

**Přírodovědecká fakulta UK**  
Oddělení Inženýrské geologie

---



---

# **PEVNOST SMĚSÍ ZEMIN**

---

*Bakalářská práce*

**David MAŠÍN**

---

Vedoucí bakalářské práce: **Ing. Jan Boháč, CSc.**  
Praha, březen 1999

## **OBSAH**

1. Úvod
2. Pevnost zemin
  - 2.1 Všeobecné zákonitosti
    - 2.1.1 Typy obálek pevnosti
      - 2.1.1.1 Vliv typu zatížení na tvar obálky pevnosti
      - 2.1.1.2 Vliv struktury zeminy na tvar obálky pevnosti
    - 2.1.2 Druhy pevnosti zemin
    - 2.1.3 Koeficient tření  $\mu$  mezi zrny zeminy
  - 2.2 Pevnost hrubozrnných zemin
    - 2.2.1 Vlivy ovlivňující  $\Phi_{\max}$  hrubozrnných zemin
    - 2.2.2 Vliv počáteční pórovitosti na pevnost hrubozrnných zemin
    - 2.2.3 Vliv tření mezi zrny na pevnost hrubozrnných zemin
  - 2.3. Pevnost jemnozrnných zemin
    - 2.3.1 Vlivy ovlivňující  $\Phi'_{\max}$  jemnozrnných zemin
    - 2.3.2 Vliv překonsolidace na pevnost jemnozrnných zemin
    - 2.3.3 Vliv struktury na pevnost jílovitých zemin
    - 2.3.4 Koheze
    - 2.3.5 Reziduální pevnost jílovitých zemin
  - 2.4 Pevnost směsí zemin
    - 2.4.1 Analýza pohybu částic na smykové ploše
    - 2.4.2 Pevnost směsí zemin z pohledu uspořádání částic
3. Zkoušky
  - 3.1 Použitý přístroj
  - 3.2 Materiál a příprava vzorků
  - 3.3 Postup zkoušek
  - 3.4 Vyhodnocení
    - 3.4.1 Vyhodnocení obálek pevnosti
    - 3.4.2 Vyhodnocení perkolačního prahu
4. Závěr
5. Seznam použité literatury
6. Přílohy

## 1. ÚVOD

Cílem této práce je ukázat základní zákonitosti, podle nichž se řídí mechanické chování směsí zemin. Jejich znalost je důležitá pro řadu technických aplikací. Jedním z možných využití je tzv. mechanická stabilizace zemin, při níž zlepšujeme vlastnosti (smyková pevnost, propustnost) dané jílovité zeminy přimíšením určitého podílu hrubozrnné frakce. Tato otázka je v dnešní době aktuální např. pro řešení problematiky výsypkového materiálu při těžbě hnědého uhlí, použití mechanické stabilizace je ale vhodné i v mnoha jiných případech v technické praxi. Protože je chování směsí záležitost relativně komplikovaná, bylo v úvodních kapitolách nutné vysvětlit základní zákonitosti, podle nichž se řídí pevnost zemin a základní pojmy, pomocí nichž tuto pevnost popisujeme. Pro dobré pochopení mechanismů chování směsí zemin je nutné nejprve dobře rozumět chování samotné hrubozrnné a samotné jemnozrnné frakce, proto popis pevnosti hrubozrnných a jemnozrnných zemin zabírá značnou část této práce. V posledních kapitolách pak je studováno chování směsí zemin, v návaznosti na popis chování jednotlivých frakcí samotných. Tyto kapitoly byly zpracovávány formou rešerše literatury. Pro dobré pochopení a ověření z literatury nabytých vědomostí a v neposlední řadě pro získání dovednosti v práci s triaxiálním přístrojem byly provedeny tři laboratorní trojosé zkoušky na směsi jílovitých a hrubozrnných zemin, jejichž výsledky jsou prezentovány na závěr této práce.

## 2. PEVNOST ZEMIN

### 2.1 VŠEOBECNÉ ZÁKONITOSTI

Pevnost zemin určuje odpor zeminy k smykovému porušení. Smyková pevnost je základní charakteristikou zeminy a její znalost je důležitá pro řešení stabilitních problémů zemních konstrukcí. Pokud na nějaké ploše uvnitř zemního masívu smykové napětí dosáhne smykové pevnosti zeminy, dojde k porušení. Smykovou pevnost zeminy ( $\tau_f$ ) v bodě na libovolné ploše uvnitř zeminy lze vyjádřit podle Coulomba jako lineární funkci normálového napětí ( $\sigma_f$ ) na této ploše ve stejném bodě.

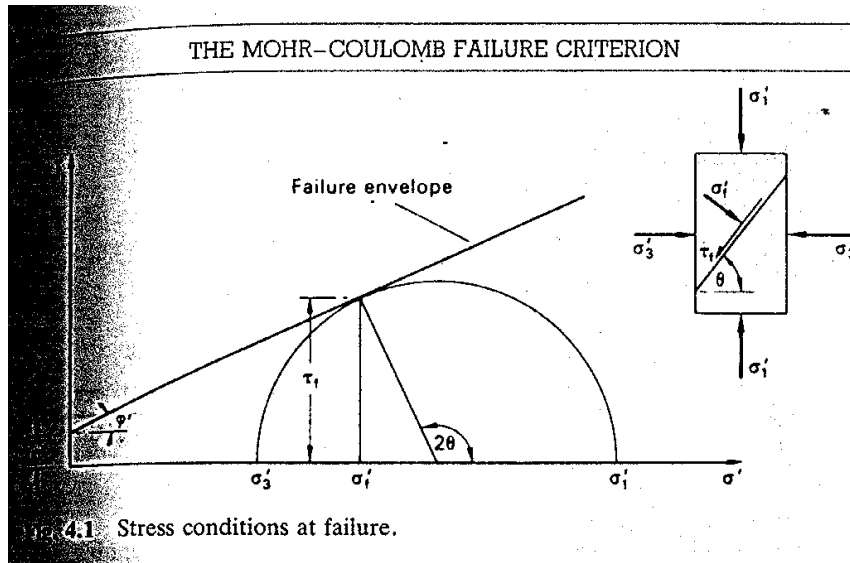
$$\tau_f = c + \sigma_f \tan \Phi$$

$c$  a  $\Phi$  jsou parametry smykové pevnosti, nazývané koheze a úhel vnitřního tření. Podle Terzaghiho principu efektivních napětí může odpor smykovému napětí v zemině klást pouze skelet zeminy tvořený pevnými částicemi, smykovou pevnost je proto nutné vyjadřovat jako funkci efektivního normálového napětí.

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \tan \Phi' \quad (1)$$

$c'$  a  $\Phi'$  jsou zde efektivní parametry smykové pevnosti. K porušení zeminy dojde v případě dosažení kritické kombinace smykového napětí a efektivního normálového napětí, kterou s výhodou znázorňujeme pomocí Mohrovy kružnice a obálky pevnosti. K porušení dojde v případě, že se Mohrova kružnice dotkne obálky pevnosti (ta je zde vyjádřena jako přímka rovnicí (1)). Mohrovu kružnici a obálku pevnosti ukazuje obr. 1. (Craig, 1992)

Podrobnější popis znázornění napětí pomocí Mohrovy kružnice lze nalézt v každé základní učebnici mechaniky zemin (např. Craig 1992, Myslivec 1970).

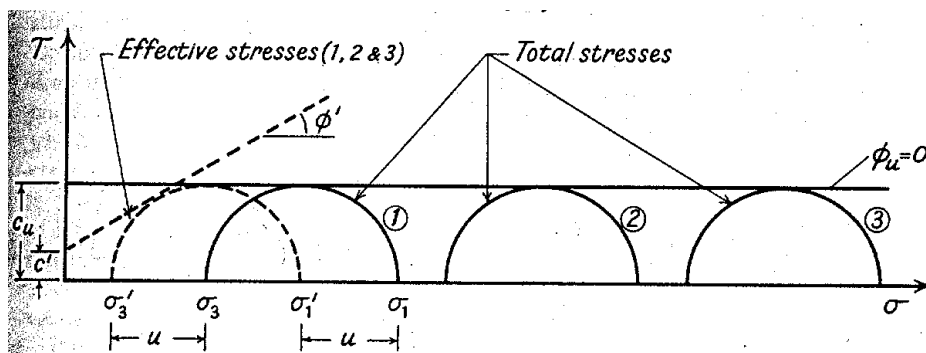


obr 1. Znáznornění napětí při porušení zeminy pomocí Mohrovy kružnice a obálky pevnosti (Craig, 1992)

## 2.1.1 Typy obálek pevnosti

### 2.1.1.1 Vliv typu zatížení na tvar obálky pevnosti

Typ zatížení, kterému je zemina vystavena, má základní vliv na tvar obálky pevnosti. V případě neodvodněného zatížení (které představuje nekonsolidovaná nedrénovaná zkouška) má obálka tvar přímky rovnoběžné s osou  $\sigma$ , tzn. je naměřena pouze pevnost  $c_u$  a úhel vnitřního tření  $\Phi_u$  je roven nule. Toto kritérium porušení nazýváme Trescovo a je znázorněno na obr. 2.

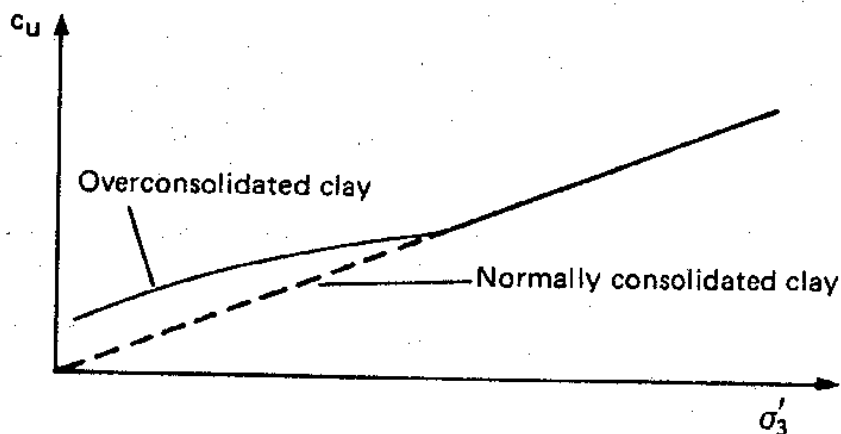


obr.2. Trescovo kritérium porušení. (Bishop & Henkel, 1962)

Tvar této obálky můžeme vysvětlit pomocí efektivního napětí: V případě neodvodněného zatížení má vzorek stejnou pórovitost po celou dobu konání zkoušky. Pokud vzorek vystavíme před zkouškou libovolnému komorovému tlaku  $\sigma_r$ , tak se tento projeví pouze ve stejné změně pórového tlaku a efektivní radiální napětí ve vzorku ( $\sigma'_r$ ) je konstantní. Po zvýšení axiálního napětí u vzorků, které byly před zkouškou vystaveny různému komorovému tlaku  $\sigma_r$  (ale konstantnímu efektivnímu radiálnímu napětí  $\sigma'_r$ ), získáme při porušení různé Mohrovy kružnice pro totální napětí, kterým však odpovídá pouze jedna kružnice pro efektivní napětí (v obr. 2

znázorněna čárkovaně). Kružnice pro totální napětí jsou navzájem posunuty o rozdíl pórového tlaku, mají stejný poloměr a k porušení dojde tedy vždy při stejném deviátorovém napětí ( $\sigma_a - \sigma_r$ ). Protože je efektivní napětí ve vzorcích pro všechny případy stejné, je podle Terzaghiho principu stejný i smykový odpor.

Podobně je tomu v případě konsolidované nedrénované zkoušky (obr. 3)

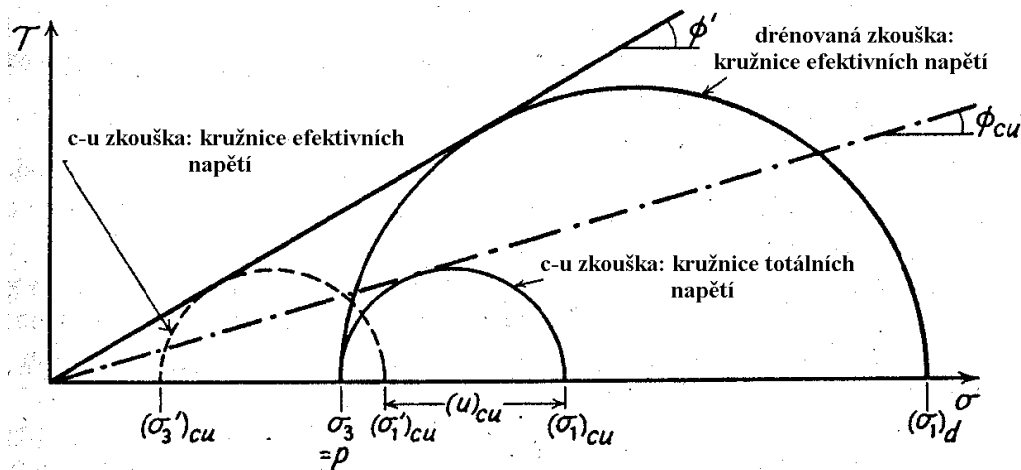


obr. 3. Obálka pevnosti pro efektivní napětí pro konsolidovanou nedrénovanou triaxiální zkoušku. (Craig, 1992)

Jediný rozdíl je v tom, že při konsolidační fázi zkoušky můžeme vzorky nechat konsolidovat na předem určená různá efektivní napětí ( $\sigma'_r$ ), proto mají Mohrovy kružnice při porušení zeminy pro tyto vzorky různý poloměr. Obálku pevnosti sestrojenou pro kružnice efektivních napětí nazýváme Mohr – Coulombovou obálkou. Pokud bychom zakreslovali obálku pevnosti z kružnic totálních napětí pro vzorky, které byly v první fázi zkoušky konsolidovány na stejné  $\sigma'_r$ , ale různé  $\sigma_r$ , získáme pouze Trescovu obálku pevnosti.

