. 16: Křivky zrnitosti směsí ostrohranného kameniva s jemnozrnnou frakcí

### 2.3.2 Příprava vzorků

Příprava vzorků pro zkoušky na směsích písku s jílem je podrobně popsána ve zprávách týkajících se příslušných výzkumů (Boháč, 1997; Boháč a Kárník, 1998; Boháč et al., 1998; Mašín, 1999) a v podstatě se neliší od přípravy vzorků prováděných v rámci této práce na směsích ostrohranného kameniva s jílem. Suchý materiál byl před přípravou vzorků zvážen a frakce byly v daném poměru pečlivě promíšeny. Připravená směs byla za sucha vpravena do standardní trojdílné formy opatřené nepropustnou membránou. Směs se při vytváření vzorku sypala do formy lžičkou a průběžně po vrstvách hutnila mírným pýchováním (jedno lehké zhutnění na přibližně tři kávové lžičky směsi). Vzorky byly na obou podstavkách opatřeny filtračním papírem a porézní karborundovou destičkou očištěnou převařením v destilované vodě. Vzorky měly počáteční průměr cca 38 mm a výšku 76 mm. Materiál použitý pro přípravu vzorku byl před zhotovením vzorku zvážen.

### 2.3.3 Použitý přístroj

Zkoušky na směsích ostrohranného kameniva s jílem byly provedeny v triaxiálním přístroji firmy Wykeham Farrance, England. Trojosá komora je uzpůsobená pro měření za maximálního tlaku 3500 kPa, vertikální posun komory vzhůru proti písku s osazeným dynamometrem zajišťuje lis firmy Wykeham Farrance, který dovoluje libovolně zvolit rychlost zatěžování. Pro vyvození komorového a pórového tlaku a pro měření změn objemu vzorku a vody v komoře byly použity měřiče GDS. Snímač devátorové síly uvnitř komory byl použit analogový od stejné firmy jako předchozí části přístroje s maximálním povoleným zatížením 5 kN (resp. 3 kN pro zkoušky DPM0001-DPM0007). Pro měření vertikálního posunu se použilo měřidlo Mahr, které měří s rozlišitelností 0,001 mm, a dále se využilo analogové měřidlo pórového tlaku instalované u vyústění dolní drenáže z triaxiální komory, opět firmy Wykeham Farrance.

Veškerý záznam dat byl prováděn pomocí počítače, což umožnilo libovolně častá čtení. To se ukázalo jako nezbytně nutné vzhledem k jistému rozptylu dat čtených analogovým měřidlem osové síly. Pro získání pracovních diagramů pak byly použity jednoduché statistické metody (klouzavý průměr).

Přístroje používané pro měření směsí písku s jílem jsou opět podrobně popsány ve zmiňovaných zprávách. Většina z nich byla provedena na triaxiálním přístroji Wykeham Farrance staršího typu s ručním záznamem dat a s mechanickým, ne analogovým dynamometrem.

### **2.3.4 Postup zkoušek**

Po osazení vzorku a napuštění komory se vzorky sytily do spodní podstavy sytícím tlakem 13 kPa při komorovém tlaku 20 kPa. Horní podstavou se unikající vzduch odváděl do otevřené byrety. Doba sycení vzorků byla závislá na obsahu jemnozrné frakce ve směsi. Směsi s obsahem jílu 50 % se sytily několik dní, vzorky čistého kameniva bez jemnozrné příměsi několik hodin. Po nasycení byl postupně komorový i sytící tlak zvýšen o 287 kPa (na 307/ 300 kPa) rychlostí 1 kPa za 10 s pomocí programu na měřiči GDS tak, aby rozdíl komorového a pórového tlaku byl stále udržován 7 kPa (nedochází tedy ke změně efektivního napětí). Předpokládá se, že v průběhu tohoto zvýšení došlo k rozpuštění zbylého vzduchu ve vzorku. Po nasycení byly vzorky zkonsolidovány na různá efektivní napětí (viz přehled provedených zkoušek v odstavci 2.3.5). Doba konsolidace opět významně závisela na složení směsi a s přibýváním obsahu jemnozrné frakce výrazně stoupala (od několika minut pro ostrohranné kamenivo až po několik dní u směsi s 50 % obsahem jílu). Při konsolidaci byl zaznamenáván čas a pomocí měřiče GDS objem vody, kterou vzorek vytlačil (ten je rovný jeho objemové změně, pokud je plně saturovaný, což předpokládáme).

Z výsledků konsolidace je možno vypočítat maximální přípustnou rychlost posunu při smykové fázi zkoušky podle rovnice:

$$v_{\max} = \frac{(H_i - \Delta H_c) \cdot \varepsilon_{lf}}{F \cdot t_{50}} \quad (2)$$

Kde  $v_{\max}$  je maximální rychlost smyku,  $t_{50}$  je čas potřebný pro 50 % konsolidaci,  $\varepsilon_{lf}$  je předpokládaný vertikální posun při porušení,  $F$  je faktor závisující na typu zkoušky,  $H_i$  je počáteční výška vzorku a  $\Delta H_c$  je změna výšky vzorku v průběhu konsolidace. Velikost faktoru  $F$  pro nedrénovanou zkoušku, při níž drenáž při konsolidační fázi probíhá pouze z jedné podstavy, je 2,1. Maximální rychlost smyku vypočtená pomocí této rovnice je většinou relativně vysoká díky velké propustnosti směsi s nižším obsahem jílu. Vzhledem k automatickému záznamu dat byly voleny rychlosti nižší, smyková fáze zkoušek trvala většinou okolo 12 hod a byla přibližně shodná pro všechny obsahy jemnozrné frakce.

Zkoušky byly typu CIUP. Při aplikaci deviátorového napětí se zaznamenávalo stlačení, čtení dynamometru, údaje na měřidlech GDS (komorový tlak a změna objemu, tlak a změna objemu měřidla dolní drenáže) a na analogovém měřidle pórového tlaku. Z naměřených hodnot byla zkouška vyhodnocena.

Po ukončení zkoušky byl vzorek zvážen v nasyceném stavu a po vysušení při 105 °C.

### **2.3.5 Přehled zkoušek provedených na směsích ostrohranného kameniva s jílem**

Výsledky zkoušek byly po vyhodnocení zaneseny do grafů  $q/\varepsilon_a$ ,  $du/\varepsilon_a$ ,  $t/s'$  a  $\Phi'_{\text{mob}}/\varepsilon_a$ , kde  $\varepsilon_a$  je osově přetvoření,  $du$  je změna pórového tlaku,  $\Phi'_{\text{mob}}$  je mobilizovaný úhel vnitřního tření a

$$t = \frac{1}{2} q = \frac{1}{2} (\sigma_a - \sigma_r) = \frac{1}{2} (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad s' = \frac{1}{2} (\sigma'_a + \sigma'_r) \quad (3)$$

kde  $\sigma'_a$  a  $\sigma'_r$  jsou efektivní radiální a axiální napětí. Vzhledem k jistému rozptylu dat získaných z měřidla osově síly byly tyto hodnoty vyhlazeny klouzavým průměrem. Vzhledem k velkému počtu dat (okolo 1000 čtení na jednu zkoušku) se předpokládá, že tento zásah nezkresluje získané výsledky. Dále byla vyhodnocena závislost tečného Youngova modulu na osovém přetvoření, výsledek byl opět vyhlazen klouzavým průměrem.

Na směsích ostrohranného kameniva s jílem bylo provedeno celkem 14 triaxiálních zkoušek. Základní vyhodnocené hodnoty jsou uvedeny v Tab. 1, kde jsou uvedeny i základní parametry jednotlivých triaxiálních zkoušek.

| zkouška číslo | Velikost hrub. frakce | kom. nap. (kPa) | % jílovité frakce | Pórovitost po konsolidaci | $n_{trans}$ | $s'_{vrch}$ (kPa) | $t_{vrch}$ (kPa) |
|---------------|-----------------------|-----------------|-------------------|---------------------------|-------------|-------------------|------------------|
| DPM 0007      | do 4mm                | 200             | 25,00             | 32,66                     | 0,325       | 223,3             | 147,0            |
| DPM 0008      | do 2mm                | 200             | 25,00             | 32,73                     | 0,325       | 303,0             | 198,0            |
| DPM 0009      | do 2mm                | 400             | 25,00             | 32,40                     | 0,325       | 364,2             | 235,1            |
| DPM 0010      | do 2mm                | 100             | 25,00             | 35,44                     | 0,325       | 124,4             | 82,3             |
| DPM 0011      | do 2mm                | 200             | 14,29             | 32,65                     | 0,514       | 363,5             | 249,8            |
| DPM 0012      | do 2mm                | 200             | 50,00             | 41,64                     | -0,117      | 130,2             | 71,9             |
| DPM 0013      | do 2mm                | 400             | 14,29             | 31,47                     | 0,514       | 505,9             | 347,8            |
| DPM 0014      | do 2mm                | 100             | 14,29             | 34,69                     | 0,514       | 233,8             | 163,3            |
| DPM 0015      | do 2mm                | 100             | 0,00              | nezměřena                 | 0,766       | 455,1             | 329,7            |
| DPM 0016      | do 2mm                | 200             | 0,00              | 37,56                     | 0,766       | 590,1             | 419,9            |
| DPM 0017      | do 2mm                | 400             | 0,00              | 36,56                     | 0,766       | 922,5             | 646,5            |
| DPM 0018      | do 2mm                | 400             | 50,00             | 37,60                     | -0,117      | 288,6             | 148,2            |
| DPM 0019      | do 2mm                | 100             | 50,00             | 41,95                     | -0,117      | 81,3              | 48,5             |
| DPM 0120      | do 2mm                | 50              | 0,00              | 37,84                     | 0,766       | 287,5             | 208,2            |

| zkouška číslo | $s'_{cr}$ (kPa)      | $t_{cr}$ (kPa) | $\phi'_{vrch}$ (°) | $\epsilon_a$ vrch | $\phi'_{cr}$ (°) | $\epsilon_a$ cr | E tečný max (MPa) |
|---------------|----------------------|----------------|--------------------|-------------------|------------------|-----------------|-------------------|
| DPM 0007      | 287,6                | 175,5          | 41,17              | 0,070             | 37,61            | 0,29            | 40,0              |
| DPM 0008      | 381,2                | 229,0          | 40,79              | 0,070             | 36,93            | 0,30            | nelze vyhodnotit  |
| DPM 0009      | 449,7                | 268,2          | 40,22              | 0,080             | 36,61            | 0,33            | 38,0              |
| DPM 0010      | 218,0                | 131,1          | 41,40              | 0,060             | 36,97            | 0,33            | 9,2               |
| DPM 0011      | 580,1                | 357,8          | 43,40              | 0,070             | 38,08            | 0,33            | 21,0              |
| DPM 0012      | 146,7                | 71,0           | 33,52              | 0,100             | 28,95            | 0,33            | nelze vyhodnotit  |
| DPM 0013      | 724,9                | 450,2          | 43,43              | 0,075             | 38,40            | 0,33            | 36,5              |
| DPM 0014      | 416,4                | 257,4          | 44,29              | 0,065             | 38,18            | 0,33            | 11,7              |
| DPM 0015      | krit. stav nedosažen |                | 46,44              | 0,057             | -                | -               | 21,2              |
| DPM 0016      | 1001,6               | 624,6          | 45,36              | 0,065             | 38,58            | 0,33            | 31,0              |
| DPM 0017      | 1295,3               | 797,1          | 44,49              | 0,080             | 37,98            | 0,33            | 44,6              |
| DPM 0018      | 296,2                | 137,8          | 30,91              | 0,080             | 27,72            | 0,33            | 19,1              |
| DPM 0019      | 91,4                 | 49,93          | 36,63              | 0,125             | 33,11            | 0,33            | 6,3               |
| DPM 0120      | 961,6                | 597,4          | 46,39              | 0,045             | 38,41            | 0,33            | 10,3              |

Tab. 1: Výsledky a popis triaxiálních zkoušek na směsích ostrohranného kameniva s jílem

## 2.3.6 Vyhodnocení

### 2.3.6.1 Zjištění maximální pórovitosti hrubozrnné frakce

Prvním krokem pro vyhodnocování výsledků bylo zjištění maximální pórovitosti samotné hrubozrnné frakce. Zkouška spočívala v lehkém nasypávání materiálu do nádoby o známém objemu a následným vážením nasypané množství. Pro výpočet pórovitosti bylo nutno znát objemovou hmotnost zrn zeminy. V případě křemenného písku byla uvažována hodnota  $2,65 \text{ g/cm}^3$ , což je hustota čistého křemene. Ostrohranný materiál z lomu v Praze – Zbraslavi je tvořen proterozoickými spility a tufitickými jílovci a prachovci. V literatuře uváděná hodnota objemové hmotnosti pro petrograficky i geneticky příbuznou horninu spilit z ložiska Zbečno je  $2,878 \text{ g/cm}^3$  (Kužvart a kol., 1983). Byla stanovena maximální pórovitost studovaného křemenného písku a kameniva ze Zbraslavi – frakce 0,125 – 2 mm a 0,125 – 4 mm. V každém případě byla zkouška provedena třikrát a jako výsledek se vzal aritmetický průměr těchto měření. Výsledek je znázorněn v Tab. 2.

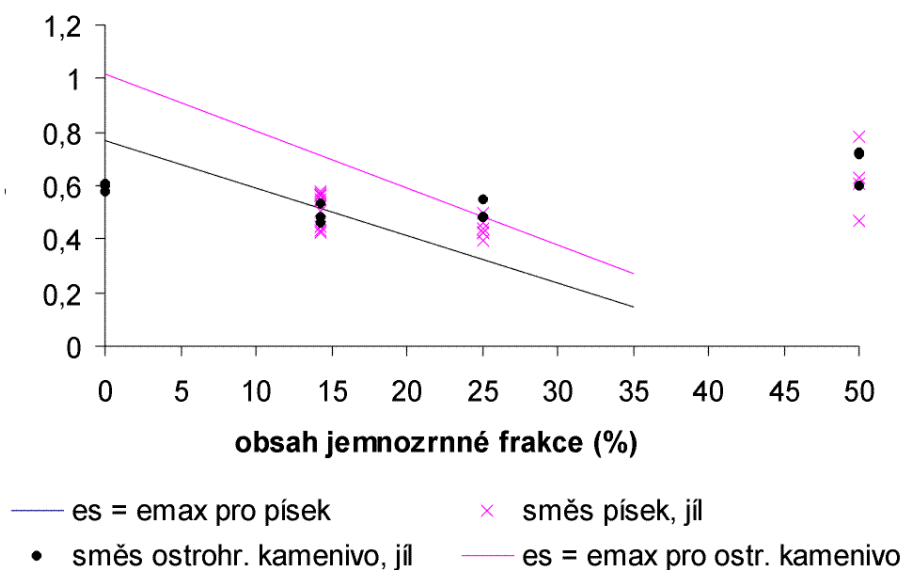
| Matriál               | Maximální pórovitost (%) |
|-----------------------|--------------------------|
| Křemenný písek        | 43,29                    |
| Kamenivo 0,125 – 2 mm | 50,39                    |
| Kamenivo 0,125 – 4 mm | 49,81                    |

Tab.2: Maximální pórovitost hrubozrnné frakce

Je zřetelné, že maximální pórovitost ostrohranného kameniva je vyšší než u písku. Tento výsledek není překvapivý: V případě ostrohranného kameniva s nepravidelnou geometrií se zrna nemohou z důvodu ostrých hran dostat k sobě do tak těsné blízkosti jako v případě oblých zrn křemenného písku. Zkouška také ukázala, že rozdílná zrnitost ostrohranné frakce (< 2mm, resp. < 4mm) nemá velký vliv na maximální pórovitost.

### 2.3.6.2 Závislost pórovitosti na obsahu jemnozrnné frakce

Zjištěné pórovitosti vzorků po izotropní konsolidaci byly vyneseny do grafu závislosti  $e$  na obsahu jemnozrnné frakce. Zároveň jsou zde naznačené i přímky, kde je pórovitost samotné hrubozrnné frakce  $e_s$  rovna maximální pórovitosti pro samotný písek či ostrohranné kamenivo, jejichž měření je popsáno v předchozím odstavci. Tento graf je na Obr. 17.

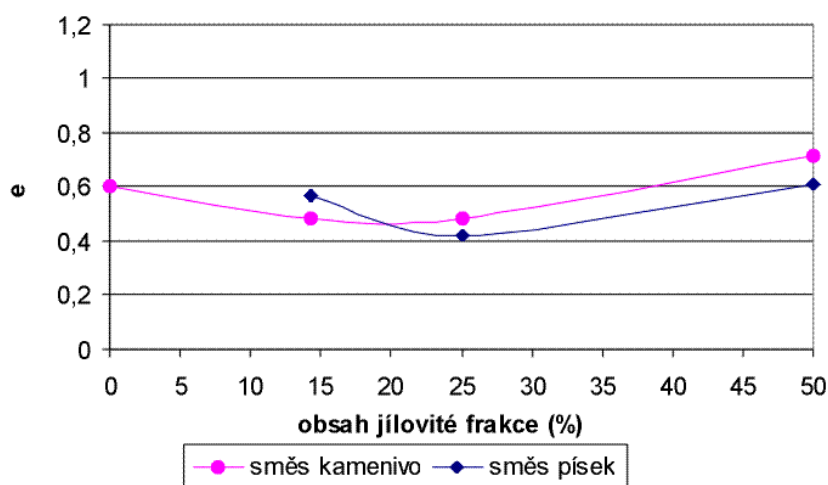


Obr. 17: Závislost pórovitosti vzorku po konsolidaci na obsahu jemnozrnné frakce

Podle teorie popsané v kapitole 2.2.1.4 by měly vzorky, jejichž  $e$  je menší než udává přímka, na níž je  $e_s$  rovna maximální pórovitosti hrubozrnné frakce, vykazovat chování obdobné samotné hrubozrnné frakci. Obsah jílu je tak malý, že nedokáže zaplnit všechny póry mezi zrna hrubozrnné frakce, která zde bude tvořit skelet přenášející silový řetězec v zemině (případ 1). Naopak vzorky nad touto přímkou mají  $e_s$  vyšší, než je maximální pórovitost hrubozrnné frakce bez jemnozrnné příměsi, a proto by se měly chovat obdobně jako samotný jíl. V tomto případě si můžeme zrna hrubozrnné frakce představit jako plovoucí v jemnozrnné matici. Zrna jemnozrnné frakce tedy přenášejí síly v silovém řetězci v zemině (případ 3). Vzorky poblíž přímky pro  $e_s = e_{max,HS}$  by měly vykazovat přechodové chování (případ 2).

Jak je zřetelné z Obr. 17, vzorky směsí ostrohranného kameniva s jílem mají vyšší maximální pórovitost hrubozrnné frakce bez jemnozrnné příměsi  $e_{\max,HS}$ , než vzorky směsí písku s jílem. Přitom je ale jejich pórovitost po konsolidaci obdobná, jakou mají směsi písku s jílem. Podle popsané teorie by to mělo znamenat, že směsi ostrohranného kameniva s jílem budou vykazovat přechodové chování při větším obsahu jemnozrnné frakce než směsi písku s jílem. Z Obr. 17 vyplývá, že vzorky písku s jílem by měly vykazovat přechodové chování přibližně při obsahu jílu 15 až 20 % a vzorky směsí ostrohranného kameniva s jílem při obsahu jílu 22 až 27 %.

Dále byla vyhodnocena závislost pórovitosti vzorku na obsahu jemnozrnné frakce s ohledem na stanovení takového obsahu jemnozrnné frakce, kde bude pórovitost zeminy minimální. Podle Pitmana, et al., 1994 (viz. odstavec 1.2.3), odpovídá obsah jílu, při němž má vzorek minimální pórovitost, takovému obsahu jílu, při němž již začíná být chování zeminy ovlivňováno jemnozrnnou frakcí. V okolí minima pórovitosti by tedy mělo docházet k přechodovému chování. Graf závislosti  $e$  na obsahu jemnozrnné frakce pro zkoušky při počátečním komorovém napětí 200 kPa je na Obr. 18.



Obr. 18: Závislost pórovitosti vzorků po konsolidaci 200 kPa na obsahu jemnozrnné frakce

Z Obr. 18 je zřetelné, že minimální pórovitost pro směsi písku a jílu je přibližně v rozmezí 22 – 27 % jemnozrnné frakce a pro směsi ostrohranného kameniva a jílu v rozmezí 17 – 22 % jemnozrnné frakce. Podle teorie Pitmana by se tedy přechodové chování na směsích písku s jílem mělo objevit při vyšším obsahu jemnozrnné frakce, než na směsích ostrohranného kameniva s jílem. To je v rozporu se zjištěními vyvozenými v předchozím odstavci. Do tohoto problému by mělo vnést jasno vyhodnocení dalších parametrů z provedených triaxiálních zkoušek.

### 2.3.6.3 Vyhodnocení pevnostních parametrů směsí zemín

#### 2.3.6.3.1 Úhel vnitřního tření

Z provedených triaxiálních zkoušek se vyhodnotil úhel vnitřního tření vytvořených směsí. Výsledky jsou pak porovnávány s úhlem vnitřního tření směsí písku s jílem, jejichž vyhodnocení je podrobněji popsáno v dřívějších pracích (Boháč, 1997; Boháč a Kárník, 1998; Mašín, 1999).

Pro směsi ostrohranného kameniva s jílem se vyhodnotil úhel vnitřního tření zeminy proložením přímkové obálky pevnosti metodou nejmenších čtverců mezi body charakterizující stav zeminy v grafu  $s'/t$ . Příмка byla proložena jednak obecně, jednak počátkem. Vyhodnocoval se vrcholový úhel vnitřního tření a úhel vnitřního tření v kritickém stavu. Vrcholový úhel vnitřního tření se uvažoval při takovém osovém přetvoření, kdy zemina vykazovala maximální mobilizovaný úhel vnitřního tření. Úhel vnitřního tření v kritickém stavu nebylo možno vyhodnotit jednoznačně vzhledem k tomu, že i při velkých osových přetvoření docházelo stále k poklesu mobilizovaného úhlu vnitřního tření. Z důvodu, aby byla zajištěna porovnatelnost výsledků, byl za kritický stav považován stav při určitém axiálním přetvoření, konkrétně 33 %.



Výsledky proložení obálek pevnosti ve vrcholovém a kritickém stavu jsou znázorněny v Tab. 3. Obálky pevnosti s drahami napětí jednotlivých zkoušek jsou přiloženy v přílohách.

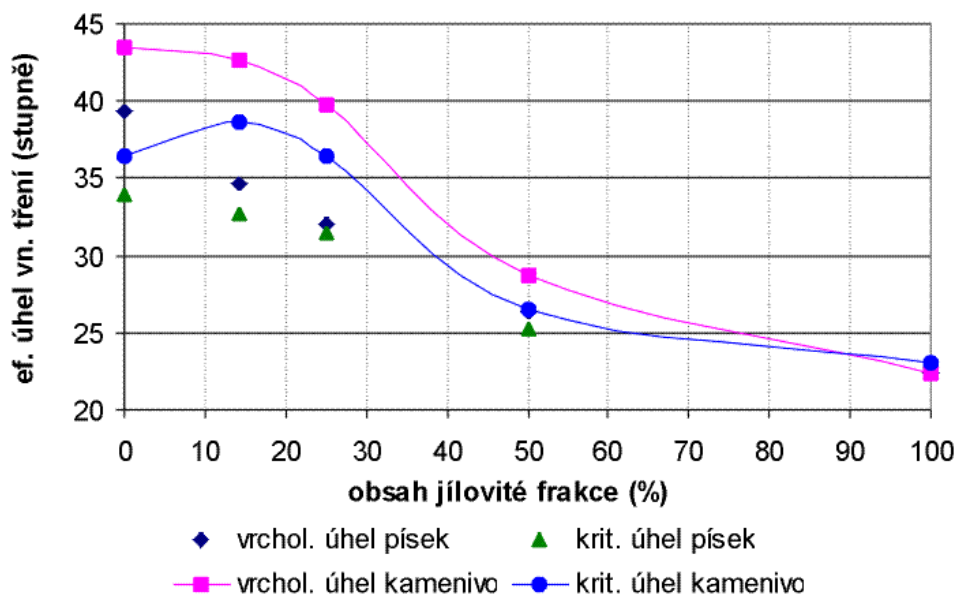
| LINEARIZACE OBECNĚ         |                    |                   |                  |                 |
|----------------------------|--------------------|-------------------|------------------|-----------------|
| obsah jemnozrné frakce (%) | $\phi'_{\max}$ (°) | $c'_{\max}$ (kPa) | $\phi'_{cr}$ (°) | $c'_{cr}$ (kPa) |
| 0,00                       | 43,4               | 18,4              | 36,5             | 34,0            |
| 14,29                      | 42,7               | 5,6               | 38,7             | -4,3            |
| 25,00                      | 39,8               | 3,8               | 36,4             | 2,5             |
| 50,00                      | 28,8               | 10,6              | 25,6             | 10,2            |
| 100,00                     | 22,3               | 10,1              | 23,0             | 8,1             |
| LINEARIZACE POČÁTKEM       |                    |                   |                  |                 |
| obsah jemnozrné frakce (%) | $\phi'_{\max}$ (°) | $c'_{\max}$ (kPa) | $\phi'_{cr}$ (°) | $c'_{cr}$ (kPa) |
| 0,00                       | 45,1               | 0,0               | 38,3             | 0,0             |
| 14,29                      | 43,5               | 0,0               | 38,3             | 0,0             |
| 25,00                      | 40,5               | 0,0               | 36,8             | 0,0             |
| 50,00                      | 31,7               | 0,0               | 28,3             | 0,0             |
| 100,00                     | 27,3               | 0,0               | 27,0             | 0,0             |

Tab. 3: Úhel vnitřního tření pro směsi ostrohranného kameniva 0,125 – 2 mm s jílem

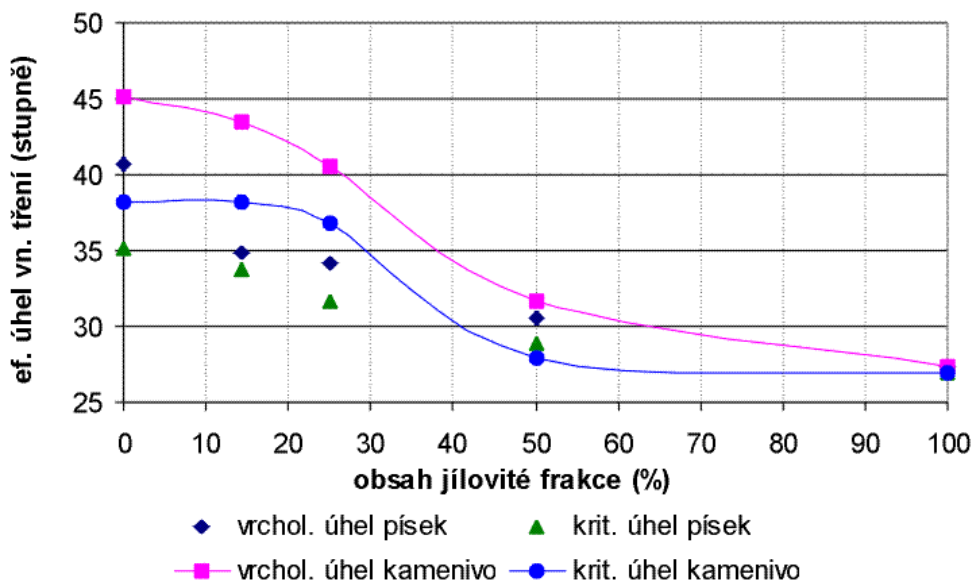
Výsledky úhlů vnitřního tření pro směsi ostrohranného kameniva s jílem znázorněné v Tab. 3 byly vyneseny do grafu závislosti úhlu vnitřního tření na obsahu jemnozrné frakce jednak pro linearizaci obecně, jednak pro linearizaci počátkem (viz Obr. 19 a Obr. 20). V grafech jsou také vyneseny tyto hodnoty pro směsi písku s jílem, které byly zjištěny dříve.

Z grafů na Obr. 19 a 20 je patrné několik zjištění. Je zřejmé, že úhel vnitřního tření samotného kameniva je vyšší než úhel vnitřního tření samotného písku při téměř shodné zrnitosti obou materiálů. Tento výsledek není překvapivý. V případě ostrohranného kameniva je rotace a klouzání částic složitější, než u písku s oblými zrny, z důvodu možného zaklínění zrn zapříčiněného ostrými hranami a výstupky, které se vyskytují na zrnech ostrohranného kameniva, ale ne na zrnech písku.

V grafech je dobře patrná nepříliš široká přechodová zóna, kdy dochází k výrazné změně úhlu vnitřního tření při malé změně obsahu jemnozrné frakce. Tato zóna je lépe patrná na směsích ostrohranného kameniva s jílem, vzhledem k většímu rozdílu v úhlu vnitřního tření mezi oběma frakcemi. V případě ostrohranného kameniva dochází k nejvýraznější změně v rozmezí 28 až 42% obsahu jemnozrné frakce, v případě směsi písku s jílem je toto rozmezí přibližně stejné. Podle teorie popsané v úvodních kapitolách by mělo k tomuto přechodu docházet v oblasti, kdy je  $e_s$  zeminy přibližně rovné maximální pórovitosti samotného kameniva. V případě směsi ostrohranného kameniva s jílem odpovídá tomuto přechodu obsah jemnozrných částic okolo 22 až 27%. Z Obr. 20 je ovšem patrné, že v tomto rozmezí obsahu jemnozrné frakce má směs ještě stále úhel vnitřního tření obdobný samotnému kamenivu. Z toho je zřejmé, že má kamenivo na mechanické chování směsí zeminy vliv i při  $e_s$  vyšším než  $e_{\max,HS}$  a chování zeminy je složitější, než jak ho popisuje jednoduchá teorie prezentovaná v úvodních kapitolách.

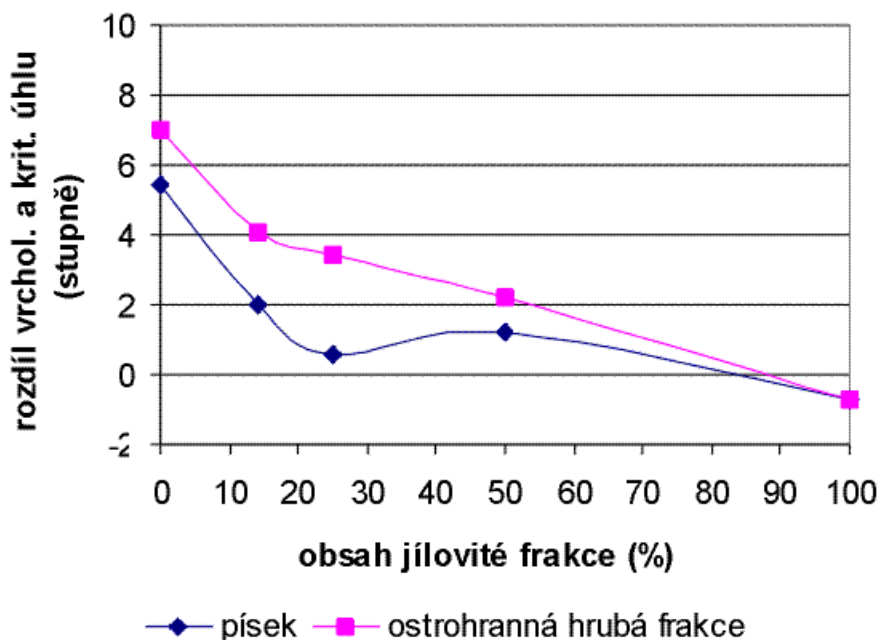


Obr. 19: Závislost úhlu vnitřního tření na obsahu jemnozrné frakce, obálka obecně proložená



Obr. 20: Závislost úhlu vnitřního tření na obsahu jemnozrné frakce, obálka proložená počátkem

Z grafů na Obr. 19 a 20 je také zřetelný vyšší povrchový pokles pevnosti u směsi jílu s ostrohranným kamenivem, než u směsi s pískem (viz také Obr. 21). Může být způsoben větší schopností ostrohranných zrn k zaklínění v průběhu hutnění vzorku při přípravě a v průběhu izotropní konsolidace. Uvedení zrn do pohybu je pak složitější než u směsi s pískem, přeskupování částic v povrchovém stavu bude v případě ostrohranných zrn výraznější než u oblých zrn, a proto dojde k vyššímu poklesu úhlu vnitřního tření. S tím souvisí i vyšší tendence k dilatanci u směsi s ostrohranným kamenivem.



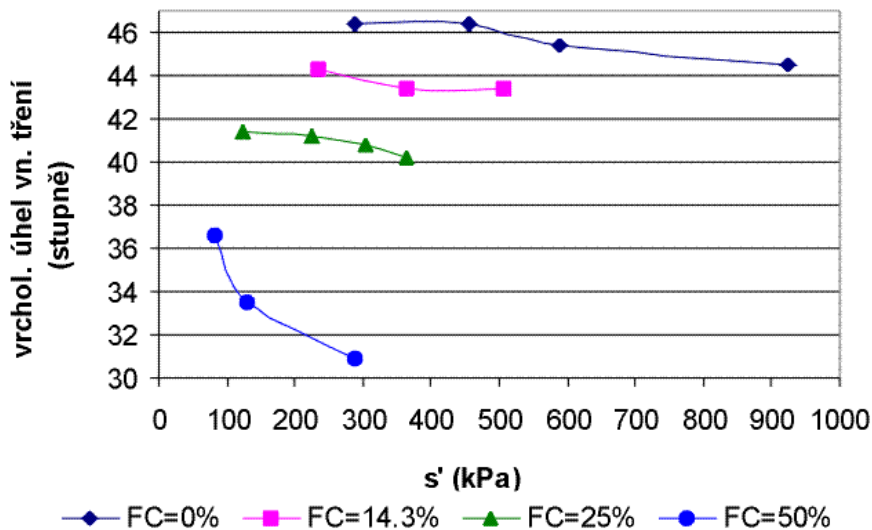
Obr. 21: Rozdíl vrcholového a kritického úhlu vnitřního tření

Dále je patrné, že na vrcholový úhel vnitřního tření, jak v případě směsi s ostrohranným kamenivem, tak v případě směsi s pískem, má vliv i malý obsah jemnozrné frakce. Tento obsah však již neovlivňuje kritickou pevnost zeminy. Zde je třeba poukázat na vlastnosti obou typů pevnosti zeminy. Vrcholová pevnost je závislá na struktuře zeminy, na jejím zhutnění při přípravě vzorků – na počátečním stavu zeminy. Na rozdíl od toho kritická pevnost by podle teorie neměla na stavu zeminy záviset a měla by záviset pouze na jejím složení. V případě těchto směsí je tedy zřejmé, že i malý obsah jemnozrné frakce ovlivní strukturu zeminy při hutnění a při izotropní konsolidaci. Nedojde k teoreticky předpokládanému jevu, že částice jemnozrné frakce zaujmou hned při konsolidaci polohu v pórech mezi částicemi hrubozrné frakce, ale budou i mezi kontakty hrubých částic. Proto se také budou podílet na přenášení sil v zemině a budou ovlivňovat její mechanické vlastnosti. Po dosažení vrcholové pevnosti ovšem dojde k pohybu a přeskupování zrn v zemině a částice jemnozrné frakce již pravděpodobně spíše zaujmou polohu v pórech mezi zrny hrubé frakce než mezi kontakty hrubých zrn a nebudou mít významnější vliv na kritickou pevnost zeminy. Tu začnou ovlivňovat až ve chvíli, kdy bude jejich obsah natolik veliký, že se již nevejdou do mezer mezi zrny hrubé frakce a budou muset zaujmout i polohu mezi kontakty hrubých zrn.

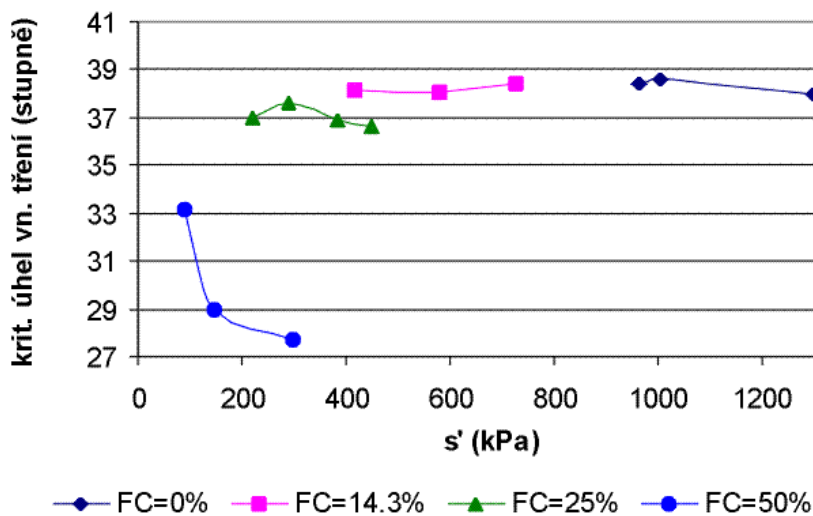
Na první pohled je překvapivý výsledek na Obr. 19, kdy při obecném proložení obálky pevnosti je kritický úhel vnitřního tření pro směs kameniva a obsah jílu 0 % nižší než pro 14,3 %. Je to způsobeno mnohem větší dilatancí vzorku samotného kameniva (viz další odstavce). K dosažení obálky pevnosti díky tomu dojde při výrazně vyšších napětích než u vzorků s jílem. Ve vyšších napětích má ovšem obálka pevnosti, díky konkávní zakřivenosti (viz další kapitola) nižší sklon, než při nižších napětích, a proto při obecném proložení obálky pevnosti bude získaný úhel vnitřního tření pro zeminu bez jílu nižší, než pro zeminu s malým podílem jemnozrné frakce. Při linearizaci obálky pevnosti počátkem se tento jev tak výrazně neprojeví (Obr. 20).

### 2.3.6.3.2 Zakřivenost obálek pevnosti

Zakřivenost obálek vrcholové a kritické pevnosti je znázorněna na Obr. 22 a 23. Pro hodnocení zakřivenosti je využit graf závislosti mobilizovaného vrcholového, respektive kritického úhlu vnitřního tření pro jednotlivé zkoušky na hodnotě  $s'$ , při které bylo daného stavu dosaženo.



Obr. 22: Zakřivenost obálek vrcholové pevnosti



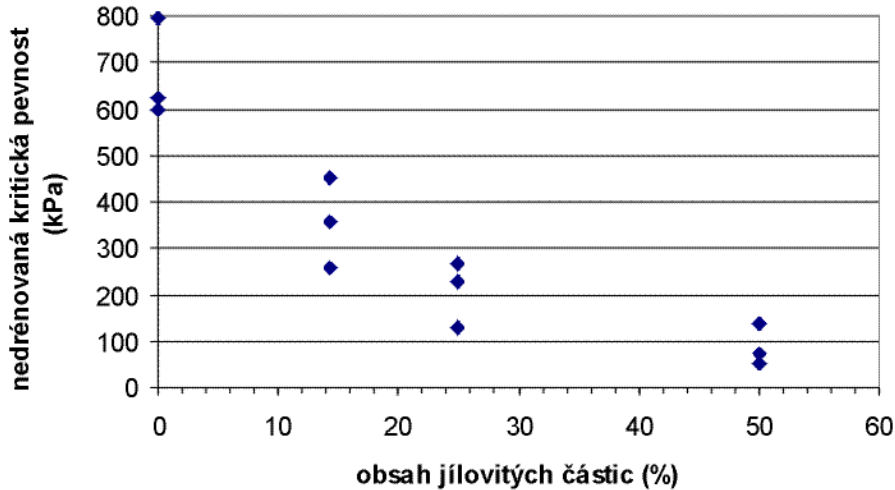
Obr. 23: Zakřivenost obálek kritické pevnosti

Z grafu na Obr. 22 je zřejmá jistá zakřivenost obálky vrcholové pevnosti – pokles mobilizovaného úhlu vnitřního tření se vzrůstajícím napětím, který není příliš veliký až do obsahu jemnozrné frakce 25 %. Pro směs o 50 % jílu je obálka výrazněji zakřivená. Částečně to může být způsobeno i tím, že k dosažení obálky pevnosti při obsahu jílu 50% dojde při nižších napětích, než při nižších obsazích jemnozrné frakce.

Na Obr. 23, kde je vyjádřena zakřivenost obálky pevnosti v kritickém stavu, je vidět, že pro obsahy jílu 0 % - 25 % není obálka kritické pevnosti zakřivená téměř vůbec. V případě vysokého obsahu jemnozrné frakce však zůstává zakřivená i obálka pevnosti v kritickém stavu.

### 2.3.6.3.3 Nedrénovaná pevnost

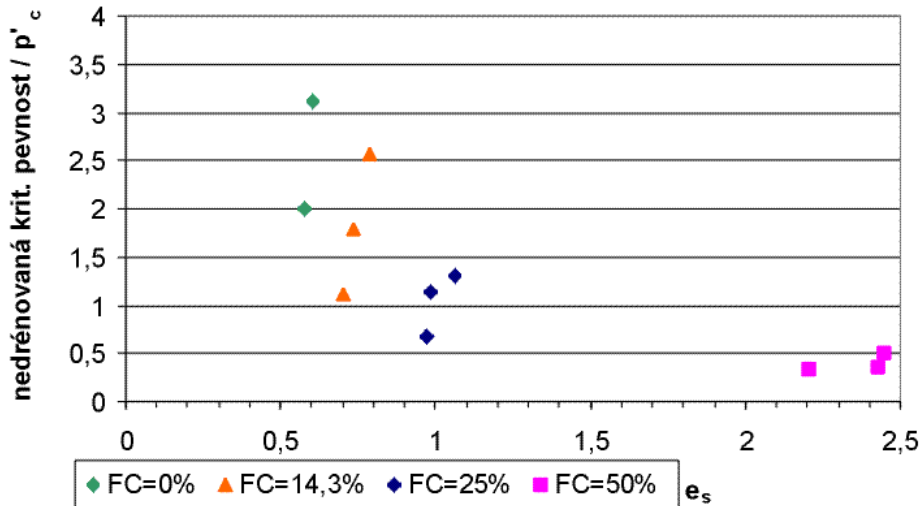
Dále byla vyhodnocována nedrénovaná pevnost v kritickém stavu ( $c_{ucr}$ ), která odpovídá poloměru Mohrovy kružnice vyjadřující kritický stav zeminy. Závislost nedrénované pevnosti na obsahu jemnozrnné frakce je znázorněna na Obr. 24.



Obr. 24: Závislost nedrénované pevnosti na obsahu jemnozrnné frakce

Z grafu na Obr. 24 je patrné, že na rozdíl od kritického úhlu vnitřního tření, který zůstává až do určité prahové hodnoty obsahu jemnozrnných částic v podstatě konstantní, klesá nedrénovaná pevnost postupně i při nízkém obsahu jemnozrnné frakce. Tento jev je způsoben tendencí k dilatanci (viz dále), která také postupně klesá i při nízkém obsahu jemnozrnné frakce. Pro malý obsah jílu je tendence k dilatanci velká, proto dojde k dosažení obálky pevnosti až v oboru vysokých napětí, a proto je veliký i poloměr Mohrovy kružnice pevnosti a nedrénovaná pevnost.

Na dalším obrázku je znázorněna závislost nedrénované pevnosti normalizované vzhledem k počátečnímu komorovému napětí na čísle pórovitosti samotné hrubozrnné frakce  $e_s$ .



Obr. 25: Závislost normalizované nedrénované pevnosti na čísle pórovitosti samotné hrubozrnné frakce

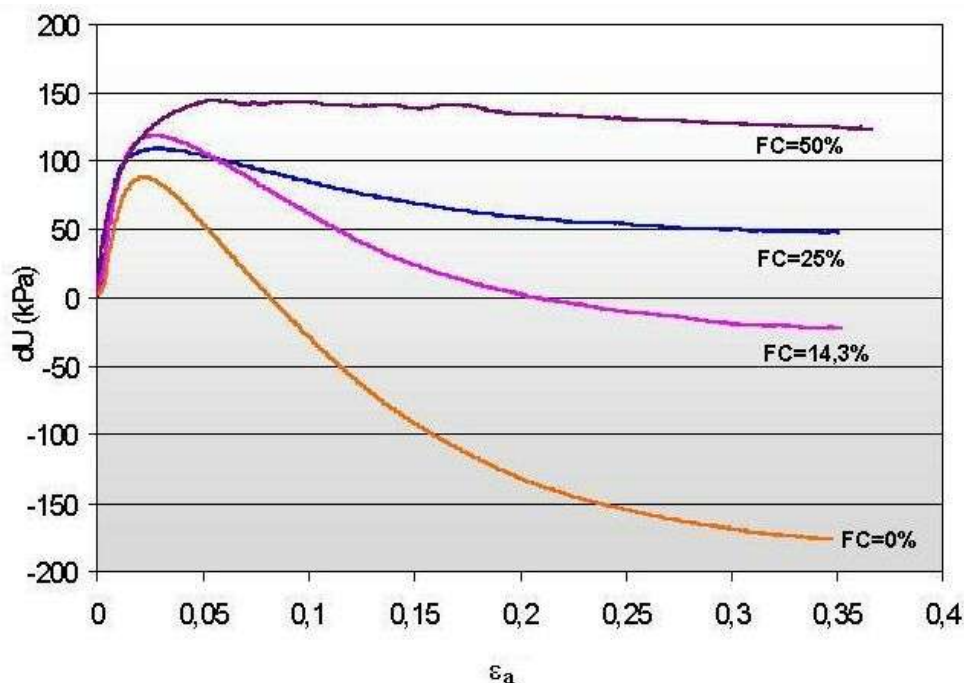
Z Obr. 25 je patrný větší rozptyl hodnot normalizované nedrénované pevnosti pro nízké  $e_s$  (což zhruba odpovídá nízkému obsahu jemnozrné frakce) a malý rozptyl pro vysoká  $e_s$ . Tento výsledek je v souladu se zjištěními Thevanayagama a Mohana (Thevanayagam a Mohan, 1998) – srovnej s Obr. 9. Tento jev vysvětlují zvýšením intergranulárních kontaktů mezi zrny hrubé frakce pro vysoké komorové tlaky pro případ 3 (vysoký obsah jemnozrné frakce), na rozdíl od tlaků nízkých. Pro vysoké obsahy jílu a vysoké  $e_s$  je možno hodnoty nedrénované pevnosti normalizovat vzhledem k počátečnímu komorovému napětí, pro nízké obsahy jílu to však nelze.

