

UNIVERZITET U BEOGRADU
RUDARSKO-GEOLOŠKI FAKULTET

Zoran M. Berisavljević

**DEFINISANJE PARAMETARA
ČVRSTOĆE NA SMICANJE KOD
IZVOĐENJA KOSINA U ISPUČALOM
STENSKOM MASIVU**

doktorska disertacija

Beograd, 2015

UNIVERSITY OF BELGRADE
FACULTY OF MINING AND GEOLOGY

Zoran M. Berisavljević

**SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF
CUT SLOPES EXCAVATED IN JOINTED
ROCK MASS**

Doctoral Dissertation

Belgrade, 2015

Mentor:

dr Vladimir Čebašek, docent

Uža naučna oblast: Eksploatacija čvrstih mineralnih sirovina i mehanika stena

Univerzitet u Beogradu, Rudarsko-geološki fakultet

Članovi komisije:

dr Nebojša Gojković, red. prof.

Uža naučna oblast: Eksploatacija čvrstih mineralnih sirovina i mehanika stena

Univerzitet u Beogradu, Rudarsko-geološki fakultet

dr Dragoslav Rakić, docent

Uža naučna oblast: Mehanika tla i fundiranje, mehanika stena i inženjerska geologija

Univerzitet u Beogradu, Rudarsko-geološki fakultet

dr Nenad Šušić, naučni savetnik

Institut za ispitivanje materijala a.d., Beograd

dr Zoran Radić, docent

Uža naučna oblast: Inženjerska geologija

Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet

Datum odbrane:

ZAHVALNICA

Ovim putem želim da iskažem iskrenu i srdačnu zahvalnost:

Svom mentoru Doc. dr Vladimiru Čebašku na podršci, korisnim sugestijama i idejama koje su doprinele kvalitetu disertacije. Svojim izuzetnim zalaganjem omogućio je da se deo istraživanja izvede u prostorijama Rudarskog instituta u Beogradu, kao i da se steknu opšti uslovi za odbranu disertacije.

Doc. dr Dragoslav Rakiću na stručnim savetima, prijateljskom razgovoru i smernicama po pitanju pristupa prilikom izrade disertacije.

Zahvalnosti dugujem Prof. dr Laslu Čakiju, koji je u sopstveno konstruisanom aparatu izveo opit čiji su rezultati bili od značaja za disertaciju. Takođe, njegove ideje i sugestije doprinele su originalnosti kod istraživanja.

Prof. dr Slobodanu Ćoriću, čiji su me saveti oformili kao ličnost i obrazovali kao inženjera. Svojim sugestijama i smernicama tokom predavanja, profesionalne saradnje i izrade disertacije načinio me je boljim čovekom i stručnjakom.

Kao indirektnom učesniku, koji je konstruktivnim kritikama činio da čitam više i bolje, dugujem zahvalnost pokojnom Prof. dr Milanu Maksimoviću, od koga sam dobio veliki deo literature koja mi je pomogla da savladam materiju vezanu za definisanje parametara smičuće čvrstoće.

Roditeljima koji su verovali u mene i bili konstantna podrška tokom osnovnih i postdiplomskih studija.

Svakako da najveću zahvalnost dugujem svojoj supruzi Jovani koja me je podržala u teškim momentima i uvek imala razumevanja za vreme koje sam posvetio pisanju teze.



DEFINISANJE PARAMETARA ČVRSTOĆE NA SMICANJE KOD IZVOĐENJA KOSINA U ISPUCALOM STENSKOM MASIVU

Rezime

Definisanje parametara čvrstoće na smicanje ispucalih stenskih masa predstavlja jedan od najzahtevnijih zadataka mehanike stena. Geotehnička istraživanja su uglavnom ograničena na rezultate laboratorijskih ispitivanja malih makroskopski homogenih uzoraka, sa kojih se vrši ekstrapolacija rezultata na terensku razmeru. Ispitivanja se mogu vršiti *in situ*, ali su i ona ograničena veličinom korišćene aparature i mikrolokacijom na kojoj se vrše ispitivanja. Pored toga, moguće je vršiti različita ispitivanja na fizičkim modelima, koja su veoma složena i skupa. Ekstrapolacija podataka sa malog uzorka na terensku razmeru daje mnogo bolje rezultate u mehanici tla, gde se materijal sa zadovoljavajućom tačnošću može smatrati kontinualnim i homogenim. Kod čvrstih stenskih masa, usled prisustva velikog broja pukotina, javlja se problem diskontinualnosti. Zbog ovoga, rezultati dobijeni na intaktnim uzorcima mogu biti od ograničene upotrebljivosti ukoliko se ne poznaju karakteristike ispucalosti stenske mase.

Da bi se definisali parametri čvrstoće na smicanje stenske mase potrebno je primeniti neku od postojećih klasifikacija, koja kombinuje karakteristike ispucalosti i parametre intaktnih uzoraka. Ovde se posebno ističe GSI sistem, jedina klasifikacija koja je sastavni deo jednog (Hoek-Brown-ovog) kriterijuma loma. Ona je subjektivna, pa se u disertaciji daje predlog kvantifikacije GSI dijagrama za fliš preko koeficijenta SCR, kojim je definisan kvalitet zidova pukotina.

Nakon otvaranja kosina dolazi do promene naponskog stanja i izlaganja stenske mase dejstvu atmosferskih činilaca. Ovi faktori mogu dovesti do omekšanja, tj. snižavanja parametara čvrstoće na smicanje u vremenu. Zbog toga, za razmatranje dugoročne stabilnosti, nije dovoljno definisati parametre samo u trenutku otvaranja kosina, već je potrebno odrediti ih i u nekom trenutku nakon otvaranja kosina.

Predmet ove disertacije su karakteristike čvrstoće na smicanje heterogenih ispucalih flišnih i sedimenata tzv. „upletenih reka“ (crveni permski sedimenti), kod kojih se smenjuju partije peščara i siltita. Parametri će biti definisani uzimajući u obzir efekte:



- litološke heterogenosti (na osnovu procentualnog učešća peščara i siltita);
- ispuicalosti;
- tektonske oštećenosti i
- raspadanja.

Da bi se ispitaio uticaj heterogenosti na veličinu jednoosne čvrstoće, izvršena su ispitivanja, specijalno pripremljenih, kompozitnih uzoraka u uslovima jednoosnog pritiska. Rezultati ukazuju da, kada je procentualno učešće siltita manje od 20% do loma dolazi u disku peščara, kombinacijom smicanja i zatezanja. Kada je učešće siltita između 20% i 45% lom nastaje smicanjem kroz kompozitni uzorak u celini. Pri učešću siltita većem od 45% do loma dolazi zatezanjem, tj. pojavom vertikalnih pukotina u uzorku siltita. Sa porastom zapreminskog učešća siltita, od 0% do 60%, jednoosna čvrstoća eksponencijalno opada. Sa daljim povećanjem zapreminskog učešća siltita jednoosna čvrstoća odgovara čvrstoći siltita.

Sa laboratorijskim rezultatima su upoređene empirijske preporuke za određivanje jednoosne čvrstoće heterogenih sedimenata, u zavisnosti od procentualnog odnosa peščara i siltita, pri čemu je pokazano da dobro korespondiraju. Ovo je omogućilo da se, zajedno sa prikupljenim podacima o ispuicalosti, preko kvantifikovanog GSI dijagrama, definišu početne vrednosti geotehničkih karakteristika heterogenih sedimenata. Kod fliša je, u zavisnosti od dejstva tektonskih uticaja i procentualnog odnosa peščara i siltita, izdvojeno pet bitno različitih geotehničkih tipova, dok su kod sedimenata stvaranih u fluvijalnoj depozicionoj sredini, u zavisnosti od navedenog procentualnog učešća, izdvojena tri različita tipa.

Sistematskim praćenjem dejstva atmosferskih činilaca na čelu iskopa uočeno je da raspadanje kod ispuicalih laminiranih sedimenata dovodi do pojava globalnih nestabilnosti, dok kod ispuicalih pelita bez lamina prouzrokuje samo površinske izmene, a globalni lomovi su posledica inicijalno niskih parametara čvrstoće na smicanje i povećanja površinskih pritisaka. U tom smislu, kod fliša su za lom presudni inicijalni parametri, dok kod permskih sedimenata do loma dolazi nakon određenog vremena sa parametrima nižim od početnih vrednosti.

Koncept redukcije čvrstoće usled raspadanja, definisan je kroz smanjenje GSI vrednosti. Potvrda ovog pristupa izvršena je izlaganjem, posebno pripremljenih, uzoraka dejstvu atmosferskih činilaca u periodu od godinu dana. Usitnjavanje intaktnih blokova i



smanjenje kvaliteta zidova pukotina ukazuje da se GSI vrednost redukuje u horizontalnom i vertikalnom smislu. Rezultati analiza stabilnosti su pokazali da GSI u prva tri meseca opadne za jednu trećinu, dok u periodu od godinu dana opadne na 50% svoje početne vrednosti. Usled lokalne heterogenosti materijala moguće je da GSI vrednost u pojedinim delovima kosine bude niža od prosečne, pri čemu dolazi do lokalnog loma. Najveće smanjenje GSI vrednosti se može očekivati u prvih 6 meseci nakon formiranja kosina. Na osnovu ovih zaključaka moguće je analizirati kosine različitih visina i nagiba u ovom i sličnim materijalima u proizvoljnim vremenskim intervalima. Ovo je od izuzetnog praktičnog značaja u situacijama kada kosine ostaju nepokrivene u dužem vremenskom periodu nakon formiranja. Maksimalna dubina degradacije u razmatranim slučajevima definisana je najdubljom kliznom površi od oko 4 m.

Laboratorijski opit za određivanje otpornosti prema raspadanju pelitnih sedimenata zbog niza ograničenja ne daje uvek pouzdane rezultate.

Za razmatrani fliš, poseban akcenat je stavljen na definisanje parametara čvrstoće na smicanje pomoću nelinearne anvelope hiperboličkog tipa. Konverzija parametara HB kriterijuma u hiperboličku anvelopu izvršena je primenom Levenberg-Marquardt algoritma (LMA). Prilikom određivanja parametara vodilo se računa o njihovom fizičkom značenju. Napon srednjeg ugla eksponencijalno raste sa porastom GSI indeksa. Donja vrednost odgovara vrednosti koja je karakteristična za glinovite materijale, a gornja vrednost odgovara veličinama karakterističnim za kameni nabačaj i dobro graduiran šljunak. Bazni ugao trenja opada sa smanjenjem GSI indeksa i potrebno ga je utvrditi u svakom pojedinačnom slučaju. Maksimalna ugaona razlika zavisi od kombinacije druga dva parametra, pri čemu dostiže svoj maksimum pri nižim GSI vrednostima. Naknadno su određene realno moguće gornje i donje granične vrednosti parametara hiperboličke anvelope za fliš, na osnovu analize određenog broja literaturnih podataka. Bazni ugao trenja je određen kao ponderisana vrednost na osnovu procentualnog učešća peščara i silita.

Verifikacija parametara je izvršena na osnovu povratne analize određenog broja nestabilnosti. U slučaju fliša, pokazano je da, s obzirom na relativno plitka klizanja, nelinearnost čvrstoće na smicanje, koja je izražena preko odnosa napona srednjeg ugla i normalnog efektivnog napona, ima odlučujuću ulogu na (ne)stabilnost. Ekvivalentni



linearni Mohr-Coulomb-ovi parametri, u razmatranim slučajevima, precenjuju čvrstoću na smicanje.

Kod permskih sedimenata stanje loma, za unapred definisanu kliznu površ, je dostignuto redukcijom GSI vrednosti.

Ključne reči

naponsko stanje, ispucalost, heterogenost, čvrstoća na smicanje, geološki indeks čvrstoće, Hoek-Brownov materijal, kompozitni uzorci, dezintegracija, povratna analiza

NAUČNA OBLAST: RUDARSKO INŽENJERSTVO

UŽA NAUČNA OBLAST: EKSPLOATACIJA ČVRSTIH MINERALNIH
SIROVINA I MEHANIKA STENA

UDK: 622:622.271

622.28/.33/.833

624.121/.5/.13(043.3)



SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF CUT SLOPES EXCAVATED IN JOINTED ROCK MASS

Summary

Determination of shear strength parameters of jointed rock mass is one of the most demanding tasks in the field of rock mechanics. Conventional geotechnical investigations are usually restricted to testing visually homogeneous laboratory prepared samples of small size. Results are then extrapolated to the field scale. Tests can also be performed *in situ*, but then, they are dependent on the size of the equipment and test location. Besides, it is possible to perform studies on physical models, which are very complex and expensive. Direct data extrapolation from small laboratory scale to the field scale is more and less applicable in soil mechanics, whereas material can be reasonably assumed to behave as homogeneous and continuous. Due to presence of large number of joints, rock material is considered discontinuous, thus the results obtained on intact samples could be of limited use unless joint properties are known.

In order to define shear strength properties of jointed rock mass, it is necessary to apply some kind of existent classification system which combines intact and joint properties. The emphasis is here given to GSI system, the only classification which is the part of one shear strength (Hoek-Brown) criterion. GSI classification is rather descriptive in its original form, thus an effort is placed on quantifying the GSI chart for flysch by means of SCR coefficient.

After the excavation, stress state is altered and the slope face is exposed to weathering process. These factors can lead to slope deterioration and softening i.e. decrease in shear strength with time. In order to properly consider long-term slope stability it is necessary to determine shear strength parameters in different time periods after the excavation of cut.

The purpose of this dissertation is to define shear strength properties of heterogeneous jointed flysch and braided river deposits (Permian red sediments), with interchanging siltstone and sandstone lithologies.

Parameters are defined taking into account the following effects:

- lithological heterogeneity (based on different proportions of sandstone and siltstone);



- jointing;
- tectonic disturbance and
- disintegration.

In order to inspect the influence of lithological heterogeneity on the value of uniaxial compressive strength, specially prepared composite samples were tested. Results show that when the siltstone percent is less than 20%, the failure is restricted to sandstone disk and represents a combination of shear and tension. In the case when siltstone percent is between $20\% < s_l < 45\%$, the shear failure is encompassing the entire composite sample. When siltstone percent is above 45%, the failure is restricted to siltstone disk and its mechanism is tensile in nature (occurrence of vertical tension cracks). With an increase of siltstone volumetric participation from 0% to 60%, uniaxial compressive strength decreases exponentially. Volumetric participation of siltstone above 60% provides uniaxial compressive strength equal to the strength of pure siltstone sample.

These findings are compared with empirical relations for determination of uniaxial compressive strength of heterogeneous rock masses with different siltstone and sandstone proportions. Comparisons showed good agreement.

These findings, along with the data collected on joint properties, enabled the determination of initial shear strength parameters of flysch rock mass (with the use of quantified GSI chart). By considering siltstone and sandstone participation and tectonic disturbance within the flysch, five different geotechnical types are determined. Three distinct geotechnical types are determined within the fluvial braided river deposits, depending on the siltstone and sandstone participation.

Systematic monitoring of cuttings behaviour after exposure to weathering processes leads to conclusion that in the case of fissile pelitic sediments slaking produces global failures, whereas in the case of pelitic non-fissile sediments slaking produces only superficial deterioration and global failures are a consequence of initially low shear strength parameters and increase in pore-water pressures. In this regard, initial shear strength parameters are critical for instabilities in flysch, while for Permian sediments failures occur after some period of time with parameters lower than the initial ones.

The shear strength reduction, as a consequence of weathering, is obtained by reducing the GSI value. The verification of proposed approach is done by exposing specially prepared samples to natural climatic conditions during the period of one year.



Fragmentation of intact rock pieces and weathering of joint walls suggests reduction of GSI value both in horizontal and vertical direction. Back-analysis results showed that during the first three months of exposure, the GSI value reduces by one third, whereas after twelve months, the GSI reduces to 50% of its initial value. In some parts of the slope, the GSI value can be lower than the average due to local heterogeneity of material, and local failures are possible. The most drastic decrease of GSI value could be expected during the first six months of exposure. On the basis of these conclusions it is possible to analyse slopes with different inclinations and heights, in this and similar materials, during preferred time periods. These findings are of great practical importance in situations where slopes stay unprotected in longer periods of time. The maximum degradation zone is defined by deepest sliding surface of approximately 4 m. Due to many limitations of slake durability test, the results obtained can be misleading. Special attention is given to determination of shear strength properties of flysch material based on nonlinear envelope of hyperbolic type. During the process of conversion from HB to hyperbolic envelope, the Levenberg-Marquardt algorithm (LMA) is utilized. Parameters are determined taking into account their physical meaning. The median angle normal stress increases exponentially with GSI value and ranges between the value characteristic for clays and value characteristic for well graded gravel and angular rockfill. Basic angle of friction decreases with the GSI value and it should be determined in each individual case. The maximum angle difference depends on the combination of other two parameters, and reaches its maximum at lower GSI values. Based on the analysis of available data, upper and lower bound values of hyperbolic parameters are determined for flysch. Basic angle of friction is determined as weighted average value with regard to sandstone and siltstone participation.

In order to verify the proposed parameters, back analysis of several failed slopes is performed. In the case of shallow failures in flysch curved part of the shear strength envelope, expressed as the ratio of median angle normal stress and normal effective stress, is crucial for (in)stability. Equivalent linear Mohr-Coulomb parameters overestimate the shear strength in considered cases.

In the case of Permian sediments the state of failure for predefined sliding surface is reached by reducing the GSI value.



Key words

stress state, jointing, heterogeneity, shear strength, geological strength index, Hoek-Brown material, composite samples, dezintegration, back-analysis

SCIENTIFIC FIELD: MINING ENGINEERING

FIELD OF ACADEMIC EXPERTISE: EXPLOITATION OF SOLID MINERAL RESOURCES AND ROCK MECHANICS

UDK: 622:622.271

622.28/.33/.833

624.121/.5/.13(043.3)



SADRŽAJ

SPISAK SLIKA	xii-xviii
SPISAK TABELA	xix-xx
POGLAVLJE 1. UVOD	1
1.1 Pregled sadržaja teze po poglavljima	3
POGLAVLJE 2. NAPONI U STENSKOM MASIVU	5
2.1 Definicija i pojam napona	5
<i>2.1.1 In situ naponsko stanje</i>	8
<i>2.1.2 Indukovano naponsko stanje (stanje nakon iskopa)</i>	10
<i>2.1.3 Komentar o kretanju fluida kroz ispucalu stensku masu</i>	11
2.2 Naponi iz metode konačnih elemenata u metodi granične ravnoteže	12
POGLAVLJE 3. KRITERIJUMI LOMA I ČVRSTOĆA STENSKOG MATERIJALA	17
3.1 Uvod	17
3.2 Kriterijumi Loma	24
<i>3.2.1 Čvrstoća na smicanje monolita (Mohr-Coulomb-ov kriterijum loma)</i>	25
<i>3.2.2 Čvrstoća na smicanje diskontinuiteta</i>	27
<i>3.2.3 Čvrstoća na smicanje stenskih masa sa jednom familijom pukotina</i>	32
<i>3.2.4 Čvrstoća na smicanje ispucalih stenskih masa</i>	34
<i>3.2.5 Hoek-Brown-ov kriterijum loma</i>	36
<i>3.2.6 Nelinearna anvelopa hiperboličkog tipa</i>	43
POGLAVLJE 4. KLASIFIKACIJE STENSKOG MATERIJALA	47
4.1 Opšte o klasifikacionim sistemima	47
4.2 RMR sistem	49
4.3 Q sistem	51
4.4 RMi sistem	52
POGLAVLJE 5. METODE PRORAČUNA STABILNOSTI KOSINA	56



5.1 Definicija faktora sigurnosti	56
5.2 Metode granične ravnoteže	57
5.2.1 Metode za analizu kružno-cilindričnih kliznih površi	58
5.2.2 Metode za analizu kliznih površi proizvoljnog oblika	60
5.2.3 Planarna klizna površ	64
5.2.4 Klizanje klina po dve ravni	65
5.2.5 Izvrtanje blokova	66
5.3 Koncept teorije plastičnosti	69
5.3.1 Definicije i pojmovi	69
5.3.2 Granična analiza	73
5.4 Naponsko-deformacijske metode za analizu stabilnosti kosina	74
5.4.1 Metod redukcije čvrstoće (ϕ/c redukcija)	76
POGLAVLJE 6. DEFINISANJE PARAMETARA ČVRSTOĆE NA SMICANJE HETEROGENIH ISPUCALIH STENSKIH MASA	78
6.1 Čvrstoća kompozitnih uzoraka pri jednoosnom pritisku	78
6.1.1 Teorijske postavke	78
6.1.2 Metodologija odabira, pripreme i ispitivanja uzoraka	85
6.1.3 Rezultati ispitivanja jednoosne čvrstoće kompozitnih uzoraka	87
6.1.4 Korelacija procentualnog učešća silita u laboratoriji i na terenu	93
6.2 Metodologija određivanja parametara heterogenih flišnih sedimenata	97
6.2.1 Opšte o flišu	97
6.2.2 Geološke karakteristike fliša okoline Dimitrovgrada	98
6.2.3 Mineraloško-petrografske karakteristike fliša	99
6.2.4 Primena GSI sistema za klasifikaciju stenskih masa	101
6.2.5 Geotehničke karakteristike fliša okoline Dimitrovgrada	108
6.2.6 Predlog kvantifikacije GSI dijagrama za heterogene flišne sedimente	112
6.3 Parametri čvrstoće na smicanje fliša okoline Dimitrovgrada	118
6.4 Definisanje parametara hiperboličke anvelope za generalnu flišnu sekvencu	121
6.5 Verifikacija parametara	125



6.5.1 Analiza strukturnih dijagrama i verifikacija φ_b i p_n	125
6.5.2 Globalne nestabilnosti i verifikacija parametara za GT V materijal	128
POGLAVLJE 7. UTICAJ RASPADANJA NA ČVRSTOĆU NA SMICANJE KOD IZVOĐENJA KOSINA U ISPUCALOM STENSKOM MASIVU	133
7.1 Uvod	133
7.2 Opšte o raspadanju pelitnih sedimenata	133
7.2.1 Podela i nomenklatura pelitnih sedimenata	138
7.2.2 Geološke karakteristike permskih sedimenata	140
7.2.3 Mineraloško-petrografske karakteristike crvenih peščara i silitita	141
7.3 Nestabilnosti duž deonice u crvenim peščarima i silitima	143
7.3.1 Nestabilnost na km 30+200	145
7.3.2 Nestabilnost na km 28+650	146
7.3.3 Nestabilnost na km 22+850	147
7.4 Geotehničke karakteristike peščara i pelita	149
7.5 Određivanje otpornosti prema raspadanju pelitnih sedimenata	155
7.5.1 Metodologija određivanja otpornosti prema raspadanju	155
7.5.2 Rezultati ispitivanja otpornosti prema raspadanju	160
7.6 Predlog koncepta redukcije čvrstoće na smicanje usled raspadanja	168
POGLAVLJE 8. ZAKLJUČNA RAZMATRANJA	175
LITERATURA	180

**SPISAK SLIKA**

Slika 1.1. Osnovni gradivni elementi i ostala bitna svojstva stenske mase (Palmstrom, 2001)

Slika 1.2. Strukturni dijagram procedure za definisanje parametara heterogenih ispucalih stenskih masa

Slika 2.1 a) Telo proizvoljnog oblika opterećeno spoljašnjim silama, b) Dejstvo normalne ΔN i smičuće ΔS sile na malu površinu ΔA presečne ravni kroz telo

Slika 2.2 Normalne i smičuće komponente napona koje deluju na infinitezimalnu kocku Dekartovog koordinatnog sistema (Hudson i Harrison, 1997)

Slika 2.3 Razlaganje smičućeg (totalnog tangencijalnog) napona na komponente

Slika 2.4 Komponente napona i glavni naponi

Slika 2.5 Polja napona u stenskoj masi (Hudson i dr., 2003)

Slika 2.6 a), b) Promena in situ vertikalnih i horizontalnih napona sa dubinom (Hoek i Brown, 1980a), c) Zavisnost glavnih napona od prve invarijante napona, zapadna Australija (Lee i dr., 2006)

Slika 2.7 Glavni naponi koji deluju na nepodgrađen iskop (Hudson, 2009)

Slika 2.8 Uticaj pukotine na stanje napona u stenskoj masi (Hudson, 2009)

Slika 2.9 Princip efektivnih napona za intaktnu stenu i diskontinuitete a) Primarna vodopropusnost unutar intaktnog dela stenske mase (mikrorazmera), b) Morovi krugovi sa totalnim i efektivnim naponima, c) Efekat sekundarne vodopropusnosti unutar diskontinuiteta, d) Različito dejstvo pornih pritiska na element koji se nalazi na kontaktu sa pukotinom i unutar monolita (Hudson i Harrison, 1997)

Slika 2.10 Geometrija kosine i diskretizacija mrežom konačnih elemenata

Slika 2.11 Konture sa raspodelom veritkalnog (σ_y) napona u stenskoj masi

Slika 2.12 Konture sa raspodelom smičućeg (τ_{xy}) napona u stenskoj masi

Slika 2.13 Konture sa raspodelom horizontalnog (σ_x) napona u stenskoj masi

Slika 3.1 Načini opterećivanja uzoraka u konvencionalnim laboratorijskim uslovima

Slika 3.2 Mogući slučajevi deformisanja stenske mase a) Promena oblika i zapremine, b) Promena oblika bez promene zapremine, c) Promena zapremine bez promene oblika



Slika 3.3 Šematski prikaz potencijalne zone loma, gde se smicanje javlja duž diskontinuiteta i kroz stensku masu (Hoek i dr., 2000)

Slika 3.4 Granična površ čvrstoće u trodimenzionalnom stanju napona. Da bi se definisali različiti delovi površi potrebni su različiti opiti za tačke: A, B i C – jednoosni pritisak, za E, F i D - jednoosno zatezanje, a za krive AB, AC i BC – dvoosni pritisak, za AG, BH i CI - troosni pritisak (Franklin, 1971)

Slika 3.5 Poređenje vršne, rezidualne i čvrstoće prerađenog uzorka (Skempton, 1970)

Slika 3.6 Poređenje vršne, rezidualne i post-rupturne čvrstoće (Zhan, 2012)

Slika 3.7 Naponsko-deformacijske zavisnosti a) Stenska masa dobrog kvaliteta, b) Srednjeg kvaliteta, c) Veoma loša stenska masa (Hoek i Brown, 1997)

Slika 3.8 Rezultati troosnih ispitivanja na „Indiana“ krečnjaku, koja pokazuju prelaz iz krtoq u plastično ponašanje (Schwartz, 1964)

Slika 3.9 Prelazak iz krtoq u plastično ponašanje „Wombeyan“ mermera u uslovima troosnog pritiska pri različitim svestranim pritiscima a) Naponsko-deformacijske zavisnosti, b) Izgled uzoraka nakon opita za svestrani pritisak (a) koji odgovara atmosferskom pritisku, b) 3,5MPa, c) 35 MPa, d) 100 MPa), (Peterson, 1958)

Slika 3.10 Mohr-Coulomb-ov kriterijum loma sa jednačinama koje ga opisuju

Slika 3.11 Bilinearna anvelopa napona loma za neravne površine (Patton, 1966)

Slika 3.12 a) Profili hrapavosti i odgovarajuće vrednosti JRC (Barton i Choubey, 1977), b) Određivanje JRC-a na osnovu merenja amplituda hrapavosti i dužine pukotina (Barton, 1982)

Slika 3.13 a) Uzorak sa diskontinuitetom u uslovima troosnog pritiska, b) Čvrstoća uzorka izračunata na osnovu jednačina (3.5) i (3.15), (Hoek, 1983)

Slika 3.14 Rezultati troosnih ispitivanja za uzorak sa jednom pukotinom a) Glineni škriljac, b) Ispucali peščar (Hoek, 1983)

Slika 3.15 Konfiguracija modela od betonskih blokova (Ladanyi i Archambault, 1972)

Slika 3.16 Poređenje između a) Čvrstoće predviđene na osnovu jednačine (3.15) i b) Čvrstoće dobijene modelskim ispitivanjima (Hoek, 1983)

Slika 3.17 Čvrstoća glinenog škriljca sa četiri familije pukotina ($1\text{ksi}=6,9\text{MPa}$), sračunata pomoću jednačine (3.15), (Hoek i Brown, 1980)

Slika 3.18 MC anvelope za a) Intaktni uzorak, b) Veoma ispucali Panguna andezit (Hoek, 1983)



Slika 3.19 a) Uticaj parametra m na nagib nelinearne anvelope u σ_n - τ polju napona (Eberhardt, 2012), b) Anvelope napona loma generalizovanog HB kriterijuma iz 1995. godine za GSI vrednosti od 20 do 30 (Sonmez i Ulusay, 2002)

Slika 3.20 Veza između Hoek-Brown-ovog i ekvivalentnog Mor-Kulonovog kriterijuma loma u funkciji glavnih napona (Hoek i dr., 2002)

Slika 3.21 Idealizovan prikaz prelaska sa intaktne na izrazito ispucalu stensku masu usled povećanja razmere posmatranja (Hoek i Brown, 1997)

Slika 3.22 a) Mikro-mehanički model sa nelinearnim zupcima (Maksimović, 1996c), b) Model bez opterećenja i c) Model sa opterećenjem (Maksimović, 1996b)

Slika 3.23 a) Geometrijsko značenje parametara nelinearne anvelope u σ_n - τ polju napona, b) Sekantni ugao i parametri anvelope u polulogaritmickom dijagramu (Maksimović, 2011)

Slika 3.24 Zavisnost zakrivljenosti od nivoa normalnog napona (Maksimović, 2011)

Slika 4.1 Praćenje, merenje i karakterizacija stenskog masiva u mehanici stena (Stille i Palmstrom, 2003)

Slika 4.2 Primeri rešavanja problema u mehanici stena a) U slučaju blokovske nestabilnosti, b) Izgradnje tunela u uslovima visokih pritisaka (Stille i Palmstrom, 2003)

Slika 4.3 Primeri RQD vrednosti duž jezgra istražne bušotine sa različitim gustinom pukotina (Palmstrom, 2001)

Slika 4.4 Princip karakterizacije stenske mase na osnovu R_{Mi} (Palmstrom, 1996)

Slika 4.5 Blok izdelfen sa tri familije pukotina (Cai i dr., 2004)

Slika 4.6 Primeri izgleda blokova (Dearman, 1991)

Slika 4.7 Osnovni tipovi blokova (Palmstrom, 1995)

Slika 5.1 Sile koje deluju na karakterističnu lamelu

Slika 5.2 Kružno-cilindrična klizna površ

Slika 5.3 Zavisnost faktora sigurnosti od nagiba međulamelarnih sila (Ćorić, 2006)

Slika 5.4 Kružno-cilindrična klizna površ (Krahn, 2003)

Slika 5.5 Planarna klizna površ (Krahn, 2003)

Slika 5.6 Oblik funkcije $f(x)$ u analizi potpornih konstrukcija protiv snežnih lavina (Krahn, 2003)

Slika 5.7 Oblici funkcije $f(x)$, (Maksimović, 2011)

Slika 5.8 Opšti problem klizanja bloka po jednoj ravni (Giani, 1992)



- Slika 5.9** Klizanje klina po dve ravni (Hudson i Harrison, 1997)
- Slika 5.10** a) Izvrtanje bloka, b) Savijanje blokova (Hudson i Harrison, 1997)
- Slika 5.11** Nestabilnost bloka na kosoj ravni (Hudson i Harrison, 1997)
- Slika 5.12** Savijanje bloka a) Geometrijski odnosi, b) „ ϕ_j “ analiza (Hudson i Harrison, 1997)
- Slika 5.13** Linearno elastičan idealno-plastičan model, a) Naponsko-deformacijska zavisnost, b) MC površ popuštanja u prostoru glavnih napona (za $c=0$), (Brienkgreve i Broere, 2011)
- Slika 5.14** Plastični potencijal (Verruijt, 2010)
- Slika 5.15** Hoek-Brown-ova površ u prostoru glavnih napona (Brienkgreve i Broere, 2011)
- Slika 6.1** a) Uticaj odnosa L/D na jednoosnu čvrstoću (Tuncay i Hasancebi, 2009), b) Uticaj veličine uzorka na jednoosnu čvrstoću (Hoek i Brown, 1980)
- Slika 6.2** Uticaj brzine nanošenja opterećenja na jednoosnu čvrstoću uzoraka sa različitim odnosom L/D (Tuncay i Hasancebi, 2009)
- Slika 6.3** Uticaj heterogenosti na mehanizam loma za pet različitih indeksa homogenosti m a) Inicijalni izgled numeričkih uzoraka, b) Numerički uzorci nakon loma (Tang i dr., 2000)
- Slika 6.4** Uticaj heterogenosti na veličinu jednoosne čvrstoće a) Heterogenost definisana Weibull-ovom raspodelom preko indeksa homogenosti za uzorke sa Slike 1.3 (Tang i dr., 2000), b) Heterogenost definisana β -raspodelom (Valley i dr., 2010)
- Slika 6.5** a) Uticaj odnosa krutosti jednoosne prese i uzorka na jednoosnu čvrstoću (Tang i dr., 2000), b) Odnos jednoosne čvrstoće zasićenih i uzoraka u suvom stanju (Vasarhelyi, 2003)
- Slika 6.6** Idealizovana šema deformisanja i loma uzoraka usled razlike u Young-ovim modulima prese i uzorka a) $E_p/E_s > 1$, b) $E_p/E_s < 1$ (Tang i dr., 2000)
- Slika 6.7** Šematski prikaz a) Naponskog stanja unutar kompozitnog uzorka (Modifikovano prema Liu i dr., 2014), b) Mehanizma loma dobijenih na uzorcima sa različitim procentualnim učešćem siltita
- Slika 6.8** Izgled kosine Gradinje km 99+820 do km 100+660 (14.08.2012.)
- Slika 6.9** Proces izrade uzoraka a) Uzimanje blokova stene iz istražne jame, b) Izgled blokova siltita, c) Bušenje komada stene, d) Završni izgled pojedinačnih diskova



- Slika 6.10** Izgled kompozitnih uzoraka pripremljenih za ispitivanje
- Slika 6.11** Kompozitni uzorci pre i nakon loma
- Slika 6.12** Izgled kompozitnih uzoraka nakon loma sastavljenih od uglja i stenske mase različite čvrstoće (Liu i dr., 2014)
- Slika 6.13** Trenutak loma kompozitnog uzorka snimljen kamerom sa opcijom usporenog snimanja a) U-7 i b) U-10
- Slika 6.14** Promena jednoosne čvrstoće sa procentualnim učešćem siltita
- Slika 6.15** Odnos litoloških članova u laboratoriji i terenu (Tziallas i dr., 2013)
- Slika 6.16** Provera predložene zavisnosti sa rezultatima Marinos i Hoek (2001) i Marinos (2010)
- Slika 6.17** Promena $\sigma_{ci\ slabo}/\sigma_{ci\ čvrsto}$ sa procentualnim učešćem siltita
- Slika 6.18** Promena čvrstoće uzoraka sa porastom čvrstoće stenske mase (Liu i dr., 2014)
- Slika 6.19** Lokacija proučavanog područja sa šematskim prikazom geološke građe terena (Berisavljević i dr., 2014)
- Slika 6.20** Izgled pešćara pod polarizacionim mikroskopom, širina vidnog polja $\approx 3\text{mm}$
a) Uzorak 1 (ukršteni nikoli), b) Uzorak 2 (ukršteni nikoli), c), d) Uzorak 3 (paralelni nikoli)
- Slika 6.21** Osnovni GSI dijagram (Hoek i Brown, 1997)
- Slika 6.22** GSI dijagram za flišne sedimente (Marinos, 2007)
- Slika 6.23** Modifikovani GSI dijagrami a) Sonnmez i Ulusay (1999), b) Cai i dr. (2004), (preuzeto iz Cai i dr., 2007)
- Slika 6.24** Modifikovani GSI dijagrami a) Hoek i dr. (2013), b) Cai i dr. (2007)
- Slika 6.25** Tipični predstavnici fliša
- Slika 6.26** Određivanje procentualnog učešća pešćara i siltita u a) Metarskoj razmeri, b) Centimetarskoj razmeri
- Slika 6.27** Kvantifikovan GSI dijagram za fliš sa karakterističnim predstavnicima fliša okoline Dimitrovgrada
- Slika 6.28** Promena parametara hiperboličke anvelope sa veličinom GSI za razmatrani fliš
- Slika 6.29** Granične vrednosti baznog ugla trenja za flišne sedimente
- Slika 6.30** Granične vrednosti napona srednjeg ugla za flišne sedimente



Slika 6.31 Tipične nestabilnosti u flišu a) Planarni lom u GT II materijalu, b) Globalna nestabilnost u GT V materijalu, c) Lom na kontaktu tla i GT V materijala, d) Nestabilnost silita u zoni tektonskog kontakta

Slika 6.32 Kinematska analiza sa legendom a) Planarno klizanje, b) Klizanje klina, c) Izvrtnje blokova, d) Izvijanje blokova (Berisavljević i dr., 2014)

Slika 6.33 a) Izvrtnje i klizanje blokova u GT II materijalu, b) Blokovi kod kojih je moguće da dođe do izvrtnja

Slika 6.34 Rezultati analiza stabilnost a) Bez pornih pritisaka, b) Sa pornim pritiscima

Slika 6.35 Efektivni normalni naponi duž klizne površi

Slika 6.36 Anvelope napona loma za pet GT materijala u σ_n - τ prostoru

Slika 6.37 Uticaj nelinearnosti na čvrstoću na smicanje

Slika 7.1 a) Model progresivnog raspadanja (omekšanja) laminiranog glinovitog šejla i b) Uticaj na anvelopu napona loma (Botts, 1996)

Slika 7.2 Isečak OGK (List Bela Palanka, 1:100 000) sa približnim položajem trase autoputa E-80 kroz permske sedimente (crna puna linija, strana kvadratića je 5 km)

Slika 7.3 Izgled mikroskopskih preparata uzoraka (paralelni nikoli) sa lokacije a) km 22+850, b) km 28+650, c) km 30+200 i d) makroskopski izgled uzorka sa lokacije 30+200 (uvećnje 6 puta)

Slika 7.4 Deonica Prosek-Crvena Reka, autoputa E-80

Slika 7.5 Karakteristične nestabilnosti u permskim sedimentima

Slika 7.6 Klizište na km 30+200 a) 22.11.2013., b) 11.02.2014., c) 20.11.2014., d) Model širenja nestabilnosti

Slika 7.7 Klizište na km 28+650 a) 27.11.2013., b) 11.04.2014., c) 20.11.2014., d) Model širenja nestabilnosti

Slika 7.8 Klizište na R241a (km 22+850 a) 25.11.2013., b) 11.02.2014., c) 18.02.2014., d) Model širenja nestabilnosti

Slika 7.9 Izgled dela kosine „Gradinje” a) 01.08.2012., b) 30.07.2014.

Slika 7.10 Izgled sveže stenske mase unutar čeonog ožiljka klizišta a) km 30+200, b) 28+650, c) 26+300 i d) na jezgru istražne bušotine u zoni klizišta na km 30+200

Slika 7.11 Vrednosti GSI indeksa za heterogene molasne sedimente

Slika 7.12 Tipični predstavnici permskih sedimenata

Slika 7.13 Kvantifikovani generalni GSI dijagram (modifikovano prema Cai i dr., 2004)



Slika 7.14 Izgled i dimenzije aparata u kome je određena otpornost prema raspadanju (ASTM D-4644-04)

Slika 7.15 Primer određivanja koeficijenta raspadanja D_R na bazi dijagrama granulometrijskog sastava (Gautam i Shakoora, 2013)

Slika 7.16 a) Istražna jama na km 22+850, b) Izgled uzoraka pre obrade, c) Uzorci sa km 22+850 u metalnim posudama i, d) Postavljanje žice od 1mm preko otvora od 2,5cm

Slika 7.17 a) Transport uzoraka do pogodne lokacije i postavljanje na palete, b) Finalni izgled uzoraka izloženih dejstvu atmosferskih uticaja

Slika 7.18 a) Uzorak sa lokacije 28+650 pre i nakon drugog ciklusa, b) Izgled uzorka sa lokacije 30+200 pre opita i nakon petog ciklusa

Slika 7.19 Granulometrijske krive uzoraka sa tri lokacije, nakon drugog i petog ciklusa

Slika 7.20 Promena koeficijenta dezintegracije u vremenu

Slika 7.21 Dijagrami granulometrijskog sastava uzoraka sa tri lokacije a) Uzorak J-1(7), b) Uzorak J-2(12), c) Uzorak J-3(2), d) Uzorak J-3(5)

Slika 7.22 Izgled uzoraka nakon 2, 5 i 12 meseci a) J-1(7), b) J-2(12), c) J-3(2), d) J-3(5)

Slika 7.23 Promena kvaliteta izloženih površina za uzorak a) J-1(4), b) J-2(5), b) J-3(8)

Slika 7.24 Redukcija GSI vrednosti kod stenskih masa koje su podložne raspadanju (Marinos i dr., 2005), sa korekcijom za crvene permske sedimente nakon izlaganja u periodu od godinu dana

Slika 7.25 Rezultati analiza stabilnosti a) km 22+850, b) km 28+650, c) km 30+200

Slika 7.26 Smanjenje faktora sigurnosti u vremenu

Slika 7.27 Promena GSI u vremenu

Slika 7.28 Promena GSI vrednosti sa vremenom predstavljena bilinearnom funkcijom

Slika 7.29 Smanjenje čvrstoće na smicanje Hoek-Brown-ovog materijala u polju glavnih napona

**SPISAK TABELA**

Tabela 3.1 Karakteristike stenskih masa (Hoek, 1983)

Tabela 3.2 Orijentacione vrednosti baznog ugla trenja za različite vrste stena (Barton, 1973)

Tabela 3.3 Preporuke za procenu faktora oštećenja D (Hoek i dr., 2002)

Tabela 5.1 Uslovi statičke ravnoteže koje zadovoljavaju neke od metoda granične ravnoteže i uvedene pretpostavke

Tabela 6.1 Osnovni fizički pokazatelji peščara i silita

Tabela 6.2 Rezultati ispitivanja kompozitnih uzoraka

Tabela 6.3 Preporučene vrednosti intaktnih parametara (Marinos i Hoek, 2001 i Marinos, 2010)

Tabela 6.4 Karakteristike fliša na terenu

Tabela 6.5 Karakteristike fliša u laboratoriji

Tabela 6.6 Mikroskopski i makroskopski opis stenskih masa

Tabela 6.7 Karakteristike pukotina

Tabela 6.8 Vrednosti konstante m_i za različite tipove stenskih masa (Marinos i Hoek, 2001)

Tabela 6.9 Geotehničke karakteristike fliša

Tabela 6.10 Preporuke za određivanje stanja pukotina (Bieniawski, 1989)

Tabela 6.11 Parametri čvrstoće dobijeni na osnovu donjih graničnih vrednosti iz tabele 6.9

Tabela 6.12 Literaturni podaci o ispitivanjima u flišu

Tabela 6.13 Minimalne očekivane vrednosti parametara za flišnu sekvencu

Tabela 6.14 Maksimalne očekivane vrednosti parametara za flišnu sekvencu

Tabela 6.15 Napon srednjeg ugla p_n za različite materijale (Maksimović, 1996c i dopunjeno od strane Berisavljević i dr., 2014)

Tabela 7.1 Podela pelitnih sedimenata prema Potter i dr. (1980), preuzeto iz Tišljar (1991)

Tabela 7.2 Mikroskopski i makroskopski opis stenskih masa



Tabela 7.3 Rasponi vrednosti jednoosne čvrstoće i parametara za kvalitet zidova pukotina

Tabela 7.4 Geotehničke karakteristike permskih sedimenata nakon otvaranja kosina

Tabela 7.5 Koeficijenti i indeksi dezintegracije u laboratorijskim i terenskim uslovima

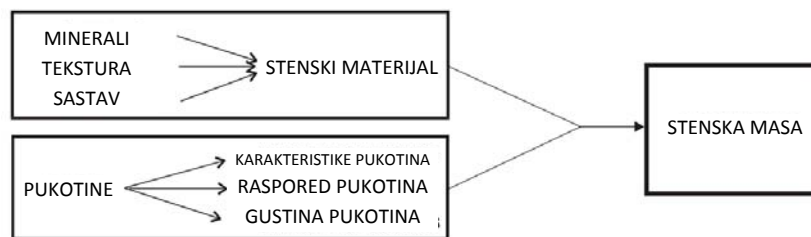
Tabela 7.6 Gamble-ova klasifikacija stenskih masa prema otpornosti na raspadanje (Gamble, [1971](#)), modifikovano prema Erguler i Shakoor ([2009](#))

Tabela 7.7 Koeficijent dezintegracije u različitim vremenskim intervalima

POGLAVLJE 1.

UVOD

Predmet disertacije predstavlja definisanje parametara čvrstoće na smicanje heterogenih ispucalih stenskih masa. Termin „*karakteristike*“ se može upotrebiti umesto termina „*parametri*“ kako bi se pravilnije opisala procedura koju je potrebno proći prilikom definisanja vrednosti parametara. Da bi se odredila čvrstoća na smicanje ispucalih stenskih masa potrebno je poznavati parametre čvrstoće na smicanje svih njenih gradivnih elemenata (intaktnih blokova i površi mehaničkog diskontinuiteta), slika 1.1.

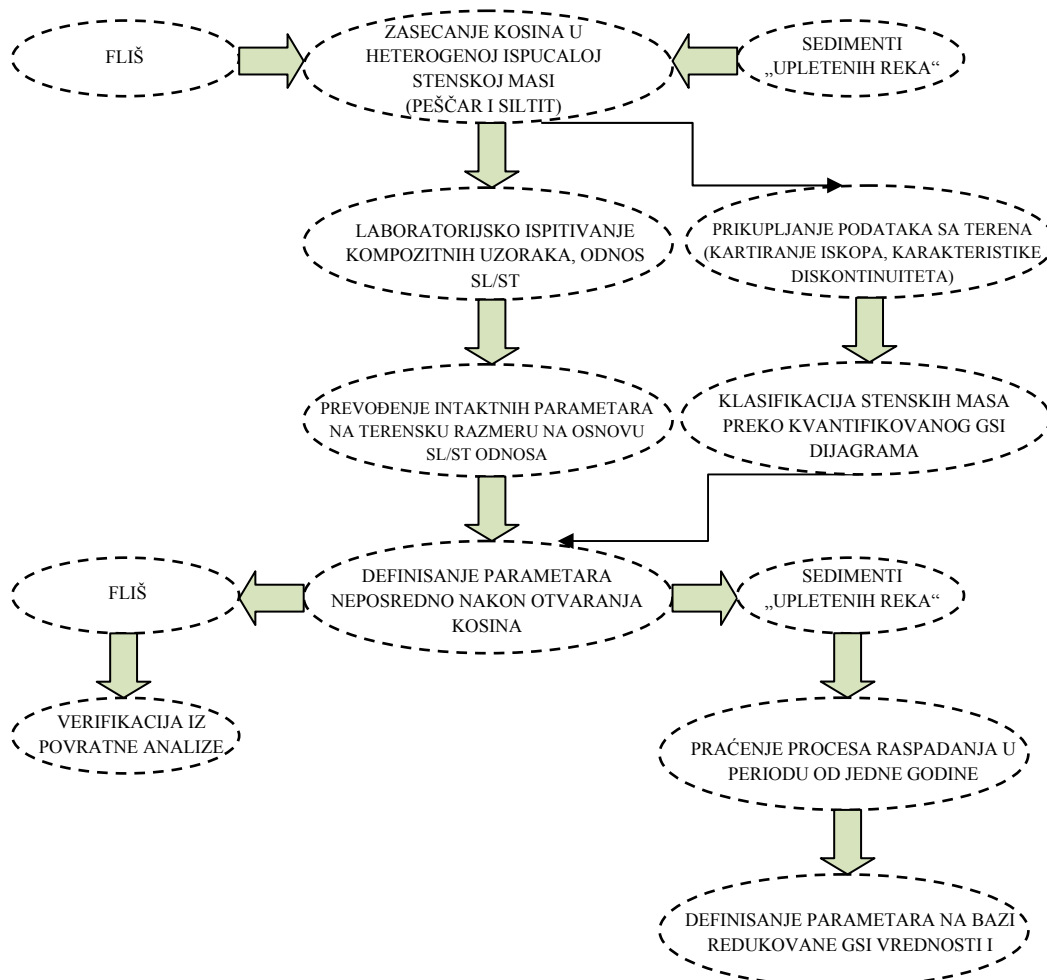


Slika 1.1. Osnovni gradivni elementi i ostala bitna svojstva stenske mase (Palmstrom, 2001)

Ova tvrdnja bi mogla da se upotpuni citatom iz 23. Rankine-ovog predavanja (Hoek, 1983): „*Ispucale stenske mase se sastoje od uzglobljenih uglastih komada ili blokova tvrdih krutih materijala koji su razdvojeni površima diskontinuiteta, koje mogu ili ne moraju biti ispunjenje slabijim materijalom. Čvrstoća takvih stenskih masa zavisi od čvrstoće intaktnih komada i od njihove mogućnosti da se pomeraju, što, opet, zavisi od broja, orijentacije, rastojanja i čvrstoće na smicanje diskontinuiteta. Potpuno razumevanje ove problematike predstavlja znatan teorijski i eksperimentalni problem, pa je iz tog razloga potrebno uvesti određena pojednostavljenja i pretpostavke kako bi se dobila razumna osnova za određivanje čvrstoće ispucalih stenskih masa za potrebe projektovanja.*“

Pored toga, stenske mase mogu biti izgrađene od više litoloških članova (najčešće peščara i silita-alevrolita), bitno različitih mehaničkih karakteristika. Smene su česte i nepravilne, pa ih je praktično nemoguće, bez određenih pojednostavljenja, uvrstiti u geotehnički model terena. Stoga je, pored čvrstoće litološki homogenih blokova i njihove izdeljenosti, potrebno poznavati u kom procentualnom odnosu se nalaze mekša (finozrna) i tvrđa (krupnozrna) partija.

Usled iskopa dolazi do relaksacije napona, otvaranja pukotina i izlaganja stenske mase dejstvu atmosferskih činilaca. Kod mekših pelitnih partija, koje su podložne raspadanju, atmosferski uticaji mogu dovesti do smanjenja početnih parametara čvrstoće na smicanje u vremenu, što za posledicu ima pojavu strukturnih ili globalnih nestabilnosti. Ovaj problem je izražen kod crvenih permskih sedimenata (tzv. sedimenata „upletenih reka“) sastavljenih od peščara i pelita, koji se nalaze u sklopu terena na trasi autoputa E-80, i biće detaljnije izučen. Parametri čvrstoće na smicanje su određeni, kako za sedimente „upletenih reka“, tako i za fliš okoline Dimitrovgrada. Osnovu za verifikaciju parametara predstavljaju nestabilnosti koje su se javile na nepodgrađenim kosinama, u različitim vremenskim intervalima nakon njihovog formiranja. Na slici 1.2 prikazan je strukturni dijagram kojim je iskazana suština ove disertacije.



Slika 1.2. Strukturni dijagram procedure za definisanje parametara heterogenih ispucalih stenskih masa



Značaj izvršenih istraživanja je višestruk. Kao prvo, ispitivanjem specijalno pripremljenih kompozitnih uzoraka, proverene su empirijske pretpostavke o uticaju litološke heterogenosti na čvrstoću stenskih masa. Zatim je izvršena kvantifikacija GSI dijagrama kombinujući parametre iz drugih klasifikacionih sistema, što omogućava da se smanji subjektivnost prilikom određivanja GSI vrednosti. Ova dva koraka omogućila su da se sa zadovoljavajućom tačnošću definišu inicijalni parametri čvrstoće na smicanje heterogenih ispucalih flišnih i sedimenata „upletenih reka“. I na kraju, praćenjem procesa dezintegracije stenske mase, od trenutka formiranja kosina do trenutka pojava globalnih nestabilnosti, predložen je koncept za redukciju čvrstoće na smicanje usled raspadanja. Ovo omogućava da se definišu parametri smičuće čvrstoće u različitim vremenskim intervalima nakon formiranja kosina.

