

MODELIRANJE OBNAŠANJA MEHKIH KAMNIN IN TRDIH ZEMLJIN

MODELING OF A SOFT ROCK AND HARD SOILS STRESS-STRAIN BEHAVIOUR

dr. Vladimir Vukadin

IRGO – Inštitut za rudarstvo geotehnologijo in okolje

Izveček

V prispevku je uvodoma predstavljena osnovna definicija mehkih kamnin in trdih zemljin. V nadaljevanju je nato predstavljeno značilno napetostno-deformacijsko obnašanje mehkih kamnin in zemljin, kjer bo prikazano, da se materiali z različno sestavo in genezo v pomembnih vidikih obnašajo podobno. To omogoča postavitve teoretičnega okvirja, znotraj katerega je mogoče ustrezno formulirati in postaviti konstitutiven materialni model, ki opisuje njihovo obnašanje. Ključen element za postavitev teoretičnega okvirja in konstitutivnega modela je vpeljava koncepta strukture in destrukturizacije. V zaključku bo na kratko predstavljen konstitutivni model za mehke kamnine in trde zemljine S_BRICK, ter rezultati primerjave napovedi modela z rezultati laboratorijskih preiskav.

Ključne besede: mehke kamnine-trde zemljine, napetostno-deformacijsko obnašanje, konstitutivni modeli, S_BRICK

Abstract

First a definition of Soft Rock and Hard Soils is given, followed with an short overview of typical stress-strain behaviour of Soft Rock and Hard Soils. It will be demonstrated that in spite of the difference in the origin, type and strength of a material a similar influence on stress-strain behavior can be observed in different materials ranging from soils to rocks. Based on that a theoretical framework can be postulated through which an appropriate constitutive model for Soft Rock and Hard Soils can be formulated with inclusion of concepts of structure and deconstructurization as a intrinsic material properties. A model that takes into account structure and deconstructurization named S_BRICK has been developed and results of a model prediction with laboratory results have been presented.

Key words: Soft Rock-Hard Soils, stress-strain behaviour, constitutive modeling, S_BRICK

1 UVOD

Mehke kamnine in trde zemljine so bile dolgo časa obravnavane kot obrobni primeri znotraj mehanike zemljin ali mehanike kamnin, prave povezave med obema skupinama pa ni bilo. V tuji literaturi se uporabljajo številni izrazi, ki opisujejo podobne naravne geološke materiale, enotnega poimenovanja pa ni. Zaradi tega je v prispevku uporabljen izraz "trd" kot ekvivalent angleškima izrazoma "hard" in "stiff" za zemljine in "strong" za kamnine. Izraz "mehek" pa kot ekvivalent izrazoma "soft" za zemljine in "weak" za kamnine.

Znotraj mehanike kamnin je Bieniawski (1973) označil kamnine z enoosno tlačno trdnostjo do 25 MPa kot zelo mehke kamnine, podobno omejitev priporoča tudi ISMR (1981), medtem ko IAEG (1979) zgornjo mejo mehkih kamnin določa pri 15 MPa. Spodnja meja mehkih kamnin je v literaturi določena pri enoosni tlačni trdnosti 1,25 MPa (BSI, 1981). Na drugi strani spadajo znotraj mehanike tal v skupino trdih zemljin, zemljine z nedrenirano strižno trdnostjo večjo od 150 kPa (približno enako enoosni tlačni trdnosti 300 kPa), zgornja meja pa ni natančno določena.

Uporabno razdelitev naravnih geoloških materialov na osnovi nedrenirane strižne trdnosti za zemljine in enoosne tlačne trdnosti za kamnine je podal Hawkins (2000) in jo povzemann v preglednici 1.

Preglednica 1: Klasifikacija naravnih geoloških materialov na osnovi trdnosti (Hawkins, 2000)

Merjena vrednost	Razpon vrednosti	Opis
c_u	<20 kPa	Zelo mehke zemljine
c_u	20-40 kPa	Mehke zemljine
c_u	40-80 kPa	Polmehke zemljine
c_u	80-160 kPa	Poltrde zemljine
c_u	160-320 kPa	Trde zemljine
c_u	320-640 kPa	Zelo trde zemljine
σ_c	1.25-2.5 MPa	Zelo mehke kamnine
σ_c	2.5-5 MPa	Mehke kamnine
σ_c	5-10 MPa	Polmehke kamnine
σ_c	10-50 MPa	Poltrde kamnine
σ_c	50-100 MPa	Trde kamnine
σ_c	100-200 MPa	Zelo trde kamnine
σ_c	>200 MPa	Izjemno trde kamnine

Z močnejšim tiskom je označena skupina naravnih geoloških materialov, ki je v prispevku podrobneje obravnavana in opredeljuje skupino mehkih kamnin in trdih zemljin. V omenjeno skupino se uvrščajo različni naravni geološki materiali, kot so razne trde gline z različno stopnjo cementacije in plastičnosti, kot so na primer: meljevci, muljevci, glinavci in njihove šibko metamorfozirane različice (skrilavci, filiti itd...). V to skupino sodijo tudi laporji, krede, tufi, tufiti, rezidualne kamnine, šibko cementirani peščenjaki, konglomerati, diagenetsko slabo vezani apnenci, itd...

Mehke kamnine in trde zemljine predstavljajo prehodno fazo med kamninami in zemljinami, tako s sedimentacijskega kot s trdnostnega stališča in vključujejo zelo širok razpon geoloških materialov z različno sestavo in genezo. Ti naravni materiali predstavljajo pomemben delež

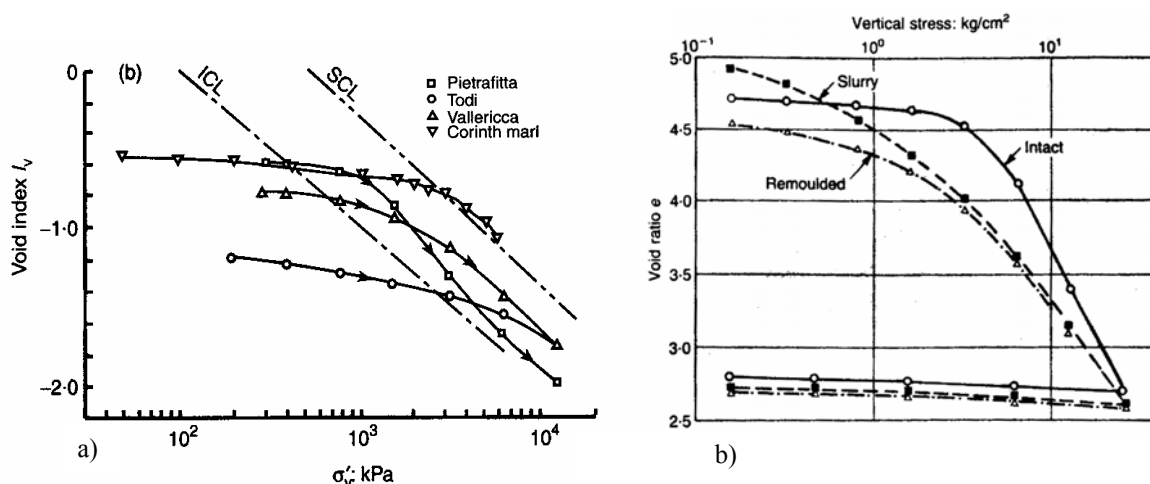
površine in podzemlja tako v Sloveniji, kot tudi njeni bližnji okolici in si tudi s tega stališča zaslužijo dodatno pozornost.

2 ZNAČILNOSTI OBNAŠANJA MEHKIH KAMNIN IN TRDIH ZEMLJIN

2.1 Primerjava obnašanja mehkih kamnin in trdih zemljin

S stališča izdelave konstitutivnega materialnega modela za mehke kamnine in trde zemljine je najprej potrebno ugotoviti ali obstaja kakšna podobnost pri napetostno-deformacijskem obnašanju tako raznovrstnih materialov, na osnovi katere je mogoče materiale obravnavati skozi enoten teoretičen okvir.

Na sliki 2.1a so prikazani rezultati enodimenzionalne kompresije v diagramu $I_v - \sigma_v$ za tri trde glin in lapor, skupaj z osnovno linijo normalne kompresije, določeno s pomočjo indeksa I_v (indeks poroznosti) za vse štiri naravne materiale.



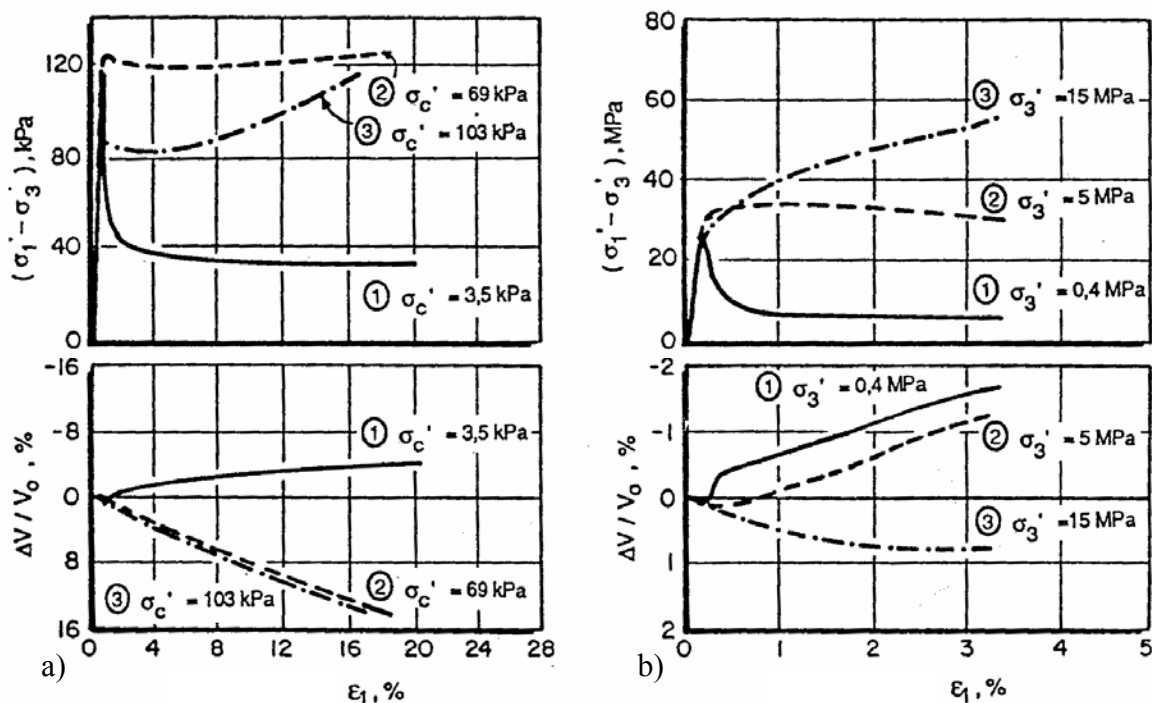
Slika 2.1 Primerjava edometrskih rezultatov a) tri trde zemljine in lapor (Burland et al., 1996), b) vulkanska rezidualna tla intakten in predelani vzorci (Wesley, 1974)

Na sliki 2.1b so prikazani edometriški rezultati pridobljeni z raziskavami, opravljenimi na rezidualnih vulkanskih kamninah z Jave (Wesley, 1974), tako v intaktnem kot tudi v predelanem stanju. Čeprav so na sliki predstavljeni rezultati za različne materiale (predelani materiali, trde glin in mehke kamnine), je obnašanje v kvalitativnem smislu podobno.