### 2.3.6.4 Pracovní diagramy, dráhy napětí a dilatance

V tomto odstavci je shrnut vliv obsahu jemnozrné frakce na mechanické chování zeminy v průběhu zatěžování.

#### 2.3.6.4.1 Dilatance

Na Obr. 26 je znázorněn vliv obsahu jemnozrné frakce na tendenci k dilatanci (kterou u nedrénované zkoušky vyjadřuje změna pórového tlaku). Pro přehlednost jsou zde znázorněna pouze data pro zkoušky při počátečním komorovém napětí 200 kPa, u zkoušek s jinými počátečními komorovými napětími je však zřetelný obdobný trend.

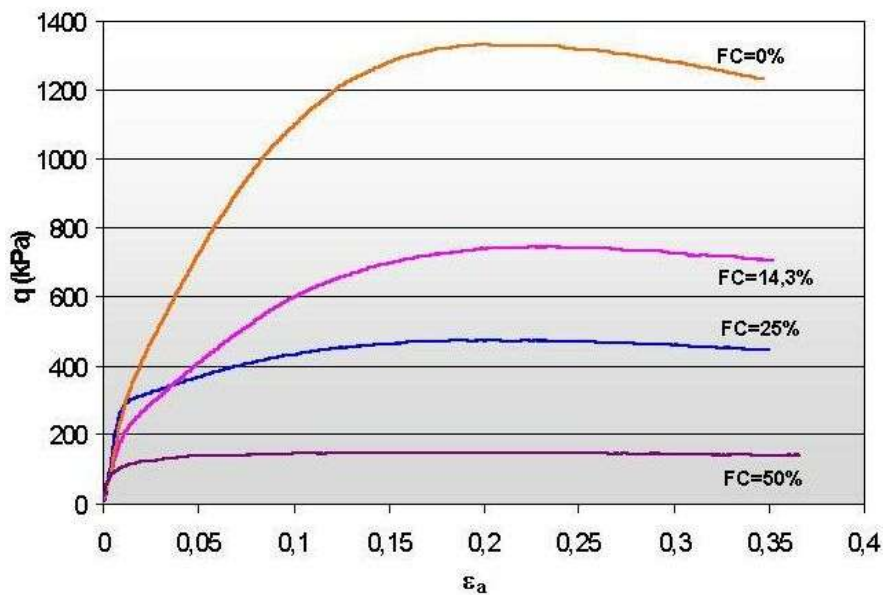


Obr. 26: Vliv obsahu jemnozrné frakce na dilatanci pro zkoušky při počátečním napětí 200 kPa

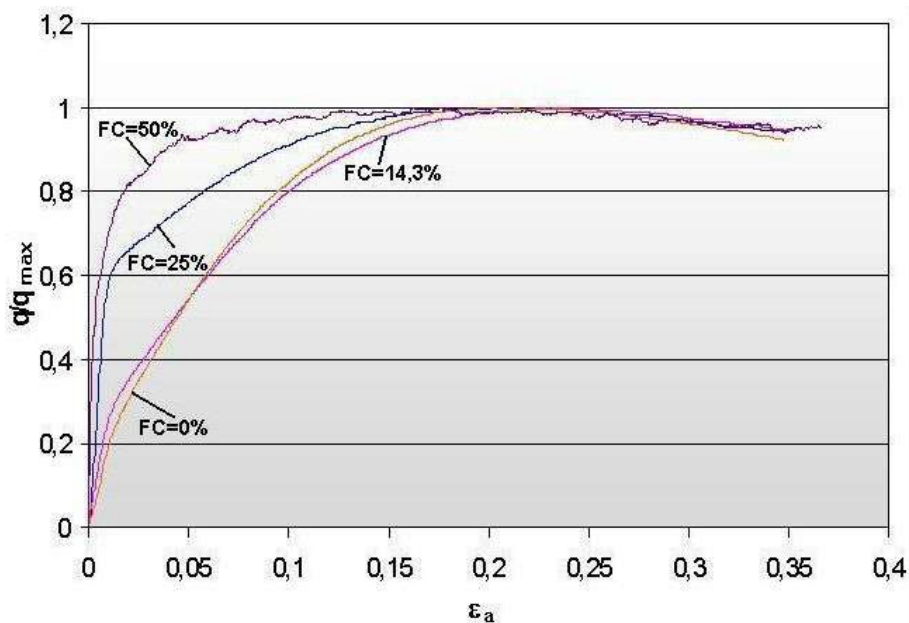
Z Obr. 26 je jednoznačně zřetelné, že při zvyšujícím se obsahu jemnozrné frakce klesá tendence k dilatanci materiálu, jež je největší pro materiál bez jílovité příměsi. Dále je třeba podotknout, že dilatanci ovlivňují i malé obsahy jemnozrné frakce. Nebylo pozorováno chování předpokládané teorií, podle níž by se až do určité prahové hodnoty dilatance neměla měnit. Vliv i malého množství jemnozrné frakce na dilatanci materiálu se projeví na drahách napětí (viz dále) a na normalizované pevnosti (Obr. 24), kterou také ovlivní i malý obsah jemnozrné frakce. Zjištěné výsledky dobře souhlasí s pozorováními Zlatovic a Ishihary (1995) a s výsledky Thevanayagama a Mohana (2000), které jsou shrnuty v přehledu literatury v kapitole 2.2.3. Naopak nebyl sledován trend zjištěný v práci Georgiannou et al., 1990, kteří zjistili minimální dilatanci při obsahu jemnozrné frakce 10 % a při dalším zvyšování obsahu jemnozrné frakce růst dilatance.

### 2.3.6.4.2 Pracovní diagramy

Na Obr. 27 jsou znázorněny pracovní diagramy zkoušek s počátečním komorovým napětím 200 kPa a na Obr. 8 jsou tytéž diagramy v bezrozměrném tvaru - normalizované vzhledem k vrcholovému deviátorovému napětí.



Obr. 27: Pracovní diagramy pro zkoušky o počátečním komorovém napětí 200 kPa

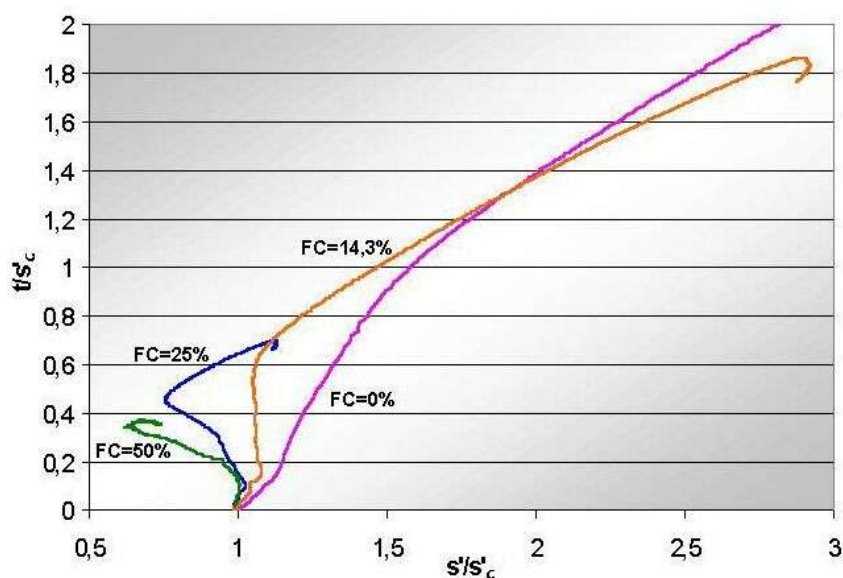


Obr. 28: Pracovní diagramy pro zkoušky o počátečním komorovém napětí 200 kPa normalizované vzhledem k vrcholovému deviátorovému napětí

Z Obr. 27 je zřejmé, že při zvyšování obsahu jemnozrné frakce roste i maximální dosažené deviátorové napětí, což také souvisí s postupným snižováním dilatance při zvyšování obsahu jemnozrné frakce. Tato pozorovaná vlastnost již byla komentována v odstavci o nedrénované pevnosti zemin. Z Obr. 28 je zřejmé, že tvar pracovních diagramů pro obsah jílu 0 % a 14,3 % je téměř identický, až u obsahu jílu 25 % dojde ke změně. Dochází pak k rychlejšímu nárůstu normalizovaného deviátorového napětí při malých přetvoření a k menšímu povrcholovému změkčení. Obdobná závislost je pozorovaná v pracích Thevanayagama a Mohana (2000) a Pitmana (1994). Také je zde pozorované větší povrcholové změkčení při nižším obsahu jemnozrné frakce, ovšem na rozdíl od zde prezentovaných výsledků je povrcholové změkčení výraznější a maximální deviátorové napětí je dosaženo při mnohem menším axiálním přetvoření.

#### 2.3.6.4.3 Dráhy napětí

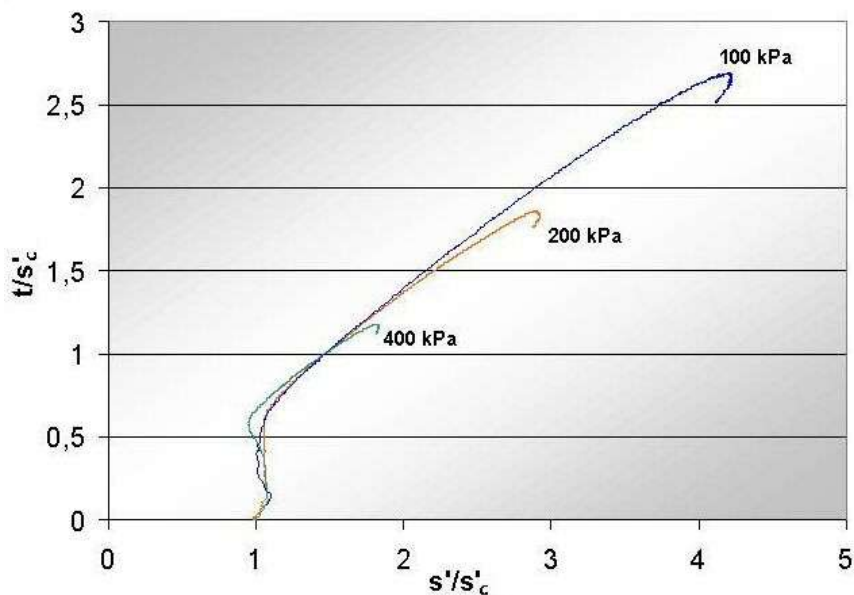
Na Obr. 29 jsou znázorněny dráhy napětí normalizované vzhledem k počátečnímu komorovému napětí pro zkoušky o počátečním napětí 200 kPa. Pouze pro směs s obsahem 25 % jílovité frakce je v obrázku znázorněna dráha napětí pro zkoušku o počátečním napětí 400 kPa. Dráha napětí pro zkoušku DPM 0008 (FC=25 % a 200kPa) se lišila od ostatních zkoušek na zeminách o stejném podílu jemnozrné frakce, pravděpodobně to bylo způsobeno větším zhutněním při přípravě vzorku (viz obálky pevnosti a dráhy napětí jednotlivých zkoušek zobrazené v přílohách). Pro ilustraci vhodnosti normalizace drah napětí je přiložen i Obr. 30. Na něm jsou normalizované dráhy napětí pro zkoušky o obsahu jemnozrné frakce 14,3 % pro počáteční komorové napětí 100, 200 a 400 kPa. Je zřetelné, že dráhy jsou téměř identické. Liší se pouze maximálním dosaženým napětím. Vhodnost normalizace deviátoru napětí v kritickém stavu ( $c_{ucr}$ ) pomocí počátečního komorového napětí je diskutována v odstavci 2.3.6.3.3.



Obr. 29: Dráhy napětí pro zkoušky o počátečním napětí 200 kPa (směs s 25 % jílu 400 kPa) normalizované vzhledem k počátečnímu komorovému napětí

Z Obr. 29 je patrný trend, kdy se dráhy napětí posouvají se zvyšováním obsahu jemnozrné frakce více do oboru menších normálových napětí. Je to opět způsobeno tendencí k dilatanci vzorků s menším obsahem jemnozrné frakce a postupným přechodem ke kontraktantnímu chování při větších obsahích. S těmito drahami napětí pak souvisí i v předešlých kapitolách zmiňované jevy, jako je velikost nedrénované pevnosti či tvar pracovních diagramů. Stejný trend zjistili ve svém výzkumu Zlatovic a Ishihara (1995) – srovnej s Obr. 5. Naopak výsledky Pitmana a spolupracovníků (Pitman et al., 1994) vykazují trend opačný – viz Obr. 6.

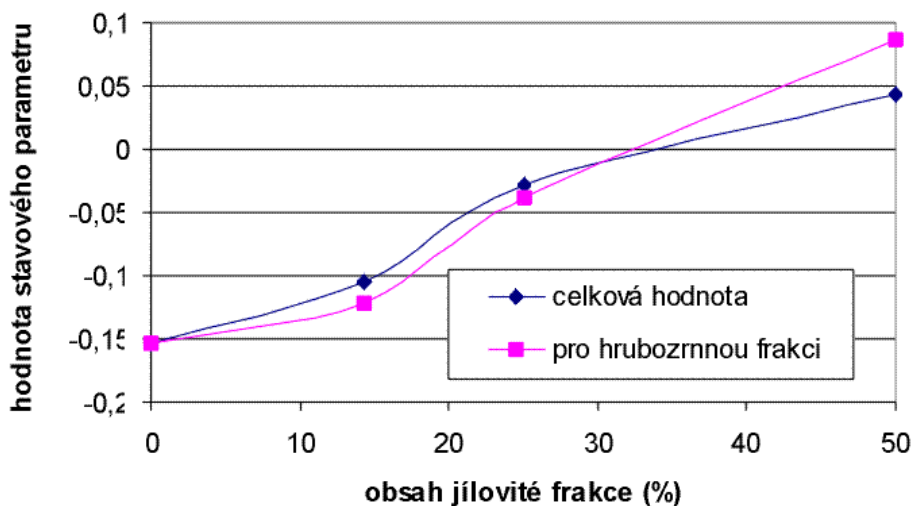




Obr. 30: Dráhy napětí normalizované vzhledem k počátečnímu komorovému napětí pro směsi s obsahem jemnozrné frakce 25 %

#### 2.3.6.4.4 Stavový parametr $\psi$

S dilatancí souvisí i velikost stavového parametru  $\psi$ , který vyjadřuje změnu stavu zeminy před dosažením kritické pevnosti. Stavový parametr byl vyhodnocen způsobem znázorněným na Obr. 1 a jeho hodnoty pro směsi ostrohranného kameniva s jílem jsou znázorněny na Obr. 31. Protože se zjistilo (viz dále), že sklon čáry vyjadřující stavy po izotropní konsolidaci se liší od sklonu čáry kritických stavů, tak se velikost stavového parametru  $\psi$  kvůli porovnatelnosti výsledků vyhodnotila pro všechny materiály pro počáteční komorové napětí 200 kPa.



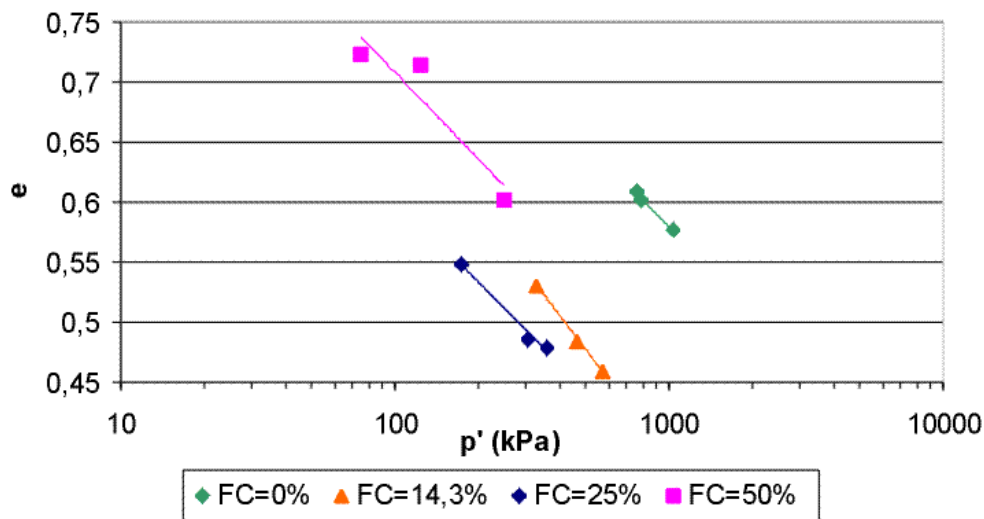
Obr. 31: Hodnota stavového parametru  $\psi$  a stavového parametru pro samotnou ostrohrannou hrubozrnnou frakci  $\psi_s$  při napětí 200 kPa

Z obrázku je patrné, že při zvyšování obsahu jemnozrné frakce postupně vzrůstá hodnota stavového parametru, tedy že se postupně snižuje dilatance. Toto zjištění bylo popsáno již v dřívějších kapitolách. V Obr. 31 je znázorněna i hodnota stavového parametru pro samotnou hrubozrnnou frakci  $\psi_s$ . Podle teorie popsané v úvodních kapitolách (viz kapitola 2.2.1.3) by velikost  $\psi_s$  při nižším obsahu

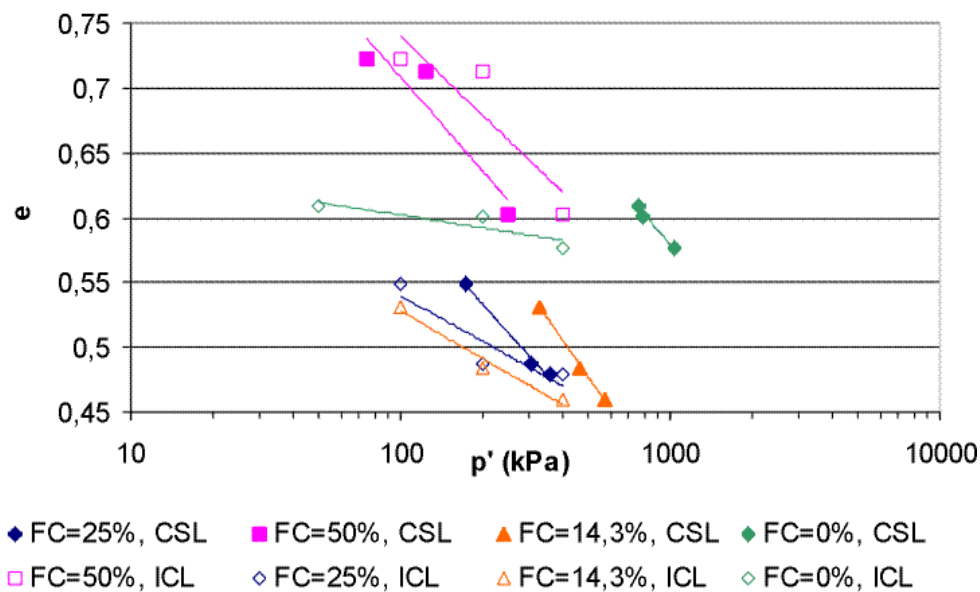
jemnozrná frakce až do určité prahové hodnoty, kdy je pórovitost samotné hrubozrné frakce  $e_s$  rovna maximální pórovitosti hrubozrné frakce bez jemnozrné příměsi  $e_{max,s}$  (případ 1 a 2), neměla být závislá na obsahu jemnozrné frakce. Z Obr. 31 je ale zřetelné, že i malý obsah jemnozrné frakce zvyšuje hodnotu  $\psi_s$ . Znovu se tedy ukazuje, že chování skutečných zemín je složitější, než jak jej popisuje teorie prezentovaná v úvodu práce a i malý obsah jemnozrné frakce bude ovlivňovat mechanické chování zeminy v průběhu deformace, jak je podrobněji rozepsáno v odstavci 2.3.6.3.1. Obsah jemnozrné frakce totiž ovlivní strukturu zeminy, která má vliv na její chování v průběhu deformace. Jak bylo ukázáno v odstavci 2.3.6.3.1, nebude malý obsah jemnozrné frakce ovlivňovat úhel vnitřního tření zeminy v kritickém stavu, který na struktuře zeminy nezávisí.

### 2.3.6.5 Čáry kritických stavů celkové a pro samotnou hrubozrnou frakci

Čáry kritických stavů (CSL) a čáry stavů jednotlivých vzorků po izotropní konsolidaci (ICL) pro směsi ostrohranného kameniva s jílem jsou znázorněny na Obr. 33. Pro přehlednost je přiložen i Obr. 32, na němž jsou pouze čáry kritických stavů pro jednotlivé směsi zemín.



Obr. 32: Čáry kritických stavů

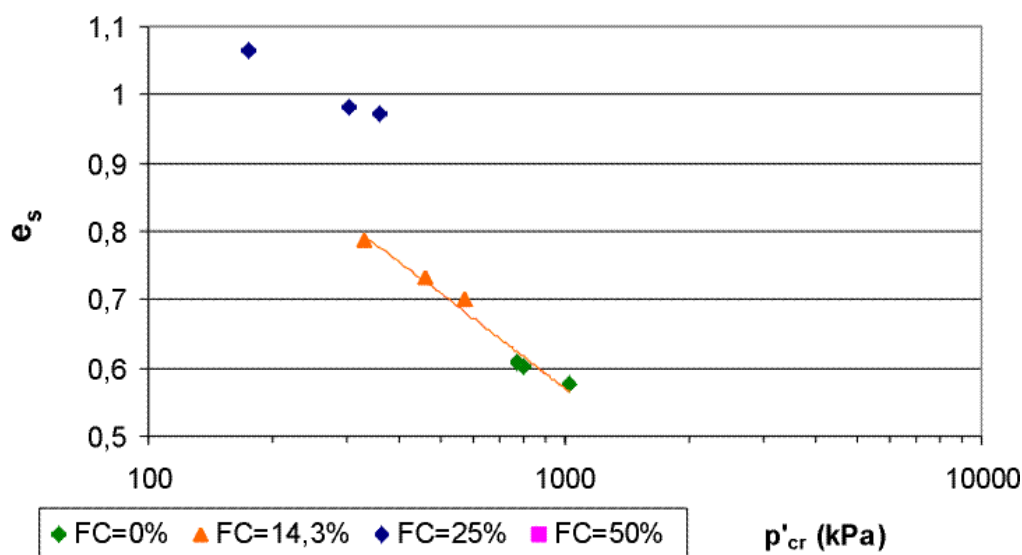


Obr. 33: Čáry kritických stavů a čáry stavů jednotlivých vzorků po izotropní konsolidaci

Z Obr. 32 je zřetelné, že čáry kritických stavů mají pro všechny obsahy jílu přibližně stejný sklon. Toto jištění je v souladu například s prací Zlatovic a Ishihary (1995), kteří také sledovali, že obsah jemnozrné frakce neovlivňuje sklon čáry kritických stavů. Dále na Obr. 33 můžeme vidět, že čáry kritických stavů zobrazené v prostoru  $e/\log p'$  klesají až do obsahu jemnozrné frakce 25 %, a pak znovu stoupají, ovšem čára kritických stavů pro obsah jemnozrné frakce 50 % je níže než čára pro obsah 0 %. Vzdálenost čar kritických stavů pro obsah jemnozrné frakce 14,3 % a 25 % je malá. Zjištění opět souhlasí s prací Zlatovic a Ishihary (1995), kde je pro čáry kritických stavů pozorován obdobný trend a nejnižší je čára pro obsah jemnozrné frakce 30 %, a s prací Pitman et al. (1994), kde je minimum pozorováno pro obsah jemnozrné frakce 20 %. Tyto výsledky jsou zřejmé již z Obr.17 a 18.

Na Obr. 33 jsou kromě čar kritických stavů znázorněny ještě čáry stavů jednotlivých vzorků po izotropní konsolidaci. Je vidět, že v tomto případě sklon čáry vyjadřující stav po izotropní konsolidaci závisí významně na obsahu jemnozrné frakce. Při zvyšování obsahu jemnozrné frakce se zvyšuje i sklon čáry vyjadřující stav po izotropní konsolidaci, ovšem sklon čar pro obsah jílu 25 % a 14,3 % je v podstatě shodný. Vzdálenost čar kritických stavů a čar stavů vyjadřujících izotropní konsolidaci ve směru osy  $e$  je rovna velikosti stavového parametru  $\psi$ , který byl vyhodnocen v předešlé kapitole.

Na Obr. 34 jsou vyneseny čáry kritických stavů pro samotnou hrubozrnou frakci.



Obr. 34: Čáry kritických stavů pro samotnou hrubozrnou frakci

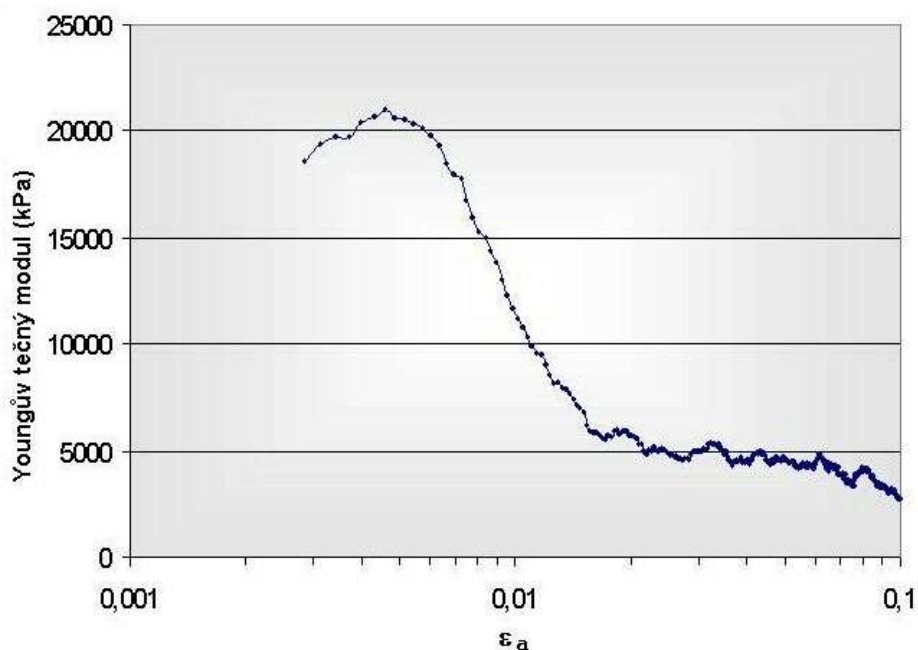
Podle teorie sepsané v úvodních kapitolách by čáry kritických stavů pro samotnou hrubozrnou frakci pro případ 1, tedy až do obsahu jemnozrné frakce při němž dochází k přechodovému chování, měly padnout do jedné přímky nezávisle na obsahu jemnozrné frakce. Z Obr. 34 je zřetelné, že se takto chovají čáry kritických stavů pro obsah jemnozrné frakce 14,3 % a 0 %, které tvoří relativně přesně jedinou čáru kritických stavů pro samotnou hrubozrnou frakci. Body v tomto diagramu pro zeminy o obsahu jemnozrné frakce 25 % a vyšší (v grafu nejsou znázorněny vzhledem k měřítku osy  $e$ ) však již na tuto čáru nepadnou. Výsledek souhlasí se zjištěními Thevanayagama a Mohana (2000) -porovnej s Obr. 4.

### 2.3.6.6 Youngův modul

Z pracovních diagramů jednotlivých triaxiálních zkoušek byl vyhodnocen i Youngův modul. Vyhodnocován byl tečný modul způsobem, že byl vypočten poměr rozdílu axiálního napětí a axiální deformace pro dvě sousední měření. Vzhledem k tomu, že docházelo k určitému rozptylu hodnot při měření osové síly, jsou i výsledky tečného Youngova modulu rozkolísané. Ve většině případů však je možno proložením mezi jednotlivé body získat jednoznačnou křivku (vyhlazení se provedlo pomocí

klouzavého průměru). K dalším nepřesnostem docházelo v oboru malých axiálních přetvoření. Vzhledem k tomu, že při triaxiálních zkouškách na směsích ostrohranného kameniva s jílem nebyla používána lokální měřidla deformace, jsou hodnoty Youngova modulu zkresleny díky nepřesnostem v měření axiálního posunu pomocí vnějšího měřidla (nepřesnosti vznikají např. dosedáním hlavy pístu na vzorek, dosedání porézních destiček apod.). Křivky získané tímto způsobem mají u většiny vzorků tvar, jaký je znázorněn na Obr. 36 (zkouška DPM 0011-směs s 14,3 % jemnozrnné frakce, počáteční komorové napětí 200 kPa). Počáteční vzestupná větev nemá fyzikální význam a je způsobena právě nepřesnostmi v měření axiálního posunutí. Následně je zřejmý pokles Youngova modulu až k hodnotám blízkým nule, kde dochází k zplastizování materiálu.

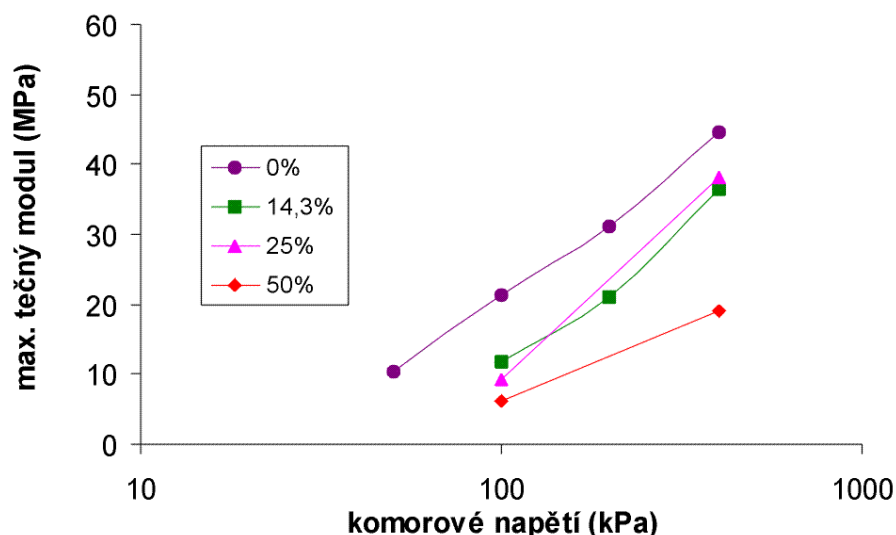
Na Obr. 36 jsou znázorněny hodnoty tečných Youngových modulů. Modul nebyl vyhodnocován klasickým způsobem, kdy je jeho velikost uvažována v polovině deviátoru napětí ( $E_{50}$ ) vzhledem k tomu, že tvar pracovních diagramů pro různé zkoušky byl rozdílný (viz Obr. 27 a 28). Za jeho velikost je považována maximální hodnota na křivce ilustrované na Obr. 35. Pro zkoušky, kde se pozorovalo maximum, jsou hodnoty takto zjištěného Youngova modulu a  $E_{50}$  obdobné. Hodnoty u těch zkoušek, kdy nebylo maximum pozorováno, nebyly vyhodnocovány - v tomto případě vykazují vzorky stálý pokles tuhosti s axiálním přetvořením.



Obr. 35: Typický graf závislosti tečného youngova modulu na axiálním přetvoření (zkouška DPM 0011)

I přesto, že ve vyhodnocování maximálního tečného Youngova modulu mohou být nepřesnosti díky nepřesnému měření axiální deformace v oboru malých přetvoření, je vidět, že hodnotami maximálních tečných modulů při znázornění v grafu  $E/\log p'$  je možno proložit přímkou, která relativně přesně vystihuje měřené hodnoty. Je tedy zřetelná logaritmická závislost tečného Youngova modulu na komorovém napětí.

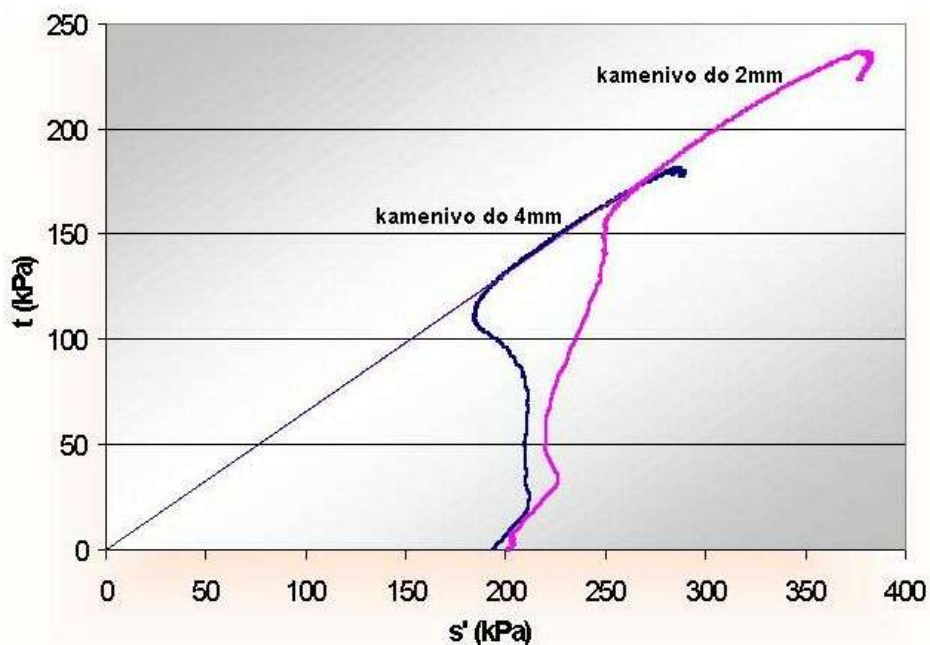
Dále je sledovaný trend poklesu tečného Youngova modulu se zvyšujícím se obsahem jemnozrnné frakce, přičemž ale hodnoty pro obsah jílu 25 % a 14,3 % jsou téměř shodné. Toto zjištění je v dobrém souladu s tím, co je komentováno v předchozí kapitole: z čar izotropní konsolidace je zřejmé, že jejich sklon je téměř shodný pro směsi s obsahem jílu 25 % a 14,3 %, sklon je nižší pro obsah jílu 0 % a vyšší pro obsah 50 %.



Obr. 36: Závislost maximálního tečného Youngova modulu na komorovém napětí

### 2.3.6.7 Vliv zrnitosti hrubozrné frakce

Provedla se pouze jedna zkouška s rozdílnou zrnitostí hrubozrné frakce a výsledky mohou být tedy ovlivněny experimentálními chybami. Ukazuje se, že se sledované vlastnosti pro směs, kde je hrubozrná frakce tvořena kamenivem o zrnitosti 0,125 – 2 mm a 0,125 – 4 mm, příliš neliší: např. hodnoty mobilizovaného vrcholového a kritického úhlu pro směs s kamenivem 0,125 - 2 mm jsou 40,8 a 36,9 stupně a pro směs 0,125 - 4 mm je to 41,2 a 37,6 stupňů. Na Obr. 37 jsou porovnány dráhy napětí a obálky vrcholové pevnosti pro zkoušky na kamenivu o zrnitosti do 2 mm a do 4 mm při počátečním komorovém napětí 200 kPa.



Obr. 37: Dráhy napětí a obálky vrcholové pevnosti pro zkoušky na směsích s kamenivem různé zrnitosti

Dráhy napětí na Obr. 37 jsou rozdílné. Je to ovšem způsobeno netypickým průběhem dráhy napětí u zkoušky DPM 0008 (kamenivo do 2 mm, směs 3:1, 200 kPa). Jak již bylo komentováno

dříve, byl vzorek pravděpodobně při přípravě více zhuštěn. Z Obr. 37 je zřejmé, že přestože se dráhy napětí pro tyto dva vzorky liší, obě dosáhnou v podstatě totožné obálky pevnosti.

Zjištění, že rozdílná zrnitost hrubozrné frakce nemá významnější vliv na vlastnosti zeminy, je v souladu se zjištěním Pitmana et al. (1994).

## **2.3.7 Diskuse výsledků**

### **2.3.7.1 Vliv obsahu jemnozrné frakce na chování zeminy**

Základem pro vyhodnocování vlivu obsahu hrubozrné frakce v této práci je teorie zmíněná v úvodních kapitolách, v níž se předpokládá, že chování zeminy bude obdobné chování samotné hrubozrné frakce až do určité prahové hodnoty. Nejnověji tuto teorii podrobně popsali Thevanayagam a Mohan (2000), jejichž práce je prezentovaná v úvodních kapitolách. Triaxiální zkoušky provedené v rámci této práce byly vyhodnocovány tím způsobem, aby mohla být zodpovězena otázka vhodnosti této teorie pro popis chování směsí zemin.

Jak bylo v předešlých kapitolách podrobně objasněno, ze znalosti pórovitosti zeminy, obsahu jemnozrné frakce a maximální pórovitosti hrubozrné frakce samotné je možno vypočítat obsah jemnozrné frakce, při němž by mělo docházet k přechodovému chování. Pro směsi ostrohranného kameniva s jílem je tento poměr podle prezentované teorie asi 22 až 27 % obsahu jemnozrné frakce (Obr. 17).

Při vyhodnocení triaxiálních zkoušek na směších zemin se ukázalo, že výše popsané teorii, kdy by při malém obsahu jemnozrné frakce neměly být vlastnosti zeminy touto frakcí ovlivněny (při stejném  $e_s$ ), odpovídá pouze kritický úhel vnitřního tření (Obr. 19 a 20) a částečně též zakřivenost obálek pevnosti (Obr. 22 a 23). Přitom ovšem k přechodovému chování nedochází při obsahu jemnozrné frakce 22 až 27 %, jak by vyplývalo z teorie, ale při obsahu vyšším (28 až 42 %). Při obsahu jemnozrné frakce 22 až 27 % je úhel vnitřního tření v kritickém stavu ještě velmi blízký úhlu vnitřního tření samotné hrubozrné frakce.

Na ostatní vyhodnocované parametry, jako vrcholový úhel vnitřního tření (Obr. 19 a 20) a s ním související (vzhledem ke stálému kritickému úhlu vnitřního tření) povcholové změkčení zeminy (Obr. 21), má vliv i malý obsah jemnozrné frakce. Hodnoty těchto parametrů postupně klesají se zvyšováním obsahu jemnozrné frakce.

I malý obsah jemnozrné frakce také ovlivňuje všechny charakteristiky zeminy v průběhu zatěžování. Se zvyšujícím se obsahem jemnozrné frakce postupně klesá sklon k dilatanci (Obr. 26). S ní pak souvisí i postupná změna tvaru pracovních diagramů (Obr. 27), nedrénované pevnosti (Obr. 24) a drah napětí (Obr. 29). S postupným zvyšováním sklonu k dilatanci pak postupně klesá i hodnota stavového parametru  $\psi$  (Obr. 31).

Teorie Thevanayagama a Mohana (2001) předpokládá stejné chování pro vzorky o stejné pórovitosti samotné hrubozrné frakce  $e_s$ . V případě studovaných směsí rostla se zvyšováním obsahu jemnozrné frakce i pórovitost  $e_s$ , takže sledované veličiny nelze přímo porovnávat. Autoři zavádí další veličinu, stavový parametr pro samotnou hrubozrnou frakci  $\psi_s$ . Jeho velikost by měla být pro malý obsah jemnozrné frakce konstantní. Jak je ovšem vidět na Obr. 31, i hodnota  $\psi_s$  postupně vzrůstá (i když je možno sledovat menší změnu pro obsah jemnozrné frakce do 10 %). Naopak mezi hodnoty pro čáry kritických stavů pro samotnou hrubozrnou frakci (Obr. 34) pro obsahy jílu 0 % a 14,3 % lze proložit přímkou, až pro vyšší obsahy jemnozrné frakce jsou hodnoty  $e_s$  od této přímky odchýlené.

Z výsledků je zřejmé, že malý obsah jemnozrné frakce neovlivní velikost úhlu vnitřního tření v kritickém stavu, což je veličina, která by neměla být závislá na struktuře zeminy. V případě kritického úhlu vnitřního tření se zemina chová podle popsané teorie, a lze proto předpokládat, že se zemina v průběhu smyku dostane do takového stavu, kdy jsou zrna jemnější frakce situována v pórech mezi zrny hrubé frakce a nemají pak významnější vliv na kritickou pevnost. Přechodové chování se ovšem objevuje při vyšším obsahu jemnozrné frakce, než předpokládá teorie. Je zřejmé, že částice hrubé frakce mají vliv na vlastnosti zeminy i v případě, kdy je pórovitost  $e_s$  vyšší než maximální pórovitost, jíž by mohla dosáhnout hrubá frakce samotná. Stejným způsobem jako kritický úhel vnitřního tření se chovají i čáry kritických stavů pro samotnou hrubozrnou frakci, které jsou při

obsahu jílu 14,3 % shodné s čarou pro obsah jílu 0 % - jedná se také o veličinu popisující kritický stav zeminy, neměla by tedy záviset na její struktuře.

Ostatní veličiny ovlivňuje i malý obsah hrubozrné frakce. Vzhledem k tomu, že se jedná o veličiny ovlivněné strukturou zeminy, lze předpokládat, že i malý obsah jemnozrné frakce má vliv na strukturu zeminy, která vznikne v průběhu přípravy vzorku a izotropní konsolidaci. Výsledek není překvapivý. Nelze očekávat, že by zrna jílu zaujala pozice přesně v pórech mezi zrny hrubé frakce již při pouhém nasypávání a mechanickém hutnění materiálu. Dochází pravděpodobně k tomu, že s větším obsahem jemnozrné frakce vznikne větší akumulace jemnozrných částic i mezi kontakty zrn hrubé frakce. Proto dochází k postupné změně mechanických vlastností zeminy závislých na struktuře se zvyšováním obsahu jemnozrné frakce. K přeskupení jemných částic do pórů mezi hrubými zrny dojde až po dlouhém pohybu a přeskupování částic v prostoru smykové zóny při dosažení kritického stavu.

Toto tvrzení je podepřeno i faktem, že při postupném zvyšování obsahu jemnozrné frakce roste i velikost  $e_s$ . Kdyby zrna jílu zaujala hned při přípravě vzorku pozice mezi zrny hrubé frakce a ne mezi jejich kontakty, byla by pórovitost  $e_s$  konstantní při malém obsahu jemnozrné frakce. I malý obsah jílu pak ovlivňuje i velikost stavového parametru pro samotnou hrubozrnou frakci. Jinými slovy to znamená, že i v případě, že budou mít dva vzorky o různém obsahu jemnozrné frakce stejnou pórovitost  $e_s$ , nebude stejné vzájemné uspořádání částic hrubé frakce, a proto se bude odlišovat i chování takovýchto vzorků v průběhu zatěžování. Částice hrubé frakce dospějí pro oba vzorky do obdobného uspořádání až po delším pohybu na smykové zóně, při dosažení kritické pevnosti.

Tím, že částice jemné frakce zaujmou při přípravě vzorku i pozice mezi kontakty zrn hrubé frakce je pravděpodobně možno vysvětlit i hodnoty Youngova modulu, který se liší jen minimálně pro obsah jílu 14,3 % a 25 %, je vyšší pro obsah 0 % a nižší pro obsah 50 %. Koeficient tření  $\mu$  mezi jednotlivými zrny zeminy je významně nižší pro jílovité částice, než pro částice hrubé frakce (Mitchell, 1993). Při nulovém obsahu jemnozrné frakce se dotýkají přímo zrna hrubé frakce, velikost Youngova modulu je proto velká. Při menším obsahu jemnozrné frakce (14,3 % a 25 %), jak vyplývá z citovaných výsledků, již nedochází k přímému kontaktu zrn hrubé frakce, uplatňuje se tedy tření mezi zrny jemnozrné frakce. To je nižší, a bude proto nižší i Youngův modul. Struktura zeminy je přitom stále podporována hrubozrným skeletem, což podporuje i fakt, že má stále tendenci k dilatanci. Až při vysokém obsahu jemnozrné frakce (50 %) dojde k tomu, že zrna hrubé frakce netvoří skelet v zemině, „plavou“ v jemnozrné matici, a velikost Youngova modulu bude odpovídat modulu pro samotný jíl.