1.1 Pregled sadržaja teze po poglavljima

Sadržaj doktorske disertacije je izložen u osam poglavlja. Nakon ovog uvodnog poglavlja, gde je ukazano na značaj sprovedenih istraživanja za oblast mehanike stena i geotehničkog inženjerstva, teza je izložena kroz sledeća poglavlja:

Poglavlje 2 U ovom poglavlju dat je osvrt na naponsko stanje u stenskom masivu. Poznavanje naponskog stanja je veoma važno, jer do loma u stenskoj masi dolazi nakon što smičuća naprezanja prekorače čvrstoću na smicanje stenske mase. Prikazan je uticaj iskopa na ponašanje stenske mase. Raspodela naponskog stanja u kosini je izračunata po metodi konačnih elemenata.

Poglavlje 3 U ovom poglavlju prikazani su kriterijumi loma kojima se definiše čvrstoća na smicanje monolitnog dela stenske mase, diskontinuiteta i ispucale stenske mase u celini. Detaljnije su obrađeni: linearni Mohr-Coulomb-ov kriterijum loma, Barton-Bandis-ov kriterijum za definisanje parametara čvrstoće na smicanje duž diskontinuiteta, nelinearni Hoek-Brown-ov kriterijum loma i nelinearna anvelopa hiperboličkog tipa. Poseban akcenat se stavlja na ponašanje materijala nakon dostizanja vršne čvrstoće na smicanje.

Poglavlje 4 U ovom poglavlju prikazane su multiparametarske klasifikacije (RMR, Q i RMi), čiji su pojedini parametri iskorišćeni da bi se kvantifikovao GSI dijagram.



Poglavlje 5 U ovom delu prikazani su osnovni mehanizmi nestabilnosti i metode za proračun stabilnosti kosina. Akcenat je stavljen na metode granične ravnoteže i metodu konačnih elemenata, a radi kompletnosti prikazane su osnovne definicije i pojmovi iz teorije plastičnosti i granične analize. U disertaciji su analize stabilnosti kosina sprovedene metodama granične ravnoteže, dok je metoda konačnih elemenata korišćena prilikom proračuna efektivnih normalnih napona duž klizne površi. Na osnovu intenziteta efektivnog normalnog napona ispitan je uticaj zakrivljenosti anvelope napona loma na konačan rezultat.

Poglavlje 6 U ovom poglavlju su testirane osnovne hipoteze o uticaju heterogenosti na čvrstoću stenske mase. Prikazani su rezultati ispitivanja kompozitnih uzoraka u uslovima jednoosnog pritiska, izvršena je kvantifikacija GSI dijagrama za fliš, određeni su početni parametri za fliš. Pored toga, definisani su parametri hiperboličke anvelope i dat je raspon očekivanih vrednosti za generalnu flišnu sekvencu. Verifikacija parametara je izvršena na bazi povratne analize globalnih i strukturnih lomova.

Poglavlje 7 Ovo poglavlje se nadovezuje na rezultate i zaključke prethodnog poglavlja, pri čemu je posebna pažnja posvećena određivanju parametara za heterogene sedimente nakon raspadanja. Poglavlja 6 i 7 predstavljaju centralna poglavlja disertacije.

Poglavlje 8 U završnom poglavlju sumirani su rezultati istraživanja i zaključci koji su iz njih proistekli. Takođe su date i preporuke za dalja istraživanja.

Na kraju je dat spisak korišćene literature i kraća biografija autora.



POGLAVLJE 2.

NAPONI U STENSKOM MASIVU

2.1 Definicija i pojam napona

U napregnutom telu kao reakcija na dejstvo spoljašnjih sila javljaju se, na određen način raspoređene, unutrašnje sile. Spoljašnje sile mogu delovati kao površinske i zapreminske (gravitacija, sila inercije pri rotaciji, itd.) sile. Unutrašnje sile su blisko povezane sa pojavom napona u telu. Kao pojam, napon je vezan za inifintezimalnu presečnu ravan koja se nalazi unutar napregnutog tela. U zavisnosti od orijentacije posmatrane ravni vektor napona ne mora biti normalan na tu ravan. U tom slučaju on se može razložiti na dve komponente:

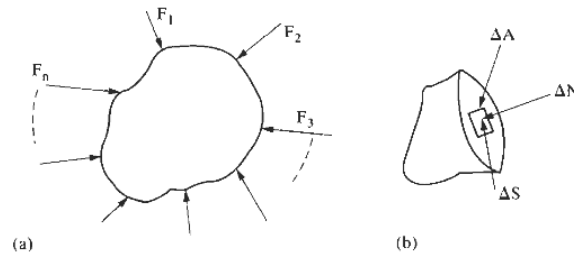
$$\sigma_n = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta N}{\Delta A}, \quad \tau_n = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta S}{\Delta A} \quad (2.1)$$

gde je, σ_n normalni napon (komponenta normalna na ravan), a τ_n smičući napon (komponenta paralelna sa ravni). Na slici 2.1 je prikazano geometrijsko tumačenje oznaka iz gornje jednačine.

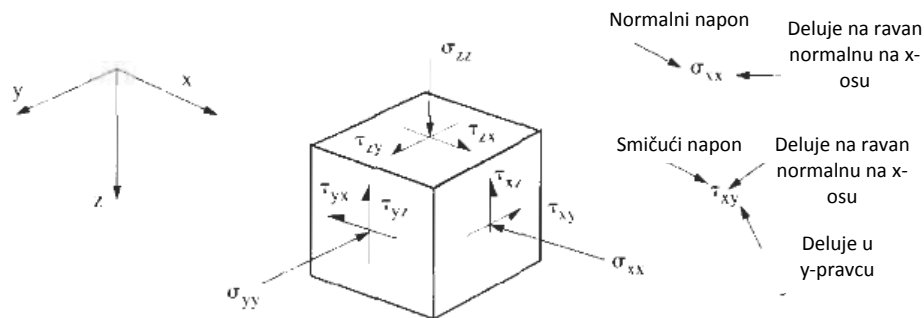
Može se zaključiti da je, pored intenziteta (što je dovoljno da se opiše skalar) i pravca delovanja (što je, pored intenziteta, dovoljno za opisivanje vektora), potrebno poznavati i ravan na koju napon deluje. Stoga on predstavlja tenzorsku veličinu. Iz balansa momenta količine kretanja, u odsustvu naponskih spregova (momenata), može se zaključiti da je tenzor napona simetričan tenzor drugog reda. Da bi se definisao potrebno je odrediti devet komponentalnih napona, od čega je šest nezavisnih (usled stava o konjugovanosti napona smicanja). Za Dekartov sistem, najčešći vid označavanja komponentalnih napona je: $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{zx}$ i τ_{zy} , slika 2.2. Ovde treba napomenuti da se smičući napon deli na dve komponente, od kojih je jedna paralelna, a druga normalna u odnosu na ivicu dve međusobno upravne presečne ravni, slika 2.3.

Za normalne komponente tenzora napona, s obzirom na njihovo dejstvo, koriste se posebni nazivi, i to: naponi pritiska, ako normalna komponenta deluje u suprotnom smeru od spoljne normale na površinski element, ili naponi zatezanja, ako normalna komponenta deluje u smeru spoljne normale. U mehanici stena je usvojena konvencija

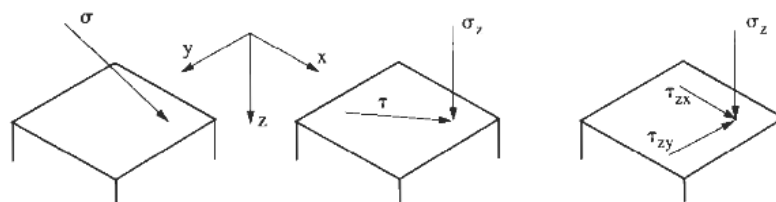
računanja napona pritiska kao pozitivnih i napona zatezanja kao negativnih normalnih napona. U disertaciji će se razmatrati samo naponi pritiska, dok će naponi zatezanja biti konzervativno zanemareni.



Slika 2.1 a) Telo proizvoljnog oblika opterećeno spoljašnjim silama, b) Dejstvo normalne ΔN i smičuće ΔS sile na malu površinu ΔA presečne ravni kroz telo



Slika 2.2 Normalne i smičuće komponente napona koje deluju na infinitezimalnu kocku Dekartovog koordinatnog sistema (Hudson i Harrison, 1997)



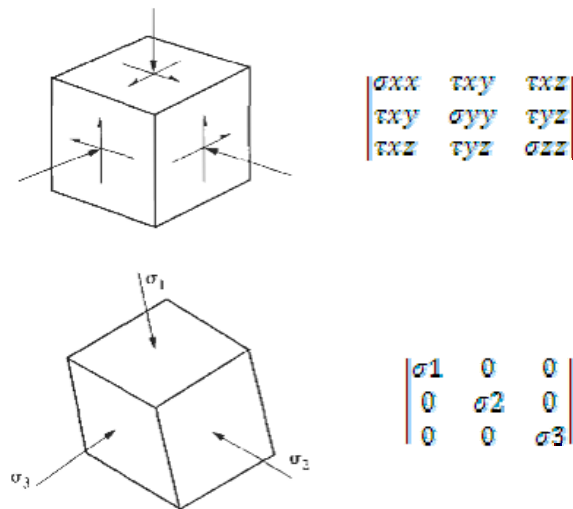
Slika 2.3 Razlaganje smičućeg (totalnog tangencijalnog) napona na komponente

Već je napomenuto, a postavljanjem uslova ravnoteže momenata oko osa koordinatnog sistema može se pokazati da su pojedine komponente smičućeg napona međusobno jednake, tj. $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{yz} = \tau_{zy}$, $\tau_{xz} = \tau_{zx}$, pa tenzor napona u matričnom obliku izgleda:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

Odakle se vidi da je simetričan u odnosu na glavnu dijagonalu.

Vrednosti komponentalnih napona zavise od orijentacije infinitezimalne kocke u telu (stenskoj masi). Rotiranjem kocke moguće je naći takav položaj u kome normalne komponente napona imaju minimalnu i maksimalnu vrednost, a smičuće komponente su jednake nuli. Takvi normalni naponi, koji deluju na ravni u kojima nema smičućih napona, nazivaju se *glavni naponi*. Oni se označavaju sa σ_1 , σ_2 i σ_3 , pri čemu se usvaja da je $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$, slika 2.4.



Slika 2.4 Komponentalni naponi i glavni naponi

Sa glavnim naponima povezane su invarijante tenzora napona, od kojih će ovde biti spomenuta samo prva invarijanta, koja predstavlja zbir tri glavna napona ($I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$).

Što se napona u stenskoj masi tiče, ne postoji međunarodno usvojena terminologija o izrazima za stanje napona. Hudson i dr. (2003) daju sledeći predlog, slika 2.5:

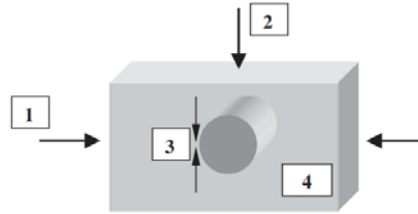
(1) *Tektonski napon* (napon prouzrokovan tektonskim pokretima);

(2) *Gravitacioni napon* (predstavlja težinu nadsloja).

(1) i (2) još mogu da predstavljaju: *prirodno polje napona* (in situ naponi koji su bili prisutni pre inženjerskih zahvata u steni); *regionalno polje napona* (stanje napona šire oblasti) ili *daleko polje napona* (obuhvata područja izvan bliskog polja napona).

(3) može da predstavlja: *lokalni napon* (stanje napona na relativno uskom području); *blisko polje napona* ili *indukovano naponsko stanje* (naponsko stanje nastalo pod uticajem inženjerskih zahvata);

(4) može da predstavlja: *rezidualni napon* (zarobljeni naponi u stenskoj masi nastali usled tektonske aktivnosti) i/ili *termalni napon* (naponsko stanje nastalo temperaturnim promenama). Pored toga, koristi se i termin *paleonapon*, koji predstavlja nekadašnje prirodno polje napona koje više ne deluje.



Slika 2.5 Polja napona u stenskoj masi (Hudson i dr., 2003)

U laboratorijskim uslovima naponsko stanje je jasno definisano i može biti jednoosno, dvoosno ili troosno (sa dva jednaka i jednim različitim ili sa sva tri različita glavna napona).

Postoje različiti načini da se naponi u steni izmere, a neke od njih preporučuje Međunarodno Društvo za Mehaniku Stena - ISRM (Sugawara i Obara, 1999; Haimson i Cornet, 2003; Sjöberg i dr., 2003). Ova ispitivanja su uglavnom skupa i izvode se relativno retko.

2.1.1 *In situ* naponsko stanje

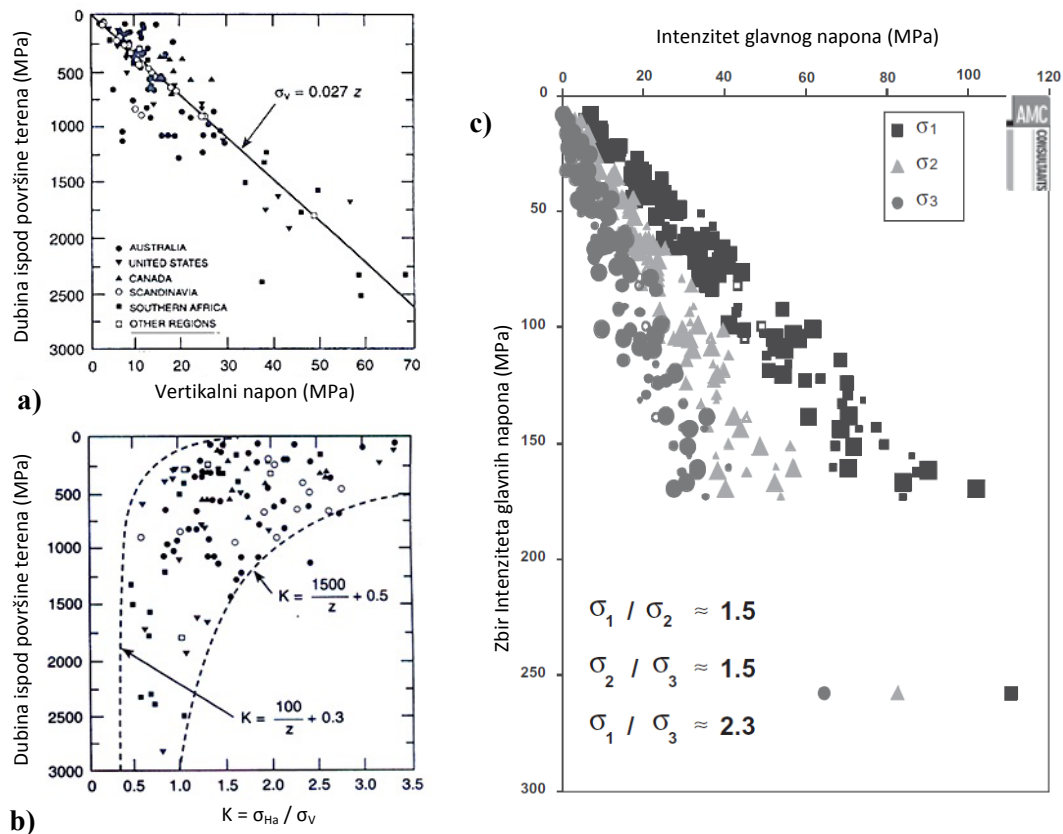
Poznavanje *in situ* i indukovanog naponskog stanja je značajno jer se prilikom projektovanja, za predviđanje ponašanja stenske mase, uglavnom koriste kriterijumi koji se baziraju na dozvoljenim deformacijama ili čvrstoći stenske mase. Generalni trend prostiranja vertikalnih i horizontalnih *in situ* napona sa dubinom prikazan je na slici 2.6. Sa slike 2.6a se vidi da vertikalni naponi linearno rastu sa dubinom. Intenzitet vertikalnog napona σ_v je jednostavnije proceniti od horizontalnog i njegova veličina se može relativno dobro opisati sledećom jednačinom:

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \quad (2.2)$$

gde je, h dubina od površine terena, a γ zapreminska težina nadsloja.

U slučaju horizontalnih napona, slika 2.6b, postoji širok dijapazon vrednosti koeficijenta k , koji predstavlja odnos prosečne veličine horizontalnog glavnog i

vertikalnog glavnog napona. U većini slučajeva horizontalni glavni napon je veći od vertikalnog, a uzrok tome su tektonski pokreti. Sa povećanjem dubine opada i vrednost koeficijenta k , jer vertikalni glavni napon raste sa dubinom. Rasipanje podataka na slici 2.6b je suviše veliko da bi se mogli izvesti odgovarajući zaključci o odnosima napona. Zbog toga su Lee i dr. (2006) prikazali zavisnost glavnih napona od prve invarijante napona, slika 2.6c. Sa slike se može zapaziti generalni linearni trend glavnih napona, a prikazani su i njihovi odnosi.



Slika 2.6 a), b) Promena in situ vertikalnih i horizontalnih napona sa dubinom (Hoek i Brown, 1980a), c) Zavisnost glavnih napona od prve invarijante napona, zapadna Australija (Lee i dr., 2006)

Hudson (2009) navodi da merenja u drugim delovima sveta dovode do sličnih zaključaka, što ukazuje na činjenicu da stenska masa može da podnese samo određene odnose glavnih napona. Kao što je već napomenuto veliki uticaj na odnos horizontalnih i vertikalnih napona imaju pre svega tektonski pokreti. Iz ovog razloga je veličinu horizontalnih napona prilično teško pouzdano utvrditi. Koeficijent k se može proceniti na osnovu teorije elastičnosti ($k = \nu / (1 - \nu)$, gde je ν Poisson-ov koeficijent), hidrostatičkih

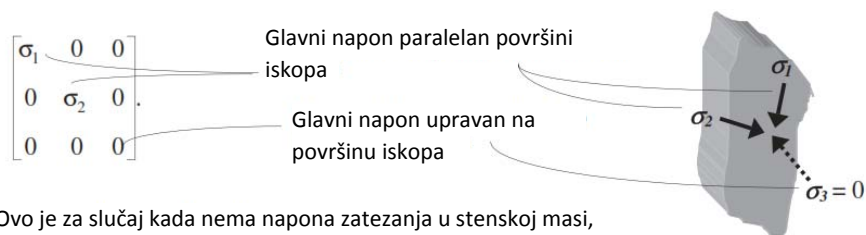
uslova ($k=1$) ili, kako ga pojedini autori nazivaju, „modela nevezanog stenskog materijala“ (Jovanović, 1994).

Prema svim navedenim teorijama dobija se vrednost koeficijenta k koja je manja ili jednaka jedinici (osim u slučaju prekonsolidovanog tla, kada može biti veća od jedan). Iz ovoga proizilazi da njegova vrednost, određena prema ovim teorijama, ne mora odgovarati realnom stanju napona u terenu. One kao takve predstavljaju samo prvu aproksimaciju naponskih odnosa, a detaljnija slika o njima se može steći neposrednim merenjem. Za prvu procenu stanja napona može poslužiti i tzv. *Svetska Mapa Napona* (Heidbach i dr., 2007) na kojoj su prikazane magnitude horizontalnih napona pritisaka. Svetska mapa napona je sačinjena uglavnom na bazi geoloških podataka (fokalnih mehanizama zemljotresa, indikatora vulkanske aktivnosti i interpretacije kretanja raseda), ali u poslednje vreme je dopunjena i rezultatima različitih merenja.

Sheorey (1994) uspostavlja elasto-statički termalni model Zemlje gde daje zavisnost za određivanje koeficijenta k . Jednačina je relativno jednostavna i konzistentna sa ranijim nalazima, a u njoj figurira prosečna veličina modula deformacije gornjeg dela Zemljine kore, merena u hrozontalnom pravcu.

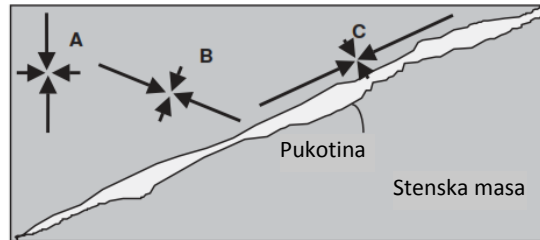
2.1.2 Indukovano naponsko stanje (stanje nakon iskopa)

Formiranjem iskopa u stenskoj masi u određenoj zoni oko iskopa remeti se primarno naponsko stanje. Tada dolazi do rotacije napona, tako da naponi koji deluju na nepodgrađeno čelo iskopa postaju glavni naponi. Ova činjenica se može objasniti trećim Njutnovim zakonom („akcije i reakcije“), odakle se vidi da smičući naponi na nepodgrađenom iskopu (kontakt „vazduh-stenska masa“) ne postoje jer na njihovo dejstvo nema reakcije. Isto se odnosi i na komponentu normalnog napona koja deluje na ravan nepodgrađenog iskopa, slika 2.7.



Slika 2.7 Glavni naponi koji deluju na nepodgrađen iskop (Hudson, 2009)

Lokalna promena naponskog stanja se javlja i u neposrednoj zoni otvorenih diskontinuiteta, slika 2.8.



Slika 2.8 Uticaj pukotine na stanje napona u stenskoj masi (Hudson, 2009)

Iz ovoga se može zaključiti da je u ispucalnoj stenskoj masi veoma izražena promenljivost lokalnog stanja napona.

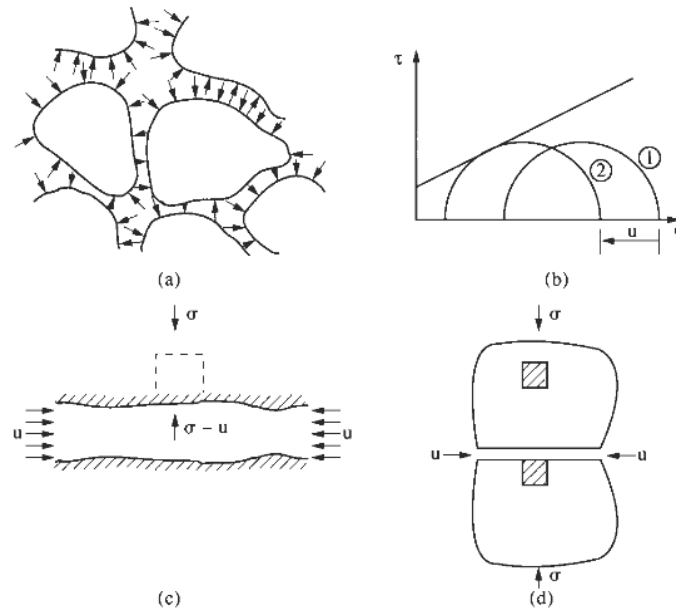
2.1.3 Kretanje fluida kroz ispucalu stensku masu

Treba istaći da princip efektivnih napona mehanike tla ne može u potpunosti da se primeni na stensku masu, upravo zbog njene diskontinualnosti. Ovo dovodi do koncepta primarne i sekundarne vodopropusnosti (Hudson i Harrison, 1997). Primarna vodopropusnost se odnosi na monolit, dok se sekundarna vodopropusnost odnosi na stensku masu u celini. Propustljivost samog monolita, na koji bi se mogao primeniti klasičan princip efektivnih napona mehanike tla, je izuzetno mala u odnosu na stensku masu u celini. U ispucalim stenskim masama sekundarna vodopropusnost je od primarnog interesa. Ona u najvećoj meri zavisi od karakteristika pukotina i pukotinskih sistema, njihove povezanosti i zeva.

Vodopropusnost predstavlja, kao naponi i deformacije, tenzor drugog reda, tj. pored intenziteta i smera potrebno je definisati i ravan na koju njene komponente deluju. Tenzor se sastoji od šest nezavisnih komponenti.

Pritisak porne vode (hidrostatički pritisak - podjednagog intenziteta u svim pravcima) smanjuje normalne komponente tenzora napona, dok nema uticaja na smičuće komponente. Usled prisustva diskontinuiteta u stenskoj masi, porni pritisak ne deluje podjednako na sve normalne komponente tenzora napona, pa princip efektivnih napona ne može u potpunosti da se primeni, slika 2.9. Drugim rečima u ispucalnoj stenskoj masi

postoje dva koncepta efektivnih napona, jedan za diskontinuitete, a drugi za intaktnu stenu.



Slika 2.9 Princip efektivnih napona za intaktnu stenu i diskontinuitete a) Primarna vodopropusnost unutar intaktnog dela stenske mase (mikrorazmera), b) Mohr-ovi krugovi sa totalnim i efektivnim naponima, c) Efekat sekundarne vodopropusnosti unutar diskontinuiteta, d) Različito dejstvo pornih pritiska na element koji se nalazi na kontaktu sa pukotinom i unutar monolita (Hudson i Harrison, 1997)

2.2 Naponi iz metode konačnih elemenata u metodi granične ravnoteže

Čvrstoća na smicanje, između ostalog, zavisi i od nivoa efektivnog normalnog napona koji deluje duž klizne površi. Zbog toga je od velikog značaja odrediti njegovu raspodelu duž hipotetičke klizne površi. Normalni efektivni napon se može odrediti direktno iz metode granične ravnoteže (MGR), ali zbog svojih inherentnih nedostataka ova metoda ne daje realne vrednosti napona u osnovi (bazi) lamele. Naime, veličine napona u MGR posledica su potrebe da se zadovolje uslovi ravnoteže, pri čemu nije zadovoljen uslov kompatibilnosti deformacija, pa njihova raspodela duž klizne površi ne mora biti reprezentativna za stvarne uslove u terenu. Pogodnije bi bilo kada bi se naponi izračunali po metodi konačnih elemenata (MKE), kod koje je ovaj uslov zadovoljen. U svrhu verifikacije parametara za fliš korišćene su obe metode za određivanje raspodele napona duž stvarne klizne površi. Zbog toga će se ovde prikazati



postupak na osnovu koga je moguće u MGR koristiti normalne efektivne napone sračunate prema MKE.

Naylor (1982), prvi put prikazuje postupak (koji je nazvao *unapređena granična metoda* (*enhanced limit method*)) kod koga, na osnovu položaja konturnih linija napona, manuelno preračunava napone, sračunate u MKE, u normalne i smičuće napone u bazi lamela. Farrias i Naylor (1998) su ovu proceduru automatizovali. Krahn (2007) ovaj postupak naziva *metod sumiranja čvrstoća* (*strength summation method*), a prvi put je implementacija u komercijalni programski paket (Sigma/W) urađena od strane Krahn-a (2003).

Na slici 2.10, prikazana je kosina, koja se nalazi u sklopu autoputa E-80, čija će stabilnost detaljnije biti razmatrana u poglavlju 6. U programskom paketu Sigma/W, koji se zasniva na metodi konačnih elemenata, određeni su naponi pod dejstvom sile gravitacije. Osnovne komponente napona u svakom elementu dobijene dvodimenzionalnom analizom po metodi konačnih elmenata su: σ_x , σ_y , i τ_{xy} .

Nestrukturna mreža u MKE je generisana sa 2582 šestočvornih trougaonih elemenata. Za analizu je korišćen elasto-plastičan konstitutivni model kod koga je čvrstoća na smicanje predstavljena Mohr-Coulomb-ovim kriterijumom loma (poglavlje 5). Usvojeni parametri deformabilnosti (Young-ov modul elastičnosti i Poisson-ov koeficijent) iznose $E=20000$ kPa i $\nu=0,3$. Parametri čvrstoće na smicanje su obrađeni u poglavlju 6. Krahn (2003) komentariše uticaj parametara deformabilnosti i odabranog konstitutivnog modela na raspodelu normalnih napona i veličinu faktora sigurnosti. U tom smislu, parametri deformabilnosti su od većeg značaja kod određivanja pomeranja, nego kod određivanja naponskog stanja u stenskoj masi. U razmatranom slučaju se može pokazati da vrednost Young-ovog modula ne utiče na raspodelu i veličinu napona, dok vrednost Poisson-ovog koeficijenta utiče zanemarljivo malo, u iznosu od ± 5 kPa.

Na slici 2.11, prikazane su konture sa istim vrednostima vertikalnog napona u kosini. Sa slike se može videti da kontura, sa veličinom vertikalnog napona od 100 kPa, nije podjednako udaljena od površine terena i da je najbliža čelu kosine u nožici. Ovo se pripisuje činjenici da normalni naponi nisu posledica isključivo težine nadsloja, već na njih utiču i smičući naponi, slika 2.12 (jednačina 2.3). Ovo je naročito izraženo kod plitkih klizišta, gde je visina nadsloja iznad klizne površi mala. S obzirom da su komponentalni naponi u svakom elementu poznati, na osnovu njih je moguće izračunati



normalni i smičući napon na sredini baze svake lamele (kod klizne površi dobijene po MGR), što je neophodno da bi se odredila veličina faktora sigurnosti. Procedura je sledeća:

1. Poznati komponentalni naponi σ_x , σ_y , i τ_{xy} , sračunati u Gausovim integracionim tačkama, se projektuju na čvorove konačnih elementa i izračunavaju njihove prosečne vrednosti. Sa naponima određenim u čvorovima, moguće je odrediti vrednost napona u bilo kojoj tački unutar elementa;
2. Za prvu lamelu (u kruni kosine), naći konačni element koji obuhvata tačku na sredini baze lamele;
3. Izračunati σ_x , σ_y , i τ_{xy} napone u toj tački;
4. Nagib baze lamele (α), meren od pozitivnog dela x ose, je poznat iz položaja klizne površi sračunatog programskim paketom Slope/W (koji se bazira na MGR);
5. Izračunati normalne (σ_n) i smičuće napone (τ_n) u bazi lamele, korišćenjem Mohr-ovih krugova ili direktnom primenom dobro poznatih jednačina, koje se dobijaju iz uslova ravnoteže za infinitezimalni element:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha + \tau_{xy} \cdot \sin 2\alpha \quad (2.3)$$

$$\tau_n = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha \quad (2.4)$$

6. Sračunati čvrstoću na smicanje za dobijeni normalni napon;
7. Pomnožiti mobilisanu i raspoloživu čvrstoću na smicanje sa dužinom baze lamele, da bi se dobile sile;
8. Ponoviti korake od 1 do 7 za svaku narednu lamelu.

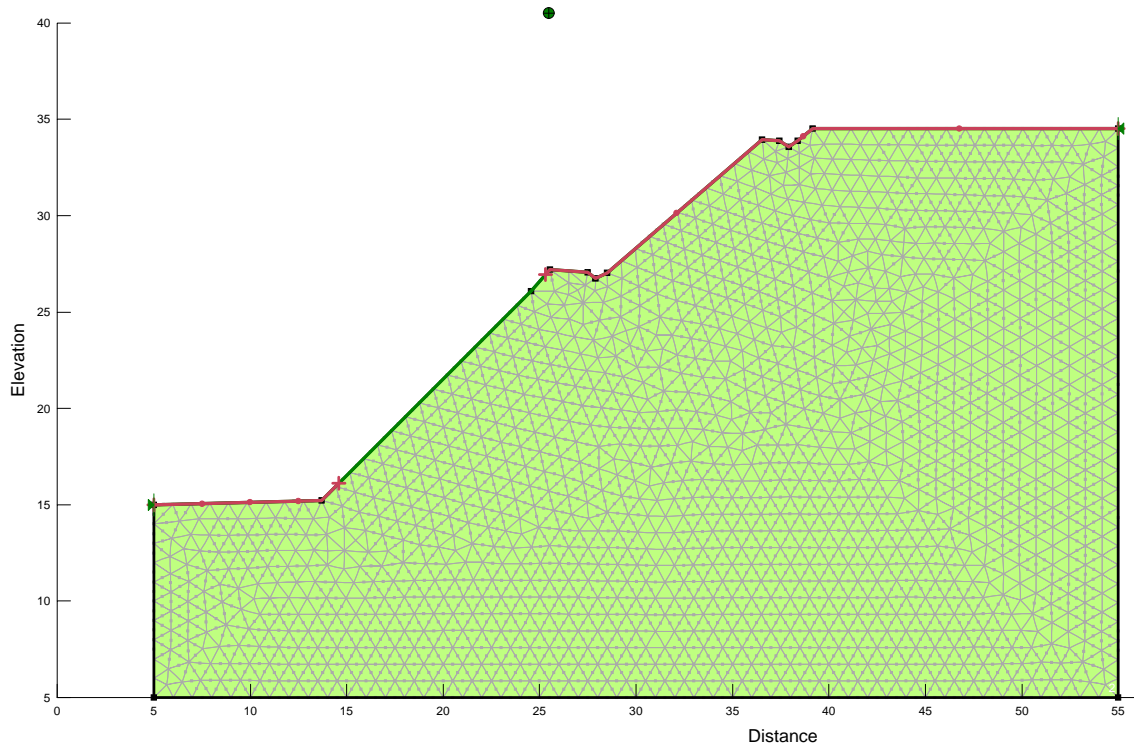
Kada su poznate mobilisana i raspoloživa smičuća sila u bazi svake lamele moguće je njihovom integracijom duž klizne površi odrediti faktor stabilnosti. Faktor stabilnosti tada iznosi:

$$F.S. = \frac{\sum S_r}{\sum S_m} \quad (2.5)$$

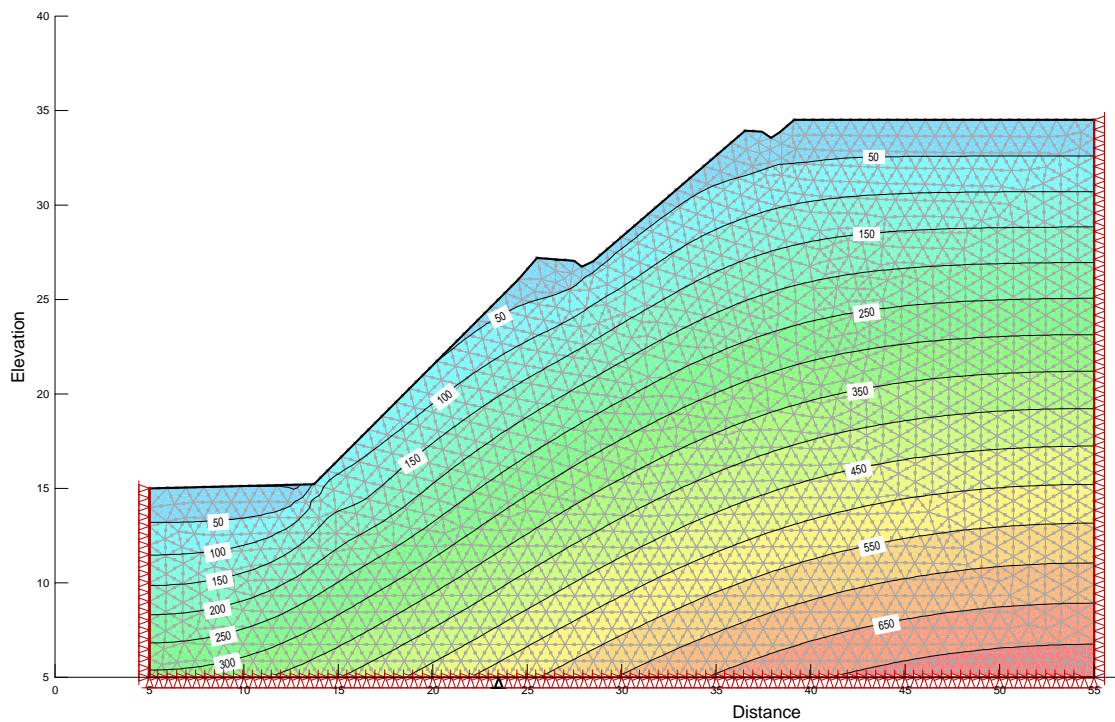
gde je, S_r smičuća otpornost, a S_m je mobilisana smičuća sila duž klizne površi. Ova definicija faktora stabilnosti odgovara onoj koju su predložili Kulhawy (1969) i Naylor (1982). Za razliku od faktora sigurnosti (prema MGR), faktor stabilnosti nije konstantan duž klizne površi. Nešto više o faktoru sigurnosti biće rečeno u poglavlju 5.



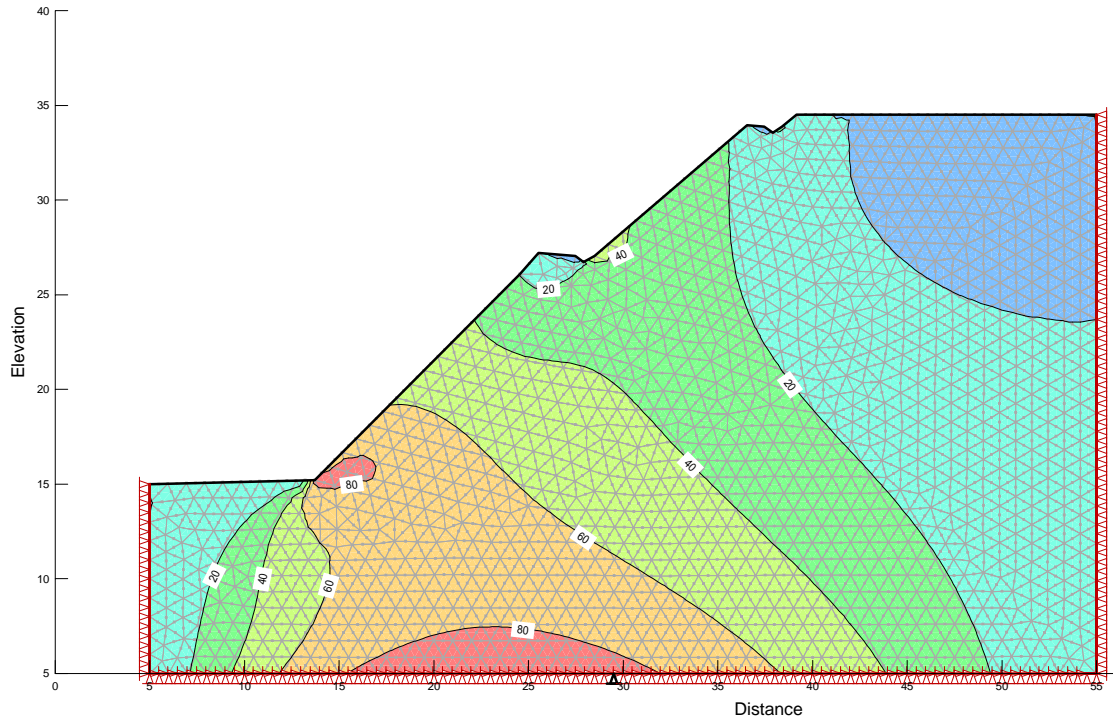
Napominje se da je primarno naponsko stanje izračunato za trenutak nakon iskopa i da istorija stvaranja terena nije razmatrana.



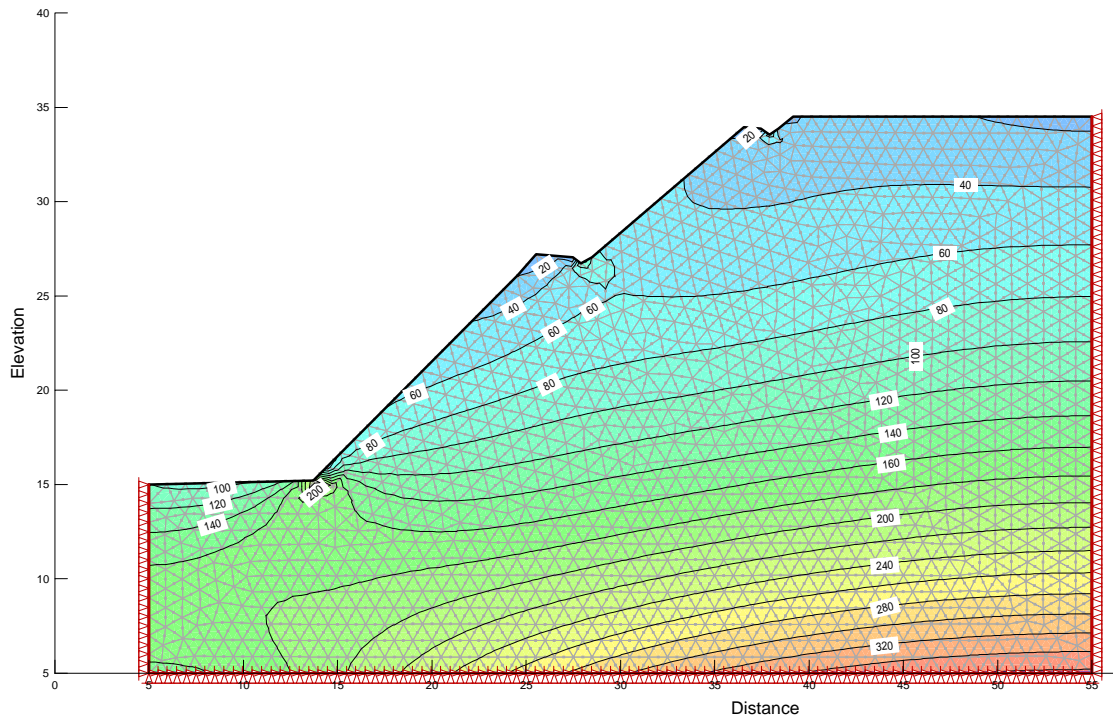
Slika 2.10 Geometrija kosine i diskretizacija mrežom konačnih elemenata



Slika 2.11 Konture sa raspodelom veritkalnog (σ_y) napona u stenskoj masi



Slika 2.12 Konture sa raspodelom smičućeg (τ_{xy}) napona u stenskoj masi



Slika 2.13 Konture sa raspodelom horizontalnog (σ_x) napona u stenskoj masi

POGLAVLJE 3.

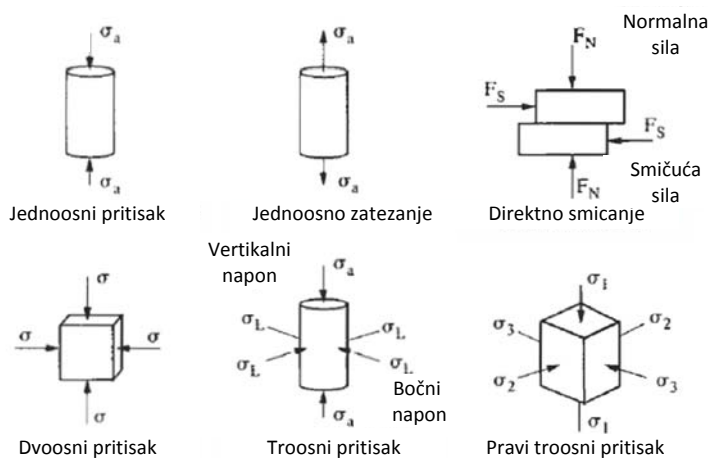
KRITERIJUMI LOMA I ČVRSTOĆA STENSKOG MATERIJALA

3.1 Uvod

Zavisno od broja, orijentacije i svojstava pukotina monoliti će se, kao odgovor na naprezanja koja deluju na stensku masu, kretati sa određenim brojem stepeni slobode.

U pojedinim slučajevima stenska masa može biti angažovana u tolikoj meri da se u njoj javi *lom*. Vrednost napona u trenutku loma naziva se *čvrstoća* stenske mase.

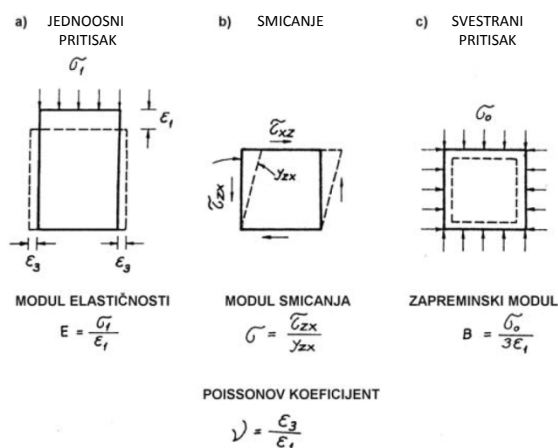
U konvencionalnim laboratorijskim uslovima monolitni uzorak može biti opterećen na pritisak, zatezanje ili smicanje, slika 3.1. U zavisnosti od načina opterećivanja može se govoriti o čvrstoći na pritisak, smicanje, zatezanje itd., pri čemu se kvantitativno može definisati deformabilnost, slika 3.2. Stenske mase su po definiciji ispucale sredine, pa ne mogu da prime napone zatezanja. Međutim, zbog napregnutosti, zglobljenosti monolita, kao i kohezije koja postoji duž pukotina (npr. usled prisustva materijalnih mostova), one su sposobne da prime napone zatezanja u izvesnoj meri. Za praktične svrhe ona se retko kad uzima u obzir. Uglavnom se koristi prilikom definisanja nekih od kriterijuma loma. Čvrstoća na zatezanje stenskih masa je po pravilu 10 do 20 puta manja od njene čvrstoće na pritisak. Već je napomenuto da će u okviru disertacije naponi zatezanja biti zanemareni. Više o čvrstoći na pritisak, u uslovima jednoosnog pritiska, biće reči u poglavlju 6.



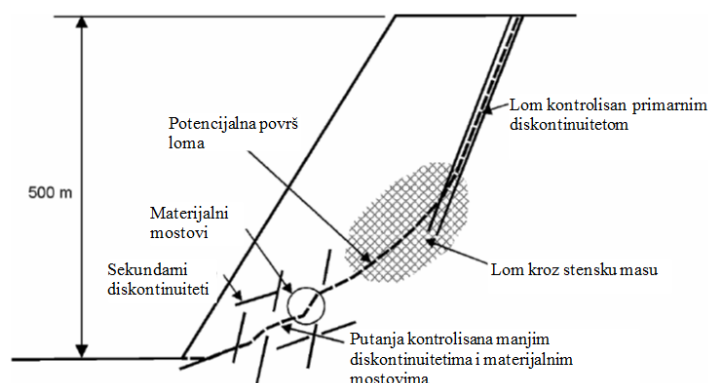
Slika 3.1 Načini opterećivanja uzoraka u konvencionalnim laboratorijskim uslovima

Od svih mehanizama pri kojima može doći do loma, u praksi najčešći predstavlja lom smicanjem. Čvrstoća na smicanje predstavlja najveći smičući napon koji se može naneti strukturi materijala u određenom pravcu.

S obzirom na *efekat razmere* stensku masu možemo posmatrati kao kvazihomogenu sredinu (sa sistemima pukotina koji su u razmeri objekta dovoljno mali da se stenska masa može posmatrati kao *kontinualna* sredina) ili kao ispucalu (*diskontinualnu*) sredinu (pri čemu je razmak između diskontinuiteta u stenskoj masi istog reda veličine kao objekat). U oba slučaja kritična čvrstoća na smicanje može biti dostignuta u okviru monolitnog dela stenske mase i/ili duž diskontinuiteta, slika 3.3. Zbog toga je potrebno definisati čvrstoću na smicanje intaktnih uzoraka i pukotina.



Slika 3.2 Mogući slučajevi deformisanja stenske mase a) Promena oblika i zapremine, b) Promena oblika bez promene zapremine, c) Promena zapremine bez promene oblika



Slika 3.3 Šematski prikaz potencijalne zone loma, gde se smicanje javlja duž diskontinuiteta i kroz stensku masu (Hoek i dr., 2000)



Za intaktne uzorke mogu se primeniti kriterijumi koje su razvili Fairhurst (1964), Hobbs (1966), Franklin (1971) Bieniawski (1974), Ramamurthy (2001), Sheorey i dr. (1989), itd.

Mnogi autori su za diskontinuitete predložili zakonitosti po kojima može doći do loma, npr. Patton (1966), Goodman (1970), Ladanyi and Archambault (1970), Barton (1971, 1973, 1976), Barton i Choubey (1977), Richards i Cowland (1982), Maksimović (1992, 1996a). Od svih, najširu primenu je našao Barton-ov kriterijum loma.

Za definisanje čvrstoće na smicanje ispucalih stenskih masa najviše se koristi Hoek-Brown-ov kriterijum loma (Hoek i Brown, 1980b, 1988; Hoek i dr. 1992, 1995, 2002), koji je izvorno formulisan za intaktne uzorke.

Svi navedeni kriterijumi su uglavnom empirijskog karaktera, a ređe sa teorijskom osnovom.

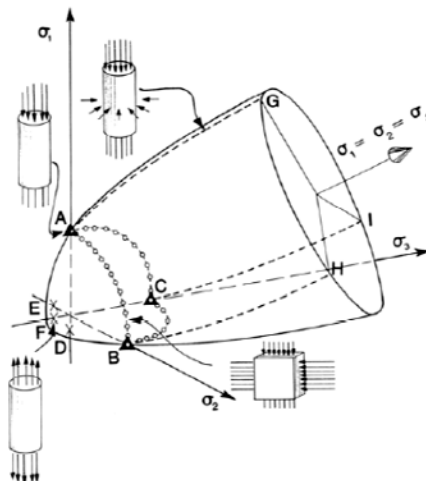
Mohr-Coulomb-ova teorija se, zbog svoje teorijske i eksperimentalne osnove, koristi za definisanje čvrstoće na smicanje tla i stenskih masa. Nelinearna anvelopa hiperboličkog tipa je formulisana za fino-zrna i grubozrna tla i diskontinuitete u stenskoj masi (Maksimović, 1989a, b, c, 1992). U disertaciji će biti pokazano da ona uspešno može da se primeni i na heterogene ispucale stenske mase.

U disertaciji će detaljnije biti obrađeni Mohr-Coulomb-ov, Hoek-Brown-ov, Barton-ov kriterijum loma i nelinearna hiperbolička anvelopa.

Generalizovana granična površ u polju glavnih napona prikazana je na slici 3.4. Bilo koje stanje napona unutar nje ne izaziva lom, dok stanje napona na samoj graničnoj površi može da se opiše principima teorije plastičnosti (poglavlje 5). Da bi se definisali pojedini delovi površi, potrebno je primeniti odgovarajuće opite.

U prekonsolidovanim tvrdim glinama i mekim glinovitim stenskim masama (koje su predmet disertacije), do loma može doći posle izvesnog vremena nakon formiranja kosina, sa parametrima čvrstoće na smicanje nižim od inicijalnih. Ovo je posledica omekšanja (*softening*) stenske mase. Omekšanje je termin koji se koristi za procese koji se dešavaju nakon što se prekorači vršna čvrstoća na smicanje (*post-peak behaviour*). Ono može biti posledica bubrenja, progresivnog loma ili raspadanja usled dejstva atmosferilija. Problemom progresivnog loma (deformacijskog omekšanja), koji je karakterističan za prekonsolidovane gline i glinovite šejlove, bavili su se mnogi autori (Terzaghi i Peck, 1948; Taylor, 1948; Skempton, 1964, 1970 i 1977; Bjerrum, 1967;

Skempton i Vaughan, 1993; Potts i dr. 1990 i 1997; Bromhead i dr., 1998; Leroueil, 2001; Gens i Alonso, 2006) i ovde neće biti detaljnije razmatran. Omekšanje koje je posledica raspadanja je obrađeno u poglavlju 7.



Slika 3.4 Granična površ čvrstoće u trodimenzionalnom stanju napona. Da bi se definisali različiti delovi površi potrebni su različiti opiti za tačke: A, B i C – jednoosni pritisak, za E, F i D – jednoosno zatezanje, a za krive AB, AC i BC – dvoosni pritisak, za AG, BH i CI - troosni pritisak (Franklin, 1971)

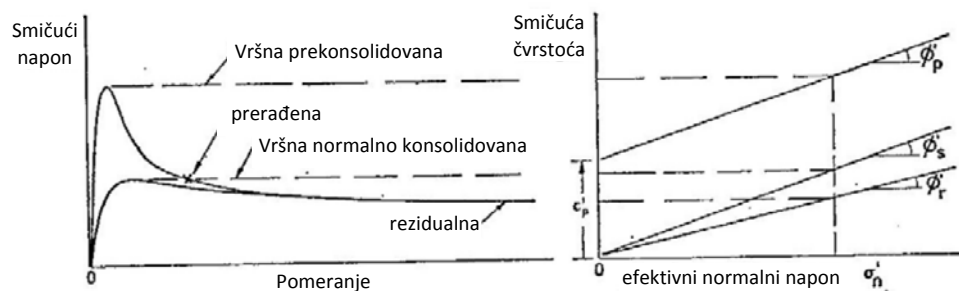
U nastavku teksta su definisani određeni pojmovi koji će se koristiti u disertaciji.