Na sliki 2.2 so prikazani rezultati dveh izotropno konsolidiranih naravnih materialov, striženih pri različni stopnji prekonsolidacije oziroma različnih vrednostih hidrostatske napetosti. Prvi material prikazuje rezultate preizkusov na mehki Sanit-Vallier glini (Lefebvre, 1970), drugi pa rezultate preizkusov na oolitnem apnencu (Elliot & Brown, 1985). Na sliki 2.2 je s številko 1 označen strižni preizkus pri nizki hidrostatski napetosti (močno prekonsolidirani vzorci), s številko 2 pri srednji vrednosti hidrostatske napetosti (srednje prekonsolidirani vzorci), s številko 3 pa pri visoki napetosti (šibko do normalno konsolidirani vzorci).

Pri obeh materialih vidimo, da nastopi pri strižnem preizkusu 1 vršna strižna napetost pri majhni vrednosti deformacije. Po vršni vrednosti se materiala obnašata krhko in se z deformacijami mehčata proti kritičnemu stanju. Volumski odziv je pri obeh dilatacijski. Po drugi strani vidimo, da se pri strižnem preizkusu 3 oba materiala utrjujeta vse do vršne

vrednosti strižne napetosti, ki nastopi pri velikih deformacijah in predstavlja kritično stanje. Volumski odziv je pri obeh kompresijski. Strižni preizkus 2 predstavlja vmesno stopnjo med obema testoma in pri obeh materialih opazujemo podobno obnašanje tako v trdnostem, kot tudi v deformacijskem mislu.



Slika 2.2 Prikaz vpliva strukture pri dreniranem strigu a) pri mehki Sanit-Vallier glini (Lefebvre, 1970), b) pri oolitnem apnenecu (Elliot & Brown, 1985).

Vršna strižna trdnost oolitnega apnenca (slika 2.2b) je 300-krat večja od vršne strižne trdnosti mehke gline (slika 2.2a), vendar je deformacijsko-napetostno obnašanje obeh materialov podobno kljub različnim strukturam, sestavi in geološki zgodovini.

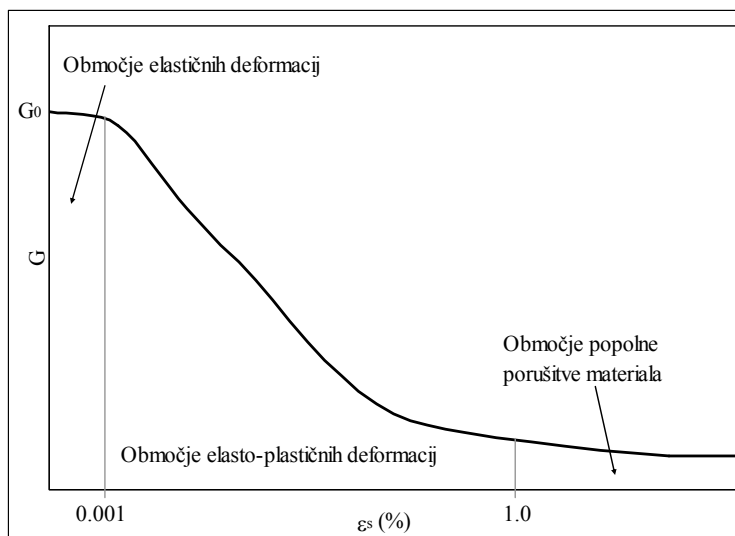
Na osnovi predstavljenih primerov, ter na osnovi številnih podatkov v literaturi je razvidno, da se tako mehke kamnine kot zemljine obnašajo podobno in da jih je mogoče obravnavati z enotnim konstitutivnim modelom. V nadaljevanju je podrobneje predstavljeno napetostno-deformacijsko obnašanje mehkih kamnin in trdih zemljin, ki jih mora konstitutivni modeli upoštevati.

2.2 Deformacijsko-napetostno obnašanje mehkih kamnin in trdih zemljin

2.2.1 Nelinearno obnašanje naravnih geoloških materialov - degradacija togosti z deformacijami

Obnašanje tal pri specifičnih deformacijah od 0.01% do porušitve je relativno dobro poznano in v literaturi dobro obdelano. Obnašanje tal pri deformacijah med 0.01% in 0.0001%, pa določa področje, kjer je bil v zadnjih letih napravljen največji pomik v raziskovalnem smislu. Strižno togost izmerjeno v tem območju deformacij v literaturi imenujemo G_{max} ali G_0 in jo lahko smatramo kot elastično konstanto, deformacije pa kot reverzibilne ali elastične. Z večanjem deformacij pa nastopi hitra degradacija togosti.

Po Atkinson & Salfors (1991) ločimo tri območja deformacij, ki so predstavljena s pomočjo tako imenovane *S-krivulje* podane na sliki 2.3, ki kaže degradacijo strižne togosti z deformacijami.



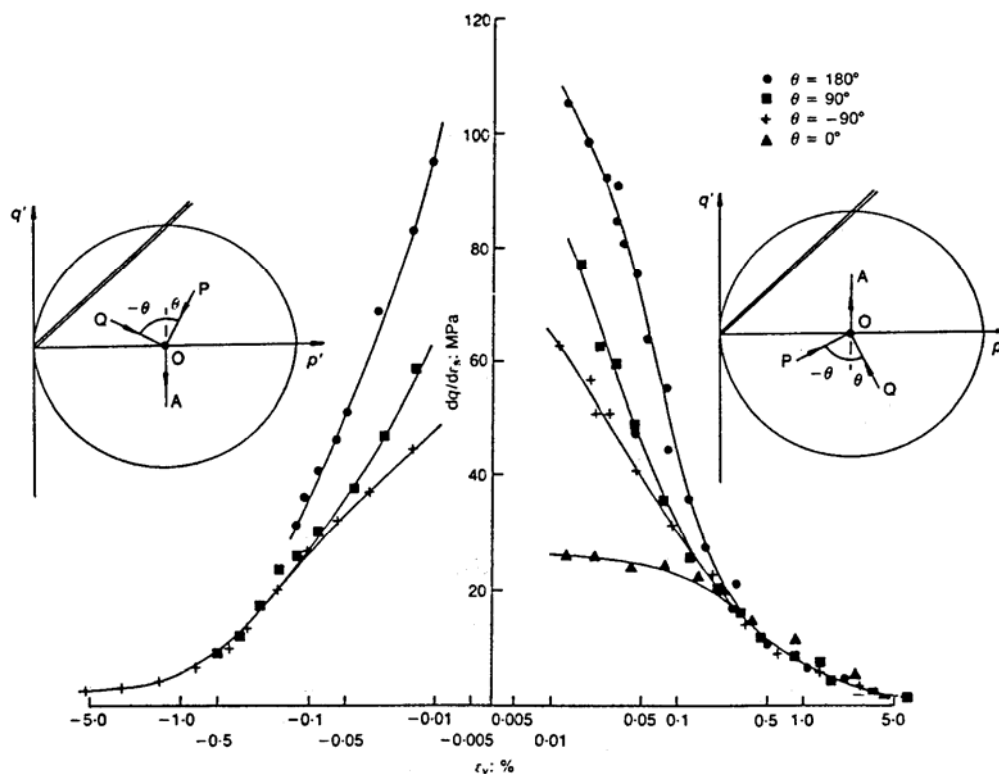
Slika 2.3 Območja elastičnih in plastičnih deformacij (po Atkinson & Salfors, 1991)

Pomen majhnih in zelo majhnih deformacij leži v dejstvu, da so deformacije v okolici geotehničnih konstrukcij velikostnega reda od 0.01 do 0.1 % (Simpson, 1992), pri modeliranju vplivov potresov pa so velikostnega reda 0.001% (Ishihara, 1996) zaradi česar je pomembno upoštevati, kako se togost materiala spreminja z deformacijami. Enostavni elasto-plastični materialni modeli ne upoštevajo degradacije togosti in obravnavajo deformacije znotraj mejne ploskve popuščanja kot elastične kar očitno ni pravilno. Bolj napredni materialni modeli morajo upoštevati nelinearnost obnašanja naravnih materialov in degradacijo togosti.

2.2.2 Vpliv napetostne poti na togost

Pri modeliranju geotehničnih problemov imamo navadno opravka s kompleksnimi obremenitvenimi potmi. Z namenom preučiti vpliv napetostnih poti na togost tal je Richardson (1988) opravil serijo preiskav na intaktnih in rekonstituiranih vzorcih. Na osnovi teh raziskav so kasneje Atkinson et al. (1990) postavili koncept napetostnega spomina v materialu, ki upošteva vpliv napetostne poti na togost.

Koncept temelji na upoštevanju razlike v smeri predhodne in trenutne napetostne poti. Na sliki 2.4, so predstavljeni rezultati meritev togosti pri različnih spremembah smeri napetostne poti tako v triosnem nategu kot v triosni kompresiji. Kot lahko vidimo je največja togost izmerjena pri poteh, kjer se je smer napetostne poti spremenila za 180° , najmanjša pa pri napetostni poti, kjer se smer ni spremenila. Manjša je sprememba smeri napetostne poti manjša je izmerjena togost. Na sliki 2.4 so prikazani tudi rezultati togosti izmerjene pri spremembi poti za 90° in kot lahko vidimo se nahaja vrednost togosti znotraj intervala, ki ga določata robna primera.