Konsolidovaná drénovaná zkouška se od konsolidované nedrénované liší drahou efektivních napětí (pórový tlak ve vzorku se při drénované zkoušce v průběhu přitěžování axiálním napětím nemění) a také strukturou vzorku při porušení. Při drénované zkoušce dochází ke změnám pórovitosti vzorku a tím pádem i ke změnám struktury, naopak při nedrénované zkoušce není vzorku umožněno, aby v jejím průběhu měnil svůj objem, proto pro dané konsolidační napětí dojde ke smyku vždy při stejném číslu pórovitosti  $e$  a dochází pouze ke změnám pórového tlaku. Přesto experimenty dokazují, že pokud konstruujeme Mohrovu obálku pevnosti z kružnic pro efektivní napětí získáme stejnou obálku pevnosti ať probíhaly zkoušky jako drénované, či jako nedrénované. Pravděpodobně je to způsobeno tím, že změny struktury při drénované zkoušce neovlivní významně velikost deviátorového napětí ( $\sigma'_a - \sigma'_r$ ) při porušení.

Srovnání drénované a nedrénované zkoušky vzorku normálně konsolidovaného jílu vidíme na obr. 4. Z obrázku je patrné, že pro konstrukci Mohrovy obálky pevnosti a zjištění úhlu  $\Phi'$  mají význam pouze Mohrovy kružnice sestrojené pro efektivní napětí (kružnici pro totální napětí můžeme použít v případě drénovaného testu pokud byl prováděn za nulového pórového tlaku, protože pak je efektivní napětí rovno totálnímu). Je také patrné, že Mohrovu kružnici pro nedrénovanou zkoušku, kterou bychom sestrojili z totálních napětí, je možno použít pouze pro konstrukci Trescovy obálky. Nedrénovaná zkouška je tedy pro konstrukci Mohr – Coulombovy obálky a zjišťování úhlu  $\Phi'$  bezcenná, pokud zároveň neměříme pórový tlak ve vzorku.



obr. 4. Srovnání drénované a nedrénované pevnosti na vzorku normálně konsolidovaného jíl  
(Podle Bishopa & Henkela, 1962, upraveno)

Tvrzení o malém významu konsolidované nedrénované zkoušky, při které neznáme pórový tlak, je dozajista opodstatněné, pokud studujeme vlastnosti zeminy a měříme úhel  $\Phi'$ , který nám charakterizuje její pevnost. Přesto však jsou výsledky konsolidované nedrénované zkoušky vyjádřené v totálních napětích někdy používány pro praktické řešení stabilitních problémů zemního masívu, a to v případě, že se zemina v poli chová neodvodněně. Neodvodněné chování má totiž za následek zdánlivé snížení úhlu vnitřního tření ( $\Phi_{cu}$  v obr. 4), protože dojde k porušení za mnohem menšího deviátorového napětí než v případě odvodněného chování. Proto je pro výpočet užíván úhel  $\Phi_{cu}$ , přestože nám jeho hodnota nic neříká o vlastnostech zeminy. Pokud však naše výpočty provádíme v efektivních napětích, problémy se zaváděním úhlu  $\Phi_{cu}$  odpadnou.

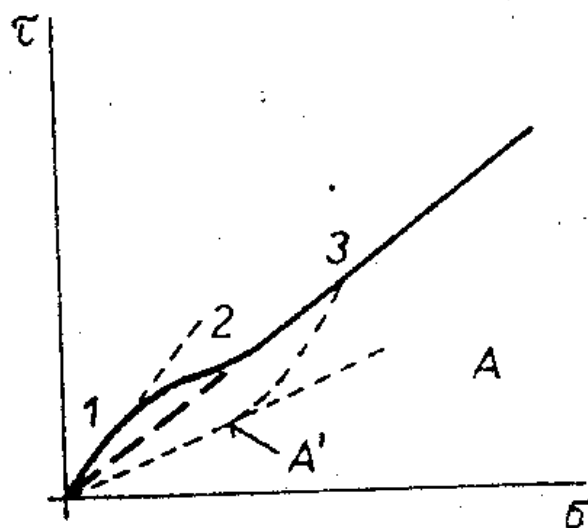
Z předchozích řádků je dobře patrné, že pro řešení praktických úloh je nutno dobře znát chování zeminy v poli a podle toho pak volit typ zkoušky.

### 2.1.1.2 Vliv struktury zeminy na tvar obálky pevnosti

Dalším činitelem, který má vliv na tvar obálek pevnosti je struktura vzorku. Z praktických měření se ukazuje, že obálky pevnosti nebývají přesně přímkové, ale bývají zakřivené, což je vysvětlováno různým mechanismem porušování. Pozn: Dále se zde již nezabýváme Trescovou obálkou pevnosti, která má z uvedených důvodů vždy tvar jako na obr. 2. Protože struktura vzorku, jak je dále uvedeno v odstavci 2.1.2, ovlivňuje pouze vrcholovou pevnost zeminy a ne její pevnost v kritickém stavu, je i obálka kritické pevnosti přímková a procházející počátkem. (Jak plyne z teorie, při pečlivých zkouškách i u této obálky zjistíme určité zakřivení). Následující úvahy se týkají pouze vrcholové pevnosti. Různé typy vrcholových Mohrových obálek shrnuje např. Feda (1977). Obálku můžeme podle něj pro jednoduchost rozdělit na dvě základní části: přímkovou a zakřivenou.

Přímkovou část obálky vysvětluje pomocí adhezní teorie tření a lineární závislosti gradientu objemového přetvoření na napětí na mezi pevnosti. Tato část charakterizuje intergranulární porušování, k němuž dochází klouzáním zrn po sobě. Téměř vodorovná obálka je extrémním případem porušování intragranulárního (porušování, kdy nedochází ke klouzání jednotlivých zrn zeminy po sobě, ale dochází k deformaci samotných částic), kdy se zemina chová dokonale plasticky jako kontinuum (tento extrémní případ však v praxi pro zeminy nenastává). Zakřivená obálka vzniká kombinací těchto dvou základních typů porušování.

Příklad takovéto zakřivené obálky vidíme na obr. 5. Lze ji často zjistit u ulehých písků. Při nízkém napětí tvoří jejich zrna vyšší strukturální jednotky, agregáty, které se pohybují jako jeden celek. To má stejný důsledek jako zmenšení pórovitosti vzorku a tedy zvětšení jeho pevnosti. V další části obálky (část 2) se agregáty rozpadají a na ni navazující přímka (3) již udává pevnost partikulární látky s elementárními částicemi.



obr.5. Tvar mohrovy obálky pevnosti pro ulehý písek (Feda, 1977)

Přestože obálky pevnosti bývají zakřivené, většinou je pro praktické využití charakterizujeme přímkou. Tuto linearizaci je však možno provádět pouze na úzkém intervalu normálových napětí, pro která jsme zkoušku prováděli a je třeba mít na paměti, že extrapolaci obálky za tento obor se můžeme dopouštět chyby. Na tomto místě je třeba podotknout, že i kohezi ( $c'$ ) získáme mnohdy pouze přímkovou extrapolací Mohrovy obálky do oborů nízkých normálových napětí, kde je obálka většinou zakřivená (viz odst. 2.3.4).

### 2.1.2 Druhy pevnosti zemin

Měřená smyková pevnost zemin závisí na délce posunu na smykové ploše. Pevnost zeminy si v podstatě můžeme definovat pro jakékoli posunutí jako smykové napětí, kterému zemina při tomto posunutí vzdoruje. V praxi nás však většinou zajímají pevnosti, které jsou něčím charakteristické. Jsou to hlavně vrcholová pevnost ( $\Phi'_p = \Phi'_{max}$ ), pevnost v kritickém stavu ( $\Phi'_{cr}$ ) a reziduální pevnost ( $\Phi'_r$ ). Jednotlivé typy pevnosti a faktory, které je ovlivňují, budou podrobněji rozebrány v následujícím textu, zde tedy pouze pro shrnutí:

**Vrcholová pevnost:** Jde o maximální smykové napětí, které je zemina schopna vydržet. Velikost této pevnosti je závislá na struktuře zeminy, v případě hrubozrnných zemin na hutnosti, v případě jemnozrnných na stupni překonsolidace. Graf závislosti smykového napětí  $\tau$  na velikosti posunu  $\epsilon$  je na obr. 6a (odstavec 2.2.2). V případě hutných písků či překonsolidovaných jíílů smykové napětí již při malém posunu rychle stoupá až do mezní hodnoty, kterou právě nazveme vrcholová pevnost. Po dosažení této hodnoty  $\tau$  začne klesat až do určité limitní hodnoty, kterou nazýváme kritická pevnost. V případě kyprých písků či normálně konsolidovaných jíílů pevnost stoupá bez znatelného vrcholu až do své kritické hodnoty. V souladu s definicí vrcholové pevnosti jako maximálního smykového napětí, které zemina vydrží, se potom  $\Phi'_p = \Phi'_{cr}$ .

*Kritická pevnost:* Jak bylo řečeno, vrcholová pevnost zemin závisí na struktuře zeminy. Zároveň se ukazuje, že ať měla zemina původně jakoukoli strukturu, pevnost vždy dosáhne hodnoty, kterou nazýváme kritická pevnost. Tato pevnost je tedy nezávislá na původní struktuře. Na smykové ploše se totiž zemina při dostatečně dlouhém posunu dostane do stavu tzv. turbulentního tečení, které je možno dosáhnout pouze při určité pórovitosti. Pokud byla zemina hutná, pórovitost se zvětší, pokud byla kyprá, pórovitost se zmenší. Pórovitost na smykové ploše tedy vždy dosáhne stejné, kritické hodnoty, a tedy i pevnost zeminy v tomto stavu je vždy stejná, nezávislá na původní pórovitosti. Jevy spojené se změnou pórovitosti při smyku jsou popsány v odstavci 2.2.2.

*Reziduální pevnost:* Pokud podrobíme zeminy, sestávající z plochých částic (zejména jílovité zeminy) velmi dlouhému posunu, nezůstanou jejich částice na smykové ploše ve stavu turbulentního tečení, ale dojde postupně k jejich uspořádání ve směru smyku. Díky tomuto uspořádání se jejich pohyb změní z turbulentního na klouzání částic po sobě a tento způsob pohybu klade mnohem menší odpor. V případě maximálního uspořádání částic tedy zemina dosáhne své nejnižší možné pevnosti, kterou nazýváme reziduální. V případě písčitých zemin nedojde k uspořádání částic, protože u nich převládá kulovitý tvar a proto  $\Phi'_r = \Phi'_{cr}$ .

Pokud zjišťujeme pevnost zeminy pro řešení praktického problému, je třeba uvážit, jakým způsobem se zemina bude v poli chovat. Ve většině případů je vhodné zjišťovat kritickou pevnost, která je univerzální, protože nezávisí na struktuře zeminy. Použití vrcholové pevnosti je možno opodstatnit v případech, že předpokládáme pouze nepatrný pohyb po smykové ploše. Její zjišťování je však problematické, protože jen obtížně se nám podaří do laboratoře dopravit skutečně neporušený vzorek se zachovanou vnitřní strukturou. Reziduální pevnost zjišťujeme v případě, že řešíme stabilitní podmínky takového zemního tělesa, kde již v minulosti došlo k delšímu pohybu na smykové ploše, a proto zde mohlo dojít k uspořádání částic (např. sanace starých sesuvů apod.). V běžné technické praxi se však bohužel na místo  $\Phi'_{cr}$  většinou z neznalosti užívá pevnosti vrcholové. Rozdíl mezi  $\Phi'_p$  a  $\Phi'_{cr}$  je pak kompenzován zaváděním vyššího koeficientu bezpečnosti do statických výpočtů.

### 2.1.3 Koeficient tření $\mu$ mezi zrny zeminy

Velikost úhlu vnitřního tření zeminy  $\Phi'$  je ovlivněna větším množstvím faktorů, jako je klouzání zrn po sobě, dilatance, přeskupování částic a drcení částic, jak je podrobněji uvedeno v následujícím textu. Největší vliv na velikost úhlu  $\Phi'$  má tření mezi povrchy jednotlivých částic klouzajících po sobě, které ovlivňuje více než polovinu vrcholové pevnosti  $\Phi'_p$  a téměř celou reziduální pevnost  $\Phi'_r$ . (Mitchell, 1993, str. 360).