### 2.3.7.2 Vliv tvaru zrn hrubé frakce na chování směsi zemin

V průběhu dřívějších výzkumů na směsích písku s jílem nebyly vyhodnocovány všechny veličiny tak, jak tomu bylo v rámci této práce na směsích ostrohranného kameniva s jílem, proto není možno udělat komplexní porovnání výsledků. Přesto je možné shrnout základní rozdíly v chování směsí, v nichž je hrubá frakce tvořena ostrohranným kamenivem a pískem.

Podle teorie má na hodnotu obsahu jemnozrné frakce při přechodovém chování vliv maximální pórovitost hrubozrné frakce samotné. Provedená měření ukazují, že písek má nižší maximální pórovitost, než ostrohranné kamenivo. Z naměřených hodnot lze při znalosti pórovitosti směsi vypočítat obsah jemnozrné frakce, při němž dojde k přechodovému chování: asi 15 – 20 % pro písek, na rozdíl od obsahu 22 – 27 % pro směs ostrohranného kameniva s jílem (Obr. 17).

Jak je zřejmé z výsledků na směsích ostrohranného kameniva s jílem, skutečné přechodové chování, jak je definuje teorie, se objeví pouze u veličin nezávislých na struktuře zeminy – sem patří veličiny popisující kritický stav zeminy. Jak je vidět z Obr. 19 a 20, toto přechodové chování se u směsí písku s jílem také vyskytuje, i když přechod není tak výrazný díky nižšímu rozdílu v úhlu vnitřního tření mezi pískem a jílem v porovnání s ostrohranným kamenivem a jílem. Stejně jako v případě směsí ostrohranného kameniva s jílem se přechod vyskytuje při vyšším obsahu jemnozrné frakce, než jaký vyplývá z výpočtu. Při přibližně stejném obsahu, jako u směsí s ostrohranným kamenivem: 28 – 42 %. Znovu se ukazuje, že hrubozrná frakce má na chování zeminy vliv i při  $e_s$  vyšším, než je maximální pórovitost hrubozrné frakce samotné a vzhledem ke zjištěnému

přechodovému chování při stejném obsahu jemnozrné frakce u obou typů směsí se zdá, že velikost  $e_{\max,HS}$  nemá na chování zeminy tak významný vliv, jako se předpokládalo.

Chování směsí tvořených ostrohranným kamenivem se od směsí s pískem odlišuje tím, že samotné ostrohranné kamenivo má významně vyšší úhel vnitřního tření, než samotný písek. Tato vlastnost má pak na chování zeminy vliv všude tam, kde hrubozrná frakce ještě ovlivňuje chování zeminy, tedy až do sledované přechodové zóny.

Z veličin, které jsou ovlivněné strukturou zeminy byl v případě směsí písku s jílem vyhodnocován pouze vrcholový úhel vnitřního tření. Je sledován stejný postupný pokles tohoto úhlu jako u směsí ostrohranného kameniva s jílem při postupném zvyšování obsahu jemnozrné frakce. Z výsledků je možno předpokládat, že základní rysy v chování směsí ostrohranného kameniva s jílem budou platit i pro směsí písku s jílem. Tomu odpovídá i skutečnost, že ve velkém množství případů byly výsledky zjištěné zahraničními autory na směsích písku s jemnozrnou frakcí srovnatelné s výsledky na směsích ostrohranného kameniva s jílem, zjištěné v rámci této práce.

## 2.4 DÍLČÍ ZÁVĚR PRO SMĚSI ZEMIN

Studovalo se chování modelových zemin, které se připravily jako směsí hrubozrné a jemnozrné zeminy. V této práci se věnovala pozornost směsím, u nichž je hrubozrná frakce tvořena ostrohrannými úlomky. Výsledky se porovnaly s dřívějšími výzkumy na směsích, kde je hrubozrná frakce tvořena zaoblenými zrny písku. Vyvodily se následující závěry:

*Vliv obsahu jemnozrné frakce:*

- Chování zeminy je složitější, než jak jej popisuje základní teorie o směsích zemin.
- Přechodové chování a nezávislost vlastností zeminy na obsahu jemnozrné frakce při jejím malém podílu, jak jej předpokládá teorie, je možno pozorovat jen u těch veličin, které nezávisí na struktuře zeminy (veličiny popisující kritický stav zeminy).
- I v případě těchto veličin dochází k přechodovému chování při vyšším obsahu jemnozrné frakce, než který lze očekávat podle teorie (28 – 42 %).
- U vlastností zemin, které závisí na struktuře zeminy, dochází k jejich postupné změně se změnou obsahu hrubozrné frakce.
- Na základě provedených laboratorních zkoušek se vyvozuje, že částice jemnozrné frakce v průběhu přípravy vzorku a izotropní konsolidace nezaujmou pouze polohu v pórech mezi zrny hrubé frakce, jak předpokládá teorie, a proto i jejich malá příměs ovlivní chování zeminy. Do stavu předpokládaného teorií dospěje zemina až po přeskupení částic v průběhu smykání při dosažení kritického stavu.

*Vliv tvaru zrn hrubozrné frakce*

- Tvar zrn hrubozrné frakce má nejvýznamnější vliv na úhel vnitřního tření zeminy, a proto ovlivňuje chování směsí při takových obsazích jemnozrné frakce, kdy je ještě chování zeminy ovlivněno hrubozrnou frakcí.
- Podle teorie popisující chování směsí zemin vyplývá, že by k přechodovému chování u směsí písku s jílem mělo docházet při nižším obsahu jemnozrné frakce než u směsí ostrohranného kameniva s jílem. Výsledky však ukazují, že tvar zrn nemá významnější vliv na velikost obsahu jemnozrné frakce, při němž dochází k přechodovému chování.
- Zdá se, že směsí písku s jílem vykazují obdobné mechanické vlastnosti jako směsí ostrohranného kameniva s jílem. Ze sledovaných veličin se odlišují pouze velikostí úhlu vnitřního tření při malých obsazích jemnozrné frakce.



## 3 MATERIÁL TEKTONICKÝCH PORUCH

### 3.1 ÚVOD PRO MATERIÁL TEKTONICKÝCH PORUCH

Výzkum prováděný na směsích ostrohranného kameniva s jemnozrnnou frakcí měl posloužit k tomu, aby bylo možno lépe pochopit chování skutečného materiálu tvořícího výplň tektonických poruch. Jako modelová lokalita byl zvolen v současné době ražený tunel Mrázovka vzhledem k tomu, že právě zde se tektonické poruchy vyskytují s velkou četností a negativně ovlivňují deformace tunelu. Tato práce navazuje na disertační práci R. Chmelaře (Chmelař, 2001), který započal studium tektonických poruch, ukázal na nutnost jejich zohlednění při projektování a stavbě tunelu, provedl základní zkoušky na materiálu výplně tektonických poruch a prováděl numerické modelování tunelu ovlivněného přítomností tektonických poruch metodou konečných prvků pomocí programu Plaxis.

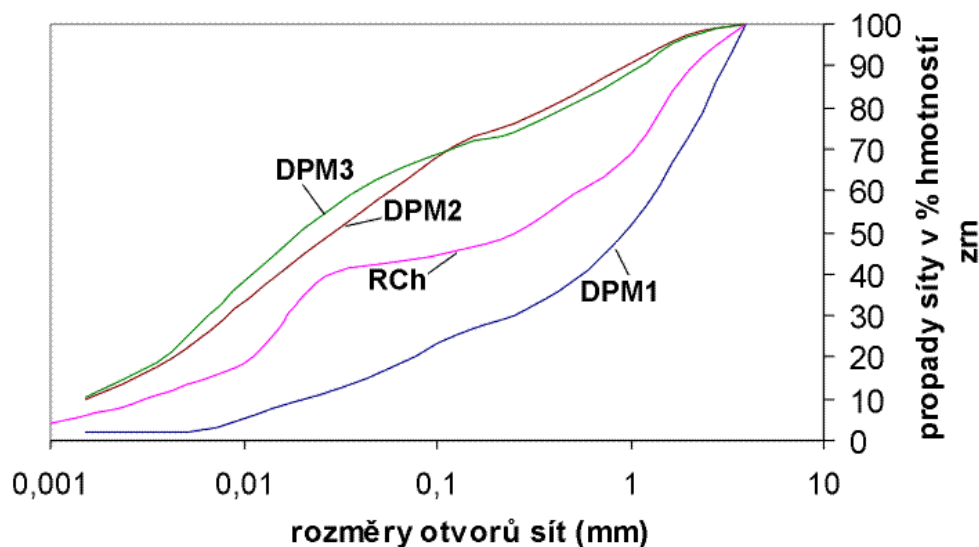
Tato práce je detailněji zaměřena na studium mechanických vlastností výplně tektonických poruch se zohledněním jejich variability v různých zastižených poruchách. Zjištěné materiálové parametry byly použity pro matematické modelování tunelového výrubu metodou konečných prvků.

### 3.2 TRIAXIÁLNÍ ZKOUŠKY NA MATERIÁLU TEKTONICKÝCH PORUCH

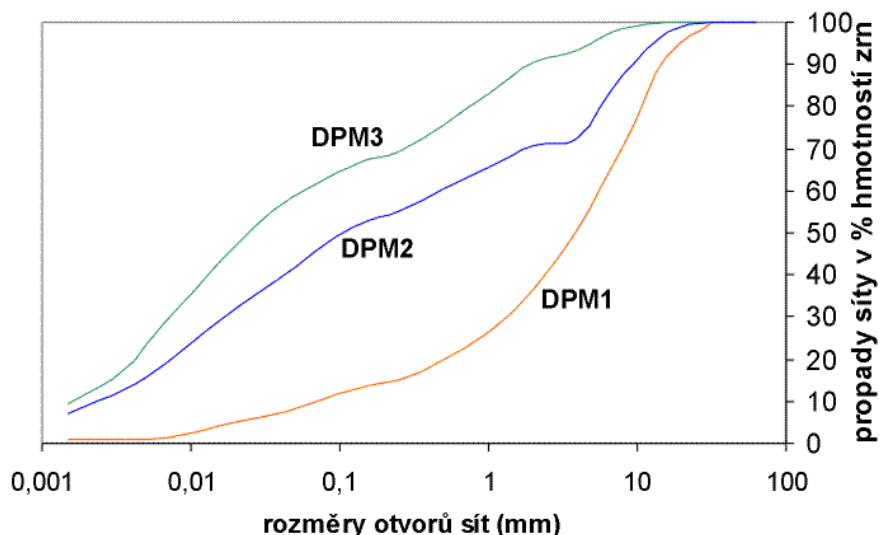
Na materiálu tektonických poruch bylo provedeno celkem šest triaxiálních zkoušek. Jednalo se jednak o standardní triaxiální zkoušky a jednak o zkoušky s instalovanými ponornými lokálními snímači axiální deformace, které umožňují vyhodnocovat velikost Youngova tečného modulu při malých přetvořeních.

#### 3.2.1 Studovaný materiál tektonických poruch

V průběhu zpracovávání diplomové práce došlo při ražbě tunelu Mrázovka k zastižení několika tektonických poruch. Z pěti takových poruch byl získán materiál pro studium. Studované tektonicky porušené zóny se nacházejí v ordovickém souvrství libeňských břidlic, jejichž jílovito-prachovitá povaha dává při tektonickém porušení možnost vzniku specifického materiálu, který je tvořen směsí navětralých plochých úlomků břidlice o velikosti do několika málo desítek centimetrů a jemnozrnné prachovité matrice. Získaný materiál byl číslován DPM1 až DPM5. Na materiálu DPM1 až DPM3 byl proveden zrnitostní rozbor, jehož výsledky jsou zobrazené na Obr. 38 a 39. Zrnitostní rozbor provedla laboratoř firmy SG-Geotechnika, Praha. Jak bude popsáno dále v textu, vzorky pro triaxiální zkoušky byly připravovány více způsoby. Z toho důvodu jsou na následujících obrázcích znázorněny jednak celkové křivky zrnitosti materiálů tektonických poruch a jednak křivky zrnitosti po odstranění frakce nad 4 mm.



Obr. 38: Zrnitost materiálu tektonických poruch při odstranění frakce nad 4 mm



Obr. 39: Celková zrnitost materiálu tektonických poruch

Z obrázků je zřetelné, že výplň jednotlivých tektonických poruch může být velmi různorodá. Objevují se jednak poruchy s nízkým obsahem jemnozrné frakce, jako je například porucha, jejíž materiál je označen DPM1. Tato porucha téměř neobsahuje jílovitou frakci a proti materiálu DPM2 a 3 obsahuje výrazně menší podíl prachovité frakce. Naopak materiál poruch DPM2 a DPM3 je mnohem jemnozrnější. K těmto skutečnostem je nutné přihlídnout při vyhodnocování výsledků jednotlivých smykových zkoušek a při jejich porovnávání s výsledky zkoušek na směsích ostrohranného kameniva s jílem.

Na Obr. 38 je znázorněna i zrnitost materiálu z poruchy, který studoval Radek Chmelař v rámci své disertační práce (materiál RCh).

### 3.2.2 Standardní triaxiální zkoušky

Standardní triaxiální zkoušky byly provedeny na materiálu DPM1. Byl použit stejný přístroj a zkoušky probíhaly stejným způsobem jako v případě zkoušek na směsích zemin popsanych v předchozích kapitolách.

#### 3.2.2.1 Příprava vzorků

Provedly se triaxiální zkoušky na vzorcích o průměru vzorku 38 mm. Materiál pro takovéto vzorky by měl splňovat požadavek, aby maximální velikost zrna byla 4 mm. Vzhledem k tomu, že materiál DPM1 byl velmi hrubozrný, bylo nutno proséváním odstranit frakci nad 4 mm. Toto bylo prováděno s vědomím, že nepřítomnost velkých úlomků horniny může ovlivnit výsledky měření. Výsledky takovýchto zkoušek jsou ovšem lépe srovnatelné s výsledky získanými při studiu směsí zemin. Vzhledem k soudržnosti částečně nasyceného materiálu bylo nutno prosévání provádět pod vodou, s ohledem na to, aby při manipulaci nedošlo ke ztrátě jemnozrné frakce. Po prosetí byl materiál ponechán v klidu takovou dobu, než došlo k sednutí jemnozrné frakce. Sednutí trvalo relativně krátkou dobu (několik hodin) díky tomu, že materiál DPM1 v podstatě neobsahuje jílovitou frakci. Po sednutí byla čistá voda slita a materiál byl vysušen do stavu měkké pasty, z které bylo možno připravit rekonstituované vzorky.

Vzorky byly připraveny v lisu o průměru 38 mm, výška vzorků byla přibližně 76 mm. Velikost zatížení byla 3,2 kilogramy (odpovídá svislému napětí přibližně 40 kPa) a doba přípravy vzorku jeden až tři dny. Takto vytvořený vzorek byl z lisu přendán přímo na podložku v triaxiálním přístroji a opatřen gumovou membránou. Další postup zkoušek byl shodný se zkouškami na směsích ostrohranného kameniva s jemnozrným materiálem.

### 3.2.2.2 Přehled provedených standardních triaxiálních zkoušek

Triaxiální zkoušky byly vyhodnoceny stejným způsobem, jakým byly vyhodnoceny i zkoušky na směsích ostrohranného kameniva s jemnozrnnou frakcí. Přehled provedených zkoušek je v Tab. 4.

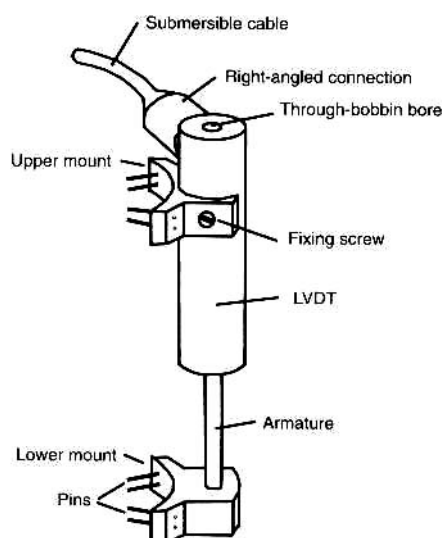
| zkouška číslo | materiál     | kom. nap. (kPa) | Pórovitost po kosolidaci | $s'_{vrch}$ (kPa)      | $t_{vrch}$ (kPa) |
|---------------|--------------|-----------------|--------------------------|------------------------|------------------|
| DPM 0003      | DPM1, do 4mm | 200             | 31,55                    | 130,54                 | 80,93            |
| DPM 0004      | DPM1, do 4mm | 400             | 30,17                    | 237,74                 | 136,74           |
| DPM 0005      | DPM1, do 4mm | 50              | 39,32                    | vrchol. odpovídá krit. |                  |
| DPM 0006      | DPM1, do 4mm | 800             | 27,92                    | 594,92                 | 329,11           |

| zkouška číslo | $s'_{cr}$ (kPa) | $t_{cr}$ (kPa) | $\phi'_{vrch}$ (°)     | $\epsilon_{a\ vrch}$ | $\phi'_{cr}$ (°) | $\epsilon_{a\ cr}$ | E tečný max (Mpa) |
|---------------|-----------------|----------------|------------------------|----------------------|------------------|--------------------|-------------------|
| DPM 0003      | 163,21          | 98,24          | 38,31                  | 0,09                 | 37,01            | 0,33               | 34,2              |
| DPM 0004      | 283,43          | 153,73         | 35,11                  | 0,11                 | 32,85            | 0,33               | nelze vyhodnotit  |
| DPM 0005      | 34,57           | 22,39          | $\approx \phi'_{krit}$ | -                    | 40,37            | 0,28               | nelze vyhodnotit  |
| DPM 0006      | 662,37          | 327,76         | 33,59                  | 0,08                 | 29,66            | 0,33               | 58,2              |

Tab. 4: Přehled standardních triaxiálních zkoušek provedených na výplni tektonické poruchy

### 3.2.3 Triaxiální zkoušky s lokálními snímači deformace

Z toho důvodu, aby mohly být vyhodnoceny hodnoty Youngova modulu v oblasti velmi malých přetvoření, byly provedeny dvě triaxiální zkoušky s instalovanými ponornými měřidly axiální deformace.



Obr. 40: Schéma ponorného lokálního LVDT snímače (Cuccovillo a Coop, 1997)

z tektonické poruchy byl vyříznut neporušený vzorek o průměru 38 mm a výšce 76 mm. Výsledky získané z těchto zkoušek tedy mohou být interpretovány přímo jako vlastnosti materiálu poruchy a nemusí být brány v úvahu nepřesnosti vzniklé odstraněním hrubozrnné frakce a rekonstituováním materiálu. Množství materiálu z tektonické poruchy, které bylo pro přípravu neporušených vzorků k dispozici bylo omezené a podařilo se připravit pouze dva takové vzorky. Po vyříznutí byly vzorky osazeny do triaxiálního přístroje a opatřeny gumovou membránou.

Po osazení byly na vzorek připevněny ponorné lokální LVDT snímače axiální deformace. To probíhalo tím způsobem, že byly držáčky vyrobené z hliníku nalepeny pomocí vhodného lepidla

#### 3.2.3.1 Použitý přístroj

Byl použit stejný přístroj, jako v případě standardních triaxiálních zkoušek, který byl vybaven dvěma ponornými LVDT snímači axiální deformace. Schéma takového snímače je na Obr. 40.

Snímač je induktivního typu a vyrobila jej firma RDP. Při měření je možno odečítat axiální deformaci s rozlišením na jednu desetitisícinu milimetru.

#### 3.2.3.2 Materiál a příprava vzorků

Pro triaxiální zkoušky s lokálními měřidly axiální deformace byl použit materiál DPM3, jehož křivka zrnitosti je znázorněna na Obr. 39. Na rozdíl od provedených standardních triaxiálních zkoušek na materiálu DPM1 se neprovedlo prosévání materiálu před zkouškou. Jak je vidět na Obr. 39, materiál DPM3 je mnohem jemnozrnnější, než materiál DPM1. Z hroudy materiálu odebraného přímo

přímo na gumovou membránu vzorku. Vzdálenost držáčeků byla přibližně 50 mm. LVDT měřidla byla poté upevněna do držáčeků tak, aby se nacházela na počátku pomocí kalibrace zjištěného lineárního rozsahu. Kvůli tuhým vodičům vedoucím od LVDT měřidel, které měly tendenci odtrhnout přilepený držáček od vzorku, byla měřidla v horní části zajištěna pomocí měděného drátu.

Další postup zkoušek byl identický jako u standardních triaxiálních zkoušek (popis viz kapitola o směsích zemin) s tím rozdílem, že byla zaznamenávána i čtení měřidel axiálního posunu.

### 3.2.3.3 Přehled provedených triaxiálních zkoušek s instalovanými LVDT měřidly

| zkouška číslo | Materiál         | kom. nap. (kPa) | Pórovitost po kosolidaci | $s'_{vrch}$ (kPa) | $t_{vrch}$ (kPa) |
|---------------|------------------|-----------------|--------------------------|-------------------|------------------|
| DPM0121       | DPM3, neporušený | 400             | 20,8                     | 599,87            | 228,87           |
| DPM0122       | DPM3, neporušený | 200             | 23,6                     | 258,99            | 105,83           |

Pozn: Zkouška DPM0121 ukončena předčasně při přetvoření 21,3%, nedosažen tedy kritický stav.

| zkouška číslo | $s'_{cr}$ (kPa) | $t_{cr}$ (kPa) | $\phi'_{vrch}$ (°) | $\epsilon_{a\ vrch}$ | $\phi'_{cr}$ (°) | $\epsilon_{a\ cr}$ | E tečný max (MPa) |
|---------------|-----------------|----------------|--------------------|----------------------|------------------|--------------------|-------------------|
| DPM0121       | 706,79          | 205,79         | 22,4               | 0,048                | 16,9             | 0,2                | nelze vyhodnotit  |
| DPM0122       | 322,78          | 94,46          | 24,1               | 0,042                | 17,0             | 0,33               | 31                |

Tab. 5: Popis triaxiálních zkoušek s lokálními snímači axiální deformace

## 3.2.4 Vyhodnocení triaxiálních zkoušek provedených na materiálu tektonických poruch

### 3.2.4.1 Vyhodnocení pevnostních parametrů

#### 3.2.4.1.1 Úhel vnitřního tření

Úhel vnitřního tření se vyhodnotil proložením obálky pevnosti metodou nejmenších čtverců mezi body charakterizující stav zeminy v grafu  $s'/t$ . Úhel byl vyhodnocen jednak obecným proložením obálky pevnosti, jednak proložením obálky pevnosti procházející počátkem. Byl vyhodnocován úhel vnitřního tření ve vrcholovém a kritickém stavu. Výsledky jsou znázorněny v Tab. 6.

| LINEARIZACE OBECNĚ            |                    |                   |                  |                 |
|-------------------------------|--------------------|-------------------|------------------|-----------------|
| materiál                      | $\phi'_{vrch}$ (°) | $c'_{vrch}$ (kPa) | $\phi'_{cr}$ (°) | $c'_{cr}$ (kPa) |
| DPM1, do 4mm, rekonst. vzorek | 32,9               | 8,1               | 28,6             | 15,5            |
| DPM 3, neporušený             | 21,2               | 13,2              | 16,9             | 0,9             |
| LINEARIZACE POČÁTKEM          |                    |                   |                  |                 |
| materiál                      | $\phi'_{vrch}$ (°) | $c'_{vrch}$ (kPa) | $\phi'_{cr}$ (°) | $c'_{cr}$ (kPa) |
| DPM1, do 4mm, rekonst. vzorek | 34,0               | 0                 | 30,5             | 0               |
| DPM 3, neporušený             | 22,7               | 0                 | 16,9             | 0               |

Tab. 6: Úhel vnitřního tření materiálu tektonických výplní vyhodnocený z triaxiálních zkoušek

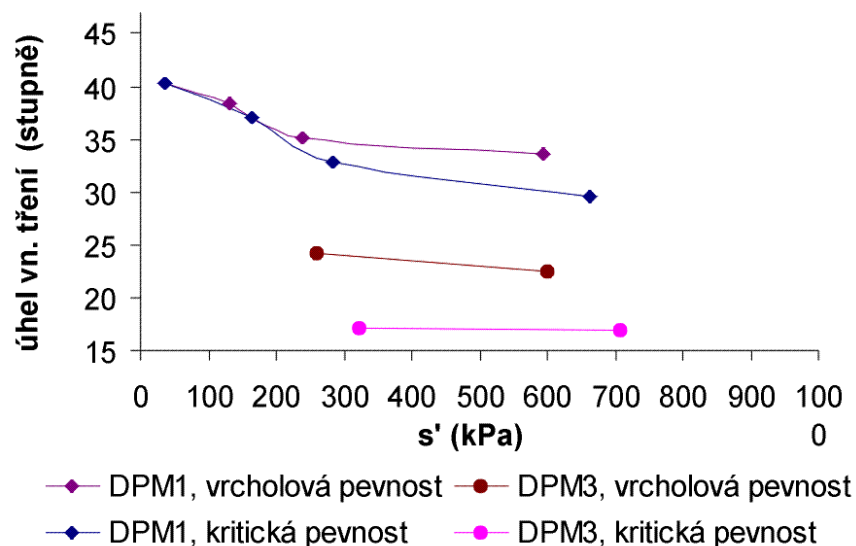
Vrcholový úhel vnitřního tření znázorněný v Tab. 6 byl vyhodnocen z bodů v grafu  $s'/t$ , které odpovídají maximálnímu mobilizovanému úhlu vnitřního tření. Velikost vrcholového úhlu vnitřního tření je tedy vcelku jednoznačná. Složitější otázkou je vyhodnocování kritického úhlu vnitřního tření.

V případě rekonstituovaných vzorků nedocházelo ke vzniku smykové plochy a vzorek se deformoval do tvaru soudečku. Přesto dochází při přetvoření k stálému poklesu mobilizovaného úhlu vnitřního tření. Pro srovnatelnost výsledků byl za kritický stav pro všechny zkoušky považován stav při stejném axiálním přetvoření jako u zkoušek na směsích ostrohranného kameniva s jílem (konkrétně 33 %).

Ještě problematičtější bylo vyhodnocení kritického úhlu vnitřního tření v případě zkoušek na neporušených vzorcích. V tomto případě došlo k vzniku velmi dobře zřetelné smykové plochy (Obr. 46). Vyhodnocování kritického stavu je v tomto případě problematické, neboť zjištěná napětí necharakterizují stav v celém vzorku zeminy, ale pouze stav na smykové ploše. Dochází k nehomogenní deformaci (Kolymbas, 2000). Z důvodu porovnatelnosti jednotlivých zkoušek byl za kritický stav opět považován stav při axiálním přetvoření 33 % (kromě zkoušky DPM 0121, která musela být z technických důvodů ukončena dříve). Tvar vzorku DPM 0122 po zkoušce se znázorněním LVDT měřidel je znázorněn na Obr. 46 v kapitole týkající se vyhodnocení tuhosti při malých přetvořeních.

### 3.2.4.1.2 Zakřivenost obálek pevnosti

Zakřivenost obálek pevnosti byla vyhodnocována stejným způsobem, jako v případě směsí ostrohranného kameniva s jílem. Byl vynesena mobilizovaný úhel vnitřního tření ve vrcholovém (respektive kritickém) stavu proti velikosti  $s'$  při kterém bylo vrcholového (respektive kritického) stavu dosaženo. Tato závislost je vynesena v Obr. 41.



Obr. 41: Zakřivenost obálek pevnosti materiálu tektonických poruch vyhodnocená z triaxiálních zkoušek

V Obr. 41 jsou patrné některé překvapivé výsledky, zejména pak pro materiál DPM1. Je zřetelné, že obálka kritické pevnosti je zakřivená více než obálka vrcholové pevnosti, zejména v oboru vyšších napětí. Při nízkých komorových napětích se ukazuje, že mobilizovaný úhel vnitřního tření ve vrcholovém stavu je téměř shodný s mobilizovaným úhlem vnitřního tření v kritickém stavu. Až v oboru vyšších normálových napětí je zřetelné, že mobilizovaný úhel vnitřního tření v kritickém stavu je nižší, než ve stavu vrcholovém. Tento výsledek neodpovídá teorii, podle níž by měla být obálka kritické pevnosti přímková. Odlišnost může být způsobena nehomogenní deformací při velkém axiálním přetvoření.

Z Obr. 41 je také zřejmé, že rozdíl mezi vrcholovým a kritickým úhlem vnitřního tření je větší u materiálu DPM3, než u materiálu DPM1. Tento výsledek je ve zdánlivém rozporu se zjištěními získanými při studiu směsí zemin. Zde byl rozdíl mezi vrcholovým a kritickým úhlem vnitřního tření

vyšší pro materiál s nižším obsahem jílu. Zde je zjištěná závislost opačná, neboť materiál DPM3 je jemnozrnější, než materiál DPM1. Tento rozdíl je pravděpodobně způsoben, jak je popsáno dále v textu, odlišnou strukturou vzorků DPM1 a DPM3.

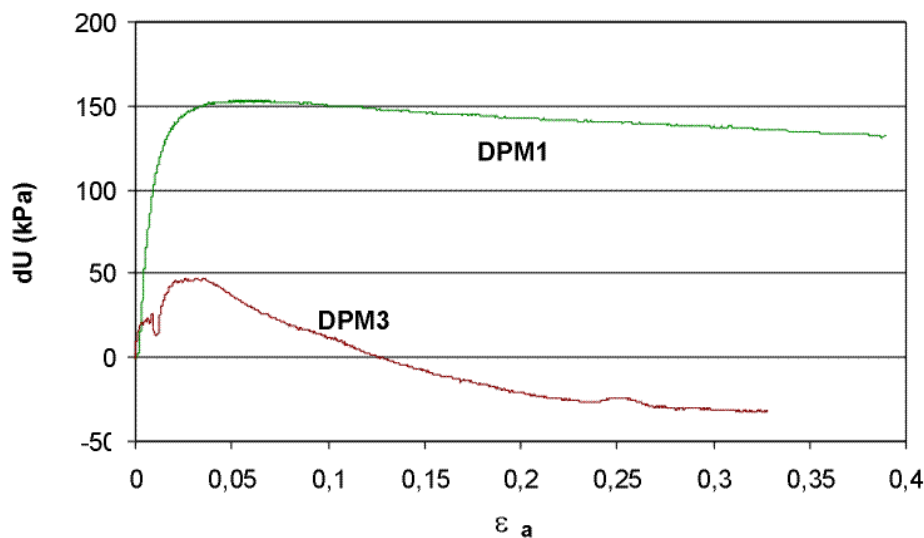
Další zřejmý výsledek, že materiál DPM3 má zakřivenější obálku vrcholové pevnosti než obálku kritické pevnosti, je zkreslený tím, že zkouška DPM 0121 musela být předčasně ukončena a nebylo dosaženo axiálního přetvoření 33 %. Přesný průběh obálky kritické pevnosti pro materiál DPM3 tedy neznáme.

### 3.2.4.2 Pracovní diagramy, dráhy napětí a dilatance

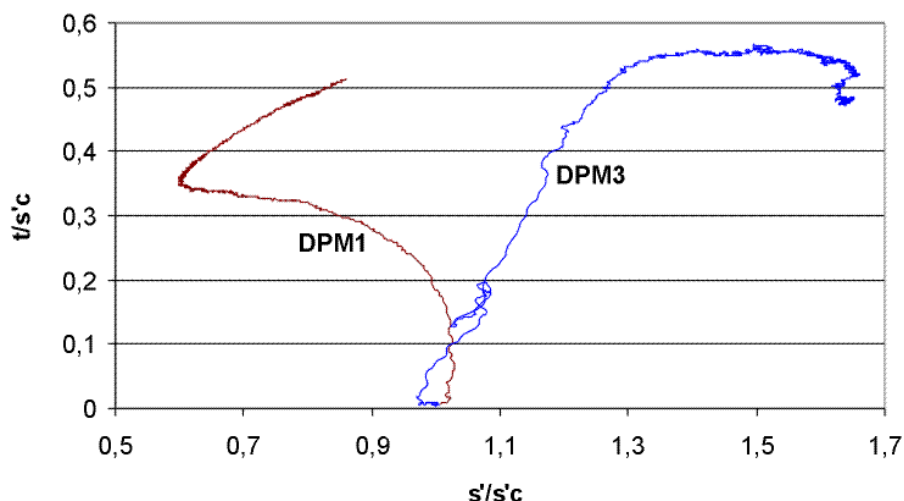
Při vyhodnocování zkoušek na materiálu DPM1 a DPM3 se ukázalo, že není možné porovnávat vlastnosti těchto materiálů, které jsou ovlivněny strukturou zeminy, v závislosti na obsahu jemnozrné frakce. Je to způsobeno tím, že v případě materiálu DPM1 byl zkoušen rekonstituovaný vzorek s odstraněnou frakcí nad 4mm, kdežto v případě materiálu DPM3 byl studován vzorek neporušený. Byla snaha určit, které odlišnosti v chování materiálu byly způsobeny jiným způsobem přípravy vzorku, a které rozdílným obsahem jemnozrné frakce.

Je zřejmé, že vzorky s odlišnou historií (způsobem přípravy) se budou lišit vnitřní strukturou. Tento fakt je zřetelný z pórovitosti vzorku před zkouškou. Jak je vidět v Tab. 4 a 5, pórovitost rekonstituovaného vzorku z materiálu DPM1 po izotropní konsolidaci se pohybuje okolo 30 %, kdežto pórovitost neporušeného vzorku z materiálu DPM3 je asi 22 %. Tento rozdíl má pak vliv na chování obou materiálů.

Z předcházejících úvah vyplývá, že vlastnosti, které nejsou ovlivněny strukturou zeminy, by měly záviset jen na složení zeminy, kdežto u vlastností, jež závisí na struktuře zeminy, lze předpokládat jak vliv odlišné struktury, tak vliv odlišného zrnitostního složení. Z výsledků získaných při studiu směsí zemin i z obecných znalostí o chování zemin lze usoudit, že strukturou zeminy nebude ovlivněn úhel vnitřního tření v kritickém stavu. Ten byl vyhodnocen v předchozím odstavci. Naopak bude strukturou zeminy ovlivněna tendence k dilatanci a tedy i dráhy napětí a pracovní diagramy. Změny pórových tlaků a normalizované dráhy napětí pro zkoušky při počátečním komorovém tlaku 200 kPa jsou znázorněny na Obr. 42 a 43.



Obr. 42: Změny pórových tlaků v průběhu triaxiálních zkoušek při počátečním komorovém tlaku 200 kPa na materiálech DPM1 a DPM3



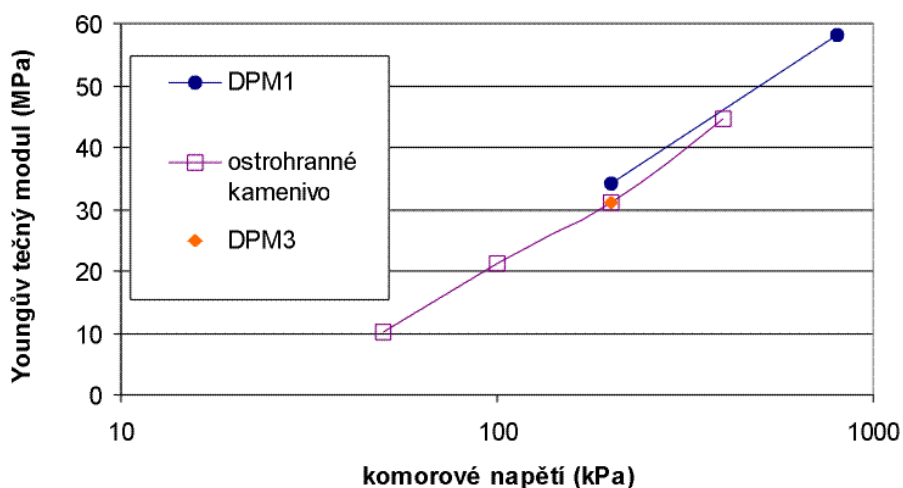
Obr. 43: Normalizované dráhy napětí pro triaxiální zkoušky při počátečním komorovém napětí 200 kPa na materiálech DPM1 a DPM3

Z Obr. 42 a 43 je zřejmé, že vzorky DPM3 vykazují vyšší tendenci k dilatanci a také vyšší povrchový pokles pevnosti než vzorky DPM1. Přitom však materiál DPM3 je jemnozrnější než materiál DPM1 a podle výsledků získaných při studiu směsí ostrohranného kameniva s jílem by tedy měl vykazovat nižší tendenci k dilatanci. Zdá se, že tento rozdíl je způsoben právě odlišnou strukturou (větší ulehlostí) neporušeného vzorku DPM3 oproti rekonstituovanému vzorku DPM1. Při porovnávání výsledků zkoušek se bude vycházet z toho, že se skutečný materiál tektonické výplně bude chovat obdobně jako materiál DPM3.

### 3.2.4.3 Youngův modul

V případě všech triaxiálních zkoušek byl vyhodnocen tečný modul způsobem, jaký je popsán v kapitole týkající se směsí ostrohranného kameniva s jílem. Byla tedy vyhodnocena velikost tečného Youngova modulu v závislosti na velikosti axiálního přetvoření. Typický průběh křivky s dobře zřetelným vrcholem, jaký je na Obr. 35, byl pozorován i při zkouškách na materiálu výplně tektonických poruch. Za výsledný Youngův modul byla považována právě hodnota maxima na této křivce. Byl proveden i pokus vyhodnotit Youngův modul jiným často používaným způsobem. V tomto případě je brán jako výsledný modul sečný modul při axiálním přetvoření, které odpovídá polovině vrcholového deviátorového napětí. Tento způsob se však zdá být nevýstižný vzhledem k tomu, že vrcholového deviátorového napětí bylo při různých zkouškách dosaženo při různých axiálních přetvořeních. V některých případech dokonce docházelo k stálému růstu deviátorového napětí i v oboru velkých přetvoření. Výsledný sečný modul by pak musel být uvažován pro různé zkoušky při výrazně různých axiálních přetvořeních. U většiny zkoušek s klasickým tvarem pracovního diagramu s rychlým vzrůstem deviátorového napětí a následným pozvolným poklesem byla velikost Youngova modulu získaného pomocí obou popsaných způsobů přibližně stejná. U několika zkoušek nemohl být Youngův modul vyhodnocen z důvodu velkého rozptylu hodnot způsobeného nedokonalostí registrace měřidla axiálního zatížení.

Výsledné Youngovy moduly jsou v Tab. 4 a Tab. 5 a jejich velikost v závislosti na komorovém napětí je znázorněna na Obr. 44.



Obr. 44: Velikost tečného Youngova modulu v závislosti na komorovém napětí vyhodnoceného z externího snímače deformace

Z Obr. 44 se zdá, že velikost tečného Youngova modulu vyhodnoceného z externích měřidel axiální deformace je obdobná pro materiál DPM1 i DPM3. Zdá se tedy, že odlišná struktura vzorků a různé zrnitostní složení nemají na velikost tečného Youngova modulu vliv. Tyto hodnoty se také velmi blíží velikosti tečného Youngova modulu pro samotné ostrohranné kamenivo zjištěného při studiu směsí zemin.

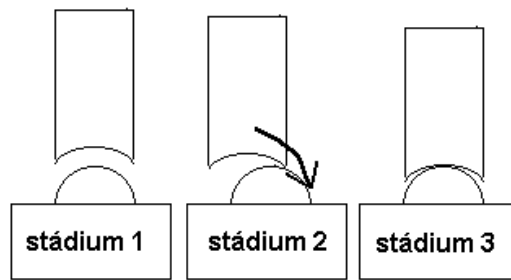
Na tomto místě je nutné konstatovat, že vyhodnocení tečného Youngova modulu ze standardních triaxiálních zkoušek se zdá vzhledem k výše popsaným problémům relativně nepřesné. Lze očekávat závislost Youngova modulu na obsahu jemnozrnné frakce, která byla sledována i při studiu směsí zemin. Provedené zkoušky však tuto závislost neprokázaly.

### 3.2.4.3.1 Velikost tečného Youngova modulu při malých přetvořeních

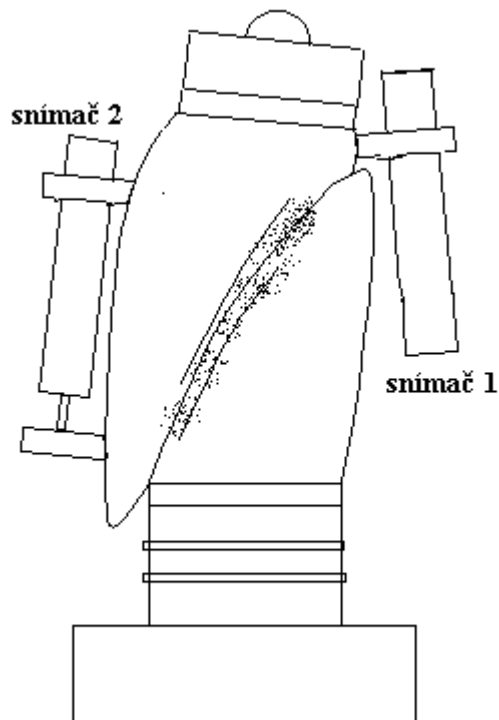
Jak bylo již naznačeno v dřívějším textu, při triaxiálních zkouškách na materiálu DPM3 byly na vzorek připevněny ponorné LVDT lokální snímače axiální deformace. Byla tak měřena velikost tečného Youngova modulu při velmi malých přetvořeních, při kterých není dostatečné použití vnějších měřidel axiální deformace. Vzhledem k tomu, že se jednalo o první zkoušky s tímto zařízením, docházelo v jejich průběhu k některým neočekávaným problémům. Z tohoto důvodu v podstatě nebylo možno vyhodnotit velikost modulu při velmi malých přetvoření u první zkoušky s lokálními LVDT snímači, DPM 0121. K problému došlo i v průběhu zkoušky DPM 0122, jak bude popsáno dále v textu, ale v případě této zkoušky již bylo možno data vyhodnotit. V následujícím odstavci bude podrobněji popsán průběh zkoušky DPM 0122.

Vzorek pro tuto zkoušku byl připraven tak, jak je popsáno v kapitole 3.2.3.2. Po osazení lokálních snímačů, nasycení vzorku a konsolidaci došlo ke spuštění smykové fáze zkoušky. Z důvodu, aby došlo k zachycení skutečného počátku deformace, byl píst přenášející axiální zatížení dán do takové pozice, aby zjevně nemohl stlačovat vzorek před započítáním zkoušky a dosedl na něj až během prvních minut, kdy zkouška probíhala. Došlo však k tomu, že píst nedosedl přesně na vzorek, jak je znázorněno na Obr. 45, chvíli na něj působil axiální silou ve špatné pozici (stádium 2), než na něj přesně dosedl (stádium 3). Tento děj je možno dobře sledovat ze záznamu jednotlivých LVDT snímačů, jejichž pozice po proběhnutí zkoušky je znázorněna na Obr. 46.



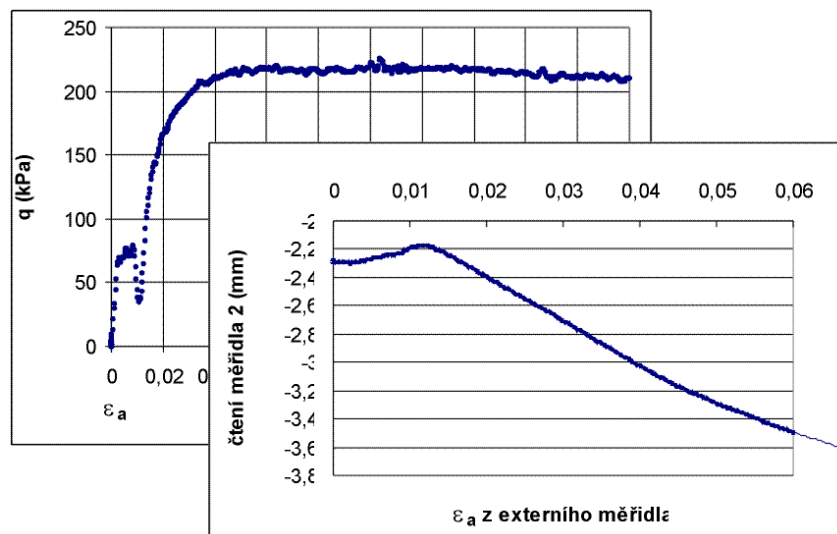


Obr. 45: Znáznornění dosednutí pístu v průběhu zkoušky DPM 0122



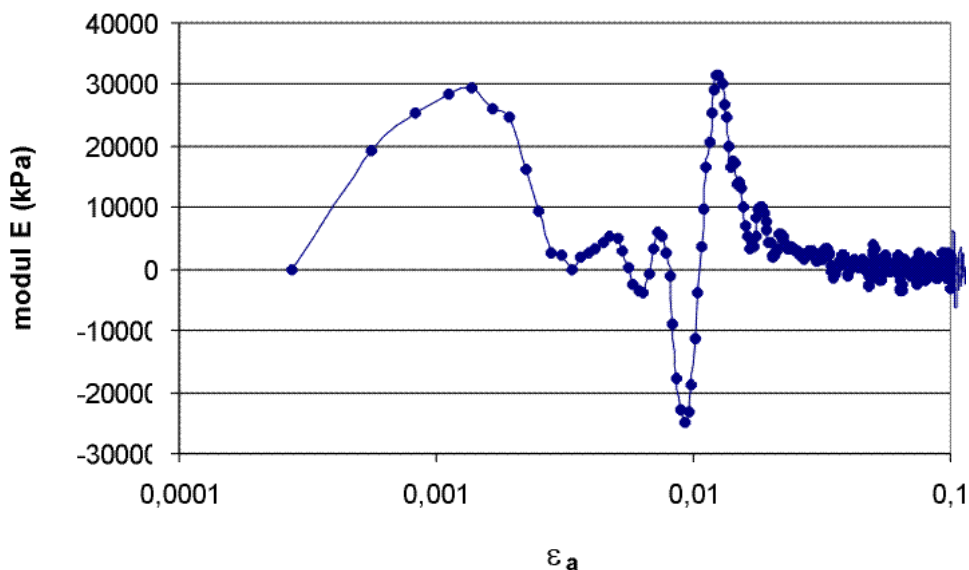
Obr. 46: Stav vzorku DPM 0122 po zkoušce se znázorněním pozice jednotlivých snímačů

Snímač 1 zaznamenal kontinuální stlačování vzorku, kdežto snímač 2 zaznamenal nejprve roztažení a až po dosednutí pístu stlačování (viz Obr. 47). Znamená to, že v počátečních stádiích zkoušky docházelo pouze k ohýbání vzorku díky excentrické síle, jež na něj působila a až po dosednutí pístu docházelo k celkovému stlačování vzorku. Odlehčení vzorku při dosednutí pístu je možno dobře pozorovat z pracovního diagramu triaxiální zkoušky (Obr. 47).