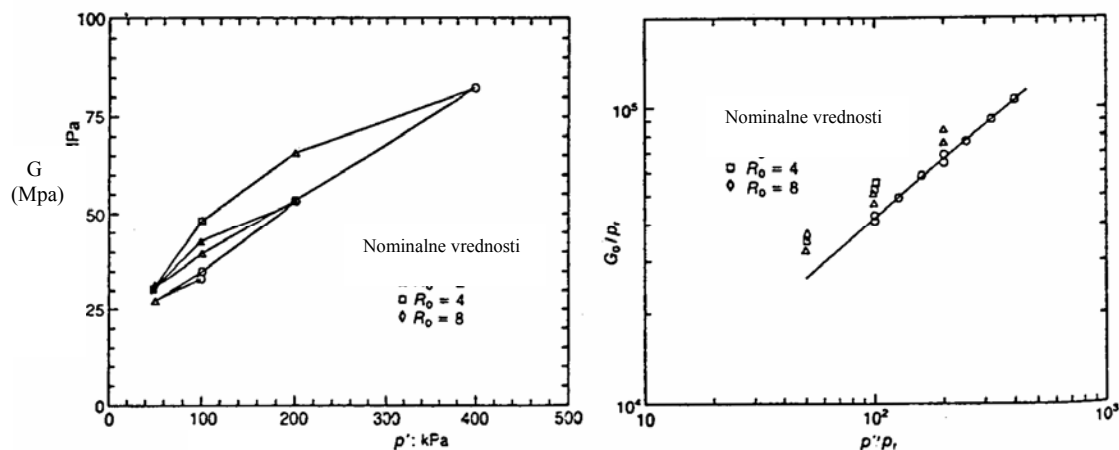
Slika 2.4 Vpliv napetostne poti na togost (po Atkinson et. al., 1990)

Ugotovljeno je bilo tudi, da je vpliv spremembe napetostne poti omejen in da se z nadaljnjim večanjem napetosti razlika počasi zabriše, tako da je mogoče govoriti o vplivnem radiju do koder seže spomin materiala o prejšnji obremenitveni poti. Enostavni elasto-plastični modeli ne upoštevajo vpliva napetostne zgodovine in ločijo samo ali se napetostno stanje nahaja znotraj ali na mejni ploskvi popuščanja. Bolj napredni materialni modeli morajo upoštevati vpliv napetostne zgodovine.

2.2.3 Vpliv napetostno-volumskega stanja na togost

Eksperimentalni podatki, so pokazali, da togost tal pri zelo majhnih deformacijah, ni odvisna od hitrosti obremenjevanja. Ugotovljeno pa je bilo povečanje togosti v odvisnosti od časa, ko so tla izpostavljenem konstantnem povečanju obremenitve. Pomembna ugotovitev o togostnemu odzivu se nanaša na vpliv volumsko-napetostnega stanja na vrednost maksimalne strižne togosti. Ta se v območju zelo majhnih deformacij pri povečevanju hidrostatske napetosti povečuje (slika 2.5), ne glede na stopnjo prekonsolidiranosti (Viggiani & Atkinson, 1995).

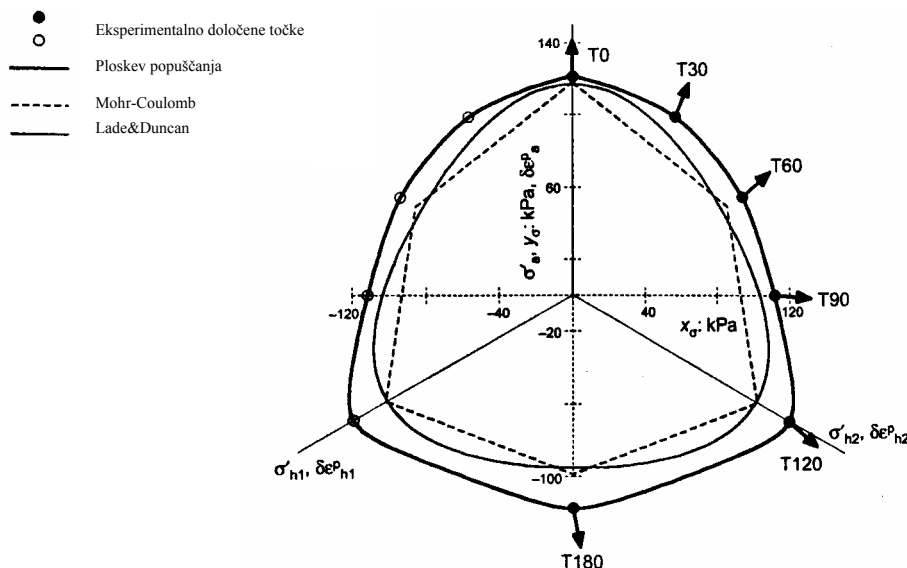
Enostavni elasto-plastični modeli ne upoštevajo vpliva volumsko-napetostnega stanja, ki je lahko zelo pomemben in lahko bistveno vpliva na togostni odziv. Tudi ta vpliv je potrebno upoštevati pri razvoju konstitutivnega modela. Vendar kot bom pokazal v nadaljevanju materialih ta sovisnost ne zajema celotnega obnašanja, ki opisuje obnašanje naravnih geoloških materialov.



Slika 2.5 Variacija G_0 glede na hidrostatsko napetost in različno stopnjo prekonsolidacije v območju zelo majhnih deformacij (po Viggiani & Atkinson, 1995)

2.2.4 Vpliv trdnostne in togostne anizotropije

Naravni geološki materiali so povečini anizotropni, kar pomeni, da imajo v različnih smereh različne trdnostno-togostne odzive. Najpogostejši tip anizotropije je tako imenovana transversalna anizotropija, ki v materialu določa dve glavni smeri z različnima lastnostima in je navadno neposredna posledica sedimentacije. Za določitev vpliva anizotropije na obliko mejne ploskve popuščanja v oktaedrski ravnini je potrebno opraviti serijo triosnih preizkusov, v različnih smereh oktaedrske ravnine.

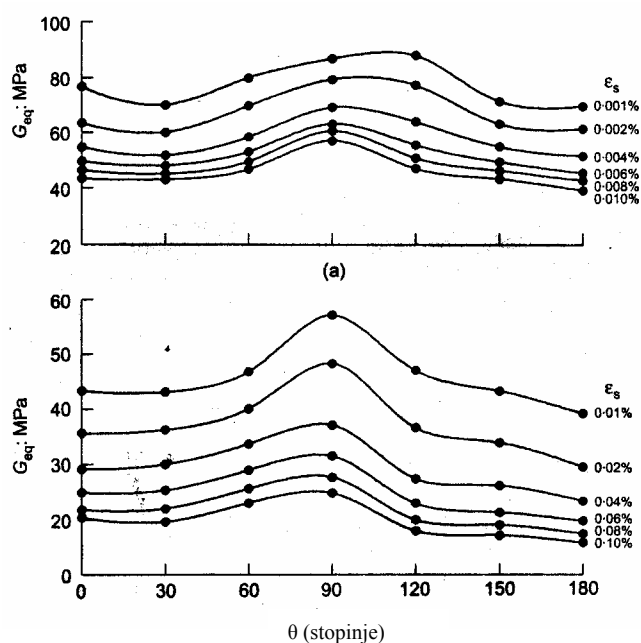


Slika 2.6 Primerjava laboratorijsko določene ploskve popuščanja z dvema izotropnima porušitvenima kriterijema (po Callisto & Rampello, 2002)

Rezultati preiskav, ki sta jih opravila Callisto & Rampello, (2002) na trdi Pietrafitta glini, so predstavljeni na sliki 2.6 skupaj z obliko mejnih ploskve popuščanja, ki ju predvidevata

porušitvena kriterija po Mohr-Coulomb-u in Lade&Duncan-u. Avtorja sta ugotovila da je vršna strižna trdnost pri testu T0 približno 14% nižja kot pri testu T120, ter pri testu T180 za 9% večja kot pri testu T60.

Meritev togosti pri različnih napetostnih poteh v območju zelo majhnih deformacij je še nekoliko težavnejša, vendar lahko najdemo v literaturi raziskave, ki potrjujejo, da so tudi togostne lastnosti transverzalno anizotropne (Jovičić, 1997, Jovičić & Coop, 1997 in Callisto & Rampello, 2002). Callisto & Rampello, (2002) sta vzporedno s preučevanjem trdnosti, na Pietrafitta glini, preiskovala tudi vpliv napetostnih poti na togost s pomočjo bender elementov. Rezultati so povzeti na sliki 2.7, kjer je prikazan odvisnost strižne togosti ($G_{eq} = dq/3d\epsilon_s$) od Lode-jevega kota θ .



Slika 2.7 Vpliv napetostnih poti na strižno togost, pri različnih deformacijah (po Callisto & Rampello, 2002)

Kot lahko vidimo je togost močno odvisna od smeri napetostne poti in je pri triosni kompresiji približno za 10 % večja kot pri triosnem nategu, pri testu T90 (kjer je $\epsilon_a \approx 0$) pa je togost večja od 20 do 30%, kot pri ostalih smereh, ne glede na velikost deformacije. Rezultati na sliki 2.7 potrjujejo ugotovitev, da je tudi togost anizotropna, Jovičić & Coop (1998) pa sta pokazala, da je tovrstna anizotropija konstantna ne glede na stopnjo prekonsolidacije.

Vpliv anizotropije, predvsem na trdnostno obnašanje v deviatorski ravnini, je potrebno upoštevati pri razvoju konstitutivnega modela, kar je možno doseči z modifikacijo mejne ploskve popuščanja v deviatorski ravnini.

2.2.5 Vpliv hitrosti deformacije in temperature

Zaradi celovitosti pregleda napetostno-deformacijskega obnašanja naravnih geoloških materialov, je potrebno omeniti še dva vpliva, ki jih navadno ne upoštevamo pri razvoju konstitutivnih modelov, ker zahtevata popolnoma drugačen pristop (visko-plastično formulacijo) in nista dovolj dobro preiskana v vseh aspektih, da bi ju lahko vključil v modele.

Prvi je vpliv hitrosti deformacije in torej določa reološke sovisnosti v tleh. Pomemben prispevek k razumevanju reoloških sovisnosti je prispeval Šuklje (1957), njegovo delo pa so nadaljevali številni drugi raziskovalci. Tako so Leroueil et.al. (1985) pokazali, da lahko reološke sovisnosti naravnih materialov opišemo z dvema krivuljama. Prva opisuje spremembo napetosti prekonsolidacije s hitrostjo deformacije in drugo, ki podaja sovisnost med normalizirano napetostjo in deformacijo.

Vpliv hitrosti deformacije lahko povzamemo z naslednjima ugotovitvama. Hitrejša je deformacija večja je mejna ploskev popuščanja (v smeri kompresije), kar pomeni da je ploskev popuščanja odvisna od hitrosti deformacije. Vendar pa je vpliv podoben vplivu izotropnega utrjevanja in ne vpliva na položaj linije kritičnega stanja, tako da je vrednost stišnega kota kritičnega stanja nespremenjena (Leroueil, 1997).