Krti lom podrazumeva povećanje smičućeg napona do maksimalne veličine, predstavljene tzv. *vršnom čvrstoćom*, a zatim opadanje smičućeg otpora (pri daljem deformisanju) do konstantne vrednosti, tzv. *rezidualne čvrstoće* (koja se javlja pri velikim pomeranjima). Vršne vrednosti parametara se obično označavaju sa indeksom „p“, a rezidualne sa indeksom „r“. Između vršne i rezidualne čvrstoće, mogu se definisati još dve karakteristične vrednosti čvrstoće na smicanje, tzv. *post-rupturna čvrstoća* (*post-rupture strength*) i *čvrstoća prerađenog* (normalno konsolidovanog) *uzorka* (*fully softened* ili *critical state strength*). Da bi se dostigla rezidualna čvrstoća, pločasta zrna moraju da se reorijentišu u položaj paralelan sa ravni smicanja, što je moguće samo pri velikim pomeranjima.

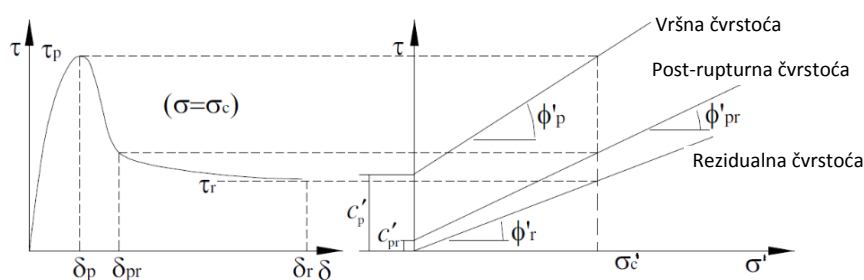
Skempton (1970) je uočio da čvrstoća smicanja prekonsolidovanih materijala može da opadne na veličinu koja je jednaka čvrstoći normalno konsolidovanog, prerađenog uzorka, slika 3.5. Sa slike se vidi da se ona nalazi između vršne i rezidualne vrednosti. Georgiannou i Burland (2001), smatraju da je ovako definisana čvrstoća jednaka

čvrstoći pri konstantnoj zapremini, definisanoj prema teoriji kritičnog stanja (Roscoe, Schofield i Wroth, 1958; Schofield i Wroth, 1968). U slučaju prvog loma ovu čvrstoću Skempton (1970) predlaže za definisanje čvrstoće na smicanje tvrdih ispucalih prekonsolidovanih glina. Parametri se najčešće označavaju sa indeksom „s“.

Calabresi (1980) je nakon opita direktnog smicanja na uzorcima „Todi“ gline uočio da čvrstoća na smicanje, nakon dostizanja vršne vrednosti, opada u dve faze (*two-stage softening*). Termin „post-rupturna čvrstoća“ prvi put spominje Burland (1990), koji ju je definisao kao vrednost na koju naglo opadne čvrstoća na smicanje (nakon dostizanja vršne vrednosti) duž pukotine, posle relativnog pomeranja od samo nekoliko milimetara. On je takođe primetio sličnosti između ove i čvrstoće prerađenog uzorka. Parametri se u ovom slučaju mogu označiti sa indeksom „pr“, slika 3.6.



Sika 3.5 Poređenje vršne, rezidualne i čvrstoće prerađenog uzorka (Skempton, 1970)

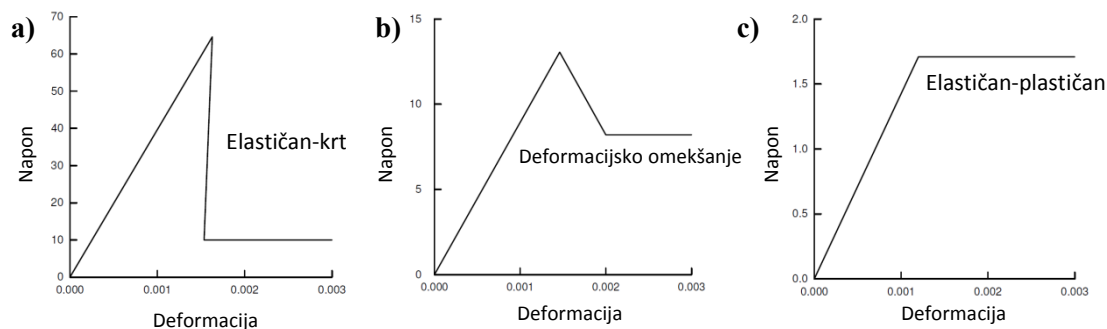


Sika 3.6 Poređenje vršne, rezidualne i post-rupturne čvrstoće (Zhan, 2012)

Hoek i Brown (1997) predlažu sledeće naponsko-deformacijske zavisnosti stenske mase, nakon dostizanja vršne vrednosti, koje su usko povezane sa njenim kvalitetom, slika 3.7. Ovde treba istaći da je Hoek-Brown-ov kriterijum formulisan pretežno za krte materijale. Prelaz iz krtog u plastično ponašanje (*brittle-ductile transition*), za stensku masu određenog kvaliteta, zavisi od odnosa manjeg i većeg glavnog napona (σ_1/σ_3). Tako na primer Schwartz (1964), ispitivanjima u uslovima troosnog pritiska dobija da je

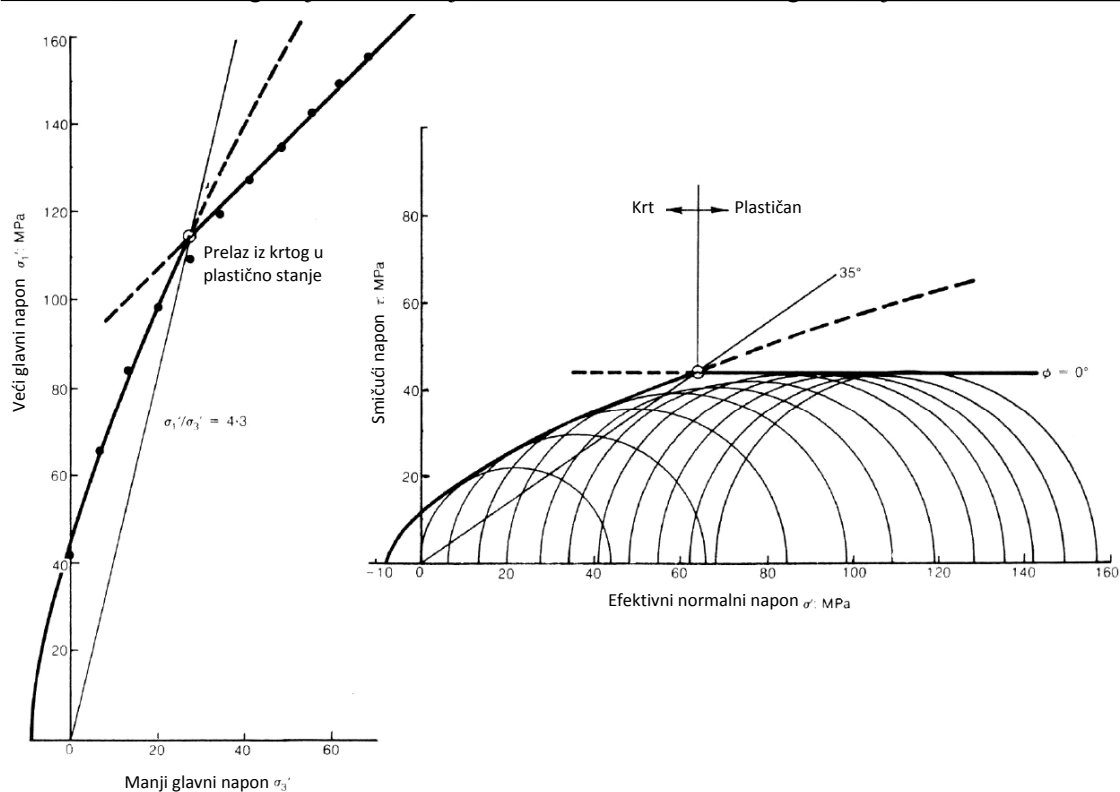


odnos za prelazak iz krtoeg u plastično ponašanje $\sigma_1/\sigma_3=4,3$, slika 3.8. Mogi (1966) dobija da je ovaj odnos 3,4. Do sličnih zaključaka došao je Paterson (1958), slika 3.9. Hoek (1983), navodi da je prelazak iz krtoeg u plastično ponašanje najverovatnije definisan odnosom manjeg i većeg glavnog napona u intervalu od 3 do 5 i da se ponašanje stenske mase može smatrati krtime sve dok je veličina jednoosne čvrstoće veća od manjeg glavnog napona. Na ponašanje stenske mase utiče i temperatura.

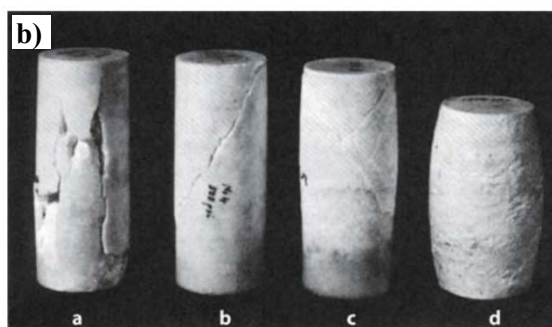
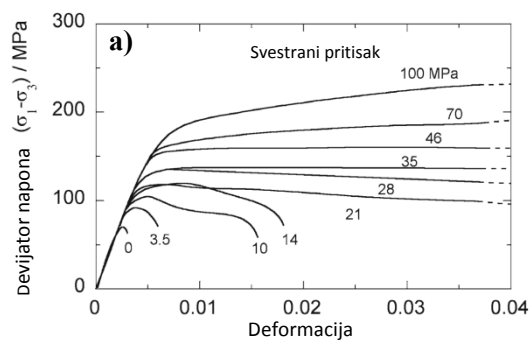


Sika 3.7 Naponsko-deformacijske zavisnosti a) Stenska masa dobrog kvaliteta, b) Srednjeg kvaliteta, c) Veoma loša stenska masa (Hoek i Brown, 1997)

U zavisnosti od tektonske oštećenosti fliša pojedini njegovi delovi, koji su pretrpeli velika pomeranja u prošlosti, se već nalaze u rezidualnom stanju. Zbog ovog razloga se u disertaciji čvrstoća na smicanje u trenutku neposredno nakon iskopa (bilo u rezidualnom ili vršnom stanju) naziva „početna ili incijalna“. U slučaju prisustva pornih pritisaka podrazumevaju se drenirani uslovi opterećenja, sa efektivnim parametrima čvrstoće na smicanje. Prisustvo negativnih pornih pritisaka i efekti sukcije razmatrani su samo kvalitativno u poglavlju 7. Pored visine napona, uslova dreniranja i veličine ostvarenih pomeranja, čvrstoća na smicanje stenskih masa zavisi i od zbijenosti i mineralnog sastava (rasporeda, oblika i tvrdoće zrna). Kod zbijenog i prekonsolidovanog tla, dobro uzglobljenih stenskih masa i hrapavih diskontinuiteta, usled promene smičućeg opterećenja dolazi do povećanja zapremine (efekat *naponske dilatancije*), pri čemu reorijentacija i uzglobljavanje zrna utiču na ukupnu čvrstoću na smicanje.



Sika 3.8 Rezultati troosnih ispitivanja na „Indiana“ krečnjaku, koja pokazuju prelaz iz krtoḡ u plastično ponašanje (Schwartz, 1964)



Slika 3.9 Prelazak iz krtoḡ u plastično ponašanje „Wombeyan“ mermera u uslovima troosnog pritiska pri različitim svestranim pritiscima a) Naponsko-deformacijske zavisnosti, b) Izgled uzoraka nakon opita za svestrani pritisak (a) koji odgovara atmosferskom pritisku, b) 3,5MPa, c) 35 MPa, d) 100 MPa), (Paterson, 1958)

U tabeli 3.1 prikazane su opšte karakteristike stenskih masa u zavisnosti od intenziteta ispucalosti i međusobne blokovske uzglobljenosti.

Tabela 3.1 Karakteristike stenskih masa (Hoek, 1983)

	Opis	Karakteristike čvrstoće	Metode ispitivanja	Teorijsko razmatranje
	Čvrsta stenska masa	Krt, elastičan i uglavnom izotropan materijal	Troosna ispitivanja na uzorcima u laboratoriji koja su relativno jeftina i daju pouzdane rezultate	Može se predstaviti kao izotropna elastična krta stenska masa čije ponašanje je u dovoljnoj meri razumljivo za praktičnu primenu
	Čvrsta stenska masa sa jednom pukotinom	Anizotropan materijal čije karakteristike zavise od čvrstoće i orijentacije diskontinuiteta	Troosna ispitivanja na uzorcima sa nagnutim diskontinuitetom (teško izvodljivo i skupo ali pouzdano) Direktno smicanje duž diskontinuiteta (jednostavno i jeftino ali je potrebna posebna pažnja prilikom interpretacije rezultata)	Odgovara pukotini čije je ponašanje dovoljno razumljivo za praktičnu primenu
	Masivna stenska masa sa dve familije pukotina	Anizotropna, čvrstoća zavisi od broja, kontinualnosti i čvrstoće na smicanje diskontinuiteta	Laboratorijska ispitivanja su teško izvodljiva zbog poremećenosti uzoraka i ograničenja u dimenzijama opreme	Ponašanje je malo razumljivo zbog kompleksnosti veza uzglobljenih blokova
	Intenzivno ispucala stenska masa	Može se smatrati izotropnom sredinom sa izraženim efektom dilatancije pri niskom nivou napona i drobljenjem zrna pri višim nivoima napona	Troosna ispitivanja na uzorcima je veoma teško izvesti zbog poremećenosti uzoraka i problema prilikom pripreme	Ponašanje veoma malo razumljivo, zbog kompleksnosti interakcije nezaobljenih komada stenske mase
	Zbijeni kameni nabačaj	Može se smatrati izotropnom sredinom sa manje izraženim efektom dilatancije pri niskom nivou napona u odnosu na in situ stensku masu, ali je sveukupno ponašanje slično	Troosna ispitivanja je jednostavno izvesti ali su skupa zbog velikih dimenzija potrebne opreme	Ponašanje zbijenog kamenog nabačaja odgovara ponašanju krupnozrnih materijala čije je ponašanje objašnjeno principima mehanike tla
	Rastresita deponovana stenska masa	Loša zbijenost i sortiranost omogućavaju pomeranje i rotaciju fragmenata doprinoseći pritom velikoj pokretljivosti materijala	Troosna ili ispitivanja u uslovima direktnog smicanja je jednostavno izvesti ali su skupa zbog velikih dimenzija potrebne opreme	Ponašanje rastresite deponovane stenske mase dovoljno razumljivo za praktičnu primenu

3.2 Kriterijumi loma

Procesi koji dovode do loma stenske mase su izuzetno kompleksni. Kada se uzorak stenske mase optereti, dolazi do stvaranja mikroprslina, njihovog širenja i međusobnog povezivanja, što na kraju dovodi do globalnog loma. Putanja po kojoj će doći do loma nije unapred poznata i na nju veliki uticaj ima heterogenost stenske mase. Heterogenost je posledica proizvoljnog rasporeda mineralnih zrna različitih otporno-deformabilnih karakteristika. Nešto više o uticaju heterogenosti na mehanizam loma biće rečeno u



poglavlju 6. Problem dodatno usložnjava činjenica da u ispucalom stenskom materijalu postoje različito orijentisani diskontinuiteti.

Iz tog razloga će se prvo definisati čvrstoća intaktnih uzoraka, zatim će se u obzir uzeti uticaj jedne pukotine na čvrstoću, i na kraju će biti prikazan uticaj više proizvoljno orijentisanih diskontinuiteta na ukupnu čvrstoću stenske mase.

Kao što je napomenuto, velika naprezanja mogu izazvati lom, pa bi bilo logično čvrstoću stenske mase predstaviti funkcijom, koja u sebi sadrži komponentalne napone:

$$\text{čvrstoća} = f(\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \tau_{xy}, \tau_{xz}) \quad (3.1)$$

U slučaju izotropnih materijala, kod kojih su materijalne karakteristike iste u svim pravcima, čvrstoća se može predstaviti funkcijom koja u sebi sadrži glavne napone, bez gubljenja na generalnosti gornje jednačine:

$$\text{čvrstoća} = f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \quad (3.2)$$

Pored toga, funkcija kojom se opisuje čvrstoća može u sebi sadržati komponente deformacija ili kombinaciju komponenata deformacija i napona. U nastavku će svi kriterijumi loma biti predstavljeni u dvodimenzionalnom stanju napona. U poglavlju 5 je dat opštiji prikaz Mohr-Coulomb-ovog i Hoek-Brown-ovog kriterijuma loma sa aspekta teorije plastičnosti.

3.2.1 Čvrstoća na smicanje monolita (Mohr-Coulomb-ov kriterijum loma)

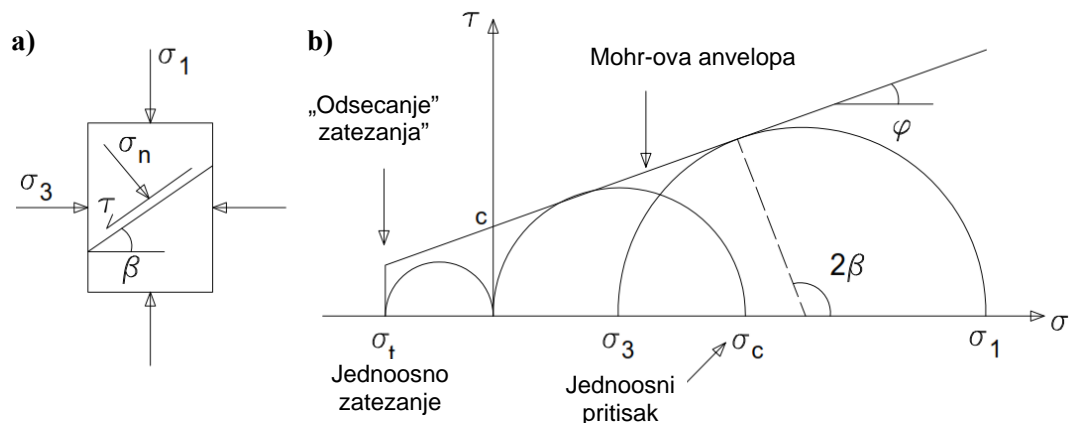
Mohr-Coulomb-ov (MC) kriterijum loma je najpoznatiji i najjednostavniji kriterijum, kojim se anvelopa napona loma predstavlja pravom linijom na dijagramu, na čiju se apscisu nanosi normalni napon (σ), a na ordinatu napon smicanja (τ), slika 3.10.

Ako se sva stanja loma, na σ - τ dijagramu, prikažu Mohr-ovim krugovima, ova anvelopa ih tangira pod određenim uglom φ , sa odsečkom c na ordinati, i može se u eksplicitnom obliku izraziti jednačinom:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (3.3)$$

gde je, c kohezija (odražava prirodu materijala, a predstavlja čvrstoću na smicanje kada je normalni napon jednak nuli), φ ugao smičuće otpornosti (odražava prirodu materijala,

a predstavlja ugao nagiba pod kojim blok stenske mase počinje da kliza po podlozi od istog materijala), σ_n normalni napon na ravan loma. MC kriterijum podrazumeva da do loma dolazi smicanjem, bez dilatiranja.



Slika 3.10 Mohr-Coulomb-ov kriterijum loma sa jednačinama koje ga opisuju

Iz razmatranja uslova ravnoteže za element prikazan na slici 3.10a može se ustanoviti zavisnost smičućeg i normalnog napona od manjeg i većeg glavnog napona:

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\beta \quad (3.4)$$

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\beta \quad (3.5)$$

Pri čemu je ugao β , ugao između ravni u kojoj deluje veći glavni napon i ravni loma. S obzirom na simetričnost Mohr-ovog dijagrama u odnosu na osu normalnih napona, postoje dve takve ravni koje zaklapaju jednake uglove sa ravni većeg glavnog napona. Iz geometrijskih odnosa sa slike 3.10b može se odrediti ugao β kao:

$$\beta = \pm(45 + \varphi/2) \quad (3.6)$$

Kombinovanjem jednačina (3.4), (3.5) i (3.6) sa jednačinom (3.3), uz uvođenje odgovarajućih trigonometrijskih identiteta, dobija se Mohr-Coulomb-ov kriterijum loma, izražen u polju glavnih napona, pri čemu je uticaj srednjeg glavnog napona zanemaren:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 \quad (3.7)$$

Jednačina (3.7) se može predstaviti i u pogodnijem obliku, koji se često može naći u literaturi:



$$\sigma_1 = \sigma_c + k\sigma_3 \quad (3.8)$$

gde je, σ_c jednoosna čvrstoća na pritisak, a k nagib prave koja povezuje manji i veći glavni napon. MC kriterijum je formulisan za napone pritiska, pa se u mehanici stena najčešće prikazuje sa „odsecanjem zatezanja“ (*tension cut-off*), slika 3.10b. Kada Mohr-ov krug (koji predstavlja stanje napona u uzorku) ne dodiruje anvelopu napona loma, u uzorku se ne stvaraju površi smicanja. Ukoliko Mohr-ov krug dodiruje anvelopu napona loma, smatra se da je dostignuto stanje loma.

Osim za monolite MC kriterijum loma je pogodan za primenu kod diskontinuiteta i stenskih masa.

3.2.2 Čvrstoća na smicanje diskontinuiteta

Pod ispucalošću stenskih masa podrazumevamo njeno svojstvo da u datom području posmatranja poseduje odgovarajuće pukotine. U zavisnosti od svojstava i broja pukotina možemo govoriti o pojedinačnim, familijama, sistemu ili više sistema pukotina, koje u datom slučaju predstavljaju ispucalost.

Pod pojmom „*pukotina*“, podrazumevaju se površine kidanja stenske mase po kojima su kretanja blokova, paralelna sa površinom kidanja, tako mala da se u datom području posmatranja mogu zanemariti (Dimitrijević, 1990). Za razliku od pukotina, duž raseda kretanje je veće i ne može se zanemariti. U disertaciji će se pod pojmom *pukotina* podrazumevati svi diskontinuiteti u stenskoj masi, bez obzira na njihovu veličinu i genezu nastanka. Pojedinačne pukotine su definisane ako im se odrede sledeća svojstva (ISRM, 1978a): način postanka (geneza, kinematika), prostorni položaj, orijentacija (elementi pada), oblik (zatalasanost u m-dm području i hrapavost u cm-mm području posmatranja), dimenzije (dužina, širina i debljina-otvor ili zev), vrsta i karakteristike ispune i stanje zidova pukotine (čvrstoća i raspadnutost).

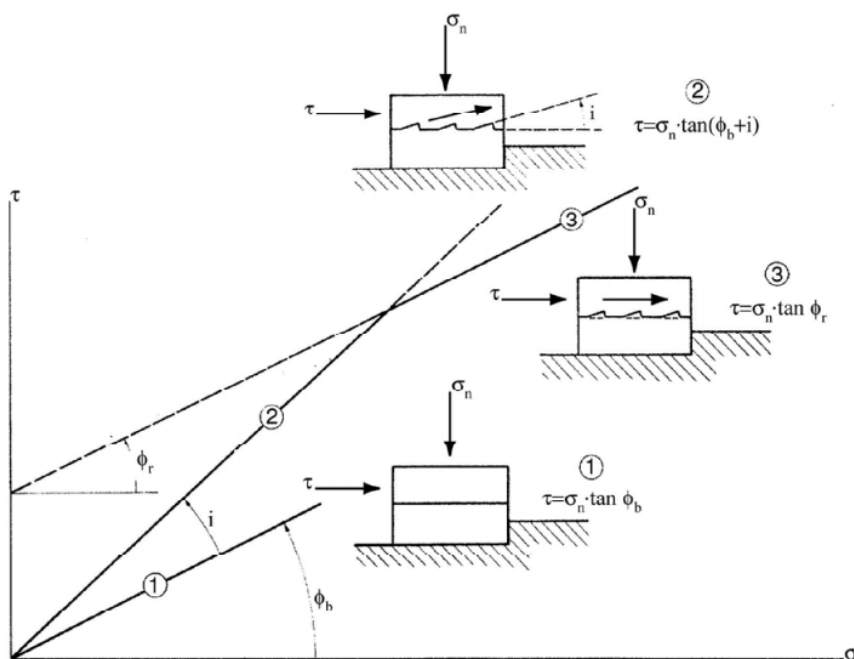
Osnovni činioci koji utiču na čvrstoću na smicanje diskontinuiteta su: trenje po površini diskontinuiteta, čvrstoća diskontinuiteta na pritisak, geometrija površine diskontinuiteta (hrapavost), prisustvo ispune i pritisak vode.

Nakon prikupljenih podataka na terenu, neophodno je ispucalost iskazati i nekim kvantitativnim pokazateljima. Najčešće se, prema izdeljenosti, stenska masa numerički opisuje koeficijentom zapreminske ispucalosti, linearnim koeficijentom ispucalosti, planarnim koeficijentom ispucalosti ili indeksom kvaliteta stenske mase (RQD indeks).

Pukotine je pogodno statistički obraditi i grafički prikazati na nekom od dijagrama. Ovi dijagrami se mogu predstaviti u obliku rozeta, Bilingsovog dijagrama, Sanderovog prstenastog dijagrama, tačkastog dijagrama ili konturnog dijagrama. U disertaciji će se prikupljeni podaci o ispucalosti prikazati na konturnom dijagramu, gde su elementi pada pukotina predstavljeni polovima ravni.

Radi boljeg razumevanja čvrstoće na smicanje diskontinuiteta uvodi se pojam *baznog ugla trenja*, ϕ_b . Njegova vrednost se najpouzdanije određuje opitom direktnog smicanja, na prethodno obrađenim i uglačanim površinama diskontinuiteta, koji se provodi za nekoliko nivoa normalnih napona, pri čemu bi anvelopa napona loma trebala da bude prava linija, a veličina kohezije jednaka nuli. Alternativno, bazni ugao trenja se može odrediti jednostavnim opitom naginjanja, kod koga se vrši sukcesivno naginjanje uzorka stenske mase, postavljenog na specijalno pripremljenu konstrukciju, dok ne dođe do klizanja između površi diskontinuiteta.

U prirodi površine diskontinuiteta nikada nisu ravne, pa otpor smicanja veoma zavisi od hrapavosti zidova pukotina. Ukoliko posmatramo diskontinuitet sa „*testerastom*“ površinom, slika 3.11, i ako je bazni ugao trenja ϕ_b , tada se u slučaju delovanja smičuće sile, pomeranja vrše po ravnoj površini „*zubaca*“, što dovodi do povećanja zapremine, tj. dilatiranja uzorka.



Slika 3.11 Bilinearna anvelopa napona loma za neravne površine (Patton, 1966)



Kako se ravan smicanja nalazi pod uglom i , tada je ukupni ugao smičuće otpornosti jednak $\varphi_b + i$. Ovaj koncept je prvi predstavio Patton (1966). Čvrstoća na smicanje duž diskontinuiteta se tada može izraziti na sledeći način:

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_b + i) \quad (3.9)$$

Ukoliko se smicanje obavlja pri niskim vrednostima normalnih napona do izražaja dolazi efekat dilatancije, dok pri visokim vrednostima dolazi do „kidanja zubaca“, pa se ovakav mehanizam loma može izraziti preko jednačine:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi_r \quad (3.10)$$

gde je c kohezija, a φ_r rezidualni ugao smičuće otpornosti.

Kombinujući jednačine (3.9) i (3.10) dobija se bilinearna anvelopa, kojom se može opisati čvrstoća hrapavog diskontinuiteta.

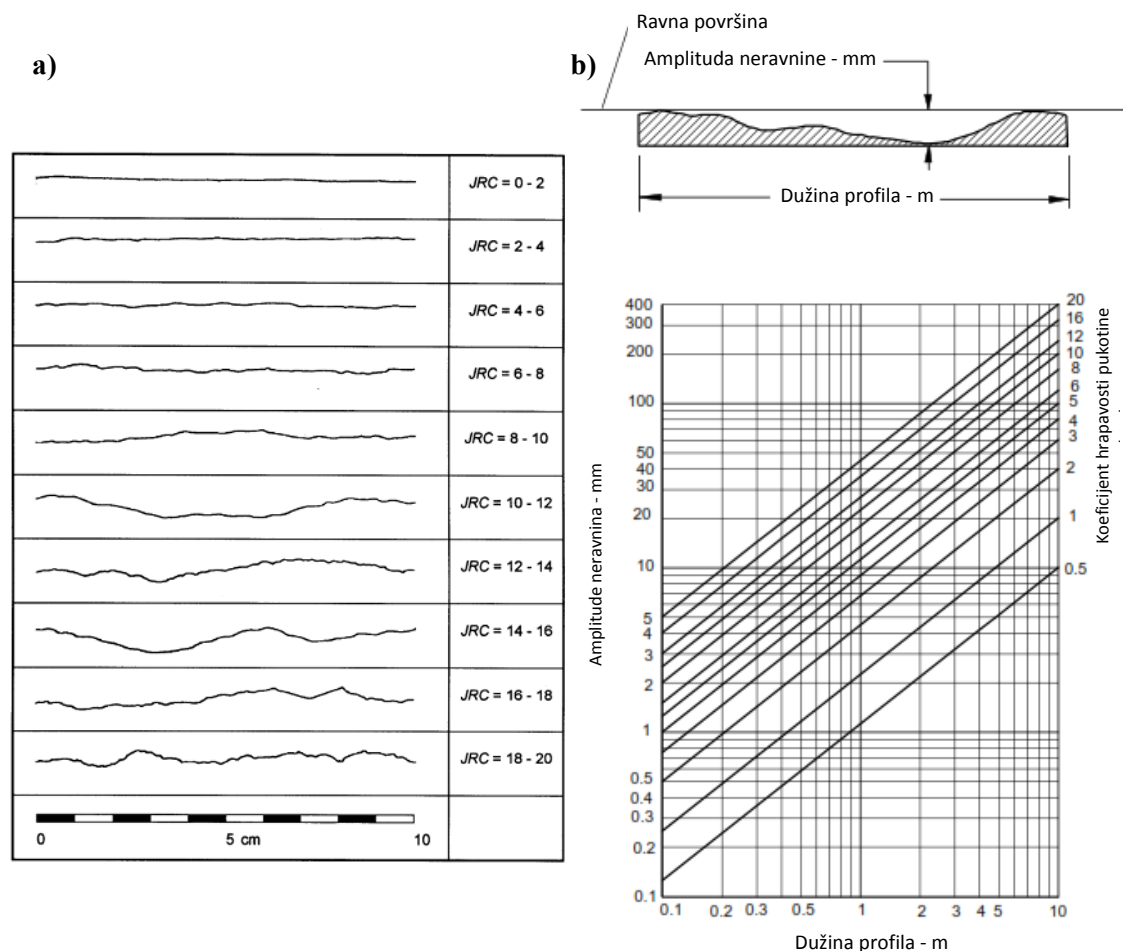
Prednost ovog pristupa je taj što je veoma jednostavan za primenu, međutim on ne odražava u potpunosti realnost, da se čvrstoća na smicanje ne menja naglo sa povećanjem normalnog napona.

Barton (1973, 1976) je proučavajući ponašanje prirodnih pukotina, došao do zaključka da se čvrstoća na smicanje menja postupno sa povećanjem normalnog napona, pa je predložio da se ona definiše prema sledećoj jednačini:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_b \right] \quad (3.11)$$

gde je, JRC koeficijent hrapavosti pukotine, JCS čvrstoća na pritisak zidova pukotine, σ_n normalni napon koji deluje na zid pukotine, a φ_b bazni ugao trenja, čija se vrednost može proceniti iz tabele 3.2.

ISRM (1978b) predlaže procedure za određivanje čvrstoće na pritisak zidova pukotina. Deere i Miller (1966) predlažu da se vrednost JCS odredi uz upotrebu Šmitovog čekića. JRC je bezdimenzioni koeficijent kojim se procenjuje hrapavost diskontinuiteta. Na slici 3.12a su dati profili hrapavosti i odgovarajuće vrednosti JRC-a. Alternativni način određivanja koeficijenta JRC je prikazan na slici 3.12b.



Slika 3.12 a) Profili hrapavosti i odgovarajuće vrednosti JRC (Barton i Choubey, 1977),
 b) Određivanje JRC-a na osnovu merenja amplituda hrapavosti i dužine pukotina (Barton, 1982)

Koefficient hrapavosti i čvrstoća na pritisak zidova pukotine su relativni u odnosu na veličinu razmatranog područja. Zbog toga su Barton i Bandis (1982) dali zavisnost prema kojoj se vrši korekcija JRC i JCS s obzirom na razmeru, prema jednačinama:

$$JRC_n = JRC_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.02 \cdot JRC_0} \quad \text{i} \quad JCS_n = JCS_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.03 \cdot JCS_0} \quad (3.12)$$

gde se, koefficienti sa indeksom „0“ odnose na uzorke dužine ($L_0=10$ cm), a koefficienti sa indeksom „n“ odgovaraju prirodnoj veličini posmatranog bloka stenske mase.

Na osnovu 130 opita direktnog smicanja, na diskontinuitetima različite alterisanosti, Barton i Choubey (1977) su izvršili reviziju jednačine (3.11) uvodeći u jednačinu rezidualni ugao trenja φ_r , umesto baznog ugla trenja φ_b , pri čemu ona postaje:



$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right] \quad (3.13)$$

Ugao φ_r se može odrediti iz jednačine:

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20(r/R) \quad (3.14)$$

gde je, r broj odbijanja meren Šmitovim čekićem za alterisan i vlažan diskontinuitet, a R broj odbijanja meren Šmitovim čekićem za nealterisanu i suhu površ loma (prelom stenske mase).

Tabela 3.2 Orijentacione vrednosti baznog ugla trenja za različite vrste stena (Barton, 1973)

Vrsta stene	Bazni ugao trenja (°)
Amfibolit	32
Bazalt	31-38
Konglomerat	35
Kreda	30
Dolomit	27-31
Gnajs (uškriljen)	23-29
Gnajs (finozrn)	29-35
Granit (krupnozrn)	31-35
Krečnjak	33-40
Porfirit	31
Peščar	25-35
Glinac	27
Siltit	27-31
Glineni škriljac	25-30

*Donje granične vrednosti su dobijene na uzrocima sa vlažnim površinama

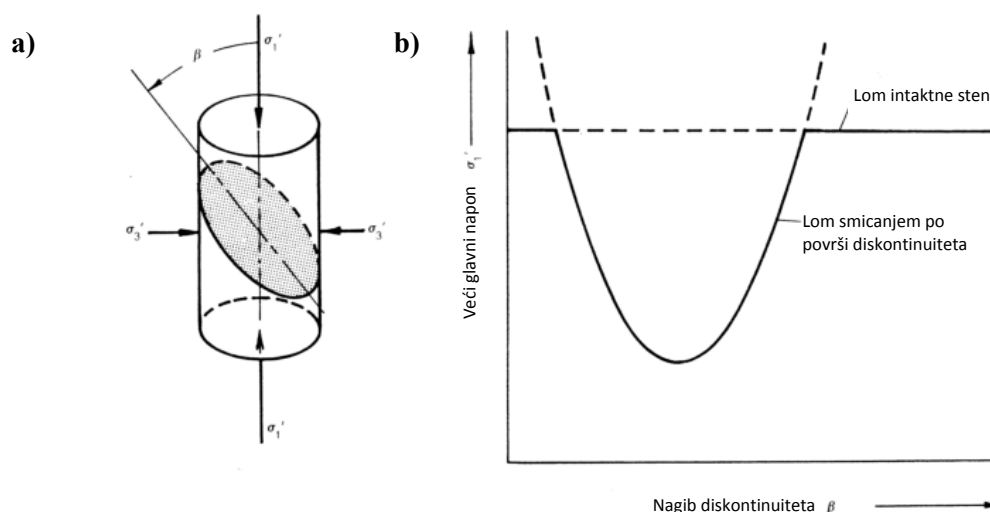
Uticaj ispune na čvrstoću na smicanje diskontinuiteta je od različitog značaja, a pre svega zavisi od debljine ispune. Ukoliko je ispuna velike debljine, tako da se zidovi pukotina ne dodiruju, čvrstoća na smicanje zavisi isključivo od čvrstoće na smicanje materijala ispune (podrazumeva se da zidovi pukotina imaju veću čvrstoću od materijala ispune).

3.2.3 Čvrstoća na smicanje stenskih masa sa jednom familijom pukotina

Prikazano je kako se mogu odrediti čvrstoća na smicanje monolitnog dela stenske mase i pojedinačne pukotine. Kako u praksi često nailazimo na stenske mase koje su izdvojene jednom familijom pukotina, bilo bi poželjno odrediti zavisnost čvrstoće na smicanje od ugla koji pukotine zaklapaju sa glavnim naponima. Jaeger i Cook (1969) su dali jednačinu po kojoj se može izračunati veći glavni napon koji deluje na uzorak u uslovima troosnog pritiska, a koji sadrži pukotinu pod uglom β u odnosu na pravac većeg glavnog napona (u slučaju linearnog MC kriterijuma loma slična jednačina se može dobiti kombinovanjem jednačina 3.4 i 3.5 sa jednačinom 3.3), slika 3.13:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \frac{2(c_i + \sigma_3 \tan \varphi_i)}{(1 - \tan \varphi_i \tan \beta) \sin 2\beta} \quad (3.15)$$

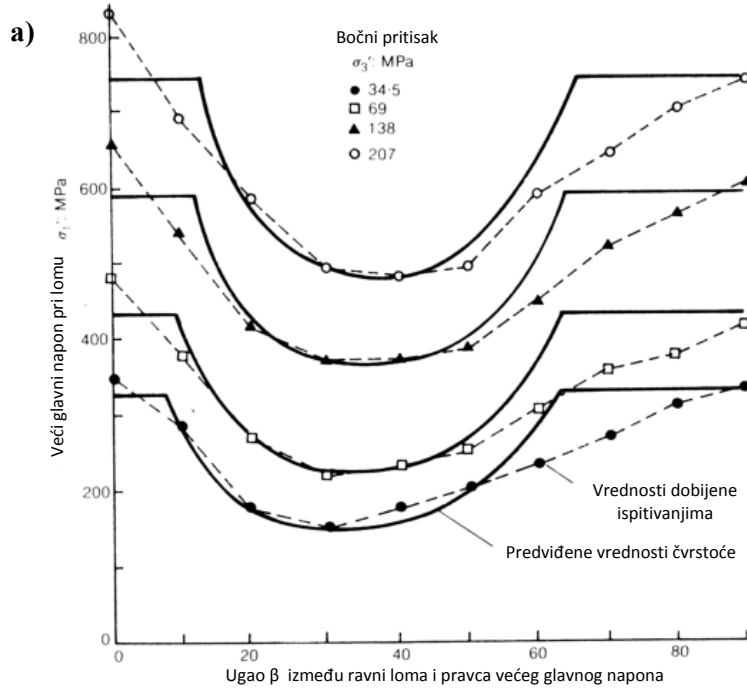
gde su, c_i i φ_i kohezija i ugao smičuće otpornosti duž pukotine i mogu se odrediti iz uslova Hoek-Brown-ovog kriterijuma loma, prema Hoek (1983). Navedeni autor navodi da, u tom slučaju, gornja jednačina može da se koristi samo pri određenim odnosima uglova β i φ . Da bi se definisale vrednosti c_i i φ_i , potrebno je odrediti veličinu normalnog napona koji deluje na ravan pukotine, što se može uraditi preko jednačine (3.5).



Slika 3.13 a) Uzorak sa diskontinuitetom u uslovima troosnog pritiska, b) Čvrstoća uzorka izračunata na osnovu jednačina (3.5) i (3.15), (Hoek, 1983)

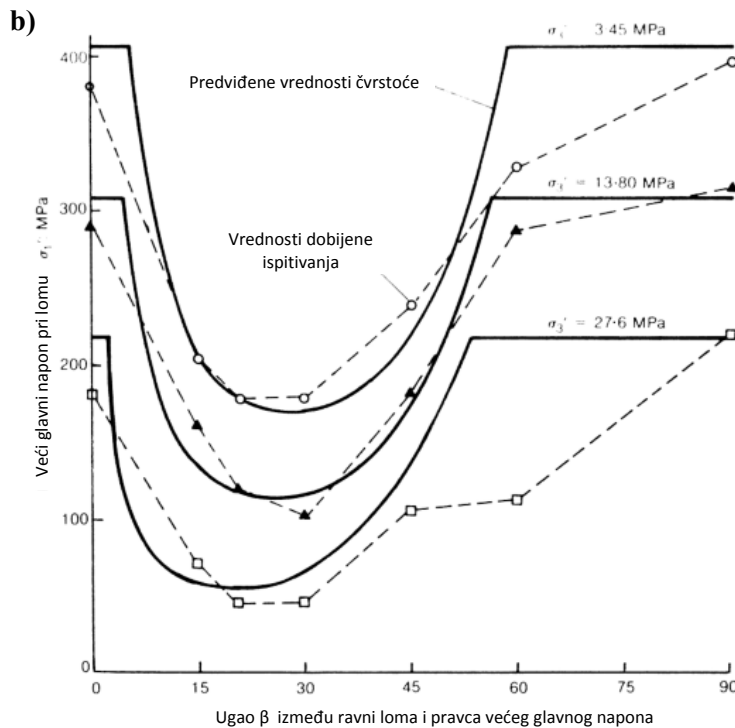
Na slici 3.14a, prikazani su rezultati troosnih ispitivanja za glineni škriljac (McLamore i Gray, 1967) i čvrstoća dobijenih na osnovu jednačine (3.15), za različite orijentacije

dikontinuiteta. Pored toga, prikazani su parametri koji su korišćeni za intaktnu stensku masu i diskontinuitete. Na slici 3.14b prikazani su rezultati ispitivanja za ispucali pešćar (Horino i Ellikson, 1970).



(intaktni)
 $\sigma_c = 217 \text{ MPa}$
 $m = 5,25$
 $s = 1,00$

(za diskontinuitet)
 $m_j = 1,66$
 $s_j = 0,006$



(intaktni)
 $\sigma_c = 177,7 \text{ MPa}$
 $m = 22,87$
 $s = 1,00$

(za diskontinuitet)
 $m_j = 4,07$
 $s_j = 0$

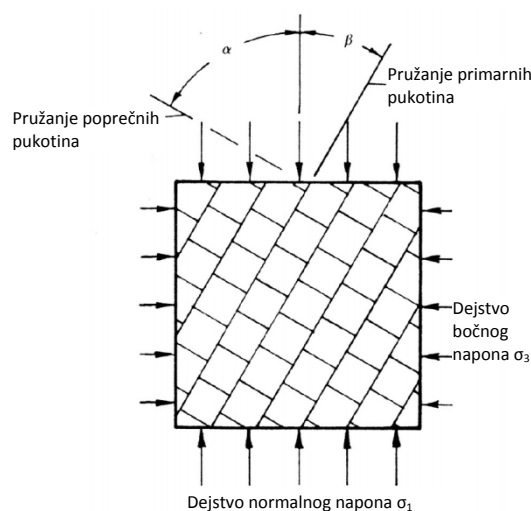
Slika 3.14 Rezultati troosnih ispitivanja za uzorak sa jednom pukotinom a) Glineni škriljac,

b) Ispucali pešćar (Hoek, 1983)

Sa slike se može zaključiti da se rezultati ispitivanja relativno dobro poklapaju sa rezultatima dobijenim na osnovu jednačine (3.15).

3.2.4 Čvrstoća na smicanje ispućalih stenskih masa

U slučaju kada je stenska masa izdvojena sa više familija pukotina, primenom jednačine (3.15) bi se mogle odrediti čvrstoće za pojedinačne orijentacije familija, a zatim uticaji superponirati. Hoek (1983), navodi da je verifikacija rezultata ovih predviđanja izuzetno kompleksna, pa su mnogi autori u te svrhe koristili fizičke modele. Interesantna su ispitivanja Ladanyi i Archambault (1972), koji su konstruisali model od betonskih blokova i vršili ispitivanja pri različitoj orijentaciji primarnih i sekundarnih diskontinuiteta. Konfiguracija jednog takvog modela je prikazana na slici 3.15. Rezultati ispitivanja i poređenje sa rezultatima dobijenim na osnovu jednačine (3.15) su prikazani na slici 3.16.

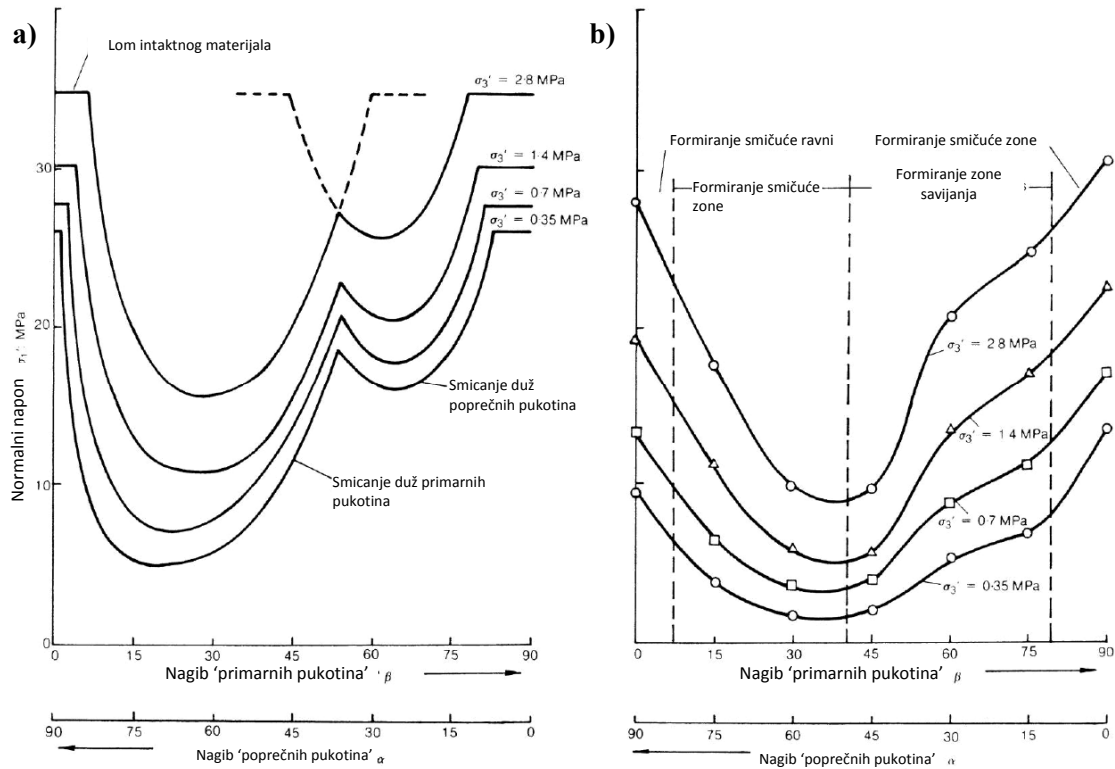


Slika 3.15 Konfiguracija modela od betonskih blokova (Ladanyi i Archambault, 1972)

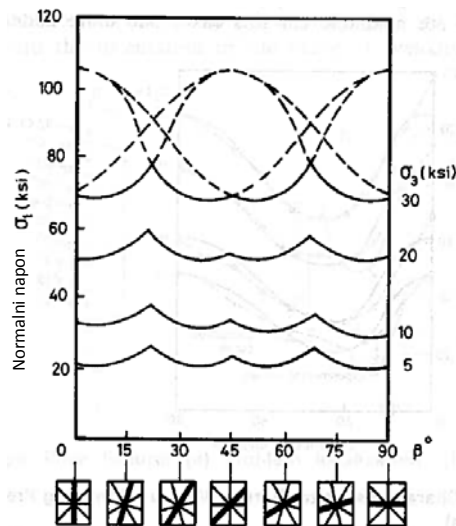
Sa slike 3.16 se može zaključiti da se predviđene i dobijene vrednosti čvrstoće relativno dobro poklapaju, ali da je čvrstoća dobijena modelskim ispitivanjima niža od veličine dobijene primenom jednačine (3.15). Oštri prelazi na slici 3.16a, su posledica toga, što se prilikom određivanja vrednosti u jednačini (3.15) ne mogu uzeti u obzir rotacija i drobljenje pojedinačnih blokova.

Ako bi se zaključci sa slike 3.16a, primenili na stensku masu sa tri i više familija pukotina (istih karakteristika) moglo bi se zaključiti da se ponašanje stenske mase

približava homogenom izotropnom sistemu sa čvrstoćom nižom od čvrstoće intaktnih blokova, slika 3.17. Hoek (1983) ovu čvrstoću poistovećuje sa čvrstoćom dobro uzglobljenog kamenog nabačaja.



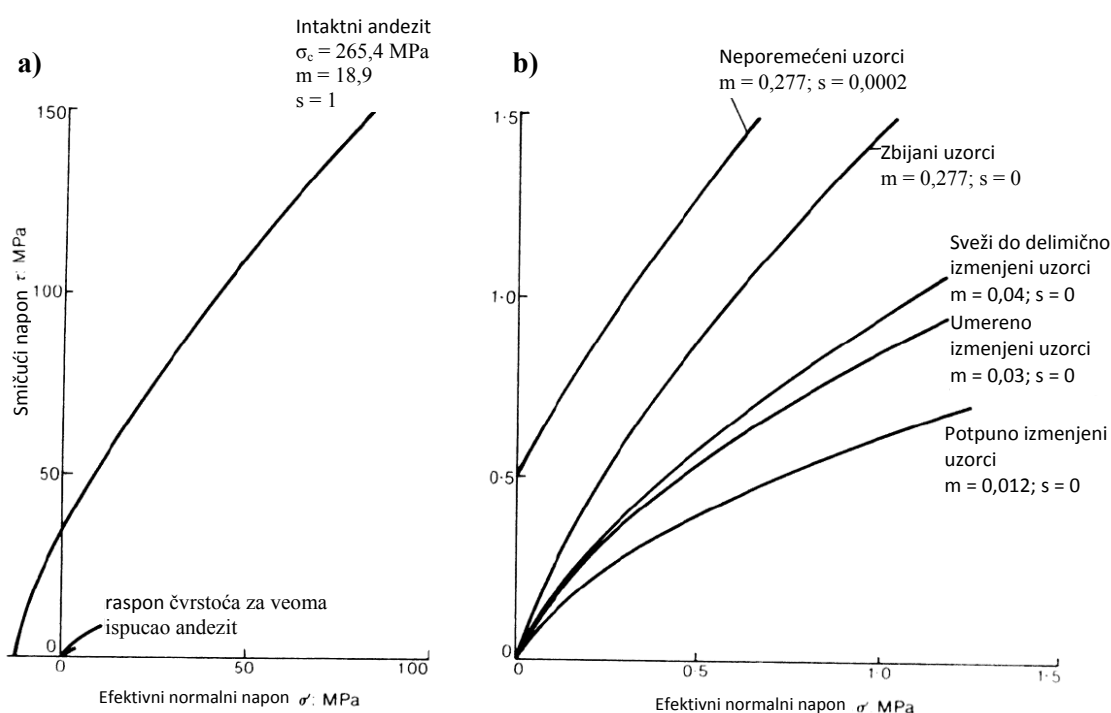
Slika 3.16 Poređenje između a) Čvrstoće predviđene na osnovu jednačine (3.15) i b) Čvrstoće dobijene modelskim ispitivanjima (Hoek, 1983)



Slika 3.17 Čvrstoća glinenog škriljca sa četiri familije pukotina (1ksi=6,9MPa), sračunata pomoću jednačine (3.15), (Hoek i Brown, 1980b)

Jaeger (1970) je vršio troosna ispitivanja na intaktnim i neporemećenim uzorcima ispucalog „Panguna“ andezita, prečnika 152mm. Pored toga, u različitim fazama otvaranja površinskog kopa, vršena su ispitivanja na veštački zbijanim uzorcima i uzorcima različitog stepena alteracije, slika 3.18. Sa slike se može videti da neporemećeni uzorci ispucale stenske mase imaju daleko manju čvrstoću od intaktnih uzoraka.