Velikost tření mezi povrchy částic vyjadřujeme pomocí koeficientu  $\mu$ .

$$\mu = \frac{T}{N} = \tan \Phi_{\mu} \quad (2)$$

Kde  $\mu$  je tzv. skutečný koeficient tření mezi částicemi,  $T$  je třecí síla působící mezi částicemi,  $N$  je normálová síla na kontaktu a  $\Phi_{\mu}$  je tzv. skutečný úhel vnitřního tření mezi povrchy částic. Tření na kontaktu mezi částicemi se řídí dvěma základními zákony:

1. Třecí síla je přímo úměrná normálové síle ( viz rovnice 2)
2. Tření mezi dvěma tělesy je nezávislé na velikosti plochy kontaktu

Z praktických měření vyplývá, což je v rozporu s původními představami o tření, že velikost  $\mu$  není ovlivněna pouze drsností povrchu, ale také dalšími faktory, jako jsou kohezní síly. Základy k pochopení mechanismu tření mezi zrny podal již Terzaghi

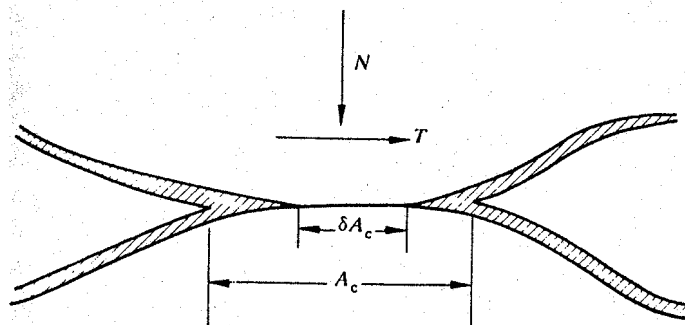


(1920) in Mitchell (1993) vyslovením tzv. adhezní teorie tření, kterou dále rozšířili Bowden & Tabor (1950) in Mitchell (1993). Tření je podle nich ovlivněno dvěma základními charakteristikami povrchu: drsnost povrchu a adsorbce na povrch. Podle kinetické teorie plynů je čas potřebný k adsorbci jedné vrstvy molekul na povrch částice v běžných podmínkách velmi krátký (řádově  $10^{-7}$  s), proto je při určování tření vždy třeba brát adsorbovanou vrstvu v úvahu.

Základem adhezní teorie tření je rovnice

$$T = A_c \tau_m$$

Kde  $T$  je třecí síla,  $A_c$  skutečná plocha dotyku mezi částicemi (tedy pouze plocha výstupků, kterými se částice dotýkají) a  $\tau_m$  je smyková pevnost čistého kontaktu. Tato rovnice se týká pouze čistého kontaktu mezi zrny. Pokud je na povrchu zrn ještě adsorbovaná vrstvička, je pak skutečná plocha dotyku mezi pevnými částmi zrn menší a její velikost bude  $\delta A_c$ , kde  $\delta$  je koeficient o velikosti 0 až 1, jak je dobře patrné z obr. 6.



obr.6. Dotyk dvou zrn zeminy s adsorbovanou vrstvičkou kontaminantu (Mitchell, 1993)

Pokud je smyková pevnost kontaminantu  $\tau_c$ , potom velikost třecí síly mezi částicemi s adsorbovaným filmem můžeme vyjádřit pomocí rovnice:

$$T = A_c [\delta \tau_m + (1 - \delta) \tau_c] \quad (3)$$

Tuto rovnici nemůžeme využít v praxi, protože neznáme velikost  $\delta$  a  $\tau_c$ , ale můžeme pomocí ní vysvětlit odlišnosti v chování zemin tvořených různými typy částic: Pro daný počet kontaktů na jednu částici bude zatížení na výstupcích klesat se zmenšující se velikostí částic (zatížení na částici pro dané efektivní napětí bude menší pro malé částice než pro velké) a pro částice stejné velikosti bude menší pro ploché částice než pro kulovité (ploché částice mají hladší povrch). Protože se  $\delta$  bude zvětšovat se zvětšujícím se normálovým zatížením a protože smyková pevnost adsorbovaného filmu je menší než pevnost čistého materiálu ( $\tau_m > \tau_c$ ), můžeme vyvodit, že  $\Phi_\mu$  bude menší pro malé a ploché částice (v praxi reprezentované zejména jílovými minerály) a větší pro velké a kulovité (např. křemen, živec). Tento důsledek adhezní teorie tření je dobře potvrzen praktickými měřeními.

Kromě velikosti a tvaru částic má významný vliv na velikost  $\Phi_\mu$  také voda. Zajímavým jevem je to, že její vliv na minerály s masivní krystalovou strukturou (např. křemen, živec) a minerály s vrstevnatou strukturou (slída, chlorit, jílovité minerály) je přesně opačný.

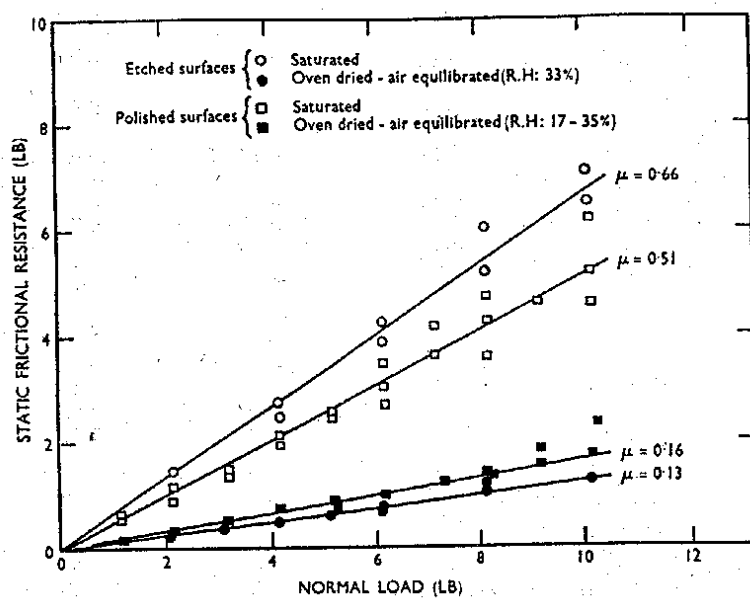
Na minerály jako je křemen, živec a kalcit působí voda tak, že zvětšuje jejich  $\Phi_\mu$ . Zřejmě je to způsobeno tím, že voda rozrušuje adsorbovaný film na povrchu zrn

těchto minerálů, který má nižší smykovou pevnost ( $\tau_c$ ) než čistá zrna bez této vrstvičky ( $\tau_m$ ). Tento jev dokládají pokusy s chemicky očištěnými zrny (bez adsorbované vrstvičky), na jejichž  $\Phi_\mu$  pak voda nemá žádný vliv.

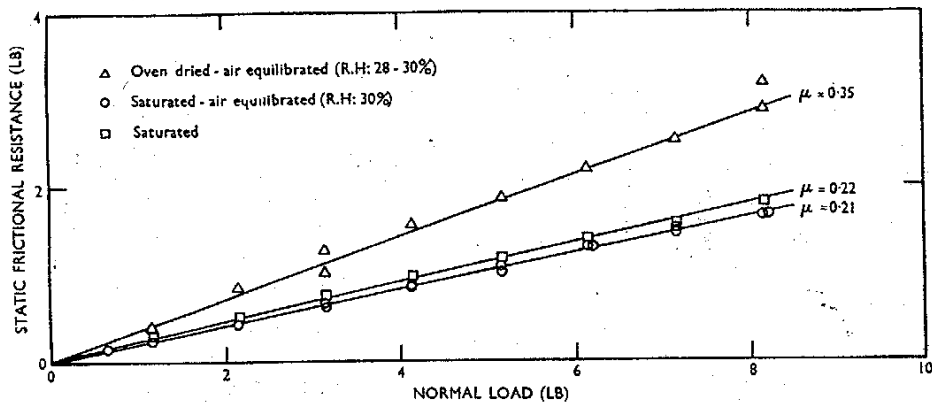
Na rozdíl od toho na ploché částice (jako např. muskovit, flogopit, biotit a chlorit) má voda lubrikantní efekt (tj. zmenšuje  $\Phi_\mu$ ). Je to způsobeno velkou hydratační schopností povrchů těchto částic. Na vzduchu je adsorbovaný film tenký, protože ionty na povrchu nejsou plně hydratované, pokud se však povrch navlhčí, ionty na povrchu hydratují, šířka adsorbované vrstvičky se zvětší,  $\delta$  v rovnici (3) se zmenší,  $\tau_c$  začne tření ovlivňovat výrazněji než  $\tau_m$  a protože  $\tau_c < \tau_m$  zmenší se i  $\Phi_\mu$ .

Tato schopnost vody ovlivňovat skutečný úhel vnitřního tření mezi povrchy částic je velmi významným faktorem, který může ovlivňovat smykovou pevnost zemin. Tento efekt je dobře patrný z mnoha zkoušek, které provedli Horn & Deere (1962).

Výsledky některých jejich měření vidíme na obr. 7 a obr. 8. Na závěr tohoto odstavce je třeba poznamenat, že velikost tření mezi povrchy částic ( $\Phi_\mu$ ) nemusí nutně ovlivnit velikost úhlu vnitřního tření zeminy ( $\Phi'$ ), jak je podrobněji ukázáno v odstavci 2.2.3.



obr. 7. Vliv vody na koeficient tření  $\mu$  pro křemen (Horn & Deere, 1962)

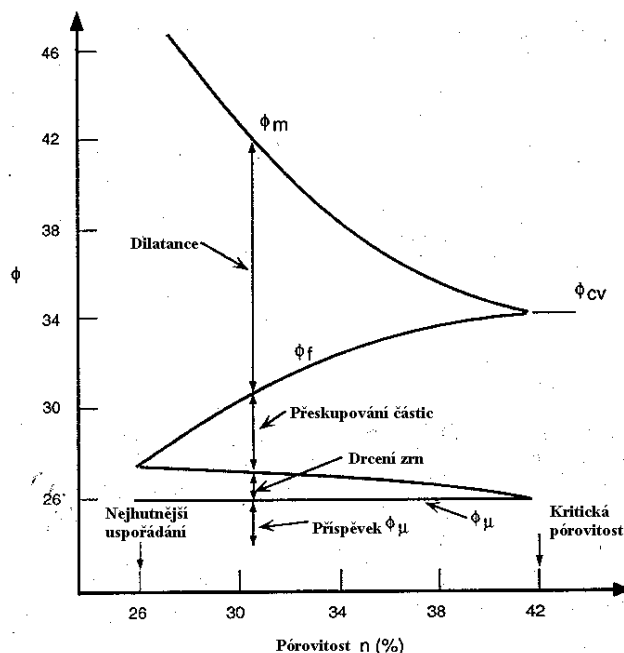


obr. 8. Vliv vody na koeficient tření  $\mu$  pro minerály s vrstevnatou strukturou (chlorit) (Horn & Deere, 1962)

## 2.2 PEVNOST HRUBOZRNNÝCH ZEMIN

### 2.2.1 Vlivy ovlivňující $\Phi_{\max}$ hrubozrnných zemin

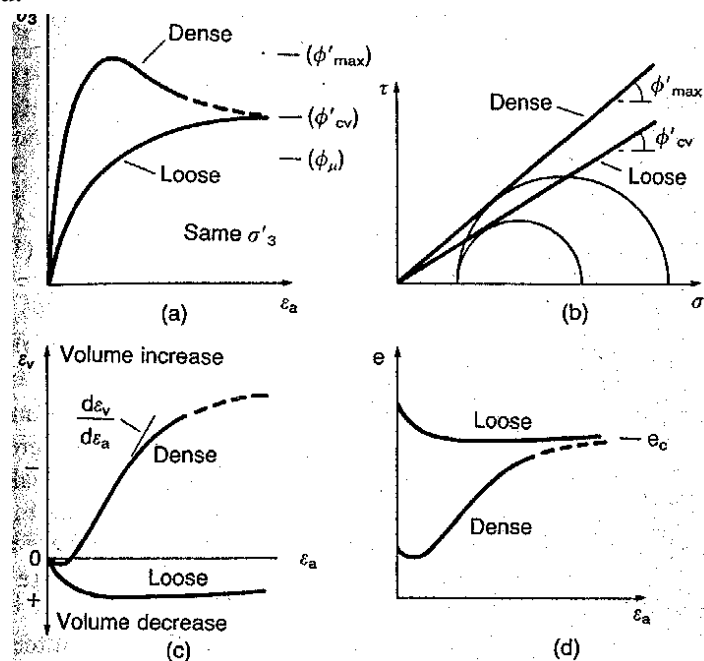
Vrcholová pevnost hrubozrnných zemin nemůže být vysvětlena pouze pomocí klouzání jednotlivých částic po sobě (mnohá měření ukazují, že  $\Phi_{\max}$  hrubozrnných zemin může být  $30^\circ$  až  $50^\circ$ , kdežto  $\Phi_\mu$  se pohybuje okolo  $25^\circ$  - Mitchell, 1993). Rowe (1962) in Mitchell (1993), str. 372, ukazuje, že  $\Phi_{\max}$  hrubozrnných zemin je možno získat jako součet následujících faktorů: úhel tření  $\Phi_\mu$  na kontaktech jednotlivých zrn zeminy, přeskupování částic a dilatance. V případě velkého normálového napětí a malého čísla pórovitosti k těmto vlivům můžeme přiřadit ještě drcení zrn zeminy. Závislost  $\Phi_{\max}$  na pórovitosti vzorku pro jednu konkrétní hodnotu  $\sigma_n$  je přehledně vyjádřena na obr. 9. Vliv  $\Phi_\mu$  na  $\Phi_{\max}$  hrubozrnných zemin je podrobněji rozebrán v odstavci 2.2.3, vliv dilatance v odst. 2.2.2.



obr. 9. Faktory ovlivňující smykovou pevnost hrubozrnných zemin (Podle Mitchella, 1993, upraveno)

## 2.2.2 Vliv počáteční pórovitosti na pevnost hrubozrnných zemin

Pro pevnost hrubozrnných zemin má velký význam, zda se vzorek nachází v hutném či kyprém stavu.



obr.10. Vliv počáteční pórovitosti na pevnost a objemové změny vzorku při smyku (Craig, 1992)

V případě hutného vzorku je zde značný stupeň interakce mezi jednotlivými částicemi, a proto, pokud má vzniknout smyková zóna, toto působení musí být překonáno ještě navíc k překonání tření mezi povrchy jednotlivých částic. Stupeň interakce mezi částicemi bude nejvyšší v případě velmi hutných dobře zrněných písků sestávajících z ostrohranných úlomků. Charakteristická závislost napětí – přetvoření pro hutné písky ukazuje vrcholovou pevnost při relativně malém posunutí a poté, když je interakce překonávána, napětí potřebné k dalšímu posunu klesá. Redukce v působení mezi částicemi má za následek zvětšení objemu vzorku při smyku, což je dobře patrné na obr. 10c. Tento jev nazýváme *dilatance*. Při delším posunu se vzorek na smykové ploše díky dilatanci stane dostatečně kyprý na to, aby se jednotlivé částice mohly začít pohybovat volně okolo okolních částic, vzorek přestane dilatovat a úhel vnitřního tření dosáhne kritické hodnoty ( $\Phi'_{cr} = \Phi'_{cv}$ ). Říkáme, že je zemina ve stavu turbulentního tečení. Pórovitost, kterou má vzorek v tomto stavu (kdy ani nedilatuje, ani nezmenšuje objem) se nazývá kritická pórovitost. Na rozdíl od jílu (odstavec 2.3.2) je kritická pevnost písku rovná pevnosti reziduální, protože již nedochází k orientaci částic.