Vpliv temperature na obnašanje naravnih geoloških materialov je podrobno podal Mitchell, (1993) in predstavlja nadgradnjo reološkega vpliva. Na osnovi preiskav so Leroueil et.al., (1985) ugotovili, da se velikost prekonsolidacijske napetosti med 5^o in 40^oC, zmanjša za 1% pri povečanju temperature za 1^oC. Ohlajevanje torej povzroča proces podoben prekonsolidaciji, oziroma poveča mejno ploskev popuščanja. Vendar pa podobno kot pri vplivu hitrosti deformacije, sprememba temperature do 50^oC, ne vpliva na položaj linije kritičnega stanja (Leroueil, 1997), ker se mejna ploskev razširi le v smeri kompresije.

2.3 Razumevanje obnašanja mehkih kamnin in trdih zemljin s pomočjo strukture

2.3.1 Definicija strukture

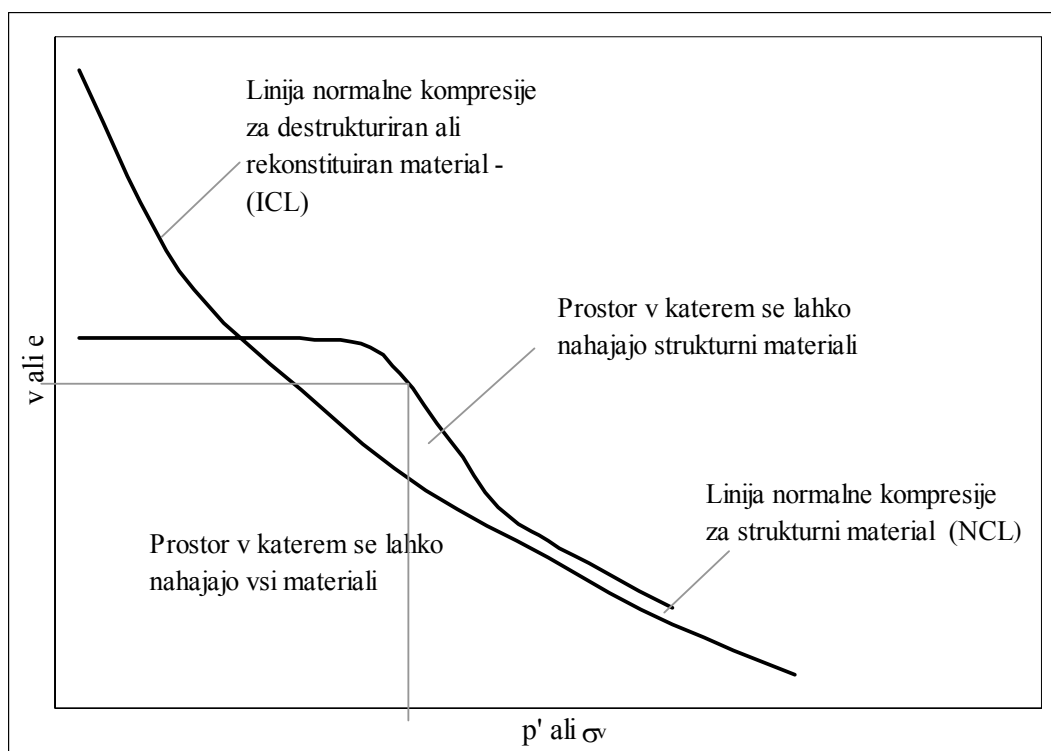
Po definiciji, ki sta jo postavila Lambe & Whitman (1969), je struktura kombinacija teksture oziroma razporeditve delcev v materialu (angl. fabric) in odporu teksture na spremembe s fizikalnimi, kemičnimi in električnimi procesi (angl. bonding). Ker v slovenščini ni primerne besede, ki bi z eno besedo povzel pomen angleške besede "bonding", bo v nadaljevanju zaradi preglednosti uporabljen prevod "cementacija", čeprav je cementacija, le eden izmed fizikalno-kemičnih procesov, ki jo določa.

Tekstura predstavlja prostorsko razporeditev posameznih delcev in je odgovorna za del trdnosti in togosti lastnosti naravnih geoloških materialov. Del trdnosti in togosti naravnih materialov pa je posledica cementacije. Cementacija je odgovorna tudi za nastanek kohezije pri naravnih geoloških materialih in nima nobene direktne povezave s trenjskim odzivom.

Skupaj cementacija in tekstura zmanjšujeta stopnjo prostosti pomikov posameznih delcev, zaradi česar imajo naravni materiali s strukturo višjo trdnost in togost. Vpliv teksture na obnašanje je odvisen od mineralogije, velikosti in oblike delcev, njihovih fizikalno-kemičnih lastnosti itd... Vpliv cementacije na obnašanje pa je odvisen od vrste cementacije (karbonatna, kremenova, aluminijeva, itd...), lahko je posledica rekristalizacije in nastanka novih mineralov in adhezije.

2.3.2 Vpliv strukture na mejno ploskev popuščenja in na linijo kritičnega stanja

Najbolj očitni vpliv strukture lahko opazimo če primerjamo kompresijsko obnašanje, naravnih in rekonstituiranih materialov. Leroueil & Vaughan (1990), sta na osnovi preučevanja obnašanja naravnih materialov v volumsko napetostnem prostoru določila ti. "strukturni prostor", v katerem lahko obstajajo naravni geološki materiali, ki se nahaja med linijo normalne kompresije za strukturni material (NCL) in linijo normalne kompresije za rekonstituiran material (ICL), kot je prikazano na sliki 2.8.

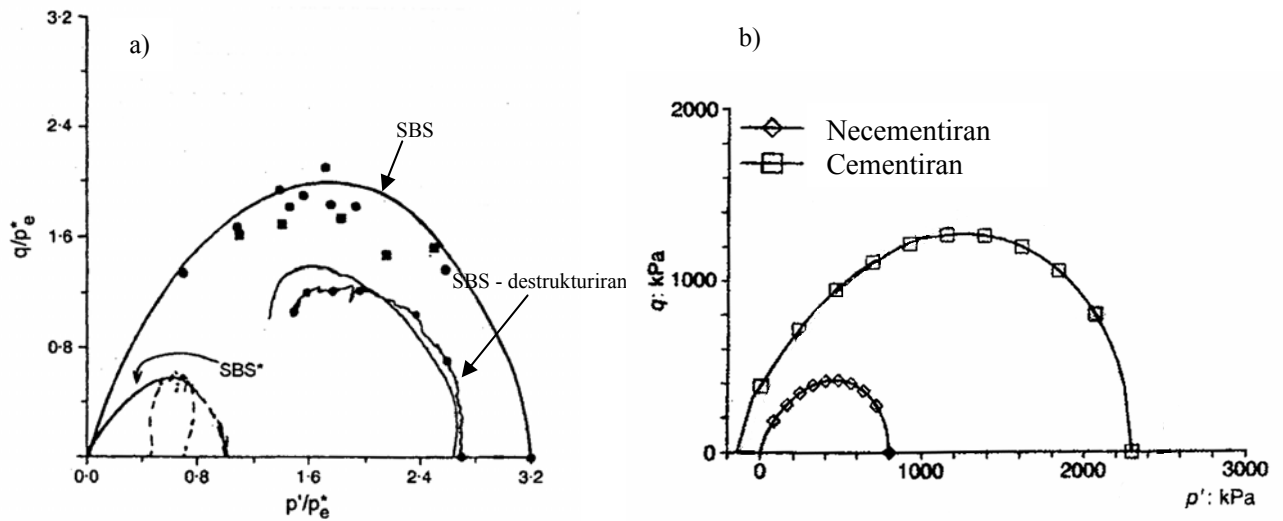


Slika 2.8 Primerjava krivulj stisljivosti za material s strukuro in brez nje

Vpliv strukture in razlika med naravnim materialom s strukuro in rekonstituiranim materialom je viden tudi na sliki 2.1. Struktura pa ne poveča mejno ploskev popuščenja samo v napetostno-volumskem prostoru, ampak tudi v napetostnem q - p prostoru. V literaturi so dokumentirani številni primeri na različnih geoloških materialih, kjer je prikazana primerjava med mejno ploskvijo popuščenja za naravni in rekonstituiran material.

Na sliki 2.9a sta prikazani ploskvi popuščenja določeni za rekonstituirano, delno destrukuirizirano in naravno trdo pappadajsko glino (Cotecchia & Chandler, 1997), na sliki 2.9b pa rezultati za kalkarenite z različno stopnjo cementacije (Lagioia & Nova 1995). Iz diagramov je razvidno, da je ne glede na različne trdnostne, togostne in strukturne razlike med posameznimi naravnimi materiali, vpliv strukture enak in povzroči povečanje skupne mejne ploskve popuščenja.

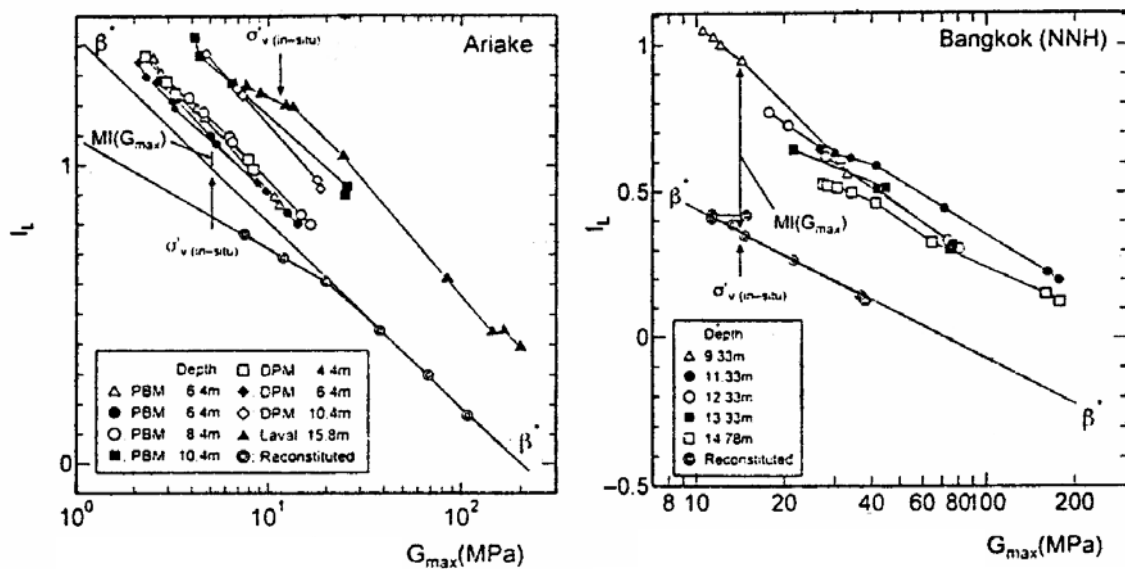
Posledica večje mejne ploskve popuščenja pa je tudi povečanje drenirane in nedrenirane strižne trdnosti in posledično spremembe linije kritičnega stanja, ter povečanje napetostnega količnika $M = q/p'$ (Cotecchia, 1996).