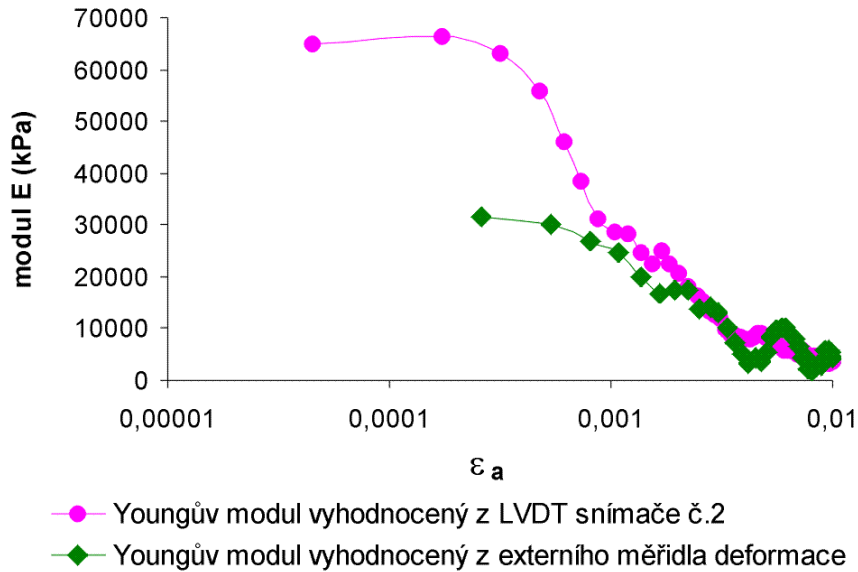
Obr. 47: Čtení LVDT snímače č.2 a pracovní diagram se zřetelným odlehčením při dosednutí pístu

Jak bylo výše uvedeno, můžeme předpokládat, že až do okamžiku dosednutí pístu docházelo pouze k ohýbání vzorku a až po jeho dosednutí k celkovému stlačování. Velikost Youngova modulu byla vyhodnocena dvojím způsobem. Na Obr. 48 je vidět průběh tečného Youngova modulu vyhodnoceného pouze s použitím externího měření axiální deformace.



Obr. 48: Průběh tečného Youngova modulu vyhodnoceného pouze s použitím dat z externího měřidla

Na Obr. 48 je velmi dobře zřetelné odlehčení vzorku při dosednutí pístu. Průběh Youngova modulu je obdobný jako při ostatních triaxiálních zkouškách (viz Obr. 35), jen s tím rozdílem, že v tomto případě lze pozorovat dvě maxima místo jednoho, jak je obvyklé. Přesto je třeba zdůraznit, že velikost modulu je v obou maximech stejná a není tedy možné sledovat, že by při odlehčení došlo k následnému zvýšení modulu. Vzhledem k tomu, že ke skutečnému stlačování (a ne k ohýbání) vzorku došlo až po dosednutí pístu, byl vyhodnocen Youngův modul z dat získaných z lokálního LVDT snímače 2 tak, že za počátek stlačování byl považován okamžik dosednutí pístu. Průběh tečného Youngova modulu vyhodnoceného z dat z lokálního LVDT snímače 2 v porovnání s jeho průběhem, jak byl vyhodnocen z externího snímače axiální deformace, je znázorněn na Obr. 49.



Obr. 49: Velikost tečného Youngova modulu měřená pomocí lokálního LVDT snímače a externího měřidla deformace s počátkem při dosednutí zatěžovacího pístu

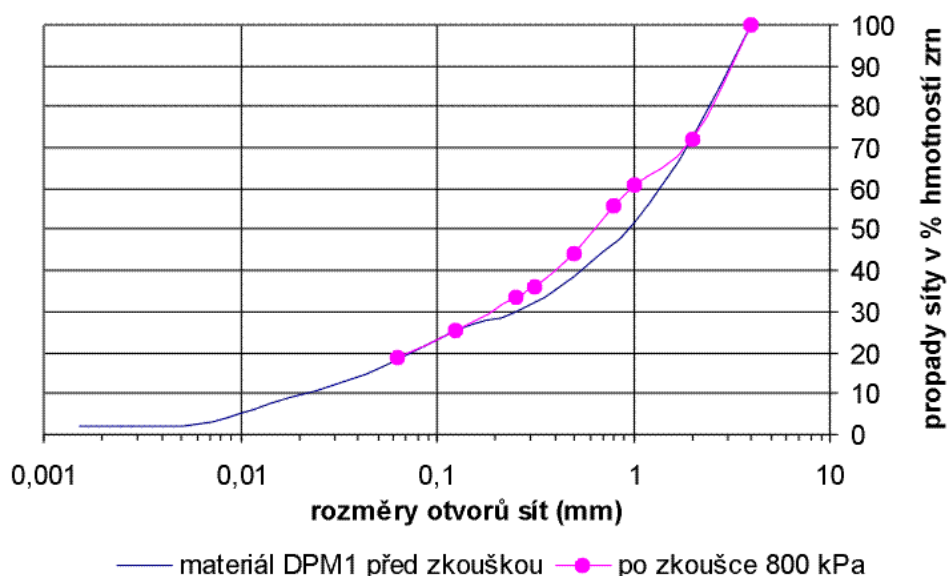
Rozlišitelnost lokálních LVDT snímačů axiální deformace je asi 0,0001 mm, což odpovídá axiálnímu přetvoření asi  $2 \cdot 10^{-6}$ . Rozlišitelnost externího snímače axiální deformace je 0,001 mm, což odpovídá axiálnímu přetvoření  $1,5 \cdot 10^{-5}$ . Je zřejmé, že lokální snímače axiální deformace mají přibližně o jeden řád vyšší rozlišitelnost. Navíc je zde eliminován efekt dosedání jednotlivých mechanických součástí přístroje a systému vzorek – destičky a je měřena pouze skutečná deformace vzorku.

Z Obr. 49 je patrné, že pomocí lokálních snímačů bylo možno měřit Youngův tečný modul při menší axiální deformaci, než pomocí externích snímačů. Je zřejmé, že v oboru malých přetvoření, navíc při eliminaci parazitních deformací, byl naměřen Youngův tečný modul dvakrát vyšší, než při větších přetvořeních zaznamenaných pomocí externího snímače.

Když byl vyhodnocen Youngův tečný modul pouze z dat z lokálního snímače 1, byla sledována dvě maxima stejně jako v případě použití externího měřidla deformace, protože LVDT snímač č.1 měřil deformaci i při pouhém ohýbání vzorku. Přesto je však velikost tečného modulu po dosednutí pístu prakticky totožná s modulem získaným ze snímače 2, tedy přibližně 65 MPa.

#### 3.2.4.4 Drcení zrn v průběhu triaxiální zkoušky v oboru vysokých napětí

Vzhledem k charakteru horniny studované při triaxiálních zkouškách se předpokládalo, že bude docházet při vysokých komorových tlacích k drcení zrn. Z toho důvodu byla po zkoušce DPM 0006, která byla provedena na materiálu DPM1 při komorovém tlaku 800 kPa, provedena zrnitostní analýza testovaného vzorku. Vzorek byl rozplaven a prosítován na sítích o známé velikosti otvorů. Výsledná křivka zrnitosti byla porovnaná s křivkou zrnitosti původního materiálu. Byla provedena zrnitostní analýza pouze hrubozrné frakce a předpokládalo se, že se podíl jemnozrné frakce během zkoušky nezměnil. Výsledek zrnitostní analýzy před a po zkoušce DPM 0006 je na Obr. 50.



Obr. 50: Zrnitost materiálu DPM1 před a po zkoušce při komorovém tlaku 800 kPa

V grafu na Obr. 50 je možné sledovat malý posun křivky do oblasti menší velikosti zrn, z čehož vyplývá, že k určitému drcení zrn dochází. Toto drcení však není nijak významné. Byl ovšem proveden pouze jeden podobný zrnitostní rozbor a výsledek může být ovlivněn experimentální chybou.

### 3.3 VELKOROZMĚROVÉ KRABICOVÉ ZKOUŠKY NA MATERIÁLU TEKTONICKÝCH PORUCH

Všechny zkoušky, které byly až dosud prováděny na materiálu tektonických poruch, byly provedeny v triaxiálním přístroji o průměru vzorku 38 mm. Z toho důvodu bylo nutné odstranit frakci nad 4 mm, aby bylo možno zkoušky provést (u hrubozrnného materiálu DPM1). Přestože se předpokládalo, že odstranění nejhrubší frakce pravděpodobně bude mít vliv na celkové vlastnosti materiálu, nebylo možno vzhledem k dostupnému přístrojovému vybavení vliv nejhrubší frakce (o velikosti zrn nad 4mm) studovat.

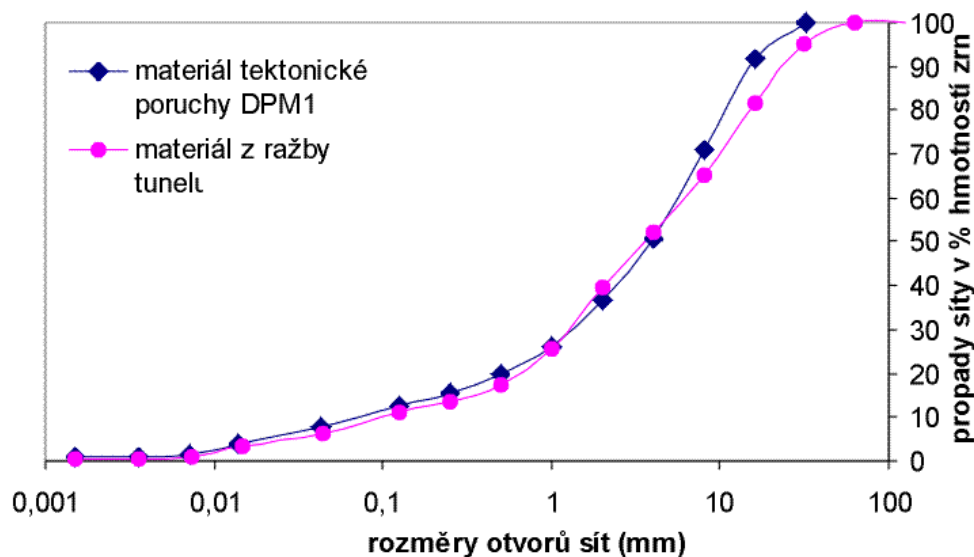
V květnu 2001 se podařilo dohodnout možnost provedení velkorozměrových zkoušek na stavební fakultě Univerzity v Innsbrucku. Zdejší institut pro geotechniku a tunelové stavitelství vlastní velkorozměrový krabicový přístroj, který ovšem nebyl již několik let v provozu. Po provedení úvodních zkoušek, které ukázaly, že přístroj je v technicky dobrém stavu, byly do Innsbrucku přepraveny přibližně dvě tuny materiálu z tunelu Mrázovka a během měsíčního pobytu byly provedeny tři velkorozměrové krabicové zkoušky. Jejich výsledky jsou prezentovány v této kapitole.

Na velkorozměrových krabicových zkouškách spolupracovali autor této práce, vedoucí diplomové práce a tři technici Univerzity v Innsbrucku.

#### 3.3.1 Použitý materiál

V případě těchto velkorozměrových krabicových zkoušek byl problém se získáním dostatečného množství materiálu. Přístroj totiž pro jednu zkoušku vyžaduje 0,75 m<sup>3</sup> zeminy. Vzhledem k technologickému postupu ražby v tunelu Mrázovka se ukázalo, že není možné získat takové množství materiálu z tektonické poruchy, vzhledem k tomu, že výskyt tektonických poruch lze předvídat pouze přibližně a při jejich zastížení jsou okamžitě zajišťovány stříkaným betonem. Proto se

materiál tektonické poruchy nahradil rozdrčeným materiálem získaným při ražbě tunelu razícím štítem. Předpokládalo se, že se tento materiál může od skutečného materiálu tektonických poruch lišit pouze zrnitostí, protože se tektonické poruchy nacházejí v identickém skalním masivu, v jakém byla ražba prováděna. V případě tektonických poruch pouze nedochází k rozdrčení materiálu během



technologického procesu, ale vlivem geologického procesu. Byl proto odebrán vzorek z materiálu získaného technologickým rozdržením masivu libeňských břidlic a byla provedena zrnitostní analýza. Na Obr. 51 jsou porovnány křivky zrnitosti materiálu z tektonické poruchy DPM1 a materiálu získaného při ražbě tunelu (VKZ). Pro zrnitostní rozbor byla ručně oddělena velká zrna (přibližně nad 5 cm), protože k provedení reprezentativního zrnitostního rozboru s velkými zrny by bylo potřeba mimořádné množství materiálu. Stejně bylo ovšem postupováno i při zrnitostním rozboru materiálu DPM1.

Obr. 51: Porovnání křivek zrnitosti materiálu tektonické poruchy a materiálu získaného při ražbě tunelu (materiál VKZ)

Shoda obou křivek zrnitosti na Obr. 51 je velmi dobrá, proto je možné modelovat materiál tektonické poruchy pomocí materiálu získaného při technologickém procesu ražby tunelu. Skutečně použitý materiál pro velkorozměrové krabicové zkoušky obsahoval kameny o velikosti až 15 cm.

### 3.3.2 Použitý přístroj

*Popis přístroje:* Krabicový přístroj instalovaný na univerzitě v Innsbrucku má velikost podstavu vzorku 1x1m a výška vzorku je 75 cm. Přístroj je instalován v betonové jámě ve spodním podlaží budovy. Krabicový přístroj sestává z dolní a horní čelisti, přičemž spodní čelist je pevná a horní se může oproti spodní vodorovně pohybovat. Další částí přístroje je pevný ocelový rám. Normálové zatížení přenášejí čtyři hydraulické písty (viz Obr. 52), které jsou instalovány až po přípravě vzorku mezi něj a ocelový rám. Na povrch vzorku se umístí dřevěná roznášecí deska. Pro umožnění horizontálního pohybu jsou mezi pevný rám a hydraulické zatěžovací písty vloženy dvě ložiska, každé se třemi ocelovými válečky, které umožňují vodorovný posun vzorku v průběhu smyku.

Horní a dolní část krabicového přístroje je oddělena mezerou, která předurčuje smykovou plochu, jež vznikne ve vzorku. Mezi horní a dolní část jsou vloženy čtyři ocelové klíny, které jsou vyjmuty po konsolidaci vzorku před samotnou smykovou fází, čímž je zajištěno, že mezi horní a dolní částí nedochází k dotyku a přidavnému tření, které by zkreslovalo výsledky smykové zkoušky.

*Hydraulika:* Zvolené normálové zatížení je na vzorek aplikováno pomocí čtyř hydraulických pístů, v nichž je tlak vyvozován vysokotlakou pumpou. Ta zajišťuje udržování konstantního normálového napětí na vzorek během zkoušky. Další vysokotlaká pumpa zajišťuje potřebný tlak pro vyvozování smykové síly. Pumpa umožňuje smyk s jednou konstantní rychlostí horizontální

deformace, přibližně 1,1 mm/min. Jeden menší hydraulický píst je umístěn mezi čtyři zatěžovací písty a pevný rám a s jeho pomocí jsou zatěžovací písty manuálně udržované ve svislé poloze.

*Měření:* Vertikální a horizontální napětí je měřeno pomocí P3M tlakoměru pro maximální napětí 500 barů. Vertikální deformace je měřena pomocí LVDT měřidel W50TK. Jsou instalovány dva páry měřidel v rozích vzorku. Pro měření horizontální deformace je použito jedno LVDT měřidlo W100. Signál z jednotlivých měřidel je zesílen na zesilovači HBM, automatickým zapisovačem L2200 jsou jednak přímo během zkoušky znázorňovány jednotlivé hodnoty, jednak jsou data ukládána jako ASCII soubor. Pomocí kalibračních konstant jsou naměřené hodnoty přepočítány z čtení (mV) do požadovaných jednotek a data jsou vyhodnocena v tabulkovém procesoru.

*Vyhodnocení:* Elektrický signál je přepočítán pomocí známých konstant na požadované jednotky. K měření vertikální síly je nutno připočítat hmotnost všech ocelových částí přístroje, které jsou instalovány volně na vzorku a tedy také vyvozují normálovou sílu (celkem 2135 kg). Při výpočtu normálového i smykového napětí je uvažována redukce plochy vzorku během smykání.

Celkový pohled na velkorozměrový krabicový přístroj je na fotografii na Obr. 52.



*Obr. 52: Celkový pohled na velkorozměrový krabicový přístroj na Univerzitě v Innsbrucku*

### **3.3.3 Příprava vzorku**

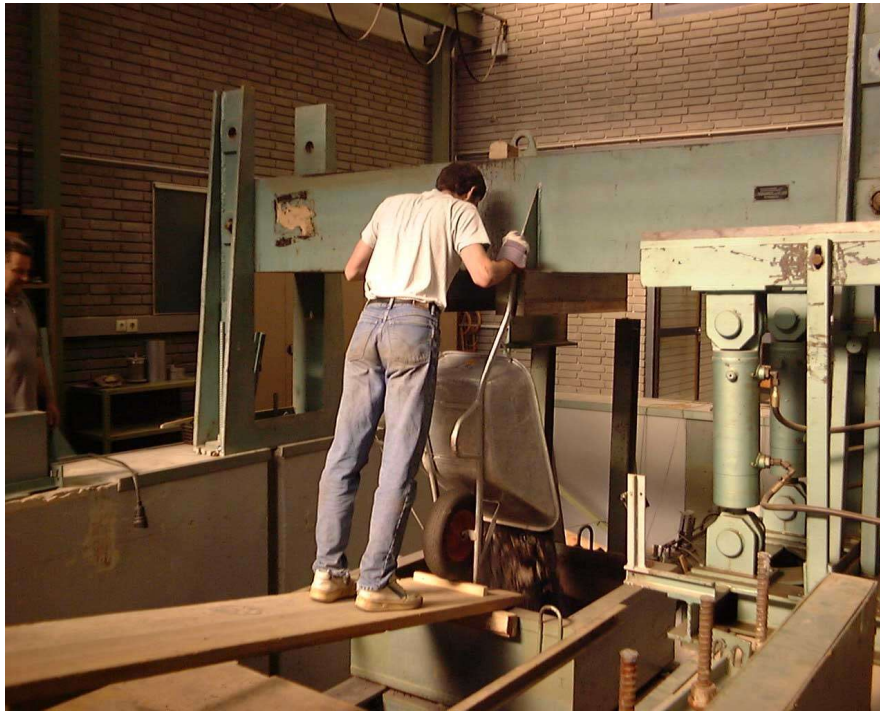
Vzhledem k velkému objemu materiálu byla příprava vzorku relativně pracná. Materiál se dopravoval pomocí kolečka do budovy a před vysypáním materiálu do krabice (Obr. 53) bylo každé kolečko materiálu zváženo. Bylo tak možno vyhodnotit celkové množství navážky a pórovitost vzorku. Z toho důvodu byly také pro každou zkoušku odebrány dva vzorky pro určení vlhkosti materiálu, každý o hmotnosti cca 8 kg. Vlhkost materiálu se pohybovala okolo 7 % (přesné výsledky viz dále). Nebylo možné zkoušet úplně vysušený materiál vzhledem k obtížnému zhuťování suchého vzorku.

Materiál byl při navážení do krabicového přístroje ve třech vrstvách hutněn, každá vrstva tedy byla asi 25 cm mocná. Hutnění probíhalo po dobu několika minut pomocí vibračního pěchu (Obr. 54).

Byly provedeny celkem tři krabicové zkoušky. Navážka pro jednu zkoušku byla přibližně 1500 kg materiálu. Vzhledem k omezenému množství materiálu z tunelu Mrázovka dopraveného do Innsbrucku (asi 2500 kg) nebylo možno každou zkoušku provést z nového nepoužitého materiálu. Z toho důvodu byla při druhé a třetí zkoušce provedena spodní a horní vrstva z již použitého materiálu, pouze pro střední vrstvu, v které dochází k vytvoření smykové zóny, byl použit materiál

čerstvý. Jak ukazují výsledky zkoušky DPM 0006 (Obr. 50), nemělo by ani při velkých normálových napětích docházet k významnému drcení zrn, které by mohlo ovlivnit výsledky zkoušky.

Po přípravě vzorku byla osazena vrchní roznášecí dřevěná deska a pomocí jeřábu byly postupně osazeny písty vyvozující normálové napětí na vzorek, ložiska zajišťující kontakt pístů s pevným rámem, píst pro rektifikaci vertikální polohy pístů pro vyvození normálové síly, nehybné lišty sloužící jako základ pro měření vertikální a horizontální deformace vzorku a LVDT měřidla deformace. Po provedení těchto přípravných prací mohla být zahájena samotná zkouška.



*Obr. 53: Navážení materiálu do krabicového přístroje*



*Obr. 54: Hutnění vzorku vibračním pěchem*

### 3.3.4 Postup zkoušek

Nejprve byl vzorek zkonsolidován předem stanoveným normálovým napětím. Po zhodnocení výsledků numerického modelování a posouzení velikostí napětí, která panují v poruše poblíž tunelového výrubu, bylo rozhodnuto provést smykové zkoušky při normálových napětích 150 kPa, 300 kPa a 600 kPa. Zkouška při nejvyšším napětí byla provedena na závěr, z toho důvodu, že tak velikých napětí ještě nebylo na daném přístroji dosaženo a kdyby došlo k jeho poruše, byly by provedeny alespoň dvě předchozí zkoušky.



Obr. 55: Vážení materiálu před vsypáním do smykové krabice

Konsolidace vzorku probíhala při postupně se zvyšujícím normálovém napětí při současném zaznamenávání vertikální deformace vzorku, aby bylo možno alespoň přibližně vyhodnotit oedometrický modul deformace.

Po ustálení deformací při nanesení normálového napětí byly odstraněny klíny oddělující horní a spodní část smykové krabice. To z toho důvodu, aby nedocházelo k dotyku horní a dolní části a přidávanému tření. Poté započala smyková fáze zkoušky. Zkouška byla prováděna s řízenou deformací s konstantní rychlostí posunu 1,1 mm/min. Během smykové fáze zkoušky byla zaznamenávána čtení čtyř LVDT měřidel vertikální deformace, LVDT měřidla horizontální deformace, velikost normálové síly a velikost smykové síly. Zkoušky byly ukončeny při horizontálním posunu okolo 9 cm, při němž již došlo k mobilizování vrcholové smykové pevnosti a následnému pozvolnému poklesu směrem k pevnosti kritické. Pouze poslední zkouška musela být kvůli technickým problémům (příliš velká deformace vzorku během konsolidace a nemožnost udržení pístů vyvozuující normálové napětí ve svislé poloze) ukončena při posunu kratším (5cm). Při tomto posunu byla přibližně

mobilizována vrcholová smyková pevnost.

### 3.3.5 Přehled velkorozměrových krabicových zkoušek

Byly provedeny celkem tři velkorozměrové krabicové zkoušky na materiálu Mrázovka. Celkový přehled výsledků je podán v Tab. 7.

| zkouška číslo | Materiál | Normálové napětí (kPa) | $\tau_{\text{vrch}}$ (kPa) | $\phi'_{\text{vrch}}$ (°) | $\varepsilon_{\text{hor vrch}}$ (%) |
|---------------|----------|------------------------|----------------------------|---------------------------|-------------------------------------|
| VKZ 1         | VKZ      | 177,56                 | 177,95                     | 45,06                     | 4,15                                |
| VKZ 2         | VKZ      | 335,15                 | 299,34                     | 41,77                     | 4,06                                |
| VKZ 3         | VKZ      | 657,10                 | 514,47                     | 38,06                     | 4,57                                |

| Zkouška číslo | Průměrná vlhkost materiálu (%) | Pórovitost před konsolidací (%) | Pórovitost po konsolidaci (%) | $E_{\text{oed}}$ tečný z konsolidace (MPa) | $E$ tečný z konsolidace (MPa) – pro $\nu=0,3$ |
|---------------|--------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|--|---|
| VKZ 1         | 6,58                           | 35,55                           | 35,05                         | 17,6                                       | 13,1  |
| VKZ 2         | 7,26                           | 32,09                           | 31,31                         | 28,9                                       | 21,4  |
| VKZ 3         | 7,27                           | 33,96                           | 31,87                         | Nelze vyhodnotit                           | Nelze vyhodnotit                              |

Tab. 7: Přehled výsledků velkorozměrových krabicových zkoušek

Postup vyhodnocování jednotlivých veličin v Tab. 7 je podrobněji rozebrán v kapitole týkající se výsledků velkorozměrových krabicových zkoušek.



### 3.3.6 Vyhodnocení velkorozměrových krabicových zkoušek

#### 3.3.6.1 Vyhodnocení pevnostních parametrů

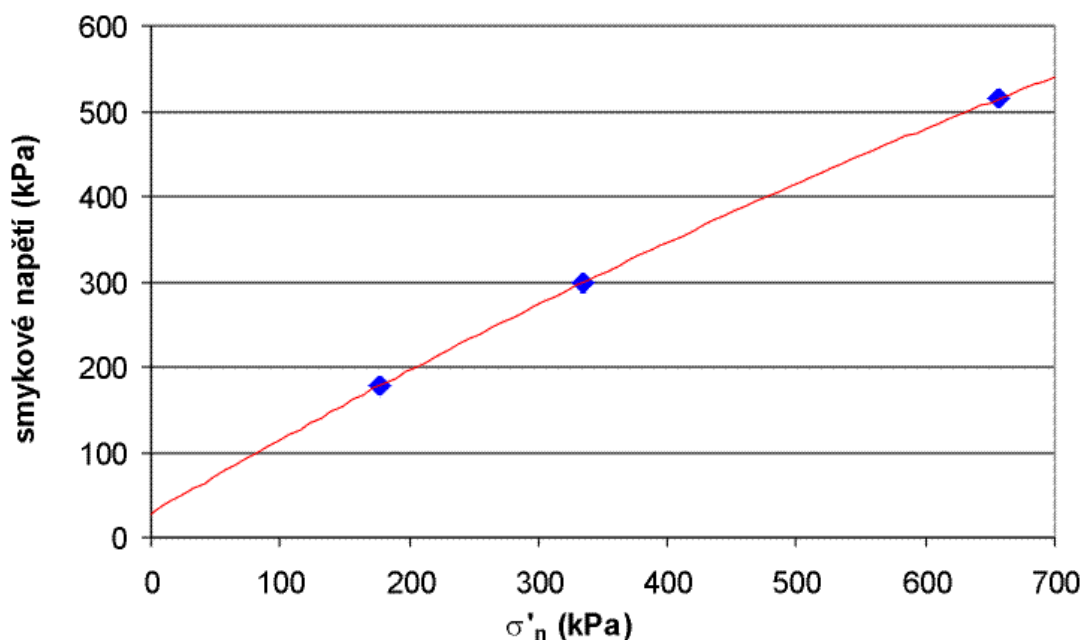
Úhel vnitřního tření byl vyhodnocen proložení obálky pevnosti metodou nejmenších čtverců mezi body charakterizující stav zeminy v grafu  $\sigma_n/\tau$ . Jak je popsáno v dalších kapitolách, po dosažení vrcholového napětí nedocházelo téměř k žádnému povrcholovému poklesu smykového napětí. Důvod může být ten, že byly zkoušky ukončeny při malé horizontální deformaci (okolo 9 %), což je maximum, které umožňuje použitý přístroj. Po proběhnutí určité horizontální deformace (okolo 5 %) již nedocházelo k objemovým změnám vzorku, tedy ani k dilatanci, ani ke kontraktanci (Obr. 59). To by znamenalo, že bylo během horizontálního přetvoření, které umožňuje daný přístroj, již dosaženo kritického stavu. Tento stav se ovšem neliší od stavu vrcholového. Takového chování je typické pro kypřé zeminy, které nevykazují vrchol v pracovním diagramu, ale smykové napětí stále roste až do konečné hodnoty. Toto konstatování je v souladu s výsledky výpočtů pórovitostí vzorků před a po konsolidaci (viz Tab. 7), které jsou i přes použité dynamické hutnění relativně vysoké.

Z tohoto důvodu byl vyhodnocen vrcholový úhel vnitřního tření, který je, jak je popsáno v předešlém odstavci, rovný kritickému úhlu vnitřního tření. Úhel vnitřního tření byl vyhodnocen jednak obecným proložení obálky pevnosti, jednak proložení obálky pevnosti počátkem souřadného systému. Výsledky jsou znázorněny v Tab. 8.

| Materiál VKZ         | $\phi'_{\text{vrch}}$<br>( $^{\circ}$ ) | $c'_{\text{vrch}}$<br>(kPa) |
|----------------------|---|-----------------------------|
| Linearizace počátkem | 46,78                                   | 0                           |
| Linearizace obecně   | 34,87                                   | 58,88                       |

Tab. 8: Úhel vnitřního tření a soudržnost materiálu VKZ

Na Obr. 56 jsou znázorněny body vyjadřující vrcholový stav zeminy v grafu  $\sigma_n/\tau$  a zakřivená obálka pevnosti tvořená polynomem druhého stupně.



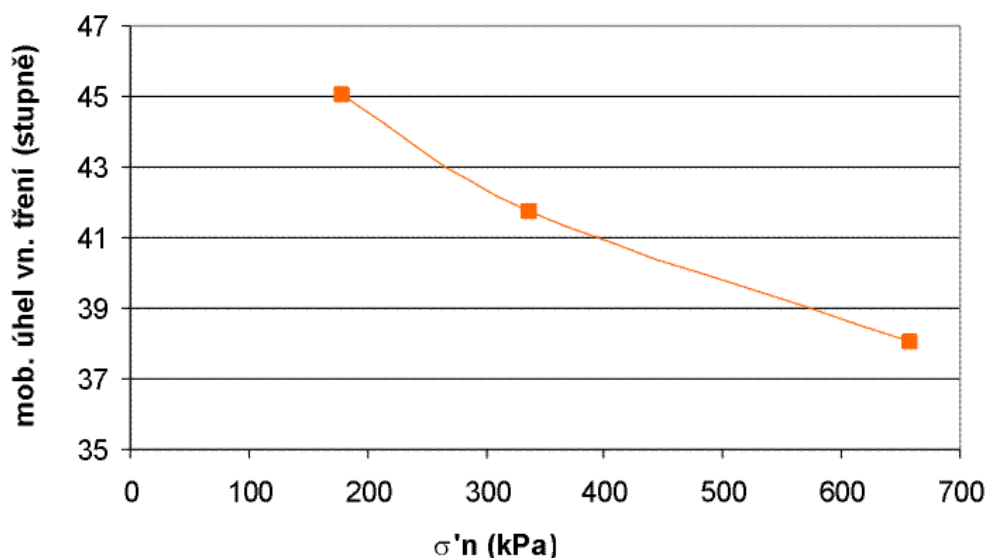
Obr. 56: Vrcholový stav zeminy a obálka pevnosti získaná z velkorozměrových krabicových zkoušek

Z Obr. 56 a z Tab. 8 je zřetelná relativně vysoká hodnota soudržnosti získaná při obecném proložení lineární obálky pevnosti. Materiál VKZ je, jak je patrné z Obr. 51 hrubozrnný s nejjemnější frakcí o velikosti prachu. Takovýto materiál by neměl mít pravou soudržnost (viz Mašín, 1999).

V tomto případě může být „soudržnost“ získaná linearizací obálky pevnosti způsobena dvěma faktory:

1. zakřiveností obálky pevnosti
2. přechodná soudržnost způsobená sáním, které je způsobeno částečnou saturací vzorku vodou

Výslednými body charakterizujícími vrcholový stav zeminy v grafu  $\sigma_n/\tau$  byl proložen polynom druhého stupně, který, jak je zřejmé z Obr. 56, prochází naměřenými hodnotami. Křivka protíná osu  $\tau$  v bodě 28,5 kPa. I při uvážení pravděpodobných experimentálních chyb tento výsledek naznačuje, že je část soudržnosti získané obecnou linearizací obálky pevnosti způsobená zakřiveností obálky pevnosti a část sáním ve vzorku. To je způsobeno částečným nasycením materiálu (průměrná vlhkost materiálu byla okolo 7%). Protože však nebyly provedeny zkoušky, které by zhodnotily vliv sání na pevnost zeminy, nelze odhadnout, jak velkou část z celkové soudržnosti získané obecným proložení lineární obálky pevnosti tvoří sání a jak velkou část zakřivenost obálky pevnosti. Zakřivenost obálky pevnosti je opět znázorněna v grafu  $\phi'_{mob}/\sigma_n$  (Obr. 57).

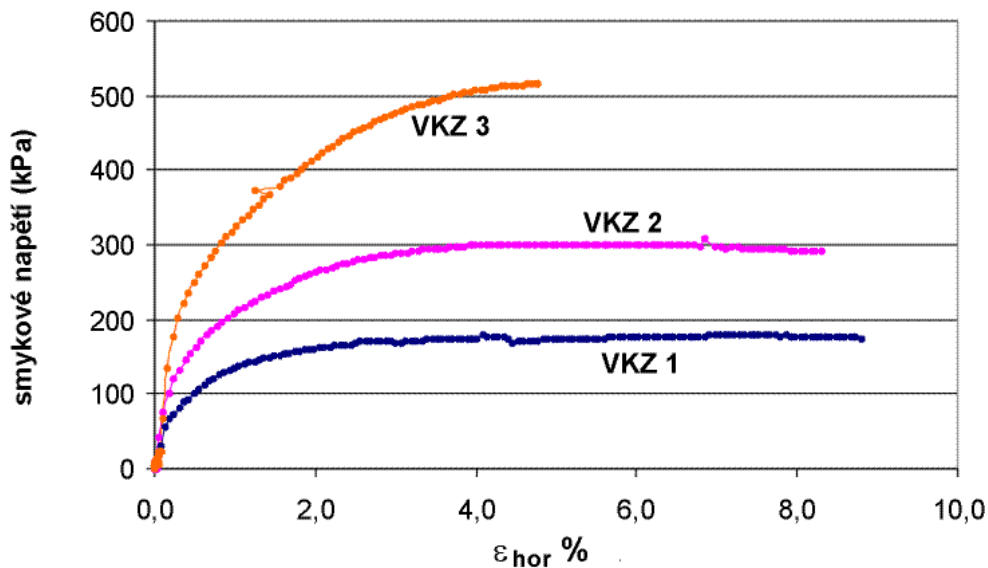


Obr. 57: Zakřivenost obálky pevnosti materiálu VKZ

Velkorozměrové smykové zkoušky na materiálu tvořeném ostrohranným kamenivem (rockfill pro stavbu gravitačních přehrad) prováděl např. Rozsypal (1983). U všech provedených zkoušek zjistil také zakřivenou obálku pevnosti, ovšem více než v případě zde uvedených zkoušek (při vzrůstu normálového napětí z 200 na 800 MPa poklesl mobilizovaný úhel vnitřního tření z 52° na 35°). Rozsypal vysvětluje zakřivenost obálky pevnosti vyšším drcením zrn kameniva v oblasti vyšších normálových napětí, což dokumentuje zrnitostními rozbory po zkoušce. Pokud by byly jeho předpoklady správné, je možné z menší zakřivenosti obálky pevnosti materiálu VKZ usoudit, že dochází k menšímu drcení zrn kameniva, což je v souladu s výsledky zrnitostního rozboru po zkoušce DPM 0006 (Obr. 50). Významnější drcení zrn u materiálů, které zkoušel Rozsypal, je možné vysvětlit menším množstvím jemnozrnné frakce a tedy větším namáháním ostrohranných hrubých zrn na kontaktech částic.

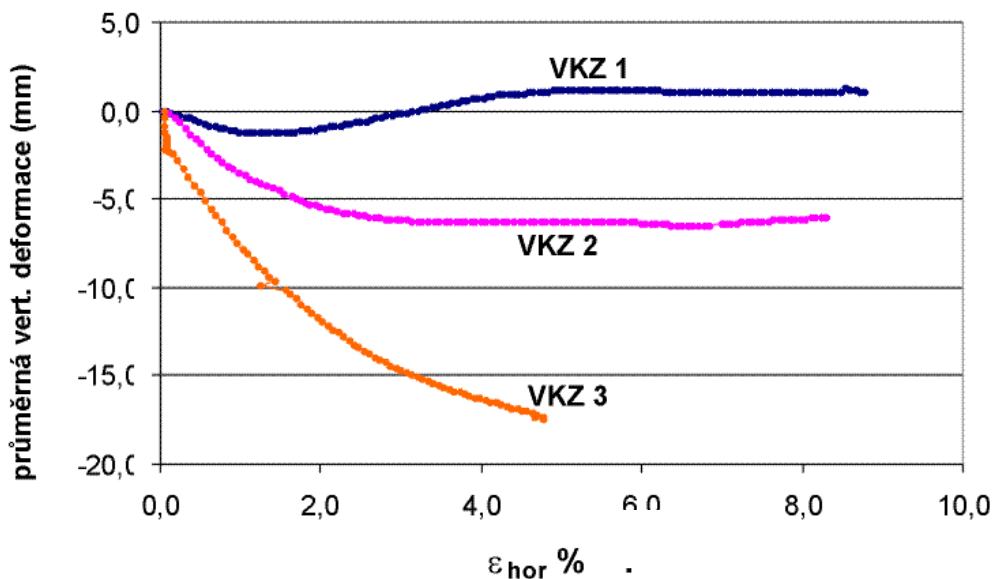
### 3.3.6.2 Pracovní diagramy a objemové změny během smyku

Pracovní diagramy všech tří velkorozměrových krabicových zkoušek jsou znázorněny na Obr. 58.



Obr. 58: Pracovní diagramy velkorozměrových krabicových zkoušek

Na Obr. 59 jsou znázorněny objemové změny vzorku během smyku. Je třeba podotknout, že zobrazené hodnoty jsou průměrnými hodnotami ze čtyř instalovaných LVDT měřidel vertikální deformace. Ve skutečnosti se hodnoty měřené v přední a v zadní části vzorku lišily: V přední části přístroje, tedy blíže k pístu vyvozuujícímu smykovou sílu, docházelo k poklesu a v zadní části ke zdvíhu zatěžovací desky. Tento jev byl pravděpodobně způsoben tím, že nebylo možno v průběhu smyku dosáhnout přesně kolmému působení pístu vyvozuující normálovou sílu, protože byl vzorek v pohybu. Přestože docházelo k manuálnímu dorovnávání kolmosti působení normálové síly pomocí pístu, vždy zde byla i malá složka, která působila ve směru smyku a způsobila pak naklápění zatěžovací desky.



Obr. 59: Průměrná vertikální deformace vzorků VKZ

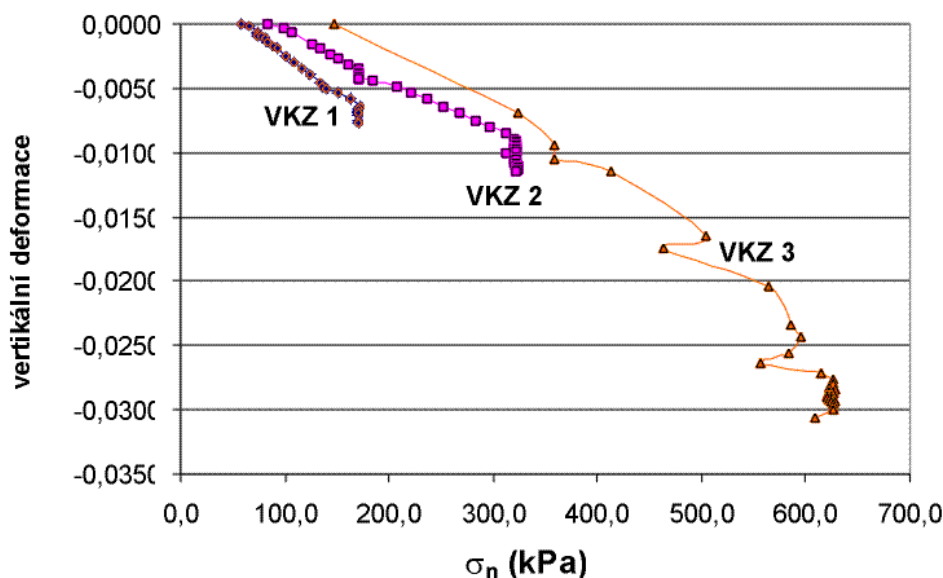
Jak již bylo zdůrazněno v kapitole týkající se pevnostních charakteristik materiálu VKZ, z grafů na Obr. 61 a 62 je zřetelné, že po axiální deformaci přibližně 4% se u zkoušek VKZ 1 a VKZ 2 nemění ani vertikální deformace, ani smykové napětí. Z tohoto průběhu grafů lze usoudit, že již došlo k dosažení kritického stavu, který se neliší od stavu vrcholového, neboť byly vzorky i přes hutnění před smykem kypré (viz Tab.8 – pórovitosti vzorků po konsolidaci se pohybovaly okolo 32%).

Z Obr. 62 je zřejmé, že vzorek při zkoušce při nízkém normálovém napětí vykazoval dilatanci, ovšem při vyšších normálových napětích se již objevovala jen kontraktance. Tyto křivky jsou velmi podobné výsledkům, které získal Rozsypal (1983) při velkorozměrových smykových zkouškách na ostrohranném drceném kamenivu. Jak vyplývá z jeho představ, je velikost objemových změn během zkoušky funkcí prakticky všech faktorů ovlivňujících smykovou pevnost materiálu, zejména pak počáteční ulehlosti a velikosti drcení.

### 3.3.6.3 Modul pružnosti

Pro velkorozměrové krabicové zkoušky bylo provedeno vyhodnocení oedometrického modulu a přepočteno na Youngův modul z konsolidační fáze zkoušky. Toto vyhodnocení je pouze rámcové vzhledem k tomu, že velikost oedometrického modulu závisí na počáteční pórovitosti kameniva, která byla u třech provedených zkoušek různá a přitom vyšší, než je skutečná pórovitost materiálu v tektonické poruše. Navíc nebylo postupně zvyšování normálového napětí během konsolidace dostatečně pomalé pro to, aby jednotlivé hodnoty vertikální deformace skutečně odpovídaly deformaci konečné (viz Obr. 60).

Na Obr. 60 je znázorněn průběh vertikální deformace při konsolidaci materiálu.



Obr. 60: Průběh konsolidace zkoušek VKZ

Byl vyhodnocován tečný oedometrický modul, tedy modul mezi dvěma sousedními čteními v grafu  $\epsilon_a/\sigma_n$ . Jak je i zřetelné z grafu na Obr. 60, při zkoušce VKZ3 se nepodařilo udržet rovnoměrné zvyšování normálového napětí a navíc je čtení hodnot deformace příliš řídké na to, aby mohl být oedometrický modul vyhodnocen. Ten se tedy vyhodnotil jen ze zkoušek VKZ1 a VKZ2. I v tomto případě dochází v křivkách konsolidace k určitým skokům. Z Obr. 60 je zřejmé, že i po nanesení konečného normálového napětí ještě určitou dobu pokračovala deformace. Body na konsolidační křivce neukazují tedy konečnou deformaci odpovídající danému normálovému napětí. Přesto byl pro rámcovou představu oedometrický modul vyhodnocen. Velikost tečného oedometrického modulu z plynulé části křivky konsolidace v její konečné fázi je uvedena v Tab. 7.

Aby bylo možno porovnávat výsledky s triaxiálními zkouškami, bylo třeba přepočítat oedometrický modul na Youngův modul podle vzorce

$$E = E_{\text{oed}}(1+\nu)(1-2\nu)/(1-\nu) \quad (4)$$

A normálové napětí působící na vzorek na invariant  $p$  podle vzorce

$$p = (\sigma_n/3)[1+2\nu/(1-\nu)] \quad (5)$$

Tento vzorec vychází ze vztahů

$$\sigma_1 = K_o \sigma_2 \quad (6)$$

$$K_o = \nu/(1-\nu) \quad (7)$$

$$p = 1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (8)$$

Pro oedometrickou zkoušku platí, že  $\sigma_2 = \sigma_3$  a dosazením vztahů (6) a (7) do (8) získáme rovnici (5).