Sve ovo ukazuje na činjenicu da se prilikom definisanja parametara čvrstoće na smicanje ispucalih stenskih masa, parametri intaktnih uzoraka moraju redukovati za određenu veličinu, kako bi se u obzir uzeo uticaj ispucalosti.



Slika 3.18 MC anvelope za a) Intaktni uzorak, b) Veoma ispucali Panguna andezit (Hoek, 1983)

3.2.5 Hoek-Brown-ov kriterijum loma

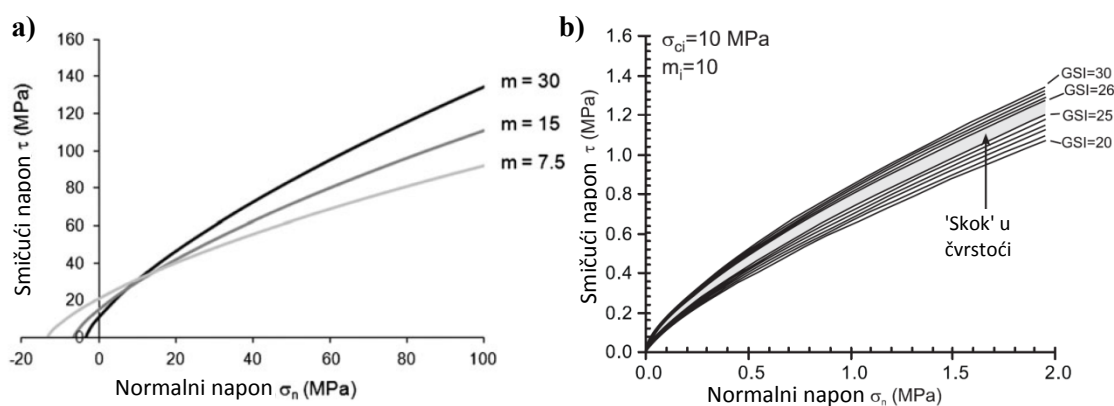
Hoek-Brown-ov (HB) kriterijum loma je empirijski kriterijum koji služi za opisivanje nelinearnog povećanja vršne vrednosti čvrstoće na smicanje izotropne stenske mase, sa povećanjem svestranog pritiska. HB kriterijum je predstavljen parabolom u polju glavnih napona. Nakon što se odrede intaktni parametri HB kriterijuma loma moguće je, određenim procedurama, ove vrednosti redukovati i dobiti čvrstoću ispucale stenske mase.

Na osnovu analize podataka velikog broja ispitivanja na intaktnim uzorcima i diskontinuitetima i u manjoj meri ispucalih stenskih masa, Hoek i Brown (1980b) su izvršili najbolju aproksimaciju rezultata paraboličkom krivom i to predstavili jednačinom koja povezuje manji i veći glavni napon pri lomu:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0,5} \quad (3.16)$$

gde su, σ_1 veći glavni napon pri lomu, σ_3 manji glavni napon pri lomu, σ_c jednoosna čvrstoća intaktnog uzorka stenske mase, m i s bezdimenzionalne empirijske konstante koje zavise od karakteristika stenske mase. U smislu poređenja sa MC kriterijumom loma, konstanta m je ekvivalentna veličini ugla smičuće otpornosti, a konstanta s koheziji i ukazuje na izlomljenost stenske mase. Veće vrednosti parametra m daju veći nagib nelinearne MC anvelope, slika 3.19a. Vrednost konstante s se kreće od 1 za intaktne uzorke do 0 za veoma izlomljene stenske mase, kod kojih je čvrstoća na zatezanje jednaka nuli.

Kao što se može videti iz jednačine (3.16), HB kriterijum loma ne uzima u obzir uticaj srednjeg glavnog napona, što predstavlja i osnovni nedostatak ovog kriterijuma. Eberhardt (2012) navodi da uticaj srednjeg glavnog napona na čvrstoću na smicanje može biti veliki. Zbog tog razloga, nekoliko autora je formulisalo 3-D verzije Hoek-Brown-ovog kriterijuma loma (jedna verzija je prikazana u poglavlju 5).



Slika 3.19 a) Uticaj parametra m na nagib nelinearne anvelope u σ_n - τ polju napona (Eberhardt, 2012), b) Anvelope napona loma generalizovanog HB kriterijuma iz 1995. godine za GSI vrednosti od 20 do 30 (Sonmez i Ulusay, 2002)

HB kriterijum je modifikovan u nekoliko navrata (Hoek i Brown 1988; Hoek i dr. 1992, 1995, 2002), kako bi se u formulaciju uključila nova iskustva prikupljena tokom



njegove praktične primene. Hoek i Brown (1988) prvi put uvode pojam poremećene i neporemećene stenske mase, pri čemu predlažu da se parametri m (m_b se odnosi na ispucalu, a m_i na intaktnu stensku masu) i s odrede preko RMR klasifikacije. Hoek i dr. (1992) modifikuju kriterijum kako bi mogao da se primeni na veoma ispucale stenske mase. Tada je prvi put kao pojam uveden parametar a , kojim se kontroliše zakrivljenost anvelope i omogućava potpuna fleksibilnost prilikom primene kriterijuma. Hoek i dr. (1995) uvode generalizovan HB kriterijum koji može da se primeni na stenske mase dobrog kvaliteta i veoma ispucale stenske mase. RMR klasifikacija je zamenjena GSI indeksom, tj. brojem. GSI predstavlja broj kojim se, u kombinaciji sa karakteristikama čvrstoće monolitnog dela stene, određuju karakteristike čvrstoće stenske mase za različite geološke uslove (o GSI indeksu će više reči biti u poglavlju 6). Prilikom definisanja parametara s i a , proizvoljno je odabrana granična vrednost GSI=25 iznad koje važe zavisnosti za stenske mase dobrog kvaliteta, a ispod ove vrednosti važe zavisnosti za veoma ispucale stenske mase. Zbog ovog razloga se prilikom definisanja anvelopa napona loma za GSI=26 i GSI=25, i iste vrednosti ostalih parametara, javlja nagli „skok“, slika 3.19b.

U okviru kriterijuma iz 2002. godine, Hoek i dr. (2002) koriguju ovaj nedostatak uvodeći nove zavisnosti između parametara m_b , s , a i GSI. Pored toga, autori uvode novi parametar oštećenja D , kojim se u obzir uzimaju efekti relaksacije napona usled iskopa i oštećenja stenske mase usled miniranja. Ekvivalentni MC parametri su određeni u zavisnosti od veličine manjeg glavnog napona.

Poslednja modifikacija je sprovedena od strane Hoek i Diederich (2006) kako bi se omogućila procena vrednosti modula deformacije stenske mase.

Generalizovani HB kriterijum loma u sadašnjoj formi (Hoek, Carranza-Torres i Corkum, 2002) se može predstaviti jednačinom:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3.17)$$

gde se konstante m_b , s i a određuju preko jednačina:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (3.18)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (3.19)$$



$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (3.20)$$

Ukoliko se u jednačini (3.17) pretpostavi da je $\sigma_3=0$, dobija se vrednost jednoosne čvrstoće stenske mase:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad (3.21)$$

Pod pretpostavkom uslova dvoosnog zatezanja, $\sigma_1=\sigma_3=\sigma_t$ i zamenom u jednačinu (3.17), dobija se veličina čvrstoće na zatezanje stenske mase:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (3.22)$$

Hoek (1983) je pokazao da kod krutih materijala veličina jednoosne čvrstoće na zatezanje odgovara veličini dvoosne čvrstoće na zatezanje.

Normalni i smičući naponi se mogu izračunati preko veze sa manjim i većim glavnim naponom prema jednačinama koje je dao Balmer (1952):

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1+\sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2} \cdot \frac{d\sigma_1/d\sigma_3-1}{d\sigma_1/d\sigma_3+1} \quad (3.23)$$

$$\tau = (\sigma_1-\sigma_3) \frac{\sqrt{d\sigma_1/d\sigma_1}}{d\sigma_1/d\sigma_1+1} \quad (3.24)$$

gde je,

$$d\sigma_1/d\sigma_1 = 1 + a \cdot m_b(m_b\sigma_3/\sigma_{ci} + s)^{a-1} \quad (3.25)$$

S obzirom da većina programskih paketa koristi MC parametre čvrstoće na smicanje, Hoek i dr. (2002) su prikazali zavisnosti kojima se mogu odrediti ekvivalentni MC parametri c i φ . Parametri su određeni „fitovanjem“ linearne zavisnosti sa zavisnosti dobijenom rešavanjem jednačine (3.17), za vrednosti manjeg glavnog napona u rasponu $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3max}$, slika 3.20.

Vrednosti MC parametara mogu da se odrede na osnovu jednačina:

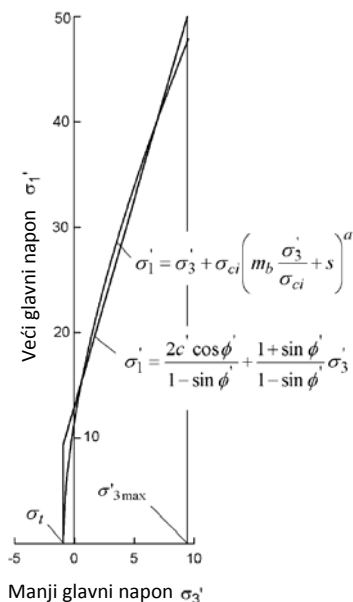
$$\varphi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad (3.26)$$

$$c = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma_{3n}] \cdot (s+m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+(6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1})/((1+a)(2+a))}} \quad (3.27)$$

pri čemu je,

$$\sigma_{3n} = \sigma_{3max}/\sigma_{ci} \quad (3.28)$$

Na osnovu određenih parametara c i ϕ , čvrstoća na smicanje se može odrediti preko jednačine (3.3), u σ - τ polju napona, ili preko jednačine (3.7) u σ_1 - σ_3 polju napona.



Slika 3.20 Veza između Hoek-Brown-ovog i ekvivalentnog Mohr-Coulomb-ovog kriterijuma loma u funkciji glavnih napona (Hoek i dr., 2002)

Hoek i Brown (1997) predlažu da se jednoosna čvrstoća na pritisak stenske mase (σ_{cm}), prema MC kriterijumu loma, odredi na osnovu jednačine:

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.29)$$

pri čemu se najkonzistentniji rezultati dobijaju kada se c i ϕ odrede za 8 ekvidistantnih tačaka manjeg glavnog napona. Jednačina (3.29) važi u intervalu $\sigma_t < \sigma_3 < 0,25\sigma_{ci}$, pa se za HB parametre dobija:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (3.30)$$

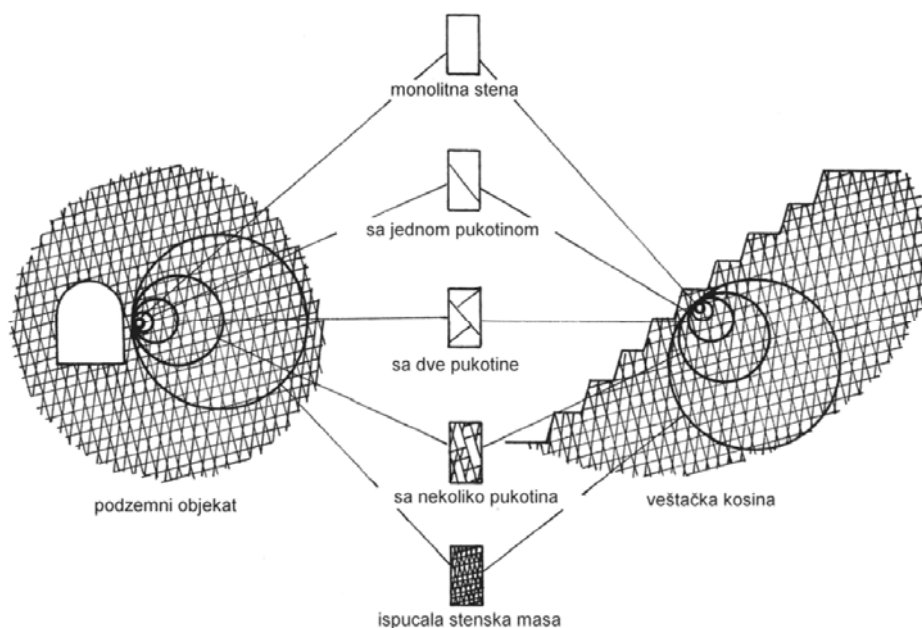
Hoek i dr. (2002) ovu čvrstoću nazivaju „globalna čvrstoća stenske mase“.

Napon σ_{3max} koji figuriše u jednačini (3.28) se, u slučaju stabilnosti kosina, može odrediti iz jednačine:

$$\frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0,72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,91} \quad (3.31)$$

gde je H visina kosine, a γ zapreminska težina stenske mase. U slučaju kada je horizontalni napon veći od vertikalnog Hoek i dr. (2002) navode da je u jednačinama potrebno koristiti njegovu vrednost umesto γH . U poglavlju 6 će se u slučaju plitkih klizanja preispitati mogućnost primene ove jednačine.

Kada god je to moguće konstante HB kriterijuma loma je potrebno odrediti na osnovu rezultata troosnih ispitivanja na najmanje pet uzoraka. U svojoj izvornoj formulaciji Hoek i Brown su za manji glavni napon koristili raspon $0 < \sigma_3 < 0,5 \sigma_{ci}$, pa je potrebno pridržavati se ovog intervala prilikom ispitivanja uzoraka u troosnom aparatu. Za n ispitanih uzoraka u optima troosnog pritiska, konstante σ_{ci} , m_i i koeficijent determinacije r^2 se mogu odrediti iz jednačina koje je predložio Hoek (1983). U ovom radu je veličina jednoosne čvrstoće određena opitom, dok su vrednosti konstante m_i pretpostavljene iz publikovane tabele (poglavlje 6).








Slika 3.21 Idealizovan prikaz prelaska sa intaktne na izrazito ispucalu stensku masu usled povećanja razmere posmatranja (Hoek i Brown, 1997)

HB kriterijum je moguće primeniti u slučaju kada je veličina bloka mnogo manja od dimenzija razmatranog objekta. Ovo podrazumeva da u stenskoj masi postoji dovoljan broj blisko raspoređenih diskontinuiteta, pri čemu se ponašanje prilikom loma može smatrati izotropnim (HB materijal). Ako je diskontinuitet istog reda veličine kao i razmatrani objekat ovaj kriterijum se ne može upotrebiti. Tada je najkritičniji

mehanizam loma smicanjem duž diskontinuiteta, slika 3.21. Sa slike se može zaključiti da je kriterijum primenljiv u slučaju monolitne stene (kada je potrebno koristiti jednačinu 3.16), stenske mase sa nekoliko pukotina i ispucale stenske mase (kada je potrebno koristiti jednačinu 3.17).

Sonmez i Ulusay (1999) su uveli faktore oštećenosti prilikom analiziranja stabilnosti pet kosina u rudnicima uglja u Turskoj. Novija iskustva prilikom projektovanja površinskih kopova su pokazala da HB kriterijum za neoštećene stenske mase ($D=0$) daje suviše optimistične rezultate (Sjoberg i dr., 2001; Pierce i dr., 2001). Uzimanjem faktora $D>0$, vrednosti HB parametara se mogu korigovati za uticaj miniranja i relaksaciju napona. Ovaj faktor se kreće u intervalu od 0 za neoštećene stenske mase do 1 za veoma oštećene stenske mase. Ne postoje precizna uputstva za određivanje ovog faktora, a dobro poznate preporuke su date u tabeli 3.3.

Tabela 3.3 Preporuke za procenu faktora oštećenja D (Hoek i dr., 2002)

Izgled stenskog masiva	Opis stenske mase	Preporučena vrednost D
	Kontrolisano miniranje odličnog kvaliteta ili otkopavanje pomoću mašine za kopanje tunela (TBM) najmanje poremećuje okolnu stensku masu tunela koja se nalazi u određenom naponskom stanju.	$D = 0$
	Mehanizovano ili ručno otkopavanje u stenskoj masi lošeg kvaliteta (bez miniranja) ima za posledicu minimalno oštećenje okolne stenske mase. U slučajevima gde se javljaju problemi povećanih pritisaka koji se ogledaju u većem bujanju podine, oštećenje može biti značajno ukoliko se ne postavi privremena podgrada, kao što je prikazano na slici.	$D = 0$ $D = 0,5$
	Miniranje vrlo lošeg kvaliteta u čvrstim stenama dovodi do značajnog lokalnog oštećenja, koje se pruža 2 do 3 m unutar okolne stenske mase.	$D = 0,8$
	Miniranja manjih razmera za formiranje kosina u građevinarstvu dovode do manjih oštećenja stenske mase, naročito ako se primenjuje kontrolisano miniranje kao što je prikazano na levoj strani slike. Ipak, oslobađanje napona dovodi do određenog oštećenja.	$D = 0,7$ Dobro miniranje $D = 1,0$ Loše miniranje
	Kosine velikih površinskih kopova trpe značajna oštećenja usled miniranja velikih razmera i usled oslobađanja napona nakon uklanjanja otkrivke. U pojedinim makšim stenama moguće je otkopavanje vršiti ripovanjem i guranjem i u tim slučajevima stepen oštećenja kosina je manji	$D = 1,0$ Miniranje velikih razmera $D = 0,7$ Mašinsko otkopavanje



3.2.6 Nelinearna anvelopa hiperboličkog tipa

Maksimović (1979, 1989a, b, c, 1992, 1996a) je opisao anvelopu napona loma sa promenom ugla smičuće otpornosti preko izraza hiperboličkog tipa. Anvelopa može da se koristi za diskontinuitete u stenskoj masi, finoizrna i grubozrna tla. Ona je proizašla iz testerastog modela u koji je ugrađen mikro-mehanički model sa nelinearno deformabilnim zupcima, koji se bazira na principu dilatancije, slika 3.22a. Pri modeliranju dilatancije talasasta ravan smicanja aproksimira se „testerastim“ ravnima (slika 3.11), koje u odnosu na globalnu ravan smicanja zaklapaju ugao dilatancije (koji će zbog konzistentnosti sa originalnom formulacijom hiperboličkog izraza biti obeležen sa ψ). Kao što je već napomenuto ugao dilatancije kod diskontinuiteta stene zavisi od hrapavosti, dok kod tla zavisi od zbijenosti, i u oba slučaja od nivoa napona. Polazni izraz za čvrstoću na smicanje se u slučaju nepostojanja kohezije može predstaviti jednačinom (3.9).

Mikro-mehanički model kojim se simuliraju kinematički uslovi pri lomu u zavisnosti od nivoa normalnih napona, se sastoji od površine $x-x$, koja u odnosu na globalnu ravan smicanja zaklapa ugao ψ i koji u neopterećenom stanju ima vrednost $\Delta\varphi$ pri pritisku okoline p_n , slika 3.22b. Pri povećanju nivoa normalnih napona rastojanje između blokova se smanjuje uz rotaciju ravni $s-s$ u donosu na $x-x$, tako da se, zbog pritiska u cilindru modela, pritisak povećava na $p_n + \sigma_n$, slika 3.22c. Kada se primeni Bojl-Mariotov zakon na zapreminu cilindra u neopterećenom i opterećenom stanju dobija se:

$$p_n \Delta\varphi = (p_n + \sigma_n) \psi \quad (3.32)$$

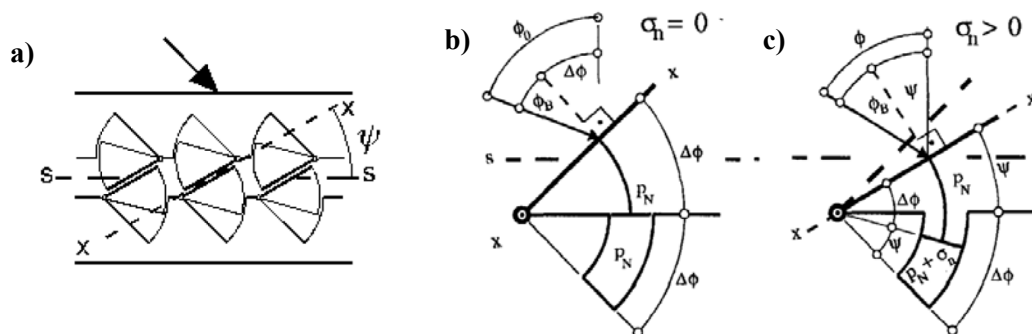
Rešavanje gornjeg izraza po ψ daje hiperboličku zavisnost:

$$\psi = \frac{\Delta\varphi}{1 + \frac{\sigma_n}{p_n}} \quad (3.33)$$

Zamenom gornjeg izraza u jednačinu (3.9), (gde je $\psi = i$), dobija se izraz za smičući napon pri lomu u obliku:

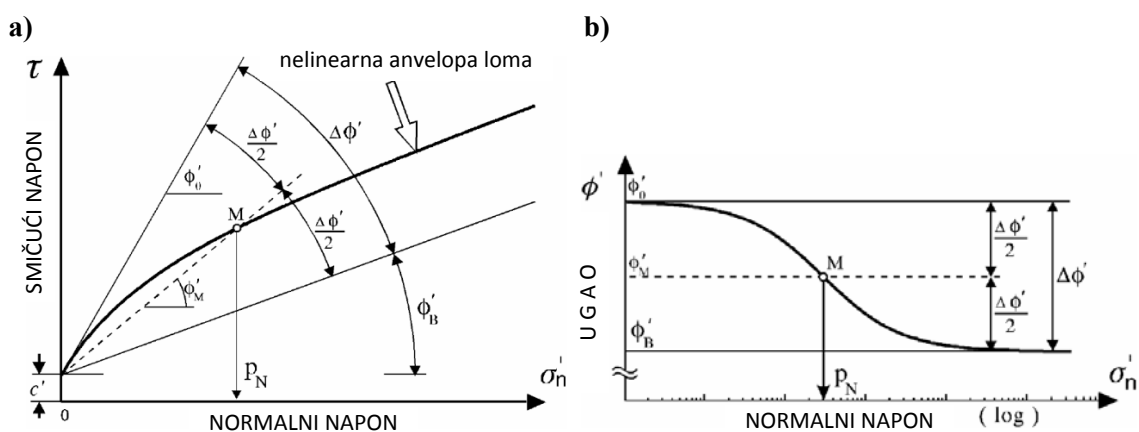
$$\tau = \sigma_n \tan\left(\varphi_b + \frac{\Delta\varphi}{1 + \frac{\sigma_n}{p_n}}\right) \quad (3.34)$$

pri čemu, φ_b predstavlja bazni ugao trenja, $\Delta\varphi$ maksimalnu ugaonu razliku i p_n napon srednjeg ugla.



Slika 3.22 a) Mikro-mehanički model sa nelinearnim zupcima (Maksimović, 1996c), b) Model bez opterećenja i c) Model sa opterećenjem (Maksimović, 1996b)

Geometrijsko značenje parametara prikazano je na slici 3.23. Ugao nagiba tangente na anvelopu, za normalni napon jednak nuli, jednak je zbiru $\phi_0 = \phi_b + \Delta\phi$. Kada normalni napon teži beskonačnosti ugaon smičuće otpornosti teži vrednosti baznog ugla trenja. Simetrala početnog i baznog ugla trenja seče anvelopu na mestu gde je normalni napon jednak naponu srednjeg ugla.



Slika 3.23 a) Geometrijsko značenje parametara nelinearne anvelope u σ_n - τ polju napona, b) Sekantni ugaon i parametri anvelope u polulogaritamskom dijagramu (Maksimović, 2011)

Analiza eksperimentalnih rezultata je potvrdila da se parametrima može pripisati fizičko značenje (Maksimović, 1996b). Bazni ugaon trenja je ugaon smičuće otpornosti koji se mobilize pri visokim nivoima normalnih napona kada nema promene zapremine ali se odvija i drobljenje zrna pri smicanju. Ukoliko nema značajnijeg drobljenja zrna, tada ova veličina odražava trenje pri kritičnom stanju, tj. konstantnoj zapremini, kada je ugaon dilatancije jednak nuli. Ukoliko nema kotrljanja zrna ovaj ugaon je jednak uglu fizičkog trenja između mineralnih zrna.



Maksimalna ugaona razlika, u slučaju tla sa kompaktnim zrnima, može se nazvati i maksimalnim doprinosom dilatancije i tada odražava zbijenost, oblik zrna i prateće efekte dilatancije, dok kod tla sa velikim sadržajem pločastih čestica, pri velikim deformacijama, izražava nesavršenu orijentaciju zrna u odnosu na ravan smicanja. U slučaju diskontinuiteta u steni ovaj parametar odražava početnu hrapavost površina diskontinuiteta u kontaktu.

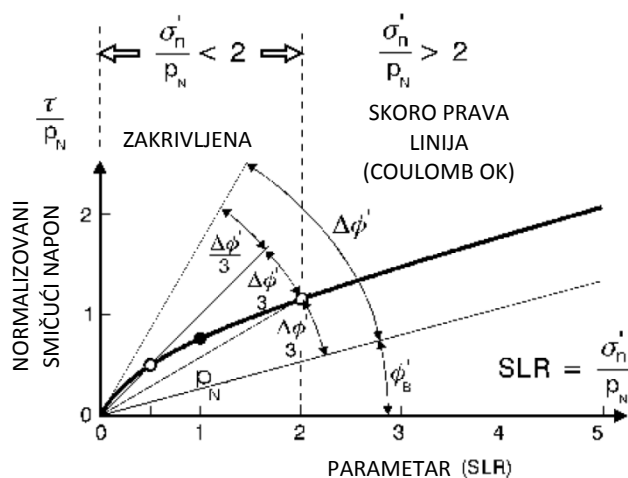
Napon srednjeg ugla odražava stišljivost skeleta tla, čvrstoću zrna protiv drobljenja, što zavisi od vrste minerala stene i čvrstoće monolita, zbijenosti tla, granulometrijske kompozicije i oblika zrna. Analiza velikog broja ispitivanja pokazuje da je on najmanji za gline, veći za krupnozrna tla sa rogljastim zrnima, a najveći za dobro graduirane materijale sa zaobljenim zrnima i materijale koji se sastoje od izuzetno tvrdih minerala. U slučaju stenskog diskontinuiteta ovaj parametar zavisi od čvrstoće stene, tj. neravnina površina diskontinuiteta u kontaktu.

U poglavlju 6 će se pokazati da hiperbolička anvelope može uspešno da se primeni i na Hoek-Brown-ov materijal, uz očuvanje fizičkog značenja parametara (koje za ispucale stenske mase odgovara onom za krupnozrna tla).

Na osnovu analize velikog broja kvalitetnih ispitivanja, sprovedenih od strane brojnih autora, Maksimović (1989b i 2005) prikazuje veličine parametara za pojedine gline, minerale glina i krupnozrno tlo (pesak, šljunak i kameni nabačaj). Takođe, daje primere za stenske diskontinuitete i veze sa stepenim i logaritamskim kriterijumima (Maksimović, 1996a).

Parametri nelinearne anvelope mogu se odrediti npr. opitima troosnog pritiska ili direktnog smicanja za različite nivoe normalnih napona. U zavisnosti od toga da li se koristi normalni napon u ravni loma (slučaj u ovoj disertaciji), normalni napon u troosnoj ravni, prva invarijanta napona ili najmanji glavni napon, može se definisati nekoliko varijanti kriterijuma loma. Preporučeni nivoi normalnih napona pri kojima treba vršiti ispitivanja mogu se naći u Maksimović (1996c). Prednost hiperboličkog izraza za opisivanje nelinearnog kriterijuma loma u odnosu na anvelope definisane paraboličkim ili logaritamskim funkcijama jeste taj što je hiperbolički izraz dimenziono konzistentan, ima logične asimptote, parametri imaju jasno fizičko značenje i važi za raspon normalnih napona od nule do praktične beskonačnosti. Prilikom definisanja parametara čvrstoće na smicanje, veoma je važno odrediti ih za određeni nivo

normalnog napona od interesa. Maksimović (1996c) predlaže da se nivo normalnih napona definiše u zavisnosti od zakrivljenosti anvelope.



Slika 3.24 Zavisnost zakrivljenosti od nivoa normalnog napona (Maksimović, 2011)

Ako se anvelopa normalizuje deljenjem smičućeg i normalnog napona sa vrednosti napona srednjeg ugla, hiperbolička anvelopa tada može biti podeljena u tri segmenta, kao što je to prikazano na slici 3.24. Parametar SLR , koji predstavlja odnos normalnog efektivnog napona i napona srednjeg ugla, definiše zakrivljenost:

$\sigma_n < 0,5p_n$; $SLR < 0,5$ (znatna zakrivljenost)

$0,5p_n < \sigma_n < 2p_n$; $0,5 < SLR < 2$ (prelazna zakrivljenost)

$\sigma_n > 2p_n$; $SLR > 2$ (prava linija)

Kada je parametar SLR veći od 2, čvrstoća na smicanje se može predstaviti pravom linijom sa zadovoljavajućom tačnošću. U ostalim slučajevima, zakrivljenost se mora uzeti u obzir.

Uticaj zakrivljenosti na veličinu faktora sigurnosti i položaj kritične klizne površi, prilikom analiza stabilnosti kosina u flišu, je ispitan u poglavlju 6. Pored toga, jednačini (3.34) pridružena je i vrednost kohezije.

POGLAVLJE 4.

KLASIFIKACIJE STENSKOG MATERIJALA

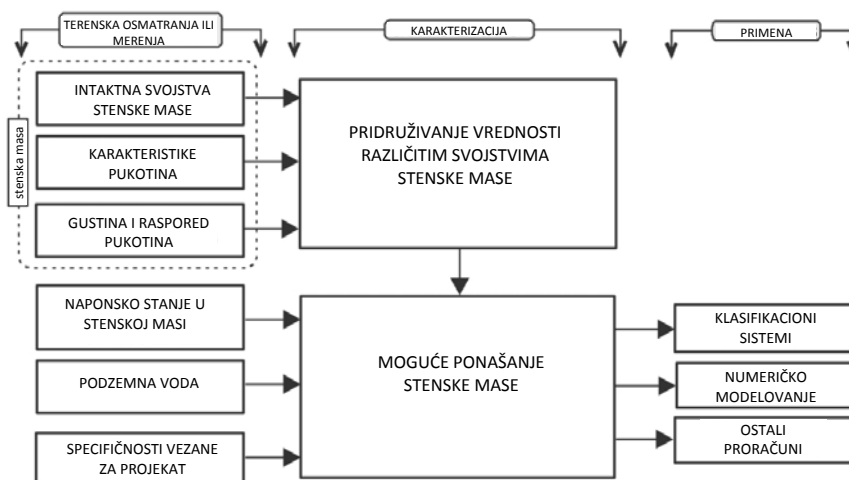
4.1 Opšte o klasifikacionim sistemima

U ovom poglavlju prikazane su osnove najpoznatijih klasifikacionih sistema stenskih masa, čiji se pojedini parametri koriste u okviru disertacije.

Na samom početku je potrebno definisati termine klasifikacija, karakterizacija i klasifikacioni sistem. Klasifikacija je rezultat stavljanja objekata u pojedine klase, čija je svrha da se dobije bolji uvid u razmatrani fenomen. Bieniawski (1989) je definisao klasifikaciju kao: „Razmeštanje objekata u grupe na osnovu njihove povezanosti“. Jedan od zahteva koji svaka klasifikacija mora da ispuni jeste da bude konačna i međusobno isključiva. Ovo znači da svaki razmatrani objekat mora pripadati određenoj klasi i da nijedan objekat ne može biti svrstan u više od jedne klase.

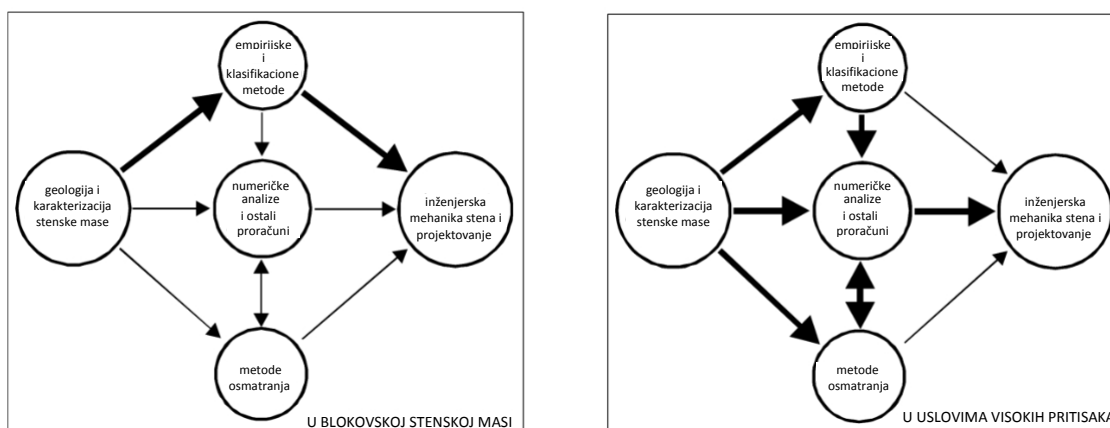
Karakterizacija je postupak kojim se opisuje stanje nekog materijala, pri čemu su mu pridružene određene karakteristične vrednosti koje predstavlja.

U mehanici stena je potrebno identifikovati pojedina svojstva stenskog masiva od važnosti za projekat i izvršiti njihovo kvantifikovanje. Svojstva koje se najčešće kvantifikuju su karakteristike monolitnih uzoraka, karakteristike pukotina, gustina i raspored pukotina, slika 4.1.



Slika 4.1 Praćenje, merenje i karakterizacija stenskog masiva u mehanici stena
(Stille i Palmstrom, 2003)

U zavisnosti od veličine i značaja razmatranog problema za njegovo rešavanje se mogu koristiti različiti empirijski, analitički i numerički postupci. Tako na primer, za razmatranje jednostavne blokovske nestabilnosti dovoljno je koristiti empirijske postupke, dok je za potrebe izgradnje tunela u uslovima dejstva visokih pritisaka, pored empirijskih, potrebno koristiti analitičke i numeričke postupke, slika 4.2.



Slika 4.2 Primeri rešavanja problema u mehanici stena a) U slučaju blokovske nestabilnosti, b) Izgradnje tunela u uslovima visokih pritisaka (Stille i Palmstrom, 2003)

Karakterizacija može biti pojednostavljena stavljanjem pojedinih svojstava u klase. Rezultat procesa karakterizacije može biti upotrebljen za procenu kvaliteta stenske mase, na osnovu nekog unapred definisanog sistema. Ova procedura se zove „klasifikacija stenskog materijala“. Posebna grupa iskustveno nastalih postupaka, koji se koriste prilikom projektovanja u stenskom materijalu, nose naziv klasifikacioni sistemi. Oni moraju imati prihvatljiv stepen neizvesnosti. Einstein i dr. (1979), smatraju da klasifikacioni sistemi moraju da ispune sledeće zahteve:

1. Moraju proizvesti ekonomično ali stabilno rešenje;
2. Moraju biti primenljivi na razmatrani slučaj;
3. Prilikom razmatranja neke pojave moraju uzeti u obzir sve relevantne činioce, a pritom moraju biti relativno jednostavni;
4. Moraju biti sveopšte primenljivi na određenu grupu problema.

Klasifikacioni sistemi koji se koriste u mehanici stena godinama su razvijani, uglavnom na bazi iskustva sa velikih projekata u građevinarstvu. Različiti klasifikacioni sistemi težište stavljaju na različite inženjerskogeološke parametre. Oni mogu da se koriste u kombinaciji sa numeričkim i analitičkim postupcima i u slučajevima kada je potrebno



definisati otporno-deformabilne parametre stenske mase. Najbolji primer za to je primena GSI broja prilikom definisanja a , s i m parametara, kod HB kriterijuma loma. Postoji veliki broj klasifikacionih sistema od kojih su najpopularniji: *RMR* (Bieniawski; 1973, 1976, 1989), *Q* (Barton, Lien i Lunde, 1974) i *RMi* (Palmstrom, 1995, 1996, 2001). Pored toga, poznati su i: *NATM* (Rabcewicz, 1964/1965), *SMR* (Romana, 1985, 1995), klasifikacija Deere-a (1969), itd. Navedene klasifikacije (osim *SMR*-Slope Mass Rating, koja predstavlja modifikaciju *RMR* klasifikacije za primenu na kosinama) su uglavnom proistekle na osnovu iskustava iz tunelogradnje, ali su tokom godina našle primenu i u drugim oblastima mehanike stena, npr. kod kosina.

Nedostatak klasifikacionih sistema je taj što u osnovi ne uzimaju u razmatranje veličine dobijene na osnovu merenja deformacionih karakteristika stenskih masa. Pri tome, ne mogu u obzir uzeti vremenski zavisne uticaje, kao što su: dezintegracija (raspadanje), bubrenje (squeezing) i ostale specifične pojave prilikom iskopa u stenskim masama. Za ove potrebe je neophodno uvesti određena poboljšanja u postojeće klasifikacije. U disertaciji će se prikazati postupak kojim je moguće, u okviru GSI sistema, uzeti u obzir efekte raspadanja.

4.2 RMR sistem

Bieniawski (1973,1974) je publikovao klasifikaciju stenskog masiva, koja je poznata pod nazivom geomehanička klasifikacija ili *RMR* (Rock Mass Rating) sistem. Tokom godina nekoliko puta je revidovana i dopunjavana, a najnovija verzija (čiji se elementi koriste u disertaciji) je nastala 1989. godine (Bieniawski, 1989). Ova multiparameterska klasifikacija koristi šest parametara za klasifikaciju stenske mase:

1. Jednoosnu čvrstoću na pritisak
2. RQD indeks
3. Rastojanje između pukotina
4. Stanje pukotina
5. Stanje podzemne vode
6. Orijehtaciju pukotina

Svaki od ovih parametara nosi određeni broj bodova, čiji zbir daje *RMR* vrednost. Svi oni se mogu meriti na terenu ili dobiti na jezgru istražnih bušotina, pri čemu je potrebno

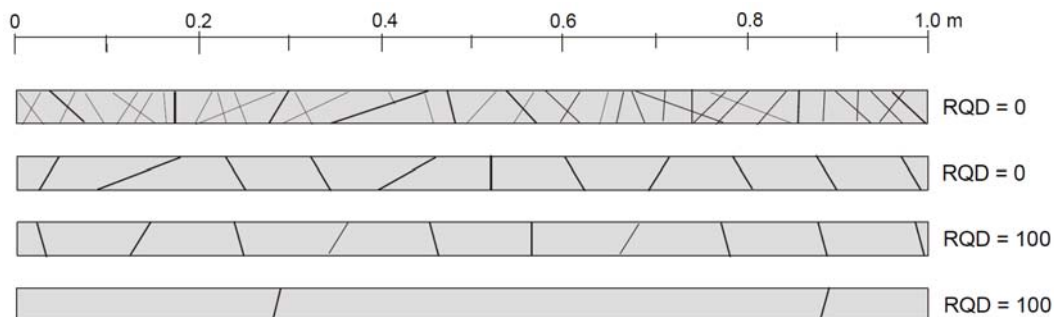


poštovati ograničenja i predloge autora klasifikacije. Na osnovu tako izračunate RMR vrednosti stenska masa se svrstava u jednu od pet kategorija (koje se kreću od vrlo dobre do vrlo loše). Klasifikacija se može koristiti za definisanje podgradnih tipova u tunelogradnji, za potrebe stabilnosti kosina i u rudarstvu. Bieniawski (1989) navodi da je potrebna velika doza opreznosti prilikom korišćenja klasifikacije za definisanje podgradnih tipova. RMR vrednost je korišćena u ranijim verzijama HB kriterijuma loma za definisanje parametara čvrstoće na smicanje stenske mase. Pored toga, može se koristiti za procenu modula deformacije stenske mase. Stille i Palmstrom (2003) navode da se na osnovu ove klasifikacije relativno precizno može definisati kvalitet stenske mase.

Za potrebe kvantifikovanja GSI dijagrama (poglavlje 6), pojedini autori koriste vrednost RQD indeksa. Pojam *RQD (Rock Quality Designation)* su uveli Deere i dr. (1967), za kvantitativnu procenu kvaliteta stenske mase iz jezgra istražnih bušotina. RQD predstavlja procenat komada jezgra iz istražne bušotine većih od 10 cm, u odnosu na ukupnu dužinu jezgra. Prečnik jezgra ne sme biti manji od 54 mm, a bušenje je potrebno izvoditi duplom sržnom cevi. Palmstrom (1982) predlaže da se, kada jezgro iz istražnog bušenja ne postoji ali se raspored pukotina može uočiti na čelu otvorenog iskopa, RQD odredi preko broja pukotina po jedinici zapremine iz sledeće jednačine:

$$RQD = 115 - 3,3J_v \quad (4.1)$$

gde je, J_v koeficijent zapreminske ispucalosti (pukotina/m³). RQD = 100% za $J_v < 4,5$. Gornja jednačina se odnosi na stenske mase kod kojih pukotine ne sadrže glinovitu ispunu. Parametar RQD zavisi od velikog broja faktora. Proces bušenja značajno može uticati na veličinu ovog parametra (kvalitet bušenja, tip krune itd.). Ukoliko je RQD od 90-100% stenska masa je vrlo dobrog kvaliteta, od 75-90% stenska masa je dobrog kvaliteta, od 50-75% stenska masa je povoljnog kvaliteta, od 25-50% stenska masa je lošeg kvaliteta, a RQD od 0-25% označava stensku masu vrlo lošeg kvaliteta. Ovaj parametar treba primenjivati sa oprezom jer se u slučaju jezgra sa komadima od npr. 9 cm dužine, RQD indeksu pripisuje vrednost 0, slika 4.3.



Slika 4.3 Primeri RQD vrednosti duž jezgra istražne bušotine sa različitom gustinom pukotina (Palmstrom, 2001)

U poglavlju 6 će posebna pažnja biti posvećena parametru kojim se definiše stanje pukotina.

4.3 Q sistem

Na osnovu izučavanja uslova izgradnje velikog broja tunela ili delova tunela (oko 200 objekata), koji su izvedeni u svim vrstama stenskih masa Barton i dr. (1974) su predložili Q klasifikaciju, čija je osnovna namena da se odrede podgradni tipovi u tunelogradnji. Q indeks se numerički može izraziti preko jednačine:

$$Q = RQD/J_n \times J_r/J_a \times J_w/SRF \quad (4.2)$$

gde je, J_n broj familija pukotina; J_r indeks hrapavosti pukotina; J_a indeks izmene pukotina; J_w faktor redukcije zbog uticaja vode u pukotinama, SRF faktor redukcije napona. Vrednosti Q indeksa variraju u širokom rasponu (od 0,001 do 1000), pa se prikazuju na logaritamskoj skali. Svih šest parametara se vrednuju na bazi preporuka i tabela koje su predložili autori.

Prvi količnik (RQD/J_n), opisuje strukturu stenske mase i predstavlja grubu meru veličine monolita. Ukoliko se u ovaj količnik uvrste krajnje vrednosti parametara (100/0,5 i 10/20), njihov odnos je 400, tj. dobijaju se granične veličine blokova od 200 cm i 0,50 cm. To se mora kritički prihvatiti jer u prirodi postoje blokovi i manjih i većih dimenzija.

Drugi količnik (J_r/J_a) opisuje hrapavost i smičuće karakteristike zidova pukotina i pukotinskih ispuna. Najpovoljniji slučaj bi predstavljao prisustvo hrapavih, nealterisanih pukotina, čiji se zidovi međusobno dodiruju (stisnute pukotine). U ovom



slučaju, prilikom iskopa stenske mase može doći do pokretanja blokova tek nakon intenzivnog dilatiranja. Najnepovoljniji slučaj se javlja kod pukotina zapunjenih glinovitim materijalom kod kojih nema kontakta zidova pukotina. Kao što je već napomenuto u tom slučaju je merodavna čvrstoća na smicanje glinovite ispune. Za izračunavanje ovog količnika treba usvojiti najnepovoljnije orijentisanu familiju pukotina u odnosu na iskop.

Treći količnik (J_w/SRF) predstavlja pokazatelj naponskog stanja. Ovo je ujedno i najkomplikovaniji empirijski pokazatelj oko koga se vodilo nekoliko diskusija (Stille i Palmstrom, 2003).

Na osnovu Q indeksa stenska masa se može svrstati u devet klasa (koje se kreću od izuzetno dobre do izuzetno loše), koje obuhvataju 38 kategorija iskopa. Grimstad i Barton (1993) su redukovali broj kategorija iskopa na 9, pri čemu su uveli mogućnost primene prskanog betona ojačanog vlaknima. Q vrednost se može koristiti za definisanje otporno-deformabilnih karakteristika stenske mase.

4.4 RMi sistem

RMi (Rock mass index) je zapreminski parametar koji predstavlja približnu vrednost jednoosne čvrstoće stenske mase. Palmstrom (1995, 1996, 2001), predlaže da se veličina jednoosne čvrstoće monolitnog dela stenske mase redukuje uzimanjem u obzir uticaja pukotina koje je presecaju. Ovaj indeks se može predstaviti u obliku:

$$RMi = \sigma_{ci} \times JP, \text{ za ispucale stenske mase} \quad (4.3)$$

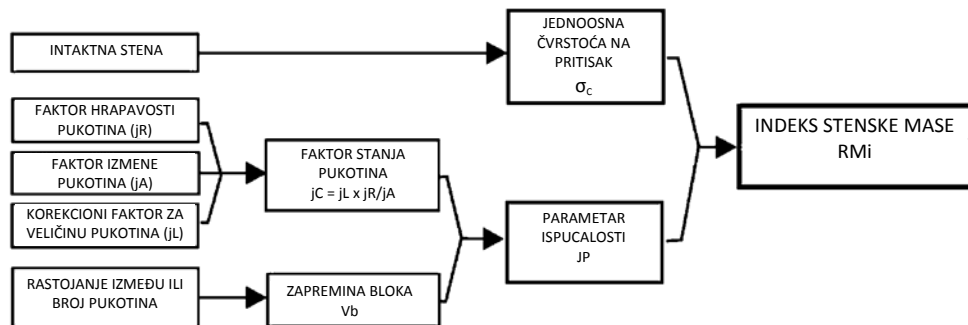
$$RMi = \sigma_{ci} \times f_{\sigma}, \text{ za masivne stenske mase sa blokovima većim od } 5\text{m}^3$$

gde je, JP parametar ispucalosti, a f_{σ} parametar masivnosti, kojim se u obzir uzima efekat razmere na veličinu jednoosne čvrstoće (za masivne neispucale sredine ovaj parametar ima približnu vrednost od 0.5). Parametar ispucalosti JP se dobija kombinovanjem veličine bloka (monolita), tj. njegove zapremine (parametar V_b) i faktora stanja pukotina (jC). Faktor jC opisuje međublokovsko trenje i može se izračunati preko jednačine:

$$jC = jL \times jR/jA \quad (4.4)$$

gde je, jL korekcionni faktor za pukotine, koji opisuje njihovu veličinu i kontinualnost. Razlog za uvođenje ovog faktora autor klasifikacije objašnjava time što veće pukotine imaju veći uticaj na ponašanje stenske mase od onih manjih dimenzija, a s druge strane, pukotine sa prekidom u kontinualnosti imaju manji uticaj u odnosu na kontinualne pukotine; jR , faktor hrapavosti zidova pukotine (slično kao Jr indeks kod Q sistema), a jA , faktor izmene pukotina (koji uzima u obzir efekte alteracija i ispune i sličan je indeksu Ja kod Q sistema).

Numeričke vrednosti ovih parametara se mogu odrediti merenjima na terenu. Njihova veza je prikazana na slici 4.4.

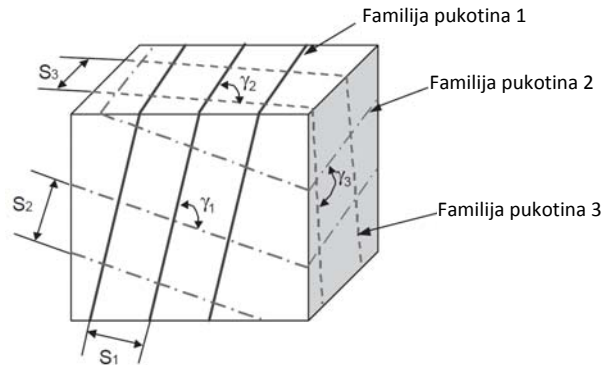


Slika 4.4 Princip karakterizacije stenske mase na osnovu RM_i (Palmstrom, 1996)

Parametrom V_b , se definiše stepen izdeljenosti stenske mase, tj. gustine i rasporeda pukotina. To je trodimenzionalni parametar, koji se može odrediti merenjem veličine blokova (monolita) na terenu. Palmstrom (2001) navodi nekoliko načina za merenje veličine monolita. U slučaju otvorenog iskopa zapremina bloka se može meriti direktno, uzimanjem u obzir dimenzija nekoliko reprezentativnih blokova i iznalaženjem njihove prosečne vrednosti. Za manje blokove (dm^3 ili manje zapremine) ova metoda je najpouzdanija, s obzirom da je tada mnogo jednostavnije proceniti veličinu bloka. Ukoliko je razlika između najmanjeg i najvećeg bloka znatna potrebno je navesti raspon u kome se kreću njihove veličine. Kada je veličina bloka dovoljno mala, njegove dimenzije se mogu meriti i na jezgru istražne bušotine. V_b se indirektno može odrediti preko koeficijenata J_v ili RQD . U slučaju kada je stenska masa izdeljena sa tri familije pukotina zapremina bloka se može naći iz jednačine:

$$V_b = S_1 \times S_2 \times S_3 \times (\sin\gamma_1 \times \sin\gamma_2 \times \sin\gamma_3) \quad (4.5)$$

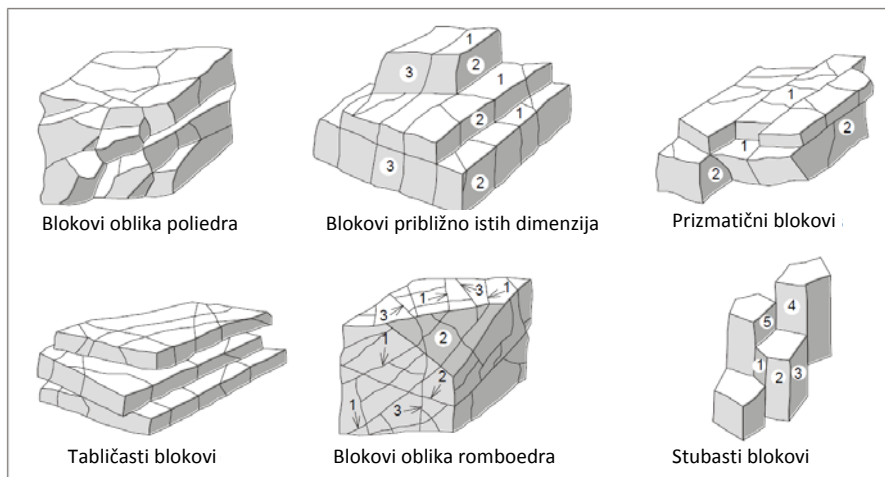
gde su, S_1, S_2, S_3 rastojanja, a $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$, uglovi između familija pukotina, slika 4.5. Kada se familije pukotina presecaju pod pravim uglom, u gornjoj jednačini, u obzir treba uzeti samo rastojanje između pukotina.



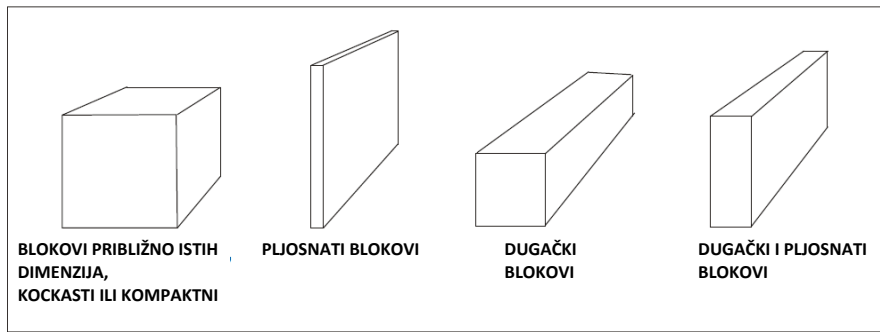
Slika 4.5 Blok izdjeljen sa tri familije pukotina (Cai i dr., 2004)

U zavisnosti od međusobnog položaja pukotina zavisice i oblik bloka. Dearman (1991) prikazuje osnovne oblike, slika 4.6. U slučaju nepravilnog izgleda blokova Palmstrom (1995) predlaže da se oblik opiše uzimajući u obzir odnos dimenzija, slika 4.7.