Slika 2.9 a) Prikaz vpliva strukture na povečanje mejne ploskve popuščanja pri trdi pappadajski glini (Cotecchia & Chandler, 1997) b) prikaz vpliva strukture na povečanje mejne ploskve popuščanja pri različno cementiranih kalkarenitih (po Lagioia & Nova, 1995)

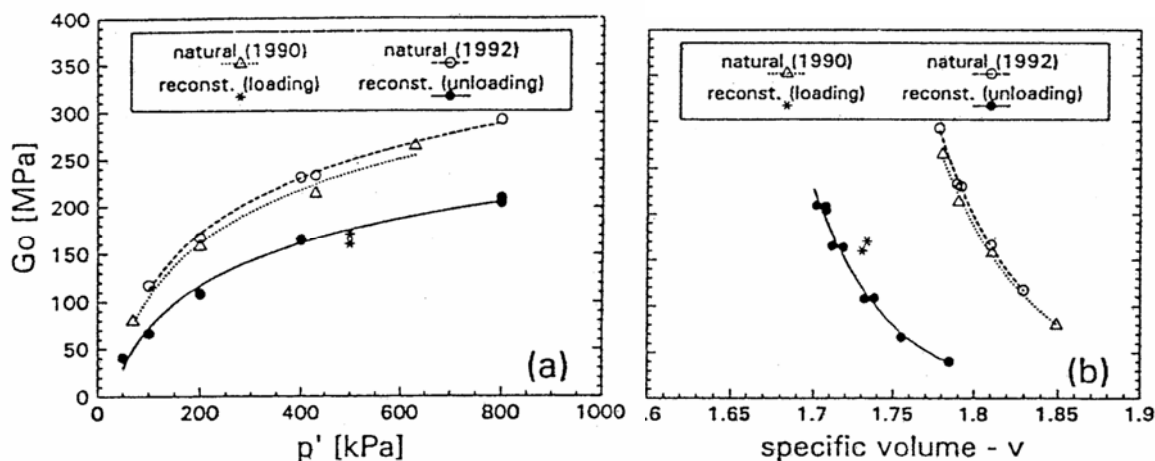
2.3.3 Vpliv strukture na togost

Struktura pomembno vpliva tudi na povečanje togosti naravnih geoloških materialov, v celotnem razponu deformacij, predvsem pa v območju zelo majhnih in majhnih deformacij. Shibuya et.al. (2000) so opravili serijo preiskav z bender elementi na rekonstituiranih in naravnih glinah. Na sliki 2.10 so prikazani rezultati izmerjene maksimalne strižne togosti (G_{max}) v primerjavi z indeksom tečenja (I_L) za dve naravni in rekonstituirani glini.



Slika 2.10 Izmerjena maksimalna strižna togost G_{max} na dveh naravnih in rekonstituiranih glinah v odvisnosti od indeksa tečenja I_L (po Shibuya et. al., 2000)

Do podobnih ugotovitev sta prišla tudi Rampello & Silvestri (1993), ko sta preiskovala togost pri majhnih deformacijah na naravni in rekonstituirani trdi glini (Vallericca clay). Avtorja sta preučevala odvisnost maksimalne strižne togosti (G_0) od hidrostatske napetosti in specifičnega volumna (v), kot je prikazano na sliki 2.11. Naravni in rekonstituiran material se obnašata enako, le da so togosti, pri konstantni napetosti ali konstantnemu specifičnemu volumnu pri strukturnem materialu večje kot pri rekonstituiranem materialu.



Slika 2.11 Izmerjena maksimalna strižna togost G_{max} v odvisnosti od hidrostatske napetosti in specifičnega volumna za naravno in rekonstituirano trdo glino (po Rampello & Silvestri, 1993)

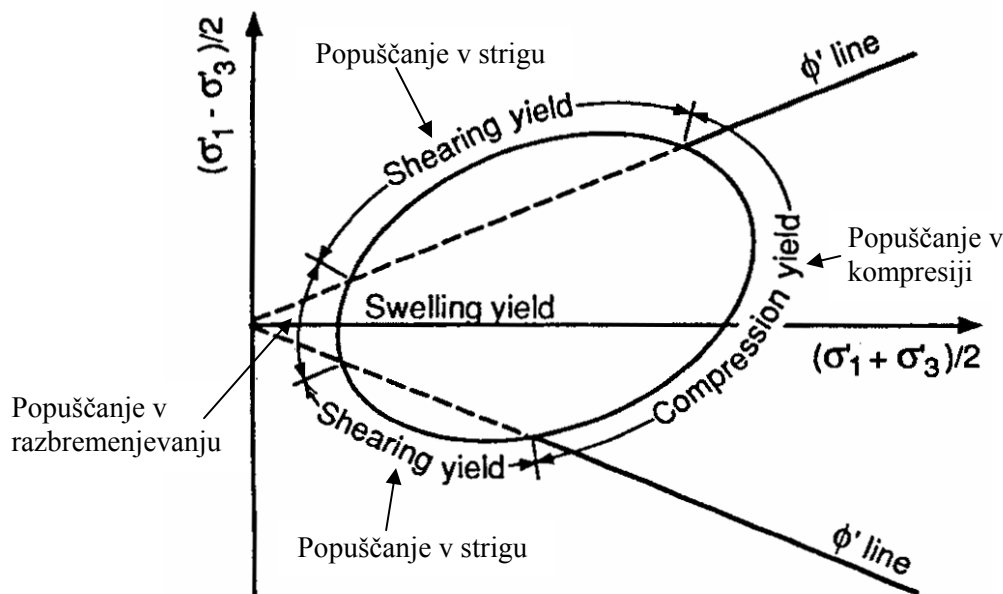
2.3.5 Destrukturizacija oz. stabilnost strukture

Destrukturizacija je skupek procesov, ki vključuje nepovratno popuščanje cementacijskih vezi in nepovratno reorganizacijo delcev oziroma spremembo teksture. Destrukturizacija je povezana s plastičnimi deformacijami, Leroueil & Vaughan (1990) pa sta ločila destrukturizacijo glede na položaj, kje nastopi na mejni ploskvi popuščanja.

Na sliki 2.12 je shematsko prikazana mejna ploskva popuščanja s tremi območji destrukturizacije. Destrukturizacija v naravnih geoloških materialih s stališča napetostno-deformacijskih sprememb tako lahko nastopi pri kompresiji, pri strigu in pri razbremenjevanju.

Posledica destrukturizacije je zmanjšanje mejne ploskve popuščanja, linije kritičnega stanja in togosti. Pri določenih primerih lahko destrukturizacija privede do popolnega uničenja strukture, tako da se naravni material obnaša enako kot rekonstituiran material.

Upoštevanje strukture in njene degradacije z deformacijami v konstitutivnih modelih v obliki ustreznih parametrov je ključnega pomena za modeliranje mehkih kamnin in trdih zemljin.



Slika 2.12 Prikaz različnih območij destrukturizacije (po Leroueil & Vaughan, 1990)

3 S_BRICK KONSTITUTIVNI MODEL ZA MODELIRANJE MEHKIH KAMNIN IN TRDIH ZEMLJIN

Model S_BRICK (Vukadin, 2004), za modeliranje mehkih kamnin in trdih zemljin je bil razvit na osnovi modela BRICK (Simpson, 1992, 2003). BRICK je bil izbran, ker uspešno opisuje številne aspekte obnašanja zemljin, kot so:

- nelinearno obnašanje naravnih geoloških materialov.
- vpliv napetostne poti na togostni odziv.
- kompresijsko obnašanje značilno za Cam-clay modele s pomočjo parametrov λ in κ ter koncepte mehanike mejnih kritičnih stanj (izotropno utrjevanje).
- pravilno napove stišni kot kritičnega stanja, čeprav ni direktno podan.
- uspešno modelira prekonsolidirano obnašanje materiala tako v trdnostnem kot v togostnem pogledu (vpliv volumsko-napetostnega stanja)
- pravilno napove K_0 obnašanje pri kompresiji in razbremenjevanju
- anizotropnost (trdnostno in togostno) materiala pri različnih poteh v oktaedrski ravnini
- je termodinamčno korektno formuliran (lahko ga interpretiramo v tudi okvirju hiperplastičnosti)

Skupaj potrebuje BRICK za delovanje 11 parametrov. Večina podanih parametrov se giblje v zelo ozkem razponu vrednosti, ki so v literaturi dobro dokumentirane ali pa so konstante (Simpson 1992, 2003).

Osnovi BRICK model je bil nadgrajen z vpeljavo strukture in destrukturizacije. Struktura je modelirana z vpeljavo dveh dodatnih parametrov (α in ω), pri čemer prvi vpliva predvsem na povečanje trdnosti, drugi pa na povečanje togosti. Poleg strukture je v model vpeljana tudi destrukturizacija, ki je odvisna od volumske in strižne komponente plastične deformacije.

Destrukturizacija je razdeljena v S_BRICK-u implementirana tako, da ločeno obravnava destrukturizacijo pri strigu, kompresiji in razbremenjevanju. Model S_BRICK njegova formulacija in postopki določevaja parametrov so podrobneje predstavili Vukadin (2004) in Vukadin et.al (2005).

4 PRIMERJAVA LABORATORIJSKIH REZULTATOV Z NAPOVEDMI MODELA

4.1 Uvod

V tem poglavju je podana primerjava napovedi modela S_BRICK z laboratorijskimi rezultati treh različnih materialov. Materiali so izbrani tako, da pokrivajo razpon mehanskih lastnosti, ki jih srečamo pri mehkih kamninah in trdih zemljinah. Najprej so predstavljeni rezultati primerjave opravljene na trdih glinah iz južne Italije (pappadajske gline), ki jih lahko na osnovi fizikalnih lastnosti uvrstimo med trde zemljine. Cementacija je v njih komaj izražena, tako da je trdnostno-togostni odziv posledica teksture (Cotecchia & Chandler, 1997).

V nadaljevanju je prikazana primerjava na cementiranih glinah iz severnega morja (ternske gline). V primerjavi s pappadajsko glino je cementacija močnejša in ima pri trdnostno-togostnem odzivu pomembnejšo vlogo od teksture (Jovičić et.al., 2004). Na vzorcih ternske gline je bila opravljena tudi primerjava osnovnega modela BRICK z S_BRICK-om. S primerjavo rezultatov je demonstrirana potreba po vključitvi strukture v konstitutivne materialne modele. V zaključku so prikazani z rezultati primerjave na grških laporjih (korintski laporji), ki jih po fizikalnih lastnostih lahko označimo kot mehke kamnine in kjer ima cementacija prevladujočo vlogo, tekstura pa je drugotnega pomena (Anagnostopoulos et.al., 1991).