Pro hutné písky může být  $\Phi'_{max}$  o  $8^\circ$  až  $15^\circ$  vyšší než  $\Phi'_{cv}$ , v závislosti na stupni gradace a zaoblenosti částic.

V případě kyprých písků zde není významná interakce mezi jednotlivými částicemi, kterou by bylo třeba překonat a smyková pevnost stoupá postupně do konečné hodnoty bez znatelného vrcholu. Zvětšování posunu je doprovázeno zmenšováním objemu (viz obr. 10a,c).

Jak vidíme z obr. 10, konečná pevnost písku ( $\Phi'_{cv}$ ) a konečná pórovitost na smykové ploše ( $n_c$ ) je nezávislá na počáteční pórovitosti. Rozdíl mezi  $\Phi'_\mu$  a  $\Phi'_{cv}$  reprezentuje energii potřebnou k přeskupování částic na smykové ploše. (Craig 1992). Vliv  $\Phi'_\mu$  na pevnost hrubozrnných zemin je podrobněji rozebrán v odstavci 2.2.3.

### 2.2.3 Vliv tření mezi zrny na pevnost hrubozrnných zemin

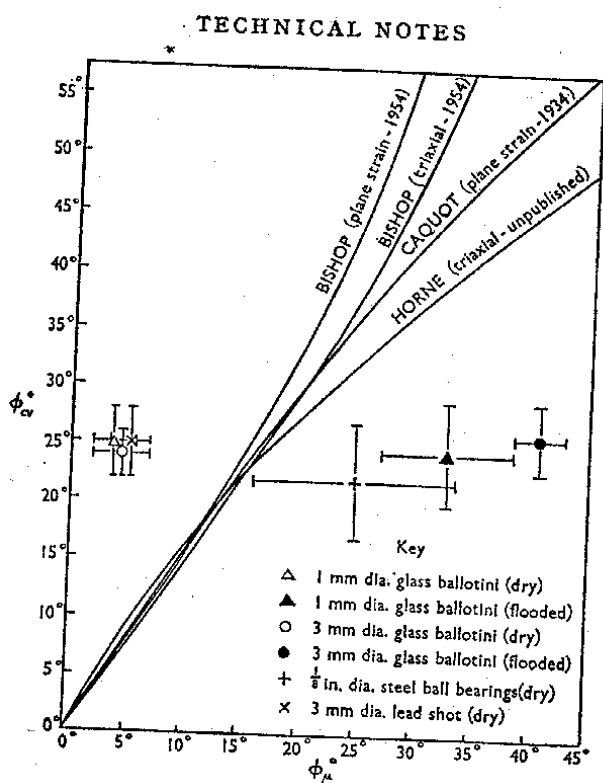
Podle teoretických studií je pevnost zemin při konstantním objemu ( $\Phi'_{cv}$ ) závislá na koeficientu tření mezi zrny ( $\mu = \tan \Phi_\mu$ ). Caquot (1934) in Skinner (1969) odvodil vztah pro plošnou deformaci:

$$\tan \Phi'_{cv} = \frac{\pi}{2} \tan \Phi_\mu$$

Bishop (1954) in Skinner (1969) odvodil vztah pro triaxiální kompresi, kde  $\sigma'_3 = \sigma'_2 < \sigma'_1$ :

$$\sin \Phi'_{cv} = \frac{15\mu}{10 + 3\mu}$$

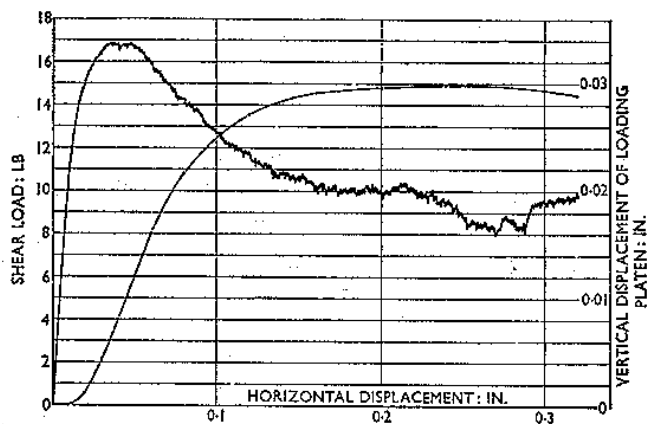
Všechny tyto studie však vycházejí z toho, že dominantní mechanismus, který se uplatňuje při smyku, je posun mezi částicemi a vylučují rotaci částic. Toto je také pravděpodobně důvod nesouladu mezi teoretickými poznatky a praktickými měřeními.



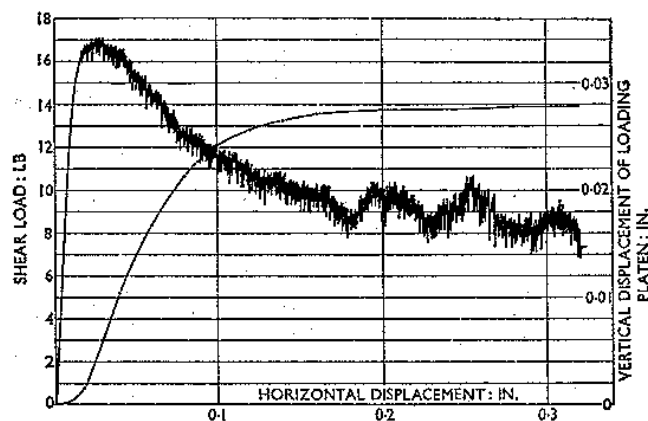
obr.11. Závislost  $\Phi'_{cv}$  na  $\Phi_\mu$  pro teoretická (liniemi) a experimentální (body) data (Skinner, 1969)

Vliv  $\Phi_\mu$  na  $\Phi'_{cv}$  studoval např Skinner (1969). Ten prováděl pokusy v krabicovém přístroji na vzorku složeném z různých velikých (1mm a 3mm) skleněných kuliček. Pevnost zjišťoval jednak na suchých vzorcích ( $\Phi_\mu$  mezi částicemi je malý – pro 1 mm kuličky cca 5°), jednak na vzorcích saturovaných vodou (při zaplavení  $\Phi_\mu$  mezi částicemi výrazně vzroste – u 1 mm kuliček na cca 33°). Výsledky jeho práce vidíme na obr.11, kde je patrné, že  $\Phi'_{cv}$  zůstává v podstatě nezávislý na  $\Phi_\mu$ . Pro srovnání jsou zde vyneseny křivky závislosti  $\Phi_\mu$  na  $\Phi'_{cv}$ , jaké byly odvozeny z teoretických studií. Výsledky pro triaxiální a přímé smykové přístroje můžeme porovnávat proto, že podle mnohých měření bylo ukázáno (např Taylor a Leps (1939) in Skinner (1969)), že

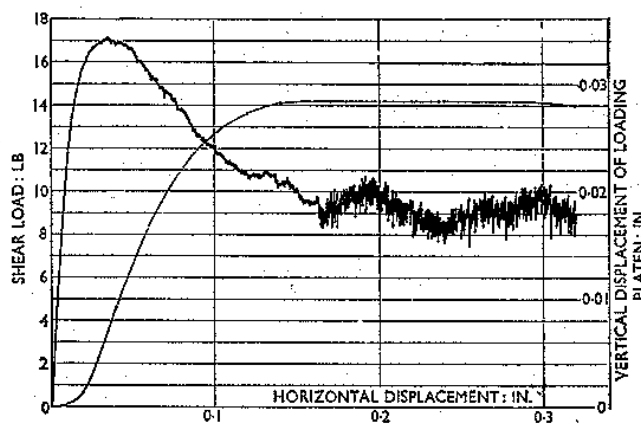
pevnost hrubozrnných materiálů měřená v traxiální kompresi se liší minimálně od pevnosti zjištěné při měření v krabicovém přístroji.



(a) test with dry ballotini



(b) test with flooded ballotini



test started with dry ballotini and flooded after 0.161 in. horizontal

obr. 12. Závislost  $\tau$  na  $\epsilon$  pro: a) suchý vzorek (nízké  $\Phi_{\mu}$ ), b) mokrý vzorek (vysoké  $\Phi_{\mu}$ ), c) zkouška započala se suchým vzorkem, který byl po určitém přetvoření saturován (Skinner, 1969).

Závislost smykového napětí na horizontálním přetvoření pro 1 mm velké skleněné kuličky vidíme na obr.12. Tyto tři testy byly prováděny se stejnou počáteční pórovitostí a stejným normálovým napětím. Měřilo se na suchém materiálu (malé  $\Phi_{\mu}$ ), na mokřem materiálu (velké  $\Phi_{\mu}$ ), a v třetím případě test započal měřením suchého materiálu a v polovině zkoušky byl vzorek zaplaven. Je zřejmé, že ať byla měřena

pevnost suchého materiálu – obr. 12a, či mokrého materiálu – obr. 12b, v obou případech byly obdrženy křivky stejného tvaru, se stejnou hodnotou  $\Phi'_{\max}$  a  $\Phi'_{cv}$ . Křivky se odlišují výraznými fluktuacemi při měření materiálu s velkým koeficientem tření mezi částicemi.

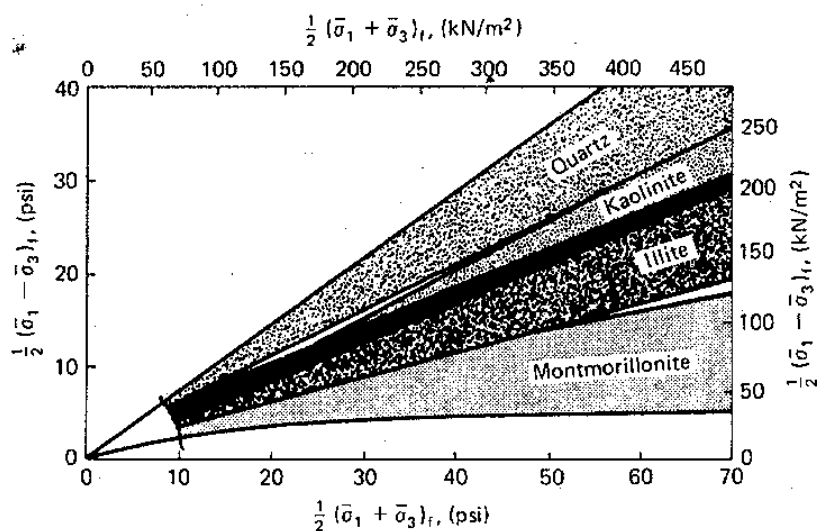
Tento rozdíl mezi křivkami je možno vysvětlit rozdílným typem chování částic na smykové zóně vůči svým sousedům – a to v relativním poměru mezi klouzáním a rotací částic. V režimu s nízkým třením dominuje klouzání mezi částicemi a protože musí dojít v obou případech k uvolnění stejné energie ( $\Phi'_p$  je konstantní), začne v režimu s vysokým třením převládat rotace částic, což má za následek výrazné fluktuace viditelné v grafu.

Rotace částic je také doprovázena změnou objemu, v případě hutného uspořádání částic jde o dilatanci. Proto, jak ukazuje další Skinnerův test, v případě suchého vzorku se objevuje pouze malá dilatance, ale pokud je vzorek zaplaven, je možné sledovat výraznou dilatanci na smykové ploše. Vliv dilatance na  $\Phi'_{\max}$  je podrobněji rozebrán v odstavci 2.2.2.

## 2.3 PEVNOST JEMNOZRNNÝCH ZEMIN

### 2.3.1 Vlivy ovlivňující $\Phi'_{\max}$ jemnozrnných zemin

Pevnost jemnozrnných zemin ovlivňuje mnoho faktorů (Mitchell 1993, str. 177): Mineralogické složení jílu, struktura zeminy, adsorbované kationty, pH, překonsolidace jílu. Mohrovy obálky pevnosti sestavené na základě  $\Phi'_{\max}$  pro zeminy tvořené různými jílovými minerály jsou vyneseny na obr. 13



obr.13. Rozsahy mohrových obálek pevnosti pro  $\Phi'_{\max}$  pro jílovité zeminy tvořené různými jílovými minerály (Mitchell, 1993)

Největší úhel vnitřního tření má ze základních jílovitých minerálů kaolinit, menší illit a nejmenší montmorillonit. Na pevnost má také vliv velikost jílovitých částic – čím je jílovitá zemina jemnozrnnější, tím má menší pevnost. Některé z těchto vlivů budou podrobněji rozebrány v následujících odstavcích.