Za potrebe disertacije veličine blokova će biti određene direktnim merenjima njihovih dimenzija na terenu.



Slika 4.6 Primeri izgleda blokova (Dearman, 1991)



Slika 4.7 Osnovni tipovi blokova (Plamstrom, 1995)

RMi indeks je (u kombinaciji sa podacima o naponskom stanju i geometrijskim karakteristikama podzemnog otvora) moguće koristiti za definisanje podgradnih tipova (Palmstrom, 1996). Takođe, može se koristiti i prilikom određivanja parametara HB kriterijuma loma i modula deformacije stenskog masiva (Palmstrom i Singh, 2001). RMi sistem je primenljiv na masivne i ispucale stenske mase, u slučaju da su sve pukotine sličnih karakteristika. Na osnovu ovog indeksa stenska masa se može klasifikovati u pet kategorija (od stenske mase veoma niskog kvaliteta do stenske mase veoma visokog kvaliteta).



POGLAVLJE 5.

Metode proračuna stabilnosti kosina

5.1 Definicija faktora sigurnosti

U poglavlju 2 definisan je faktor stabilnosti. Sa druge strane, postoji nekoliko definicija faktora sigurnosti, kojima se može iskazati njegova vrednost (Janbu, 1954a; Bishop, 1955; Cheng i dr. 2007; Ćorić, 2006). Klasična definicija (Bishop, 1955), koja se koristi u formulaciji metoda granične ravnoteže, podrazumeva da se duž hipotetičke klizne površi traži odnos između raspoložive čvrstoće na smicanje i mobilisane čvrstoće potrebne da klizno telo održi u ravnoteži. Ovo se može prikazati jednačinom:

$$F_S = \frac{\tau_f}{\tau_m} \quad (5.1)$$

gde je, τ_f čvrstoća na smicanje stenske mase, a τ_m mobilisana čvrstoća na smicanje ili prosečna veličina smičućih napona na kliznoj površi potrebna da održi klizno telo u ravnoteži.

Navedena definicija podrazumeva da je veličina faktora sigurnosti konstantna veličina duž klizne površi. U analizi je cilj pronaći onu kliznu površ koja daje minimalni faktor sigurnosti za date uslove. Ovo se može postići primenom neke od metoda optimizacije. Najjednostavniji postupak, uz pretpostavku o kružno-cilindričnoj kliznoj površi, predstavlja metoda rešetke centara krugova. Najniža, fizički prihvatljiva, vrednost faktora sigurnosti iznosi $F_S=1$. U geotehničkoj praksi se njegova vrednost najčešće kreće u intervalu od 1,2 do 1,5. Niže vrednosti F_S su dozvoljene ako se razmatra privremena stabilnost ili visoka pouzdanost parametara, a više vrednosti se koriste u slučajevima kada ulazni parametri (i druge pretpostavke) nisu pouzdano utvrđeni. Problem analize stabilnosti je u suštini trodimenzionalan, ali će se ovde razmatrati samo problemi u ravni. Kada se u obzir uzmu bočni efekti kosine dobijaju se uglavnom više vrednosti faktora sigurnosti, pa pretpostavke o ravnom stanju deformacija daju rezultate na strani sigurnosti. U slučaju povratne analize, zanemarivanjem bočnih efekata, dobijaju se rezultati koji nisu na strani sigurnosti. Iz ovog razloga je, kada se zaključci o veličinama parametara baziraju na povratnoj analizi, a bočni efekti su veliki (npr. slučaj

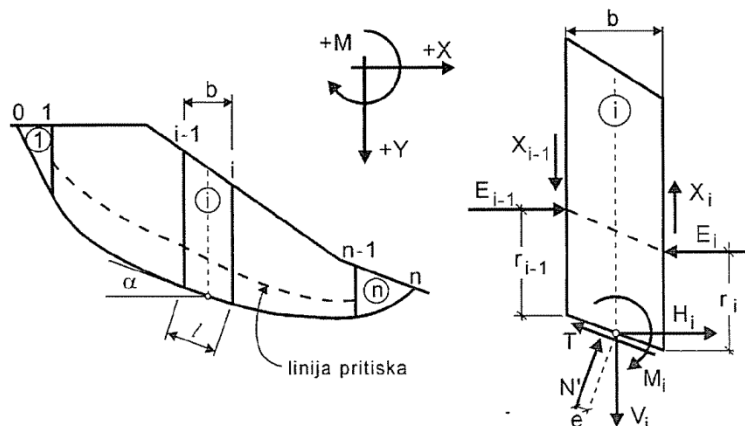
dubokih klizišta i materijala velike čvrstoće na bokovima), potrebno uključiti treću dimenziju. U ovom radu su nestabilnosti relativno plitke, pa se uticaj bokova može zanemariti (sa greškom koja nema veći praktični značaj).

5.2 Metode granične ravnoteže

Metode granične ravnoteže se mogu podeliti na rezultatne metode (kada se klizno telo posmatra kao jedna celina) i metode lamela. Metode lamela se, dalje, mogu podeliti na tzv. približne, kada zadovoljavaju samo neki od uslova ravnoteže po momentima i/ili silama i tzv. tačne, kada zadovoljavaju sva tri uslova ravnoteže u ravni. Kod njih se klizno telo deli na određeni broj, najčešće vertikalnih, lamela, slika 5.1. U slučaju većeg broja lamela problem je $6n-2$ statički neodređen. S obzirom da je broj nepoznatih jednačina veći od poznatih potrebno je uvesti izvesne pretpostavke o odnosu komponenti međulamelarnih sila, na osnovu čega se dobijaju približna rešenja u okviru dozvoljenih tolerancija. Ovo se može definisati jednačinom:

$$X = \lambda f(x)E \quad (5.2)$$

gde je, λ koeficijent razmere, tj. konstanta koju treba odrediti; $f(x)$ funkcija nagiba međulamelarnih sila; X smičuća komponenta međulamelarne sile; E normalna (totalna ili efektivna) komponenta međulamelarne sile. Postoje i drugi načini da se prevaziđe statička neodređenost problema, npr. u metodi Sarma (1973) ili Janbu II (1954b).



Slika 5.1 Sile koje deluju na karakterističnu lamelu



od tačnih rešenja, jer rezultat ne zavisi od dopunskih pretpostavki o rasporedu unutrašnjih sila. Ova metoda je poznata pod nazivom „ $\varphi_u=0$ “ metoda.

Primena Švedske metode u praksi za „frikcione“ materijale je danas gotovo napuštena. Bishop (1955), daje znatno poboljšanje metode proračuna za kružno-cilindrične klizne površi uvođenjem uticaja komponenti međulamelarnih sila na raspodelu efektivnih normalnih napona duž klizne površi. On formuliše metodu u kojoj pretpostavlja da su međulamelarne sile horizontalne, pri čemu zanemaruje smičuće komponente međulamelarnih sila. U metodi su zadovoljeni uslov ravnoteže momenata i uslov vertikalne ravnoteže sila koje deluju na lamelu. Bišop razmatra i uticaj smičućih međulamelarnih sila i daje rigorozno rešenje, pri čemu se postupak proračuna drastično usložnjava i primena računara je neophodna. Numeričkim testovima je pokazano da rutinski Bišopov postupak (uprošćena metoda) kod analiza kružnih kliznih površi daje veličinu faktora sigurnosti koja se zanemarljivo malo razlikuje u odnosu na tačne metode. Razlika kod korektno sprovedenih analiza ne bi trebalo da prelazi 1-2%. Kod rutinskog postupka faktor sigurnosti se traži iterativno, ali nakon relativno malog broja iteracija i početne pretpostavke o faktoru sigurnosti, koji odgovara vrednosti dobijenoj po Švedskoj metodi, rezultat konvergira ka približnom rešenju, tačnosti, u prethodno pretpostavljenim granicama.

U određenim situacijama izraz za normalnu efektivnu silu, koji figurira u jednačini za faktor sigurnosti, može pokazati negativnu vrednost, što bi značilo pojavu zatezanja u osnovi lamele, što je s obzirom na prirodu stenske mase i mehanizam loma fizički nemoguće. U ovom slučaju se u gornjem delu kosine, radi eliminisanja negativnog znaka normalne sile, može uvesti pukotina zatezanja (Ching i Fredlund, 1983; Maksimović, 2005). Dubina pukotine zatezanja može se odrediti analizom vertikalnog zaseka u materijalu sa kohezijom, i predstavlja donju granicu donjeg graničnog rešenja po teoriji plastičnosti. Dubinu pukotine zatezanja, za koju faktor sigurnosti ima minimalnu vrednost, je na direktan način, bez potrebe za iteracijama, moguće odrediti po metodi konačnih elemenata (Berisavljević, 2012). Zatezanje se može javiti i u lamelama u nožici kosine.

Jedna od tačnih metoda koja je inicijalno nastala za analizu kružnih kliznih površi jeste metoda Spencer-a (1967). Ona zadovoljava sve uslove ravnoteže i pretpostavlja konstantan nagib međulamelarnih sila. Ona je kasnije proširena, kako bi mogla da se



koristi i za analizu složenih kliznih površi. Spenserova metoda predstavlja specijalni slučaj metoda kod kojih se funkcija nagiba međulamelarnih sila može zadati proizvoljno (Opšti metod za proizvoljnu kliznu površ, Maksimović, 1979; metoda Morgenstern-Price-a, 1965; GLE metoda, Fredlund i Krahn, 1977, itd.).

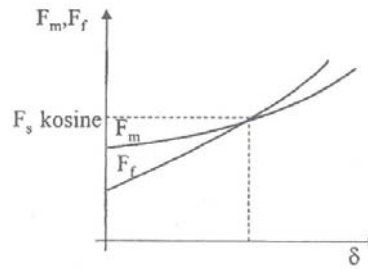
Maksimović (1988) proširuje uprošćenu metodu Bishop-a i opšti metod za proizvoljnu kliznu površ tako da analize mogu da se sprovedu pod pretpostavkom nelinearne anvelope hiperboličkog tipa.

5.2.2 Metode za analizu kliznih površi proizvoljnog oblika

Složene klizne površi se uspešno mogu analizirati nekom od metoda koje zadovoljavaju sva tri uslova ravnoteže u ravni. Uvođenjem pretpostavki o položaju i nagibu međulamelarnih sila statički neodređen problem postaje određen. Pretpostavke koje se uvode u samim metodama prikazane su u tabeli 5.1. Janbu I (Janbu i dr., 1956) metoda koja zadovoljava samo dva uslova ravnoteže sila i zanemaruje smičuće međulamelarne sile daje veličinu faktora sigurnosti koji se, uz primenu korekcionog faktora f_0 , razlikuje -12% do +5% od faktora sigurnosti dobijenog po tačnim postupcima (personalna komunikacija sa prof. M. Maksimovićem, 2011).

Kada su zadovoljeni uslov ravnoteže momenata i uslovi ravnoteže sila u dva ortogonalna pravca, dobijaju se jednačine za faktor sigurnosti po momentima i silama koje su po svojoj suštini nelinearne. Da bi se odredila veličina faktora sigurnosti potrebno je primeniti neki od numeričkih postupaka. Nakon jedne iteracije faktor sigurnosti se može dobiti samo kod Švedske metode, a kod metoda koje zadovoljavaju sva tri uslova ravnoteže poželjno je koristiti npr. metodu Newton-Raphson (Morgenstern i Price, 1967). Pored ovog, interesantni su postupak „*regula falsi*“ (Maksimović 1970, 1979), modifikovani Newton-Raphson postupak (Chen i Morgenstern, 1982), itd. Spencer (1967) predlaže grafički postupak, koji je ujedno najjednostavniji jer se jednačine za faktor sigurnosti F_m (za moment) i F_f (za sile) rešavaju odvojeno i prikazuju na dijagramu na čiju apscisu se nanosi nagib međulamelarnih sila, slika 5.3. U postupku proračuna nagib se menja sve dok se ne postigne uslov da je $F_m = F_f$, u granicama dozvoljenih tolerancija.

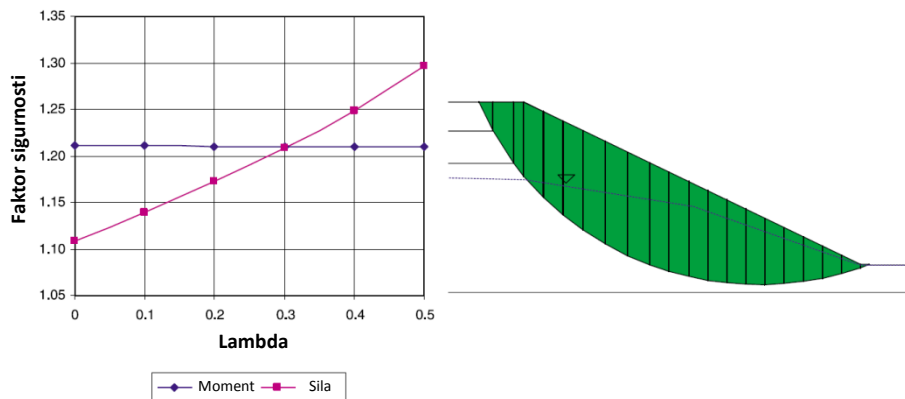
$$F_s = F_m = F_f$$



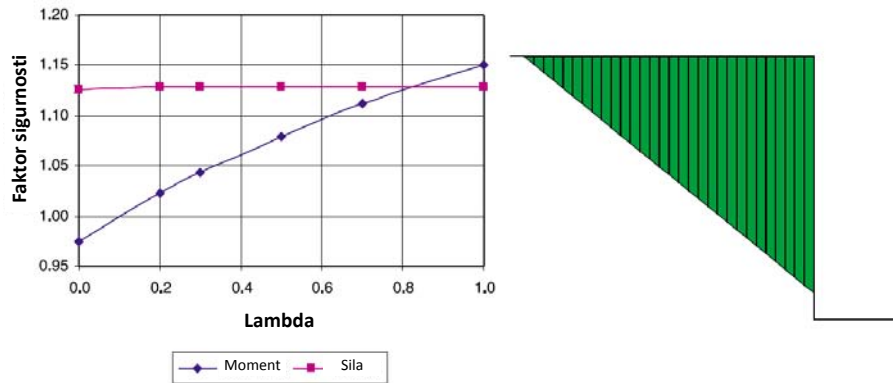
Slika 5.3 Zavisnost faktora sigurnosti od nagiba međulamelarnih sila (Ćorić, 2006)

Sa slike 5.3 se može videti da je F_m mnogo manje osetljiv na promenu nagiba međulamelarnih sila nego što je to slučaj sa F_f .

Metode koje zadovoljavaju uslov ravnoteže momenata pogodne su za analizu kružno-cilindričnih kliznih površi (gde je dominantna rotacija klizne mase), a one koje zadovoljavaju uslov ravnoteže sila za analizu planarnih kliznih površi (gde je dominantno translatorno pomeranje). Ovo ilustruju dijagrami na slikama 5.4 i 5.5, gde su faktori sigurnosti po momentima i silama prikazani u zavisnosti od koeficijenta razmere λ .



Slika 5.4 Kružno-cilindrična klizna površ (Krahn, 2003)



Slika 5.5 Planarna klizna površ (Krahn, 2003)

Tabela 5.1 Uslovi statičke ravnoteže koje zadovoljavaju neke od metoda granične ravnoteže i uvedene pretpostavke

Metoda	Uslov ravnoteže sila		Uslov ravnoteže momenata	Uvedene pretpostavke
	1 pravac (npr. ver.) *	2 pravac (npr. hor.)*		
Fellenius (1927)	Da	Ne	Da	Zanemaruje međulamelarne sile
Bishop (1955)	Da	Ne	Da	Međulamelarne sile su horizontalne, zanemaruju se smičuće međulamelarne sile
Janbu I (1956)	Da	Da	Ne	Međulamelarne sile su horizontalne, a smičuće međulamelarne sile se uzimaju u obzir preko korekcionog faktora f_0
Janbu II (1954)	Da	Da	Da**	Položaj međulamelarnih sila se uvodi preko potporne linije sila
Spencer (1967)	Da	Da	Da	Konstantan nagib međulamelarnih sila
Lowe i Karafiath (1960)	Da	Da	Ne	Nagib rezultante međulamelarnih sila je jednak prosečnom nagibu površine terena i osnove pojedinačne lamele
Morgenstern-Price (1965)	Da	Da	Da	Pravac rezultante međulamelarnih sila se određuje pomoću arbitrarne funkcije $f(x)$. Horizontalne međulamelarne sile se uvode kao efektivne. Procenat funkcije $f(x)$ se određuje tako da uslovi ravnoteže budu zadovoljeni
GLE (1977)	Da	Da	Da	Pravac rezultante međulamelarnih sila se određuje pomoću arbitrarne funkcije $f(x)$. Horizontalne međulamelarne sile se uvode kao totalne. Procenat funkcije $f(x)$ se određuje tako da uslovi ravnoteže budu zadovoljeni

Tabela 5.1 Uslovi statičke ravnoteže koje zadovoljavaju neke od metoda granične ravnoteže i uvedene pretpostavke (nastavak)

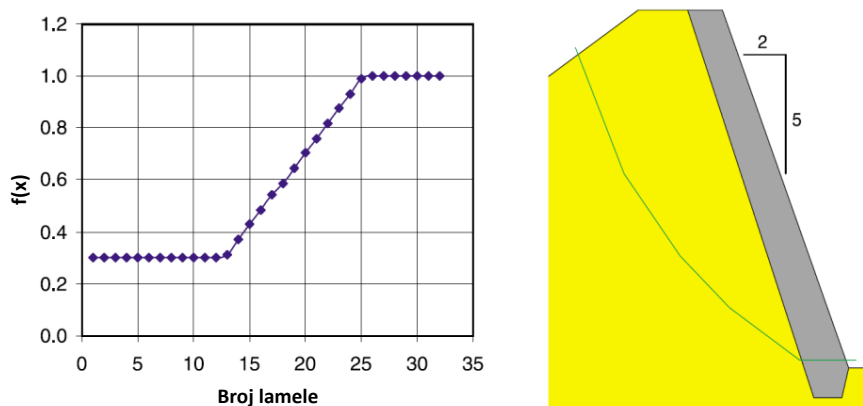
Metoda	Uslov ravnoteže sila		Uslov ravnoteže momenata	Uvedene pretpostavke
	1 pravac (npr. ver.)*	2 pravac (npr. hor.)*		
Opšti metod (1979)	Da	Da	Da	Kao kod GLE metode
Sarma (1973)	Da	Da	Da	Pretpostavlja da je čvrstoća na smicanje mobilisana duž strana lamela. Nagib lamela se varira da bi se dostigli kritični uslovi

* Bilo koji od dva upravna pravca može poslužiti za sabiranje sila

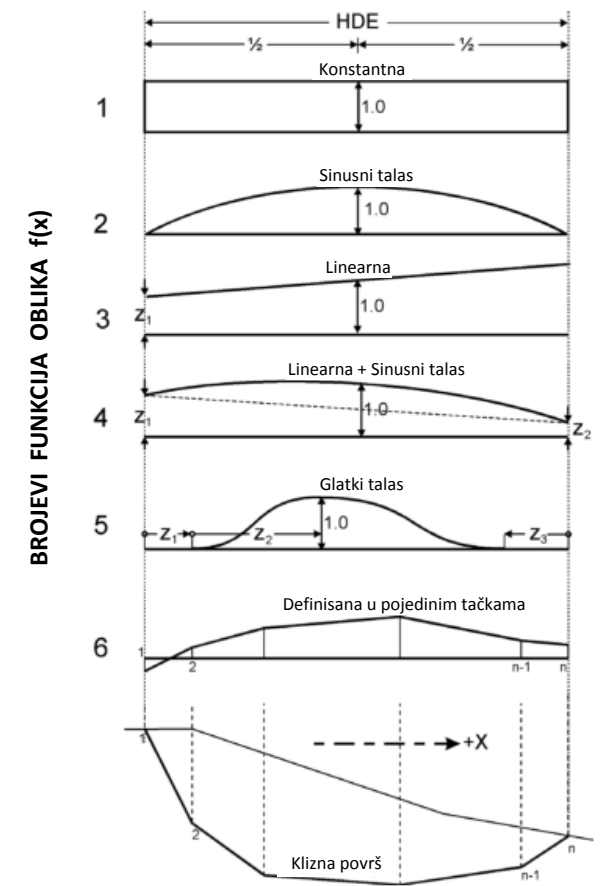
** Uslov ravnoteže momenata koji se zadovoljava za lamelu služi da se izračunaju smičuće međulamelarne sile

Na osnovu uvedenih pretpostavki razlikuju se metode granične ravnoteže. Ustaljeno je mišljenje da konačan rezultat u metodama koje podrazumevaju zavisnost između međulamelarnih sila u obliku $X = \lambda f(x)E$, za fizički prihvatljiva rešenja, varira u intervalu 2-4% (Maksimović, 2011). Krahn (2003), s druge strane, navodi da rešenje u pojedinim slučajevima može biti u velikoj meri zavisno od izbora funkcije $f(x)$, gde na primeru pokazuje da razlika u faktoru sigurnosti može ići i do 25%, ukoliko se umesto pretpostavke Spencer-a usvoji oblik funkcije kao na slici 5.6.

Na slici 5.7 su prikazani neki osnovni oblici funkcije nagiba međulamelarnih sila duž klizne površi. Najčešći oblici koji se koriste u analizama su pretpostavka Spensera, gde je $f(x) = \text{const.}$ i funkcija sinusnog talasa. Ovi oblici ne koriste ni jedan dodatni parametar, pa ih je uputno koristiti kao prvu aproksimaciju.



Slika 5.6 Oblik funkcije $f(x)$ u analizi potpornih konstrukcija protiv snežnih lavina (Krahn, 2003)



Slika 5.7 Oblici funkcije $f(x)$, (Maksimović, 2011)

5.2.3 Planarna klizna površ

U krutim ispucalim stenskim masama do loma može doći pokretanjem nestabilnog bloka po planarnoj kliznoj površi (*planar sliding*) koja je predstavljena mehaničkim diskontinuitetom. Problem ovog tipa, uz pretpostavku o ravnom stanju deformacije, je statički određen i rešava se uspostavljanjem uslova ravnoteže sila paralelno i upravno na hipotetičku kliznu površ. Prva metoda za analizu stabilnosti kosina (Culmann, 1866) se može uspešno upotrebiti za rešavanje ovog problema. Ovde će se prikazati opšti slučaj sa uvođenjem pukotine zatezanja, spoljašnje sile (sa istim pravcem pružanja kao kosina) i dejstvom pornih pritisaka. Napominje se da dejstvo spoljašnje sile (npr. sila od ankera) može biti uračunato tako da povećava otporne sile ili da smanjuje gurajuće sile. Ovo najviše zavisi od toga da li je anker aktivan (prednapregnut) ili pasivan element. Problem je definisan geometrijom kosine na slici 5.8. Postavljanjem dva uslova

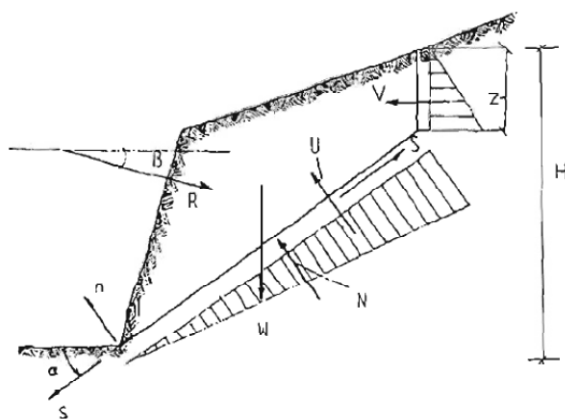
ravnoteže, uz pretpostavku o vezi između S i N u vidu MC kriterijuma loma datog u obliku $S_{max} = cA + (N - U)tg\varphi$, a prema definiciji faktora sigurnosti iz jednačine (5.1) dobija se:

$$F_S = \frac{[W\cos\alpha - U - V\sin\alpha + R\sin(\alpha + \beta)]tg\varphi + cA}{W\sin\alpha - R\cos(\alpha + \beta) + V\cos\alpha} \quad (5.3)$$

gde je, $U = 1/2\gamma_w z(H - z)\text{cosec}\alpha$ (uz pretpostavku da se voda proceduje duž površi klizanja, gubeći pritisak linearno između pukotine zatezanja i nožice kosine), a $V = 1/2\gamma_w z^2$.

Prilikom izvođenja jednačine (5.3) pretpostavlja se da sve sile prolaze kroz težište kliznog tela, da klizni blok oponaša kruto telo i da je stenska masa vodonepropusna.

Problem planarnog klizanja razmatraju Hoek i Bray (1977) sa aspekta položaja i dubine pukotine zatezanja, a Kovari i Fritz (1978), predlažu opšti oblik jednačine koja se (uz različite vrednosti koeficijenata) može koristiti kako za planarnu kliznu površ tako i za klizanje klina po dve ravni.



- A - površina klizne ravni (= dužina klizne ravni · 1m)
- H - visina kosine
- α - ugao nagiba klizne površi
- W - težina nestabilnog bloka
- R - spoljašnje opterećenje ili rezultanta spoljašnjih opterećenja (npr. od ankera)
- β - ugao nagiba rezultante spoljašnjeg opterećenja
- S - mobilisana smičuća sila na kliznu površ
- N - normalna sila na kliznu površ
- U - sila pornog pritiska duž klizne površi
- V - sila pornog pritiska u pukotini zatezanja
- S_{max} - maksimalna smičuća sila duž klizne ravni
(= površina klizne ravni · τ_f)

Slika 5.8 Opšti problem klizanja bloka po jednoj ravni (Giani, 1992)

5.2.4 Klizanje klina po dve ravni

Do klizanja može doći duž klina (*wedge sliding*), tj. duž dve ravni koje se seku, što predstavlja opšti slučaj planarnog klizanja u tri dimenzije. Ovde će biti prikazan slučaj kod koga se pretpostavlja da je kohezija materijala jednaka nuli, a ugao smičuće otpornosti isti u obe ravni diskontinuiteta. Opštiji slučaj, kod koga se u obzir uzima uticaj pukotine zatezanja i različiti parametri čvrstoće na smicanje duž kliznih ravni, se

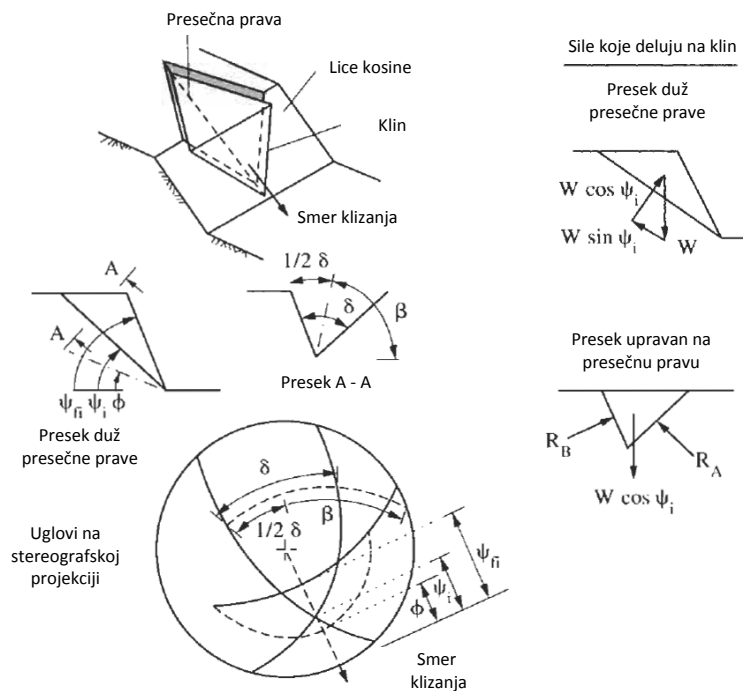
može naći u Hoek i Bray (1977). Na slici 5.9 su prikazani geometrijski uslovi za analizu klina.

Uz pretpostavku da do klizanja dolazi u pravcu paralelnom sa presečnom linijom kliznih ravni i postavljanjem uslova ravnoteže u pravcu paralelnom sa presečnom ravni i u dva pravca upravna na klizne ravni može se dobiti jednačina za faktor sigurnosti u obliku:

$$F_S = \frac{(R_A + R_B) \operatorname{tg} \varphi}{W \sin \psi} \quad (5.4)$$

gde je, $R_A + R_B = \frac{W \cos \psi \sin \beta}{\sin 1/2 \delta}$. Uglovi β , ψ i δ su definisani odnosima prikazanim na slici 5.9. Kada se prethodni izraz uvrsti u gornju jednačinu dobija se jednostavan izraz za faktor sigurnosti:

$$F_S = \frac{\sin \beta}{\sin 1/2 \delta} \operatorname{tg} \varphi \quad (5.5)$$

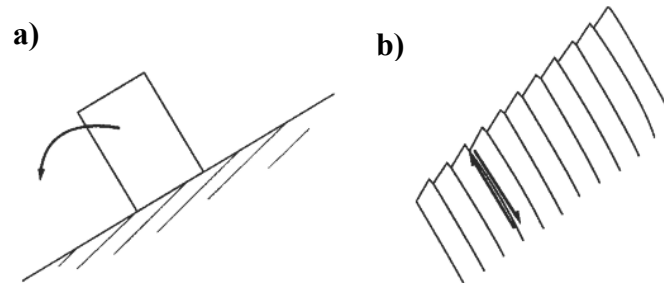


Slika 5.9 Klizanje klina po dve ravni (Hudson i Harrison, 1997)

5.2.5 Izvrtnje blokova

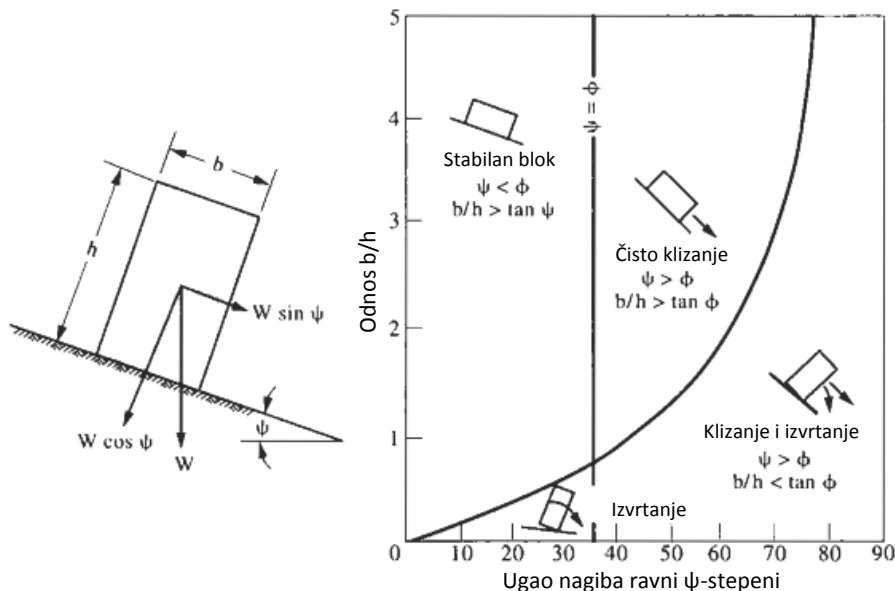
Izvrtnje blokova (*toppling*) se može javiti u dve varijante i to kao: direktno izvrtnje (*direct toppling*) i savijanje blokova (*flexural toppling*). Prvi slučaj nastaje kada centar

gravitacije bloka (nagnutog pod određenim uglom u odnosu na horizontalu) deluje izvan donje ivice bloka, pri čemu se može javiti kritičan momenat rotacije koji će uzrokovati nestabilnost. Drugi slučaj nastaje kada su blokovi stenske mase međusobno razdvojeni diskontinuitetima koji isklinjavaju na površini terena. Uslov da do loma i pokretanja bloka u drugom slučaju dođe može se analizirati tzv. „ ϕ_j “ teorijom (Goodman, 1989), koja ovde neće biti detaljnije razmtrana. Dva opisana slučaja su prikazana na slici 5.10.



Slika 5.10 a) Izvrtnje bloka, b) Savijanje blokova (Hudson i Harrison, 1997)

Slučaj direktnog izvrtnja bloka, može se analizirati iz odnosa geometrije bloka i ugla smičuće otpornosti između bloka i stenske mase na koju je oslonjen, slika 5.11.



Slika 5.11 Nestabilnost bloka na kosoj ravni (Hoek i Bray, 1977)

Do čistog klizanja dolazi kada je ugao nagiba ravni na kojoj se nalazi blok veći od ugla smičuće otpornosti kontakta bloka i te ravni. Ova granica je predstavljena vertikalnom

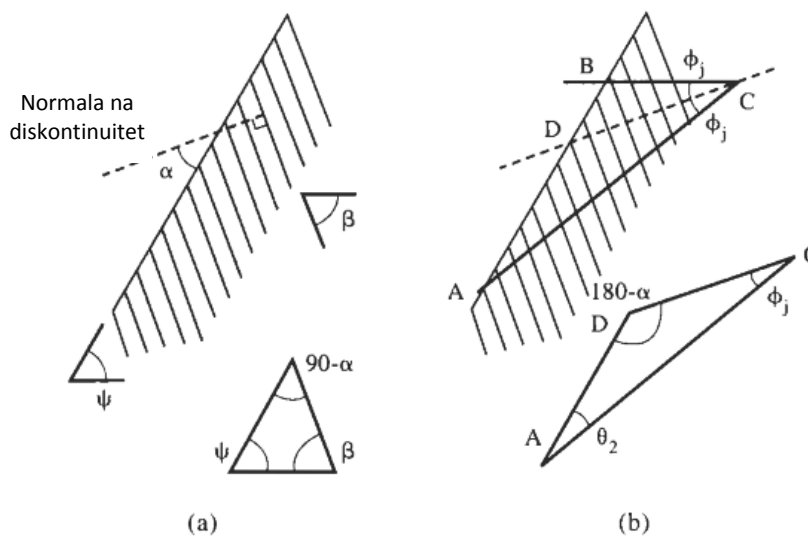
linijom na slici 5.11 i razgraničava zone u kojima može doći do klizanja od onih gde se klizanje ne može javiti. Uslov ravnoteže koji pokazuje da li do izvrtnja može doći, ili ne, predstavljen je jednačinom: $b/h = tg\psi$. Gde su b i h širina i visina bloka, respektivno. Do izvrtnja bloka neće doći ukoliko je $b/h > tg\psi$, a doći će ukoliko je $b/h < tg\psi$. Kombinacijom klizanja i izvrtnja mogu se izdvojiti četiri granična slučaja:

1. Nema klizanja i izvrtnja, $\psi < \varphi$, $b/h > tg\psi$
2. Klizanje bez izvrtnja, $\psi > \varphi$, $b/h > tg\psi$
3. Izvrtnje bez klizanja, $\psi < \varphi$, $b/h < tg\psi$
4. Klizanje i izvrtnje, $\psi > \varphi$, $b/h < tg\psi$

Kod savijanja blokova se iz geometrijskih odnosa i primenom „ φ_j “ teorije može definisati faktor sigurnosti u obliku:

$$Fs = \frac{tg\varphi}{tg(\psi + \beta - 90)} \quad (5.6)$$

gde su definicije uglova prikazane na slici 5.12.



Slika 5.12 Savijanje bloka a) Geometrijski odnosi, b) „ φ_j “ analiza (Hudson i Harrison, 1997)

Navedeni mehanizmi nestabilnosti mogu biti daleko složeniji, pri čemu klizna površ ne mora biti ravna, nego npr. stepenasta.

Pored toga, može se izdvojiti još jedan tip nestabilnosti tzv. izvijanje (*buckling*).

U pravilniku o tehničkim zahtevima za površinsku eksploataciju ležišta mineralnih sirovina ("Sl. glasnik RS", br. 96/2010), u delu o stabilnosti kosina površinskog kopa i

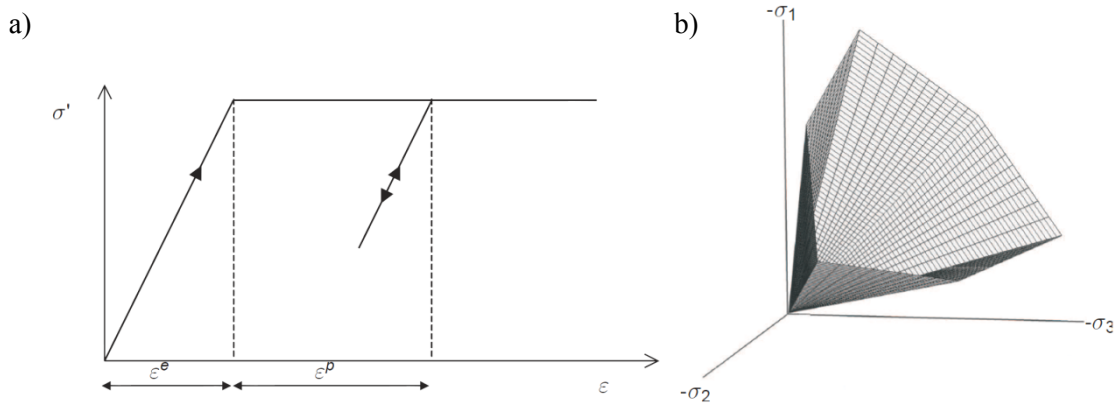


odlagališta, navodi se da se pre otvaranja kopa mora proveriti geomehanička stabilnost za kosine objekata otvaranja kopa, radne i završne kosine kopa, radne i završne kosine odlagališta i nosivosti podloge odlagališta. Takođe se navodi da stepen pouzdanosti pojedinih geomehaničkih parametara mora iznositi najmanje 75% (čvrstoća smicanja). Geomehanički parametri se mogu usvajati kao srednja vrednost (deterministički) za dati sloj ili na osnovu statističke obrade (probabilistički) podataka. Analize se sprovode sa parcijalnim i opštim faktorima sigurnosti, prema kriterijumima prikazanim u odgovarajućim tabelama, pri čemu se razlikuju „meke“ i „čvrste“ stene. Tako na primer, kosine koje se menjaju najmanje jednom mesečno mogu se projektovati sa opštim faktorom sigurnosti od $F_s=1,00-1,10$, a kosine koje imaju duži vek trajanja (> 6 mes.) sa faktorom od $F_s=1,30$.

5.3 Koncept teorije plastičnosti

5.3.1 Definicije i pojmovi

Plastičnost je povezana sa pojavom ireverzibilnih (nepovratnih) deformacija. Da bi se odredilo da li dolazi do pojave plastičnih deformacija potrebno je definisati kriterijum popuštanja f , koji je u opštem slučaju funkcija napona i deformacija (poglavlje 3). Pojava plastičnosti je povezana sa uslovom kada je $f = 0$. Ovo se može prikazati u vidu površi u prostoru napona, slika 3.4. Postoji više kriterijuma popuštanja kojima se može opisati prelaz iz elastičnog u plastično stanje. Pojavu plastičnih deformacija je najjednostavnije opisati za linearno elastičan idealno-plastičan materijal kod koga je površ popuštanja fiksirana u prostoru, a funkcija popuštanja f zavisi isključivo od napona (ne i od deformacija ili vremena), slika 5.13.



Slika 5.13 Linearno elastičan idealno-plastičan model, a) Naponsko-deformacijska zavisnost, b) MC površ popuštanja u prostoru glavnih napona (za $c=0$), (Brienkgreve i Broere, 2011)

Unutar površi prikazane na slici 5.13b svako stanje napona je u domenu elastičnosti. Ako je naponsko stanje takvo da se nalazi na samoj površi popuštanja odnosi se mogu definisati na osnovu teorije plastičnosti. Ovo se za idealno plastičan materijal može opisati sledećim zavisnostima:

$$f(\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{yx}, \sigma_{zx}) < 0, \text{ elastičnost}; f(\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{yx}, \sigma_{zx}) = 0, \text{ plastičnost} \quad (5.7)$$

ili u prostoru glavnih napona,

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) < 0, \text{ elastičnost} \quad f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0, \text{ plastičnost} \quad (5.8)$$

Plastične deformacije je pogodno prikazati priraštajem plastičnih deformacija (zbog njihove ireverzibilnosti), kako bi se, bar fiktivno, obuhvatilo vreme trajanja deformacija. Ovo se može prikazati u obliku:

$$f(\sigma_{ij}) < 0, \dot{\epsilon}_{ij}^p = 0; \quad f(\sigma_{ij}) = 0, \dot{\epsilon}_{ij}^p \neq 0 \quad (5.9)$$

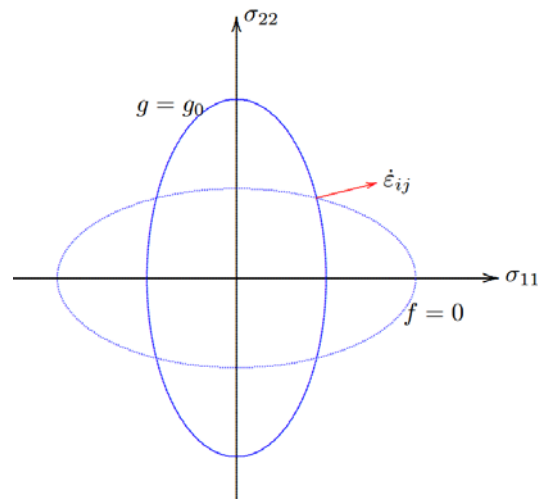
Priraštaji plastičnih deformacija $\dot{\epsilon}_{ij}$ se, kao i naponi, mogu prikazati u prostoru glavnih deformacija, tako da ose glavnih napona i deformacija korektno korespondiraju.

Zavisnost (5.9) može da se napiše u obliku:

$$f(\sigma_{ij}) < 0, \dot{\epsilon}_{ij}^p = 0; \quad f(\sigma_{ij}) = 0, \dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (5.10)$$

gde je, λ plastični multiplikator, a $g = g(\sigma_{ij})$ funkcija plastičnog potencijala.

Može se zaključiti da je priraštaj plastičnih deformacija proporcionalan izvodu funkcije plastičnog potencijala po naponu. Izvođenjem odgovarajućih geometrijskih zavisnosti i pretpostavkom o konveksnosti granične površi, može se pokazati da je vektor $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ upravan na površ plastičnog potencijala i tada se govori o uslovu normalnosti, slika 5.14. U svakoj tački površi popuštanja može se konstruisati površ sa konstantnom vrednosti g .

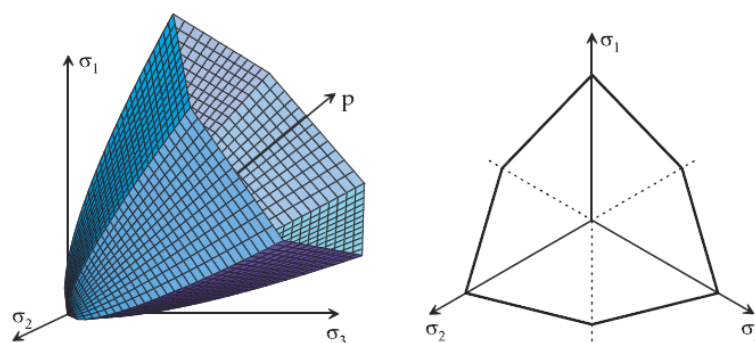


Slika 5.14 Plastični potencijal (Verruijt, 2012)

Eksperimentalna istraživanja kod metala su pokazala da funkcija plastičnog potencijala može da se zameni funkcijom popuštanja $f = g$, što se često naziva *Drucker-ov* postulat. Fizičke potrebe za ovim uslovom nema, osim što se pokazalo da on korektno prikazuje plastično ponašanje metala. Za frikciono materijale ($\varphi > 0$) se pokazalo da Drucker-ov postulat nije održiv. Ova pretpostavka tzv. *asocijativne plastičnosti* (direktna zavisnost priraštaja plastičnih deformacija i funkcije popuštanja u obliku $\dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}$) je opravdana samo kod materijala kod kojih je $\varphi = 0$, npr. gline u uslovima nedreniranog opterećenja. Kod frikcionih materijala uslov normalnosti je potrebno napustiti da bi se dobila realna predstava njihovog ponašanja u domenu plastičnosti. Ovo se postiže postavljanjem uslova tzv. *neasocijativne plastičnosti* $f \neq g$. Kod elastično idealno-plastičnog materijala sa MC kriterijumom loma može se pokazati da asocijativna plastičnost podrazumeva uslov da je $\varphi = \psi$ (što za rezultat ima više vrednosti faktora sigurnosti), a neasocijativna uslov kada je $\varphi \neq \psi$ (ψ predstavlja ugao dilatancije).

Da bi se Mohr-Coulomb-ov i Hoek-Brown-ov kriterijum loma uspešno primenili u elastoplastičnoj analizi metodom konačnih elemenata potrebno ih je proširiti sa aspekta teorije plastičnosti i implementirati u odgovarajuće naponsko-deformacijske modele. Mohr-Coulomb-ov elastično idealno-plastičan model u prostoru glavnih napona podrazumeva šest graničnih funkcija i isto toliko funkcija plastičnih potencijala. Ako se razmatra zatezanje (kada je $c > 0$) uvode se još tri funkcije plastičnog potencijala. Oštar prelaz između graničnih površi (slika 5.13b) se tretira prema postupku koji su predložili van Langen i Vermeer (1990). Kao što je već napomenuto unutar granične površi ponašanje materijala je elastično i opisano Hukovim zakonom oblika $\sigma = E\varepsilon$, pa je pored osnovnih parametara c , φ , ψ potrebno uneti i elastične parametre modela E i ν , tj. modul elastičnosti i Poisson-ov koeficijent, respektivno, koji predstavljaju konstante za datu sredinu.

Hoek-Brown-ov model u prostoru glavnih napona definišu dve površi popuštanja i dve funkcije plastičnog potencijala, a njegov izgled je prikazan na slici 5.15 (Brienkgreve i Broere, 2011). Pored već definisanih parametara modela σ_{ci} , D , GSI i m_i , potrebno je odrediti i ugao dilatancije ψ i maksimalni napon σ_{ψ} , pri kome je $\psi=0$. Elastični deo modela je definisan Hukovim zakonom, što podrazumeva dva dodatna deformacijska parametra u njegovoj formulaciji. Stanje loma, tj. odgovarajući faktor sigurnosti se određuje unutrašnjom šemom redukcije čvrstoće, pri čemu se u obzir uzima uticaj srednjeg glavnog napona (Benz i dr., 2008).



Slika 5.15 Hoek-Brown-ova površ u prostoru glavnih napona (Brienkgreve i Broere, 2011)

Klasična teorija plastičnosti je originalno nastala ispitivanjem metala, pa je za njenu primenu u geotehnici potrebno uvesti gore navedene modifikacije. Objašnjenje koncepta



teorije plastičnosti koji je primenljiv na tlo i stene može se naći u Davis i Selvadurai (2002) i Vermeer i Borst (1984).

5.3.2 Granična analiza

Graničnom analizom se može utvrditi tačna veličina graničnog opterećenja pri čemu je neophodno da se ispune tri uslova. Ovi uslovi podrazumevaju zadovoljavanje jednačina ravnoteže, konstitutivnih veza napona i deformacija i jednačina kompatibilnosti koje povezuju deformacije i pomeranja. Ukoliko nisu ispunjena sva tri uslova već samo neki od njih može se govoriti o graničnim teoremama (donja i gornja). Ove teoreme podrazumevaju asocijativnu plastičnost (mada postoje i određene forme koje podrazumevaju neasocijativnu plastičnost), da je kriterijum normalnosti ispunjen i razmatraju idealno plastičan materijal. Gornja granična teorema daje vrednost graničnog opterećenja (faktor sigurnosti) koja je viša, a donja granična teorema veličinu graničnog opterećenja koja je niža od prave (tačne) vrednosti.

U formulaciji osnovnih teorema teorije plastičnosti moguće je razmatrati dva sistema, koji se mogu formulisati na sledeći način:

1. Sistem ravnoteže ili statički prihvatljivo polje napona, je takvo polje gde naponsko stanje mora da:

- zadovoljava sve uslove ravnoteže u svakoj tački razmatranog domena;
- zadovoljava granične uslove za napone;
- zadovoljava uslov da stanje loma nije dostignuto ni u jednoj tački razmatranog domena.

2. Kinematički prihvatljivo polje pomeranja, predstavlja raspodelu pomeranja i deformacija takvo da:

- je kompatibilnost po pomeranjima zadovoljena;
- su zadovoljeni granični uslovi za pomeranja;
- naponi zadovoljavaju granični uslov loma gde god da se deformacije pojave.

U donjoj graničnoj teoremi se pretpostavlja da do loma neće doći ukoliko postoji bilo koje stanje napona koje zadovoljava jednačine ravnoteže i granični uslov za trakcije (sile) i nigde nije dostignuto stanje loma. Drugim rečima, spoljašnje sile koje deluju na



telo neće izazvati lom ako su gore navedeni uslovi ispunjeni, pa je granično opterećenje sigurno veće od nanetih spoljašnjih sila.

Prema gornjoj graničnoj teoremi do loma mora doći ako je za bilo koje kompatibilne plastične deformacije (koje zadovoljavaju granični uslov po pomeranjima i kinematički su moguće) priraštaj rada spoljašnjih sila jednak ili prevazilazi priraštaj rasipanja unutrašnje energije sistema.

Značaj donje i gornje granične teoreme se ogleda u činjenici da se tačno rešenje može ograničiti sa donje i gornje strane, što je naročito važno kod problema gde tačno rešenje nije poznato, kao što je to slučaj sa analizom stabilnosti. Samo se u retkim slučajevima, koji su jednostavni, donje i gornje granično rešenje poklapaju. Glavno ograničenje navedenih teorema predstavlja nemogućnost da se na jednostavan način formiraju dva sistema, pa se rešenja uglavnom odnose na jednostavne geometrije.

5.4 Naponsko-deformacijske metode za analizu stabilnosti kosina

Numeričke metode kojima se razmatraju kompletni naponsko-deformacijski odnosi, a koje se koriste u analizi stabilnosti kosina, mogu se zbirno nazvati *metode diskretizacije domena*, jer se kod ovih metoda čitav razmatrani domen, tj. unutrašnjost stenske mase, deli na određeni broj elemenata odgovarajućih karakteristika. U ovu grupu metoda spadaju: ranije pomenuta metoda konačnih elemenata, *metoda konačnih razlika - MKR (Finite Difference Method)* i *metoda diskretnih elemenata - MDE (Discrete Element Method)*. Ove metode se baziraju na komplikovanom matematičkom aparatu i mogu se kombinovati sa složenim materijalnim modelima. MKE i MKR stensku masu tretiraju kao kontinuum, dok MDE razmatra pojedine blokove stenske mase kao zasebne elemente (ova metoda je pogodna za modeliranje blokovski izdijeljenih stenskih masa, čije su dimenzije blokova reda veličine dimenzija iskopa). MDE se u praksi ređe koristi zbog složenosti samog postupka i dužine vremena potrebnog za sprovođenje analiza. Iz ovog razloga je u analizi stabilnosti stensku masu pogodno predstaviti kao kontinualnu sredinu, pri čemu se analize sprovode pomoću softverskih paketa koji se najčešće baziraju na metodi konačnih elemenata. MKE ima solidniju teorijsku postavku od MKR i njena prednost je ta što (Bhavikatti, 2005):



- je kontinualnost pored čvorova osigurana i duž strana elemenata. Kod MKR kontinualnost postoji samo u čvorovima;
- se uvođenjem interpolacionih funkcija u MKE, željena veličina može odrediti u bilo kojoj tački elementa, dok se u MKR željena veličina može dobiti samo u čvorovima;
- se u MKE lako mogu razmatrati složene geometrije sa zakrivljenim granicama (korišćenjem izoparametrijskih elemenata, bez potrebe za prekomernim profinjavanjem mreže), dok se u MKR uspešno mogu razmatrati manje složene geometrije.