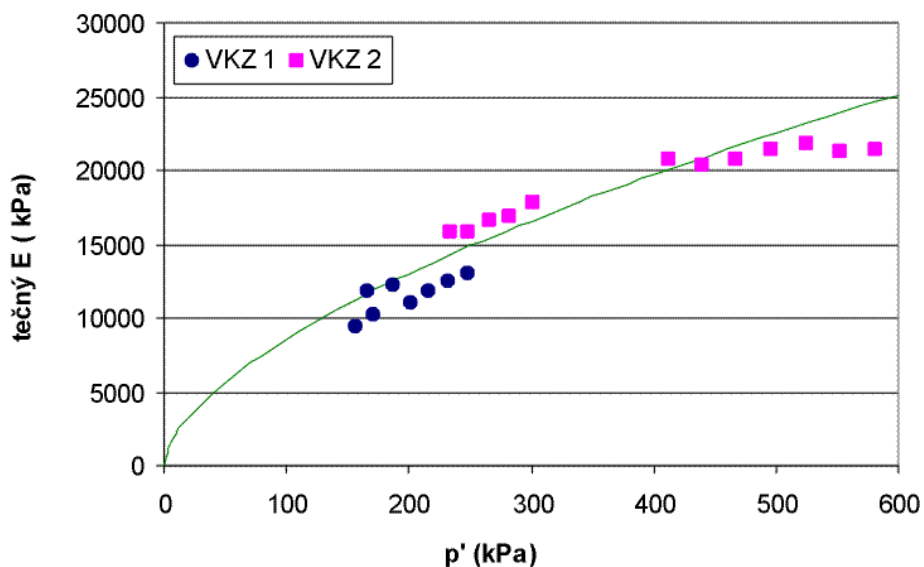
Pro výpočet Youngova modulu bylo nutno do vztahů dosadit velikost Poissonova čísla  $\nu$ . Hodnotu tohoto parametru je možno stanovit pomocí drénované triaxiální zkoušky či oedometrické zkoušky s měřením laterálního napětí. Takovéto zkoušky provedeny nebyly, proto byla hodnota  $\nu$  vypočtena z Jákyho vztahu

$$K_o = 1 - \sin\Phi' \quad (9)$$

Dosazením do rovnice (7) získáme

$$\nu = (1 - \sin\Phi') / (2 - \sin\Phi') \quad (10)$$

Pro velikost úhlu vnitřního tření  $34,87^\circ$  získáme velikost  $\nu = 0,3$ . Tato hodnota odpovídá hodnotám uváděným v literatuře (podle Wiluna a Starzevského (1977) se hodnota Poissonovy konstanty pro málo ztuhlý ostrohranný prachovitý písek pohybuje okolo 0,3).



Obr. 61: Velikost tečného Youngova modulu vyhodnoceného z plynulých částí křivek konsolidace zkoušek VKZ 1 a VKZ 2 při uvažování  $\nu = 0,3$

Na Obr. 61 je znázorněn průběh tečného Youngova modulu v závislosti na velikosti  $p$ . Pro vyhodnocování tečného Youngova modulu jsou vzaty v úvahu pouze plynulé části křivky konsolidace. Body v grafu na Obr. 61 byla proložena křivka o rovnici

$$E=E_0(p/p_0)^\alpha \quad (11)$$

Křivka relativně dobře prochází mezi naměřenými body. Její parametry jsou  $E_0=13$  MPa,  $p_0=200$  kPa,  $\alpha=0,6$ .

Z výsledků na Obr. 61 a v Tab. 7 je zřejmé, že byla vypočtena relativně nízká hodnota Youngova modulu. Výsledky jsou však pouze orientační a mohou být ovlivněny tím, že měl materiál relativně velkou pórovitost a vyhodnocování deformačních charakteristik z konsolidační fáze krabicové smykové zkoušky je nepřesné.

### **3.4 ZHODNOCENÍ PROVEDENÝCH LABORATORNÍCH ZKOUŠEK – DISKUZE VÝSLEDKŮ**

V průběhu diplomové práce bylo provedeno celkem 22 triaxiálních zkoušek a tři velkorozměrové krabicové zkoušky. V tomto odstavci jsou tyto zkoušky celkově shrnuty s ohledem na vlastnosti materiálu tektonických poruch. Budou hodnoceny zvlášť pevnostní a zvlášť deformační charakteristiky.

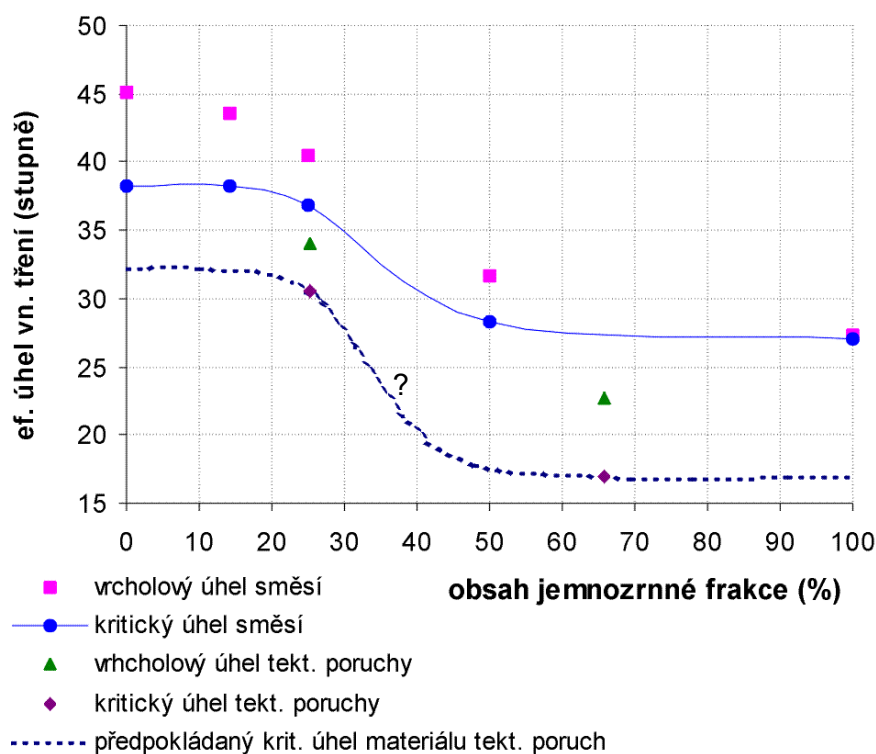
#### **3.4.1 Pevnostní charakteristiky**

##### **3.4.1.1 Závislost úhlu vnitřního tření na obsahu jemnozrné frakce – frakce pod 4 mm**

Pro vyhodnocení pevnostních charakteristik je k dispozici 6 triaxiálních zkoušek na dvou typech materiálu tektonických poruch, tři velkorozměrové krabicové zkoušky a 14 triaxiálních zkoušek na směsích zemin. Výsledky zkoušek na směsích zemin nelze přímo interpretovat pro výplně tektonických poruch vzhledem k tomu, že se jedná o odlišný materiál. Jak je zřetelné z Obr. 62, materiál směsí zemin má obecně vyšší úhel vnitřního tření než materiál tektonických poruch. Je to způsobeno odlišným charakterem hrubých a jemných zrn ve směsích zemin od zrn v materiálu z tektonických poruch.

Křivky zrnitosti materiálu tektonických poruch byly analyzovány s ohledem na obsah jemnozrné frakce. Pracovalo se s křivkami zrnitosti materiálu, na němž se prováděly triaxiální zkoušky. Pro materiál DPM1 se tedy použila křivka materiálu do 4mm (Obr. 38), pro materiál DPM3 křivka celkového materiálu (Obr. 39). Byla snaha zobrazit velikost úhlu vnitřního tření do grafu závislosti úhlu vnitřního tření na obsahu jemnozrné frakce. Proto bylo nutno určit, jakou velikost zrna považovat za přechod mezi jemnozrnou a hrubozrnou frakcí. Tento problém je řešen již v úvodních kapitolách týkajících se směsí zemin. Základní myšlenka je ta, že se za jemnozrnou frakci považují taková zrna, která jsou menší, než je velikost pórů mezi zrny hrubé frakce. V souladu se zkouškami na směsích zemin, kde měla hrubozrná frakce spodní hranici velikosti zrna 0,125 mm, byla za hraniční velikost i v případě materiálu tektonických poruch považována velikost zrna 0,125 mm. Jak je zřetelné z Obr. 38 a 39, má pak materiál DPM1 obsah jemnozrné frakce 25,2 % a materiál DPM3 65,9 %. Hodnoty velikosti úhlu vnitřního tření ve vrcholovém a kritickém stavu při obálce pevnosti proložené počátkem jsou pak vyneseny v grafu závislosti úhlu vnitřního tření na obsahu jemnozrné frakce a porovnány s velikostmi těchto úhlů pro směsi zemin. Vzhledem k obdobným křivkám zrnitosti materiálu tektonických poruch s materiálem směsí zemin (viz Obr. 38 a Obr. 16) se předpokládá, že bude k přechodovému chování docházet v případě obou materiálů při přibližně stejných obsazích jemnozrné frakce.

Graf závislosti úhlu vnitřního tření na obsahu jemnozrné frakce je na Obr. 62. Čárkovanou čarou je v něm znázorněn předpokládaný kritický úhel vnitřního tření pro materiál tektonických poruch, pokud se uvažuje, že bude docházet k přechodovému chování při přibližně stejných obsazích jemnozrné frakce.



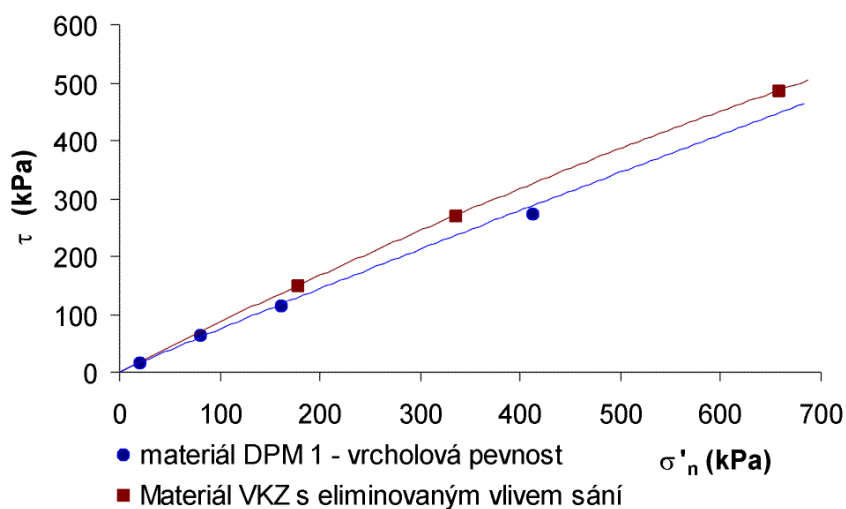
Obr. 62: Předpokládaná závislost úhlu vnitřního tření materiálu tektonických poruch na obsahu jemnozrné frakce pro hraniční velikost zrna 0,125 mm

Vzhledem k tomu, že se neprovádělo více laboratorních zkoušek na různých typech materiálu tektonických poruch, je určování kritického úhlu vnitřního tření podle Obr. 62 pouze orientační, ovšem pro základní představu pravděpodobně může dobře sloužit.

### 3.4.1.2 Materiál s frakcí nad 4 mm

Úhel vnitřního tření materiálu tektonických poruch, jak je jeho průběh znázorněn na Obr. 62, se stále týká pouze frakce o velikosti zrna do 4 mm. Jak ukázaly velkorozměrové krabicové smykové zkoušky, úhel vnitřního tření skutečného materiálu se bude odlišovat od úhlu vnitřního tření materiálu s odstraněnou frakcí nad 4 mm. Pro porovnávání výsledků zkoušek byly uvažovány vrcholové úhly vnitřního tření pro materiál DPM1 i materiál VKZ. Předpokládá se, že tyto hodnoty jsou porovnatelné z toho důvodu, že pórovitost materiálů DPM1 i VKZ před zkouškou byla přibližně stejná, v obou případech se jednalo o rekonstituovaný vzorek a k dosažení vrcholové pevnosti došlo v obou případech při přibližně stejných přetvořeních (okolo 5 %). Uvažoval se vrcholový úhel vnitřního tření při obecném proložení obálky pevnosti. To z toho důvodu, že pokud se proloží obálka pevnosti počátkem u zkoušek VKZ, vyjde vysoký úhel vnitřního tření díky sání, které ve vzorku působilo kvůli nenасыcenosti (viz kapitola 3.3.6.1). Velikost vrcholového úhlu vnitřního tření při obecně proložení obálce pevnosti byla pro materiál s odstraněnou frakcí nad 4 mm (DPM1) 32,9° a pro materiál původní (VKZ) 34,9°. Je zřetelné, že frakce nad 4 mm nemá na pevnost zeminy velký vliv. Je ovšem třeba vzít v úvahu možné experimentální chyby a rozdíly v zjištěné pevnosti způsobené použitím odlišného typu přístroje (triaxiální a krabicový přístroj).

Na Obr. 63 je porovnávána obálka vrcholové pevnosti pro materiál DPM1 a materiál VKZ. V tomto obrázku je eliminován předpokládaný vliv sání ve vzorku. Hodnota  $c$  získaná při proložení polynomu druhého stupně mezi naměřená data se odečetla od všech hodnot smykového napětí  $\tau$ . Obálka tedy nyní prochází počátkem.



Obr. 63: Porovnání obálek vrcholové pevnosti na materiálu s odstraněnou frakcí nad 4mm (DPM1) a bez (VKZ)

Z Obr. 63 je zřejmé, že rozdíl v obálkách pevnosti materiálů bez hrubé frakce a s ní není příliš významný, jak je komentováno v předchozím odstavci.

Ze studia chování směsí zemin vyplývají některé závěry, které je možno použít pro odhadnutí úhlu vnitřního tření materiálu tektonických poruch.

Na úhel vnitřního tření má nejdůležitější vliv procentuální obsah jemnozrnné frakce vzhledem k tomu, že má samotná jemnozrnná frakce odlišné mechanické vlastnosti od samotné hrubozrnné frakce. Procentuální obsah jemnozrnné frakce, pokud se za hraniční velikost zrna považuje 0,125 mm, je odlišný pro materiál s frakcí nad 4 mm a bez frakce nad 4 mm (viz křivky zrnitosti na Obr. 38 a 39). Materiál DPM1 s nejhrubší frakcí má 12,8 % částic pod 0,125 mm (bez nejhrubší frakce 25,2 %) a materiál DPM3 65,9 % (bez frakce nad 4 mm 70,5 %).

Z výsledků studia směsí zemin také vyplývá fakt, že pokud je obsah jemnozrnné frakce vyšší, než je přechodová zóna (viz Obr. 62 - přechodová zóna odpovídá obsahu jemnozrnné frakce cca 28 – 42 %), nemělo by na chování zeminy mít vliv odstranění nejhrubší frakce, protože v tomto případě netvoří hrubá zrna skelet v zemině, ale pouze „plavou“ v jemnozrnné matici. Velikost úhlu vnitřního tření pro materiál DPM3 by tedy měl být obdobný pro oba případy (s hrubozrnnou frakcí i bez ní).

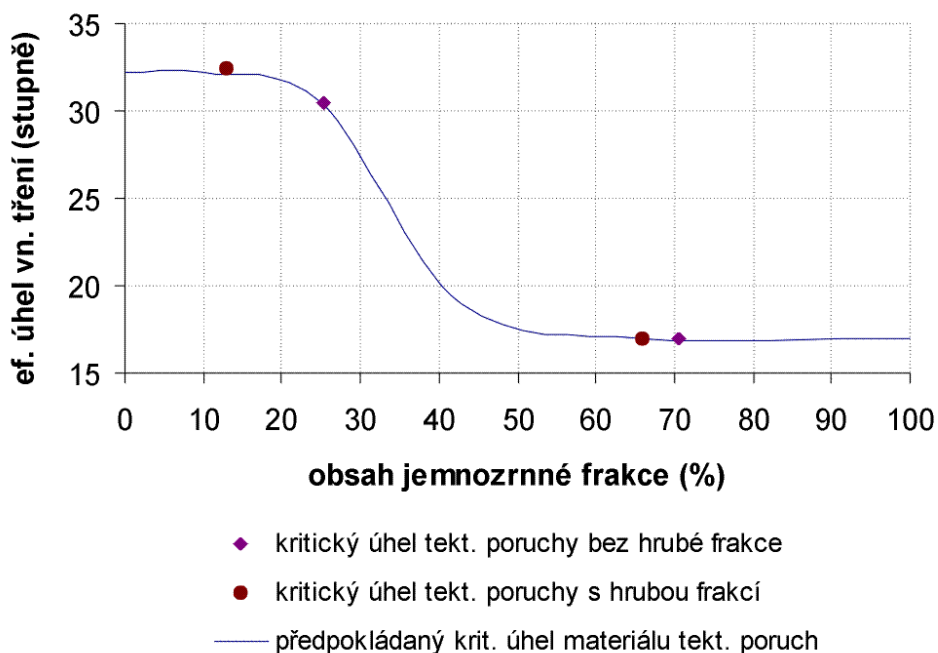
Pokud je obsah jemnozrnné frakce nižší, než je obsah přechodový, má hrubozrnná frakce zásadní vliv na chování zeminy. Z výsledků zkoušek VKZ vyplývá, že je úhel vnitřního tření pro materiál s hrubou frakcí asi o 2° vyšší než pro materiál s odstraněnou hrubou frakcí.

Body charakterizující materiál tektonických poruch s hrubou frakcí lze vynést do grafu na Obr. 62. Úhel vnitřního tření materiálu DPM1 je o cca 2° vyšší než pro materiál bez hrubé frakce a obsah jemnozrnné frakce 12,8 % (předpokládáme, že se vrcholový úhel vnitřního tření bude chovat obdobně, jako kritický). Materiál DPM3 bez frakce nad 4 mm bude mít obsah jemnozrnné frakce 70,5 % a velikost úhlu vnitřního tření stejnou, jako materiál s frakcí nad 4 mm.

Tyto body vynesené v grafu závislosti úhlu vnitřního tření na obsahu jemnozrnné frakce jsou na Obr. 64. Všechny jsou relativně přesně na křivce závislosti úhlu vnitřního tření na obsahu jemnozrnné frakce, která byla sestavena pro frakci pod 4 mm (materiál DPM1 má o asi 2° vyšší úhel vnitřního tření, ovšem také nižší obsah jemnozrnné frakce). Z provedeného omezeného počtu laboratorních zkoušek je tedy možno vznést závěr, že velikost úhlu vnitřního tření materiálu s velkými zrny lze odhadnout ze zkoušek na materiálu s odstraněnou hrubozrnnou frakcí, ovšem s příslušně nižším obsahem jemnozrnné frakce.

Tento výsledek může být ovlivněn experimentálními chybami a pro jeho ověření by bylo nutno provést další velkorozměrové zkoušky na materiálech s různým obsahem jemnozrnné frakce.





Obr. 64: Odhad kritického úhlu vnitřního tření materiálu tektonických poruch v závislosti na obsahu jemnozrné frakce (pod 0,125 mm)

### 3.4.1.3 Vrcholový úhel vnitřního tření

Úvahy v minulé kapitole se týkají kritického úhlu vnitřního tření materiálu. Daly se provést proto, že kritický úhel vnitřního tření by neměl záviset na ulehlosti a způsobu přípravy vzorku. Materiál tektonických poruch se zachovanou vnitřní strukturou se studoval na vzorcích DPM3. Jak je popsáno v kapitole 3.2.3, materiál neporušených vzorků tektonických poruch se oproti rekonstituovaným vzorkům liší výrazně nižší pórovitostí (okolo 21 %), z čehož vyplývá např. vyšší tendence k dilatanci a větší rozdíl mezi kritickým a vrcholovým úhlem vnitřního tření, než byl zjištěn na rekonstituovaných vzorcích. Lze předpokládat, že skutečný materiál tektonických poruch se bude v průběhu smyku chovat obdobně, jako se chovaly neporušené vzorky na materiálu DPM3 (viz kapitola 3.2.3). Rozdíl mezi vrcholovým a kritickým úhlem vnitřního tření je v případě materiálu DPM3 přibližně 5°.

### 3.4.2 Deformační charakteristiky

Vzhledem k odlišnému charakteru materiálu tektonických poruch a směsí zemin nelze velikosti Youngova modulu zjištěného na materiálu směsi zemin použít pro odhad deformačních charakteristik materiálu tektonických poruch, podobně jak bylo provedeno pro úhel vnitřního tření. Pro vyhodnocení celkového Youngova modulu pružnosti je tedy k dispozici 6 triaxiálních zkoušek na materiálu tektonických poruch (výsledky Youngova modulu vyhodnocené z velkorozměrových krabicových zkoušek nelze použít).

Z provedených triaxiálních zkoušek vyplývá, že velikost Youngova modulu materiálu DPM1 a DPM3 je přibližně stejný. Jeho velikost je znázorněna na Obr. 44 a je zřejmé, že velikost Youngova modulu je velmi závislá na komorovém napětí. Vzhledem k malému počtu dat je třeba chápat zjištěné deformační charakteristiky jako přibližné (zkoušky na směsích zemin ukazují, že by Youngův modul měl záviset na zrnitostním složení).

Studovala se velikost Youngova tečného modulu v závislosti na velikosti axiálního přetvoření. Bylo zjištěno, že velikost Youngova modulu změřená pomocí lokálních LVDT měřidel deformace při

malých přetvořeních je přibližně dvojnásobná oproti Youngovu modulu vyhodnocenému z externích snímačů deformace. Tvar křivky charakterizující změnu Youngova tečného modulu s axiálním přetvoření je na Obr. 49. Je zřejmé, že při velikosti axiální deformace okolo 0,02 - 0,2 % dochází k významnému poklesu Youngova modulu.

### 3.5 DÍLČÍ ZÁVĚR PRO MATERIÁL TEKTONICKÝCH PORUCH

Na studium směsí zemin navazovalo studium vlastností skutečného materiálu tektonických poruch. Pro vyhodnocení vlastností byly kromě standardních nedrénovaných triaxiálních zkoušek provedeny zkoušky s měřením Youngova modulu pružnosti při velmi malých přetvoření pomocí lokálních LVDT snímačů instalovaných přímo na vzorku a velkorozměrové krabicové zkoušky. Byly vyvozeny následující závěry:

#### *Pevnostní charakteristiky*

- Velikost úhlu vnitřního tření materiálu tektonických poruch závisí na obsahu jemnozrné frakce. S použitím výsledků studia směsí zemin byla vyhodnocena přibližná křivka závislosti kritického úhlu vnitřního tření materiálu tektonických poruch na procentuálním obsahu frakce pod 0,125 mm.
- Předpokládá se, že přechodové chování se objevuje při stejném procentuálním obsahu jemnozrné frakce, jako v případě směsí zemin, tedy přibližně 28 – 42 %.
- Výsledky velkorozměrových krabicových zkoušek ukazují, že velikost úhlu vnitřního tření materiálu s nejhrubší frakcí lze odhadnout z výsledků zkoušek na materiálu, kde byla tato frakce odstraněna. Na velikost úhlu vnitřního tření má podstatný vliv procentuální obsah jemnozrné frakce, proto musí mít modelový materiál s odstraněnou nejhrubší frakcí i příslušně nižší obsah jemnozrné frakce (stejný, jako je celkový obsah jemnozrné frakce studovaného materiálu s nejhrubší frakcí).
- Zkoušky na neporušených vzorcích materiálu tektonických poruch ukazují, že skutečný materiál tektonických poruch má na rozdíl od rekonstituovaných vzorků připravených popsanou metodikou menší pórovitost. Z toho vyplývá vyšší tendence k dilatanci a větší rozdíl mezi vrcholovým a kritickým úhlem vnitřního tření, který činí u materiálu s obsahem jemnozrné frakce 66 % asi 5°.

#### *Deformační charakteristiky*

- Výsledky studia deformačních charakteristik jsou pouze přibližné.
- Youngův modul pružnosti materiálů s obsahem jemnozrné frakce 25 % a 66 % byl zjištěn přibližně stejný. Jeho velikost významně závisí na úrovni napětí. Pro  $p' = 200$  kPa je zjištěná velikost Youngova modulu asi 32 MPa, pro 800 kPa je E asi 58 MPa.
- Zkoušky s lokálními snímači deformace potvrdily významnou závislost tečného Youngova modulu na velikosti axiálního přetvoření. Velikost E při malých přetvořeních je při použití lokálních LVDT snímačů asi dvojnásobná oproti modulu vyhodnocenému z externích snímačů. Při axiálním přetvoření okolo 0,02 % - 0,2 % dochází k výraznému poklesu Youngova modulu.

Výsledky získané při studiu směsí zemin a skutečného materiálu tektonických poruch budou nyní využity pro matematické modelování deformací tunelového výrubu.

## **4 MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ DEFORMACÍ TUNELOVÉHO VÝRUBU**

### **4.1 ÚVOD PRO MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ**

Jak bylo již naznačeno v předchozích částech diplomové práce, studium materiálových parametrů výplně tektonických poruch mělo mimo jiné umožnit matematické modelování deformací tunelového výrubu v tektonicky postiženém masivu. Navazuje se na výzkumy, které prováděl Mgr. Chmelař v rámci své doktorské disertační práce pomocí programu Plaxis. Studoval vliv vzdálenosti tektonické poruchy od výrubu na jeho deformace. Tato práce má za cíl blíže studovat vliv různých typů výplně tektonických poruch na deformace tunelu, je zde ovšem kladen důraz i na vliv zvoleného materiálového modelu a různé typy postupu ražby. Pro numerické modelování byl zvolen program pro metodu konečných prvků Tochnog, který se sice nevyznačuje snadnou obsluhou, ale v porovnání s jinými dostupnými programy má rozsáhlejší možnosti pro dosazování různých konstitutivních vztahů a ovládání výpočetních kroků.

Účelem této práce není modelování konkrétní tunelové stavby, ale zhodnocení vlivu tektonických poruch na deformace tunelu v obecném měřítku. Vzhledem k tomu, že nyní probíhá ražba tunelu Mrázovka, který je typickou lokalitou pro výskyt takových tektonických poruch, které již byly dříve studovány (Chmelař, 2001), a také proto, že byla studována výplň skutečných tektonických poruch právě z tohoto tunelu, byly základní parametry modelu, jako geometrie, tuhost primárního ostění, parametry okolního skalního masivu a způsob členění výrubu v průběhu ražby zadány tak, aby vyhovovaly tomuto konkrétnímu případu. Protože však nebyla zahrnuta řada dalších vlivů (stupeň hloubkového rozvětrání skalního masivu, používání sanační injektáže pro zlepšení parametrů horniny, kotvení primární obezdívky, rozdílná tuhost primárního ostění v různých částech výrubu, časový průběh tuhnutí materiálu primárního ostění, nerovnost povrchu terénu apod.), není dobře možné srovnávat vypočtené deformace se skutečně naměřenými.

### **4.2 TEORETICKÉ ZÁKLADY METODY KONEČNÝCH PRVKŮ**

V mechanice zemin a skalních hornin byl donedávna používán matematický aparát teorie pružnosti a teorie mezního stavu rovnováhy, který poskytl pro řadu úloh uzavřená analytická řešení. Postupně se ovšem zvyšovaly nároky na řešení úloh geomechaniky, které se rozšířily a zkomplikovaly. Matematické modelování umožnilo respektovat složité konstitutivní vztahy, nekladlo meze ani tvaru oblasti, ani dimenzi úlohy, ani charakteru počátečních a okrajových podmínek. Umožnilo také řešit problémy interakce více staveb. Numerické metody řeší fyzikální problém aritmetickými prostředky. Kontinuum s nekonečným počtem stupňů volnosti se nahradí množinou bodů, prvků a úseček s konečným počtem vazeb v uzlech. Místo neznámých složitých funkcí se určují funkční hodnoty v těchto uzlech. Pomocí diskretizace se původní systém parciálních diferenciálních rovnic převádí na velkou soustavu lineárních algebraických rovnic, která se řeší na počítači.

Postupem času byla vyvinuta řada numerických metod. Úkolem této práce není podávat jejich přehled, budou pouze stručně shrnuty teoretické základy metody konečných prvků, která je zde využita pro matematické modelování deformací tunelového výrubu.

Metoda konečných prvků je v současné době základní metodou matematického modelování v geomechanice. Pro řešení úloh geomechaniky se nejlépe osvědčila deformační varianta metody konečných prvků, která je založena na Lagrangeově variačním principu minima celkové potenciální energie soustavy.

Při odvození základního algoritmu se zachovává tento obecný postup:

- Řešená oblast se dělí fiktivními čarami na konečné prvky.
- Složky posunů ve styčných bodech prvků v uzlech se považují za neznámé veličiny, jejichž zjištění je cílem řešení.
- Volí se soustava funkcí, které určují rozdělení složek posunů uvnitř prvků v závislosti na neznámých složkách uzlových posunů.

- Derivací funkcí posunů se získá vztah pro poměrná přetvoření a z konstitutivních vztahů odpovídající složky napětí.
- Pomocí těchto závislostí se stanoví potenciální energie vnějších a vnitřních sil pro každý konečný prvek.
- Sečtením potenciální energie jednotlivých prvků se určí celková potenciální energie řešené oblasti.
- Minimalizací tohoto kvadratického funkcionálu, tj. jeho variací dle jednotlivých neznámých složek posunů, vznikne výsledná soustava lineárních algebraických rovnic, která se řeší na počítači.
- Výsledkem řešení jsou uzlové posuny, z nichž lze vypočítat složky tenzorů poměrného přetvoření a napětí.

Diskretizace v kombinaci s přírůstkovými a iteračními postupy propůjčuje metodě konečných prvků mimořádnou flexibilitu. Lze respektovat nejen škálu materiálových vlastností, nýbrž také libovolné změny tvaru tělesa, zatížení a okrajových podmínek. Pro geomechaniku to znamená možnost kvantifikace různých geologických a technologických faktorů dosud jen kvalitativně hodnocených (podle Doležalové, 2000).

## 4.3 POUŽITÉ PROGRAMY

Pro matematické modelování byl použit programový systém *Tochnog*, který byl vytvořen Dr. D. Rodemannem a je určen pro řešení okrajových úloh metodou konečných prvků. V základní podobě se jedná o volně šiřitelný program, který je dostupný na internetové adrese

<http://tochnog.sourceforge.net>

Program je možné instalovat buď v binární verzi pro operační systémy Linux a Win95/NT, nebo přeložit zdrojový kód v jazyce C. Instalace programu obsahuje zdrojové soubory i binární kód programu, anglicky psanou dokumentaci ve formátu HTML, vstupní soubory a soubory potřebné k instalaci pre- a postprocesorového systému *GiD*. V této práci byla použita verze programu z 31.1.2001.

Pro preprocessing a postprocessing byl využit program *GiD*, který je schopný vyhodnocovat data vygenerovaná programem *Tochnog*. Jedná se také o volně šiřitelný programový systém pokud je využíván pro nekomerční účely. Volně šiřitelná akademická verze programu pracuje s maximálním počtem 700 elementů. Rozšířená verze již není volně k dispozici a je nutno ji zakoupit. Pro účely matematického modelování v rámci této práce však postačila volně šiřitelná verze programu. Program *GiD* je možno získat na internetové adrese

<http://gid.cimne.upc.es> (podle Herleho, 2000).

## 4.4 TVORBA NUMERICKÉHO MODELU

### 4.4.1 Geometrie řešené úlohy

Jak již bylo v úvodu naznačeno, při matematickém modelování pro účely této práce se použily základní parametry modelu totožné s v současné době raženým tunelem Mrázovka, přestože není účelem modelovat skutečné deformace tohoto tunelu.

Tvar a velikost tunelu modelovaného v rámci této práce jsou přesně shodné s tvarem a velikostí výrubu tunelu Mrázovka. Technický výkres tunelového výrubu poskytl RNDr. J. Altman z firmy K+K průzkum. Šířka tunelového výrubu je 15,8 m a výška 12,2 m. Studovaná oblast byla pro účely modelování uvažována obdelníková o šířce 100 m a výšce 68 m. Mocnost nadloží nad vrcholem kaloty je 19,4 m, což je přibližná průměrná hodnota mocnosti nadloží v problematických partiích tunelu Mrázovka. Povrch je uvažován rovinný, není tedy zohledněna skutečná nerovnost terénu nad uvažovaným výrubem.

Pomocí matematického modelování byl zohledněn rozdílný způsob postupu ražby tak, jak probíhal i ve skutečnosti v tunelu Mrázovka. Nejprve se razil s horizontálním členěním výrubu a při

příliš velkých deformacích výrubu i terénu se přešlo na vertikální členění, které je sice nákladnější, ovšem konečné deformace výrubu i terénu jsou menší.

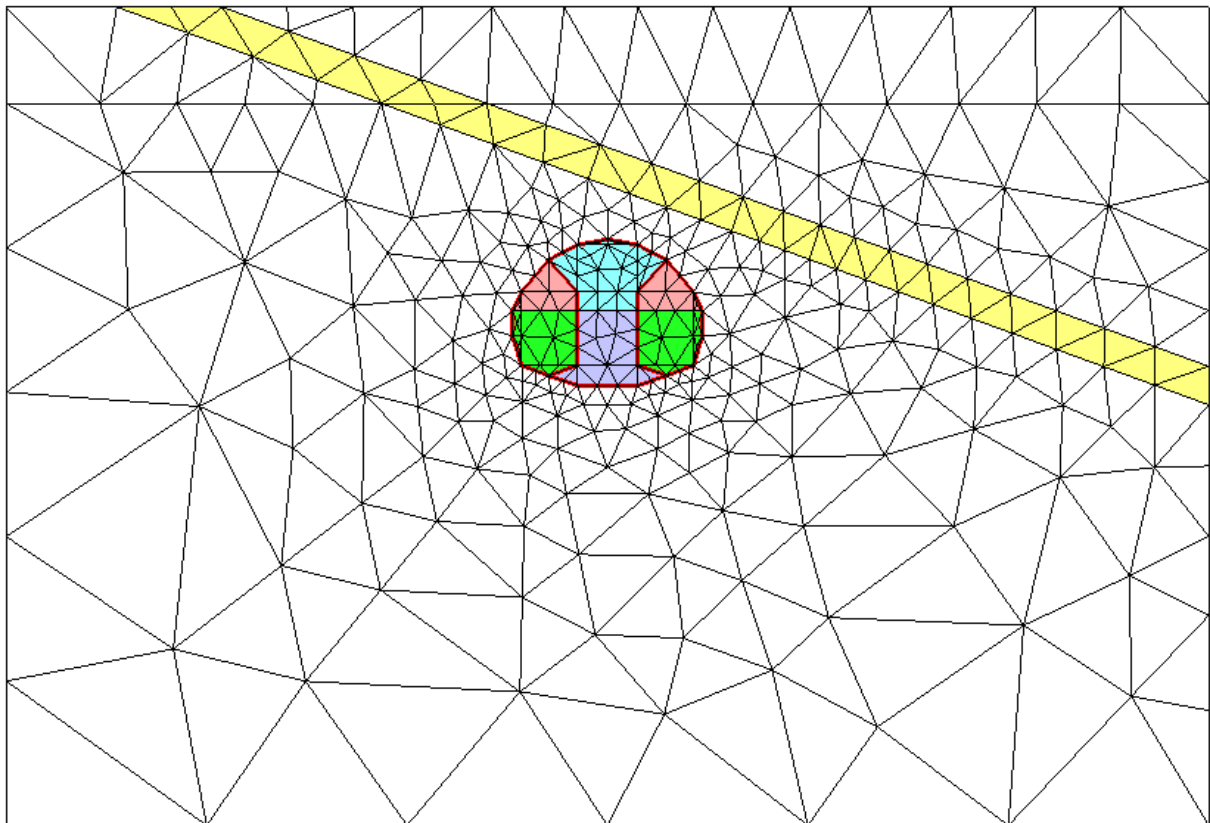
V modelu byla uvažována tektonická porucha, která ovlivňuje chování výrubu. Základní myšlenka vychází z práce Mgr. Chmelaře, který studoval tektonické poruchy v terénu. Jak vyplývá z jeho práce, tektonické poruchy se zde vyskytují různým způsobem ukloněné a zapadají pod různým úhlem. Postupem ražby se pak tektonická porucha v řezu přibližuje k tunelovému výrubu. Chmelař ukázal, že i pokud je tektonická porucha v řezu nad výrubem a není ji tedy zatím možno při ražbě přímo pozorovat, tak i přes to ovlivňuje deformace tunelu. Pro částečnou srovnatelnost výsledků byly použity stejné rozměry poruchy, jaké používal Mgr. Chmelař ve své práci. Porucha je v řezu tři metry široká a zapadá pod úhlem  $20^\circ$ .

Protože není účelem této práce studovat vliv vzdálenosti poruchy od vrcholu kaloty, byly uvažovány pouze dvě polohy tektonické poruchy: V prvním případě prochází tektonická porucha nad výrubem a její spodní část prochází vertikálně 4,5 m nad vrcholem kaloty. V druhém případě prochází tektonická porucha přímo napříč horní částí tunelového výrubu.

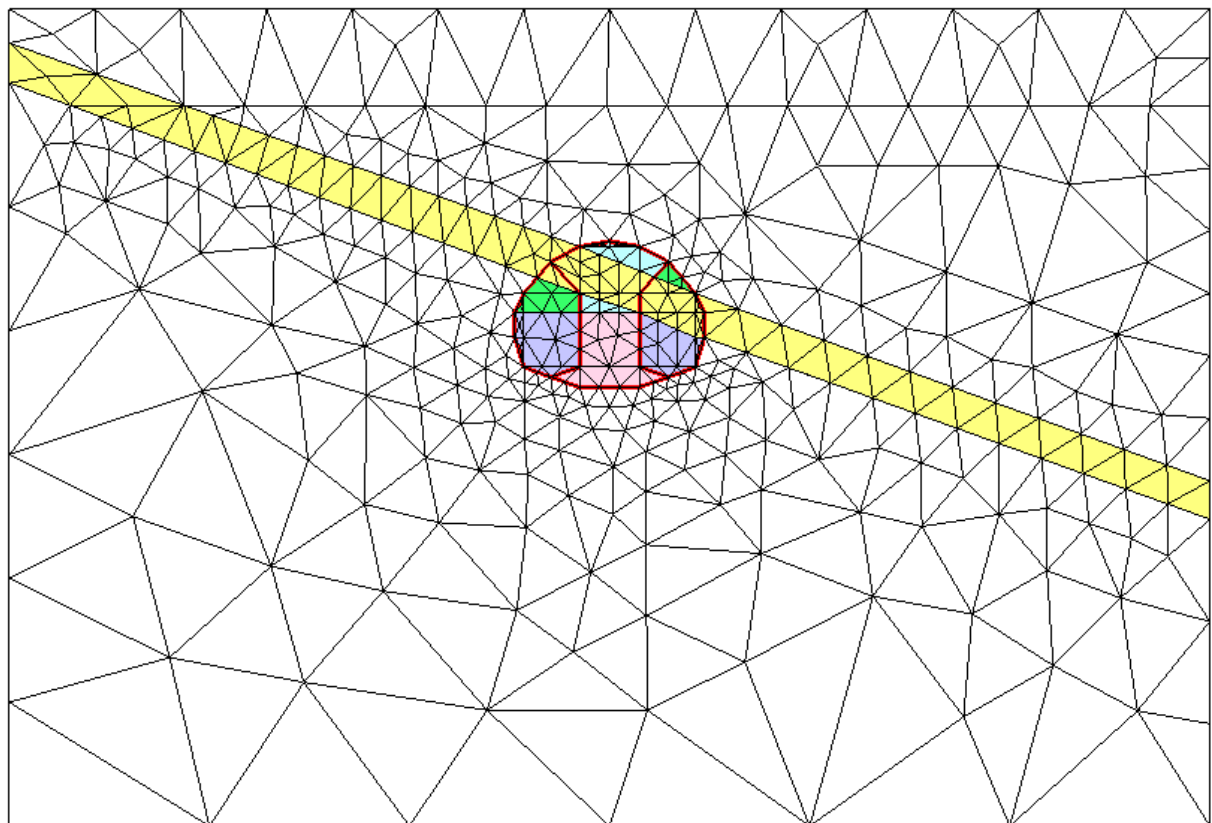
Prakticky tedy byly řešeny čtyři základní typy úloh. S poruchou nad výrubem a procházející skrz výrub, obě při vertikálním členění výrubu a při horizontálním členění výrubu.

Pro takto specifikovanou úlohu bylo nutno vytvořit trojúhelníkovou síť. Trojúhelníková síť konečných prvků byla vytvořena pomocí preprocesoru GiD. Vzhledem k omezení akademické verze GiD byl maximální počet prvků 700. Takový počet prvků se zdá být pro účely této práce dostatečný. Síť bylo nutné vytvořit tím způsobem, aby se daly všechny geometrické tvary nahradit pouze trojúhelníky, obdélníky, či přímkami se specifikovanou šířkou, aby bylo možno úlohu zadat programu Tochnog. Zejména složitý byl tento úkol při specifikaci tvaru výrubu, který musí být možno rozdělit horizontálně i vertikálně kvůli modelování postupu ražby. Trojúhelníková síť byla vytvořena tak, aby byla hustší v bezprostředním okolí výrubu a poruchy, kde dochází k největším gradientům napětí a přetvoření, a řidší při okrajích studované oblasti. Pro modelování byla vytvořena síť z lineárních prvků. Výsledná síť pro poruchu procházející nad výrubem má 603 prvků a pro poruchu procházející skrz výrub má 680 prvků.

Výsledná trojúhelníková síť pro matematické modelování výrubu s poruchou procházející nad výrubem je znázorněna na Obr. 65, síť s poruchou procházející skrz výrub je znázorněna na Obr. 66.



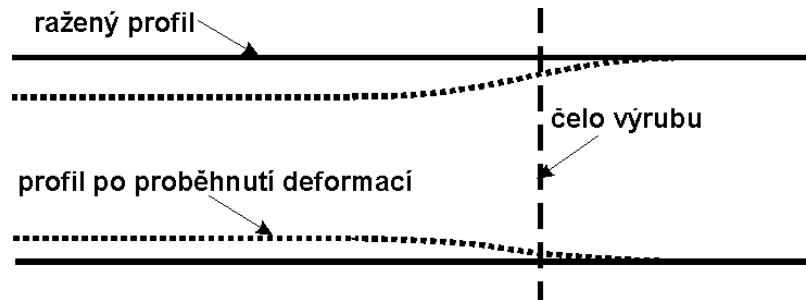
*Obr. 65: Použitá trojúhelníková síť konečných prvků pro poruchu procházející nad výrubem*



*Obr. 66: Použitá trojúhelníková síť konečných prvků pro poruchu procházející skrz výrub*

## 4.4.2 Modelování postupu ražby

Při modelování postupu ražby není možné odtěžit celý tunel nebo jeho část najednou v jednom výpočtovém kroku. Došlo by ke vzniku velkých gradientů napětí a přetvoření. Použité materiálové modely jsou dráhově závislé a proto je nutné postupovat v malých krocích. Program Tochnog umožňuje modelování postupu ražby postupnou redukcí uzlových sil na okraji tunelového výrubu během předem specifikovaného počtu výpočtových kroků. Přestože je problém řešen jako rovinný, je možno modelovat vliv vzdálenosti čela výrubu od specifikované roviny řezu. Hlavní myšlenka je znázorněna Obr. 67.



Obr. 67: Znárodnění podélných deformací výrubu při postupu ražby

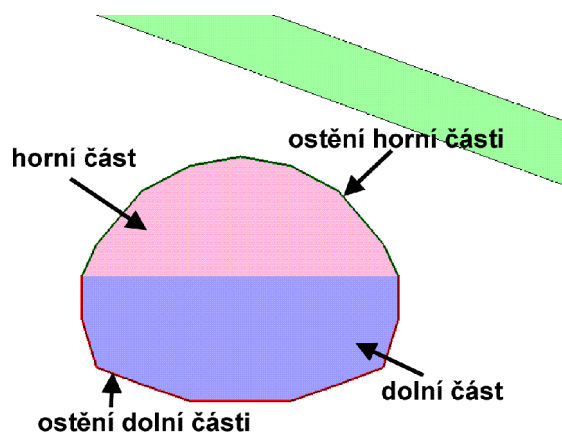
Při postupu ražby dochází k prvním deformacím již ve vzdálenosti několika metrů od čela výrubu. U čela výrubu již určitá část deformací proběhla (při numerickém modelování se předpokládalo, že u čela výrubu proběhlo již 45 % z celkové deformace). Při vzdalování se od čela výrubu postupně vzrůstá deformace a ve vzdálenosti několika metrů od čela došlo již k 100 % z celkové deformace.

Tohoto předpokladu se využívá i při modelování postupu ražby metodou konečných prvků. Uzlové síly při okrajích výrubu jsou redukovány na 55 % z celkové hodnoty. V tomto okamžiku je numerická ražba u čela výrubu a dochází ke generování ostění. Již při vygenerovaném ostění jsou pak postupně uzlové síly na okrajích tunelu redukovány až na nulu, což znamená celkové odtěžení. Podle Obr. 67 je modelovaná situace několik metrů od čela tunelu, kde již došlo k 100 % z celkové deformace.

Jak již bylo naznačeno, při matematickém modelování v rámci této práce nebyla modelována ražba celého tunelu najednou, ale byl ražen po částech, aby bylo možno studovat vliv různého členění výrubu v průběhu ražby. Byly modelovány dva základní typy členění výrubu: horizontální a vertikální.