### 2.3.2 Vliv překonsolidace na vrcholovou pevnost jemnozrnných zemin

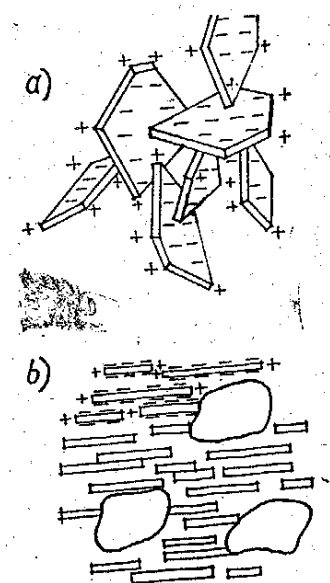
Překonsolidace je velmi významným faktorem, který ovlivňuje pevnost jílovitých zemin. Při konsolidaci vnikají zrna zeminy do pórů a zaklíňují se mezi sebe. Pokud se

tedy zkonsolidovaná zemina odlehčí, nevrátí se již do původního stavu a její smyková pevnost bude vyšší, protože zrna zůstanou do sebe zaklíněna ( Myslivec et al. 1970).

Křivka, vyjadřující závislost pevnosti ve smyku na relativním přetvoření pro překonsolidované a normálně konsolidované jílovité zeminy, je v podstatě obdobná jako pro hutné a kypré písky (viz obr. 10a). V případě překonsolidovaných jílu sledujeme zřetelný vrchol v pevnosti, která pak klesá až do své kritické hodnoty. V případě normálně konsolidovaných jílu pevnost narůstá postupně až do kritické hodnoty bez zřetelného vrcholu. Na rozdíl od hrubozrnných zemin není zde kritická pevnost pevností konečnou, ale při dalším posunu dále klesá. ( viz odst. 2.3.5)

### 2.3.3 Vliv struktury na vrcholovou pevnost jílovitých zemin

Pevnost zemin může být dosti výrazně ovlivněná jejich vnitřní stavbou. Tento efekt je nejlépe pozorovatelný na tzv. senzitivních jílech. Pokud je senzitivní jíl dostatečnou dobu v klidu, jeho struktura bude tzv. flokulovaná (viz obr. 14)



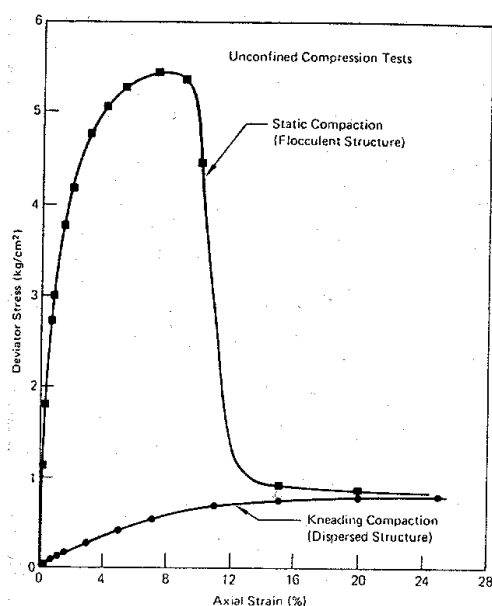
*obr.14. Flokulovaná (a) a lístková (b) struktura jílovité zeminy  
(Myslivec et al., 1970)*

Vznik flokulované struktury je zapříčiněn tím, že náboj jílovitých částic je na ploškách negativní, kdežto na hranách pozitivní. Proto se částice takového jílu samozřejmě uspořádají tak, aby se vždy hrana jedné částice dotýkala plochy druhé, jak je patrné z obr. 14a ( Myslivec et al., 1970). Pokud však takovýto jíl hněteme, flokulovaná struktura se poruší a částice jsou pak v poloze, kdy se navzájem dotýkají svými plochami (obr. 14b). Flokulovaná struktura se změní v strukturu lístkovou. Když zeminu s lístkovou strukturou necháme delší dobu v klidu, struktura jílu se pozvolna změní díky elektrostatickým nábojům zpět v strukturu flokulovanou.

Tyto dva stavy zeminy se od sebe výrazně liší smykovou pevností. Při smykání jílu s flokulovanou strukturou zjistíme relativně vysokou vrcholovou pevnost, která při delším přetvoření začne výrazně klesat ( zemina se na smykové ploše prohněte a její struktura přejde na lístkovou, která má mnohem nižší pevnost). Naopak při smyku prohněteného jílu neměříme žádný zřetelný vrchol pevnosti a ta postupně roste až na konečnou hodnotu, která je stejná jako při delším smyku jílu s flokulovanou strukturou. Toto chování je dobře patrné z obr. 15. Je také patrné, že struktura, stejně



jako u hutných písků či překonsolidovaných jílů, ovlivňuje pouze vrcholovou pevnost a ne pevnost kritickou.



obr.15. Smyková pevnost prohnětené a neprohnětené jílovité zeminy (Mitchell, 1993)

Veličinu citlivost (senzitivita) jílu definujeme jako poměr nedrénované pevnosti neporušeného vzorku jílu k nedrénované pevnosti prohněteného jílu se stejným obsahem vody jako má vzorek neporušený (Craig 1992). Senzitivita většiny jílů je v rozsahu 1 – 4. Jíly se senzitivitou 4 – 8 jsou nazývány senzitivní, 8 – 16 extrasenzitivní a nad 16 je to tzv. „quick clay“.

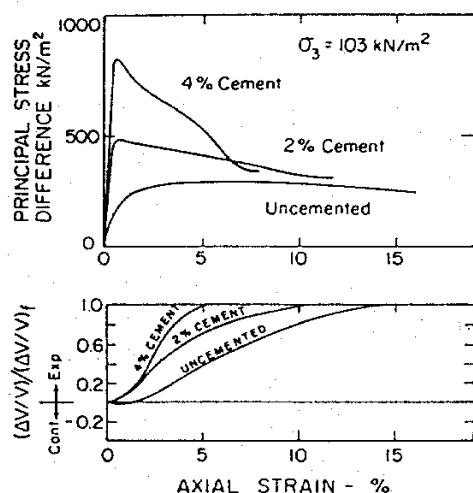
Senzitivita jílů ukazuje, že flokulovaná, otevřená struktura je mnohem tužší, ale mnohem nestabilnější, než struktura deflokulovaná (Mitchell 1993, str. 348). Ztrátu nedrénované pevnosti při prohnětení je možno vysvětlit na základě principu efektivních napětí. Po prohnětení dojde k zmenšení objemu pórů, které jsou vyplněny vodou. Dojde tudíž ke zvětšení pórového tlaku vody a protože totální napětí zůstává stejné, dojde k poklesu efektivního napětí mezi zrnny, což má za následek snížení pevnosti.

### 2.3.4 Koheze

Koheze (soudržnost)  $c'$  je podle rovnice (1) definována jako pevnost zeminy při nulovém normálovém napětí, tedy úsek na ose  $\tau$ , který vytíná Mohr – Coulombova obálka v grafu závislosti  $\tau$  na  $\sigma'$ . Zjišťování existence koheze zemin je však obtížné, protože lineární extrapolace Mohr – Coulombovy obálky do oblasti  $\sigma'$  blízkých 0 je nejistá, z důvodu zakřivení obálek pevnosti u většiny zemin. Navíc triaxiální zkoušky při nulovém komorovém tlaku nelze prakticky provádět. Mitchell (1993, str. 373) vyčleňuje tyto základní zdroje soudržnosti zemin:

*Pravá koheze:*

**Cementace:** Tato soudržnost je dána chemicky, vyloučením chemických sloučenin mezi zrnny. Materiál pro cementaci může být odvozen rozpouštěním samotných zrn zeminy či vysrážením z roztoku, který do zeminy infiltroval odjinud. To, že i relativně malé množství cementu může mít výrazný vliv na vrcholovou pevnost můžeme sledovat na obr. 16. V těchto zkouškách byly přírodní cementované zeminy modelovány pomocí směsi písku s příměsí portlandského cementu.



obr. 16. Závislost  $q'$  a objemové změny na relativním přetvoření pro písek s různě velkou příměsí portlandského cementu (Clough et al., 1981 in Mitchell, 1993)

Elektrostatické a elektromagnetické interakce: Tyto síly působí jen v případě velmi malých částic, jejichž rozměry jsou řádově menší než  $1 \mu\text{m}$ .

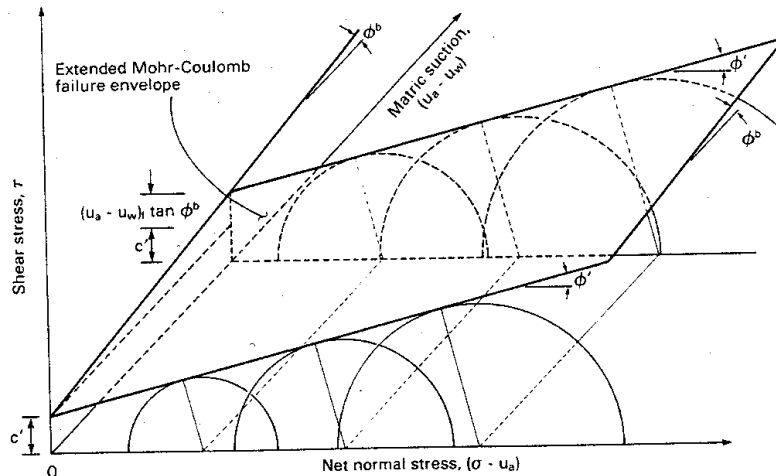
Z výzkumů vyplývá, že soudržnost zapříčiněná silami mezi částicemi je v porovnání s celkovou pevností zeminy relativně malá. Významnější vliv na vrcholovou pevnost zeminy může mít pouze koheze způsobená chemickým vázáním částic, což je dobře zřejmé z obr. 16.

Přechodná koheze:

Kapilární síly: Tato soudržnost se objevuje v případě částečně nasycených zemin v důsledku kapilárních sil mezi zrny. Může být vysvětlena pomocí efektivního napětí: Voda kapilárně držená v zemině má záporný pórový tlak. Protože totální napětí se nemění, dojde k zvětšení efektivního napětí, což má za následek vyšší pevnost zeminy. Podle Fredlunda, 1993 in Kořán, 1998 je velikost této soudržnosti přímo závislá na veličině "sání", které je definováno jako rozdíl pórového tlaku vzduchu a vody v zemině,  $s = u_a - u_w$ . Kohezi lze potom vypočítat podle vztahu:

$$c = c' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} \Phi^b$$

Kde  $c$  je koheze zeminy s daným obsahem vody, který vyvozuje sání  $s$ ,  $c'$  je efektivní soudržnost: Průsečík rozšířené Mohr – Coulombovy s osou smykového napětí pro nulové sání,  $\Phi^b$  je úhel vyjadřující přírůstek smykové pevnosti díky sání a  $(u_a - u_w)_f$  je velikost sání při porušení. Veličinu sání můžeme přidat jako třetí osu do grafu  $\sigma'/\tau$ , čímž je možno srozumitelně znázornit vliv kapilárních sil na pevnost zeminy (viz obr. 17).

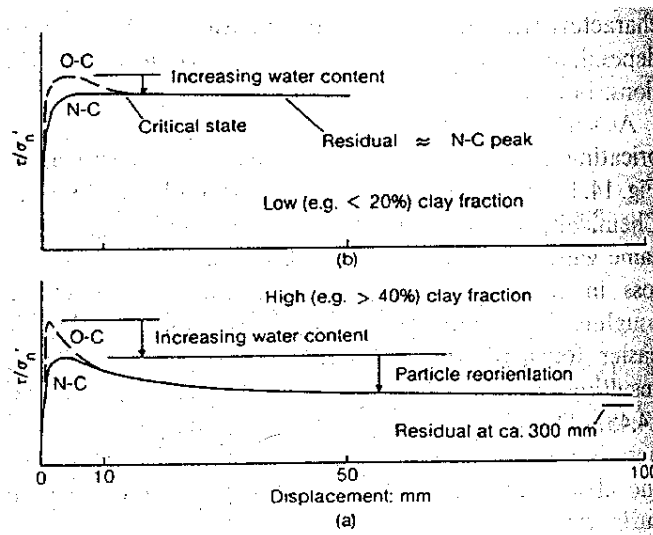


obr. 17. Mohr – Coulombova obálka rozšířená o veličinu sání (Fredlund & Rahardjo, 1993 in Kořán, 1998)

### 2.3.5 Reziduální pevnost jílovitých zemín

Chování písků a jílu je obdobné až do dosažení kritické pevnosti. V případě písků se již pevnost po dosažení pevnosti kritické nebude dále měnit. Pokud však jíl vystavíme dlouhému pohybu na smykové ploše, bude jeho pevnost postupně klesat až do hodnoty reziduální ( $\Phi'_r$ ). Pokles je způsoben tím, že se ploché částičky jílu budou na smykové ploše orientovat ve směru smyku, postupně začne stále více převládat klouzání částiček po sobě nad převalováním, a protože je  $\mu$  pro jílovité minerály relativně nízké, bude klesat i pevnost.  $\Phi'_r$  jílovitých zemín může být až o  $15^\circ$  menší než jejich pevnost kritická. Tento rozdíl v chování pro písčité a jílovité zeminy je dobře patrný z obr. 18

Přestože při reziduálním chování jílu klouzání částiček výrazně převládá, i zde se uplatňuje rotace částic, což dokazují závěry Lupiniho (1981) pokusů popsané v odstavci 2.4.1 ( $\Phi'_r$  je o  $1^\circ$  až  $5^\circ$  větší než  $\Phi_\mu$ ).