Iz ovih razloga je MKE korišćena u okviru ovog rada, pa će se u narednim redovima ukratko opisati.

Metoda konačnih elemenata predstavlja numerički postupak pronalaženja približnog rešenja parcijalnih diferencijalnih jednačina sa zadatim graničnim uslovima. U problematici koja se razmatra u okviru disertacije podrazumeva naponsko-deformacijsku analizu. Ova metoda se zasniva na fizičkoj diskretizaciji kontinuuma. Ukoliko se područje kontinuuma zameni određenim brojem elemenata konačnih dimenzija (koji su međusobno povezani čvorovima), na taj način se kontinualna sredina, beskonačnog broja stepeni slobode, zamenjuje diskretnim modelom koji ima konačan broj stepeni slobode. Povećanjem broja elemenata, pod određenim uslovima, ponašanje modela se približava ponašanju neprekidne sredine. Stanje unutar svakog konačnog elementa se definiše ponašanjem njegovih čvorova.

Da bi se problem uspešno definisao i rešio metodom konačnih elemenata, potrebno je izvršiti nekoliko koraka kojima treba:

1. Definisati nepoznate veličine i odabrati tip elementa
2. Diskretizovati kontinuum elementima
3. Definisati interpolacione funkcije
4. Opisati ponašanje elemenata pogodnom zavisnošću (npr. u obliku $[k]_e \{u\}_e = \{F\}_e$, gde je $[k]_e$ matrica krutosti elementa, $\{u\}_e$ vektor čvornih pomeranja, $\{F\}_e$ vektor sila u čvorovima)
5. Od karakteristika pojedinih elemenata formirati globalne karakteristike sistema (u obliku $[K] \{u\} = \{F\}$)



6. Zadati granične uslove

7. Rešiti sistem jednačina da bi se dobile nepoznate veličine u čvorovima (za nas su to obično pomeranja)

8. Dodatnim proračunima naći zavisne veličine (npr. deformacije, napone, itd.)

Danas su gore navedeni koraci potpuno automatizovani i primenom programskih paketa mogu se, na relativno jednostavan način, rešiti i najsloženiji problemi. U ovom radu će se naponi duž klizne površi odrediti po metodi konačnih elemenata pomoću programskog paketa Sigma/W i uporediti sa naponima sračunatim po metodi granične ravnoteže.

Prednost MKE u odnosu na klasične metode proračuna su višestruke, a ogledaju se uglavnom u slučajevima:

- nepravilnog oblika opterećene površine,
- komplikovanih graničnih uslova,
- nejednakog opterećenja,
- anizotropije materijala,
- nelinearnosti, itd.

Na kraju treba istaći da se metodom konačnih elemenata može uzeti u obzir materijalno nelinearno naponsko-deformacijsko ponašanje (prisutno gotovo kod svih vrsta stena) izborom pogodnog modela. Takođe, može se razmatrati i nelinearnost veze deformacija-pomeranje (geometrijska nelinearnost - prisutna kod problema velikih deformacija, tj. velikih distorzija mreže konačnih elemenata).

5.4.1 Metod redukcije čvrstoće (ϕ/c redukcija)

Postoji nekoliko načina da se u elasto-plastičnoj analizi metodom konačnih elemenata odredi veličina faktora sigurnosti. Ovde će se prikazati postupak gde se čvrstoća na smicanje stenske mase redukuje za određenu vrednost (koja se u komercijalnim programskim paketima *Plaxis* i *Phase²* označava sa ΣMsf i *SRF*, respektivno) sve do trenutka kada dolazi do loma materijala. Ovaj način proračuna se naziva *metod redukcije čvrstoće* (*Strength Reduction Method, SRM*) (Brinkgreve i Bakker, 1991;



Cheng i dr., 2007; Krahn, 2007). Jednačina kojom se gornji postupak može opisati data je izrazom:

$$\sum M_{sf} (SRF) = \frac{\tan\varphi}{\tan\varphi_m} = \frac{c}{c_m} \quad (5.11)$$

gde su $\sum M_{sf}$ ili (SRF) totalni multiplikator (faktor redukcije čvrstoće) koji definiše veličine parametara čvrstoće u određenoj fazi; c , φ inicijalne vrednosti parametara čvrstoće na smicanje; c_m , φ_m redukovane ili mobilisane vrednosti parametara korišćenih u analizi. Na početku analize je $\sum M_{sf}(SRF)=1.0$, tj. vrednosti parametara čvrstoće na smicanje odgovaraju inicijalnim. U trenutku loma jednačina (5.11) dobija oblik:

$$F_s = \frac{\text{raspoloživa smičuća čvrstoća}}{\text{čvrstoća pri lomu}} = \sum M_{sf} (SRF) \text{ pri lomu} \quad (5.12)$$

Ovako definisana veličina faktora sigurnosti odgovara onoj u jednačini (5.1).

Odrediti trenutak kada je, u postupku redukcije čvrstoće, došlo do loma nije jednostavno. Postoji nekoliko načina, a najčešće korišćen predstavlja kriterijum konvergencije rešenja. Prema ovom kriterijumu do loma u stenskoj masi dolazi kada numerički više nije moguće postići rezultat koji konvergira. Detaljna formulacija metode redukcije čvrstoće za MC materijal može se naći u Brinkgreve i Bakker (1991).



POGLAVLJE 6.

DEFINISANJE PARAMETARA ČVRSTOĆE NA SMICANJE HETEROGENIH ISPUICALIH STENSKIH MASA

6.1 Čvrstoća kompozitnih uzoraka pri jednoosnom pritisku

6.1.1 Teorijske postavke

U uslovima jednoosnog pritiska uzorak, sa površinom poprečnog preseka A , se opterećuje vertikalnom kvazistatičkom silom P do loma. Vertikalna sila se nanosi u inkrementima, pri čemu je lom (jednoosna čvrstoća na pritisak koja se označava sa σ_{ci} ili UCS) definisan maksimalnom silom zabeleženom tokom opita. Ravnoteža sila u vertikalnom pravcu se može prikazati sledećom jednačinom:

$$\sigma = \sigma_{pg} = \sigma_s = \sigma_{pd} = P/A \quad (6.1)$$

gde su, σ_p , σ_s , σ - vertikalni napon koji deluje na gornji i donji disk peščara, disk siltita i na kompozitni uzorak u celini. Iz jednačine (6.1) se može zaključiti da je u postupku kvazistatičkog opterećivanja pritisak koji deluje na diskove peščara i siltita jednak. Veličina spoljašnjeg opterećenja koje će izazvati lom uzorka u velikoj meri zavisi od zapreminskog učešća slabijeg materijala u kompozitnom uzorku. Čvrstoća je obrnuto proporcionalna učešću siltita, gde se pri određenom, tzv. "kritičnom odnosu" može očekivati da će čvrstoća odgovarati čvrstoći siltita. Drugim rečima, čvrstoća kompozitnog uzorka će se nalaziti između čvrstoće peščara i čvrstoće siltita.

Brojni autori (Tang, 1997; Tang i dr., 2000a; Tang i dr., 2000b; Liu i dr., 2014; Zhu i Tang, 2004; Huang i Liu, 2013; Valley i dr., 2010; Tuncay i Hasancebi, 2009; Hoek i Brown, 1980a; Hawkins, 1998; Mogi, 1962; Blair i Cook, 1998a i 1998b; Wang i dr., 2012; Vasarhelyi, 2003; Pan i dr., 2009) su na osnovu numeričkih simulacija (primenom specijanih programskih paketa) ili testiranjem uzoraka u laboratorijskim uslovima ispitivali efekte heterogenosti, brzine priraštaja opterećenja (*loading rate*), promene dimenzija (*size effect*), promene vlažnosti i odnosa visine i prečnika probnih tela



(*slenderness/shape effect*) na veličinu jednoosne čvrstoće. Iz ovih ovih istraživanja generalno se mogu izvući sledeći zaključci:

1) Kada je odnos visine i prečnika (L/D) manji od 2 (bez obzira na veličinu uzorka) smanjenje visine ima velikog uticaja na veličinu jednoosne čvrstoće, slika 6.1a. Kada je ovaj odnos veći od 2, dalje povećanje visine nema uticaja na jednoosnu čvrstoću.

2) Sa povećanjem razmere uzorka smanjuje se jednoosna čvrstoća, slika 6.1b. Pojedini autori npr. (Hoek i Brown, 1980a; Blair i Cook, 1998a) ovo smanjenje čvrstoće pripisuju činjenici da unutar većeg uzorka postoji veća verovatnoća loma kroz i oko zrna duž jednog od predisponiranih pravaca. Drugi smatraju da je smanjenje čvrstoće uzrokovano heterogenošću uzorka (Cunha, 1990). Razmera uzorka ne utiče na oblik mehanizma loma, tj. krivu napon-deformacija.

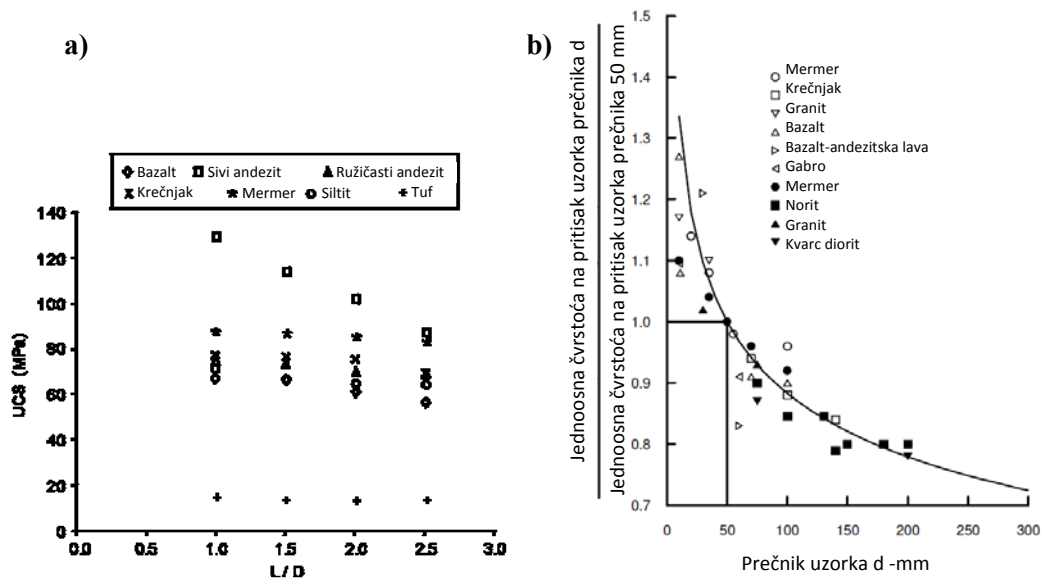
3) Sa povećanjem brzine priraštaja opterećenja povećava se čvrstoća, što se može objasniti činjenicom da se kod krutih materijala neposredno pre loma javljaju pseudo-viskozni efekti koji utiču na povećanje čvrstoće sa porastom brzine deformisanja (Lockner, 1995). Takođe, trenutak loma se preciznije može registrovati pri manjim brzinama priraštaja opterećenja. Pojedini autori (Tuncay i Hasancebi, 2009) zaključuju da ovaj efekat nema veliki uticaj na veličinu jednoosne čvrstoće, slika 6.2.

4) Sa povećanjem heterogenosti uzorka smanjuje se jednoosna čvrstoća, slika 6.3. Mineralna zrna od kojih je sastavljena stenska masa karakterišu se svojom krutošću (deformabilnošću) i čvrstoćom. U tom smislu razlikuje se heterogenost po parametru krutosti i heterogenost po parametrima čvrstoće. Raspored mineralnih zrna unutar uzorka je proizvoljan. Upravo ovaj proizvoljni raspored mineralnih zrna (čija se otporno-deformabilna svojstva prilikom numeričkih simulacija mogu predstaviti nekom pogodnom funkcijom raspodele, npr. Beta ili Wejbulovom) onemogućava da putanja i mehanizam loma u uzorku unapred budu poznati. U uzorcima sa istim mehaničkim karakteristikama u makroskopskom pogledu lokalna heterogenost unutar uzorka određuje položaj i trenutak pojavljivanja, širenja i sjedinjavanja mikropukotina u jednu veću makropukotinu po kojoj će doći do loma. Na dijagramu napon-deformacija koji je prikazan na slici 6.4a, se može uočiti drastičan pad vršne čvrstoće sa cca. 80 MPa, za homogen uzorak, na cca. 15 MPa za heterogen uzorak. Parametar m predstavlja indeks homogenosti (Tang, 1997), kojim je definisana heterogenost uzorka. Što je njegova vrednost veća uzorak je homogeniji i obrnuto. Ovde se napominje da je sa klasičnom

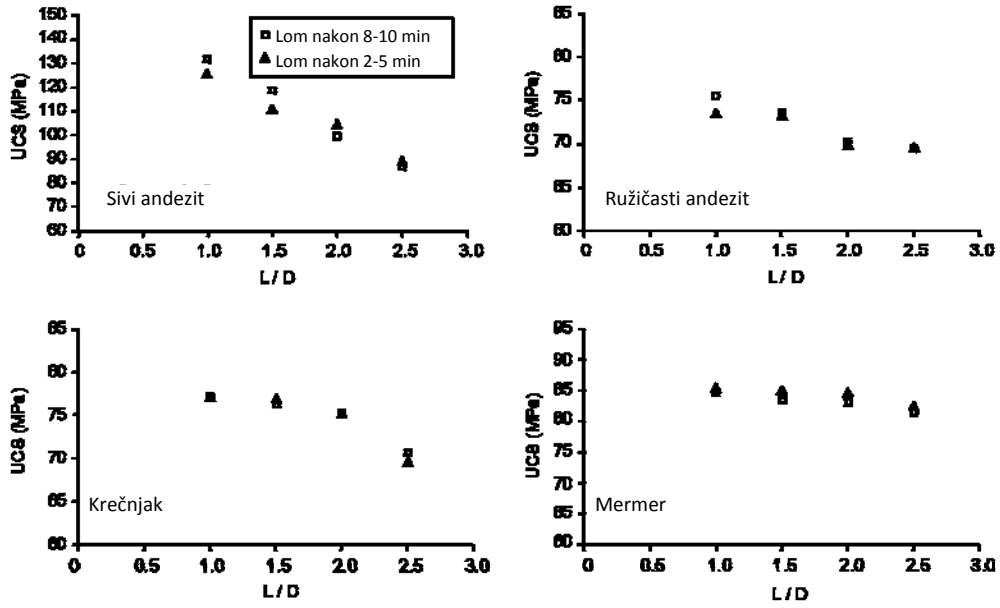
metodom konačnih elemenata moguće simulirati heterogenost uzoraka prema postupku koji je prikazao (Valley i dr., 2010), slika 6.4b. Takođe, pojedine klasifikacije (Suorineni i dr., 2009) se zasnivaju na poznavanju veličine, rasporeda i tipa mineralnih zrna prilikom definisanja parametara čvrstoće na smicanje.

5) Odnos krutosti jednoosne prese i uzorka E_p/E_s ima određenog uticaja na veličinu vršne čvrstoće, slika 6.5a. Odnos dve krutosti ima uticaja i na oblik mehanizma loma, slika 6.6. S obzirom na razliku u krutosti tj. različite bočne deformacije uzorka i prese, na njihovom kontaktu se javlja trenje. Ovaj efekat se javlja i na kontaktu diskova, različitih mehaničkih svojstava, kompozitnog uzoraka. Preporučuje se da se ispitivanja vrše u presama čija krutost odgovara krutosti ispitivanog uzorka, pri čemu ovo često nije moguće izvesti jer je krutost čelika veća od krutosti stenske mase.

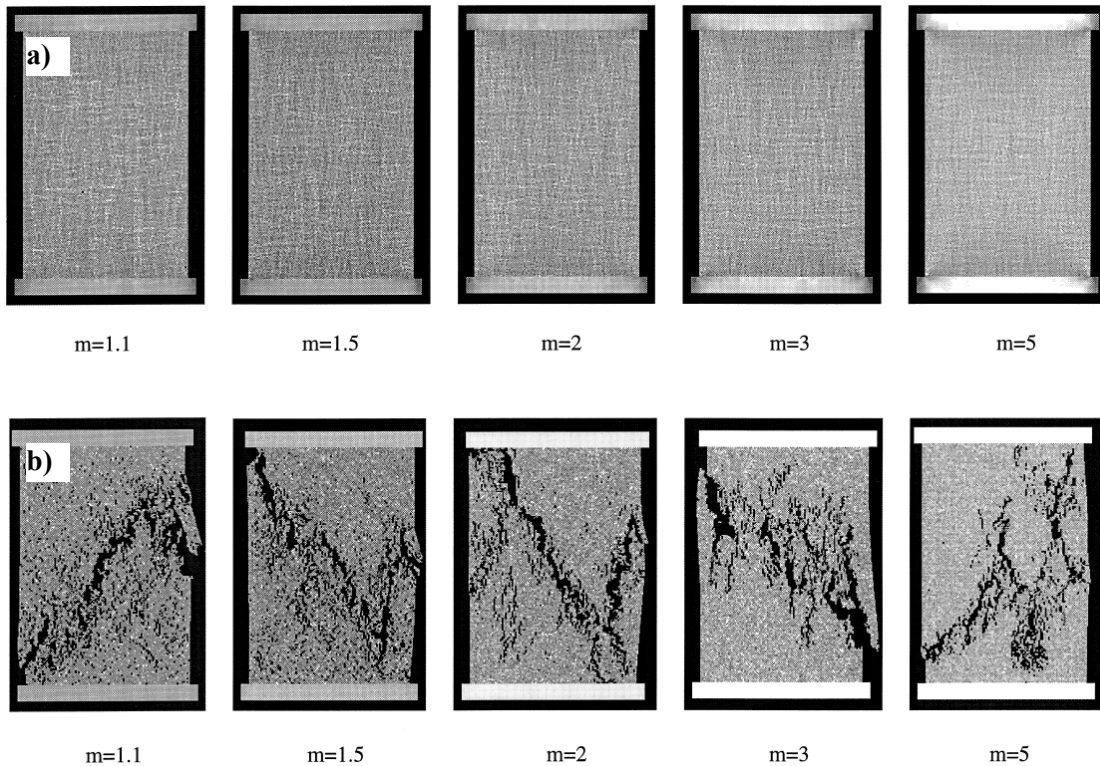
6) Povećanjem vlažnosti uzorka smanjuje se jednoosna čvrstoća, slika 6.5b. Iznos smanjenja zavisi od gustine, poroznosti, cementacije, vrste i rasporeda mineralnih zrna stenske mase koja se ispituje.



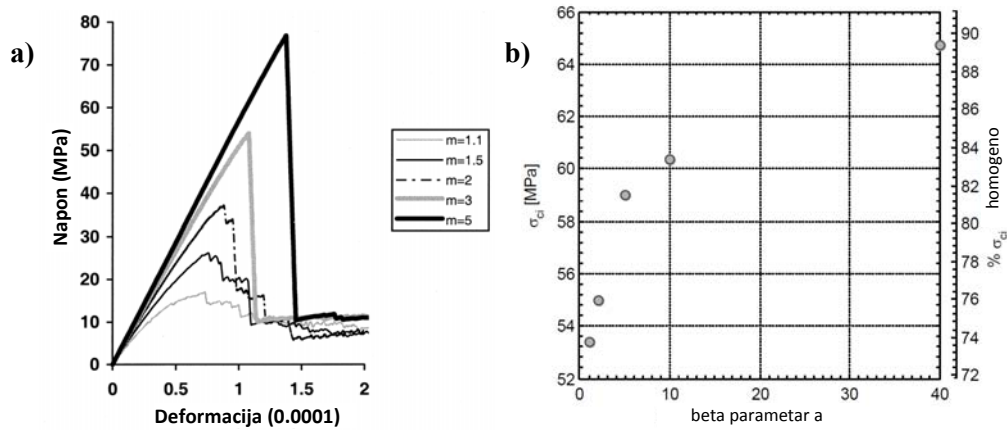
Slika 6.1 a) Uticaj odnosa L/D na jednoosnu čvrstoću (Tuncay i Hasancebi, 2009), b) Uticaj veličine uzorka na jednoosnu čvrstoću (Hoek i Brown, 1980a)



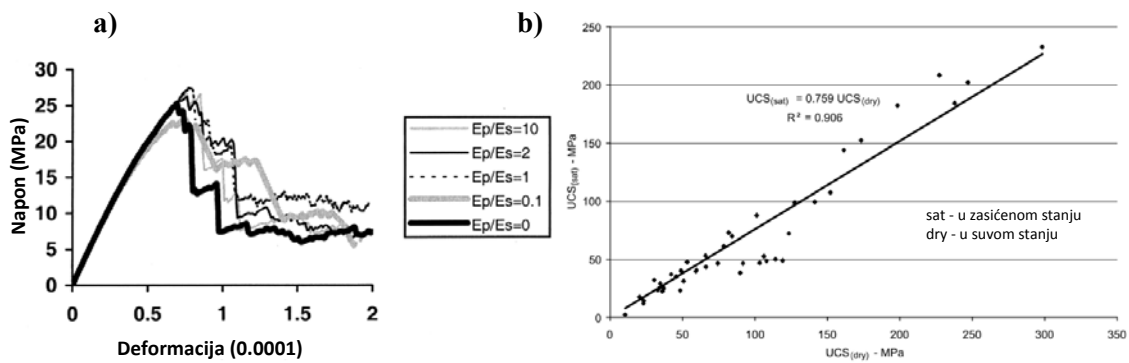
Slika 6.2 Uticaj brzine nanošenja opterećenja na jednoosnu čvrstoću uzoraka sa različitim odnosom L/D (Tuncay i Hasancebi, 2009)



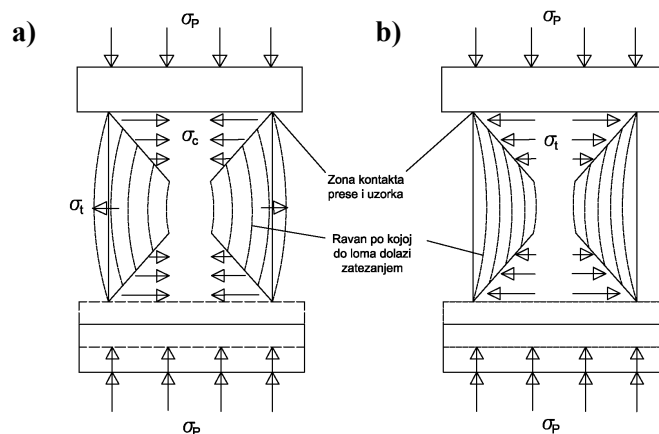
Slika 6.3 Uticaj heterogenosti na mehanizam loma za pet različitih indeksa homogenosti m
 a) Inicijalni izgled numeričkih uzoraka, b) Numerički uzorci nakon loma (Tang i dr., 2000)



Slika 6.4 Uticaj heterogenosti na veličinu jednoosne čvrstoće a) Heterogenost definisana Weibull-ovom raspodelom preko indeksa homogenosti za uzorke sa slike 6.3 (Tang i dr., 2000), b) Heterogenost definisana β -raspodelom (Valley i dr., 2010)



Slika 6.5 a) Uticaj odnosa krutosti jednoosne prese i uzorka na jednoosnu čvrstoću (Tang i dr., 2000), b) Odnos jednoosne čvrstoće zasićenih i uzoraka u suvom stanju (Vasarhelyi, 2003)



Slika 6.6 Idealizovana šema deformisanja i loma uzoraka usled razlike u Young-ovim modulima prese i uzorka a) $E_p/E_s > 1$, b) $E_p/E_s < 1$ (Tang i dr., 2000)



S obzirom na pomenute uticaje standardi (ISRM, 1979; Eurocode 7, 2007; ASTM D-7012, 2014, itd.) propisuju uslove i tolerancije u kojima je potrebno pripremiti i ispitati cilindrične uzorke. ASTM standard predlaže odnos L/D od 2-2,5:1, a ISRM (1979) 2,5-3,0:1. Brzina nanošenja opterećenja je prema ASTM standardu ograničena na 2-15 min, a prema ISRM-u na 5-10 min. Minimalni prečnik prema ASTM-u je 47 mm, dok se prema ISRM-u predlaže prečnik ne manji od 54 mm. Hoek i Brown (1980a) na osnovu analize objavljenih ispitivanja za veći broj uzoraka, slika 6.1b, predlažu sledeću zavisnost jednoosne čvrstoće uzorka proizvoljnog prečnika i uzorka od 50 mm preko jednačine:

$$\sigma_{cd} = \sigma_{c50} \left(\frac{50}{d}\right)^{0,18} \quad (6.2)$$

gde je σ_{cd} jednoosna čvrstoća uzorka proizvoljnog prečnika d , a σ_{c50} jednoosna čvrstoća uzorka prečnika 50 mm.

Usvajanje referentne vrednosti jednoosne čvrstoće za prečnik uzorka od 50 mm učinjen je iz razloga što su se u tom periodu najčešće ispitivali i koristili rezultati uzoraka sa tim prečnikom. ISRM predlaže da se minimum 5 probnih tela ispita i usvoji srednja vrednost za veličinu jednoosne čvrstoće. Veličina jednoosne čvrstoće zavisi i od ugla dejstva vertikalne sile na ravan slojevitosti, škriljavosti ili folijacije, kao i od temperature okoline u trenutku ispitivanja.

Kompozitni uzorak se može posmatrati kao homogeni uzorak u čijem se središnjem delu nalazi zapunjena horizontalna pukotina (podpoglavlje 3.2.3), čija je debljina jednaka debljini diska siltita. Prema teoriji elastičnosti bočna deformacija ε_p za peščar i silit ε_s može se odrediti iz sledećih jednačina:

$$\varepsilon_{2p} = \varepsilon_{3p} = \nu_p \frac{\sigma_p}{E_p} \quad (6.3)$$

$$\varepsilon_{2s} = \varepsilon_{3s} = \nu_s \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (6.4)$$

Gde su ε_{2p} , ε_{3p} , ε_{2s} i ε_{3s} deformacije peščara i siltita u horizontalnom smeru; ν_p i ν_s Poisson-ov koeficijent peščara i siltita; E_s , E_p Young-ov modul peščara i siltita; σ_s , σ_p vertikalni napon koji deluje na uzorke peščara i siltita, respektivno.

Kako je $\nu_p < \nu_s$, $E_s \ll E_p$, a u slučaju jednoosnog pritiska $\sigma_p = \sigma_s$, sledi da je $\varepsilon_{2p} < \varepsilon_{2s}$. Kao što je već napomenuto, usled ovih razlika u veličinama bočnih deformacija diskova



peščara i silita neposredno u zoni njihovog kontakta (*interface*) dolazi do pojave trenja. Tada, pod pretpostavkom kompatibilnosti deformacija na kontaktu diskova, tvrđi uzorak peščara sprečava potpunu bočnu deformaciju silita što povećava njegovu čvrstoću u ovoj zoni. Na taj način se u zoni kontakta iz jednoosnog naponskog prelazi u troosno naponsko stanje, slika 6.7a. Debljina zone koja je definisana troosnim naponskim stanjem zavisi od odnosa krutosti mekše i tvrđe partije. Trenje koje vlada na kontaktu može se izraziti preko jednačine:

$$\sigma_{2p} = f_{ps} \cdot \sigma_p \quad (6.5)$$

Gde je f_{ps} koeficijent trenja između peščara i silita, čija se veličina menja sa povećanjem rastojanja od centra kontakta. Relativno pomeranje u tački preseka ose simetrije i kontakta je jednako nuli i sa porastom rastojanja od centra kontakta raste.

Mohr-Coulomb-ov kriterijum loma izražen u polju glavnih napona može se predstaviti jednačinom (podpoglavlje 3.2.1):

$$\sigma_1 = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \sigma_3 + \sigma_{ci} \quad (6.6)$$

Kada ne postoji trenje na kontaktu peščara i silita, tj. za $\sigma_3 = 0$, tada je $\sigma_1 = \sigma_{ci}$.

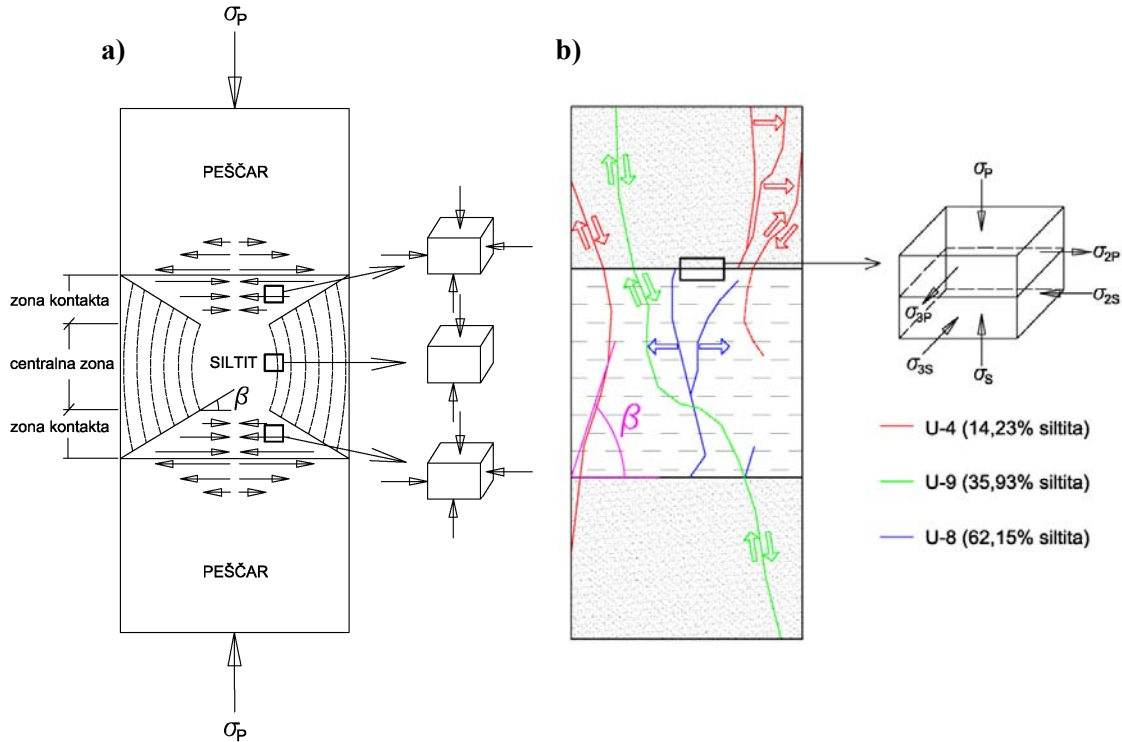
Sa slike 6.7b se može videti da je $\sigma_1 = \sigma_p$, a $\sigma_3 = -\sigma_{2p}$, iz čega se, kombinujući jednačine (6.5) i (6.6) može zaključiti da je čvrstoća peščara u zoni kontakta:

$$\sigma_p = \frac{\sigma_{cip}}{1 + \frac{1+\sin\varphi_p}{1-\sin\varphi_p} f_{ps}} \quad (6.7)$$

gde indeks “*p*” označava da se radi o disku peščara. Slična jednačina se može izvesti i za čvrstoću silita u zoni kontakta:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{cis}}{1 - \frac{1+\sin\varphi_s}{1-\sin\varphi_s} f_{ps}} \quad (6.8)$$

gde indeks “*s*” označava da se radi o disku silita. Upoređivanjem jednačina (6.7) i (6.8) sa slučajem kada na kontaktu ne postoji trenje ($\sigma_1 = \sigma_{ci}$) dolazi se do zaključka da je jednoosna čvrstoća peščara niža, a silita viša za drugi član u imeniocu pomenutih jednačina.



Slika 6.7 Šematski prikaz a) Naponskog stanja unutar kompozitnog uzorka (modifikovano prema Liu i dr., 2014), b) Mehanizama loma dobijenih na uzorcima sa različitim procentualnim učešćem siltita

6.1.2 Metodologija odabira, pripreme i ispitivanja uzoraka

Uzorci stenske mase uzeti su sa lokacije “Gradinje”, koja se nalazi u sklopu trase autoputa E-80, na deonici obilaznice oko Dimitrovgrada. Ovaj lokalitet je odabran zbog mogućnosti nesmetanog pristupa čelu kosina u dužem vremenskom periodu. Dužina kosine je cca. 800 m. Najvećim delom je izgrađena od peščara i siltita, dok se u jednom manjem delu javlja krečnjak, slika 6.8.

Nakon odabira pogodnih mesta, iskopane su istražne jame do dubine koja nije zahvaćena površinskim izmenama. Ove dubine su se kretale od 1 do 1,5 m od površine kosine. Zatim su izvađeni blokovi stenske mase različitih dimenzija, pri čemu je najveća dimenzija bloka iznosila oko 20x20x20 cm. Birani su intaktni blokovi iz različitih litoloških članova bez vidljivih pukotina. Transportovani su do laboratorije za beton Instituta za ispitivanje materijala u Beogradu u polietilenskim džakovima radi očuvanja prirodne vlažnosti. U laboratoriji su obeležena mesta gde je potrebno izvršiti jezgrovanje. Cilindrični uzorci su bušeni jezgrenom cevi sa dijamantskom krunom, unutrašnjeg prečnika 47 mm. Bušenje je vršeno bez vode kako se ne bi promenila

vlažnost uzoraka. Izvađeni cilindri su sečenjem obrađeni na odgovarajuće dimenzije, nakon čega je vršeno brušenje i poliranje gornje i donje strane probnog tela. Navedeni proces je prikazan na slici 6.9.



Slika 6.8 Izgled kosine Gradinje km 99+820 do km 100+660 (14.08.2012.)



Slika 6.9 Proces izrade uzoraka a) Uzimanje blokova stene iz istražne jame, b) Izgled blokova siltita, c) Bušenje komada stene, d) Završni izgled pojedinačnih diskova



Iz mekših glinovitih partija je bilo veoma teško izvaditi kvalitetno jezgro i svesti ga na završni oblik, pa je broj uzoraka bio nešto veći kako bi oni sa vidnim nedostacima mogli da se izostave.

Uzorci su zatim transportovani do laboratorije Rudarskog inštituta iz Beograda, gde je vršeno ispitivanje u uslovima jednoosnog pritiska.

Odnos visine i prečnika kompozitnih uzoraka se kretao u intervalu $2,0 < L/D < 2,5$. Uzorci su ispitani u prirodnom stanju vlažnosti na sobnoj temperaturi, a vremenski period između uzimanja i ispitivanja nije bio duži od mesec dana. Pravac dejstva sile koja se sa jednoosne prese prenosi na uzorak je bio upravan na kontakt pojedinačnih diskova, pri čemu je do loma dolazilo u vremenskom intervalu od 3 do 8 minuta.

Ispitano je ukupno 23 uzorka od čega 14 kompozitnih, 5 uzoraka silita i 4 uzorka peščara. Jedno probno telo predstavljalo je jedan uzorak, slika 6.10.

6.1.3 Rezultati ispitivanja jednoosne čvrstoće kompozitnih uzoraka

Postoji ograničen broj studija u kojima su kompozitni uzorci podvrgnuti jednoosnom pritisku. Praktičnu primenu ova ispitivanja su našla u rudarstvu, pri podzemnoj eksploataciji uglja kada je potrebno poznavati čvrstoću stuba sastavljenog od slojeva stenske mase i uglja (Huang i Liu, 2013; Liu i dr., 2014). Greco i dr. (1992) i Greco (1994) su sprovedli studiju radi utvrđivanja čvrstoće i mehanizma loma stubova i zidova Katedrale koja je izgrađena od više različitih stenskih masa. Liang i dr. (2007) su izvršili ispitivanja na prirodno uslojenim stenskim masama od kamene soli (halita) i anhidrita i došli do zaključka da je ponašanje kompozita uslovljeno karakteristikama slabije partije, a da se karakteristike kompozita nalaze između karakteristika homogenih uzoraka. Prva primena na heterogene stenske mase sačinjene od raspadnutog peščara i silita urađena je od strane Zainab i dr. (2007). Saroglou i Steiakakis (2010) su ispitivali promenu jednoosne čvrstoće intaktnih uzoraka iz fliša u kojima su se smenjivali tanki prosljoci peščara i silita. Tziallas i dr. (2013) su sprovedli detaljnu studiju gde su kompozitni uzorci peščara i silita, pored jednoosnih, podvrgnuti ispitivanjima u troosnim uslovima.

Ovde se napominje da je iz fliša moguće uzeti uslojene uzorke, koji će biti pogodni za laboratorijska ispitivanja, samo u slučaju ako su smene litološki različitih članova

centimetarskih dimenzija. Kako ovo često nije slučaj u praksi se mora pribegavati postupcima prikazanim u podpoglavlju 6.2, gde se diskovi različitih litoloških članova stavljaju u odgovarajućem odnosu da bi se što reprezentativnije predstavili uslovi u terenu. Prilikom ispitivanja, Zainab i dr. (2007) su na kontaktu diskova dodavali gips kako bi ih vezali. Pokazalo se da ovo nije najbolje rešenje jer već pri nižim nivoima opterećenja dolazi do loma u gipsu i relativnog pomeranja među diskovima, što uzrokuje neuniformno naponsko stanje u zoni kontakta. Tziallas i dr. (2013) smatraju da korišćenje veziva nije neophodno i da kontakti između diskova nemaju uticaja na mehanizam loma kompozitnih uzoraka, što pravdaju činjenicom da je zona loma nakon opita kontinualna čitavom visinom uzorka. Pored toga, primenom jednačine (3.15) za uslov kada je pukotina horizontalna može se zaključiti da ona nema uticaja na veličinu jednoosne čvrstoće intaktnih uzoraka. Ovaj pristup će se koristiti u disertaciji.



Slika 6.10 Izgled kompozitnih uzoraka pripremljenih za ispitivanje

Vrednosti zapreminske težine i vlažnosti prikazani su u tabeli 6.1. Procentualno učešće silita u ukupnoj zapremini uzorka i veličina jednoosne čvrstoće data je u tabeli 6.2.

Tabela 6.1 Osnovni fizički pokazatelji peščara i silita

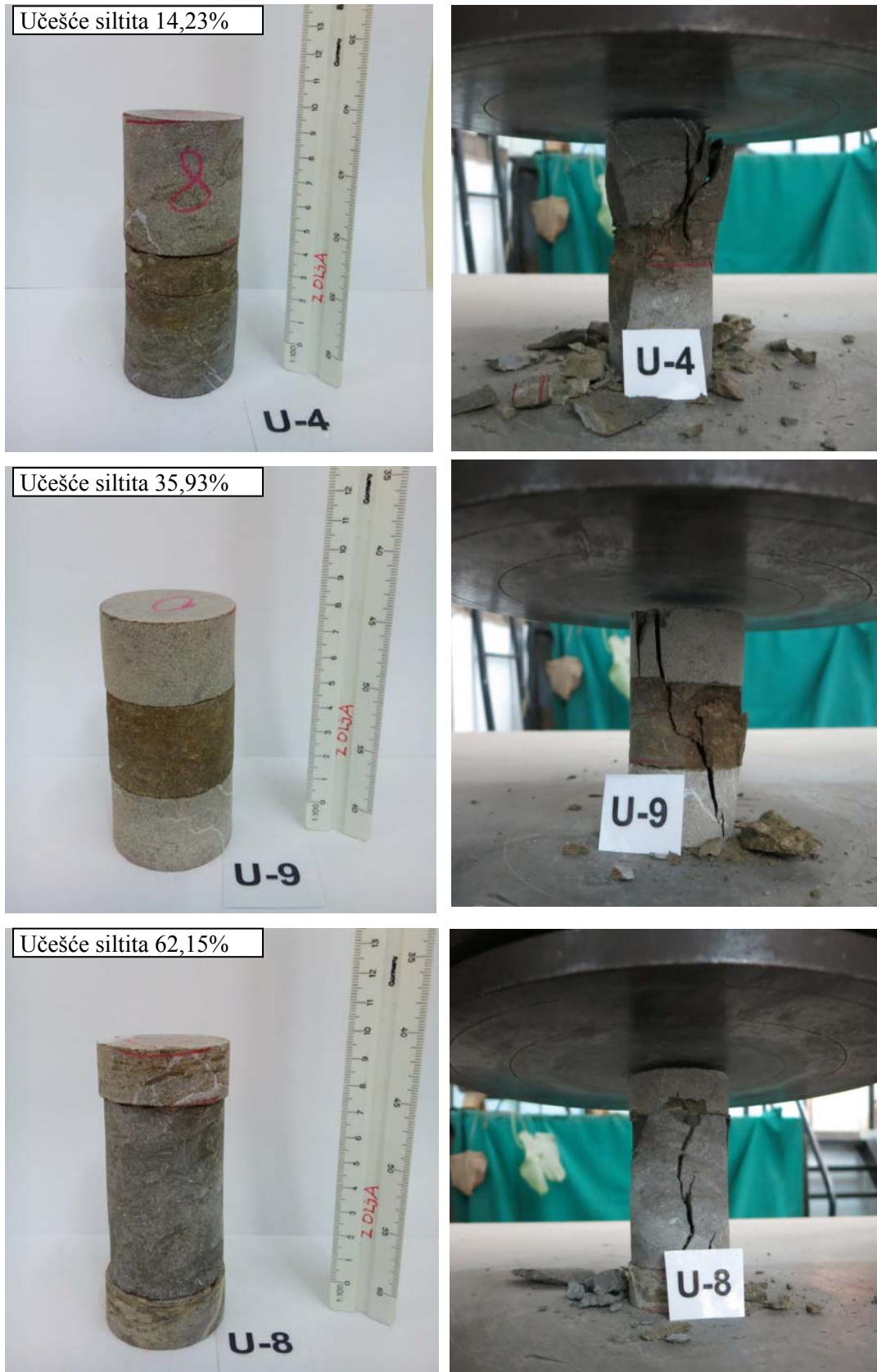
Vrsta uzorka	Zapreminska težina (kN/m ³)	Prosečna zapr. težina (kN/m ³)	Vlažnost (%)	Prosečna vlažnost (%)
Peščar	25,01-27,39	25,54	0,38-0,60	0,49
Silit	23,79-25,11	24,48	0,85-1,48	1,10



Iz tabele 6.2 se može videti da je minimalni procenat siltita (sl%) u kompozitnim uzorcima 13,3%, a maksimalni 64,52%. Dobljene vrednosti jednoosne čvrstoće za siltit kreću se u intervalu od 12,37 MPa do 16,58 MPa sa prosečnom vrednosti od 14,21 MPa. Jednoosna čvrstoća za uzorke peščara kreće se u intervalu od 54,79 do 83,04 MPa, sa prosečnom vrednosti od 71,33 MPa. Na slici 6.11 prikazani su karakteristični mehanizmi loma za uzorke sa različitim procentualnim učešćem siltita. Kod uzorka U-4 (učešće siltita od 14%) lom je iniciran u gornjem disku peščara, pri čemu se prvo formira vertikalna pukotina zatezanja. Daljim povećanjem opterećenja lom se širi smicanjem kroz diskove peščara i siltita. Sa porastom procentualnog učešća siltita (npr. uzorak U-9, 36%) do loma dolazi smicanjem čitavom visinom kompozitnog uzorka. Kontinuitet loma na prelasku pojedinih diskova potvrđuje činjenicu da nije potrebno koristiti veziva na njihovom kontaktu.

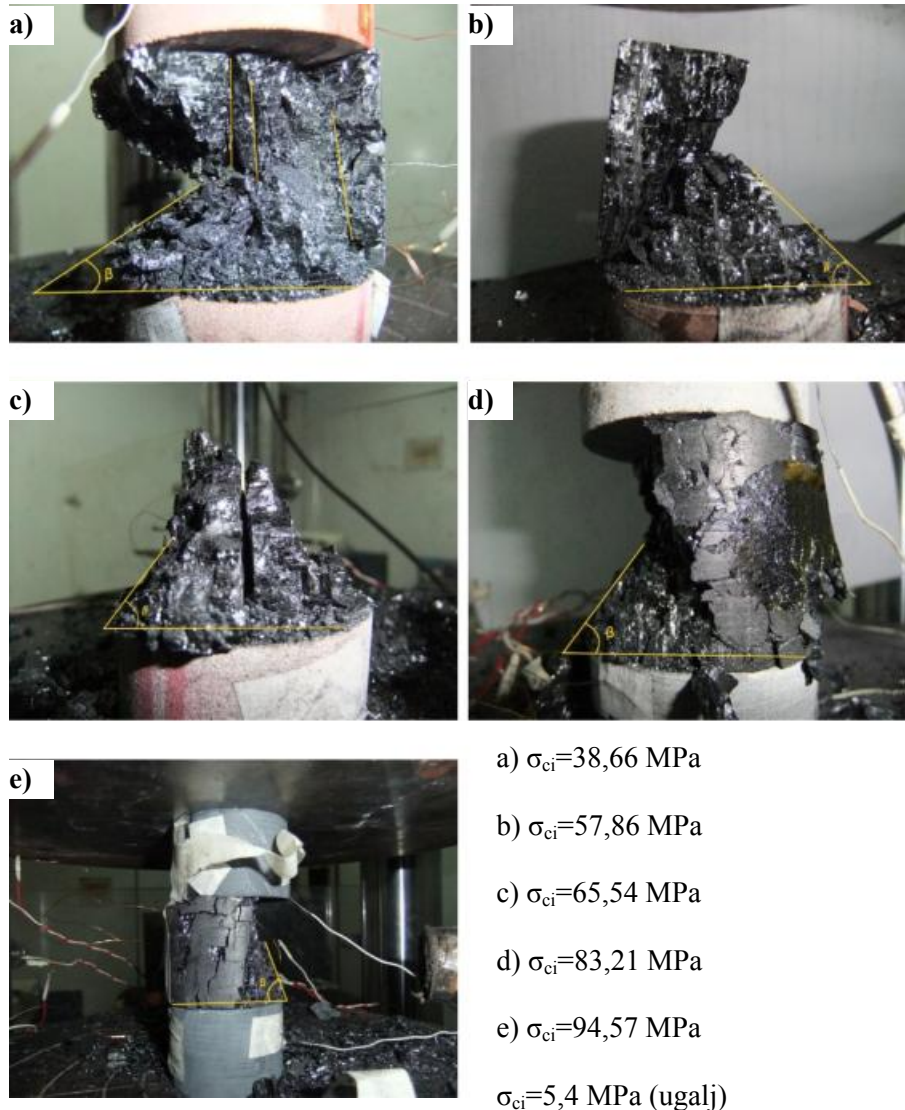
Tabela 6.2 Rezultati ispitivanja kompozitnih uzoraka

Vrsta uzorka	Br. uzorka	sl(%)	σ_{ci} (MPa)
Peščar	U-19	0	78,78
	U-20	0	68,74
	U-21	0	54,79
	U-22	0	83,04
Kompozitni uzorak	U-6	13,3	32,53
	U-4	14,23	34,08
	U-5	17,65	25,78
	U-2	21,12	34,31
	U-7	29,31	28,49
	U-9	35,93	17,82
	U-3	41,33	31,83
	U-1	42,9	19,43
	U-10	45,71	22,55
	U-13	47,88	23,41
	U-11	54,01	11,13
	U-14	57,48	13,78
	U-8	62,15	16,44
U-12	64,52	15,97	
Siltit	U-16	100	16,58
	U-17	100	12,37
	U-18	100	13,68
	U-23	100	14,47
	U-24	100	13,95



Slika 6.11 Kompozitni uzorci pre i nakon loma

Smicanje se odvija po ravni koja sa horizontalom gradi ugao β . Za određeno učešće mekše partije u kompozitnom uzorku ovaj ugao raste sa porastom čvrstoće tvrde partije (Liu i dr., 2014), slika 6.12. Daljim povećanjem procentualnog učešća silita lom nastaje zatezanjem u disku silita. Mehanizmi loma su šematski prikazani i na slici 6.7b.

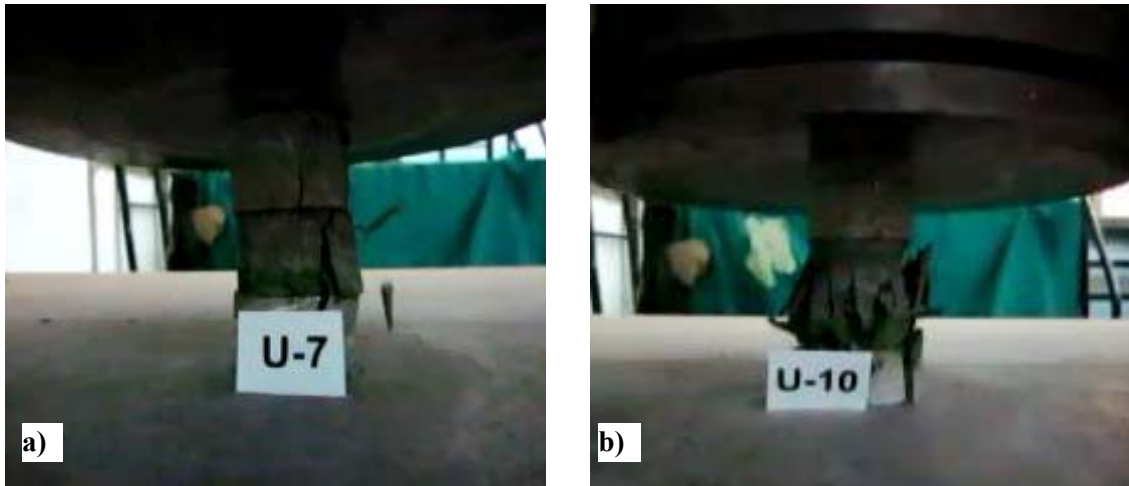


Slika 6.12 Izgled kompozitnih uzoraka nakon loma sastavljenih od uglja i stenske mase različite čvrstoće (Liu i dr., 2014)

Tokovi svih opita su snimljeni kamerom koja ima opciju usporenog snimanja (120 fps), slika 6.13. Na taj način bilo je moguće detaljno analizirati mehanizme loma svih uzoraka, što je dovelo do sledećih zaključaka:

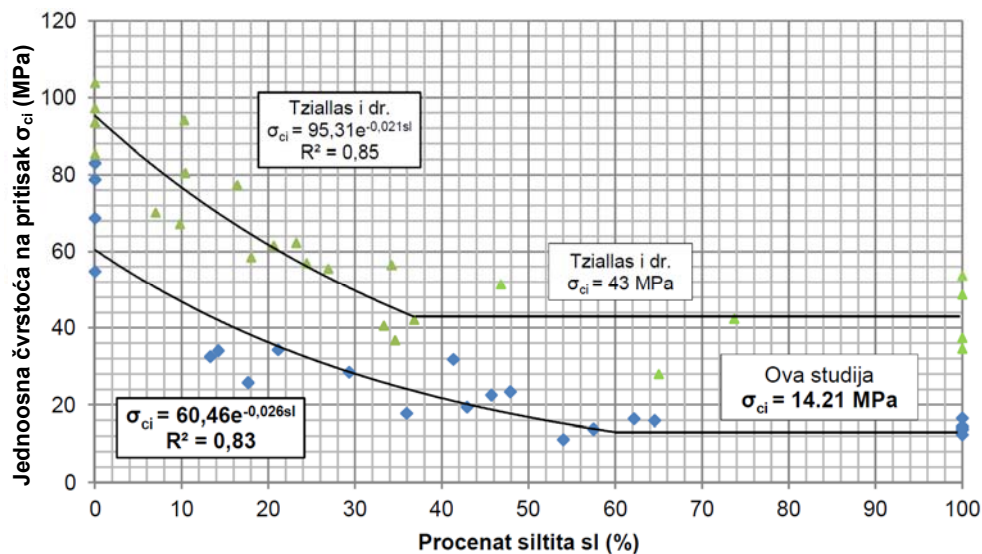
1. Kada je procentualno učešće silita manje od 20% do loma dolazi u disku peščara, kombinacijom smicanja i zatezanja;

2. Kada je učešće siltita između $20\% < sl < 45\%$ lom nastaje smicanjem kroz kompozitni uzorak u celini;
 3. Pri učešću siltita većem od 45% do loma dolazi zatezanjem, tj. pojavom vertikalnih pukotina u uzorku siltita.
- Sve ovo ukazuje na činjenicu da je mehanizam loma litološki heterogenih stenskih masa veoma složen, nastao kombinacijom smicanja i zatezanja.