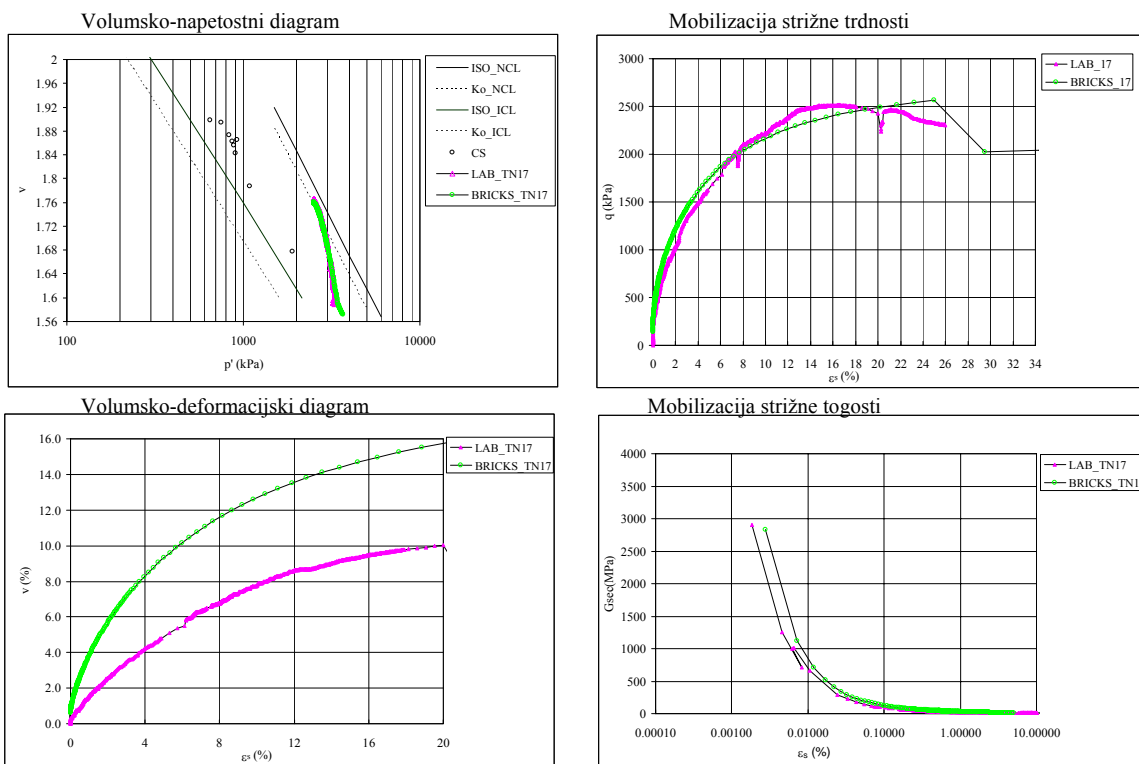
4.2 Rezultati primerjave napovedi S_BRICK-a

4.2.1 Pappadajska glina

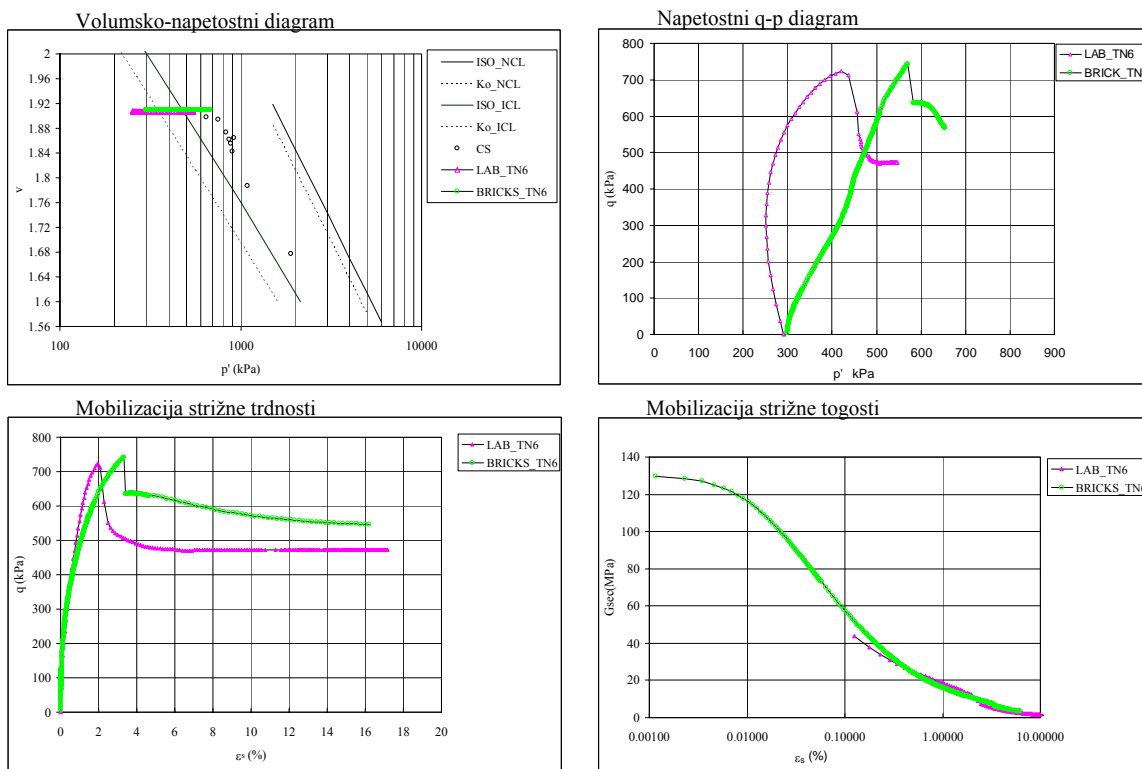
V tem poglavju je predstavljena validacija BRICKS-a na trdih prekonsolidiranih pleistocenskih glinah (Pappadai clay) iz južne Italije. Omenjena glina je po razpoložljivih podatkih v literaturi, najbolj celovito obdelan naravni material s stališča razumevanja strukture. Pappadajjska glina je bila predmet poglobljene večletne raziskovalne naloge in obsežnega števila objav (Cotecchia, V. et.al. 1993, Cotecchia, 1996, Cotecchia, & Chandler, 1995, Cotecchia & Chandler, 1997, Cotecchia & Chandler, 1998, Cotecchia, F.& Chandler, 2000 in Cotecchia & Cafaro, 2001). Objavljena literatura in rezultati laboratorijskih preiskav na pappadajjskih glinah, predstavljajo osnovo na kateri je bila opravljena primerjava modela.

Model je bil validiran na osnovi rezultatov šestih (6) dreniranih in šestih (6) nedreniranih triosnih strigov (OCR=1-8), na rezultatih stisljivostnih preiskav na intaktnem materialu, poleg tega pa je bil validiran tudi na rekonstituiranih vzorcih. Na slikah 4.1 in 4.2 so prikazani značilni napetostno deformacijski diagrami, iz katerih je razvidno trdnostno, togostno in deformacijsko obnašanje materiala in napovedi modela pri dreniranem triosnem preizkusu (vzorec TN 17 - slika 4.1) in pri nedreniranem triosnem preizkusu (vzorec TN6 - slika 4.2).

Na osnovi diagramov podanih na sliki 4.1 lahko ugotovimo, da je S_BRICK dobro napovedal obnašanje naravnega vzorca TN17. Model je natančno napovedal vršne vrednosti strižne napetosti in mobiliziranega strižnega kota. Prav tako je dobro napovedal togostni odziv materiala v celotnem razponu deformacij. Nekoliko slabše je napovedal volumetrični odziv.



Slika 4.1 Prikaz napovedi modela pri dreniranem strigu, OCR=1



Slika 4.2 Prikaz napovedi modela pri nedreniranem strigu, OCR=6

Na osnovi diagramov podanih na sliki 4.2 lahko ugotovimo, da je S_BRICK dobro napovedal vršne vrednosti deviatorske napetosti in mobilizacijo le te z deformacijami tudi pri nedreniranem preizkusu. Prav tako je dobro napovedal togostni odziv, nekoliko manj pa je uspešen pri modeliranju efektivne napetostne poti. Detaljne rezultate validacije podaja Vukadin (2004).

4.2.2 Ternska (severno morska) glina

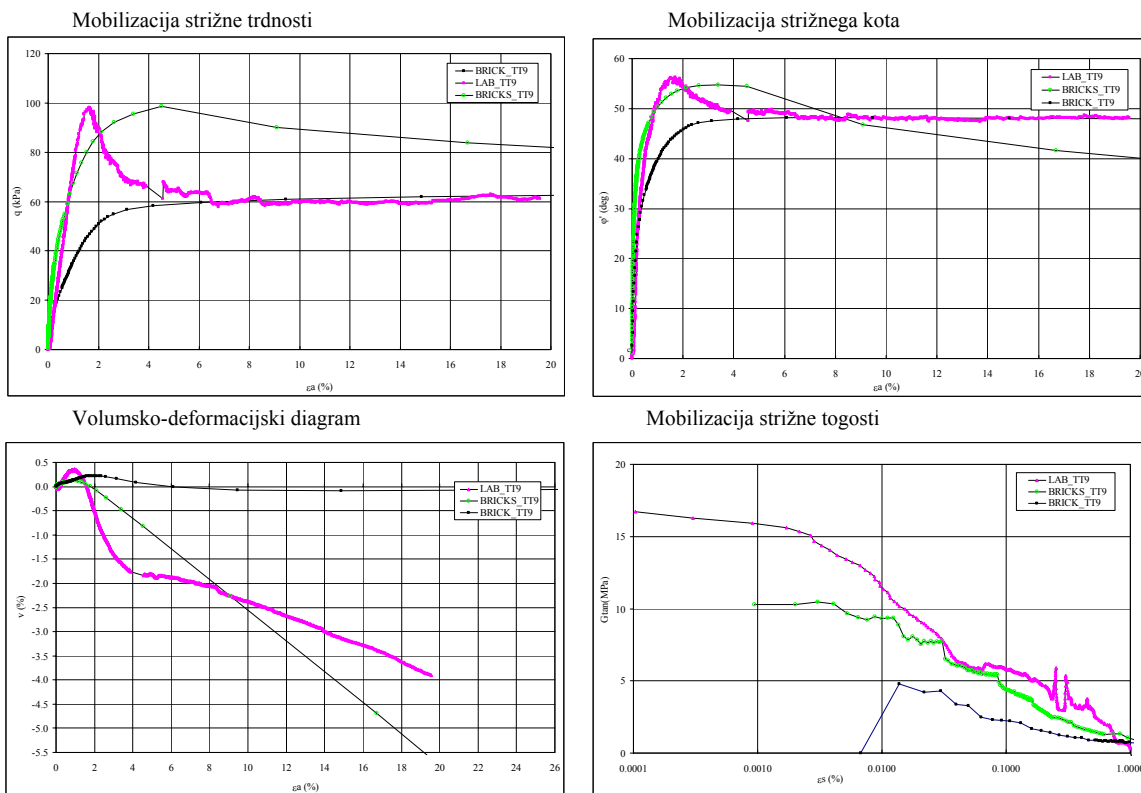
Ternske gline niso tako obsežno obdelane v vseh aspektih, kot pappadajiske gline, vendar so podatki o dreniranih triosnih strižnih preiskavah, izjemno kvalitetni in omogočajo validacijo BRICKS mestoma tudi pri deformacijah manjših od 0.001%. Glede na strukturo predstavlja ternska glina vmesno stopnjo med trdimi zemljinami in mehкими kamninami. Znotraj ternske gline se pojavlja več značilnih formacij, ki imajo značilno različno sestavo, stopnjo cementacije in posledično tudi geomehanske lastnosti. V primerjavi s pappadajsko glino je cementacija pri ternski glini bolj izražena in ima prevladujoč vpliv na deformacijsko obnašanje, kar se odraža tudi pri destrukurizacijskem zakonu, kjer je vpliv deviatorske plastične komponente pomemben.