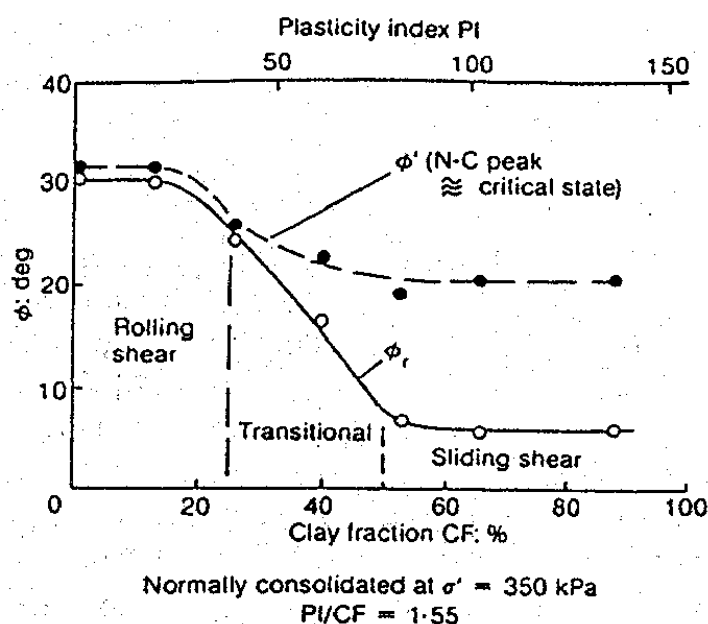
obr. 18. Závislost  $tg \Phi'_{mob}$  na horizontálním posunutí pro jemnozrnné (a) a hrubozrnné (b) zeminy (Skempton, 1985 in Mitchell, 1993)

## 2.4 PEVNOST SMĚSÍ ZEMIN

### 2.4.1 Analýza pohybu částic na smykové ploše

V této kapitole si budeme všimnout pevnosti směsí hrubozrnných a jílovitých zemin v závislosti na obsahu jednotlivých složek a faktorů, které tuto pevnost ovlivňují. Budeme se věnovat zejména reziduální pevnosti, tj. pevnosti, kterou má zemina po dostatečně dlouhém pohybu na kluzné ploše (viz odstavec 2.1.2)

Podle mnoha měření bylo zjištěno, že reziduální pevnost směsí zemin závisí výrazně na obsahu jílovité frakce. Při nízkém obsahu jílu získáváme relativně vysoký úhel vnitřního tření, při vysokém obsahu jílovité frakce je úhel vnitřního tření nízký. Mezi oběma typy chování je relativně úzká zóna v obsahu jílové frakce, kde se pevnost zeminy se změnou obsahu jílu výrazně mění. Tuto závislost můžeme sledovat na obr.19



obr.19. Závislost úhlu vnitřního tření směsí zemin na obsahu jílovité frakce (Lupini et al., 1981 in Mitchell, 1993)

Chováním směsí zemin v závislosti na obsahu jílovité frakce se podrobněji zabýval např. Lupini (1981). Z dřívějších zkoušek vyvodil čtyři možné typy chování částic zeminy při měření reziduální pevnosti na smykové ploše v závislosti na  $\Phi_\mu$  částic a na jejich tvaru. – viz tabulku

Dominantní tvar částic	vysoké $\Phi_\mu$	nízké $\Phi_\mu$
kulovitý	Rotace částic	Rotace částic
plochý	Rotace částic	Klouzání částic

V případě kulovitých částic předpokládá převahu rotace na smykové ploše v případě vysokého i nízkého úhlu  $\Phi_\mu$  mezi částicemi, přestože se i u kulovitých částic může v případě nízkého  $\Phi_\mu$  výrazněji uplatňovat klouzání, jak je vidět např. z odstavce 2.2.3.

V případě plochých částic s vysokým  $\Phi_{\mu}$  je možno také předpokládat turbulentní pohyb na smykové ploše, tento typ chování je však velmi obtížně prakticky pozorovatelný. V těchto třech případech je  $\Phi'_r$  zeminy v podstatě nezávislá na  $\Phi_{\mu}$  mezi částicemi (viz i Skinner (1969) – odstavec 2.2.3). Jiná je situace pokud jde o ploché částice s malým  $\Phi_{\mu}$ . V tomto případě se při reziduálním smyku výrazně uplatňuje klouzání částic a  $\Phi'_r$  je pak funkcí  $\Phi_{\mu}$ . Pro měření a následné výpočty jsou jílové částice považovány za ploché a částice písku za kulovité, kterýžto předpoklad se v praxi ve většině případů ukazuje jako správný. Jediná výrazná odchylka je u některých jílových minerálů (jako např. halloysit), které mají převážně jehlicovitý tvar a chovají se pak jako částice kulovité. Podle Vaughana et al. (1976) in Lupini (1981) je právě tento rozdíl v chování jílovitých (plochých) a písčitých (kulovitých) částic důvodem pro rozdílnou reziduální pevnost zemin s rozdílným obsahem jílovité frakce.

Lupini prováděl svá měření na torzním smykovém přístroji, většinu vzorků měřil v prohněteném stavu. Tento postup byl možný díky mnohým měřením (např. Bishop et al. (1971) in Lupini (1981)), která ukazují, že reziduální pevnost zemin je nezávislá na jejich struktuře. Testy prováděl na směsích písku a slídového prášku, směsích dvou zrnitostně různých jílu a směsích písku s bentonitem.

Lupini studoval povrch smykové zóny po dosažení reziduální pevnosti. Přechodové chování v reziduální pevnosti zjistil při obsahu jílové frakce 25 % - 40 % (při studování směsí přírodních jílu). Při obsahu jílu 20 - 30 % nezjistil žádnou přednostní orientaci jílové matrice na smykové ploše, při 30 - 40 % jílu sleduje povrch smykové zóny s již orientovanými částicemi jílu, povrch však vykazuje výrazné striace. Při obsahu jílu nad 45 % je již smyková zóna hladká s málo výraznými striacemi. Z těchto výsledků lze pak usuzovat na dominantní typ pohybu na smykové ploše. Pro malý obsah jílu převládá turbulentní pohyb, pro velký obsah jílu převládá klouzání částic a v přechodové zóně se různou měrou uplatňují oba typy pohybů.

Správnost této hypotézy pak dokazuje řada dalších zjištění: Při studiu reziduální pevnosti na čistém slídovém prášku (který zde modeluje chování jílovitých částic) bylo zjištěno, že  $\Phi'_r$  je o 1° až 5° vyšší než  $\Phi_{\mu}$ , což indikuje, že ani v případě bez přítomnosti hrubozrnné frakce se neuplatňuje pouze klouzání mezi částicemi slídy. Na to, že skluz ale výrazně převládá, ukazuje jiná zkouška, kdy byla zjišťována reziduální pevnost pro suchý a mokry slídový prášek (u kterých se liší  $\Phi_{\mu}$ : suchý prášek má větší  $\Phi_{\mu}$  než mokry prášek). Pro mokrou slídu byl naměřen zřetelně větší  $\Phi'_r$  než pro suchou slídu. Kdyby při smyku dominovala rotace částic, byl by  $\Phi'_r$  pro suchý i mokry materiál přibližně stejný. (viz chování hrubozrnných zemin – odstavec 2.2.3). S obsahem slídy výrazně stoupá potřebné horizontální přetvoření pro dosažení reziduální pevnosti. Velké přetvoření je totiž nutné pro dosažení přednostní orientace částic na smykové ploše.

Dále byla studována závislost  $\Phi'_r$  na normálovém napětí. Do 40 % obsahu slídy je možno sledovat mírný nárůst  $\Phi'_r$  se stoupajícím  $\sigma'_n$ . Je to způsobeno hutnějším uspořádáním částic a tedy větším vzájemným působením mezi kulovitými částicemi při zvýšení normálového napětí. Při obsahu slídy nad 80 % je možno sledovat mírný pokles  $\Phi'_r$  s rostoucím  $\sigma'_n$ . Tento jev se objevuje, když se začne výraznou měrou uplatňovat skluz mezi částicemi. Toto zjištění ukazuje, že i obálka reziduální smykové pevnosti může být zakřivená. Při obsahu slídy 40 - 80 % se oba typy chování částečně vyruší,  $\Phi'_r$  zůstává pro velký rozsah  $\sigma'_n$  konstantní a obálka pevnosti pak zakřivená není.

#### Závěry:

*Turbulentní chování:* Zeminy vykazující turbulentní chování při smyku vykazují velkou reziduální pevnost, typicky větší než 25°. Reziduální stav vyvolává smyk při konstantním objemu bez přednostní orientace částic. Tento stav je dosažen při malém

horizontálním posunu. Když je obsah plochých částic velmi malý,  $\Phi'_r$  je přibližně stejná jako u samotných kulovitých částic. Vyšší obsah plochých částic vyvoluje separaci kontaktů mezi kulovitými částicemi a znamená redukci v pevnosti, i když prozatím bez přednostní orientace částic. Pokud se vytvoří smyková zóna, pak existuje v podstatě pouze jako zóna s odlišným obsahem vody (odlišnou pórovitostí), proto se v tomto případě málo uplatňuje efekt preexistujících smykových ploch. Turbulentní chování se může vyskytnout i u plochých částic s velmi vysokým  $\Phi_\mu$ , což je však chování velmi špatně pozorovatelné.

*Kluzné chování:* Klouzání mezi částicemi se objevuje, pokud je v zemině dostatečný obsah plochých částic s nízkým  $\Phi_\mu$ . I pokud je zemina složená pouze z těchto částic, neuplatňuje se jen čistý skluz, což je potvrzeno tím, že  $\Phi'_r > \Phi_\mu$ .  $\Phi'_r$  pro přírodní zeminy, které vykazují toto chování, je typicky  $5^\circ$  až  $20^\circ$ . Tento úhel je silně ovlivněný mineralogií jílových částic ( která ovlivňuje hlavně  $\Phi_\mu$  ). Úhel je nejnižší pro zeminy s obsahem montmorillonitu, nejvyšší pak pro illit a kaolinit (odst. 2.3.1. obr. 13) Jednou vytvořené smykové zóny s dobře orientovanými částicemi se ve vzorku uchovávají a mají značný vliv na následovně měřenou maximální pevnost.

*Přechodové chování:* Při přechodovém chování se na smykové ploše uplatňují oba typy pohybů : jak rotace, tak skluz. Reziduální pevnost zeminy, která se takto chová, je velmi citlivá na změnu poměru plochých a kulovitých částic. Díky přítomnosti obou typů pohybů je  $\Phi'_r$  nezávislý na  $\sigma'_n$  a Mohrovu obálku je možno považovat za přímkovou.

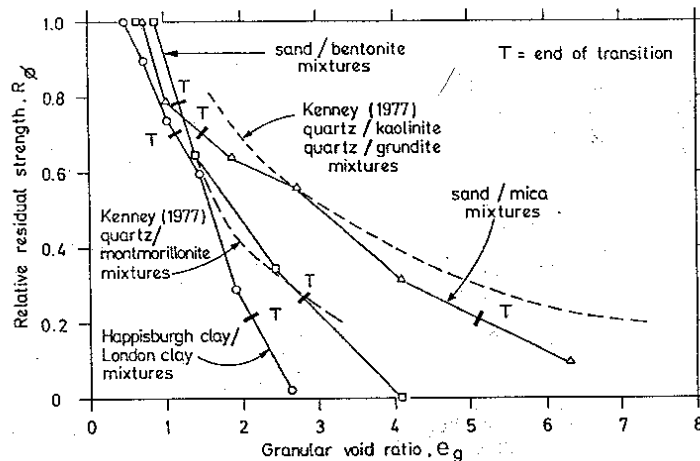
#### **2.4.2 Pevnost směsí zemin z pohledu uspořádání částic**

Jak bylo ukázáno, pevnost směsí zemin závisí na poměru frakce hrubozrnné a jílovité. Z jednoduchých teoretických úvah lze usuzovat, že chování směsí písku a jílu bude odpovídat chování písku, budou – li zrna písku ve vzájemném kontaktu. Naopak, budou – li zrna písku plavat v jílovité matrici, lze očekávat, že výsledná směs se bude chovat jako jemnozrnná zemina. Přechod mezi těmito dvěma typy chování, který odpovídá takovému poměru míšení, v němž bude pórovitost pískové frakce rovna maximální pórovitosti čistého písku, nazýváme perkolační práh ( Boháč a Kárník, 1998).

Pokud známe poměr specifické hmotnosti písku a jílu ( $r_p$ ), celkovou pórovitost směsi ( $n_t$ ) a váhový poměr sušiny písku a jílu ( $m$ ), pak můžeme pórovitost samotného písku ( $n_g$ ) a samotného jílu ( $n_f$ ) vypočítat podle vztahů (Boháč a Kárník, 1998):

$$n_g = \frac{m n_t + r_p}{m + r_p} \qquad n_f = \frac{m + n_t r_p}{m + r_p}$$

Pro výpočet potřebného poměru míšení, který odpovídá perkolačnímu prahu ( $m_p$ ), dosadíme do prvního vztahu za  $n_g$  maximální pórovitost čistého písku. Z uvedených vztahů také vyplývá, že struktura zeminy se bude nacházet na perkolačním prahu pouze při určité kombinaci proměnných  $n_g$ ,  $n_t$  a  $m$ , perkolační práh tedy nelze pro danou směs stanovit jako konstantní poměr míšení  $m$ , neboť bude záviset také na celkové pórovitosti zeminy.



obr. 20. Velikost  $\Phi'_r$  v závislosti na číslu pórovitosti samotné hrubozrné frakce pro různé směsi zemín (Lupini et al., 1981)

Studie Boháče a Kárníka (1998) ukazuje, že směsi s poměrem mísení písek: jíla = 6:1 a 3:1 se pro většinu počátečních pórovitostí nacházejí přibližně v oblasti perkolačního prahu, lze u nich tedy očekávat chování blízké chování samotného písku, vzorky s poměrem 1:1 se pro všechny měřené pórovitosti nacházejí hluboko pod perkolačním prahem a chovají se tedy podobně jako samotný jíla.