### 4.4.2.1 Horizontální členění výrubu v průběhu ražby

Horizontální členění výrubu bylo v tunelu Mrázovka uplatňováno v prvních fázích ražby a bylo od něj ustoupeno vzhledem k velkým deformacím výrubu i terénu. Schéma horizontálního členění výrubu, tak jak bylo použito pro matematické modelování, je na Obr. 68.



Obr. 68: Znárodnění horizontálního členění výrubu použitého pro matematické modelování

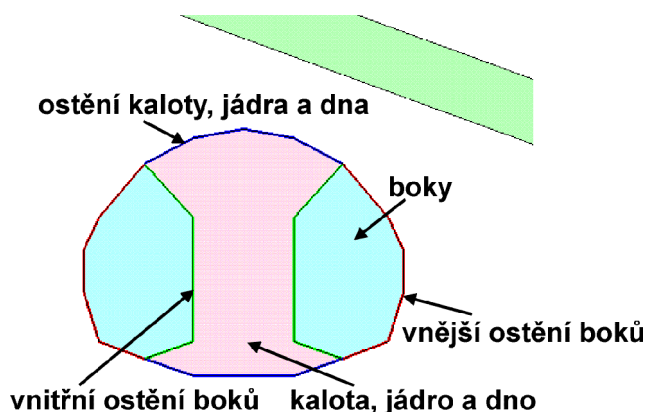
Jak bylo naznačeno v předchozí kapitole, program Tochnog umožňuje relativně dobře simulovat postup ražby tunelu. V případě horizontálního členění výrubu byla ražba provedena v následujících odtěžovacích stádiích:

1. redukce uzlových sil v horní části výrubu na 55 % celkové hodnoty
2. vygenerování primárního ostění horní části
3. redukce uzlových sil v horní části na 0 % celkové hodnoty – dotěžení horní části
4. redukce uzlových sil v dolní části výrubu na 55 % celkové hodnoty
5. vygenerování primárního ostění dolní části
6. redukce uzlových sil v dolní části na 0 % celkové hodnoty – celkové dotěžení tunelu

Redukce uzlových sil probíhala postupně v určitém počtu výpočtových kroků. Stanovení optimálního počtu kroků je popsáno v samostatné kapitole.

#### 4.4.2.2 Vertikální členění výrubu v průběhu ražby

Jak naznačují zkušenosti i matematické modelování, je vertikální členění výrubu v průběhu ražby výhodnější vzhledem k celkovým výsledným deformacím tunelového výrubu a terénu. V případě tunelu Mrázovka bylo k tomuto členění posléze přistoupeno, přestože je finančně nákladnější. Náčrtek vertikálního členění výrubu, tak jak bylo použito pro matematické modelování, je na Obr. 69.



Obr. 69: Znárodnění vertikálního členění výrubu použitého pro matematické modelování



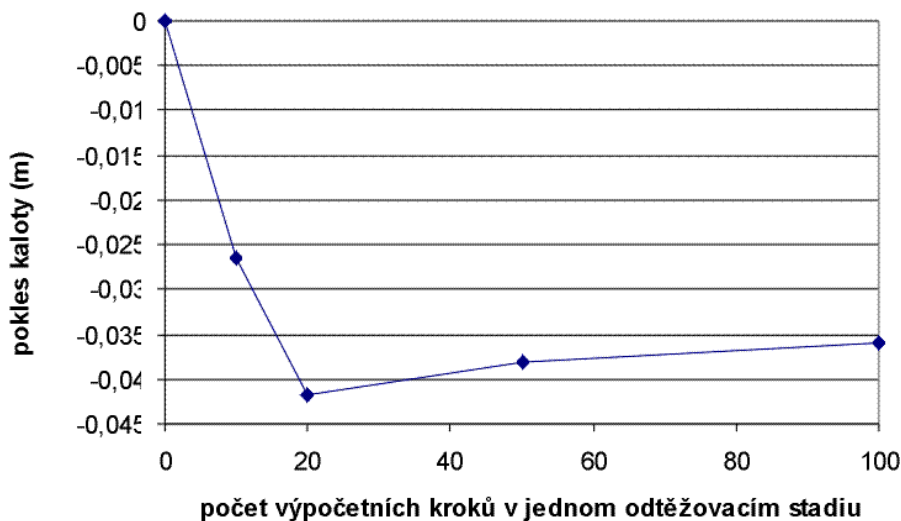
V případě vertikálního členění výrubu byla ražba provedena v následujících krocích:

1. redukce uzlových sil boků na 55 % celkové hodnoty
2. vygenerování primárního vnějšího a vnitřního ostění boků
3. redukce uzlových sil v horní části na 0 % celkové hodnoty – dotěžení boků
4. redukce uzlových sil kaloty, jádra a dna na 55 % celkové hodnoty
5. vygenerování primárního ostění kaloty, jádra a dna
6. odtěžení vnitřního primárního ostění boků
7. redukce uzlových sil kaloty, jádra a dna na 0 % celkové hodnoty – celkové dotěžení tunelu

Tímto způsobem byl pokud možno co nejrealističtěji modelován skutečný technologický postup ražby. Jak bude podrobně rozebráno v následujících kapitolách, i pouhá změna postupu ražby při zachování všech ostatních parametrů modelu má zásadní vliv na vypočtené deformace.

#### **4.4.3 Stanovení optimálního počtu výpočtových kroků**

Jak již bylo předesláno, kvůli dráhové závislosti použitých konstitutivních modelů není možno odtěžit celý tunel nebo i pouze jeho část najednou. Vznikly by velké gradienty napětí a přetvoření uvnitř konečných prvků a získané výsledky by neodpovídaly použitému modelu. Program Tochnog umožňuje redukci uzlových sil v materiálu uvnitř tunelu postupně, v průběhu předepsaného počtu výpočtových kroků. Vliv počtu výpočtových kroků byl studován na modelu s poruchou procházející nad výrubem, s horizontálním členěním výrubu, při prvním odtěžovacím stadiu (při daném počtu kroků byly uzlové síly kolem horní části tunelu redukovány na 55 % celkové hodnoty). Byl použit standardní Mohr-Coulombův model, materiál tektonické poruchy odpovídal materiálu DPM1, materiál okolního skalního masivu odpovídal výsledkům získaným při velkorozměrových smykových zkouškách in situ (popis viz dále). První odtěžovací stadium bylo postupně prováděno v 10, 20, 50 a 100 výpočtových krocích. Výsledné deformace vrcholu kaloty jsou znázorněny na Obr. 70.



Obr. 70: Vliv počtu výpočtových kroků na získané deformace

Z Obr. 70 je zřetelné, že počet výpočtových kroků má na výsledné vypočtené deformace významný vliv až do počtu 20, při vyšším počtu výpočtových kroků se již deformace nemění významnou měrou. Při matematickém modelování pro účely této práce bylo jedno odtěžovací stadium provedeno během dvaceti výpočtových kroků.

Tab. 9 podává přehled o celkovém počtu použitých výpočtových kroků a počtu výpočtových kroků připadajících na jedno odtěžovací stadium.

| Horizontální členění výrubu   |                         | Vertikální členění výrubu     |                         |
|-------------------------------|-------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| Odtěžovací stádium            | Počet výpočtových kroků | Odtěžovací stádium            | Počet výpočtových kroků |
| Generování počátečního napětí | 4                       | Generování počátečního napětí | 4                       |
| 1                             | 20                      | 1                             | 20                      |
| 2                             | 1                       | 2                             | 1                       |
| 3                             | 20                      | 3                             | 20                      |
| 4                             | 20                      | 4                             | 20                      |
| 5                             | 1                       | 5                             | 1                       |
| 6                             | 20                      | 6                             | 5                       |
|                               |                         | 7                             | 20                      |
| Celkový počet kroků           | 86                      |                               | 91                      |

Tab. 9: Počet výpočtových kroků použitých pro matematické modelování

Z Tab. 9 je zřejmé, že v případě horizontálního členění výrubu došlo k celkovému odtěžení tunelu během 86 výpočtových kroků a v případě vertikálního členění výrubu během 91 výpočtových kroků (zde přistoupilo navíc odtěžení středního ostění boků, které bylo provedeno během pěti výpočtových kroků).

#### 4.4.4 Výsledný výpočtový čas

Délka skutečného výpočtového času velmi závisí na použitém hardwaru. Matematické modelování pro účely této práce probíhalo na počítači s procesorem Intel Celeron, 620 Mhz. Velikost operační paměti 64 MB. Výpočty probíhaly v operačním systému Microsoft Windows Millenium Edition, což mělo za následek určité zvýšení výpočtového času, protože program Tochnog je optimalizovaný pro operační systém Linux. Výpočet modelu s horizontálním členěním výrubu s použitím základního Mohr-Coulombova modelu trval asi 7 minut.

## 4.5 PARAMETRY OSTĚNÍ TUNELU A SKALNÍHO MASÍVU

Před započítáním studia vlastností samotných tektonických poruch bylo nutno zadat parametry pro okolní skalní masiv a ostění tunelu. Jak bylo uvedeno, přestože není účelem této práce modelování konkrétního tunelu, pro výpočet je nutné parametry zadat. Jako parametry ostění byly zadány průměrné hodnoty, kterých se dosáhlo v tunelu Mrázovka, přičemž nebyly rozlišovány různé parametry v různých částech tunelového výrubu. Ostění je modelováno jako lineárně pružný materiál. Parametry ostění i okolního skalního masivu byly přejaty z práce Chmelaře (2001) a jsou následující:

Moment setrvačnosti  $I=(1/12)bh^3$

Pro jednotkovou běžnou délku ostění a pro šířku 34 cm vychází hodnota  $I=3,275 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

Modul pružnosti v ohybu i v tahu je  $E=2,462 \cdot 10^7 \text{ kPa}$

Objemová hmotnost materiálu ostění je  $2970 \text{ kg/m}^3$

Parametry okolního skalního masivu vycházejí z velkorozměrových smykových zkoušek prováděných in situ v průzkumné štolě ražené před vlastní ražbou tunelu Mrázovka. Při geotechnickém průzkumu bylo rozlišeno několik stupňů navětrání skalního masivu v závislosti na hloubce pod povrchem terénu. Tyto zóny nebyly při matematickém modelování uvažovány, protože to nebylo účelem práce. Celému skalnímu masivu byly dosazeny takové parametry horniny, která se vyskytuje v okolí výrubu. Použil se standardní Mohr-Coulombův model. Parametry jsou následující:

$E=200$  MPa  
 $\nu=0,265$   
 $\Phi'=36,5^\circ$   
 $c'=50$  kPa  
 $\Psi'=0^\circ$   
 $\gamma=25,21$  kN/m<sup>2</sup> (parametry dle Chmelaře, 2000)

Přestože parametry masivu samozřejmě ovlivní výsledky numerického modelování, nebyly podrobněji studovány ani měněny během výpočtů. Byla sledovaná pouze poměrná změna výsledné deformace při dosazování různých materiálových parametrů pro danou poruchu.

Byly provedeny dvě základní parametrické studie. Vliv zvoleného materiálového modelu na výsledné deformace tunelového výrubu, při používání daných parametrů vždy pro jeden konkrétní materiál. Druhou parametrickou studií bylo sledování vlivu dosazování materiálu o různém obsahu hrubozrnné frakce při zvoleném jednom materiálovém modelu.

## 4.6 VLIV ZVOLENÉHO MATERIÁLOVÉHO MODELU

Při studiu vlivu jednotlivých materiálových modelů se jako podklad pro určení parametrů vzaly triaxiální zkoušky provedené na materiálu DPM1, přičemž se využilo zjištění, že Youngův modul pružnosti materiálu DPM1 dosahuje obdobných hodnot, jako  $E$  pro materiál samotného ostrohranného kameniva (bylo k dispozici více bodů pro určení závislosti Youngova modulu na velikosti napětí). Ve všech případech se použil Mohr-Coulombův model. Použila se jeho standardní podoba, modelovalo se povrcholové změkčení materiálu, v různých případech se použil Youngův modul pružnosti konstantní, nelineárně závislý na úrovni napětí a v nejsložitějším modelu byl použit model s Youngovým modulem pružnosti závislým jak na úrovni napětí, tak na velikosti přetvoření. Tímto způsobem se modelovala vyšší tuhost materiálu při malých přetvořeních.

### 4.6.1 Popis použitých modelů

Studovaly se celkem 4 různé materiálové modely a 5 různých variant interpretace experimentálních dat. Jejich popis je v následujícím textu a parametry jednotlivých modelů jsou shrnuty v Tab. 10.

#### 4.6.1.1 Model 1

Standardní Mohr-Coulombův model: Youngův modul pružnosti je konstantní a nezávisí ani na úrovni napětí, ani na velikosti přetvoření. Vzhledem k tomu, že velikost Youngova modulu je evidentně závislá na obou zmiňovaných veličinách, nebylo jednoduché stanovit jeho konstantní hodnotu. Při úvodních výpočtech se ukázalo, že velikost vertikálního napětí působícího v hloubce, kde má porucha vliv na deformace tunelu je okolo 400 kPa. Jako konstantní velikost Youngova modulu pružnosti byla tedy dosazena hodnota z grafu na Obr. 71, kde je vynesena zjištěná závislost Youngova modulu na velikosti invariantu napětí  $p'$ , pro velikost  $p'=400$  kPa. Při tomto napětí  $E=44,6$  MPa.

Pro pevnostní charakteristiky se použila data pro obecně proloženou obálku vnitřního tření charakterizující vrcholový stav zeminy.

Velikost Poissonovy konstanty byla pro všechny použité modely stejná a je převzata z práce Chmelaře (2001), protože nebyla v rámci této práce stanovována. Rovněž velikost úhlu dilatance nebyla měřena, protože se neprováděly vhodné laboratorní zkoušky. Úhel dilatance pro všechny modely byl uvažován  $\Phi'/2$ .

Pro stanovení modelu 1 je třeba 5 materiálových parametrů.

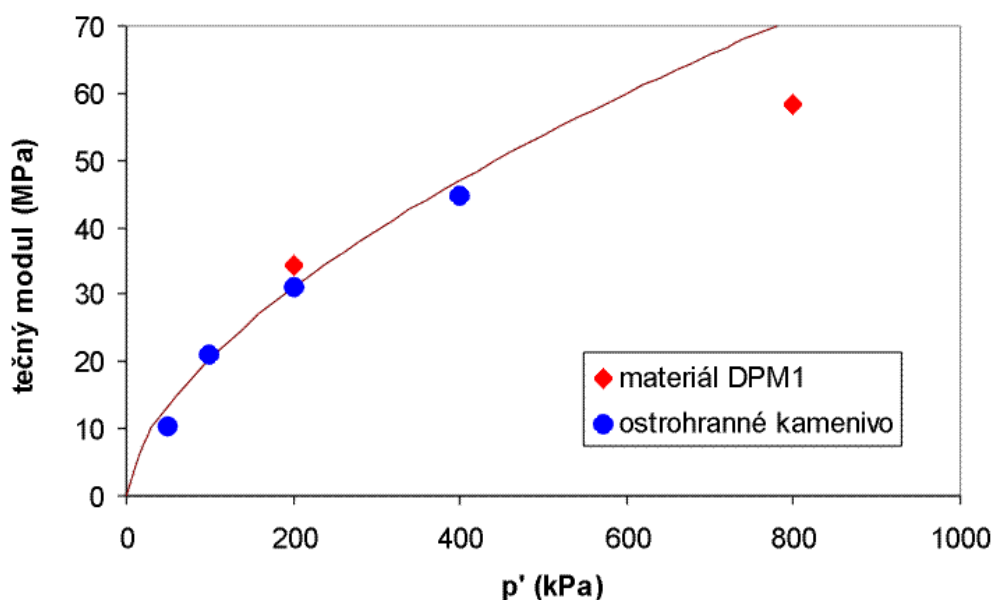
### 4.6.1.2 Model 2

Jak ukazují triaxiální zkoušky, použití konstantního Youngova modulu je pouze velmi hrubým přiblížením ke skutečnosti, přestože je model 1 v technické praxi velmi často využíván. Největší rozdíl od skutečného chování zemin tkví v tom, že velikost  $E$  silně závisí na úrovni napětí. Tento nedostatek odstraňuje model 2. Jedná se o Mohr-Coulombův model, kde velikost Youngova modulu pružnosti závisí na velikosti invariantu napětí  $p'$  podle vztahu

$$E = E_0(p'/p_0)^\alpha \quad (12)$$

kde  $E_0$  je velikost Youngova modulu pružnosti při referenčním napětí  $p_0$ ,  $p'$  je daná úroveň napětí ( $p' = (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')/3$ ), pro kterou je velikost  $E$  počítána a  $\alpha$  je materiálová konstanta, pro partikulární látky se většinou pohybuje v rozmezí 0,6–0,8. Jak se ukazuje, křivka o rovnici (12) dostatečně vyhovuje experimentálním datům pro většinu běžných zemin.

Parametry Youngova modulu pružnosti pro model 2 byly získány proložení křivky o rovnici (7) daty získanými ze standardních triaxiálních zkoušek bez lokálního měření deformace. Asi nejlépe vyhovuje křivka o rovnici s parametry  $E_0 = 31$  MPa,  $p_0 = 200$  kPa,  $\alpha = 0,6$ . Tato křivka je znázorněna spolu s experimentálními daty na Obr. 71.



Obr. 71: Experimentálně zjištěné hodnoty tečného Youngova modulu s proloženými křivkami o rovnici  $E = E_0(p'/p_0)^\alpha$ , s parametry  $E_0 = 31$  MPa,  $p_0 = 200$  kPa a  $\alpha = 0,6$

Z Obr. 71 je zřetelné, že křivka s hodnotami  $\alpha = 0,6$  nejlépe vystihuje měřená experimentální data.

Pevnostní charakteristiky modelu 2 se použily stejné, jako u modelu 1. Velikost úhlu vnitřního tření je tedy konstantní při plastickém přetvoření a hodnoty  $\Phi'$  a  $c'$  byly získány obecným proložením vrcholové obálky pevnosti. Parametry  $v$  a  $\Psi'$  byly získány stejným způsobem, jako u modelu 1.

Model 2 vyžaduje celkem 7 materiálových parametrů.

### 4.6.1.3 Model 3a

Další nepřesností standardního Mohr-Coulombova modelu je fakt, že nezohledňuje povrcholové změkčení materiálu. Znamená to, že je velikost úhlu vnitřního tření při plastickém přetvoření konstantní. Tento předpoklad nevyhovuje dobře experimentálním datům. Ve skutečnosti

dochází po dosažení vrcholové pevnosti k poklesu úhlu vnitřního tření na úroveň pevnosti kritické (až na zeminy, které nevykazují povrchové změkčení – např. kypré zeminy). Podle teorie kritických stavů by pak při dalším přetvoření již měla být velikost úhlu vnitřního tření neměnná.

Model 3a používá stejné deformační charakteristiky jako model 2, to znamená, že velikost Youngova modulu je počítána podle rovnice (12) a i velikosti jednotlivých parametrů jsou uvažovány stejně jako u modelu 2.

U modelu 3a bylo uvažováno povrchové změkčení materiálu. Pro určení  $\Phi'$  a  $c'$  byla použita obecně proložená obálka pevnosti materiálu DPM1 získaná při provedených triaxiálních zkouškách ve vrcholovém stavu a stavu při axiálním přetvoření 33 % (viz Tab. 6). Parametry  $v$  a  $\Psi'$  se získaly stejným způsobem jako u modelu 1.

Povrchové změkčení je modelováno tím způsobem, že je zadána velikost pevnostních charakteristik materiálu ( $\Phi'$ ,  $\Psi'$  a  $c'$ ) ve vrcholovém stavu a při určitém plastickém přetvoření  $\kappa$  (viz dále). Mezi těmito dvěma hodnotami je uvažována lineární změna daných charakteristik. Např. úhel vnitřního tření klesá lineárně s velikostí plastického přetvoření  $\kappa$  až do své kritické hodnoty. Při dalším přetvoření je již velikost pevnostních charakteristik konstantní.

Velikost  $\kappa$  se vypočte podle rovnice (Rodemann, 2000)

$$\kappa = \sqrt{(0,5\varepsilon_{ij}^{plas}\varepsilon_{ij}^{plas})} \quad (13)$$

Pro triaxiální zkoušku tedy lze psát

$$\kappa = \sqrt{(0,5\varepsilon_a^{2 plas} + \varepsilon_r^{2 plas})} \quad (14)$$

Pro neodvodněnou triaxiální zkoušku platí, že  $\varepsilon_v = 0$ . Protože pro triaxiální zkoušku platí

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (15)$$

tak

$$\varepsilon_r = -\varepsilon_a/2 \quad (16)$$

dosažením rovnice (16) do rovnice (14), se získá vztah pro velikost  $\kappa$  při neodvodněné triaxiální zkoušce:

$$\kappa = [(\sqrt{3}/2)\varepsilon_a^{plas}] \quad (17)$$

Při vyhodnocování triaxiálních zkoušek bylo uvažováno axiální přetvoření pro dosažení kritického stavu 33%. Velikost přetvoření pro dosažení vrcholového stavu je závislá na komorovém napětí. Při uvažování průměrné hodnoty vrcholového přetvoření okolo 8 % je velikost plastického axiálního přetvoření nutného pro dosažení kritického stavu rovna 24 %, což odpovídá podle rovnice (17) velikosti  $\kappa = 0,21$ . Tato hodnota byla použita pro matematické modelování pro všechny modely s uvažovaným povrchovým změkčením.

#### 4.6.1.4 Model 3b

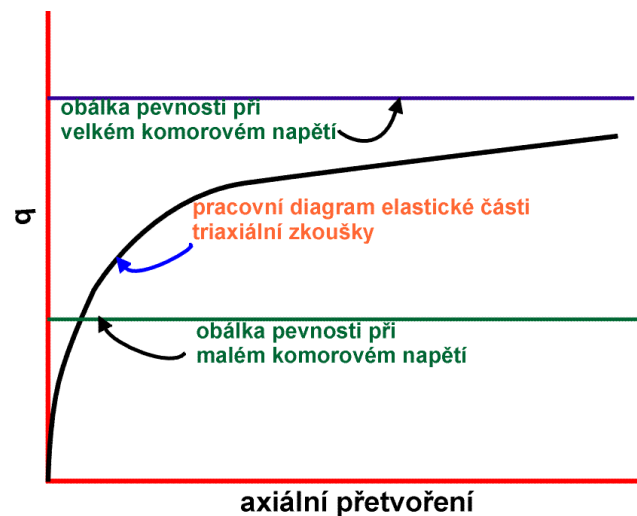
Mohr-Coulombův model shodný s modelem 3a s tím rozdílem, že při uvažování pevnostních charakteristik byly vzaty hodnoty  $\Phi'$  a  $c'$  z obálky pevnosti proložené počátkem. Model 3b se tedy liší od modelu 3a mírně vyšším úhlem vnitřního tření (vrcholovým i kritickým) a nulovou soudržností  $c'$ . Modely 3a a 3b vyžadují celkem 11 materiálových parametrů.

#### 4.6.1.5 Model 4

Model 3 je již relativně dosti pokročilým modelem, který vyžaduje 11 různých materiálových konstant pro svou specifikaci. Ani on však nevystihuje skutečné chování s dostatečnou přesností:

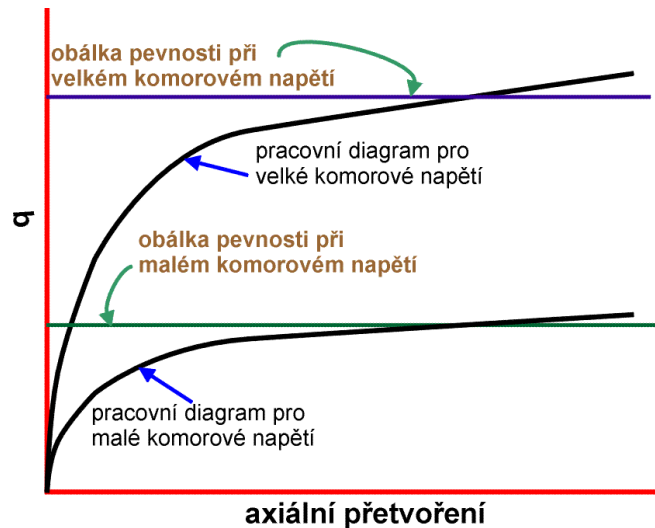
uvažuje totiž velikost Youngova modulu nezávislou na velikosti přetvoření. Jak se ukazuje a jak bylo i měřeno v rámci této práce (odstavec 3.2.4.3.1, Obr. 49), závisí velikost  $E$  na přetvoření velmi významně, a to tak, že při malých přetvořeních je  $E$  nejvyšší a s rostoucím přetvoření rychle klesá. Model 4 se snaží vystihnout i tuto vlastnost materiálu a je nejsložitějším modelem použitým v této práci.

Velikost Youngova modulu je v tomto modelu závislá jak na úrovni napětí, tak na velikosti přetvoření. V původní verzi programu Tochnog byla možnost měnit velikost Youngova modulu v závislosti na přetvoření, tento model však již neumožňoval měnit velikost Youngova modulu v závislosti na napětí. Takovýto model nevystihuje dobře vlastnosti zeminy a není možné jej pro matematické modelování úloh obdobným této použít. Pokud totiž použijeme závislost, kde je Youngův modul závislý pouze na velikosti přetvoření a ne na velikosti napětí, potom při malých napětích je velikost modulu nereálně velká a k dosažení obálky dojde při relativně malých přetvořeních, naopak při velkých napětích je velikost Youngova modulu nereálně malá a vzhledem k tomu, že je velikost Youngova modulu při velkých přetvořeních velmi nízká, nemusí dojít vůbec k dosažení obálky pevnosti. Toto je znázorněno na Obr. 72.



Obr. 72: Znázornění pracovních diagramů triaxiální zkoušky při použití modelu s  $E$  závislým pouze na přetvoření

Z Obr. 72 je zřejmé, že model, v němž je Youngův modul závislý pouze na přetvoření a ne na napětí, nevystihuje dostatečně experimentálně zjištěné chování zemín. Na rozdíl od toho je na Obr. 73 znázorněn případ modelu, kdy  $E$  závisí lineárně na napětí a také na přetvoření. Je zřetelné, že v tomto případě dojde k dosažení obálky pevnosti i při velkém i při malém komorovém tlaku při stejném axiálním přetvoření (pokud je obálka pevnosti přímková a prochází počátkem), což lépe odpovídá skutečnosti.



Obr. 73: Znárodnění pracovních diagramů triaxiální zkoušky při použití modelu s  $E$  závislým na přetvoření i na napětí

Pokud použijeme takový model, kdy je velikost  $E$  závislá na velikosti přetvoření nelineárně (např. použijeme-li závislost  $E=E_0(p'/p_0')^\alpha$  pro  $\alpha < 1$ ), bude velikost modulu  $E$  při vysokých napětích trochu menší, než by byla, pokud by bylo  $\alpha=1$ . Při vysokých napětích dojde k zplastizování materiálu při větších přetvořeních než při nízkých napětích. Takovéto chování zeminy vykazují.

Takovýto model se použil i při matematickém modelování v rámci této práce. Vzhledem k tomu, že program Tochnog tento model v původní verzi neobsahoval, bylo jej nutno doprogramovat, což provedl Dr. Ivo Herle.

Velikost  $E$  je počítána podle následujících vztahů: Závislost modulu na napětí je charakterizována stejně jako v případě modelu 2 a 3 vztahem  $E=E_0(p'/p_0')^\alpha$ . V tomto případě však není velikost  $E_0$  konstantní, ale je to polynomická funkce s předpisem

$$E_0=E_{0p}+E_1\varepsilon^1+E_2\varepsilon^2+E_3\varepsilon^3\dots \quad (18)$$

řád použitého polynomu není omezený  
Celková rovnice pro výpočet Youngova modulu je tedy

$$E=(p'/p_0')^\alpha(E_{0p}+E_1\varepsilon^1+E_2\varepsilon^2+E_3\varepsilon^3\dots) \quad (19)$$

Velikost  $\varepsilon$  v polynomickém předpisu se vypočte dle vztahu

$$\varepsilon=\sqrt{(\varepsilon_{ij}^* \varepsilon_{ij}^*)} \quad (20)$$

$\varepsilon_{ij}^*$  je deviatorový tenzor přetvoření. Pro něj platí, že

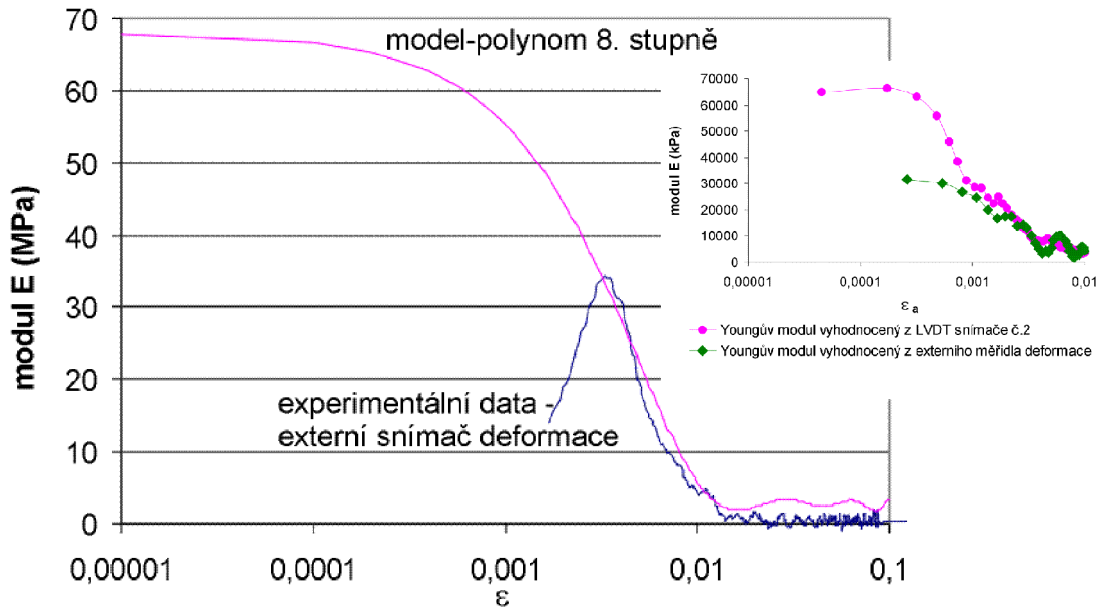
$$\varepsilon_{ij}^*=\varepsilon_{ij}-(1/3)\varepsilon_{ii} \quad (21)$$

Pro neodvodněnou triaxiální zkoušku tedy platí, s použitím stejných vztahů jaké jsou zmiňovány u modelu 3 (rovnice 15, 16), že

$$\varepsilon=\varepsilon_a \quad (22)$$

Při dosazování parametrů do daného modelu se vycházelo z provedených triaxiálních zkoušek s lokálními LVDT snímači axiální deformace. Výsledky těchto zkoušek jsou zakresleny na Obr. 49. Je zřetelné, že velikost tečného Youngova modulu při malých přetvořeních s přesnějším měřením axiální

deformace je zhruba dvakrát větší než při měření s použitím externích měřidel. Křivka obdobného tvaru, jaká byla zjištěna při triaxiální zkoušce DPM 0122 na materiálu DPM3 (Obr. 49), byla proložena daty pro zkoušku DPM1 při komorovém napětí 200 kPa v grafu  $E/\epsilon$ . Pro dostatečně přesné proložení experimentálních dat pomocí polynomicke funkce bylo třeba využít polynom osmého stupně. Křivka závislosti  $E$  na přetvoření s experimentálně zjištěnými daty s externím snímačem deformace je znázorněna na Obr. 74.



Obr. 74: Křivka tvořená polynomem 8. stupně a experimentálně zjištěná data ze zkoušky DPM 0003 (pro porovnání jsou připojena experimentální data materiálu DPM3)

Křivka odpovídá výsledkům zkoušky DPM 0122 s lokálními snímači axiální deformace, kdy byl maximální modul při malých přetvořeních přibližně dvojnásobný oproti modulu vyhodnoceného z externích snímačů axiální deformace. Výsledek zkoušky DPM 0122 je také připojen v Obr. 74. Velikost parametrů této křivky je v Tab. 10. Parametry této křivky ( $E_{0p}$ ,  $E_1$ ,  $E_2$ , ...) odpovídají počátečnímu napětí  $p_0'=200$  kPa, při kterém proběhla triaxiální zkouška použitá pro stanovení parametrů. Velikost parametru  $\alpha$  je rovna 0,6, stejně jako u modelu 2 a 3.

Pevnostní charakteristiky modelu 4 jsou shodné s modelem 3a, je tedy modelováno povrcholové změkčení materiálu.

Pro definování parametrů modelu 4 je nutných 19 materiálových konstant.

V následující tabulce jsou shrnuty parametry jednotlivých použitých modelů:



| číslo modelu | $E_0$ (Mpa) | $p'_0$ (kPa) | $\alpha$ | $\Phi'_{\text{vrchol}} (\circ)$ | $c'_{\text{vrchol}}$ (kPa) | $\Phi'_{\text{cr}} (\circ)$ | $c'_{\text{cr}}$ (kPa) | $\kappa$ |
|--------------|-------------|--------------|----------|---------------------------------|----------------------------|-----------------------------|------------------------|----------|
| 1            | 44,6        | -            | -        | 32,901                          | 8,095                      | -                           | -                      | -        |
| 2            | 31          | 200          | 0,6      | 32,901                          | 8,095                      | -                           | -                      | -        |
| 3a           | 31          | 200          | 0,6      | 32,901                          | 8,095                      | 28,613                      | 15,512                 | 0,21     |
| 3b           | 31          | 200          | 0,6      | 33,988                          | 0                          | 30,489                      | 0                      | 0,21     |
| 4            | polynom     | 200          | 0,6      | 32,901                          | 8,095                      | 28,613                      | 15,512                 | 0,21     |

| parametry polynomu pro model 4 |                   |
|--------------------------------|-------------------|
| konstanta                      | hodnota (MPa)     |
| $E_{0p}$                       | 68,000            |
| $E_1$                          | -13753,637        |
| $E_2$                          | 1133043,995       |
| $E_3$                          | -48299175,811     |
| $E_4$                          | 1181180578,311    |
| $E_5$                          | -17168959574,815  |
| $E_6$                          | 146283638992,593  |
| $E_7$                          | -673557345414,815 |
| $E_8$                          | 1292321763407,410 |

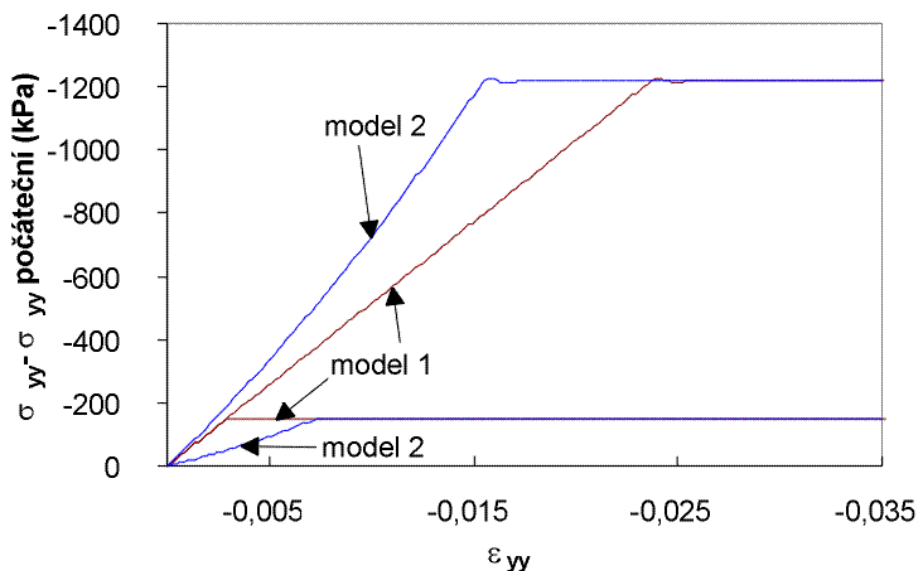
úhel  $\Psi'$  byl u všech modelů uvažován jako  $1/2 \Phi'$  a velikost  $v$  je pro všechny modely 0,365

Tab.10: Přehled parametrů jednotlivých použitých modelů

#### 4.6.2 Modelování biaxiálních zkoušek

Pro lepší názornost a pochopení jednotlivých použitých materiálových modelů, byla pomocí programu Tochnog vymodelována biaxiální zkouška a byly vykresleny pracovní diagramy pro jednotlivé modely, aby bylo možno lépe porovnávat rozdíly, kterými se jednotlivé modely od sebe liší. Pracovní diagramy jsou znázorněny na následujících obrázcích.

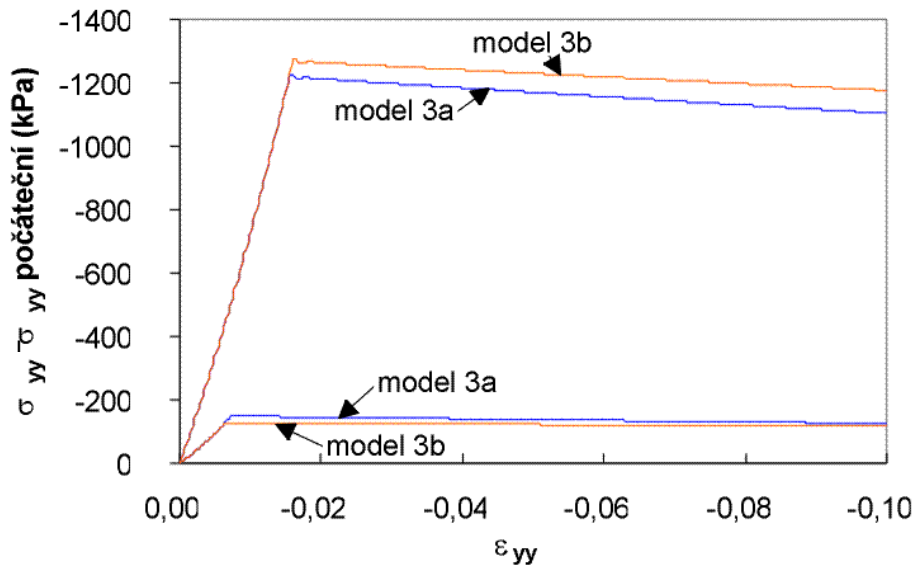
Na Obr. 75 jsou porovnány pracovní diagramy modelů 1 a 2 pro počáteční komorové napětí 50 kPa a 500 kPa. Model 1 se liší od modelu 2 tím, že u modelu 2 je velikost  $E$  nelineárně závislá na napětí, kdežto u modelu 1 je modul  $E$  konstantní.



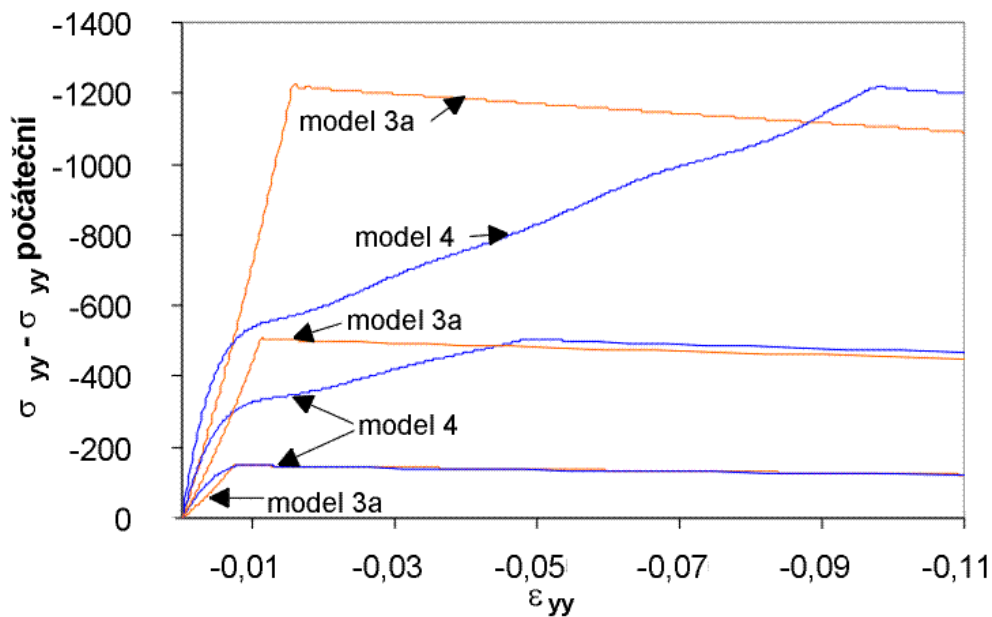
Obr. 75: Porovnání pracovních diagramů modelů 1 a 2

Z Obr. 75 je zřejmé, že model 2 lépe vyhovuje chování skutečných zemin, protože modul pružnosti  $E$  je závislý na velikosti napětí. Protože je modul u modelu 2 závislý na napětí nelineárně ( $\alpha=0,6$ ) dojde k dosažení obálky pevnosti při vyšších komorových napětích při větším přetvoření, což také vyhovuje skutečným zeminám (pokud by byl  $E$  závislý na napětí lineárně a obálka pevnosti by byla přímková a procházela počátkem, došlo by ke zplastizování pro různá napětí při přesně stejných přetvořeních). Protože však je modul  $E$  nezávislý na přetvoření, dojde ke zplastizování materiálu při mnohem menších přetvořeních než u skutečných zemin. Protože pevnostní charakteristiky modelů 1 a 2 jsou shodné, dochází po dosažení obálky pevnosti ke stejnému chování u obou modelů.

Model 2 a 3 se od sebe liší tím, že po dosažení obálky pevnosti dochází k postupnému snižování úhlu vnitřního tření, chování materiálu v elastické části přetvoření je u obou modelů stejné. Na Obr. 76 jsou porovnány modely 3a a 3b při komorových napětích 50 kPa a 500 kPa, které se liší pouze způsobem interpretace obálky pevnosti.



Obr. 76: Porovnání modelů 3a a 3b



Obr. 77: Porovnání pracovních diagramů modelu 3a a modelu 4

Z Obr. 76 je zřetelné modelování povrchového změkčení materiálu. Také je zřetelný rozdíl v chování při různé interpretaci obálky pevnosti. U modelu 3a je obálka pevnosti proložena obecně a u modelu 3b je proložena počátkem. Je zřejmé, že při obecném proložení obálky dojde při malých napětích k zplastizování dříve než při proložení počátkem. Obecně proložena obálka pevnosti je totiž v oboru malých napětí výše než obálka proložena počátkem. Naopak v oboru vysokých napětí dojde dříve k zplastizování u modelu 3a, obálka pevnosti je v tomto případě již níže než u modelu 3b.

Přestože je model 3 již relativně dosti složitým (nutných 11 parametrů), nezohledňuje závislost změny Youngova modulu při přetvoření. Toto zohledňuje až model 4. Porovnání pracovních diagramů modelu 3a a modelu 4 pro komorová napětí 50 kPa, 200 kPa a 500 kPa je v grafu na Obr. 77.

Na Obr. 77 je zřetelné, že se chování materiálu popsané modelem 4, kdy modelujeme změnu  $E$  s přetvořením, liší výrazně od modelu 3a i ostatních použitých modelů. Vygenerované pracovní digramy se mnohem více přibližují pracovním diagramům, které obdržíme ze zkoušek na skutečných zeminách. Je zřejmé, že v počátečních fázích zatěžování je modul pružnosti  $E$  vyšší než u modelu 3a, po určitém axiálním přetvoření ovšem výrazně klesá a zůstává přibližně konstantní až do dosažení obálky pevnosti (zvlnění je způsobeno polynomickou aproximací). K dosažení vrcholové pevnosti je třeba výrazně větší přetvoření u modelu 4 než u modelu 3a. Toto přetvoření odpovídá skutečným laboratorním zkouškám. Po dosažení obálky pevnosti je zřejmý povrchový pokles pevnosti, který také při skutečných zkouškách pozorujeme. Vzhledem k tomu, že velikost  $E_0$  je na napětí závislá nelineárně, s koeficientem  $\alpha=0,6$ , dojde při vyšším komorovém napětí k dosažení obálky pevnosti při vyšších přetvořeních, což také odpovídá experimentům.

Je zřejmé, že model 4 je relativně pokročilým modelem, který již dobře zachycuje některé aspekty chování zemin. Je vhodný pro modelování některých úloh, kdy uvažujeme pouze přitěžování materiálu. Na druhou stranu není vhodný např. pro modelování procesů spojených s odlehčením, protože se bude model chovat od nereálně velkých přetvořeních elasticky. Jeho další nevýhodou je nutných 19 materiálových konstant.

Bylo prostudováno několik prací, v nichž je modelována tuhost při malých přetvoření. Addenbrooke et al. (1997) modelovali ražbu tunelu v Londýnském jílu. Použili model s anizotropním modulem  $E$  rozdílným v horizontálním a vertikálním směru, protože museli zohlednit významnou anizotropii londýnského jílu. Pro model závislosti  $E$  na  $\epsilon$  použili kombinaci logaritmické a goniometrické funkce, ovšem výsledný tvar křivky  $E/\epsilon$  byl obdobný té, která se získala v této práci při použití polynomické funkce. Uvažovali velikost modulu lineárně závislou na napětí. Při vyhodnocování výsledků se soustředili na deformace povrchu. Model se většinou přiblížil skutečným výsledkům, dával o něco širší a mělčí poklesovou kotlinu, než jaká byla ve skutečnosti měřená.