Model je bil validiran na osnovi dvanajstih (12) dreniranih triosnih strigov na neporušenem materialu (OCR 1 do 1250) iz treh različnih formacij in na dveh (2) triosnih preizkusih na rekonstituiranih glinah. Poleg rezultatov napovedi modela S_BRICK, so prikazani tudi rezultati napovedani z BRICK-om (Simpson & Jovičić, 1999). Na osnovi primerjave z osnovnim modelom je jasno demonstrirana neobhodnost vključevanja strukture in destrukurizacije v materialne modele za modeliranje trdih zemljin in mehkih kamnin.

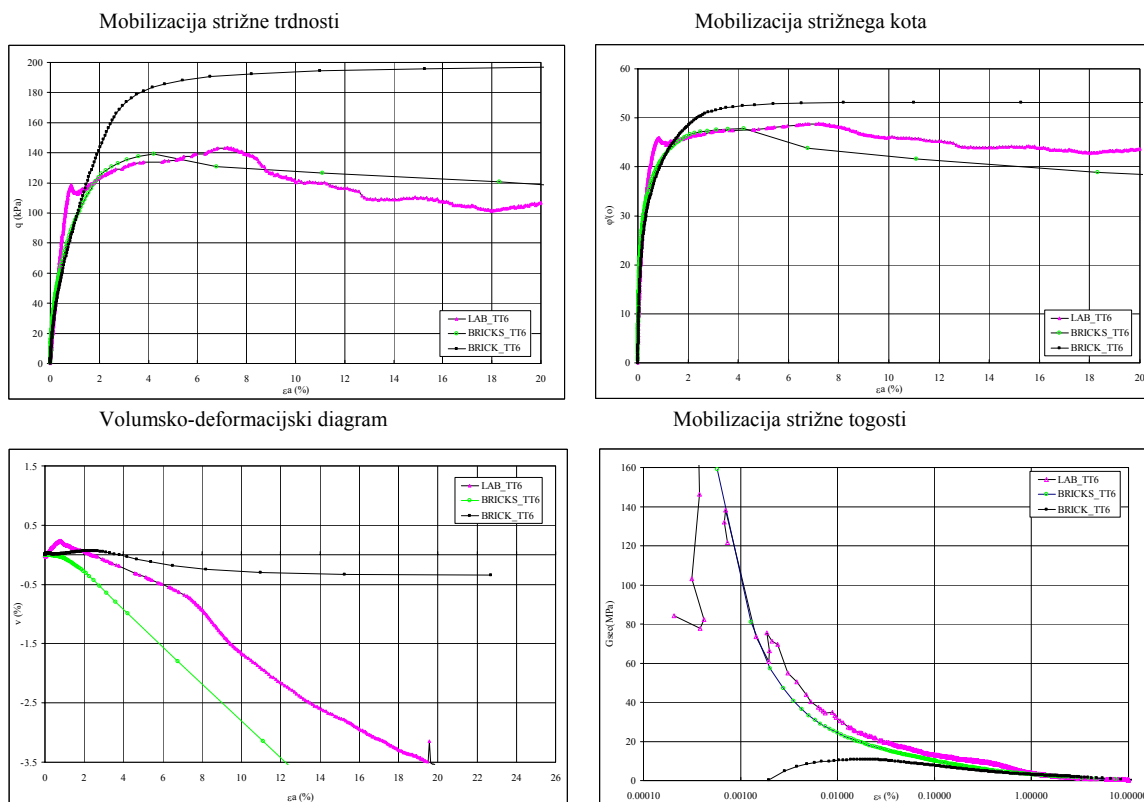
Na slikah 4.3 in 4.4 so prikazani značilni napetostno deformacijski diagrami, iz katerih je razvidno trdnostno, togostno in deformacijsko obnašanje materiala in napovedi modela pri dreniranih triosnih preizkusih dveh vzorcev iz različnih formacij Ternske gline (vzorec TT 9 - slika 4.3 in vzorec TT6 - slika 4.4).

Na osnovi diagramov podanih na sliki 4.4 lahko ugotovimo, da je S_BRICK dobro napovedal obnašanje naravnega vzorca TT9. Model je dobro napovedal vršne vrednosti strižne napetosti in mobiliziranega strižnega kota. Prav tako je dobro napovedal togostni odziv materiala v celotnem razponu deformacij, ter tudi volumetrični odziv. V primerjavi s S_BRICK-om je osnovni model napovedal bistveno nižjo trdnost in togost materiala, volumetrični odziv pa bistveno odstopa od laboratorijskih rezultatov.

Do podobnih ugotovitev lahko pridemo tudi na osnovi diagramov na sliki 4.4, kjer je S_BRICK dobro napovedal obnašanje vzorca TT6, osnovni model pa je bistveno slabše napovedal odziv materiala. Detaljne rezultate validacije podaja Vukadin (2004).



Slika 4.3 Prikaz napovedi modela pri dreniranem strigu, OCR=150



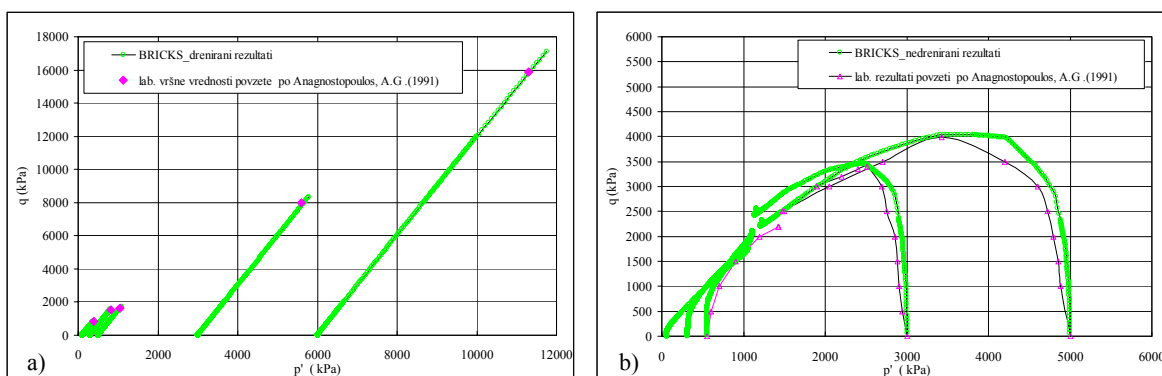
Slika 4.4 Prikaz napovedi modela pri dreniranem strigu, OCR=120

4.2.3 Korintski lapor

Korintski laporji so bili intenzivno preiskovani v okviru študij stabilnosti brežin korintskega kanala, ki povezuje egejsko in ionsko morje. Rezultati laboratorijskih in terenskih preiskav (Anagnostopoulos et.al., 1991, Bressani, 1993, Burland et.al.,1996 in Kavvadas et.al.,1993) so pokazali, da je stabilnost korintskih laporjev posledica močne cementacije, glede na njihovo trdnost pa spadajo med mehke kamnine.

Laboratorijske preiskave mehkih kamnin so bistveno težje, ker visoka togost in cementacija otežujejo pripravo vzorcev in izvedbo visoko kvalitetnih preiskav. Izbira korintskih laporjev za validacijo temelji na dejstvu, da so v literaturi korintski laporji najbolj celovito obdelane mehke kamnine, vendar pa je v primerjavi s ternskimi cementiranimi glinami in še posebej s pappadajskimi glinami, kvaliteta podatkov na razpolago bistveno nižja. Z validacijo korintskih je zaokrožena skupina naravnih materialov, ki jih uvrščamo v mehke kamnine in trde zemljine, za katere je bil razvit model S_BRICK.

Model je bil validiran na rezultatih petih (5) dreniranih in petih (5) nedreniranih triosnih strigov ($OCR=1-24$) in na osnovi preiskav stisljivosti. Na sliki 4.5 so prikazani povzeti rezultati dreniranih (4.5a) in nedreniranih strigov (4.5b) izvedenih pri različnih stopnjah prekonsolidacije.



Slika 4.5 a) Prikaz napovedi modela pri dreniranih strigih strigu ($OCR=1-35$) b) pri nedreniranih strigih ($OCR=1-60$)

Tudi pri modeliranju tako dreniranih kot nedreniranih strižnih preiskav, je S_BRICK pravilno napovedal vršne napetosti, pri nedreniranih preiskavah pa je model pravilno napovedal tudi obliko ploskve popuščanja. Detaljne rezultate validacije podaja Vukadin (2004).

5 ZAKLJUČEK

V prispevku je so bile predstavljene osnovne značilnosti obnašanja mehkih kamnin in trdih zemljin, ki jih je s stališča modeliranja potrebno vključiti v konstitutivni materialni model. Prikazano je bilo, da so napetostno-deformacijski odzivi naravnih materialov ne glede na njihovo izvor, sestavo in trdnost podobni.

Ključ za uspešno modeliranje mehkih kamnin in trdih zemljin je v vpeljavi koncepta strukture in njene postopne degradacije s plastičnimi deformacijami (destrukturalizacije) v obliki parametrov, s katerimi lahko zajamemo različno stopnjo strukture posameznih naravnih materialov. Na osnovi teh ugotovitev je bil razvit model S_BRICK, ki vključuje tudi koncepte strukture in njene degradacije pri različnih napetostnih poteh (kompresija, strig, razbremenjevanje).