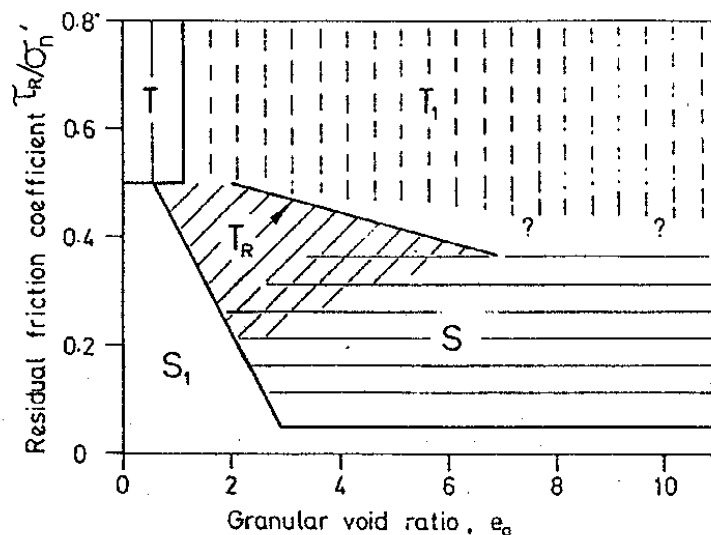
Čistý písek má maximální pórovitost v případě kubického uspořádání částic, kterému odpovídá číslo pórovitosti  $e_g = 0,91$  (tedy  $n_g = 47,6\%$ ). – Lupini et al. (1981). Podle jeho zjištění se však přechod mezi jednotlivými typy reziduálního chování objevuje v rozmezí  $e_g = 1 - 2,2$  (viz obr. 20). Je vidno, že  $e_g$  je významný, nikoliv však dostačující faktor pro vysvětlení změn v reziduálním chování. Dalšími faktory jsou stupeň nestejnzrnnosti hrubozrné frakce a relativní velikost hrubozrných a plochých částic.

Je možné předpokládat, že dobře zrněná hrubozrná frakce dá nižší hodnoty  $e_g$  pro přechodové chování než špatně zrněná, a pokud jsou ploché částice mnohem menší než kulovité, získáme menší hodnoty  $e_g$  pro přechodové chování než pokud je jejich velikost srovnatelná (k čemuž ovšem v případě směsí písčitých a jílovitých zemín samozřejmě nedochází). Tyto teoretické závěry potvrdil Lupini i při praktických zkouškách.

Typ pohybu na smykové ploše v závislosti na velikosti  $\Phi'_r$  a na číslu pórovitosti samotné hrubozrné frakce pro zeminy, které splňují následující vlastnosti, je shrnutý na obr. 21

- zemina obsahuje dobře zrněnou hrubozrnou frakci přibližně kulovitých částic křemene nebo jiných masivních minerálů.
- obsahuje ploché částice výrazně menší než kulovité.
- ploché částice mají malý úhel vnitřního tření  $\Phi'_\mu$ .

Většina přírodních směsí hrubozrných a jílovitých zemín tyto vlastnosti splňuje.



obr. 21. Typ pohybu na smykové ploše v závislosti na  $\Phi'r$  a číslu pórovitosti samotné hrubozrnné frakce ( $e_g$ ). T: turbulentní pohyb, S: klouzání částic, Tr: přechodové chování (Lupini et al., 1981)

### 3. ZKOUŠKY

#### 3.1 Použitý přístroj

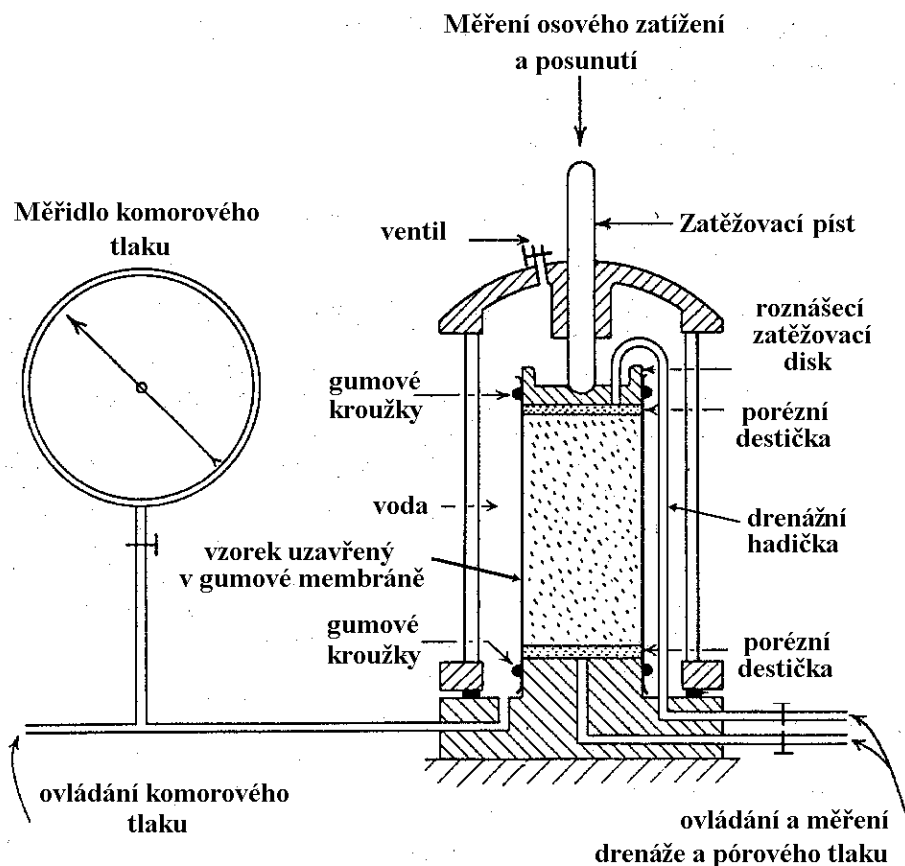
Pro měření pevnosti směsi písku a jílu byl použit standardní trojosý přístroj WF s ručním záznamem dat. Pohyb vzorku a triaxiální komory proti pevnému trnu s dynamometrem a měřidlem vertikálního posunu je vyvozen pomocí motorku a soustavy převodů, jejichž kombinací můžeme dosáhnout různé rychlosti zatěžování. Komorový tlak, pórový tlak a podmínky drenáže byly kontrolovány a měřeny pomocí měřidel GDS. Byla použita triaxiální komora č. 1702 pro průměr vzorku 1.5'', dynamometr č. 4338 s maximálním přípustným zatížením 1800 N. Jeden dílek dynamometru odpovídá cca 0,5 N, jeden dílek měřidla axiálního posunutí odpovídá 0,01 mm.

Standardní trojosý přístroj je vyobrazen na obr. 22.

#### 3.2 Materiál a příprava vzorků

Vlastnosti zeminy byly zjišťovány na směsi písku a jílu ve váhovém poměru 3:1. Materiál byl před přípravou vzorků pečlivě promísen. Připravená směs byla za sucha vpravena do standardní trojdílné formy opatřené nepropustnou membránou. Směs se při vytváření vzorku průběžně po vrstvách hutnila mírným stlačením. Vzorky byly na obou podstavách 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.





obr.22. Vyobrazení standardního trojosého přístroje  
(Podle Bishopa & Henkela, 1962, upraveno)

### 3.3 Postup zkoušek

Byly provedeny celkem tři triaxiální zkoušky pro různá počáteční efektivní napětí ve vzorku, všechny byly provedeny na stejné směsi písek : jíl = 3 : 1, aby bylo ze získaných výsledků možno vyhodnotit  $\Phi'_p$  a  $\Phi'_{cr}$  pro danou směs.

#### Zkouška PK9901:

Po osazení vzorku a napuštění komory byl vzorek sycen do spodní podstavky sytícím tlakem 5 kPa při komorovém tlaku 10 kPa, horní podstavou se unikající vzduch odváděl do otevřené byřety. Sycení vzorku probíhalo asi 24 hodin. Po nasycení byl postupně komorový i sytící tlak zvýšen o 295 kPa (na 305/ 300 kPa) rychlostí 1 kPa za 10 s pomocí programu na měřiči GDS tak, aby rozdíl komorového a pórového tlaku byl stále udržován 5 kPa (nedochází tedy ke změně efektivního napětí). Předpokládá se, že v průběhu tohoto zvýšení došlo k rozpuštění zbylého vzduchu ve vzorku. Po nasycení byl vzorek zkonsolidován na efektivní napětí 400 kPa (700/ 300 kPa). Při konsolidaci byl zaznamenáván čas a pomocí měřiče GDS objem vody, kterou vzorek vytlačil (ten je rovný jeho objemové změně, pokud je plně saturovaný).

Doba potřebná k plné konsolidaci vzorku byla cca. 12 hod. Z výsledků konsolidace byla vypočítána maximální rychlost posunu při smykové fázi zkoušky podle rovnice:

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

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 závisející na typu testu,  $H_i$  je počáteční výška vzorku a  $\Delta H_c$  je změna výšky vzorku v průběhu konsolidace.

Čas  $t_{50}$  byl odvozen z grafu změny objemu při konsolidaci/  $\log t$  pomocí Casagrandeho metody, posun  $\varepsilon_{if}$  byl předpokládán 15 %, velikost faktoru F pro nedrénovanou zkoušku, při níž drenáž při konsolidační fázi probíhá pouze z jedné podstavy je 2,1,  $\Delta H_c$  byla vypočtena ze změny objemu vzorku při konsolidaci. Po vypočtení maximální rychlosti smyku se přistoupilo ke smykové fázi zkoušky. Vzhledem k tomu že použitý přístroj neumožňuje smyk libovolnou rychlostí, byla zvolena nejbližší nižší možná hodnota rychlosti. Smyková fáze zkoušky PK9901 proběhla rychlostí 0,225 mm/min.

Zkouška PK9901 proběhla jako nedrénovaná. Při aplikaci deviátorového napětí byl zaznamenáván komorový tlak, stlačení, čtení dynamometru a velikost pórového tlaku. Z naměřených hodnot byla zkouška vyhodnocena.

Po ukončení zkoušky byl vzorek zvážen v nasyceném stavu a po vysušení při 105°C. Tyto hodnoty byly použity pro vypočtení pórovitostí vzorku při vyhodnocování perkolace.

#### Zkouška PK9902:

Zkouška proběhla obdobně jako zkouška PK9901. Pravděpodobně díky většímu zhutnění materiálu vzorku trvala fáze syčení vzorku asi 50 hod, přestože bylo použito syčícího tlaku 15 kPa při komorovém tlaku 25 kPa. Po nasycení byl obdobně jako u zkoušky PK9901 zvýšen komorový a syčící tlak na hodnoty 310 kPa resp. 300 kPa. Rychlost zvyšování byla 1 kPa/ 8s. Po nasycení byl vzorek zkonsolidován na efektivní napětí 800 kPa (1100 kPa/ 300 kPa) a z výsledku konsolidace byla vypočtena maximální rychlost posunu při smykové fázi. Konsolidace vzorku probíhala 8 hod. Smyková fáze zkoušky PK9902 proběhla rychlostí 0,150 mm/min.

Zkouška byla stejně jako PK 9901 neodvodněná a byly zaznamenávány stejné parametry. Po ukončení byl vzorek zvážen v nasyceném a vysušeném stavu.

#### Zkouška PK9904:

Po přípravě vzorku proběhla syčící fáze, která trvala asi 40 hodin. Vzorek byl syčen syčícím napětím 20 kPa při komorovém napětí 15 kPa. Poté byl komorový a pórový tlak postupně rychlostí 1 kPa/ 8s zvednut na hodnoty 305 kPa resp. 300 kPa. Pak proběhla konsolidace vzorku při efektivním napětí 25 kPa. (325/300 kPa). I přes to, že syčení vzorku probíhalo relativně dlouho a napětí bylo po té zvednuto na hodnoty 300 kPa, zbyla pravděpodobně uvnitř vzorku vzduchová bublina, která se v průběhu konsolidace rozpouštěla a zkreslila tak její výsledky. Proto nebylo možno z výsledků konsolidace vypočítat maximální rychlost smykové fáze zkoušky. Ta byla nakonec odvozena z výsledku konsolidace zkoušky PK 9801, která byla konsolidována na efektivní napětí 50 kPa. Vzhledem k tomu, že zkouška PK 9904 proběhla jako drénovaná, měl faktor F v rovnici pro výpočet maximální rychlosti smyku vysokou hodnotu (F=34). Rychlost zkoušky pak byla pouze 0,015 mm/min. Zkouška byla přes noc zpomalena, což mělo za následek mírný skok v grafech při vyhodnocení pro axiální přetvoření 0,15 – 0,16. Při axiálním přetvoření 0,24 (posunutí 18 mm), byla rychlost smyku zrychlena na 0,076 mm/s. Při zkoušce byl zaznamenáván komorový tlak, pórový tlak, stlačení, čtení dynamometru a změny objemu vzorku. Z těchto údajů byla zkouška vyhodnocena. Po ukončení byl vzorek zvážen v saturovaném a vysušeném stavu, aby bylo možno vyhodnotit perkolační práh.