Další práce zabývající se modelováním tuhosti při malých přetvořeních je Hird et al. (1997). Měřili tuhost při malých přetvořeních na neporušených vzorcích Londýnského jílu pomocí metody „bender elements“ při různých předem definovaných drahách napětí. Zjistili, že se velikost naměřeného Youngova modulu při triaxiálním stlačení a odlehčení neliší tak významně, jak se předpokládalo. Výsledná data vložili do numerického modelu a modelovali ražbu tunelu. Při použití modelu s modulem závislým na přetvoření získali trochu větší horizontální deformace povrchu, než jaká byla měřená data. Vertikální deformace vyšla pomocí numerického modelu podhodnocená, a to až o 100%. Výsledky jsou tedy podobné práci Addenbrooke, et al. (1997), kteří také získali menší vertikální deformace a větší horizontální, než jakých bylo dosaženo ve skutečnosti.

### **4.6.3 Modelování chování tunelového výrubu – deformace**

Při studiu vlivu materiálového modelu na deformace výrubu nebyl studován vliv různého postupu ražby a všechny výpočty proběhly s předpokladem horizontálního členění výrubu v průběhu ražby. Bylo provedeno a vyhodnoceno celkem deset výpočtů, pro každý z použitých modelů jednak s poruchou procházející nad výrubem a jednak s poruchou skrz výrub. Nejmarkantněji se vliv použitého materiálového modelu projevil na vertikální deformace kaloty výrubu a vertikální deformace povrchu v ose raženého tunelu. Výsledné deformace jsou shrnuty v Tab. 11.

| svislé deformace (m) | porucha nad výrubem |               | porucha skrz výrub |               |
|----------------------|---------------------|---------------|--------------------|---------------|
|                      | <i>povrchu</i>      | <i>kaloty</i> | <i>povrchu</i>     | <i>kaloty</i> |
| <b>model 1</b>       | -0,04887            | -0,07277      | -0,05435           | -0,07055      |
| <b>model 2</b>       | -0,04634            | -0,07254      | -0,06215           | -0,07877      |
| <b>model 3a</b>      | -0,04634            | -0,07256      | -0,06217           | -0,07879      |
| <b>model 3b</b>      | -0,04628            | -0,07219      | -0,06205           | -0,07873      |
| <b>model 4</b>       | -0,04314            | -0,06559      | -0,09222           | -0,10560      |

Tab. 11: Deformace povrchu a kaloty výrubu při horizontálním členění ražby pro různé modely

Výsledky se zhodnocovaly ze dvou základních pohledů. Vyhodnocoval se vliv rozdílných pevnostních charakteristik při stejných elastických a vliv rozdílných elastických charakteristik při stejných charakteristikách pevnostních.

#### 4.6.3.1 Vliv pevnostních charakteristik

Z Tab. 11 je dobře zřetelný tento výsledek: rozdílné pevnostní charakteristiky v rámci jednoho studovaného materiálu (tj. jedná se pouze o rozdílnou interpretaci obálky pevnosti či modelování povrcholového změkčení) mají na výsledek pouze nepatrný vliv - viz výsledky pro model 2,3a,3b.

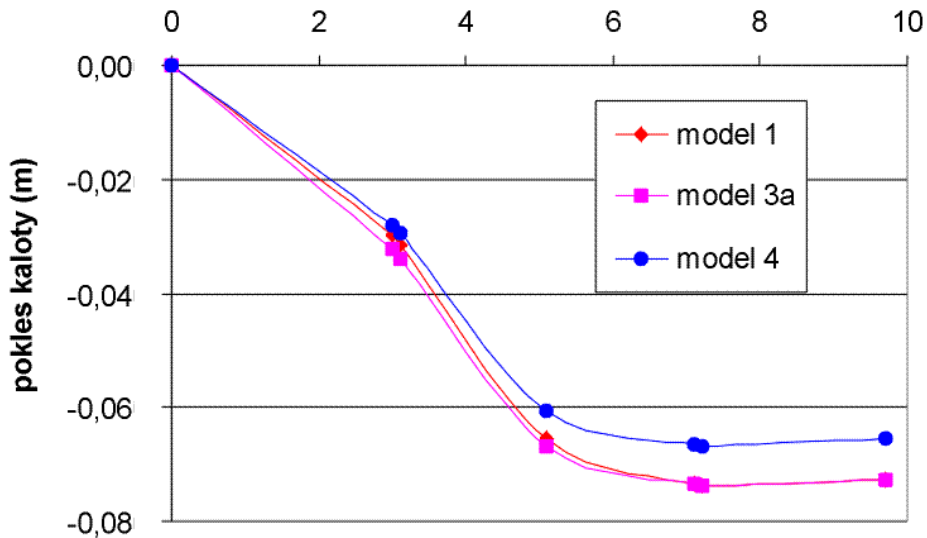
Porovnáme – li výsledky pro modely 2 a 3a, zjistíme, že se výsledky ve všech případech liší maximálně o 0,02 mm, tj. max 0,03%. Tento rozdíl je zanedbatelný. Je zřejmé, že u modelu 3a, kde dochází k povrcholovému změkčení materiálu, jsou deformace trochu větší než u modelu 2, kde k povrcholovému změkčení nedochází. Z toho je zřejmé, že při ražbě dochází pouze k tak malým přetvořením, že dojde maximálně k mobilizaci smykové pevnosti, ale povrcholové chování materiálu nemá na výsledek téměř žádný vliv.

Při porovnávání výsledků mezi modelem 3a a 3b zjistíme, že různý způsob interpretace obálky pevnosti má na výsledné deformace také minimální vliv. Rozdíl činí pouze maximálně 0,4 mm, což odpovídá asi 0,55 %. Model 3b dává nižší deformace než model 3a. Jak plyne z Obr. 76 je to způsobeno tím, že v okolí výrubu panují taková napětí, že se pohybujeme v oblasti, kde je obálka pevnosti pro model 3b výše než pro model 3a. Pro deformace kaloty je rozdíl ve výsledcích větší, pokud porucha prochází nad výrubem. Pokud porucha prochází skrz výrub dochází totiž k odlehčení a obálka pevnosti pro model 3b je blíže obálce modelu 3a. Při vyšších napětích, která panují v poruše pokud prochází nad výrubem (nedojde k tak výraznému odlehčení v důsledku ražby), je obálka pro model 3a dále od obálky pro model 3b, a proto jsou výsledky rozdílnější.

#### 4.6.3.2 Vliv deformačních charakteristik

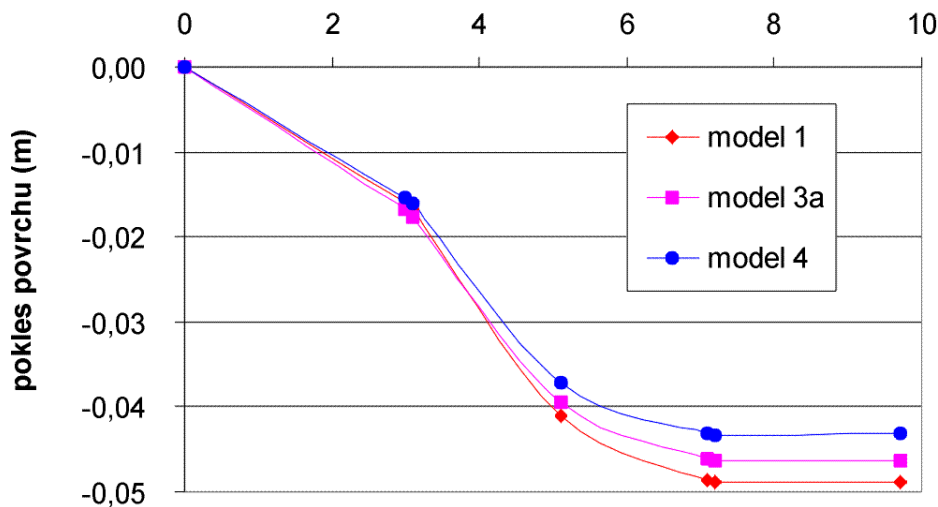
Z Tab. 11 je zřejmé, že rozdílné modely pro deformační charakteristiky mají na výsledné deformace daleko markantnější vliv než studované variace pevnostních charakteristik. Z toho důvodu se ukazuje jako vhodné dokumentovat rozdíly v získaných deformacích graficky se znázorněním průběhu deformací během ražby. Takovéto grafy jsou v následujícím textu. V zobrazených grafech je na vertikální ose deformace a na horizontální ose imaginární výpočtový čas pro řešení úlohy v programu Tochnog, který nemá žádný fyzikální podtext. Každý bod v grafu značí dokončení jednoho stadia těžby výrubu. Jejich sled je popsán v kapitole 4.4.2.1.

Na Obr. 78 je zobrazen vliv různých materiálových modelů na deformace kaloty v různých stádiích ražby.



Obr. 78: Vliv materiálového modelu na deformace kaloty tunelu při poruše procházející nad výrubem

Je zřejmé, že výsledky jsou téměř shodné pro model 1 i model 3a. To bude způsobeno tím, že byl vhodně zvolen konstantní modul pro model 1 (byl zvolen pro napětí 400 kPa, což jsou taková napětí, která v okolí poruchy v tomto umístění panují). Jak je vidět z Obr. 79, výsledky se již odlišují pokud se sleduje deformace povrchu při poruše procházející nad výrubem, protože se zde již projeví změna napětí a modulu E s hloubkou (deformace se liší asi o 5 %).



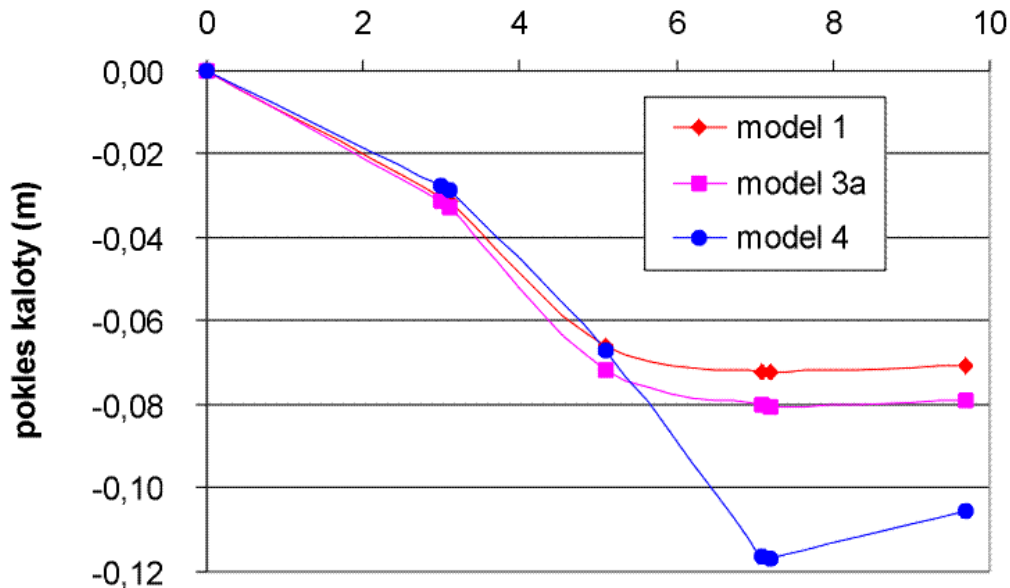
Obr. 79: Vliv materiálového modelu na deformace povrchu v ose nad výrubem, při poruše procházející skrz výrub

Stejně tak se odlišují i deformace získané modelem 1 a 3a, pokud porucha prochází skrz výrub (Obr. 80). Je zřetelné, že deformace pro model 1 jsou menší než pro model 3a. Je to opět způsobeno tím, že pro model 1 je modul stanoven pro jednu konkrétní hodnotu napětí, kdežto u modelu 3a je velikost modulu na napětí závislá. V tomto případě dojde při ražbě tunelu k odlehčení a napětí, která panují v poruše, jsou menší než 400 kPa, proto je modul u modelu 3a menší než u modelu 1 a zjištěné deformace jsou u modelu 3a vyšší. Z tohoto výsledku je zřejmé, že použitím modelu s konstantní velikostí Youngova modulu lze vypočítat stejné deformace, jako při použití realističtějšího modelu s modulem závislým na napětí. Tyto deformace jsou však shodné jen v některých zvolených bodech a v jiných se již odlišují. Zde se získaly shodné deformace kaloty při poruše procházející nad výrubem.

Deformace povrchu v tomto případě a deformace kaloty i povrchu pokud porucha prochází skrz výrub však již pomocí modelu 1 vystihnout nemůžeme.

Významnější rozdíl je ovšem mezi deformacemi zjištěnými pro model 3a a model 4. Model 4, pokud porucha prochází nad výrubem (Obr. 78), dává o 7 mm menší deformace než model 3a (což odpovídá asi 10 % deformací modelu 3a). Pokud porucha prochází nad výrubem, nedojde v průběhu ražby v materiálu poruchy k velkým přetvořením (viz Obr. 94). Proto je modul, který je na velikosti přetvoření závislý, vysoký a výsledné deformace jsou menší než u modelu 3a.

Na Obr. 80 jsou znázorněny deformace kaloty tunelu, pokud porucha prochází skrz výrub.

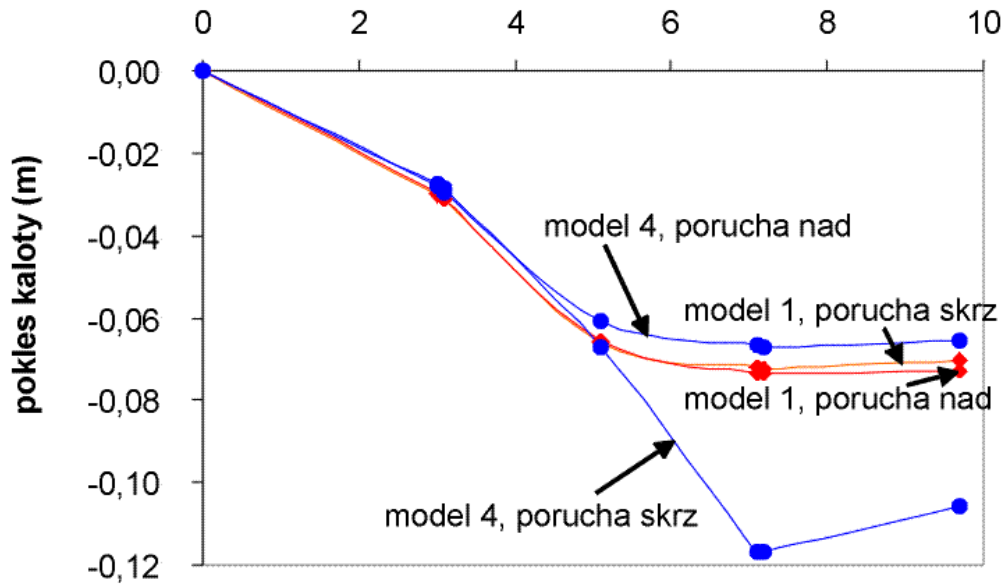


Obr. 80: Vliv materiálového modelu na deformace kaloty tunelu při poruše procházející skrz výrub

Rozdíl deformací mezi modelem 3a a modelem 4 je významný. Činí asi 2,8 cm, což odpovídá asi 36 % deformací pro model 3a. Tento rozdíl je opět způsoben závislostí modulu na přetvoření u modelu 4. Při ražbě tunelu, když porucha prochází skrz výrub, dojde v materiálu poruchy k velkým přetvořením, proto dojde k významnému poklesu Youngova modulu a deformace kaloty jsou pak vyšší než v případě, kdy modul není na deformaci závislý (model 3a). Z obrázku je také zřejmé, že v ranějších fázích ražby tunelu, kdy jsou ještě přetvoření v poruše malá, jsou deformace pro model 4 menší než pro model 1, což koresponduje s tím, že při malých přetvořeních má materiál vyšší Youngův modul.

Pozn: Na Obr. 80 je zřetelné zdánlivě nelogické snížení deformace kaloty tunelu při posledním odtěžovacím kroku. Je způsobeno tím, že v posledním odtěžovacím kroku dojde pouze k dotěžení spodní části výrubu. Protože je již instalováno celé ostění, dojde při dotěžení dolní části k odlehčení skořepiny, kterou ostění tvoří a ta se celá posune z toho důvodu trochu vzhůru. Je třeba podotknout, že ve skutečnosti se v daném případě projevuje více faktorů, jako je například určitá doba nutná k tomu, aby ostění dosáhlo svou konečnou tuhost (tuhnutí betonu). Tyto faktory nebyly však v numerickém modelu zohledněny.

Na závěr tohoto odstavce jsou v Obr. 81 porovnány deformace kaloty tunelu pokud porucha prochází nad výrubem a skrz výrub pro modely 1 a 4.



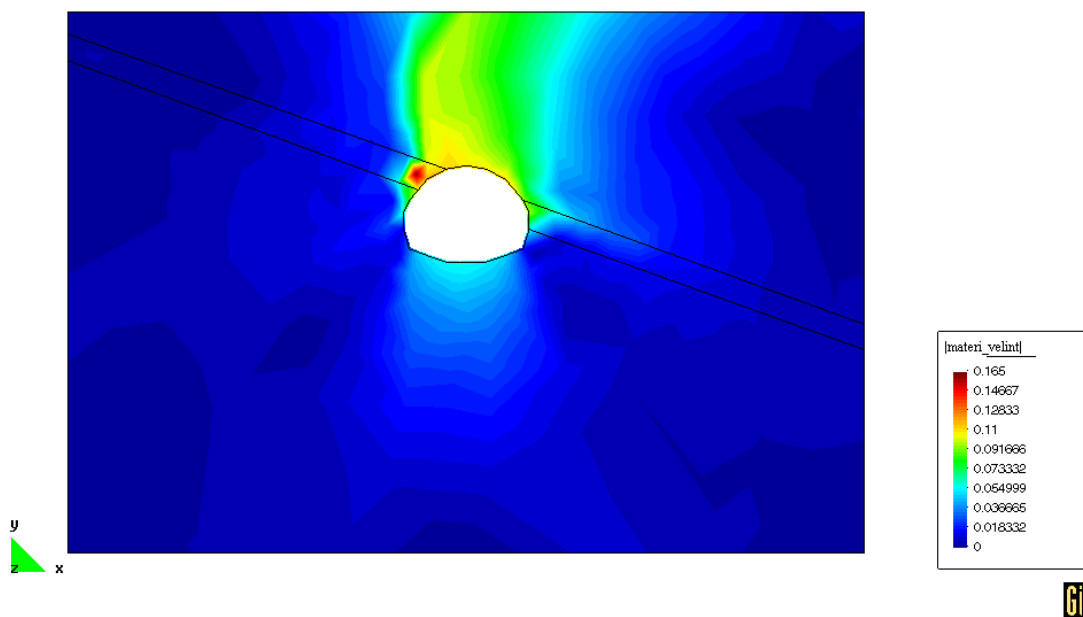
Obr. 81: Porovnání deformací kaloty pro model 1 a 4 při poruše procházející nad a skrz výrub

Z Obr. 81 je zřejmé, že deformace pro standardní Mohr-Coulombův model téměř nezávisí na tom, zda porucha prochází nad, nebo skrz výrub. Důvod je ten, že Youngův modul pružnosti pro tento model nezávisí na úrovni napětí a velikosti přetvoření. Naopak je zřejmá závislost, která již byla podrobněji popisovaná: Model 4 dává menší deformace, pokud porucha prochází nad výrubem - panují zde vyšší napětí a přetvoření v poruše jsou menší - oba faktory mají za následek vyšší Youngův modul pružnosti pro model 4 než pro model 1. Naopak pokud porucha prochází skrz výrub, napětí jsou v důsledku odlehčení nižší a dojde k většímu přetvoření uvnitř poruchy, proto je výsledný Youngův modul materiálu nižší a deformace jsou výrazně větší.

#### 4.6.4 Velikost sledovaných veličin v celém okolí výrubu

V následujícím textu bude popsáno rozdělení jednotlivých sledovaných veličin v celé ploše řezu. Rozdělení těchto veličin bude studováno pro materiálový model 4, který je z použitých modelů nejpokročilejší. V případě, že by bylo zajímavé porovnání s výsledky pro základní Mohr-Coulombův model (model 1), nebo pro výrub, který není vůbec poruchou ovlivněn, budou i pro ně znázorněny průběhy jednotlivých proměnných.

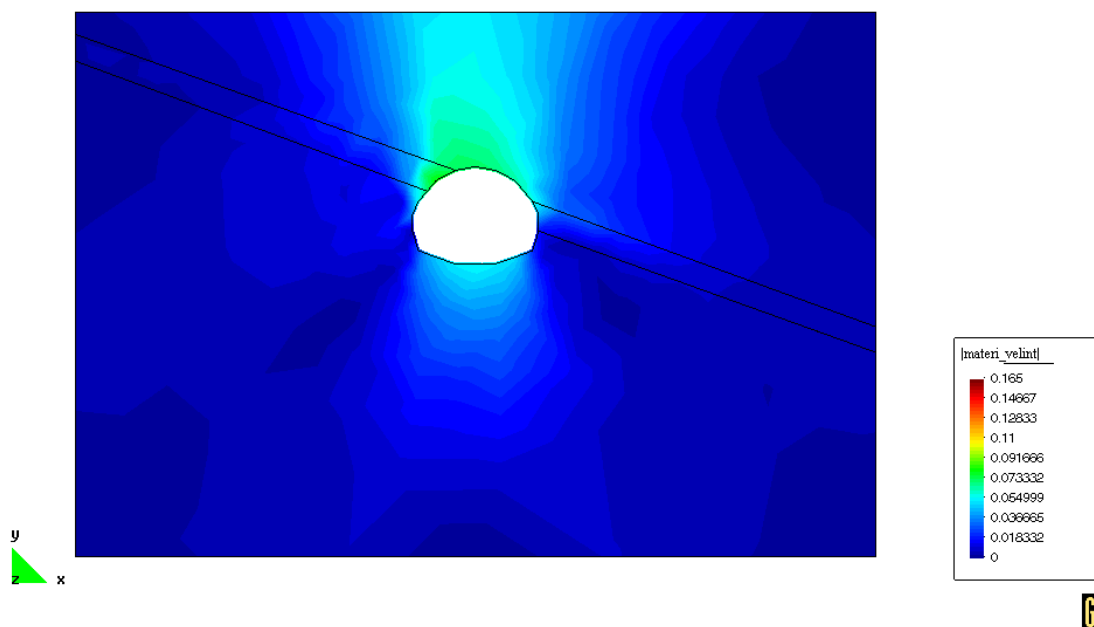
Na Obr. 82 je znázorněná velikost celkových deformací v okolí výrubu pro model 4.



Obr. 82: Velikost vektorů deformace v okolí výrubu (měřítko v metrech) pro model 4

Je zřejmé, že deformace jsou soustředěny do prostoru nad výrubem, přičemž je zřetelné ovlivnění průběhu deformací tektonickou poruchou. K největším deformacím dochází právě v tektonické poruše v prostoru nad tunelem. Zde došlo, jak bude zřetelné z dalších obrázků, k největším přetvořením a také významnému odlehčení masivu v důsledku ražby, proto má materiál v tomto místě nízký Youngův modul a celkové deformace jsou veliké.

Na Obr. 83 je znázorněný průběh stejné veličiny, ovšem pro standardní Mohr-Coulombův model (model 1). Barevná stupnice je ve stejném měřítku.



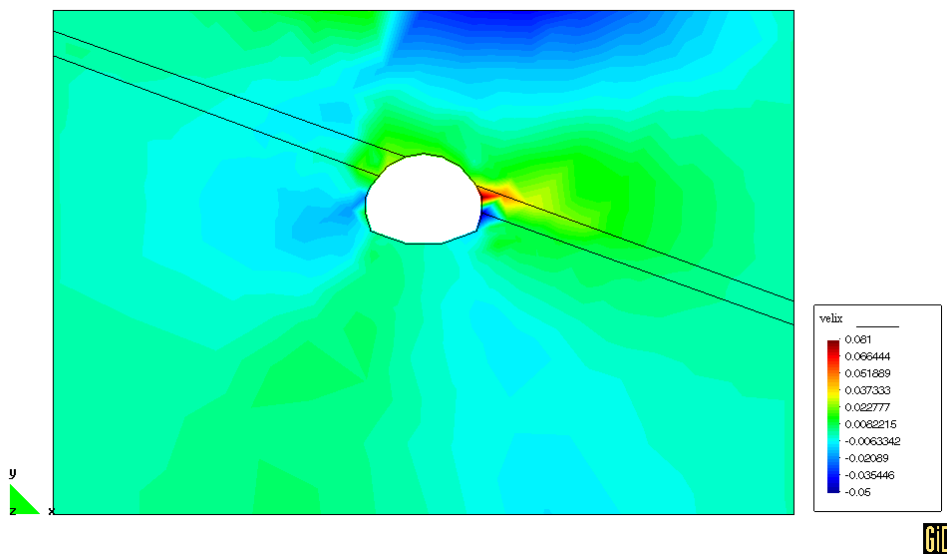
Obr. 83: Velikost vektorů deformace v okolí výrubu, model 1

Je zřejmé, že při použití standardního Mohr-Coulombova modelu jsou deformace výrubu ovlivněny procházející poruchou v mnohem menší míře a i jejich absolutní hodnota je nižší (jak



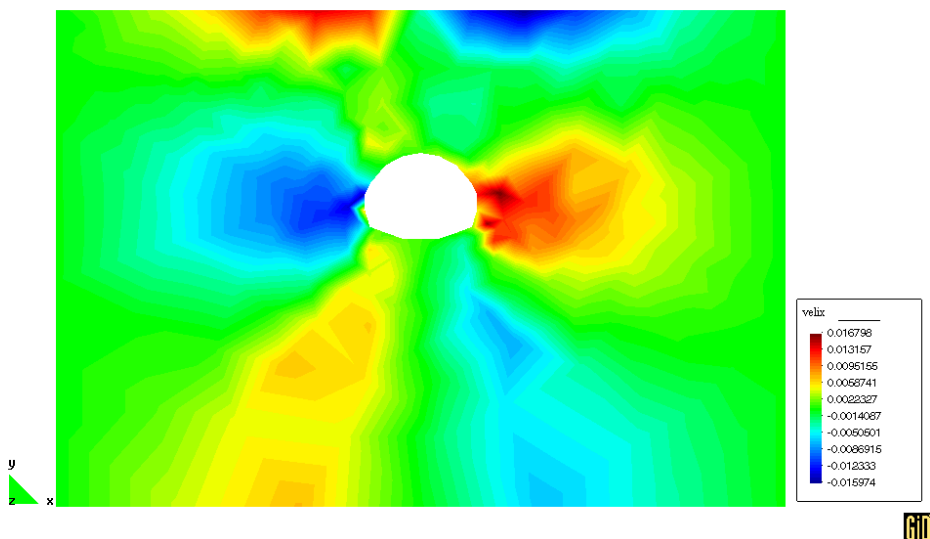
vyplývá i z Obr. 80 a 81). Deformace dna výrubu jsou obdobné pro model 1 i 4, což je vcelku očekávatelný výsledek vzhledem k tomu, že porucha prochází v horní části výrubu.

Na Obr. 84 jsou znázorněny deformace okolí výrubu ve směru x (vodorovný směr) pro model 4.



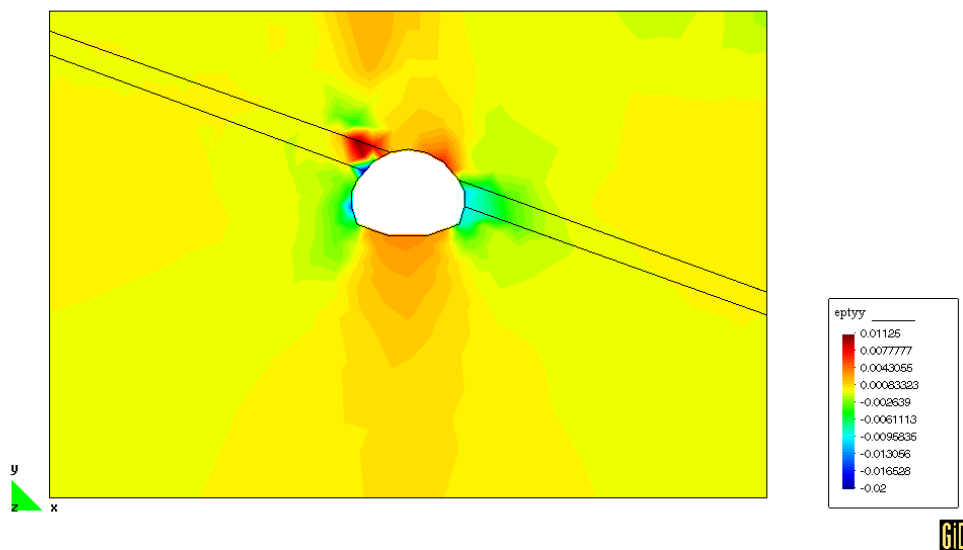
Obr. 84: Velikost deformací ve vodorovném směru pro model 4

V tomto případě je zřejmé ovlivnění výsledků materiálem poruchy v pravé části výrubu, kde se ve spodní části poruchy objevují záporné deformace ve vodorovném směru (tzn. deformace směrem do výrubu). Při použití modelu 1 jsou záporné deformace ve vodorovném směru v tomto místě minimální a při modelování chování výrubu bez tektonické poruchy jsou zde pouze deformace kladné. Deformace ve vodorovném směru, pokud by výrub nebyl vůbec ovlivňován tektonickou poruchou (materiál tektonické poruchy byl uvažován totožný s materiálem masivu), jsou znázorněny na Obr. 85. Barevná škála má v tomto případě jiné měřítko, protože velikost znázorněných deformací je zde výrazně menší. Nepravidelnosti zjištěných deformací jsou způsobeny diskretizací oblasti na nepravidelnou trojúhelníkovou síť.

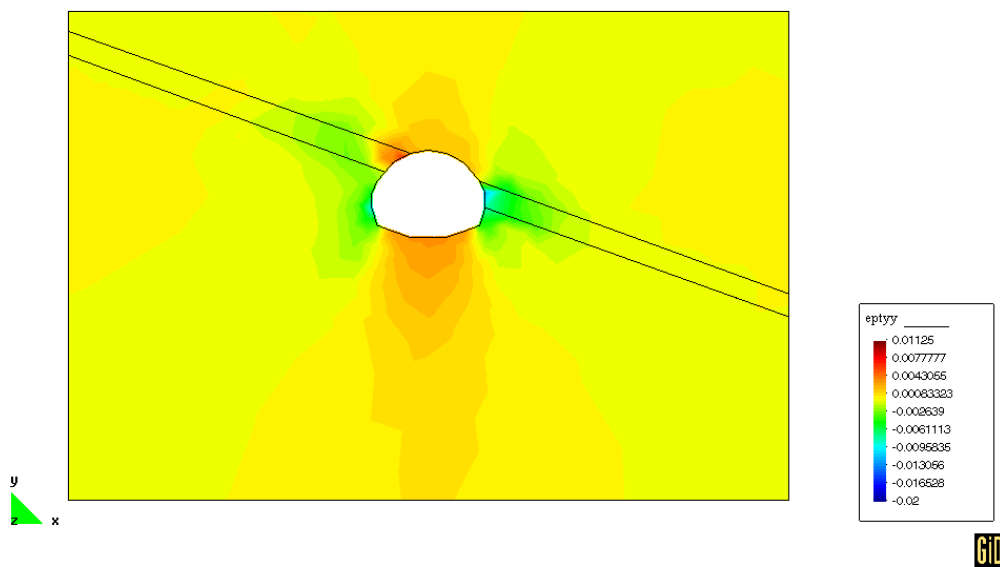


Obr. 85: Velikost deformací ve vodorovném směru, pokud není výrub ovlivněn tektonickou poruchou (barevná škála v odlišném měřítku, než u Obr. 84)

Na Obr. 86 je znázorněna velikost přetvoření  $\epsilon_{yy}$  pro model 4 a na Obr. 87 pro model 1.



Obr. 86: Velikost přetvoření  $\epsilon_{yy}$  pro model 4



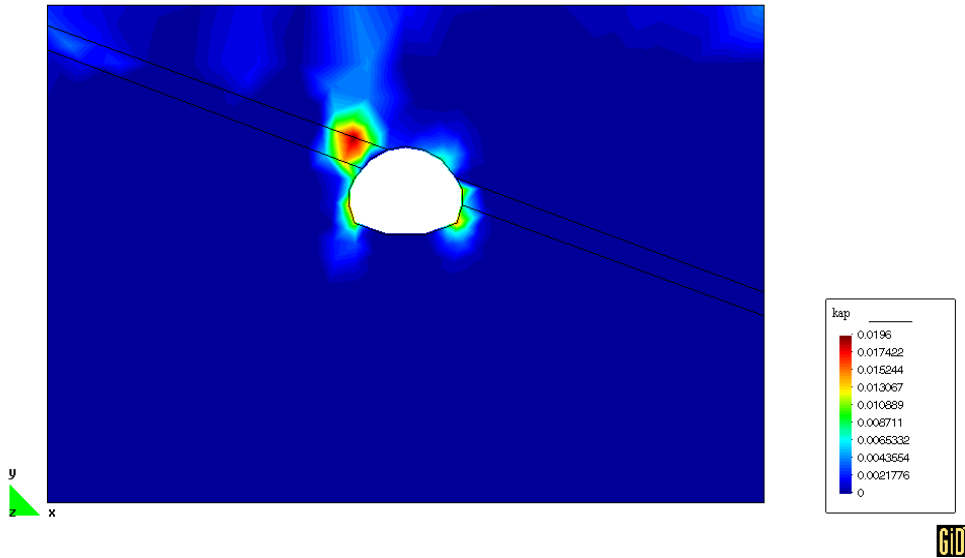
Obr. 87: Velikost přetvoření  $\epsilon_{yy}$  pro model 1

Z Obr. 86 a 87 je zřejmé, že pro model 4 dochází v levé části masivu nad výrubem v prostoru poruchy k mnohem většímu přetvoření, než pro model 1. Model 4 je relativně složitým modelem a právě metoda konečných prvků dokáže dobře vystihnout chování konstrukcí při použití tohoto modelu. Vzhledem k tomu, že dojde v prostoru poruchy k odlehčení masivu, sníží se zde modul E (je závislý na napětí). Z toho důvodu dojde k určitým přetvořením. Pokud jsou tato přetvoření vyšší než asi 0,1 %, dojde dále k výraznému poklesu modulu E, neboť je závislý i na velikosti přetvoření. To má za následek další přetvoření a to další pokles modulu. Použití iteračních postupů pro řešení takovéto úlohy je nezbytné a je zřejmé z úsudku i z prezentovaných výsledků, že výsledné chování výrubu se bude lišit od toho, pokud použijeme standardní Mohr-Coulombův model, nebo model, kde je modul E závislý jen na úrovni napětí.

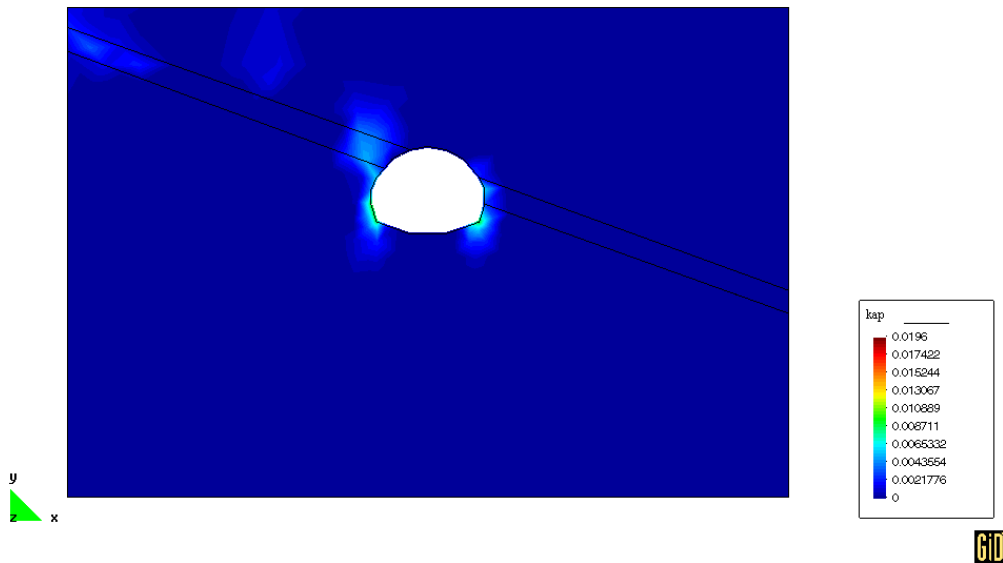
Na Obr. 88 a 89 je znázorněna velikost plastických přetvoření  $\kappa$ . Zde

$$\kappa = \sqrt{0,5 \varepsilon_{ij}^{plas} \varepsilon_{ij}^{plas}}$$

Obr. 88 vyjadřuje velikost  $\kappa$  pro model 4 a Obr. 89 pro model 1. Barevná škála obou obrázků je opět ve stejném měřítku.



Obr. 88: Velikost  $\kappa$  pro model 4

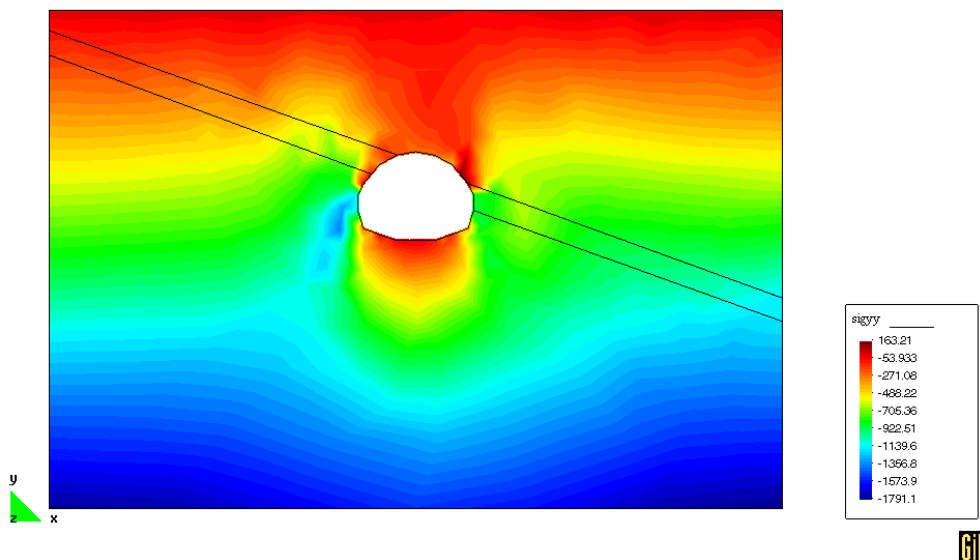


Obr. 89: Velikost  $\kappa$  pro model 1

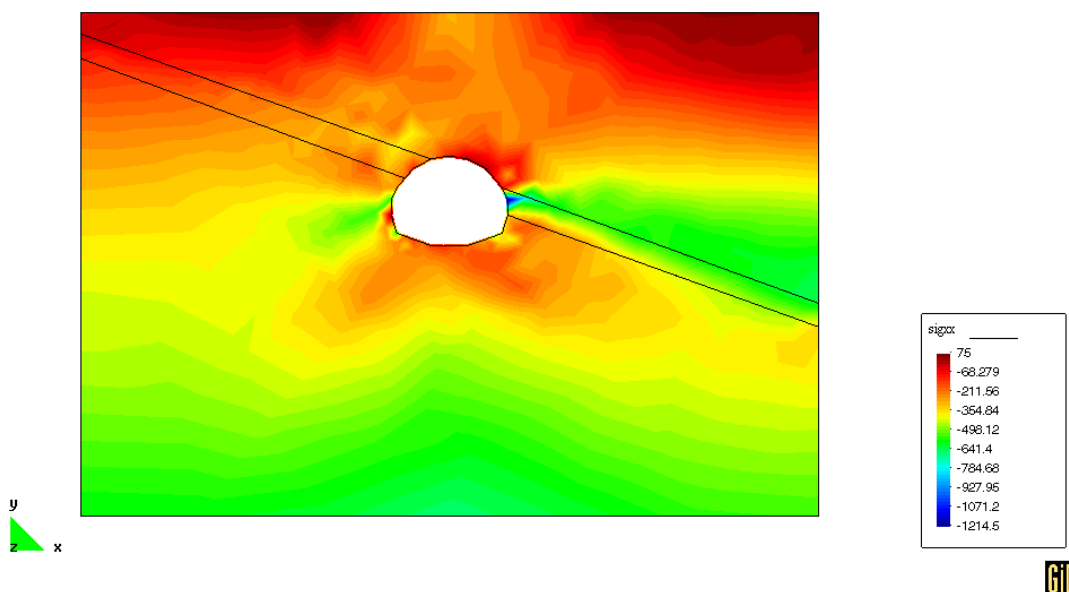
Je zřetelné, že vzhledem ke snížení Youngova modulu v důsledku velkých přetvoření a odlehčení materiálu pro model 4 došlo u modelu 4 v okolí výrubu k větším plastickým deformacím než pro model 1. Největší rozdíl je v tektonické poruše vlevo nad výrubem, ovšem rozdílný materiálový model měl za následek i zvýšení velikosti  $\kappa$  při bocích výrubu mimo tektonickou poruchu. Pokud by se sledovala velikost plastických deformací pro model 3a, zjistili bychom, že se velikost  $\kappa$

pohybuje mezi výsledky pro model 1 a model 4. U modelu 3a se projeví odlehčení masivu (E je závislý na napětí), ale neprojeví se snížení modulu s přetvořením.

Pro získání celkového obrazu o rozložení jednotlivých veličin v okolí výrubu je na Obr. 90 znázorněna velikost napětí  $\sigma_{yy}$  (svislý směr) a na Obr. 91 velikost  $\sigma_{xx}$  (vodorovný směr).



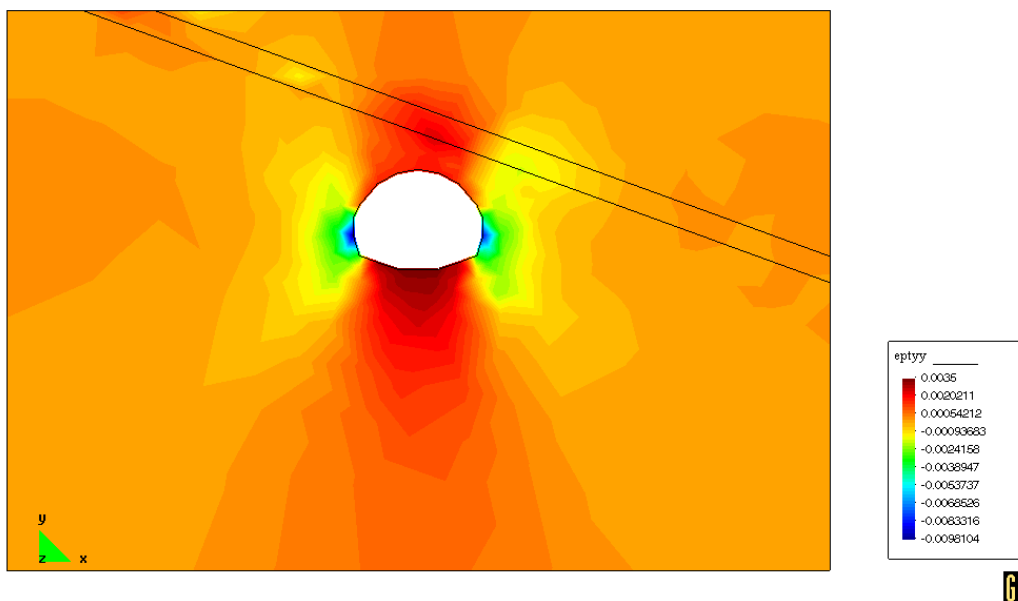
Obr. 90: Velikost  $\sigma_{yy}$  v okolí výrubu pro model 4



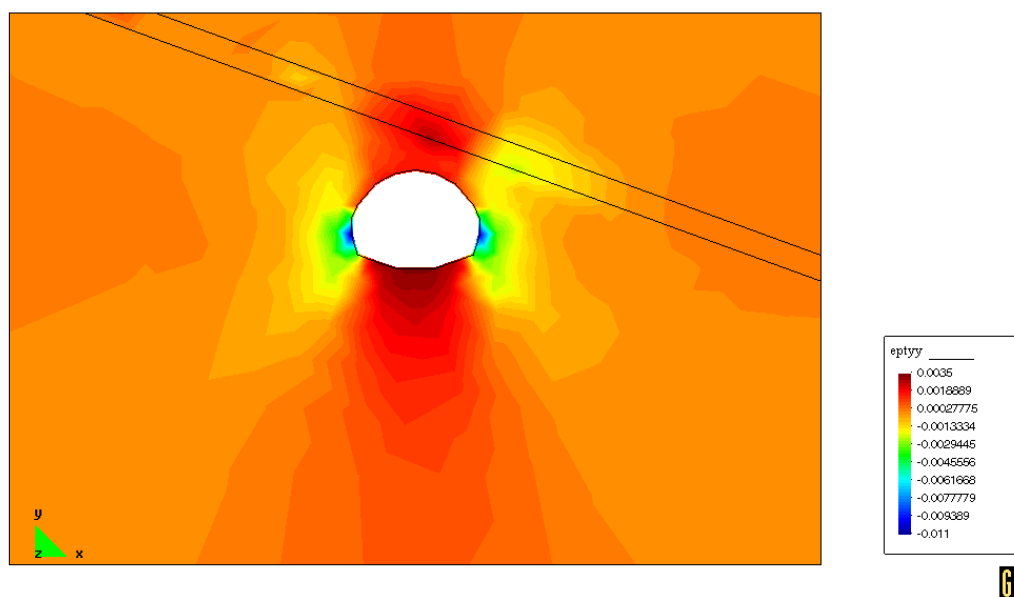
Obr. 91: Velikost  $\sigma_{xx}$  v okolí výrubu pro model 4

Rozložení napětí v okolí výrubu není významně ovlivněno použitým materiálovým modelem, proto zde nejsou prezentovány výsledky pro model 1 ani 3a. Rozdíl není ani významný, pokud porovnáme průběh těchto veličin pro model, kde není vůbec uvažována tektonická porucha. Z Obr. 90 a 83 je zřejmé, že díky ražbě tunelu dojde k přitížení masivu v okolí boků výrubu a naopak k odlehčení v prostoru nad a pod výrubem. To vysvětluje skutečnost, proč pro model 4 dochází k výrazným deformacím v poruše v levé horní části výrubu a ne v poruše vpravo od výrubu. V levé horní části výrubu dojde k odlehčení masivu, z toho důvodu ke snížení modulu E a k deformacím nad 0,1%. Ty mají za následek další snížení modulu. Naopak v poruše vpravo od výrubu dojde k přitížení,

tedy zvýšení modulu, proto nedojde ani k dosažení kritického přetvoření 0,1 %, celkový modul je vysoký, a proto zde dochází k výrazně menším deformacím a menšímu zplastizování materiálu poruchy.