Delovanje modela je bilo prikazano na osnovi primerjave napovedi modela in laboratorijskih rezultatov na treh različnih naravnih materialih, ki pokrivajo razpon od trdih zemljin do mehkih kamnin. Rezultati primerjave so pokazali, da je model uspešno napovedal pomembne vidike obnašanja naravnih materialov.

UPORABLJENE OZNAKE

c_u	nedrenirana strižna trdnost
e	količnik por
p, p	hidrostatska ali izotropna ali srednja efektivna napetost
p_c, p_c	hidrostatska efektivna napetost maksimalne prekonsolidacije
p_{cs}, p_{cs}	hidrostatska efektivna napetost pri kritičnem stanju
p_e^*, p_e	ekvivalentna efektivna napetost vzeta na osnovni liniji normalne kompresije
p_{ie}	ekvivalentna efektivna napetost vzeta na osnovni liniji izotropne normalne kompresije
q, q	deviatorska efektivna napetost
$q_{peak}, q_{vrš}$	vršna strižna napetost
q_{cs}	strižna napetost pri kritičnem stanju
v	specifični volumen
CSL	linije kritičnega stanja (Critical State Line)
CSL*	linije kritičnega stanja za rekonstituiran material (Critical State Line)
G	modul strižne togosti
G_{max}	maksimalna (elastična) strižna togost
G_0	maksimalna (elastična) strižna togost
I_L	indeks tečenja
I_v	indeks poroznosti
ICL	osnovna linije normalne kompresije za rekonstituiran material
ISO_NCL	linije izotropne kompresije za naravni material (Isotropic Normal Compression Line)
ISO_ICL	osnovna linije izotropne kompresije za rekonstituiran material (Isotropic Intrinsic Compression Line)
K_0	koeficienta zemeljskega tlaka
LI	indeks tečenja
M^{krit}	napetostni koeficient pri kritičnem stanju
NCL	linija normalne kompresije za naravni material

NCL*	linija normalne kompresije za rekonstituiran material
OCR	stopnja prekonsolidacije (Over Consolidation Ratio)
SBS	mejne ploskve popuščanja za naravni material (state boundary surface)
SBS*	mejne ploskve popuščanja za rekonstituiran material
SCL	sedimentacijska linija normalne kompresije
ε	deformacija
ε_a	osna deformacija
ε_i	deviatorske deformacijske invariante($i=2do6$)
ε_r	radialna deformacija
ε_s	strižna deformacija
ε_v	volumska deformacija
$\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}$	Komponente glavnih deformacij podane v kartezijskem koordinatnem sistemu
θ	Lode-jev kot
κ	gradient linije razbremenitve za naravni material
λ	gradient linije normalne kompresije za naravni material
σ'_a	osna efektivne napetost
σ'_r	osna radialna napetost
σ'_c	enoosna tlačna trdnost
σ'_v	vertikalna efektivna napetost popuščanja
$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$	Komponente glavnih napetosti podane v kartezijskem koordinatnem sistemu
φ	strižni kot
φ^{mob}	mobiliziran strižni kot

VIRI

- ANAGNOSTOPOULOS, A.G., KALTEZIOTIS, N., TSIAMBAOS, G.K., in KAVVADAS, M., 1991, Geotechnical properties of the Corinth canal marls, *Geotechnical and Geological Engineering*, 1991, No.9, str1-26.
- ATKINSON, J.H., RICHARDSON, D. in STALLEBRASS, S.E. Effect of recent stress history on the stiffness of overconsolidated soil, *Geotechnique*, 1990, Vol. 40, No. 4, str. 531-540.
- ATKINSON, J.H., COOP, M.R., STALLEBRASS, S.E. in VIGGIANI, G. Measurement of stiffness of soils and weak rocks in laboratory tests. *Proc. of 25th Annual Con. Of Engng. Geo. Group*, 1990, Leeds, British Geology Society.
- ATKINSON, J.H. in BRANSBY, P.L. *The Mechanics of Soils: An Introduction to Critical State Soil Mechanics*. 1978, McGraw-Hill Book Company Limited, England.
- ATKINSON, J.H. in SALLFORS, G. *Proc. 10th Euro. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Florence, Balkema, Rotterdam, 1991, Vol.III, str. 915-956.
- BIENIAWSKI, Z.T. Engineering classification of jointed rock masses. *Transactions of the South African Institution of Civil Engineers*, 1973, 15, str. 335-344.
- BRESSANI, L.A. The secant stiffness behaviour of Corinth marl, *Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks*, Athens, Greece, Ed. Anagnostopoulos, A.G. et. al., Rotterdam : Balkema, 1993, str. 391-396.
- British Standard Institution, Code of practice for site investigations. BS 5930, 1981, HMSO, London.

- BURLAND, J.B. On the compressibility and shear strength of natural clays. *Geotechnique*, 1990, Vol. 40, No. 3, str. 329-378.
- BURLAND, J.B., RAMPELLO, S., GEORGIANNOU, V.N. in CALABRESI, G. A laboratory study of the strength of four stiff clays. *Geotechnique*, 1996, Vol. 46, No. 3, str.491-514.
- CALLISTO, L.in RAMPELLO, S. Shear strength and small-strain stiffness of a natural clay under general stress conditions.*Géotechnique*, 2002, Vol. 52, No.8, str. 547-560.
- COTECCHIA, F. The effects of structure on the properties of an Italian Pleistocene clay. PhD Thesis, City University, London,1996.
- COTECCHIA, F. in CAFARO, F. Structure degradation and changes in the mechanical behaviour of a stiff clay due to weathering, *Geotechnique*, 2001, Vol. 51, No. 5, str. 441-453.
- COTECCHIA, F. in CHANDLER, R.J. Geotechnical properties of the Pleistocene clays of the Pappadai Valley, Taranto, Italy, *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 1995, Vol. 28, str.5-22.
- COTECCHIA, F.in CHANDLER, R.J. The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay, *Geotechnique*, 1997, Vol. 47, No. 3, str. 523-544.
- COTECCHIA, F. in CHANDLER, R.J. One-dimensional compression of a natural clay: structural and mechanical effects, *Proc. HSSR, Napoli*, 1998, str.103-114.
- COTECCHIA, F. in CHANDLER, R.J. A general framework for the mechanical behaviour of a clays, *Geotechnique*, 2000, Vol. 50, No. 4, str. 431-447.
- COTECCHIA, V., MONTERISI, L., SEMBENELLI, P. in CLAPS, G.A. La costruzione delli invaso Pappadai in Puglia, *Quarry and Construction*, 1993, Vol. 10, str. 87-97.
- ELLIOT, G.M in BROWN, E.T. Yield of soft high porosity rock, *Geotechnique*, 1985, Vol. 35, No. 4, str. 413-423.
- HAWKINS, A.B. General report: The nature of hard rocks/soft soils. *The Geotechnics of Hard Soils- Soft Rocks*, Ed. Evangelista in Picarelli, 2000, Rotterdam:Balkema, str.1391-1402.
- ISHIHARA, K., *Soil behaviour in earthquake geotechnics*, Oxford Engineering Science Series, 1996, Vol. 46, New York: Oxford University Press.
- JOVIČIĆ, V. in COOP, M.R. The stiffness of coarse grained soils at small strains. *Geotechnique*, 1997, Vol.47, No.3, str.545-561.
- JOVIČIĆ, V. The measurement and interpretation of small strain stiffness of soils. PhD thesis, City University, London, 1997.
- JOVIČIĆ, V., COOP, M.R. in Atkinson, J.H. Laboratory measurements of small strain stiffness of a soft rock, *Proc.XIV ICSMFE, Hamburg*, 1997, Rotterdam: Balkema, str. 323-326.
- JOVIČIĆ, V. in COOP, M.R. The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender element tests in the triaxial apparatus. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 1998, Vol.21, No.1, str.3-10.
- KAVVADAS, M., ANAGNOSTOPOULOS, A.G., in KALTEZIOTIS, N. A framework for the mechanical behaviour of the cemented Corinth marl. *Geotechnical Engineering of*

- Hard Soils-Soft Rocks, Athens, Greece, Ed. Anagnostopoulos, A.G. et al., 1993, Rotterdam: Balkema, str. 577-583.
- LAGIOIA, R. in NOVA, R. An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression. *Géotechnique*, 1995, Vol. 45, No.4, str. 633-648.
- LAMBE, T.W. in WHITMAN, R.V. *Soil Mechanics*, Ney York:John Wiley & Sons Inc., 1969.
- LEFEBRE, G. Contribution a l etude de le stabilite des pentes dans les argiles cimentees. PhD thesis, Universite Laval, Quebec,1970.
- LEROUEIL, S. Critical state soil mechanics and the behaviour of real soils. *Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Ed. Almeida, 1997 Rotterdam: Balkema str. 41-80.
- LEROUEIL, S., KABBAJ, M., TAVENAS, F.in BOUCHARD, R. Stres-strain-strain rate relations for the compressibility of natural sensitive clays. *Géotechnique*, 1985, Vol. 35, No.2, str.159-180.
- LEROUEIL, S. in VAUGAN, P.R., The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Geotechnique*, 1990,Vol. 40, No.3, str.467–488.
- RAMPELLO, S. in SILVESTRI, F. The stress-strain behaviour of natural and reconstituted samples of two overconsolidated clays, *Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks*, Athens, Greece, 1993, Ed. Anagnostopoulos, A.G. et. al., Rotterdam :Balkema, str.769-778.
- RAMPELLO, S., SILVESTRI, F. in VIGGIANI, G. The dependence of G_0 on stress state and history. In *Proceedings of the 1st International Symposium on Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Sapporo, Japan, 1995, Vol. 2, str. 1155–1160.
- RICHARDSON, D. Investigation of treshold effects in soil deformations, PhD thesis, City University, London,1988.
- SHIBUYA, S., MITACHI, T. in HWANG, S.C. Case szudies of in situ structure of natural sedimentary clays. *Soils and foundations*, , 2000, Vol. 40, No.3, str.87-100.
- SIMPSON, B. Thirty-second Rankine Lecture: Retaining Structures: displacement and design. *Geotechnique* 1992,Vol. 42, No.4, str.541-576.
- ŠUKLJE, L. The analysis of the consolidation process by the isotaches method, 4th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng., 1957, London, Vol1, str. 200-206.
- VIGGIANI G. in ATKINSON J.H., Stiffness of fine-grained soils at very small strains. *Géotechnique*, 1995, Vol. 45, No. 2, str.249-265.
- Vukadin, V. Development of a constitutive material model for soft rocks and hard soils. PhD thesis. 2004. Ljubljana: University of Ljubljana.
- Vukadin, V., Likar, J. in Jovičić, V. Development of a conceptual material model for structured materials S_BRICK, *Acta Geotechnica*, 2005, Vol 1. str.33-43
- WESLEY, L.D. Discussions of Wallace (1973), *Géotechnique*, 1974, Vol. 24, No.1, str.101-105.