Slika 6.13 Trenutak loma kompozitnog uzorka snimljen kamerom sa opcijom usporenog snimanja a) U-7 i b) U-10

Vrednosti iz tabele 6.2 se mogu naneti na dijagram kod koga apscisa predstavlja procentualno učešće siltita, a ordinata veličinu jednoosne čvrstoće, slika 6.14.



Slika 6.14 Promena jednoosne čvrstoće sa procentualnim učešćem siltita



Jednoosna čvrstoća eksponencijalno opada sa povećanjem procentualnog učešća siltita i kada njegovo zapreminsko učešće dostigne vrednost od 60% čvrstoća kompozitnog uzorka odgovara čvrstoći uzorka siltita. Na dijagram su naneti i rezultati Tziallas i dr. (2013), koji su takođe utvrdili da jednoosna čvrstoća opada eksponencijalno sa povećanjem učešća siltita ali da “kritično” učešće pri kome čvrstoća kompozitnog uzorka odgovara čvrstoći siltita iznosi svega 37%.

Ovde treba napomenuti da će se kao minimalna vrednost jednoosne čvrstoće siltita u disertaciji koristiti vrednost od 10 MPa (personalna komunikacija sa prof. P. Marinos, 2012), jer su u postupku formiranja uzoraka opstali nešto čvršći odlomci, dok iz mekših partija nije bilo moguće dobiti kvalitetno jezgro.

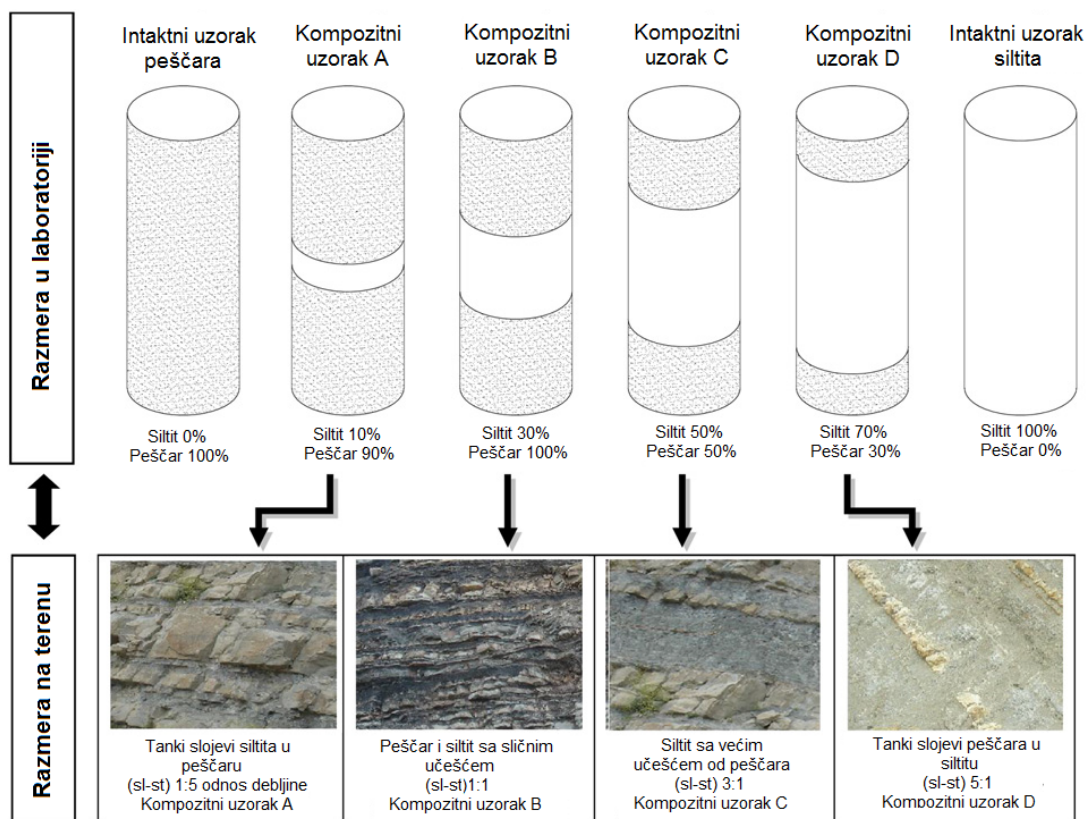
6.1.4 Korelacija procentualnog učešća siltita u laboratoriji i na terenu

Procentualno učešće siltita u laboratoriji nije ekvivalentno njegovom učešću na terenu. Naime, laboratorijski pripremljeni kompozitni uzorci su idealizovana slika odnosa i debljina slojeva koji se javljaju na terenu. U laboratorijskim uslovima disk siltita se nalazi između dva diska peščara. U prirodnim uslovima smene slojeva peščara i siltita su česte i nepravilne. Ovo se naročito odnosi na kontinuitet slojeva. Iz ovog razloga Tziallas i dr. (2013) predlažu šemu za prelazak iz laboratorijskih uslova u uslove na terenu, slika 6.15. Sa ove slike se može videti da, na primer, za uzorak koji u laboratorijskim uslovima ima 10% zapreminskog učešća siltita na terenu odnos debljine slojeva iznosi 1:5 (sl-st). Uzorak sa 50% siltita u laboratoriji, na terenu ima odnos debljine slojeva 3:1 u korist siltita. Drugim rečima, da bi se ostvarilo slično mehaničko ponašanje u laboratorijskim i terenskim uslovima učešće siltita na terenu mora biti veće od onog kada se uzorak pripremi u idealizovanim laboratorijskim uslovima.

Prilikom formiranja geotehničkog modela terena nije praktično, a ponekad nije ni izvodljivo, unositi svaki sloj zasebno. Iz tog razloga su Marinos i Hoek (2001) i Marinos (2010) predložili da se za potrebe projektovanja flišna sekvenca predstavi ponderisanim σ_{ci} , m_i parametrima prema učešću koji imaju u sekvenci, tabela 6.3. Ove preporuke bazirane su na iskustvima navedenih autora pri radu u ovim materijalima.

Gore navedene pretpostavke proverene su na primeru zaseka koji se nalaze u okolini Dimitrovgrada (odakle je uzet materijal za kompozitne uzorke). Prilikom kartiranja

kosina izdvojeno je 5 bitno različitih tipova, označenih sa GT (podpoglavlje 6.2.5), pri čemu je procenjeno učešće silita i peščara za svaki od njih. Određene su vrednosti σ_{ci} i m_i litološki homogenih materijala, nakon čega su u zavisnosti od procentualnog odnosa peščara i silita, parametri redukovani prema tabeli 6.3.



Slika 6.15 Odnos litoloških članova u laboratoriji i terenu (Tziallas i dr., 2013)

Tabela 6.3 Preporučene vrednosti intaktnih parametara (Marinos i Hoek, 2001 i Marinos, 2010)

Tip fliša*	Određivanje ponderisanih vrednosti parametara na osnovu procentualnog učešća za svaki tip fliša
I, III	Koristiti vrednosti slojeva peščara
II	Koristiti vrednosti za silit ili šejl
IV	Tanki slojevi (<50 cm): Umanjiti vrednosti peščara za 10% i koristiti pune vrednosti za silit
V	Debeli slojevi (>50 cm): Koristiti podjednake vrednosti silita i peščara
VI	Umanjiti vrednosti peščara za 20% i koristiti pune vrednosti za silit
VII	Koristiti vrednosti za silit ili šejl
VIII	Umanjiti vrednosti peščara za 20% i koristiti pune vrednosti za silit

**Tabela 6.3** Preporučene vrednosti intaktnih parametara (Marinos i Hoek, 2001 i Marinos, 2010) (nastavak)

Tip fliša*	Određivanje ponderisanih vrednosti parametara na osnovu procentualnog učešća za svaki tip fliša
IX	Koristiti podjednake vrednosti za silit i peščar prema njihovom učešću
X	Umanjiti vrednosti peščara za 40% i koristiti pune vrednosti za silit
XI	Koristiti vrednosti za silit ili šejl

* Tipovi fliša su definisani GSI dijagramom na slici 6.22

U tabeli 6.4 je prikazano procentualno učešće silita na terenu i raspon vrednosti jednoosne čvrstoće za pojedine GT tipove. Procentualno učešće silita svedeno na laboratorijsku razmeru, sa usvojenim vrednostima jednoosne čvrstoće, prikazano je u tabeli 6.5. S obzirom da veličina σ_{ci} za peščar varira u širokom rasponu, napominje se da je za GT I i GT II materijale usvojena vrednost jednoosne čvrstoće od 60 MPa, kako bi odgovarala vrednosti koja je dobijena razmatranjem eksponencijalne zavisnosti (slika 6.14).

Tabela 6.4 Karakteristike fliša na terenu

prema Tabeli 6.3		
	% sl	σ_{ci} (MPa)
GT I	0	60-70
GT II	16,67	50-60
GT III	50	27-30
GT IV	50-75	18-20
GT V	83,33	10-12

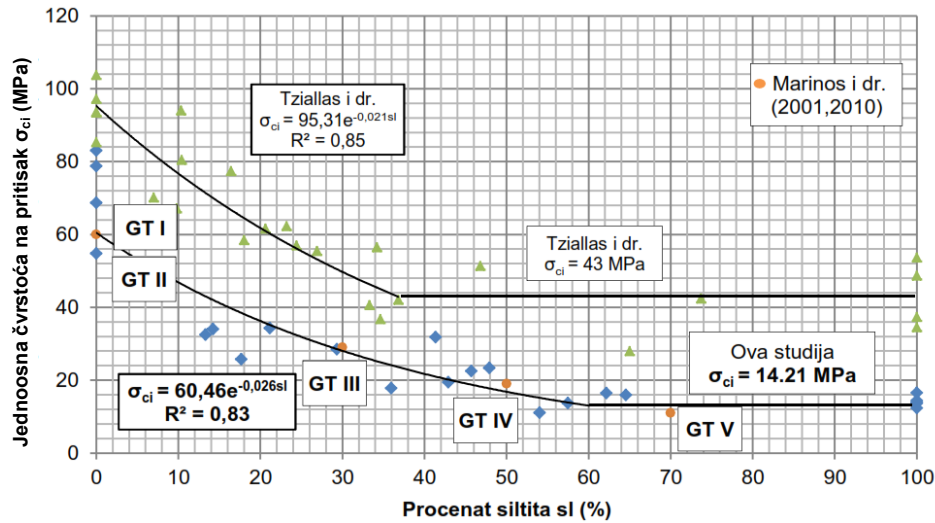
Tabela 6.5 Karakteristike fliša u laboratoriji

Prema šemi sa slike 6.15		
	% sl	σ_{ci} (MPa)
GT I	0	60
GT II	0	60
GT III	30	29
GT IV	50	19
GT V	70	11

Ako se rezultati iz tabele 6.5, za 5 izdvojenih materijala, nanesu na dijagram sa slike 6.14, može se zaključiti da vrednosti jednoosne čvrstoće, određene prema preporukama Marinos i Hoek (2001) i Marinos (2010) (za procenat silita u laboratoriji), dobro korespondiraju sa zavisnošću koja je dobijena laboratorijskim putem, slika 6.16.

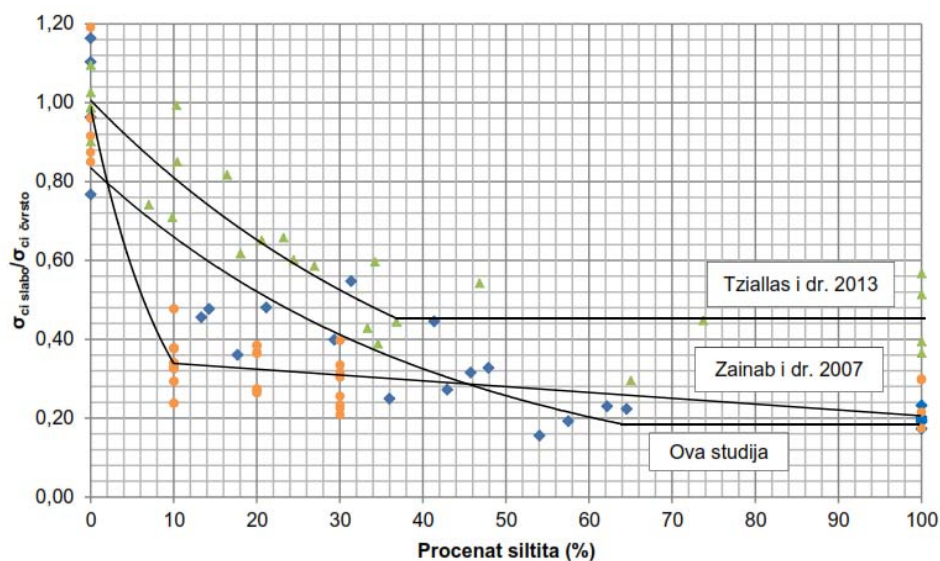
U terenskim uslovima čvrstoća stenske mase odgovara čvrstoći silita pri njegovom učešću od 80%.

Ukoliko bi se umesto jednoosne čvrstoće na apscisu nanele vrednosti $\sigma_{ci}/\sigma_{ci \text{ čvrsto}}$, tj. kada bi se vrednosti jednoosne čvrstoće, dobijene na pojedinim uzorcima, normalizovale za prosečnu veličinu jednoosne čvrstoće uzoraka peščara, dobio bi se dijagram kao na slici 6.17.



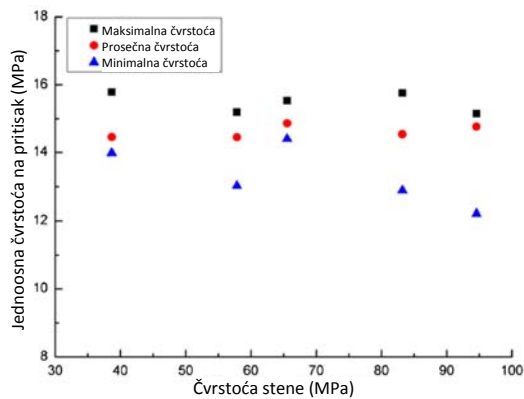
Slika 6.16 Provera predložene zavisnosti sa rezultatima Marinis i Hoek (2001) i Marinis (2010)

Tziallas i dr. (2013) smatraju da, u zavisnosti od odnosa jednoosnih čvrstoća mekše i tvrđe partije zavisi i gradijent opadanja krive na veličinu jednoosne čvrstoće siltita. Ukoliko je odnos $\sigma_{ci\ slabo}/\sigma_{ci\ čvrsto}=4,4$ (Zainab i dr., 2007) kriva ima strmiji pad nego u slučaju odnosa $\sigma_{ci\ slabo}/\sigma_{ci\ čvrsto}=2,2$ (Tziallas i dr., 2013). U ovoj studiji odnos $\sigma_{ci\ slabo}/\sigma_{ci\ čvrsto}=5$, je veći nego u dve prethodno navedene, ali je gradijent opadanja krive blaži i odgovara empirijskim preporukama. Objašnjenje za ovo treba tražiti u načinu pripreme uzoraka i heterogenosti, tj. mogućnosti da pojedini diskovi susednih kompozitnih uzoraka budu različitih čvrstoća. Ispitivanjem velikog broja uzoraka efekat heterogenosti se delimično može eliminisati.



Slika 6.17 Promena $\sigma_{ci\ slabo}/\sigma_{ci\ čvrsto}$ sa procentualnim učešćem siltita

Sa druge strane Liang i dr. (2007), Liu i dr. (2014), smatraju da je veličina jednoosne čvrstoće zavisna isključivo od čvrstoće mekše partije. Na slici 6.18 prikazane su minimalne, maksimalne i prosečne vrednosti jednoosne čvrstoće kompozitnih uzoraka sa istim procentulanim učešćem uglja (40%), ali sa različitim čvrstoćama diskova čvrste stenske mase (ovo su rezultati ispitivanja koja su prikazana na slici 6.12). Sa dijagrama se može videti da je prosečna čvrstoća svih kompozitnih uzoraka praktično jednaka, te da nije uslovljena čvrstoćom stenske mase već isključivo čvrstoćom uglja. Da to nije u potpunosti tačno može se videti sa slike 6.11, gde do loma u uzorku, sa malim procentualnim učešćem siltita (svega 14%), dolazi prvo u disku peščara, tako da čvrstoća peščara određuje čvrstoću kompozitnog uzorka.



Slika 6.18 Promena čvrstoće uzoraka sa porastom čvrstoće stenske mase (Liu i dr., 2014)

6.2 Metodologija određivanja parametara heterogenih flišnih sedimenata

6.2.1 Opšte o flišu

Termin fliš (*eng. flysch*) potiče od nemačke reči “fliessen”, što znači tečenje. Vrlo verovatno da je razlog za ovakav naziv česta pojava nestabilnosti u ovim materijalima. Između 10 i 20% od 250 km autoputa, koji bi trebalo da se u bliskoj budućnosti izgrade u Srbiji, biće izvedeno u flišu. Inženjerski zahvati bilo kog tipa u flišnim sedimentima predstavljaju veliki izazov za graditelje. Razlog za ovo su pre svega heterogenost i tektonska oštećenost ovih sedimenata. Goodman (1993) naglašava da rad u stenskoj masi koja se sastoji od više različitih litoloških članova predstavlja veoma složen geotehnički problem. U flišnoj sekvenci se često smenjuju mekše (finozrne) partije



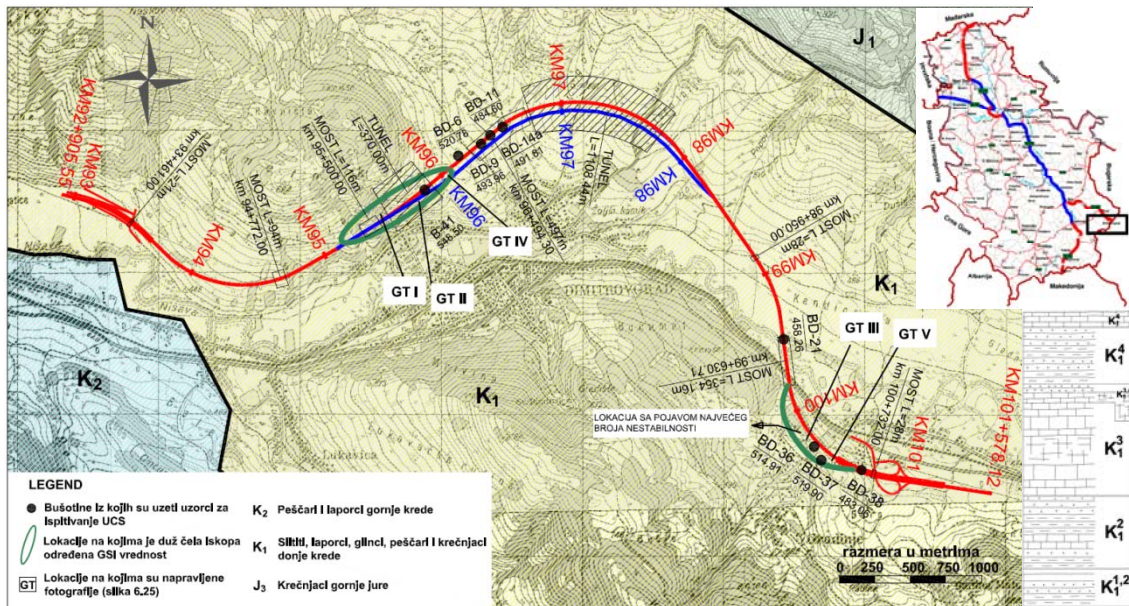
glinaca, laporaca, silita i šejlova sa tvrdim (grubo-zrnim) partijama peščara, krečnjaka i konglomerata. Fliš je taložen u dubokovodnom marinskom okruženju, unutar marginalnog dela orogenog sistema. Tokom orogeneze bio je izložen uticaju jakih tektonskih napreznja. Usled dejstva ovih pritisaka dolazi do deformisanja, rasedanja i oštećenja stenske mase. Zbog toga u flišu nije neuobičajena pojava normalnih i reversnih raseda, navlaka i različitih tipova nabornih oblika. Tektonska aktivnost “slabi” stensku masu pa njena struktura može da se kreće od neporemećene do haotične, tj. potpuno poremećene (Marinos i Hoek, 2001). Sve ovo ima uticaja na mehaničke karakteristike fliša, koje mogu drastično da variraju kada se posmatraju u razmeri karakterističnoj za infrastrukturne objekte. Debljina fliša može varirati od nekoliko 100 pa do nekoliko 1000 m.

6.2.2 Geološke karakteristike fliša okoline Dimitrovgrada

Tokom izvođenja radova na autoputu E80, na delu obilaznice oko Dimitrovgrada, najveći deo kosina je izveden u flišu. Šematska geološka karta sa položajem trase autoputa prikazana je na slici 6.19.

Flišni karakter sedimenata okoline Dimitrovgrada prvi put je konstantovan prilikom izrade Osnovne geološke karte Srbije, Lista Pirot (Anđelković i dr., 1977). Flišni sedimenti pripadaju “Timočkoj” tektonskoj jedinici, koja je sa severoistočne strane ograničena “staroplaninskom” jednicom, a sa jugozapadne “rtanjsko-kučajskom”. Timočka tektonska jedinica na prostoru Srbije predstavlja rovovsku strukturu dužine preko 40 km, koja je formirana duž regionalne dislokacije orijentisane SSZ-JJI. Za rov su karakteristične mnogobrojne longitudinalne dislokacije, kombinovane sa poprečnim rasedima, što je uslovalo složenu strukturu. Razlomne zone su većinom subvertikalne, mestimično reversne. Naborni oblici se karakterišu lineranom orijentacijom sa skoro horizontalnim osama pravca SZ-JI. Flišni sedimenti su debljine oko 200 m, što ukazuje na to da će se većina inženjerskih zahvata na ovom području vršiti upravo u ovom materijalu. Starost, utvrđena na osnovu paleontoloških ostataka, je donjokredna. U sekvenci se u promenljivom odnosu smenjuju žuti i plavičasti peščari sa laporcima i glincima (podređeno krečnjacima). Tektonska aktivnost je uslovila različit stepen oštećenja stenske mase i doprinela da fizičko-mehanički parametri variraju u širokom

dijapazonu. Kvalitet se menja u horizontalnom i vertikalnom pravcu u rasponu od nekoliko metara, pa do nekoliko desetina metara.



Slika 6.19 Lokacija proučavanog područja sa šematskim prikazom geološke građe terena (Berisavljević i dr., 2015)

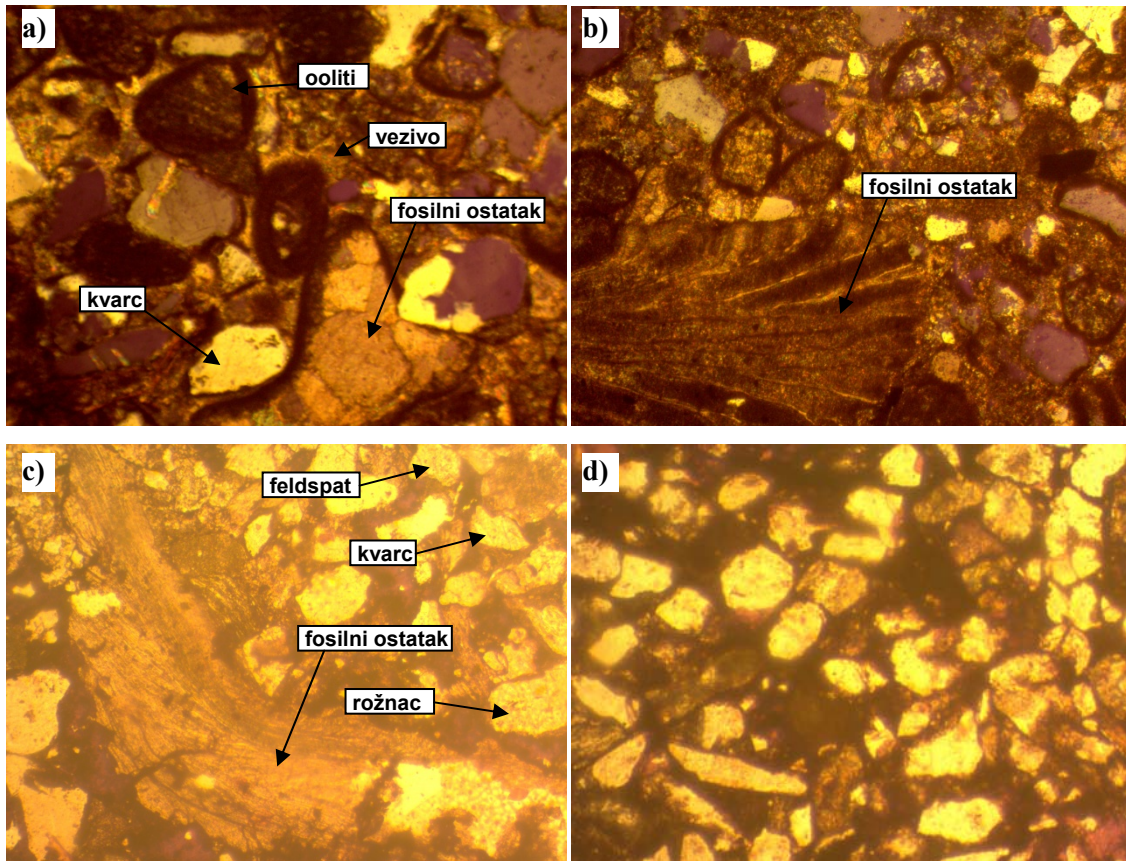
6.2.3 Mineraloško-petrografske karakteristike fliša

Nakon izvođenja opita u uslovima jednoosog pritiska, primećeno je da vrednosti za pešcare variraju u širokim granicama, što se može pripisati efektu heterogenosti. Iz ovog razloga mikroskopski preparati su pripremljeni za tri uzorka peščara koji se makroskopski razlikuju po boji i stepenu izmene. Preparati su napravljeni od diskova iskorišćenih za potrebe opita jednoosnog pritiska. Mineraloško-petrografska analiza je urađena u Institutu za ispitivanje materijala upotrebom polarizacionog mikroskopa, slika 6.20. Rezultati petrografskih analiza prikazani su u tabeli 6.6. Prepoznavanje siltita izvršeno je samo makroskopski. Iz tabele i sa slika se može videti da su peščari izgrađeni uglavnom od kvarca, feldspata, odlomaka stena i liskuna i da su bogati fosilnim ostacima. Vezivo je kalcijum-karbonatnog sastava. Stepenn cementacije je različit što se odražava na njegove fizičko-mehaničke karakteristike.



Tabela 6.6 Mikroskopski i makroskopski opis stenskih masa

Red. br.	Makroskopski opis	Mikroskopski opis	Vrsta sedim.
Uzorak 1	<p>Stena je sive boje. Izgrađena je od sitnih zrna bele, svetlosive i sive boje. Takođe su u manjem procentu prisutna i zrna liskuna karakterističnog sedefastog odsjaja. Uočljive su i pukotine nepravilne orijentacije, debljine oko 1 mm, koje su zapunjene kalcitom. Može se parati metalnim nožićem, a reakcija sa hladnom 5% HCl je burna</p>	<p>Stena je izgrađena od kvarca, feldspata, odlomaka stena, liskuna, fosila, ooida, onkoida i veziva.</p> <p>Kvarc je prisutan u vidu subuglastih i uglastih zrna veličine oko 0,3 do 0,5 mm. Od feldspata se uglavnom javljaju alkalni dok je plagioklas redak. Od odlomaka stena prisutna su zrna rožnaca koja su uglasta do subuglasta i veličine do 0,5 mm. Liske muskovita su retke, uglavnom povijene i veličine do 1 mm. Fosilni ostaci su različitog preseka i veličine od 0,3 do 3 mm. Oblik im je najčešće kružan i srpast, a konture su markirane mikritskim ovojnica. Ooidi i onkoidi su više manje kružne forme i veličine oko 0,2 do 0,3 mm. U njihovom centru uglavnom je prisutno zrno kvarca ali se sreću i kalcitna zrna. Vezivo je kalcijum-karbonatno. Psamitske strukture i masivne teksture</p>	KALKARENI-TSKI PEŠČAR (calcareneous sandstone)
Uzorak 2	<p>Stena je sivo plave boje. Izgrađena je od sitnih zrna svetlosive i sive boje i zaobljenih zrna, crne boje. U manjem procentu prisutan je i liskun. Makroskopski se uočavaju i fosilni ostaci koji su kružnog, srpastog i nepravilnog oblika. Njihova veličina je do 5 mm. Prisutne su i pukotine nepravilne orijentacije. Može se parati metalnim nožićem, a reakcija sa hladnom 5% HCl je burna</p>	<p>Stena je izgrađena od kvarca, feldspata, rožnaca, liskuna, fosila, ooida, onkoida i veziva.</p> <p>Kvarc je veličine od 0,4x0,3 mm do 0,1 mm i oblika poluuglastog do uglastog. Na pojedinim zrnima primećuje se undulatorno pomračenje. Od feldspata prisutan je ortoklas i redak plagioklas. Rožnac je uglastog do subuglastog oblika i veličine do 0,4 mm. Liske muskovita su retke i veličine od 0,3 mm do 1 mm. Preseci fosilnih organizama su uglavnom kružni i polikružni, delimično sačuvani sa mikritskim konturama. Ooidi i onkoidi su više manje kružne forme i veličine oko 0,2 do 0,3 mm. U njihovom centru uglavnom je prisutno zrno kvarca ali se sreću i kalcitna zrna. Vezivo je kalcijum-karbonatno. Psamitske strukture i masivne teksture</p>	KALKARENI-TSKI PEŠČAR
Uzorak 3	<p>Stena je sivo žute boje. Izgrađena je od sitnih zrna bele i sive boje i zaobljenih zrna tamno sive boje. Prisutni su i fosilni ostaci bele boje različite forme i veličine. Pukotine su nepravilne orijentacije, debljine oko 1 mm i uglavnom zapunjene kalcitom. Može se parati metalnim nožićem, a reakcija sa hladnom 5% HCl je burna</p>	<p>Stena je izgrađena od kvarca, odlomaka stena, feldspata, liskuna, fosila, ooida, onkoida i veziva.</p> <p>Kvarc je poluuglastog do uglastog oblika i veličine oko 0,2 mm. Ortoklas je subzaobljen ali je prisutan i plagioklas. Zrna rožnaca su prisutna kao odlomci stena i uglavnom su uglastog oblika i dimenzija od 0,3x0,2 mm do 0,5x0,3 mm. Muskovit je redak sa veličinom liski od 0,3 mm do 1 mm. Fosilni ostaci su različitog oblika uglavnom kružni i nepravilni, a veličine od 0,3 mm do 3 mm. Ooidi i onkoidi su takođe podređeno zastupljeni i uglavnom su kružne forme i veličine oko 0,2 do 0,3 mm. Vezivo je kalcijum-karbonatno. Psamitske strukture i masivne teksture</p>	KALKARENI-TSKI PEŠČAR



Slika 6.20 Izgled pešcara pod polarizacionim mikroskopom, širina vidnog polja ≈ 3 mm a) Uzorak 1 (ukršteni nikoli), b) Uzorak 2 (ukršteni nikoli), c), d) Uzorak 3 (paralelni nikoli)

6.2.4 Primena GSI sistema za klasifikaciju stenskih masa

Geološki indeks čvrstoće (*GSI*) je jedan od najkorišćenijih sistema današnjice za klasifikaciju stenskih masa koje se mogu okarakterisati kao Hoek-Brown-ov materijal (podpoglavlje 3.2.5). Njegova svrha je da se parametri HB kriterijuma loma određeni na intaktnom uzorku redukuju na parametre ispucale stenske mase, uzimajući u obzir veličinu blokova i njihovu zglobljenost (*interlocking*) i stanje pukotina. Svoju popularnost duguje i činjenici da predstavlja jedinu klasifikaciju koja je sastavni deo kriterijuma loma. U tom smislu oko *GSI* klasifikacije razvilo se nekoliko međunarodnih debata. Tako na primer, Stille i Palmstrom (2003) smatraju da, s obzirom na ulogu *GSI*-a pri određivanju parametara čvrstoće, on predstavlja samo iskustvenu veličinu koju ne treba poistovećivati sa klasifikacijom. Sa druge strane, Marinos i dr. (2005) prikazuju detaljne mogućnosti i ograničenja *GSI* sistema navodeći prednosti u odnosu na druge klasifikacije. Početak rada na njegovom formiranju počinje 1992 godine (Hoek, Wood i

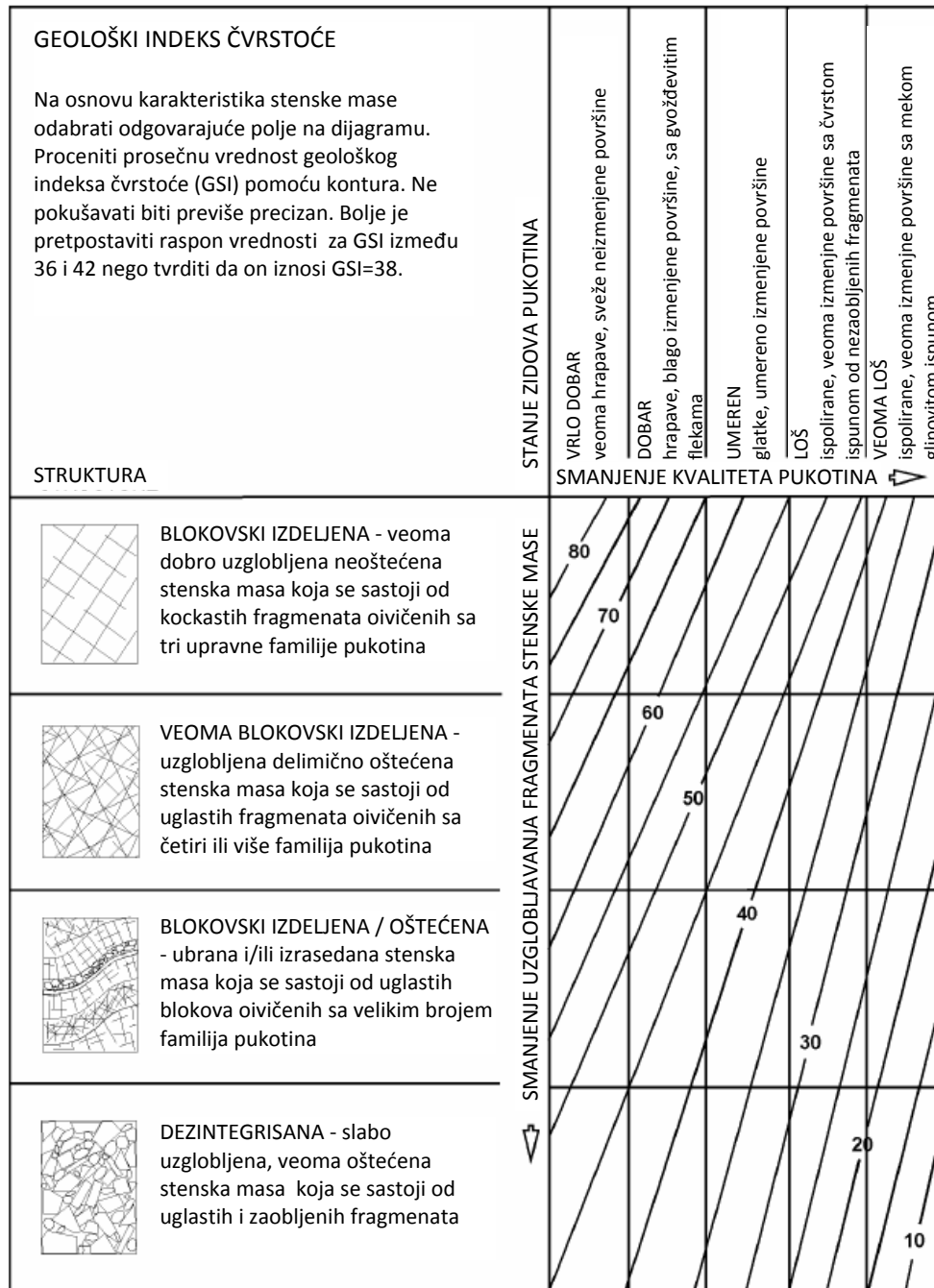


Shah, 1992). Pojam GSI je uveden od strane Hoek (1994) i Hoek i dr. (1995), a glavni razlog je bio taj da se nadomeste nedostaci RMR klasifikacije, prilikom primene na intenzivno ispucale stenske mase. U modifikovanoj verziji kriterijuma Hoek i Brown (1988) su predložili da se konstante stenskog masiva m_b , s i a odrede iz RMR-a (1976) pretpostavljajući veoma povoljnu orijentaciju diskontinuiteta i suve uslove. U tom slučaju minimalna vrednost RMR_{76} iznosi 18 (u verziji klasifikacije iz 1989. godine $RMR_{89}=23$), koja je suviše visoka za intenzivno ispucale stenske mase. Iz tog razloga su se GSI vrednosti inicijalno kretale u intervalu od 10 do 100, pri čemu je gornja granica karakteristična za neispucale stenske mase. Kasnije je donja granica intervala spuštена na 5 kako bi se u obzir uzele najslabije partije, intenzivno smicane (Marinos i Hoek, 2000). Naknadna istraživanja su pokazala da Hoek-Brown-ov kriterijum nije primenljiv u slučaju masivnih krtih stenskih masa u uslovima visokih naprezanja (kod kosina ovo može biti slučaj kada se u stenskoj masi jave visoki horizontalni naponi, Palmstrom, 1995), gde do loma dolazi ispadanjem blokova, a ne smicanjem. Da bi se HB kriterijum koristio u tom slučaju ($GSI > 75$) bilo je potrebno smanjiti vrednost parametra m_b , a povećati parametar s . Ovo je postignuto uvođenjem “krtih” Hoek-Brown-ovih parametara ($m_b=0$ i $s=0,11$), (Martin, 1993; 1999). Suorineni i dr. (2009) su dokazali da “krti” HB parametri nisu konstantne veličine i da zavise od heterogenosti stenske mase. Danas je opšte prihvaćeno da se vrednosti geološkog indeksa čvrstoće u okviru HB kriterijuma loma kreću u intervalu $5 < GSI < 75$.

Kao jedan od parametara HB kriterijuma, GSI se može odrediti na izdancima stenske mase, jezgru istražnih bušotina, čelu tunelskih iskopa ili putnih zaseka. Određivanje vrednosti na jezgru bušotina može biti prožeto različitim praktičnim poteškoćama, naročito pri nižem kvalitetu stenske mase, dok se najbolji rezultati dobijaju na čelu otvorenih iskopa. GSI se zasniva na proceni strukture, litologije i kvaliteta zidova pukotina stenske mase. Osnovni nedostatak je taj što se njegova procena bazira na kvalitativnom inženjerskogeološkom opisu stenske mase, a ne na kvantitativno utvrđenim veličinama. GSI se može koristiti za sve tipove stenskih masa i u osnovi se određuje pomoću dijagrama prikazanog na slici 6.21.

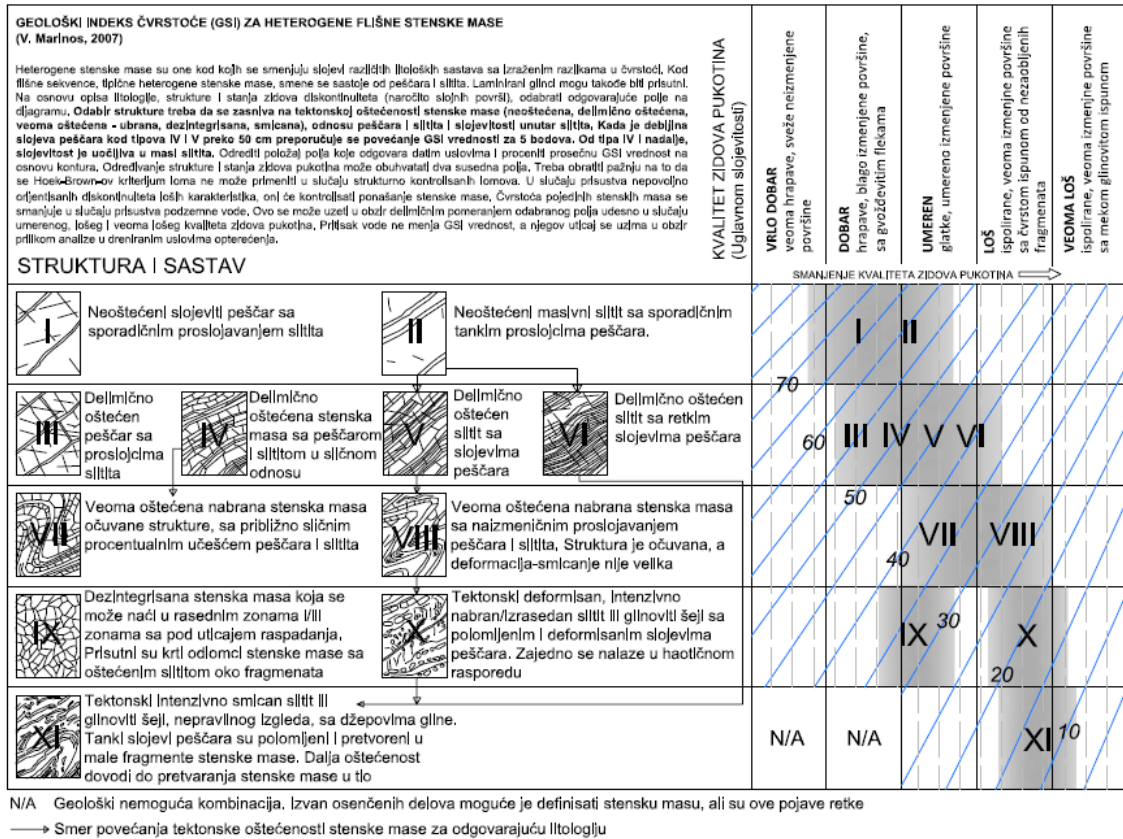
Prvobitno su na GSI dijagramu izdvojene četiri strukturne kategorije koje zavise od blokovske izdellenosti i međusobne zglobljenosti stenske mase. Naknadno su dodate dve nove kategorije, kojima se u razmatranje uzimaju masivne, kao i potpuno tektonski

oštećene stenske mase bez kontakta između blokova (Hoek i dr., 1998; Marinos i Hoek, 2000). Generalni tip dijagrama sa šest strukturnih kategorija je korišćen u narednom poglavlju.



Slika 6.21 Osnovni GSI dijagram (Hoek i Brown, 1997)

GSI klasifikaciju za flišne sedimente prvi su primenili Marinos i Hoek (2001). Od tada je pretrpela nekoliko izmena, a najnovija verzija (Marinos, 2007) korišćena je kao osnova u ovom poglavlju, slika 6.22.



Slika 6.22 GSI dijagram za flišne sedimente (Marinos, 2007)

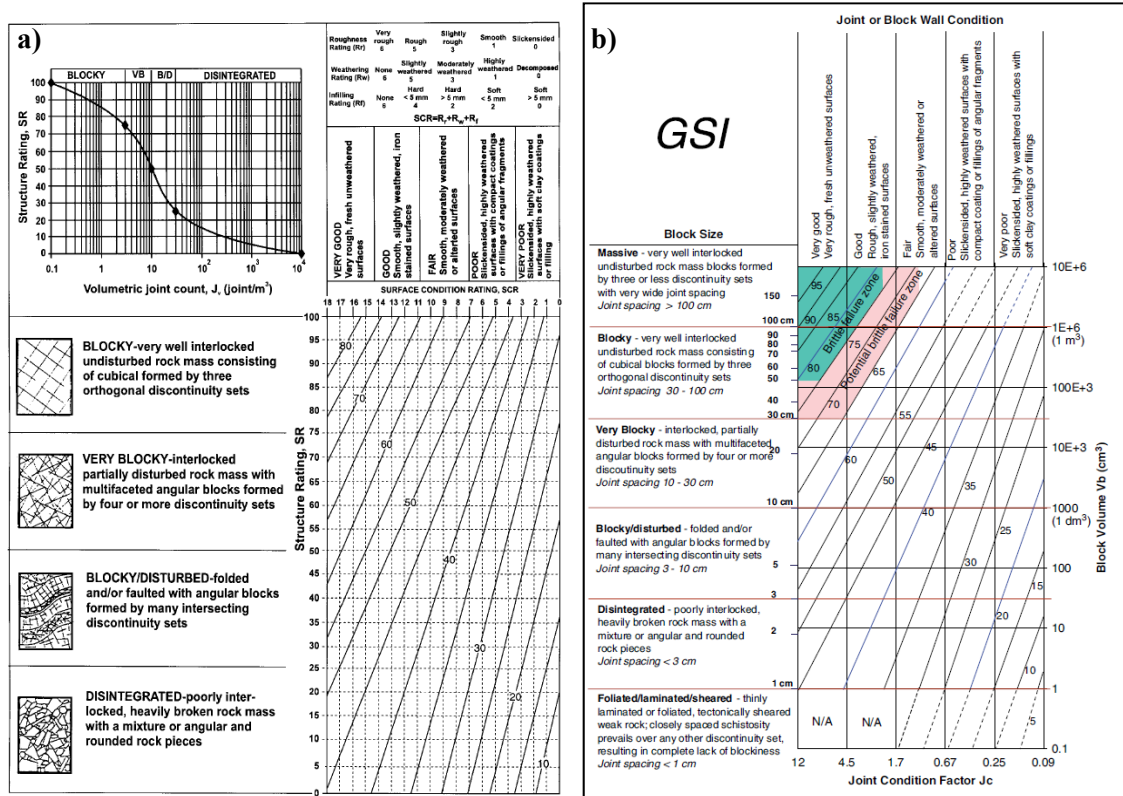
Sa slike 6.22 se može videti da je fliš podeljen u 11 različitih tipova. Ovde treba napomenuti da je osnovni koncept HB kriterijuma loma, koji se zasniva na zglobljenosti blokova, homogenosti i izotropnosti stenske mase, delimično napušten. Kriterijum za odabir tipova predstavlja tektonska oštećenost flišne sekvence. Tako na primer tip I i II podrazumevaju tektonski neoštećene masivne peščare i siltite, dok tip XI podrazumeva veoma oštećenu i smicanu stensku masu sa dominantnim učešćem fino-zrnih sedimenata. Svaki tip karakteriše određeno procentualno učešće peščara i siltita. Procenat fino-zrnih frakcija se povećava sa povećanjem tektonske oštećenosti. Iz tog razloga je veoma važno pravilno ispratiti smer deformisanja jednog litološkog člana. Tip I (dominantno peščar), sa povećanjem oštećenosti, prelazi u tipove II ili IV, a oni u tip VII koji, u slučaju veće oštećenosti ili izloženosti površinskom raspadanju, prelazi u tip IX. Ista filozofija se može primeniti kod tipa II pa do tipa X, gde je dominantno učešće siltita.



U horizontalnom smeru je zadržan princip osnovnog GSI dijagrama. Kvalitet zidova pukotina je dat opisno u pet kategorija, od veoma dobrog do veoma lošeg. Karakteristike pukotina je potrebno definisati sa aspekta hrapavosti, alteracije i prisustva ispune. Na dijagramu su takođe označene zone (N/A) sa geološki nemogućim kombinacijama. Tako, na primer, intenzivno tektonski smicana stenska masa ne može imati dobar kvalitet zidova pukotina.

S obzirom na opisni karakter klasifikacije, do izražaja dolazi subjektivnost koja onemogućava njenu pouzdanu primenu kod velikog broja neiskusnih korisnika. Da bi se povećala pouzdanost i preciznost, nekoliko autora je dalo predloge za njenu kvantifikaciju. Ovi predlozi se uglavnom baziraju na pojedinim parametrima koji su sastavni deo RMR, R_{Mi} ili Q klasifikacije. Sonmez i Ulusay (1999) uvode dva nova parametra koja se određuju na osnovu bodovanja iz RMR klasifikacije, slika 6.23a. Parametar *SR* definiše veličinu blokova i određuje se pomoću koeficijenta zapreminske ispucalosti *J_v* (pukotina/m³). Kvalitet zidova pukotina definiše se pomoću parametra *SCR*, koji se određuje na osnovu broja bodova (za hrapavost, izmenu i ispunu) iz parametra za stanje pukotina iz RMR klasifikacije. Na preseku broja bodova za veličinu bloka i kvaliteta zidova pukotina, precizno se može odrediti veličina GSI. Sličnu filozofiju su primenili Cai i dr. (2004), koji su umesto RMR klasifikacije koristili parametre kojima je definisan R_{Mi} sistem. Ovaj pristup podrazumeva primenu elementarne zapremine bloka (*V_b*) i faktora stanja pukotine (*jC*), slika 6.23b. Russo (2009), komentarišući predložene kvantifikacije, navodi da se osnovni dijagram bazira na međusobnoj uzglobljenosti blokova i da promena parametra *V_b*, ne mora nužno menjati GSI vrednost. Ukoliko su blokovi stenske mase od npr. 1 cm³, 1 dm³ i 1 m³ ograničeni sa tri familije pukotina, koje su istih karakteristika i orijentacije u sva tri slučaja, veličina bloka ne menja GSI vrednost na dijagramu. Sa druge strane, veličina bloka određuje da li će do loma doći smicanjem po pukotinama ili kroz stensku masu. Rastojanje između pukotina je povezano i sa dimenzijama objekta koji se gradi, o čemu je bilo reči prilikom definisanja HB kriterijuma loma. Hoek i dr. (2013) ističu još nekoliko mogućnosti kvantifikacije dijagrama od kojih je jedna prikazana na slici 6.24a. Ovaj predlog je i zvanično uvršten u programski paket RocData 5.0 (naslednika programskog paketa RocLab). Dijagram na slici 6.24a obuhvata samo četiri strukturne kategorije, pri čemu su prva (masivna) i poslednja (laminirana/smicana) izostavljene, jer

su autori rešili da se vrata originalom konceptu o uzglobljenosti blokova kod HB kriterijuma loma. Faktor J_{cond89} definiše pet parametara stanja pukotina prema RMR klasifikaciji iz 1989 godine. O ovome će biti reči u podpoglavlju 6.2.6. Veličina blokova je definisana parametrom RQD.



Slika 6.23 Modifikovani GSI dijagrami a) Sonmez i Ulusay (1999), b) Cai i dr. (2004), (preuzeto iz Cai i dr., 2007)

Veoma je važno napomenuti da se klasifikacije stenske mase odnose na inicijalne parametre čvrstoće na smicanje i da je njihova primena opravdana samo u slučajevima neposredno nakon otvaranja kosina. Kao što je napomenuto u poglavlju 4, klasifikacioni sistemi ne uzimaju u obzir vremenski zavisne uticaje kao što su progresivni lom i efekat dezintegracije usled izloženosti stenske mase atmosferskim uticajima. Navedene pojave redukuju mehaničke karakteristike stenske mase i često doprinose pojavama nestabilnosti. Iz tog razloga ih je na određeni način potrebno uzeti u obzir prilikom procene dugoročne stabilnosti. Crowder i Bawden (2004) su dali detaljan osvrt na mogućnosti primene HB kriterijuma za definisanje rezidualnih parametara čvrstoće na smicanje. Između ostalog, napominju da je prilikom definisanja rezidualnih vrednosti



GSI dijagrami su modifikovani kako bi mogli da se primene i na ostale stenske mase (Hoek i dr. 2005, Marinos i dr., 2006 i Marinos, 2010). Takođe, postoje pokušaji da se GSI primeni za kategorizaciju iskopa zemljišta (Tsiambaos i Saroglou, 2010).

6.2.5 Geotehničke karakteristike fliša okoline Dimitrovgrada

Pored ispitivanja kompozitnih uzoraka u uslovima jednoosnog pritiska, za potrebe izrade ove disertacije autor je izvršio kartiranje čela kosina u dužini od oko 1500 m. Prilikom kartiranja, prikupljeni su podaci koji su omogućili da se definiše sklop stenske mase i proceni procentualno učešće peščara i silita u flišu. Karakteristike pukotina su prikazane u tabeli 6.7, a izdvojeni GT tipovi na slici 6.25.