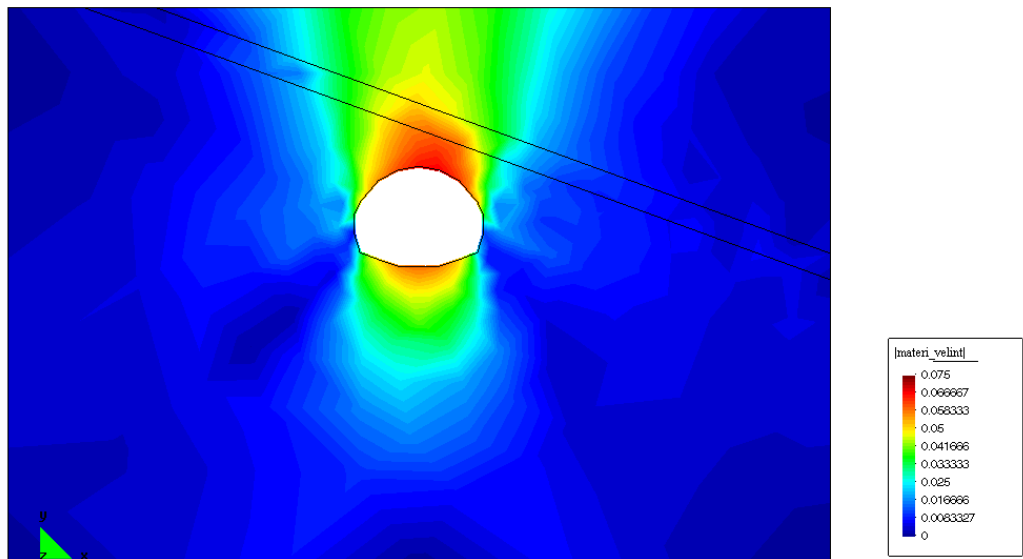
Obr. 94: Velikost přetvoření  $\epsilon_{yy}$  pro model 4, porucha nad výrubem



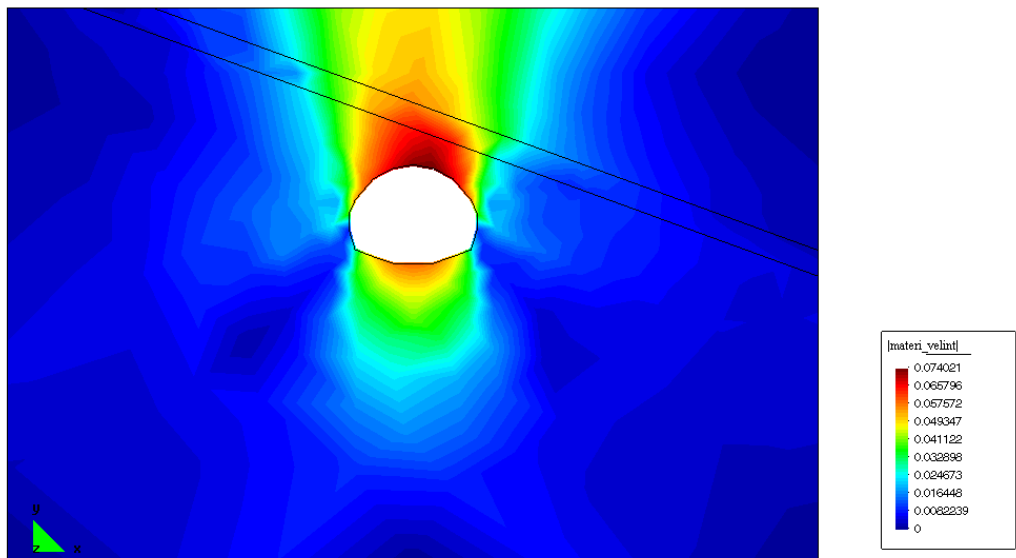
Obr. 95: Velikost přetvoření  $\epsilon_{yy}$  pro model 1, porucha nad výrubem

Obdobnou studii, jaká byla zde provedena pro poruchu procházející skrz výrub, je možno provést i pro poruchu procházející nad výrubem. Zde byl relativně podrobně popsán vliv použití modelu, kde je modul závislý jak na napětí, tak na přetvoření, pokud porucha prochází skrz výrub. Pokud prochází nad výrubem, je možno očekávat rozdílné chování: v materiálu poruchy dojde v průběhu rážby k menšímu odlehčení masivu. Díky závislosti modulu na napětí a vzhledem k tomu, že je porucha ve větší vzdálenosti od výrubu, nedojde v jejím materiálu k dosažení kritického přetvoření nutného pro výrazný pokles modulu. Proto v tomto případě budou nižší celkové deformace, velikost celkového přetvoření i plastického přetvoření  $\kappa$  v porovnání se standardním Mohr-Coulombovým modelem i s modelem 3a. To vyplývá z Obr.71. Velikost deformací kaloty pro model 4

zde činí asi 90 % deformací pro model 3a. Na následujících obrázcích je zobrazena velikost vektoru celkové deformace a velikost přetvoření ve směru y (svislý směr) pro model 1 a 4, pokud porucha



Obr. 92: Velikost vektorů deformace v okolí výrubu (měřítko v metrech) pro model 4, porucha nad výrubem



Obr. 93: Velikost vektorů deformace v okolí výrubu (měřítko v metrech) pro model 1, porucha nad výrubem

prochází nad výrubem.

Z Obr. 92 a Obr. 93 je zřetelné, že celkové deformace v okolí výrubu při poruše procházející nad výrubem pro model 4 jsou nižší než pro model 1. Z Obr. 94 a Obr. 95 je patrné, že velikost svislého přetvoření je v tomto případě také menší pro model 4 než pro model 1, i když rozdíl není příliš významný. Pokud porovnáme velikost přetvoření v Obr. 94 s Obr. 86 zjistíme, že je svislé přetvoření v případě poruchy procházející nad výrubem výrazně menší, než pokud porucha prochází skrz výrub (pro poruchu nad výrubem je toto přetvoření nižší než kritická hranice, při níž dochází k významnému poklesu modulu, a pro poruchu skrz výrub je vyšší). Barevná škála obrázků má odlišné

měřítka. Tyto výsledky se shodují s předpokládaným chováním, které je popsáno v úvodu tohoto odstavce.

## 4.7 VLIV MATERIÁLU TEKTONICKÉ PORUCHY A POSTUPU RAŽBY

Z částí Diplomové práce týkajících se studia směsí zemin a skutečného materiálu tektonických poruch vyplývá vliv zrnitosti a obsahu jemnozrné frakce na pevnost zeminy - úhel vnitřního tření zeminy v kritickém a vrcholovém stavu. Byla stanovena křivka, pomocí níž lze přibližně odhadnout kritický úhel vnitřního tření v závislosti na obsahu jemnozrné frakce. Pro vyhodnocení velikosti Youngova modulu se neprovedlo dostatečné množství laboratorních zkoušek, nicméně provedené zkoušky naznačily, že je velikost modulu  $E$  obdobná pro materiál DPM1 i DPM3, tedy pro materiál hrubozrnější i jemnozrnější. Numerické modelování při sledování vlivu použitého materiálového modelu ukázalo, že na deformace má významnější vliv velikost Youngova modulu, než velikost úhlu vnitřního tření, proto lze očekávat, že vypočtené deformace při použití materiálů tektonických poruch o různém obsahu jemnozrné frakce budou obdobné. Při studiu vlivu materiálových parametrů na deformace tunelu byl proto proveden výpočet i pro materiál směsí zemin - pro směs s 50 % jílu a 0 % jílu. Pro všechny výpočty se použil model 3b, tedy model, kde je Youngův modul závislý na napětí a ne na přetvoření a modeluje se povrchové změkčení na počátku proložené obálce pevnosti. Nebyl volen model 4 vzhledem k tomu, že pro jednotlivé materiály nebylo provedeno dostatečné množství zkoušek pro vyhodnocení Youngova modulu při malých přetvořeních. V rámci této kapitoly je studován i vliv členění výrubu v průběhu ražby.

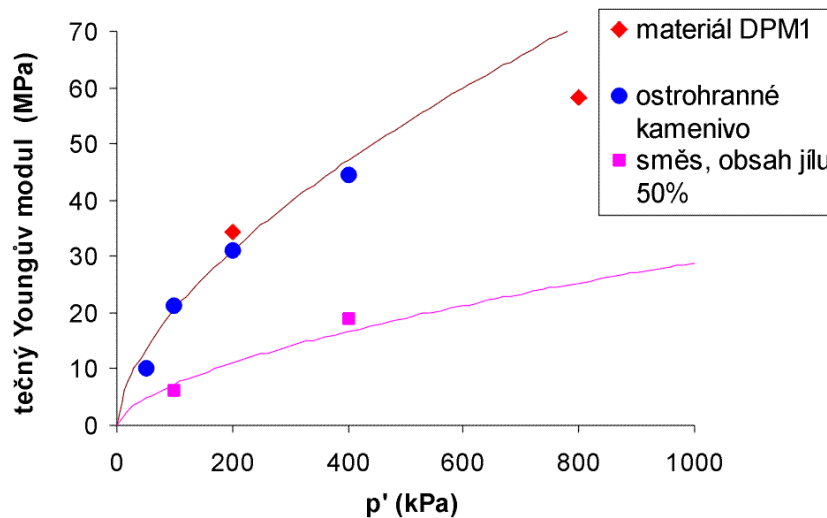
### 4.7.1 Použité materiálové parametry

Jak bylo naznačeno, vliv různých typů materiálu byl studován na materiálu DPM1, jeden výpočet byl proveden na materiálu DPM 3 a prokázal, že pouze změna úhlu vnitřního tření neovlivní významně výsledky modelování. Dále se použil materiál směsí zemin s 0 % a 50 % obsahem jemnozrné frakce a byl proveden výpočet pro výrub neovlivněný tektonickou poruchou. Až na výpočet pro materiál DPM3 byly všechny výpočty provedeny 4x, pro dvě polohy poruchy a dva typy členění výrubu v průběhu ražby. V Tab. 12 jsou sepsány parametry jednotlivých materiálů použité pro matematické modelování.

| materiál                   | $E_0$ (Mpa) | $p_0$ (kPa) | $\alpha$ | $\Phi'_{vrch}$ (°) | $c'_{vrch}$ (kPa) | $\Phi'_{cr}$ (°) | $c'_{cr}$ (kPa) | $\kappa$ |
|----------------------------|-------------|-------------|----------|--------------------|-------------------|------------------|-----------------|----------|
| DPM1                       | 31          | 200         | 0,6      | 34,0               | 0                 | 30,5             | 0               | 0,21     |
| DPM3                       | 31          | 200         | 0,6      | 22,7               | 0                 | 16,9             | 0               | 0,21     |
| ostrohrohranné kamenivo    | 31          | 200         | 0,6      | 45,1               | 0                 | 38,3             | 0               | 0,21     |
| směs, 50% jemnozrné frakce | 11          | 200         | 0,6      | 31,7               | 0                 | 28,3             | 0               | 0,21     |

Tab. 12: Použité materiálové parametry pro matematické modelování vlivu různých druhů materiálu

Na Obr. 96 je znázorněno proložení křivky o rovnici  $E=E_0(p/p_0)^\alpha$  pro materiál DPM1 (křivka je totožná s materiálem pro ostrohrohranné kamenivo a je zobrazena i na Obr. 71) a pro směs o 50 % obsahu jemnozrné frakce. Tyto křivky se použily pro matematické modelování a jejich parametry jsou uvedeny v Tab. 12.



Obr. 96: Závislost Youngova modulu na napětí s křivkami o rovnici  $E=E_0(p/p_0)^\alpha$  použitými pro matematické modelování

Stejně jako ve studii o vlivu materiálového modelu byl použit úhel dilatance poloviční oproti úhlu vnitřního tření a velikost  $\nu=0,365$ . Parametry materiálu okolního masivu jsou popsány v úvodních kapitolách matematického modelování.

#### 4.7.2 Modelované deformace

Výsledné vertikální deformace kaloty výrubu a povrchu získané při matematickém modelování jsou shrnuty v následující tabulce. Při matematickém modelování deformací bez poruchy se trochu liší deformace pokud porucha prochází nad výrubem a skrz výrub. Je to způsobeno pouze odlišnou použitou trojúhelníkovou sítí (viz. Obr. 65 a 66).

| členění výrubu             | porucha procházející nad výrubem |          |            |          | porucha procházející skrz výrub |          |            |          |
|----------------------------|----------------------------------|----------|------------|----------|---------------------------------|----------|------------|----------|
|                            | horizontální                     |          | vertikální |          | horizontální                    |          | vertikální |          |
|                            | povrchu                          | kaloty   | povrchu    | kaloty   | povrchu                         | kaloty   | povrchu    | kaloty   |
| bez poruchy                | -0,04974                         | -0,06614 | -0,02091   | -0,03550 | -0,04549                        | -0,06227 | -0,02179   | -0,03611 |
| DPM1                       | -0,04628                         | -0,07219 | -0,02244   | -0,04246 | -0,06205                        | -0,07873 | -0,02858   | -0,04312 |
| DPM3                       | nemodelováno                     |          | -0,02362   | -0,04304 | nemodelováno                    |          |            |          |
| ostrohr. kamenivo          | -0,04696                         | -0,06562 | -0,02512   | -0,03800 | -0,05625                        | -0,07474 | -0,02834   | -0,04356 |
| směs, 50% jemnozrné frakce | -0,05128                         | -0,08638 | -0,02473   | -0,04969 | -0,08439                        | -0,10896 | -0,03506   | -0,04948 |

Tab. 13: Deformace povrchu a kaloty při matematickém modelování vlivu materiálu a postupu ražby

#### 4.7.3 Vliv členění výrubu při ražbě

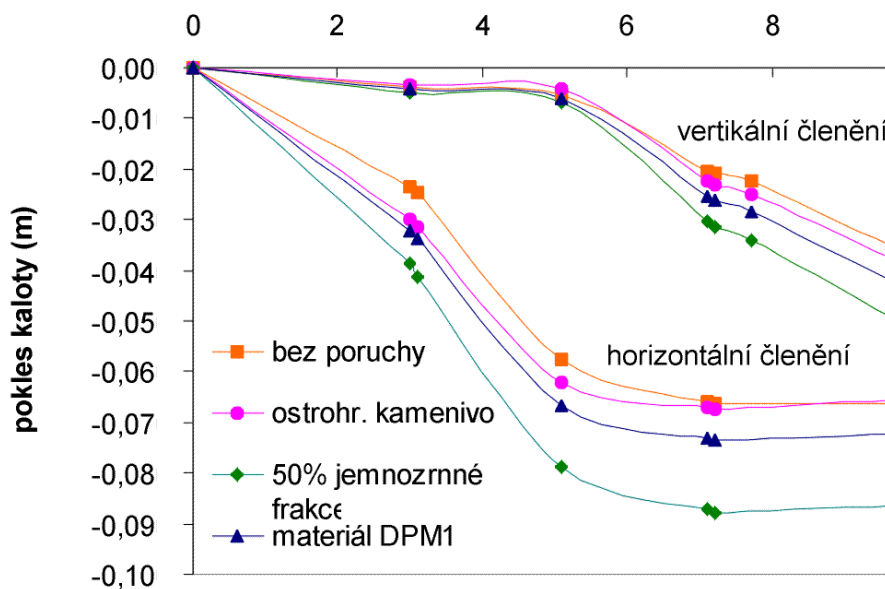
Vliv rozdílného postupu ražby je zřetelný z Tab. 13 a z Obr. 97 a 98. Výsledky matematického modelování ukazují, že vliv odlišného postupu ražby, při zachování všech ostatních parametrů modelu



stejných, je velmi významný. Mírně se liší pro různé použité materiály a pro různé body, kde jsou deformace sledovány - např. vliv je méně výrazný pro deformace povrchu než pro deformace kaloty. Například pro model s materiálem DPM1, pokud porucha prochází skrz výrub, činí deformace povrchu při vertikálním členění výrubu 46 % deformací, jež byly vypočteny při horizontálním členění výrubu a deformace kaloty činí 55 %. Zjištěná silná závislost deformací na postupu ražby dobře souhlasí s výsledky získanými přímo při ražbě tunelu Mrázovka.

#### 4.7.4 Vliv materiálu tektonické poruchy

Na následujících obrázcích budou zobrazeny grafy závislosti deformací kaloty v průběhu ražby na členění výrubu a použitém modelu. Jsou zde prezentovány pouze svislé deformace kaloty výrubu, kde je vliv použitého materiálu nejvýraznější. Ukázalo se, že pokud se sleduje vliv na ostatní body (deformace povrchu, boků výrubu, dna apod.), je vliv materiálu obdobný, jen méně výrazný.

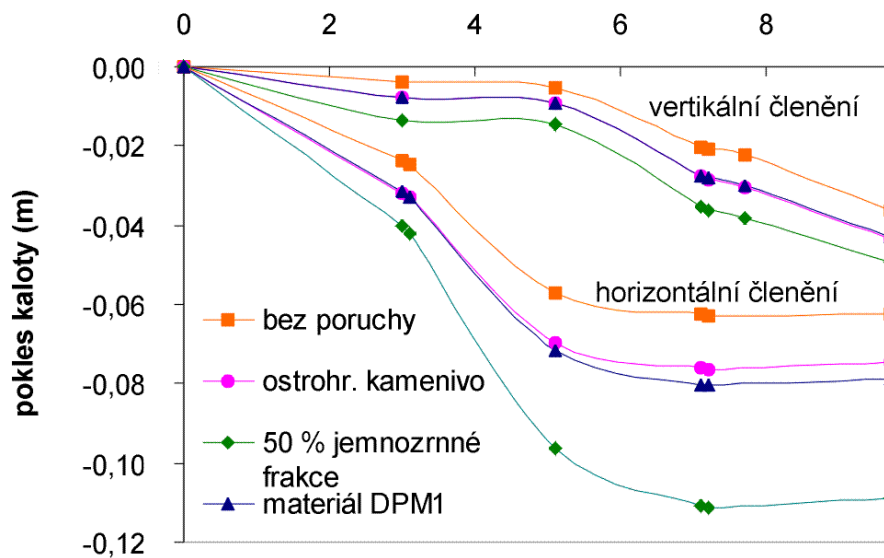


Obr. 97: Vliv materiálu poruchy a postupu ražby na deformace kaloty, porucha prochází nad výrubem

Z Tab. 13 je zřejmý malý rozdíl v modelovaných deformacích pro materiál DPM1 a DPM3. Oba materiály se liší pouze úhlem vnitřního tření a ne Youngovým modulem. Stejný modul, ovšem výrazně vyšší úhel vnitřního tření, má i materiál ostrohranného kameniva. Z výsledků modelování je zřejmé, že deformace pro materiál DPM1 a DPM3 byly obdobné (42,5 resp. 43 mm, pro poruchu nad výrubem a vertikální členění výrubu, rozdíl odpovídá asi 1 %). Deformace pro ostrohranné kamenivo jsou již nižší (38 mm, snížení o 12 % oproti materiálu DPM1). Vrcholový úhel vnitřního tření pro materiál DPM3 je asi 23°, DPM1 je asi 34° a ostrohranné kamenivo je 45° (viz Tab. 12). Zvýšení úhlu vnitřního tření z 23° na 34° nepřineslo výrazné snížení deformací, kdežto zvýšení z 34° na 45° již deformace snížilo.

Z Obr. 97 a 98 je zřejmé, a vyplynulo to již ze studie vlivu použitého materiálového modelu, že významnější vliv na vypočtené deformace má velikost Youngova modulu. Deformace pro materiál s 50 % jemnozrné frakce, který má menší Youngův modul než ostatní použité materiály, jsou výrazně větší. Pro případ rozebíraný v minulém odstavci jsou deformace kaloty 49,7 mm, na rozdíl od 42,5 mm pro materiál DPM1 (rozdíl odpovídá 17 % deformací pro materiál DPM1). Jak je zřejmé z Obr. 98, pro případ horizontálního členění výrubu je vliv ještě významnější - pro horizontální členění a poruchu procházející skrz výrub jsou deformace kaloty pro materiál s 50 % jemnozrné příměsí 78,7 mm a materiál DPM1 109,0 mm. Deformace pro materiál s 50 % jílu představují

138,5 % deformací pro materiál DPM1 a 175 % deformací výrubu neovlivněného tektonickou poruchou.



Obr. 98: Vliv materiálu poruchy a postupu ražby na deformace kaloty, porucha prochází skrz výrub

## 4.8 DÍLČÍ ZÁVĚR PRO MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ

Při matematickém modelování se studoval vliv výplně tektonických poruch na deformace tunelového výrubu. Úkolem bylo získat informace o kvalitativním ovlivnění deformací tunelu jednak při použití různých materiálových modelů pro jeden konkrétní materiál a jednak vliv různých materiálových parametrů pro jeden konkrétní tunel. Zároveň se studoval vliv počtu výpočtových kroků na vypočtené deformace a vliv rozdílného členění výrubu v průběhu ražby. Pro matematické modelování se použila data získaná z laboratorních zkoušek.

*Vliv materiálového modelu.*

- Studovaly se čtyři materiálové modely, které jsou podrobně popsány v příslušných kapitolách. Výsledky ukazují, že se vypočtené deformace mohou výrazně lišit při použití různého materiálového modelu, jehož parametry jsou přitom odvozeny pro stejný materiál.
- Vypočtené deformace se pro danou úlohu neliší výrazně při změně pevnostních charakteristik materiálu (modelování či nemodelování povrchového změkčení, různý způsob interpretace obálky pevnosti).
- Deformace jsou významně závislé na velikosti Youngova modulu. Vypočtené deformace pro model s konstantním Youngovým modulem závisí na velikosti napětí, pro které je konstantní modul zvolen. Při vhodné volbě modulu je možno získat obdobné deformace jako u modelu s  $E$  závislým na napětí. Je však možno správně vystihnout deformace pouze v některých bodech. Například pokud získáme obdobné deformace kaloty, již se liší deformace povrchu - působí zde jiná napětí a projeví se závislost modulu na napětí.
- Významný rozdíl v deformacích získáme, pokud modelujeme závislost Youngova modulu na přetvoření. Z provedených zkoušek vyplývá, že k výraznému poklesu modulu dochází při deviatarovém přetvoření  $\epsilon$  okolo 0,1 %. Pokud je tato hranice dosažena (v modelovaném případě pokud porucha prochází skrz tunel), dojde k významnému poklesu modulu a vypočtené deformace jsou výrazně vyšší než u modelu s  $E$  závislým pouze na napětí (rozdíl okolo 36 %). Pokud je však přetvoření  $\epsilon$  menší než tato hranice (porucha procházející nad výrubem), je modul vyšší než u modelu s  $E$  závislým pouze na napětí a celkové deformace výrubu jsou nižší (pro modelovaný případ asi o 10 %).

*Vliv členění výrubu při postupu ražby*

- Vliv rozdílného členění výrubu při ražbě byl shledán jako velmi významný. Vliv je o málo menší pro deformace kaloty než pro deformace povrchu. Při vertikálním členění výrubu jsou deformace povrchu o 55 % nižší a deformace kaloty o 45 % nižší než při horizontálním členění.

*Vliv materiálu tektonické poruchy*

- Pro modelování vlivu materiálu byl zvolen materiálový model s E závislým na napětí a ne na přetvoření, bylo modelováno povrchové změkčení materiálu. Prokázal se větší vliv deformačních charakteristik na deformace výrubu oproti pevnostním charakteristikám.
- Při stejném Youngově modulu se deformace kaloty pro poruchu procházející nad výrubem a vertikální členění výrubu při zvýšení vrcholového úhlu vnitřního tření z 23° na 34° snížily o 1 % a při nárůstu z 34° na 45° o 12 %. Výraznější vliv pevnosti na deformace byl tedy sledován pro vyšší úhel vnitřního tření.
- Vliv deformačních charakteristik na deformace byl významnější. Materiál s 50 % jemnozrné frakce měl výrazně nižší modul pružnosti ( $E_0=11$  MPa resp. 31 MPa) než materiál DPM1. Pro horizontální členění výrubu a poruchu procházející skrz výrub jsou deformace kaloty pro materiál s nižším modulem E o 38 % vyšší.

## 5 ZÁVĚR

Většina výsledků Diplomové práce je sepsána v dílčích závěrech na koncích jednotlivých kapitol. Zde jsou nejzajímavější závěry znovu shrnuty a zopakovány.

V první části diplomové práce se studovaly vlastnosti směsi ostrohranného kameniva s jemnozrnnou zeminou. Zvolila se taková hrubozrnná frakce, aby se výsledky mohly porovnat s dřívějšími výzkumy na směsích písku s jílem, které se na Přírodovědecké fakultě UK prováděly v minulých letech. Nejvýznamnější výsledky této studie jsou následující:

### *vliv obsahu jemnozrnné frakce*

- Teorie popisující chování směsi zemin na základě čísla pórovitosti hrubozrnné frakce ve směsi poskytuje jen velmi zjednodušený obraz chování skutečných zemin. Až do určitého obsahu jemnozrnné frakce, který lze vypočítat, by podle ní neměly být mechanické vlastnosti závislé na obsahu jemnozrnné frakce.
- Výsledky Diplomové práce ukazují, že se podle této teorie zhruba chovají jen vlastnosti nezávislé na struktuře zeminy (veličiny popisující kritický stav zeminy). I v případě těchto veličin se přechodové chování objevuje při vyšším obsahu jemnozrnné frakce, než předpokládá teorie (28 – 42 %).
- Vlastnosti zeminy závislé na její struktuře se postupně mění při zvyšování obsahu jemnozrnné frakce. **Vyvozuje se, že částice jemnozrnné frakce nezaujímou v průběhu přípravy vzorku a izotropní konsolidace polohu pouze v pórech mezi zrny hrubé frakce, jak předpokládá teorie, ale oddělují i jejich kontakty. Proto i při malém obsahu ovlivní vlastnosti zeminy.** Do stavu předpokládaného teorií se zemina dostane až po přeskupení částic v průběhu smykání při dosažení kritického stavu.

### *vliv tvaru zrn hrubozrnné frakce*

- Podle teorie by se mělo u směsi s ostrohranným kamenivem přechodové chování objevit při vyšším obsahu jemnozrnné frakce než u směsi s pískem, protože samotné kamenivo má větší maximální pórovitost než má samotný písek. Výsledky však ukazují, že se směsi písku s jílem chovají kvalitativně stejně jako směsi ostrohranného kameniva s jílem. Rozdíl je pouze ve vyšším úhlu vnitřního tření ostrohranného kameniva, proto mají směsi vyšší úhel vnitřního tření při takových obsazích jemnozrnné frakce, při nichž ještě chování zeminy hrubozrnná frakce ovlivňuje.

V druhé části diplomové práce jsou studovány vlastnosti skutečného materiálu tektonických poruch. Kromě standardních triaxiálních zkoušek se pro jejich stanovení provedly triaxiální zkoušky s lokálními snímači deformace (pro stanovení tuhosti při malých přetvořeních) a na Univerzitě v Innsbrucku velkorozměrové krabicové zkoušky (pro objasnění vlivu nejhrubší frakce na vlastnosti zeminy). Byly vyvozeny následující závěry:

- Velikost úhlu vnitřního tření materiálu tektonických poruch závisí na obsahu jemnozrnné frakce. S použitím výsledků studia směsi zemin se vyhodnotila přibližná křivka závislosti kritického úhlu vnitřního tření na obsahu jemnozrnné frakce.
- **Výsledky velkorozměrových krabicových zkoušek ukazují, že velikost úhlu vnitřního tření materiálu s nejhrubší frakcí lze odhadnout z výsledků zkoušek na materiálu, kde byla tato frakce odstraněna.** Na velikost úhlu vnitřního tření má podstatný vliv procentuelní obsah jemnozrnné frakce, proto musí mít modelový materiál s odstraněnou nejhrubší frakcí i příslušně nižší obsah jemnozrnné frakce (stejný, jako je celkový obsah jemnozrnné frakce studovaného materiálu s nejhrubší frakcí).
- Studovaly se vzorky materiálu tektonických poruch se zachovanou původní strukturou. Na rozdíl od vzorků rekonstituovaných měly menší pórovitost a z toho vyplývající vyšší tendenci k dilatanci a větší rozdíl mezi vrcholovým a kritickým úhlem vnitřního tření.

- Ze standardních triaxiálních zkoušek se vyhodnotily deformační charakteristiky. Omezený počet zkoušek ukázal nezávislost Youngova modulu na obsahu jemnozrnné frakce. Naopak je zřetelná silná závislost Youngova modulu na napětí.
- Zkoušky s lokálními snímači deformace prokázaly významnou závislost Youngova tečného modulu na přetvoření. Při malých přetvořeních je Youngův modul vyhodnocený pomocí externích snímačů deformace přibližně dvojnásobný oproti modulu vyhodnocenému ze standardní triaxiální zkoušky. Při axiálním přetvoření přibližně 0,02 – 0,2 % dochází k jeho výraznému poklesu.

Vlastnosti materiálu tektonických poruch vyhodnocené v druhé části diplomové práce se použily pro matematické modelování deformací tunelového výrubu metodou konečných prvků. Účelem této části bylo kvalitativní určení ovlivnění deformací tunelového výrubu tektonickou poruchou v závislosti na použitém materiálovém modelu a na typu výplně poruchy. Byl také studován vliv rozdílného postupu ražby. Vzhledem k mnohým zjednodušením není možné vypočtené deformace porovnávat se skutečně naměřenými v tunelu Mrázovka.

#### *vliv materiálového modelu*

- Vypočtené deformace se mohou významně lišit při použití různých materiálových modelů, jejichž parametry jsou přitom odvozeny pro jeden materiál.
- Deformace v úloze modelované v rámci diplomové práce nejsou významně ovlivněny změnou pevnostních charakteristik (modelování či nemodelování povrchového změkčení, různý způsob interpretace obálky pevnosti).
  - Vypočtené deformace významně závisí na modelu použitém pro stanovení deformačních charakteristik. Při použití modelu s konstantním Youngovým modulem závisí deformace na velikosti napětí, pro které je konstantní modul zvolen. **Při vhodné volbě modulu je možno získat obdobné deformace jako u modelu s E závislým na napětí. Je však možno správně vystihnout deformace pouze v některých bodech.** Například pokud získáme obdobné deformace kaloty již se liší deformace povrchu - působí zde jiná napětí a projeví se závislost modulu na napětí.
- **Významný rozdíl v deformacích získáme, pokud modelujeme závislost Youngova modulu na přetvoření s důrazem na vystihnout změny tuhosti při malých přetvořeních.** Z provedených laboratorních zkoušek vyplývá, že k výraznému poklesu modulu dochází při deviatorovém přetvoření  $\varepsilon$  okolo 0,1 %. Pokud je tato hranice dosažena (v modelovaném případě pokud porucha prochází skrz tunel), dojde k významnému poklesu modulu a vypočtené deformace jsou výrazně vyšší než u modelu s E závislým pouze na napětí (rozdíl okolo 36 %). Pokud je však přetvoření  $\varepsilon$  menší než tato hranice (porucha procházející nad výrubem), je modul vyšší než u modelu s E závislým pouze na napětí a celkové deformace výrubu jsou nižší (pro modelovaný případ asi o 10 %).

#### *Vliv členění výrubu při postupu ražby*

- Vliv rozdílného členění výrubu při ražbě se shledal jako velmi významný. Vliv je o málo menší pro deformace kaloty než pro deformace povrchu. Při vertikálním členění výrubu jsou deformace povrchu o 55 % nižší a deformace kaloty o 45 % nižší, než při horizontálním členění.

#### *Vliv materiálu tektonické poruchy*

- Při modelování vlivu materiálu se prokázal větší vliv deformačních charakteristik na deformace výrubu oproti pevnostním charakteristikám.
- Při stejném Youngově modulu se deformace kaloty pro poruchu procházející nad výrubem a vertikální členění výrubu při zvýšení vrcholového úhlu vnitřního tření z 23° na 34° snížily o 1 % a při nárůstu z 34° na 45° o 12 %. Výraznější vliv pevnosti na deformace byl tedy sledován pro vyšší úhel vnitřního tření.

- Vliv deformačních charakteristik na deformace byl významnější. Materiál s 50 % jemnozrné frakce měl výrazně nižší modul pružnosti ( $E_0=11$  MPa resp. 31 MPa) než materiál DPM1. Pro horizontální členění výrubu a poruchu procházející skrz výrub jsou deformace kaloty pro materiál s nižším modulem  $E$  o 38 % vyšší.

## 6 SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

- Addenbrooke, Potts & Puzrin (1997). The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction, *Géotechnique* 47, No.3, 693-712.
- Been, E. & Jefferies, M.G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique* 35, No.2, 99-112.
- Boháč, J (1997). Trojosé zkoušky směsi písku a jílu, Výzkumná zpráva PřFUK, Praha, 9 str., 52 Obr.
- Boháč, J. a Kárník, J. (1998). Perkolace směsi písku a jílu, Výzkumná zpráva PřFUK, Praha, 10 str., 54 Obr
- Boháč, J., Kárník, J., Kořán, P. a Záleský, J. (1998). Chování mechanicky stabilizovaných zemin, 26. konf. Zakládání staveb, ČSG, Brno, 96 – 99
- Boháč, J. a Mašín, D. (2000). Mechanické chování a parametry výplně porušené zóny v trase tunelu Mrázovka, Výzkumná zpráva PřFUK, Praha
- Boháč, J. a Mašín, D. (2001). Laboratorní model chování výplní poruch prachovitých břidlic, 5. konf. Optimalizácia geotechnických konštrukcií, Bratislava
- Boháč, J.; Herle, I. a Mašín, D. (2002). Stress and strain dependent stiffness in a numerical model of a tunnel, 2nd International Conference on Soil Structure Interaction in Urban Engineering, Zurich (připravuje se)
- Cuccovillo, T., Coop, M.R. (1997). The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs, *Géotechnique* 47, No.1, 167-171
- Doležalová, M. (2001). Matematické modelování v geomechanice, Materiály k přednáškám PřFUK, nepublikováno
- Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils, John Wiley & Sons Inc., New York
- Georgiou, V.N.; Hight, D.W. & Burland, J.B.(1990). The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension, *Géotechnique* 40, No. 3, 431-449
- Herle, I. (2000a). Základy matematického modelování v geomechanice, Skripta k přednáškám PřFUK, nepublikováno
- Herle, I. (2000b). Užití programu Tochnog pro řešení geomechanických úloh, Skripta k přednáškám PřFUK, nepublikováno
- Hird, C.C. & Pierpoint, N.D. (1997). Stiffness determination and deformation analysis for a trial excavation in Oxford Clay, *Géotechnique* 47, No. 3, 665-691
- Chmelař, R. (2001). Hodnocení kvality horninového masivu při aplikaci NRTM v poruchových zónách tunelu Mrázovka, Disertační práce PřFUK (připravuje se)
- Kolymbas, D. (2000). Introduction to hypoplasticity, A.A.Balkema, Rotterdam
- Kužvart a kol. (1983). Ložiska nerudných surovin v ČR, UK, Praha
- Martins, Bressani & Coop, (2000). Some aspects of compressibility of a clayey-silty sand, - připravuje se
- Mitchell, J. K. (1993). Fundamentals of soil behavior, 2<sup>nd</sup> edition. John Wiley & Sons Inc., New York.
- Mašín, D. (1999). Pevnost směsi zemin, Bakalářská práce PřFUK, Praha
- Pitman, T.D.; Robertson, P.K. & Sego, D.C. (1994). Influence of fines on the collapse of loose sands, *Canadian Geotechnical Journal*, 31(5), 728 – 739
- Poulos, S.J. (1981). The steady state of deformation, *ASCE*, vol. 107, No. GT5, 553 – 562.
- Rodemann, D. (2000). Tochnog User's manual, Manuál k programu Tochnog, <http://tochnog.sourceforge.net>
- Rozsypal, A. (1983). Fyzikálně mechanické vlastnosti kameniva, disertační práce UTAM ČSAV, Praha
- Thevanayagam, S. (1998). Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands, *J. Geotech. Geoenviron. Engng Div., ASCE* 124, No. 6, 479-491
- Thevanayagam, S. and Mohan, S. (2000). Intergranular state variables and stress – strain behaviour of silty sands, *Géotechnique* 50(1), 1 – 23
- Wilun, Z., Starzewski, K. (1977). Soil mechanics in foundation engineering, Volume 1, Surrey University press, Int. Textbook Company Limited, London.

- Zlatovic, S. & Ishihara, K. (1995). On the influence of nonplastic fines on residual strength, Proceedings of IS-TOKYO'95, first international conference on earthquake geotechnical engineering (ed. K. Ishihara), pp. 239-244. Rotterdam: A. A. Balkema

## **7 PŘÍLOHY**

**Příloha 1:** Obálky pevnosti a dráhy napětí pro všechny provedené triaxiální zkoušky

**Příloha 2:** Příklad vstupního souboru pro program Tochnog



## RESUMÉ

Práce reaguje na ražbu tunelu Mrázovka v Praze, kde byly zastiženy tektonické poruchy v prachovitých libeňských břidlicích, které významně ovlivňovaly deformace tunelového výrubu. Jejich výplň je tvořena směsí jemnozrné prachovité matrice a ostrohranných úlomků hornin okolního masivu. Úkolem práce bylo popsat mechanické vlastnosti výplně tektonicky porušených zón a pomocí matematického modelování určit jejich vliv na deformace tunelového výrubu.

Studoval se materiál z několika tektonických poruch a zjistilo se, že jejich zrnitostní složení je značně variabilní. Pro určení vlivu obsahu jemnozrné frakce na vlastnosti výplně se provedla studie na uměle připravených směsích jemnozrné zeminy a drceného ostrohranného kameniva. Studovaly se vlastnosti směsí v závislosti na obsahu jemnozrné frakce. Navazovalo se na studium směsí písku s jílem prováděné na PřFUK v minulých letech. Při studiu směsí zemin se vycházelo z představy, že se při malém obsahu jemnozrné frakce bude směs chovat obdobně jako samotná hrubozrná frakce, při velkém jako samotná jemnozrná frakce. Oba typy chování by měla oddělovat nepříliš široká přechodová zóna. Po vyhodnocení výsledků se zjistilo, že se takto chovají pouze vlastnosti nezávislé na struktuře zeminy (kritický úhel vnitřního tření). Stanovila se přechodová zóna při obsahu jemnozrné frakce 28 – 42 %. Ostatní vlastnosti, které závisí na struktuře zeminy, se mění kontinuálně s přibývajícím obsahem jemnozrné frakce (např. postupně se snižuje vrcholový úhel vnitřního tření, tendence k dilatanci apod.). Vyvozuje se, že zrna jemnozrné frakce i při malém obsahu oddělují kontakty mezi hrubými zrny, při smyku dochází k přeskupování a až při dosažení kritického stavu se jemná zrna dostanou do pórů mezi hrubými zrny.

Výsledky studia směsí zemin se souhrnně vyhodnotily spolu s výsledky zkoušek skutečného materiálu tektonických poruch. Přibližně se stanovila závislost kritického úhlu vnitřního tření materiálu tektonických poruch na obsahu jemnozrné frakce. Velkorozměrové krabicové zkoušky provedené na Univerzitě v Innsbrucku objasnily vliv nejhrubší frakce na pevnost materiálu výplně. Tento vliv není příliš významný, a proto se usuzuje, že s určitou nepřesností lze studovat vlastnosti materiálu tektonických poruch na vzorcích s odstraněnou nejhrubší frakcí. Provedly se triaxiální zkoušky s lokálními snímači deformace. Studovala se tak závislost tuhosti na přetvoření. Stanovila se typická křivka závislosti Youngova tečného modulu na axiálním přetvoření. Velikost Youngova modulu při malých přetvořeních vyhodnocená z lokálních snímačů je přibližně dvojnásobná oproti modulu vyhodnocenému standardním způsobem z externího snímače deformace. Při přetvoření 0,02 % - 0,2 % dochází k výraznému poklesu modulu.

Matematické modelování mělo za úkol studovat vliv zvoleného materiálového modelu a materiálu poruchy na vypočtené chování tunelového výrubu. Výsledky první části ukázaly, že při modelování chování výrubu pomocí materiálového modelu s vhodně zvoleným konstantním modulem, je možno získat v některých bodech shodné deformace jako při použití složitějšího modelu s  $E$  závislým na napětí. V ostatních částech výrubu však tento model nemůže chování výrubu dobře vystihnout. Nejsložitější použitý model, který modeloval závislost Youngova modulu na napětí a přetvoření, dal významně odlišné deformace. Ukázala se tak nutnost podrobného studia deformačních charakteristik při malých přetvoření a jejich implementace do MKP programů.

Matematické modelování ukázalo pro danou úlohu významnější vliv deformačních charakteristik zeminy oproti pevnostním charakteristikám. Prokázal se také významný vliv zvoleného členění výrubu na výsledné deformace.

## **SUMMARY**

The topic of the Thesis is the mechanical properties of joints and their influence on the deformations of a tunnel. The study and numerical analyses have been based on a major road tunnelling project in Prague (Mrázovka tunnel). However the aim of the work has been to study the behaviour of the joints, the strength and stiffness of rock fragments in a finer matrix, and their influence on an idealised tunnel, rather than a regular tunnel analysis.

The material from several tectonic joints was studied in the laboratory and it was found, that its grain size distribution (the amount of silty matrix) vary significantly. An experimental study of the influence of the fines content on the mechanical behavior of a mixture has been carried out, using artificially prepared mixtures of fine grained soil with angular coarse grained material. According to the literature review, the mixture should behave as the coarse grained fraction in the low fines content, as the fine grained fraction in the high fines content, and transition behavior should occur in a relatively thin zone. However, a series of triaxial tests has shown that only the parameters which are not influenced by the soil structure (critical state friction angle), behave according to these theories. A transition zone was found at the fines content from 28 to 42 %. The properties, that are influenced by the soil structure, change continually with increasing the content of fines. For example the peak friction angle and tendency to dilatancy decrease continually. It has been concluded that fine particles even in a small amount separate the contacts between coarse grains, that their position changes during shear and that they get into voids between coarse grains when soil reaches the critical state.

Further to the theoretical study on the model material, samples from the tectonic joints were tested in the triaxial apparatus and in a large shear box. Approximate relation between critical state friction angle and fines content was proposed. The large shear box tests carried out at the University of Innsbruck clarified the influence of the larger fragments on the strength of the material from tectonic joints. The influence is not so high as it was expected and it was concluded, that strength parameters could be investigated on the material with the largest fraction removed.

Triaxial tests with local strain gauges were carried out to determine deformation characteristics (tangent stiffness) at small strains. A relation between tangent stiffness and axial strain was found. At small strains, the Young's modulus  $E$  derived from local strain gauges measurements was about twice the value measured by external strain gauge. In the strain range of about 0,02 – 0,2 %, stiffness decreases significantly.

The aim of the mathematical modelling was to study the influence of the material model and of the material type (grain size distribution of the material of tectonic joint) on the computed deformations of the tunnel. For the present problem, deformation parameters proved more important than the strength characteristics. For example modelling of post peak softening did not change the results significantly. Deformation characteristics were studied using three models: with  $E$  constant,  $E$  dependent on stress and  $E$  dependent on stress and strain. Results of the model with constant modulus are influenced significantly by chosen value of the modulus. Deformations can be similar to results of nonlinear models, but only in some parts of the excavation. In other parts, where different stresses take part, counted deformation differ.

When small strain stiffness is implemented (i.e.,  $E$  is dependent on stress and strain) the model gives significantly different results compared with stress dependent model. Computed deformations depend on the strain level in the tectonic joint. The importance of a detailed study of small strain stiffness and its implementation into FE codes has been shown.

Matematical modelling has also demonstrated that the sequence of excavation (horizontally versus vertically divided sections) influences the deformations of the tunnel.