### **3.4 Vyhodnocení**

Výsledky nedrénovaných zkoušek (PK 9901 a PK 9902) byly po vyhodnocení zaneseny do grafů  $q/ \varepsilon_a$ ,  $du/ \varepsilon_a$ ,  $t/ s'$  a  $\Phi'_{mob}/ \varepsilon_a$ , pro drénovanou zkoušku (PK 9904) byl na místo grafu  $du/ \varepsilon_a$  vyhotoven graf  $dV/ \varepsilon_a$ , kde  $\varepsilon_a$  je relativní osové přetvoření,  $du$  je

změna pórového tlaku,  $dV$  je změna objemu při smyku,  $\Phi'_{\text{mob}}$  je mobilizovaný úhel vnitřního tření a

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

kde  $\sigma'_a$  a  $\sigma'_r$  jsou efektivní radiální a axiální napětí.

Tyto grafy (spolu s grafy konsolidace pro zkoušky PK 9901 a PK 9902) jsou pro všechny tři zkoušky přiloženy v přílohách (graf 1 – 16).

### 3.4.1 Vyhodnocení obálek pevnosti

Z výsledků provedených zkoušek (PK 9901, PK 9902, PK 9904) a z dalších třech zkoušek provedených na stejné směsi zemin pro různá normálová napětí v ložském roce na stejném pracovišti a přístroji (PK 9801, PK 9802, PK 9803) – viz Boháč a Kárník, 1998- byly vyhodnoceny Mohrovy obálky vrcholové a kritické pevnosti. Byla použita přímková aproximace pomocí metody nejmenších čtverců, obálky byly jednak proloženy počátkem, jednak obecně. Výsledky jsou vyneseny v grafech 17 – 20 a v následující tabulce.

	obálka obecně proložená		obálka prochází počátkem
	$\Phi'$	$c'$	$\Phi'$
vrcholová pevnost	31,96°	3,59 kPa	32,41°
vrcholová pevnost pro nízká napětí	34,35°	0,37 kPa	34,53°
vrcholová pevnost pro vysoká napětí	31,59°	7,18 kPa	
kritická pevnost	31,41°	0,43 kPa	31,47°

Z výsledků je patrné, že hodnota  $c'$ , které získáme při obecném proložení obálky kritické pevnosti, je zanedbatelná a také koeficient determinace  $R^2$  má velmi vysokou hodnotu (0,999659) nelišící se výrazně od  $R^2$  pro obálku kritické pevnosti proloženou počátkem (0,999655). Proto zkoušky dobře splňují teoretický předpoklad, podle kterého je obálka kritické pevnosti přímková a procházející počátkem (viz odstavec 2.1.1.2). Pro obecně proloženou obálku vrcholové pevnosti získáme již větší hodnotu  $c'$  (3,59), z čehož můžeme usuzovat na mírnou (konkávní) zakřivenost vrcholové obálky pevnosti. Tento předpoklad je podpořen obecným proložením obálky pro zkoušky měřené při nízkých normálových napětích ( $s'=0-150$  kPa - PK 9904, 9801, 9802, 9803) - potom získáme  $\Phi'_p=34,35^\circ$  a obecným proložením obálky vrcholové pevnosti pro zkoušky měřené při vysokých normálových napětích ( $s'=150 - 700$  kPa – PK 9901, 9902, 9803) získáme  $\Phi'_p=31,59^\circ$ . Obálka je tedy zakřivená a má v oboru nízkých normálových napětí strmější sklon. Pro aproximaci při nízkých napětích získáme  $c'=0,37$ , což je hodnota zanedbatelná a můžeme usoudit, že obálka vrcholové pevnosti také prochází počátkem. Tento výsledek dobře koresponduje s teoretickými a dřívějšími praktickými zjištěními (např. Feda 1998).

### 3.4.2 Vyhodnocení perkolačního prahu

Pro provedené zkoušky byl vypočten poměr mísení potřebný pro dosažení perkolačního prahu (viz. odstavec 2.4.2). Byl použit následující vzorec (Podle Boháče a Kárníka, 1998):

$$m_p = r_p \frac{1 - n_g}{n_g - n_t}$$

Kde  $m_p$  je poměr mísení potřebný pro dosažení perkolačního prahu (písek : jíl),  $r_p$  je poměr specifické hmotnosti písku a jílu (pro výpočet byla vzata hodnota  $r_p=1$ ),  $n_g$  je maximální pórovitost samotné hrubozrnné frakce (pro výpočet byla vzata hodnota  $n_g=45\%$ ) a  $n_t$  je celková pórovitost směsi na začátku smyku, která byla vypočtena z velikosti vzorku před zkouškou a z hmotnosti suchého a saturovaného vzorku. Výsledky jsou shrnuty v tabulce.

zkouška	konsolidační napětí	celková pórovitost na začátku smyku ( $n_t$ )	poměr mísení $m_p$ potřebný pro dosažení perkolačního prahu
PK 9901	400 kPa	29,72%	3,60
PK 9902	800 kPa	28,19%	3,27
PK 9904	25 kPa	33,24%	4,68

Z výsledků je zřejmé, že se směsi pro všechny tři zkoušky nacházejí již pod perkolačním prahem, čili by se měly chovat spíše jako samotný jíl. Toto je nejvýraznější u zkoušky PK 9904, u které proběhla konsolidace na malé efektivní napětí (25 kPa), a proto měl vzorek vysokou počáteční pórovitost. Vzorky ze zkoušek PK 9901 a 9902, které byly konsolidovány na relativně vysoké efektivní napětí, mají nižší počáteční pórovitost a nacházejí se blíže k perkolačnímu prahu.

Výpočet perkolačního prahu prokázal teoretickou závislost potřebného poměru mísení na konsolidačním napětí. Vzorky se nacházejí buď v oblasti perkolačního prahu nebo již pod tímto prahem. Z výsledků je však také patrná problematičnost odhadování vlastností zemin pomocí takto vypočteného perkolačního prahu. Teoreticky je totiž (jak bylo již řečeno)  $m_p$  závislý na konsolidačním a následně tedy i na normálovém napětí při smyku, a to tak, že při zvyšujícím se normálovém napětí klesá  $m_p$ . Pro některé směsi zemin (a směs s  $m=3:1$  se k takovýmto směsím blíží) by tedy mělo platit, že pro nízká normálová napětí se nacházejí pod perkolačním prahem (chovají se jako samotný jíl) a pro vysoká normálová napětí jsou již nad perkolačním prahem (chovají se jako samotný písek). To tedy znamená, že úhel vnitřního tření by měl být pro nízká napětí malý, kdežto pro vysoká napětí vyšší. Praktická měření (viz. i odstavec 3.4.1), však ukazují závislost opačnou. Na změnu vlastností spojenou s perkolací proto bude lepší usuzovat ze změny velikosti úhlu vnitřního tření, spíše než z vypočteného poměru mísení potřebného pro dosažení perkolačního prahu.

#### 4. ZÁVĚR

V práci byla studována pevnost směsí zemin, přičemž byl ale kladen velký důraz na chování samotné hrubozrnné a jemnozrnné frakce a na popsání základních zákonitostí, pomocí nichž se řídí chování zemin. Nejdůležitější poznatky jsou následující:

- Na tvar obálky pevnosti má vliv typ zatížení a struktura zeminy. Při řešení praktických problémů je třeba nejprve dobře pochopit chování zeminy v poli a podle toho volit typ laboratorní zkoušky. Podle typu řešené praktické úlohy také zvolíme, jaký ze tří základních typů pevnosti použijeme pro výpočet.
- Koeficient tření  $\mu$  mezi povrchy zrn zeminy je ovlivněn mnoha faktory a může se měnit v relativně velkém rozsahu. Změny  $\Phi_{\mu}$  mohou mít významný vliv na velikost úhlu vnitřního tření zeminy  $\Phi'$  (např. reziduální pevnost jílovitých zemin), ale v jiných případech je vliv  $\Phi_{\mu}$  na  $\Phi'$  zanedbatelný (vrcholová a kritická pevnost hrubozrnných zemin).
- Vrcholová pevnost hrubozrnných zemin je ovlivněna zejména strukturou a hutností zeminy, změny  $\Phi_{\mu}$  mají na vrcholovou pevnost zanedbatelný vliv.
- Vrcholovou pevnost jemnozrnných zemin ovlivňuje zejména mineralogie jílu, překonsolidace a struktura zeminy.
- Po dosažení reziduální pevnosti u jílovitých zemin významně převládá skluz mezi částicemi nad rotací, proto má na tuto pevnost velký vliv velikost  $\Phi_{\mu}$ .
- Soudržnost zemin ( $c'$ ) získáme většinou pouze přímkovou extrapolací obálky do oborů nízkých napětí, kde obálka bývá zakřivená. Významnější soudržnost mohou mít pouze zeminy chemicky cementované nebo nenasycené zeminy, u nichž vzniká přechodná koheze díky kapilárním silám.
- Pevnost směsí zemin závisí na obsahu hrubozrnné a jemnozrnné frakce, který ovlivňuje typ pohybu částic na smykové ploše. Pro malý obsah jílu převládá rotace částic, při velkém obsahu jílu dominuje klouzání a v přechodové zóně se různou měrou uplatňují oba typy pohybů. Přechodové chování pro reziduální pevnost se pohybuje v rozmezí cca 25 – 50 % obsahu jílu a v této zóně je velikost  $\Phi'_r$  ovlivněna i malými změnami v obsahu jednotlivých složek.
- Poměr mísení, při němž se zemina přestává chovat jako samotný jíl a začíná se objevovat chování typické pro samotný písek, nazýváme perkolační práh. Ten je ovlivněn celkovou pórovitostí zeminy a maximální pórovitostí samotné hrubozrnné frakce a lze jej pro daný vzorek vypočítat dle teoreticky odvozeného vztahu.

Po vyhodnocení provedených zkoušek byly prakticky ověřeny některé teoretické zákonitosti:

- Výsledky zkoušek ukazují, že obálka kritické pevnosti pro danou směs je v souladu s teorií přímková a prochází počátkem.
- Byla zjištěna nelinearita vrcholové obálky pevnosti, která má strmější sklon v oboru nízkých normálových napětí. I tato obálka však prochází počátkem.
- Posuzování vlastností směsí zemin pomocí vypočteného poměru mísení pro dosažení perkolačního prahu je pouze orientační, přesnější je porovnávat velikost úhlu vnitřního tření zemin.

—  
V Praze 15. 3. 1999

## 5. SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

- Bishop, A.W. & Henkel, D.J. (1962). The measurement of soil properties in the triaxial test, 2<sup>nd</sup> edition. Edward Arnold Publishers LTD, London, UK
- Boháč, J. a Kárník, J. (1998). Perkolace směsi písku a jílu. Výzkumná zpráva PŘF UK, 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.
- Craig, R.F. (1992). Soil Mechanics, 5<sup>th</sup> edition. Chapman & Hall, UK
- Feda, J. (1977). Základy mechaniky partikulárních látek. Academia, Praha
- Feda, J. (1998). The phenomenon of percolation in the soil structure generation. Acta Techn. ČSAV 43, 233 - 247
- Horn, H.M. & Deere, D.U. (1962). Frictional characteristics of minerals. Géotechnique 12, No. 4, 319 - 335
- Kořán, P. (1998). Triaxiální zkoušky nenasyčených zemin. Výzkumná zpráva PŘF UK, 11 str., 14 obr.
- Lupini, J. F., Skinner, A.E & Vaughan, P. R. (1981). The drained residual strength of cohesive soils. Géotechnique 31, No. 2, 181-213.
- Mitchell, J. K. (1993). Fundamentals of soil behavior, 2<sup>nd</sup> edition. John Wiley & Sons Inc., New York.
- Myslivec, A., Eichler, J. a Jesenák, J. (1970). Mechanika zemin. SNTL, Praha
- Skinner, A. E. (1969). A note on the influence of interparticle friction on the shearing strength of a random assembly of spherical particles. Géotechnique 19, No. 1, 150 – 157.
- Vaniček, I. (1983). Mechanika zemin. skripta FSV, ČVUT, Praha.

## 6. PŘÍLOHY

- graf 1: zkouška PK 9901, závislost  $q$  na axiálním posunutí
- graf 2: zkouška PK 9901, závislost změny pórových tlaků na axiálním posunutí
- graf 3: zkouška PK 9901, dráha napětí v grafu  $t/s'$
- graf 4: zkouška PK 9901, závislost  $\Phi'_{mob}$  na axiálním posunutí
- graf 5: zkouška PK 9901, výsledek konsolidační fáze v grafu  $dV/\log t$
- graf 6: zkouška PK 9901, výsledek konsolidační fáze v grafu  $dV/$  odmocnina času
- graf 7: zkouška PK 9902, závislost  $q$  na axiálním posunutí
- graf 8: zkouška PK 9902, závislost změny pórových tlaků na axiálním posunutí
- graf 9: zkouška PK 9902, dráha napětí v grafu  $t/s'$
- graf 10: zkouška PK 9902, závislost  $\Phi'_{mob}$  na axiálním posunutí
- graf 11: zkouška PK 9902, výsledek konsolidační fáze v grafu  $dV/\log t$
- graf 12: zkouška PK 9902, výsl. konsolidační fáze v grafu  $dV/$  odmocnina času
- graf 13: zkouška PK 9904, závislost  $q$  na axiálním posunutí
- graf 14: zkouška PK 9904, závislost změny objemu na axiálním posunutí
- graf 15: zkouška PK 9904, dráha napětí v grafu  $t/s'$
- graf 16: zkouška PK 9904, závislost  $\Phi'_{mob}$  na axiálním posunutí
- graf 17: obecně proložená Mohrova obálka vrcholové pevnosti v grafu  $t/s'$
- graf 18: Mohrova obálka vrcholové pevnosti v grafu  $t/s'$  proložená počátkem.
- graf 19: obecně proložená Mohrova obálka kritické pevnosti v grafu  $t/s'$
- graf 20: Mohrova obálka kritické pevnosti v grafu  $t/s'$  proložená počátkem.
- graf 21: Obecně proložená obálka pevnosti a dráhy napětí pro všechny tři zkoušky