Tabela 6.7 Karakteristike pukotina

Stacionaža: 99+812 - 100+589,52						Vrsta stenske mase: Peščari i Siliti (fliš)				
Orijentacija čela kosine: azimut / padni ugao: 35(40) / 45(60)						Magnetna deklinacija: 5°				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Red. br.	Vrsta diskontinuiteta	Azimut padne pravca (°)	Padni ugao (°)	Rastojanje (cm)	Prostiranje u dubinu (m)	Zev (cm)	Hrapavost	Materijal ispune	Kvalitet zidova	Komentar
1	B	28	35	30-100	1-2	1-3	SM	Ne	MW-HW	Lom
2	B	40	35	30-100	1-2	1-3	SM	Ne	MW-HW	Lom
3	B	60	30	30-100	1-2	1-3	SM	Ne	MW-HW	
4	B	41	24	30-100	1-2	1-3	SM	Ne	MW-HW	
5	J1	195	88	50-100	1-2	1-3	SM	Ne	MW-HW	
6	J1	192	68	50-100	1-2	1-3	SM	Ne	MW-HW	
7	J1	203	77	50-100	1-2	1-3	SM	Ne	MW-HW	
8	J2	125	42	30-100	< 1	2	SM	Ne	MW-HW	
9	B	33	35	30-100	1-2	2-3	SM	Ne	MW-HW	Lom
10	J1	210	80	50-100	1-2	1-3	SM	Ne	MW-HW	
11	J2	115	15	30-100	< 1	3-5	SM	Glina	MW-HW	
12	J2	120	20	30-100	< 1	3-5	SM	Glina	MW-HW	
13	J2	121	34	30-100	< 1	3-5	SM	Glina	MW-HW	
14	B	310	20	5-20	> 2	No	SM	Ne	UW-SW	
15	B	315	10	5-20	> 2	No	SM	Ne	UW-SW	
16	B	310	12	5-20	> 2	No	SM	Ne	UW-SW	
17	B	307	18	5-20	> 2	No	SM	Ne	UW-SW	
18	J3	255	45	30-50	1-3	3-5	SM	Ne	MW-HW	
19	J3	252	41	30-50	1-3	3-5	SM	Ne	MW-HW	
20	J3	247	38	30-50	1-3	3-5	SM	Ne	MW-HW	
21	J3	250	46	30-50	1-3	3-5	SM	Ne	MW-HW	
22	B	320	10	5-20	> 3	No	SM	Ne	UW-SW	
23	B	310	26	5-20	> 3	No	SM	Ne	UW-SW	
24	B	310	14	5-20	> 3	No	SM	Ne	UW-SW	
25	J1	195	70	50-100	1-2	3-5	SM	Glina	MW-HW	
26	B	20	27	30-100	1-2	1-3	SM	Ne	MW-HW	
27	B	40	15	30-100	1-2	1-3	SM	Ne	MW-HW	

**Tabela 6.7** Karakteristike pukotina (nastavak)

Stacionaža: 99+812 - 100+589,52						Vrsta stenske mase: Peščari i Siltiti (fliš)				
Orijentacija čela kosine: azimut / padni ugao: 35(40) / 45(60)						Magnetna deklinacija: 5°				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Red. br.	Vrsta diskontinuiteta	Azimut padne pravca (°)	Padni ugao (°)	Rastojanje (cm)	Prostiranje u dubinu (m)	Zev (cm)	Hrapavost	Materijal ispune	Kvalitet zidova	Komentar
28	J3	285	82	30-50	1-3	3-5	SM	Ne	MW-HW	
29	J3	274	60	30-50	1-3	3-5	SM	Ne	MW-HW	
30	J2	114	17	30-100	< 1	3-5	SM	Ne	MW-HW	
31	Ji	10	80	/	1-2	5-10	SR	Ne	MW-HW	
32	B	41	30	30-100	1-2	1-3	SM	Ne	MW	
33	B	61	57	> 100	1-3	1-2	SM-SL	Ne	SW	
34	B	76	24	30-100	1-2	3-5	SM	Ne	MW-HW	
35	B	83	31	30-100	1-2	1-3	SM	Ne	SW	
36	B	320	40	5-20	> 3	No	SM	Ne	UW-SW	
37	J1	207	43	50-100	1-2	1-3	SM	Ne	SW	
38	B	291	44	5-20	> 3	No	SM	Ne	UW-SW	
39	B	83	38	30-100	1-2	1-3	SM	Ne	SW	
40	J1	202	73	50-100	1-2	1-3	SM	Ne	HW	
41	B	340	4	5-20	> 3	No	SM	Ne	UW-SW	
42	B	342	5	5-20	> 3	No	SM	Ne	UW-SW	
43	B	335	7	5-20	> 3	No	SM	Ne	UW-SW	
44	B	64	57	> 100	1-3	1-2	SL	Ne	MW-HW	
45	B	60	62	> 100	1-3	1-2	SL	Ne	MW-HW	
46	Ji	155	70	/	1-2	2-3	SM	Ne	MW-HW	

2 B - slojevitost; J - Pukotina; Ji - Pojedinačna pukotina

5 Rastojanje između susjednih pukotina jedne familije

6 Dužina prostiranja pukotina u stensku masu

8 VR - Veoma hrapava; R - Hrapava; SR - Delimično hrapava; SM - Glatka; SL - Ispolirana

10 UW - Neizmenjena; SW - Delimično izmenjena; MW - Srednje izmenjena; HW - Veoma izmenjena;

D - Poptuno raspadnuta

Vrednosti petrografske konstante m_i su određene na osnovu pretpostavki Hoek i Brown (1997), (i dopune od strane Marinosa i Hoek, 2001), tabela 6.8. Peščaru je pridružena vrednost 17, a siltitu 7. Pepe i dr. (2014) su na osnovu „fitovanja” HB nelinearne anvelope sa rezultatima opita troosnog pritiska, na uzorcima „Sanremo” flišne formacije, dobili nešto više vrednosti ove konstante od navedenih preporuka. Tako na primer, za karbonatni peščar navedeni autori su dobili veličinu konstante $m_i=19$ (za 40 ispitanih uzoraka), za peščar nekarbonatnog sastava 25,1 (za 30 ispitanih uzoraka), a za siltit 17,5 (za 33 ispitana uzorka). Na osnovu ovih rezultata može se zaključiti da su usvojene vrednosti verovatno konzervativne i iz tog razloga prihvatljive za geotehničku praksu.



Slika 6.25 Tipični predstavnici fliša

Pored ispitivanja izvršenih za potrebe analize kompozitnih uzoraka vrednosti jednoosne čvrstoće su određene na još 16 uzoraka (4 iz siltita i 12 iz peščara) prilikom izrade projektne dokumentacije (Institut za puteve, 2009). Uzorci su ispitani prema proceduri ISRM (1979). Za razliku od kompozitnih, ovi uzorci su dobijeni direktno procesom istražnog bušenja. Kako je prečnik bušenja varirao od 86 do 101 mm, jednoosna čvrstoća je, radi usaglašavanja sa jednoosnom čvrstoćom kompozitnih uzoraka,



određena za prečnik od 50 mm prema jednačini 6.2. Dubine sa kojih su uzimani uzorci varirala je od 5 do 32 m.

Tabela 6.8 Vrednosti konstante m_i za različite tipove stenskih masa (Marinos i Hoek, 2001)

Vrsta stene	Klasa	Grupa	Veličina zrna				
			Grubo	Srednje	Fino	Veoma fino	
SEDIMENTNE	Klastične	Konglomerati	(21 ± 3)	17 ± 4	7 ± 2	4 ± 2	
			Breče	(19 ± 5)		Grauvake	Šejl (6 ± 2)
		Organogene i hemisjke	Karbonati	Kristalasti krečnjaci (12 ± 3)	Sparitski krečnjaci (10 ± 2)	Mikritski krečnjaci (9 ± 2)	Dolomiti (9 ± 3)
			Evaporati	Gips 8 ± 2		Anhidrit 12 ± 2	
		Organske				Kreda 7 ± 2	
	METAMORFNE	Bez folijacije (masivne)	Mermer	9 ± 3	Hornfels (19 ± 4)	Kvarciti 20 ± 3	
					Metapeščari (19 ± 3)		
		Umerena folijacija	Migmatiti (29 ± 3)		Amfiboliti 26 ± 6	Gnajs 28 ± 5	
		Izražena folijacija			Škriljci 12 ± 3	Filiti (7 ± 3)	Argilošisti 7 ± 4
	MAGMATSKE	Plutonske	Svetle	Granit 32 ± 3	Diorit 25 ± 5	Granodiorit (29 ± 3)	
Tamne			Gabro 27 ± 3	Dolerit (16 ± 5)	Norit 20 ± 5		
Hipoabisalne				Porfiriti (20 ± 5)	Dijabazi (15 ± 5)	Peridotiti (25 ± 5)	
Vulkanske		Lava	Riolit (25 ± 5)	Dacit (25 ± 3)	Andezit 25 ± 5	Bazalt (25 ± 5)	
		Piroklasititi	Aglomerati (19 ± 3)	Vulkanska breča (19 ± 5)		Tuf (13 ± 5)	

* Vrednosti se razlikuju od onih prikazanih u Hoek i Brown (1997), a kao posledica novih laboratorijskih ispitivanja i iskustva dobijenog nakon konsultacija sa inženjerima geologije. Ispitivanja su rađena upravno na slojevitost ili folijaciju. Vrednosti u zagradi su procenjene

Ovako dobijene vrednosti jednoosne čvrstoće se kreću u intervalu od 10 do 70,06 MPa, što je u saglasnosti sa vrednostima dobijenim prilikom ispitivanja kompozitnih uzoraka. Ranije je napomenuto da je za donju granicu jednoosne čvrstoće silita, iz koga nije bilo



moguće uzeti neporemećene uzorke, usvojena vrednost od 10 MPa. Vrednosti zapreminske težine se kreću u intervalu od 24,57 do 26,86 kN/m³.

Ulazni parametri za flišnu stensku masu prikazani su u tabeli 6.9 (Berisavljević i dr., 2015). Vrednosti parametara za tipove GT II, III, IV i V, sa različitim procentualnim odnosom siltita i peščara, određene su prema prethodno proverenim preporukama iz tabele 6.3 (podpoglavlje 6.1.4).

Tabela 6.9 Geotehničke karakteristike fliša

Strukturna kategorija na GSI dijagramu	Geotehnički tip	Karakteristike stenske mase i intaktnih uzoraka		
		GSI	σ_{ci} (MPa)	m_i
I	GT I	60-70	60-70	17
III	GT II	50-60	50-60	17
IV	GT III	40-50	27-30	12
VII	GT IV	30-40	18-20	11
X	GT V	20-25	10-12	7-8

6.2.6 Predlog kvantifikacije GSI dijagrama za heterogene flišne sedimente

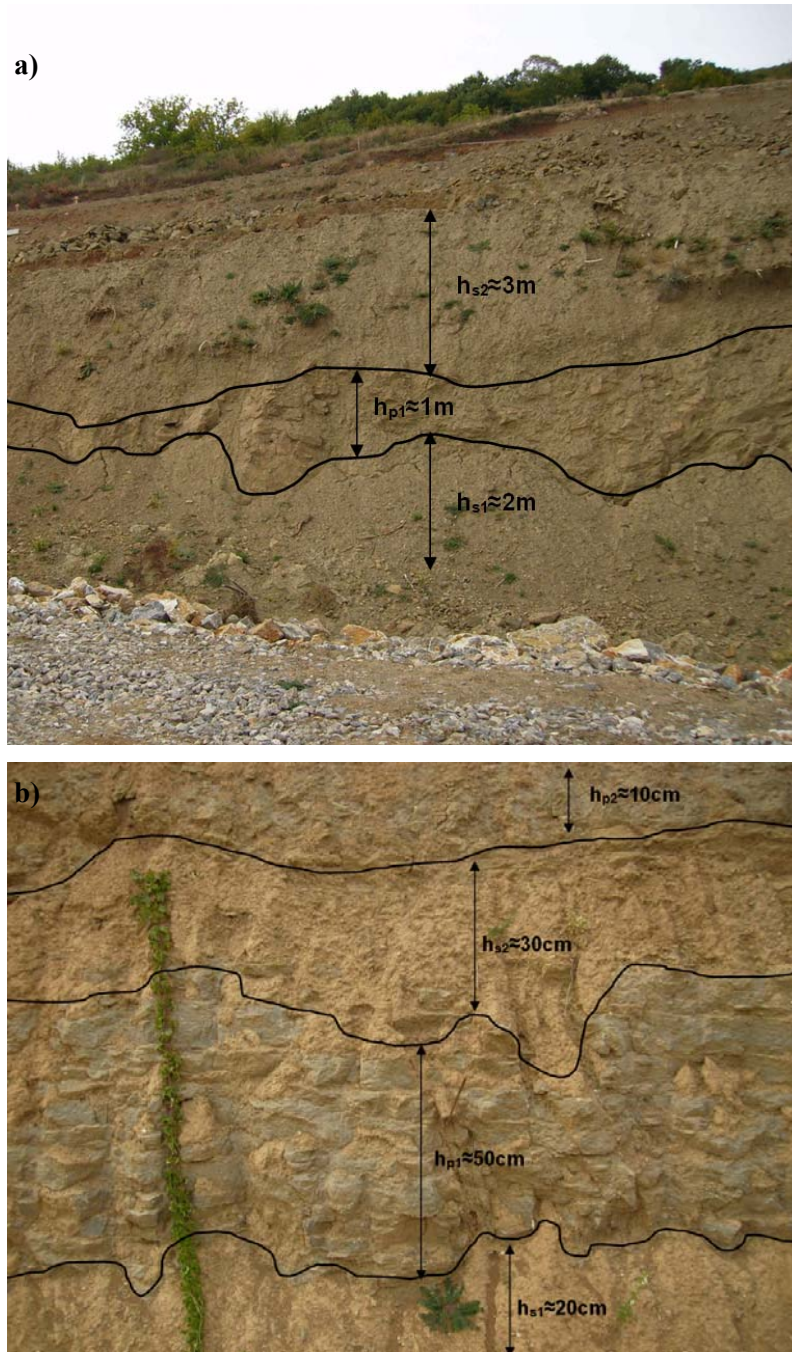
Da bi se odredila GSI vrednost sa dijagrama na slici 6.22, pored procene tektonske oštećenosti i procentualnog učešća pojedinih litoloških članova, potrebno je definisati kvalitet zidova pukotina sa aspekta hrapavosti, alteracije i prisustva ispune. Za ovo je potrebna određena doza iskustva i subjektivizma. Da bi se subjektivizam sveo na najmanju moguću meru i upotreba dijagrama omogućila širem krugu korisnika u narednim redovima se daje predlog njegove kvantifikacije.

Procena učešća siltita i peščara u flišnoj sekvenci može se utvrditi na osnovu ukupne debljine slojeva posebno peščara, a posebno siltita na razmatranom delu kosine, slika 6.26, što se može definisati jednačinom:

$$sl(\%) = \frac{\sum_{i=1}^n h_{si}}{h} \cdot 100 \quad st(\%) = \frac{\sum_{k=1}^m h_{pk}}{h} \cdot 100 \quad (6.9)$$

gde je, h ukupna visina kosine; h_{si} visina i -tog sloja siltita; h_{pk} visina k -tog sloja peščara. Tako na primer, na slici 6.26a odnos $sl-st$ iznosi 5:1, tj. procentualno učešće siltita je 83,33%, a peščara 16,67% u ukupnoj visini kosine. Odnos $sl-st$ na slici 6.26b iznosi 1:1,2 ($\approx 1:1$), tj. 54,5% peščara i 45,5% siltita. Ovo se odnosi na nedeformisane slojeve.

U slučaju kada je flišna sekvenca nabrana (tip GT IV, slika 6.25), teško je primeniti gore prikazanu proceduru, ali se relativno jednostavnim makroskopskim prepoznavanjem može izvršiti grupisanje u jedan od tipova VII, VIII ili X, u zavisnosti od kontinuiteta slojeva peščara.



Slika 6.26 Određivanje procentualnog učešća peščara i silita u a) Metarskoj razmeri, b) Centimetarskoj razmeri



Daleko veći problem predstavlja određivanje kvaliteta zidova pukotina. Kvantifikacija kvaliteta zidova pukotina je u ovom radu izvršena primenom metodologije koju su predložili Sonmez i Ulusay (1999), slika 6.23a. Kao što je već napomenuto, oni predlažu da se izvrši kvantifikacija generalnog GSI dijagrama na osnovu parametara iz RMR klasifikacije. Marinos i Hoek (2005) navode da parametre kojima se određuje orijentacija diskontinuiteta i stanje podzemne vode kod RMR-a i parametri naponskog stanja i podzemne vode kod Q sistema ne treba uzeti u obzir prilikom klasifikacije, jer se oni definišu u geostatičkim proračunima prilikom projektovanja. Od svih parametara RMR klasifikacije, parametar kojim se definiše stanje diskontinuiteta je najpogodniji za kvantifikovanje kvaliteta zidova pukotina kod GSI sistema. Prema RMR₈₉ stanje pukotina se definiše pomoću 5 parametara, tabela 6.10.

Tabela 6.10 Preporuke za određivanje stanja pukotina (Bieniawski, 1989)

Parametar	Br. bodova				
Prostiranje u dubinu	< 1 m 6	1-3 m 4	3-10 m 2	10-20 m 1	> 20 m 0
Zev	Ne 6	< 0,1 mm 5	0,1-1,0 mm 4	1 - 5 mm 1	> 5 mm 0
Hrapavost	Veoma hrapava 6	Hrapava 5	Delimično hrapava 3	Glatka 1	Ispolirana 0
Ispuna	Bez ispune 6	< 5 mm 4	Tvrda > 5 mm 2	Meka < 5 mm 2	> 5 mm 0
Izmena	Neizmenjena 6	Delimično izmenjena 5	Srednje izmenjena 3	Veoma izmenjena 1	Raspadnuta 0

*Napomena: Pojedini parametri su međusobno isključivi. Npr. u slučaju prisustva ispune u pukotini hrapavost nema uticaja, a stanje zavisi od karakteristika ispune

Iz gornje tabele se može zaključiti da se za kvantifikovanje kvaliteta zidova pukotina mogu iskoristiti parametri kojima se definiše hrapavost, intenzitet izmene i količina ispune. Parametar kao što je zev (otvorenost pukotine) ne treba koristiti prilikom definisanja kvaliteta zida pukotine, jer se on indirektno uzima u obzir preko parametra oštećenja stenske mase D, Hoek-Brown-ovog kriterijuma loma. Inače, otvorenost pukotine može uticati na veličinu pomeranja i dilatanciju blokova stenske mase. Sa povećanjem zeva povećava se mogućnost pomeranja blokova, zbog slabije uzglobljenosti, a smanjuje mogućnost dilatiranja u slučaju promene smičućih napona.



Kontinuitet pukotina, tj. njihovo prostiranje u stenskoj masi je parametar koji je teško proceniti. Cai i dr. (2004) ovaj parametar uzimaju u obzir prilikom definisanja veličine bloka (vertikalna osa na generalnom GSI dijagramu). Stenski mostovi povećavaju efektivnu koheziju duž pukotine, pa blok ili stenska masa ne mogu da dostignu stanje loma dok ne dođe do njihovog pucanja, Kim i dr. (2007). Diederich i Kaiser (1999) pokazuju da prisustvo stenskog mosta 10x10 cm na površini od 1 m² (tj. 1% od ukupne površine) čvrste stenske mase ($\sigma_{ci} > 200$ MPa), doprinosi povećanju nosivosti koje je ekvivalentno najmanje jednom kablovskom sidru.

Izostavljajući dva navedena parametra maksimalni broj bodova u zbiru za hrapavost, ispunu i izmenu iznosi 18. Treba napomenuti da je u smislu određivanja kvaliteta zidova pukotina, prilikom razvoja SMR klasifikacije usvojen nešto drugačiji bodovni sistem.

Debljinu i vrstu ispune je moguće, relativno jednostavno, vizuelno proceniti na čelu otvorenog iskopa. Pod pojmom “tvrda” ispuna se podrazumeva ispuna od kalcita, fragmenata stenske mase, itd. Pod pojmom “meka” ispuna podrazumeva se glinovita komponenta.

U okviru disertacije se predlaže da hrapavost i stepen izmene budu određeni prema sugestijama Bieniawski-og (1990). Hrapavost se za 5 kategorija iz tabele 6.10 može proceniti na osnovu vizuelnog pregleda zidova pukotina i to kao:

1. Veoma hrapava - na površini pukotine su prisutne neravnine pod pravim uglom u odnosu na zid pukotine;
2. Hrapava - prisutna je poneka neravnina pod oštrim uglom u odnosu na zid pukotine. Hrapavost se jasno vidi, a pod rukom je površina veoma abrazivna;
3. Delimično hrapava - neravnine na površini pukotine se mogu razlikovati, a pod rukom se osećaju;
4. Glatka - površina izgleda glatka, a takva je i na dodir;
5. Ispolirana - jasno uočljivo poliranje.

Stepen izmene na zidovima pukotina se može proceniti kao:

1. Neizmenjen - nema vidljivih znakova alteracije, stenska masa je sveža, kristali sjajni;
2. Delimično izmenjen - pojava fleka na površinama i moguće prisustvo tankog filma izmenjenog materijala. Promena boje usled alteracije može zadirati u stensku masu do 20% od veličine zeva pukotine;



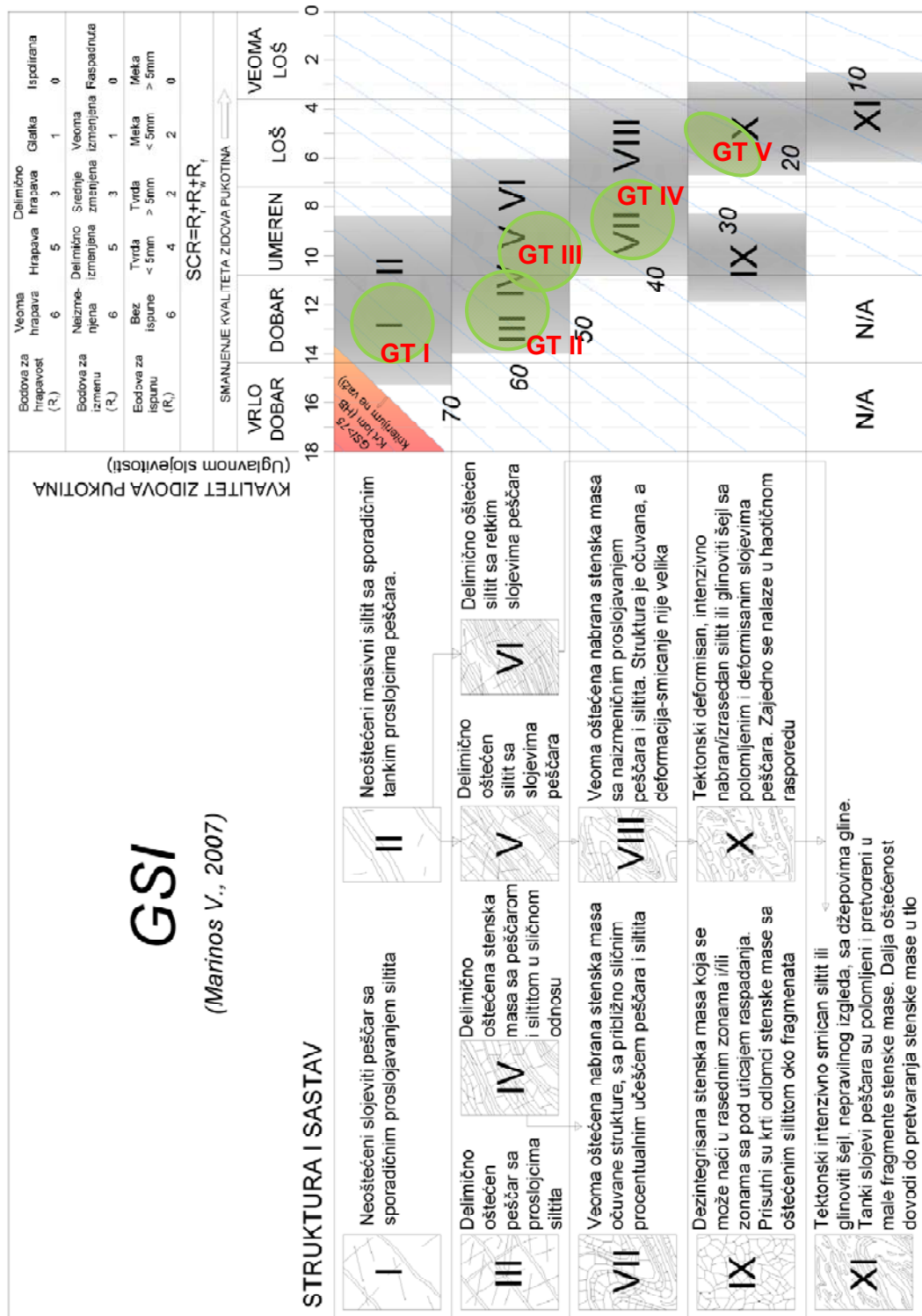
3. Srednje izmenjen - promena boje usled alteracije se delimično prostire izvan pukotine; u pukotinama se može nalaziti ispuna od materijala nastalog alteracijom;
4. Veoma izmenjen - promena boje se proširila kroz stensku masu koja je delimično trošna; originalna tekstura je uglavnom očuvana, ali se javlja razdvajanje zrna;
5. Raspadnut - promena boje je prisutna svuda u stenskoj masi, koja je potpuno raspadnuta; spoljašnji izgled odgovara tlu; u unutrašnjosti je tekstura delimično očuvana, ali su zrna potpuno razdvojena.

Pored ovog, u literaturi se mogu naći i drugi predlozi za određivanje hrapavosti i stepena izmene pukotina (Barton i Choubey, 1977; Palmstrom, 2001).

GSI dijagram za fliš se može definisati sa 18 jednakih vertikalnih podeoka, slika 6.27. Maksimalni broj bodova (18) odgovara vrlo dobrom kvalitetu zidova, dok nula (0) označava veoma loš kvalitet. Osnovna razlika između ovog i predloga koji su dali Sonmez i Ulusay (1999) je taj što u vertikalnom smislu GSI klasifikacija za fliš nije direktno zavisna od veličine i uzglobljenosti blokova već od procentualnog učešća peščara i silita i njihove tektonske oštećenosti. Predlog predložene kvantifikacije će se proveriti na osnovu podataka iz tabele 6.7.

Pukotine koje po kvalitetu odgovaraju gornjoj granici za razmatrani fliš nemaju ispunu, delimično su izmenjene ili neizmenjene i glatke su. Pukotina pod rednim br. 14 pripada materijalu GT II i nakon klasifikacije po predloženoj proceduri ima 12-13 bodova, što se odlično uklapa sa položajem strukturnog tipa III na dijagramu. Donju granicu kvaliteta čine pukotine npr. pod rednim br. 11 i 44. Pukotina 11, prema predloženoj metodologiji ima 5, a pukotina 44 ima 8 bodova. One odgovaraju strukturnim tipovima X i VII, respektivno.

U slučaju diskontinuiteta koji se nalazi na kontaktu peščara i silita potrebno je biti veoma obazriv. S obzirom na različite otporne karakteristike peščara i silita, kvalitet zida pukotine u silitu ne mora odgovarati kvalitetu u peščaru. Zato se predlaže da se hrapavost i stepen izmene odrede na površinama peščara i silita posebno, a zatim nađe njihova srednja vrednost. Ovako određena prosečna vrednost se dodaje bodovima za ispunu (koja je jedinstvena za pukotinu) i dobija se parametar SCR.



N/A Geološki nemoguća kombinacija. Izvan osenčenih delova moguće je definisati stensku masu, ali su ove pojave retke
 → Smer povećanja tektonske oštećenosti stenske mase za odgovarajuću lito ogjiju

Slika 6.27 Kvantifikovan GSI dijagram za fliš sa karakterističnim predstavnicima fliša okoline Dimitrovgrada



6.3 Parametri čvrstoće na smicanje fliša okoline Dimitrovgrada

Nakon definisanja ulaznih parametara (σ_{ci} , m_i i GSI) za svaki tip fliša određeni su parametri čvrstoće na smicanje za tri kriterijuma loma: Hoek-Brown-ov, Mohr-Coulomb-ov i nelinearnu anvelopu hiperboličkog tipa.

Parametri HB kriterijuma loma su određeni u komercijalnom programskom paketu RocLab (Rocscience Inc, 2013) na osnovu podataka iz tabele 6.9. Ekvivalentni MC parametri su određeni u istom programskom paketu postupkom linearne regresije (Hoek i Brown, 1997; Hoek i dr., 2002), jednačine (3.26 i 3.27) i slika 3.20.

Konverzija parametara HB kriterijuma u nelinearnu anvelopu hiperboličkog tipa izvršena je primenom Levenberg-Marquardt algoritma (LMA) koji je implementiran u programski paket Kaleidagraph. LMA tehnika služi za rešavanje problema nelinearne regresije, gde je veza između zavisne i nezavisne promenljive određena krivolinijskom funkcijom. Ona se pored drugih tehnika koristi u RocData/RocLab programskom paketu za fitovanje anvelopa napona loma na osnovu podataka iz eksperimentalnih ispitivanja. Detaljnu studiju o fitovanju HB anvelope sa eksperimentalnim podacima sproveo je Sari (2012). On je uporedio nekoliko tehnika (između ostalih i LMA), pri čemu je razmatrao i čvrstoću pri pritisku i čvrstoću pri zatezanju. U ovoj disertaciji poklapanje krivih je izvršeno za tačke koje se nalaze na HB anvelopi na pozitivnom delu horizontalne ose, pri čemu zatezna čvrstoća nije uzeta u obzir.

Da bi se izvršila konverzija, u prvom koraku je nelinearni HB kriterijum loma, inače definisan u polju glavnih napona, potrebno predstaviti parovima tačaka normalnih i smičućih napona (σ_n, τ) preko jednačina (3.23 i 3.24). Za tako određene parove tačaka može se izvršiti najbolje poklapanje sa jednačinom hiperboličke zavisnosti oblika:

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\varphi_b + \Delta\varphi / (1 + \sigma_n/p_n)) \quad (6.10)$$

gde su, φ_b , $\Delta\varphi$ i p_n parametri definisani u podpoglavlju 3.2.6.

Na početku procedure je potrebno uneti inicijalne vrednosti nepoznatih parametara φ_b , $\Delta\varphi$ i p_n , a zatim program iterativno računa vrednost Hi kvadrata tako da se dobije najbolje fitovana kriva. LMA daje rešenje koje odgovara lokalnom minimumu, pa se do konačnog rešenja, kada je greška najmanja, uglavnom stiže nakon nekoliko iteracija. Poklapanje krivih je izvršeno za tri tačke, pri čemu je za još jednu dodatnu tačku



usvojena ista veličina kohezije, tj. vrednost čvrstoće na smicanje za $\sigma_n=0$. Maksimović (2011) problem konverzije za tri tačke rešava svođenjem na sistem tri linearne jednačine sa tri nepoznate. Tada je rešenje uslovljeno odabirom tačaka. Naknadno je izvršen veliki broj analiza radi poređenja rezultata konverzije gde je, variranjem položaja i broja tačaka (od približno 500 do 3), utvrđeno da se za usvojeno ekvidistantno rastojanje tačaka $(\sigma_n, \tau)_{1/9\sigma_{3max}}$, $(\sigma_n, \tau)_{1/3\sigma_{3max}}$, $(\sigma_n, \tau)_{\sigma_{3max}}$ dobijaju zadovoljavajući rezultati (što je u saglasnosti sa zaključcima Maksimovića). U skladu sa tim, poklapanje je izvršeno za tri ravnomerno raspoređene tačke $(\sigma_n, \tau)_{1/9\sigma_{3max}}$, $(\sigma_n, \tau)_{1/3\sigma_{3max}}$, $(\sigma_n, \tau)_{\sigma_{3max}}$, pri čemu je greška (u formi Hi kvadrata, koeficijenta korelacije i veličine standardne greške parametara - SEV) zanemarljivo mala ili jednaka nuli. Veličina greške pokazuje koliko se dobro fitovana kriva poklapa sa položajem originalnih tačaka. SEV vrednosti treba čitati kao: parametar \pm greška.

Prilikom konverzije, veličine parametara su uslovljene i odabirom intervala napona za koji se vrši konverzija, tj. maksimalne veličine manjeg glavnog napona (σ_{3max}). Veličina σ_{3max} je u funkciji visine kosine, zapreminske težine i čvrstoće stenske mase i usvojena je prema jednačini (3.31). Ovde će se visina kosina ograničiti na 20 m, jer su karakteristične za najveći deo trase. Kasnije će se parametri definisati za kosine do 50-60 m visine.

U flišu se iskop uglavnom vrši mehaničkim putem dok se kontrolisano miniranje u manjoj meri može koristiti u čvršćim partijama. Iz tabele 6.7 se može videti da je prosečan mereni zev pukotina od 1-5 cm, što ukazuje na priličan uticaj relaksacije usled iskopa. Iz tog razloga je za veličinu faktora D usvojena vrednost 0.7.

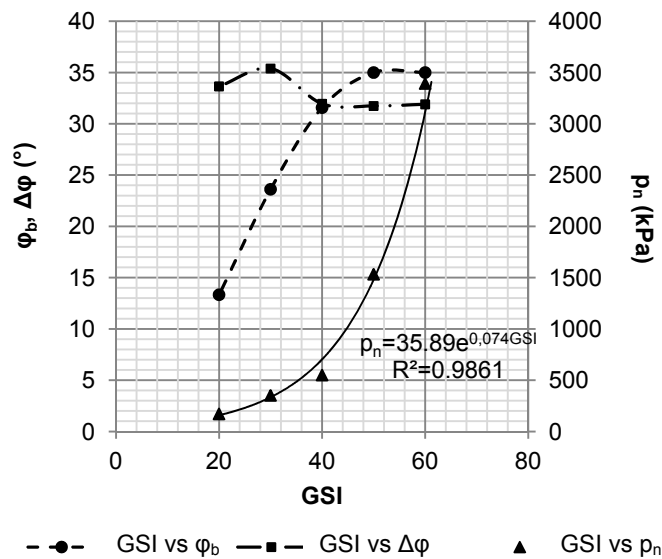
U tabeli 6.11 su prikazane veličine parametara određene prema gore navedenim procedurama. Iz tabele se može videti da se čistom konverzijom dobijaju nerealno visoke vrednosti baznog ugla trenja za GT I i GT II materijale. Konverziju je potrebno ponoviti uz njegovo prethodno definisanje. Veličina baznog ugla trenja zavisi od vlažnosti ispitivanog uzorka i može se odrediti odgovarajućim opitom (podpoglavlje 3.2.2) ili alternativno usvojiti iz publikovanih radova (npr. Barton, 1973; tabela 3.2; Patton, 1966; Ripley, 1962; Krsmanovic, 1967; Coulson, 1972). Korigovani parametri, za pretpostavljenu vrednost $\phi_b=35^\circ$, za GT I i GT II materijale su: $\Delta\phi=31.9^\circ$, $p_n=3392.56$ kPa i $\Delta\phi=31.74^\circ$, $p_n=1532.96$ kPa, respektivno.



Tabela 6.11 Parametri čvrstoće dobijeni na osnovu donjih graničnih vrednosti iz tabele 6.9

H=20m	HB kriterijum $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}(m_b \sigma_3 / \sigma_{ci} + s)^a$	MC kriterijum $\tau = c + \sigma_n \tan \varphi$	Hiperbolička anvelopa $\tau = c + \sigma_n \cdot \tan(\varphi_b + \Delta\varphi / (1 + \sigma_n / p_n))$	Veličina greške		
				Hi Kvadrat (χ^2)	Koef. deter. (R^2)	SEV ($\varphi_b, \Delta\varphi, p_n$) respektivno
GT I $\sigma_{3max} = 493.2$ kPa	$m_b = 1.887; s = 0.003;$ $a = 0.503$	$c = 461.6$ kPa $\varphi = 57.8^\circ$	$c = 341.17$ kPa; $\varphi_b = 46.46^\circ;$ $\Delta\varphi = 21.63^\circ; p_n = 1496.66$ kPa	1.80e-10	1	$\pm 7.83e-6$ $\pm 5.88e-6$ $\pm 1.34e-3$ $\pm 9.29e-7$
GT II $\sigma_{3max} = 464.8$ kPa	$m_b = 1.089; s = 0.0007;$ $a = 0.505$	$c = 242.8$ kPa $\varphi = 52.3^\circ$	$c = 104.76$ kPa; $\varphi_b = 41.98^\circ;$ $\Delta\varphi = 26.16^\circ; p_n = 868.68$ kPa	4.56e-12	1	$\pm 5.64e-7$ $\pm 9.47e-5$ $\pm 9.04e-8$
GT III $\sigma_{3max} = 427.5$ kPa	$m_b = 0.444; s = 0.0002;$ $a = 0.511$	$c = 133.8$ kPa $\varphi = 41.8^\circ$	$c = 34.34$ kPa; $\varphi_b = 31.58^\circ;$ $\Delta\varphi = 31.95^\circ; p_n = 549.74$ kPa	2.32e-14	1	$\pm 4.54e-8$ $\pm 5.65e-6$ $\pm 2.54e-7$
GT IV $\sigma_{3max} = 397.9$ kPa	$m_b = 0.235;$ $s = 0.0000392; a = 0.522$	$c = 80.5$ kPa $\varphi = 32.7^\circ$	$c = 9.89$ kPa; $\varphi_b = 23.62^\circ;$ $\Delta\varphi = 35.39^\circ; p_n = 352.42$ kPa	1.17e-13	1	$\pm 1.29e-7$ $\pm 1.12e-5$ $\pm 8.63e-8$
GT V $\sigma_{3max} = 355.1$ kPa	$m_b = 0.0863;$ $s = 0.0000092; a = 0.543$	$c = 35.7$ kPa $\varphi = 19.5^\circ$	$c = 2.59$ kPa; $\varphi_b = 13.34^\circ;$ $\Delta\varphi = 33.65^\circ; p_n = 171.46$ kPa	7.36e-15	1	$\pm 1.19e-7$ $\pm 2.89e-6$

Na slici 6.28, prikazane su zavisnosti parametara hiperboličke anvelope od GSI indeksa. Može se videti da parametar p_n eksponencijalno raste sa GSI, dok φ_b opada. Maksimalni doprinos uzglobljavanja monolitnih fragmenata se u ovom slučaju može očekivati za veličinu GSI indeksa od 30.



Slika 6.28 Promena parametara hiperboličke anvelope sa veličinom GSI za razmatrani fliš



6.4 Definisanje parametara hiperboličke anvelope za generalnu flišnu sekvencu

Kao što je već napomenuto, a s obzirom na heterogenost i tektonsku oštećenost, rasponi geotehničkih parametara fliša mogu varirati u veoma širokom dijapazonu. Sa praktičnog stanovišta bilo bi interesantno uspostaviti interval očekivanih vrednosti parametara. U te svrhe izvršena je analiza dostupnih literaturnih podataka, koji se odnose na izgradnju putne infrastrukture u flišu, tabela 6.12. Ovde treba napomenuti da u već pomenutom programskom paketu RocData (opcija RocProp) postoji baza podataka, u kojoj su prikazane karakteristike različitih vrsta stenskih masa. Tako na primer, za pešćar se mogu naći podaci o ispitivanjima različitih mehaničkih parametara sa 108 lokacija pri čemu su oni statistički obrađeni. Za siltit postoje podaci o ispitivanjima sa 28 različitih lokacija. Ipak, ovi podaci nisu korišćeni u okviru disertacije, jer se ne zna da li sedimenti pripadaju flišu ili ne.

Tabela 6.12 Literaturni podaci o ispitivanjima u flišu

Izvor*	Pešćar		Siltit		Napomena
	σ_{cimin}	σ_{cimax}	σ_{cimin}	σ_{cimax}	
Pollak i dr., 2010	20	135	5	40	Pešćari i breče, laporci (nepoznati detalji ispitivanja)
Marinos V. i dr., 2010	10,76	116,73	2,43	62	13 tunela u flišu (258 uzoraka pešćara, 107 siltita)
Budetta i dr., 2011	23,8	67,7			San Mauro formacija (13 uzoraka pešćara)
Tziallas i dr., 2013	85,4	103,8	37,4	53,7	5 uzoraka pešćara, 4 siltita
Pepe i dr., 2014	42,7	125,4	11	36,4	San Remo fliš (70 uzoraka pešćara, $m_i=19-25$ i 33 siltita, $m_i=17,5$). Razlikuje karbonatni pešćar i pešćar
Berisavljević i dr., 2015 (sa rezultatima ispitivanja kompozitnih uzoraka)	50	85	10	30	Fliš okoline Dimitrovgrada (16 uzoraka pešćara, 9 siltita)

*Dimenzije uzoraka nisu poznate, osim u poslednjoj referenci



Iz tabele 6.12 se vidi da su minimalne vrednosti σ_{ci} peščara i silita 10 i 2,43 MPa, respektivno. Maksimalne vrednosti za peščar i silit su 135 i 62 MPa, respektivno. Za konstantu m_i ne postoji dovoljan broj publikovanih podataka. Razlog za to je verovatno što se ona određuje pri troosnim uslovima opterećenja.

Granične vrednosti ulaznih parametara za HB kriterijum loma i parametri hiperboličke anvelope su određeni prema sledećoj proceduri:

1. Prvo su odabrane gornja i donja granična vrednost za jednoosnu čvrstoću i konstantu m_i peščara i silita. Veličina od 10 MPa je usvojena kao donja granica za peščar, dok je kao donja granica za silit usvojena vrednost od 2 MPa. Za gornju granicu peščara usvojena je vrednost od 150 MPa, a za silit 50 MPa (nešto niža od maksimalnih 62 MPa, usled pretpostavke o tektonskoj oštećenosti). Donja granica konstante m_i za silit je usvojena kao 5, a za peščar 13, dok je gornja granica za peščar usvojena kao 21, a za silit 9. Ove veličine su ustvari minimalne i maksimalne vrednosti za peščar i silit koje su date u tabeli 6.8;
2. Pretpostavljeno je da su najbolje partije flišne sekvence izgrađene od peščara i da sa povećanjem tektonske oštećenosti raste procentualno učešće silita (sl/st) u odnosu: 1:5, 1:3, 1:1, 3:1, 5:1. Najlošije partije odgovaraju smicanom silitu. Na ovaj način je definisano 7 tipova materijala;
4. GSI vrednosti za peščar i smicani silit su usvojene kao 70 i 10, respektivno, što odgovara minimalnoj i maksimalnoj vrednosti sa dijagrama za fliš, slika 6.27. Ostale vrednosti su odabrane u intervalima od po 10 bodova;
5. Za parametar D je usvojena vrednost 0, što odgovara stenskoj masi pre iskopa;
3. Za pet tipova, sa različitim procentualnim učešćem peščara i silita, određene su ponderisane vrednosti parametara σ_{ci} i m_i prema proceduri iz tabele 6.3;
6. Parametri hiperboličke anvelope su dobijeni konverzijom HB parametara, primenom LMA algoritma. Za razliku od prethodnog slučaja ovde je poklapanje izvršeno za 9 tačaka: $\sigma_3=50, 150, 300, 450, 600, 750, 900, 1050$ i 1200 kPa. Veličina σ_{3max} približno odgovara visini kosine od oko $H=50-60$ m, čime su obuhvaćene i najviše kosine. Ranije je napomenuto da se najbolji rezultati prilikom konverzije dobijaju za podjednako rastojanje između tačaka.
7. Prilikom konverzije pretpostavljene su vrednosti baznog ugla trenja. Ovde je korišćena unekoliko drugačija procedura od one prikazane na slici 6.28. Naime, za



tipove koji su izgrađeni od čistog peščara ili siltita usvojene su minimalne i maksimalne vrednosti iz literature, dok je za intermedijarne tipove bazni ugao dobijen kao ponderisana vrednost, u zavisnosti od procentualnog odnosa sl-st. Maksimalna usvojena vrednost za peščar je 35° , a minimalna 25° . Za siltit je, s obzirom na tektonsku oštećenost, gornja granična vrednost usvojena kao najniža publikovana, tj. 27° (tabela 3.2). Minimalna vrednosti je usvojena kao 8° što odgovara prosečnoj rezidualnoj vrednosti za glinovite materijale (Maksimović, 1989b).

Parametri određeni prema gore opisanoj proceduri prikazani su u tabelama 6.13 i 6.14. Napominje se da se oni odnose na stanje pre iskopa i da usvajanjem faktora $D > 0$ dolazi do njihovog smanjenja. Bazni ugao između ostalog zavisi i od inicijalnog rasporeda i konfiguracije fragmenata stenske mase koji se u određenoj (nepoznatoj) meri menjaju usled iskopa.

Tabela 6.13 Minimalne očekivane vrednosti parametara za flišnu sekvencu

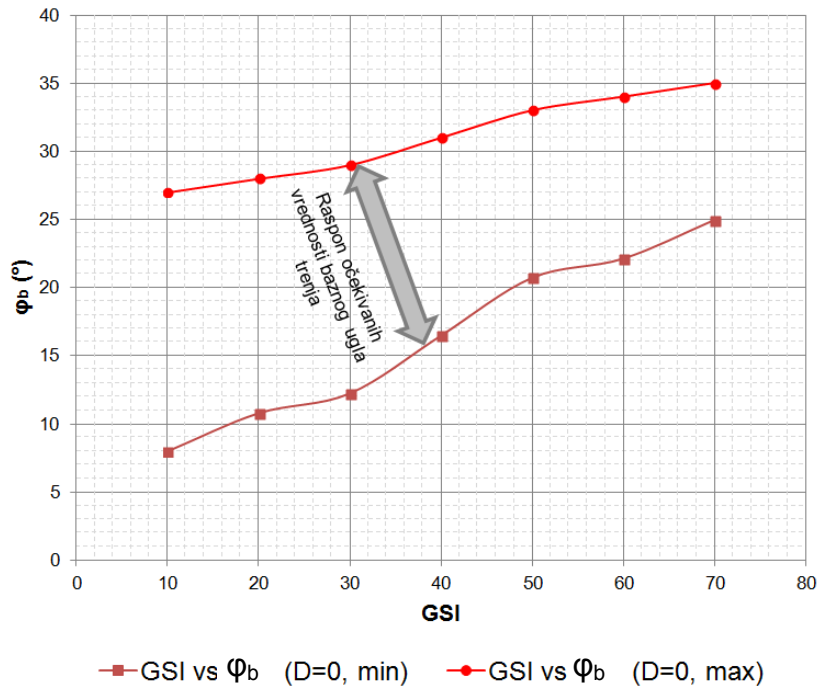
Vrsta uzorka	GSI	σ_{ci} (MPa)	m_i	sl/st (%)	φ_b	p_n	$\Delta\varphi$
GT I (peščar)	70	10	13,00	0	25	3477,56	36,41
GT II	60	8,67	11,67	1:5	22,16	2441,52	38,46
GT III	50	7,25	10,58	1:3	20,75	1564,35	38,68
GT IV	40	5	7,70	1:1	16,5	871,76	38,36
GT V	30	4	6,35	3:1	12,25	643,86	37,34
GT VI	20	3,33	5,47	5:1	10,8	374,93	34,02
GT VII (Siltit)	10	2	5,00	100	8	203,17	27,42

Tabela 6.14 Maksimalne očekivane vrednosti parametara za flišnu sekvencu

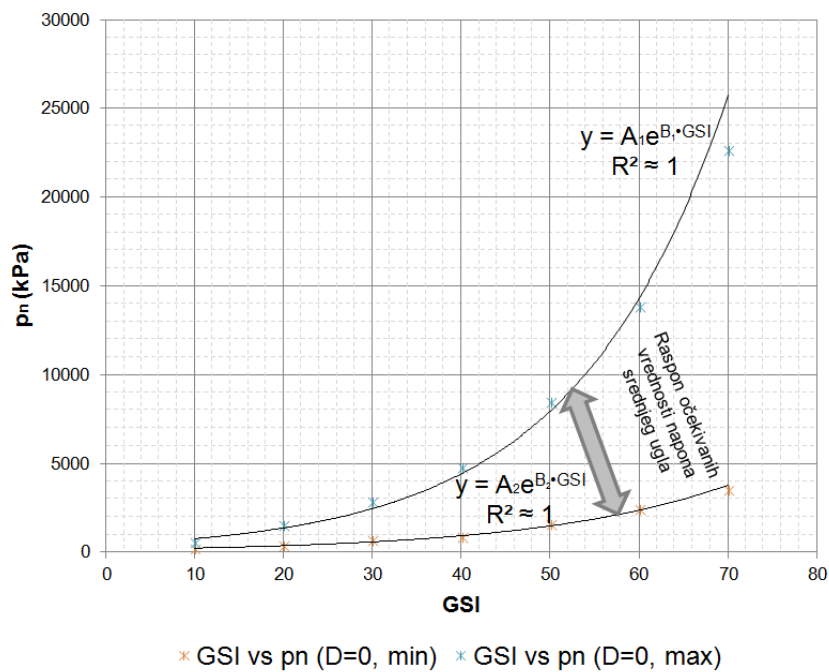
Vrsta uzorka	GSI	σ_{ci} (MPa)	m_i	sl/st (%)	φ_b	p_n	$\Delta\varphi$
GT I (peščar)	70	150	21,00	0	35	22652,6	34,06
GT II	60	133,33	19,00	1:5	34	13859	35,41
GT III	50	113,75	16,42	1:3	33	8471,38	35,97
GT IV	40	85	12,90	1:1	31	4797,11	36
GT V	30	67,5	10,95	3:1	29	2850,92	35,85
GT VI	20	56,67	9,60	5:1	28	1518,78	33,89
GT VII (Siltit)	10	50	9,00	100	27	591,21	31,68

Na slici 6.29 je prikazana promena baznog ugla trenja sa promenom GSI vrednosti. Treba očekivati da će se unutar prikazanog intervala nalaziti vrednosti za flišne

sedimente sastavljene od peščara i silita. Veličina napona p_n eksponencijalno opada sa smanjenjem GSI, a konstante A i B treba definisati u svakom pojedinačnom slučaju, slika 6.30. Kada se poklapanje izvrši eksponencijalnom funkcijom, koeficijent determinacije je blizak jedinici.



Slika 6.29 Granične vrednosti baznog ugla trenja za flišne sedimente



Slika 6.30 Granične vrednosti napona srednjeg ugla za flišne sedimente



Na slici 6.28 je maksimalna ugaona razlika dobijena za $GSI=30$. Njena vrednost za druge kombinacije parametara može dostići maksimum i pri drugim GSI vrednostima.

6.5 Verifikacija parametara

Parametri koji su definisani u prethodnim poglavljima biće verifikovani na bazi povratne analize strukturnih i globalnih lomova, slika 6.31. Najveći broj nestabilnosti se dogodio između km 100+000 i km 100+600. U slučaju kosina formiranih u GT I i GT II materijalu dominantni su strukturni lomovi. Kako bi se definisali svi mogući mehanizmi nestabilnosti formirani su konturni (strukturni) dijagrami na osnovu prikupljenih podataka o diskontinuitetima. Analiza planarnog klizanja omogućila je da se potvrdi prethodno definisana vrednost baznog ugla trenja. Vrednosti napona srednjeg ugla su upoređene sa publikovanim rezultatima. Za kosine iskopane u GT III i GT IV materijalu nisu uočene nestabilnosti. Najveći problemi javili su se u GT V materijalu, gde su karakteristični globalni lomovi po kružno-cilindričnoj kliznoj površi.

6.5.1 Analiza strukturnih dijagrama i verifikacija φ_b i p_n

Na slici 6.32 prikazani su konturni dijagrami sa nanešenim polovima svih diskontinuiteta iz tabele 6.7. Jasno se mogu izdvojiti tri familije pukotina J1, J2 i J3 i slojevitost B (sa orijentacijom u dva različita pravca usled nabiranja), sa elementima pada (azimutom i padnim uglom v/α): 206/69, 125/26, 262/46, 55/28 i 316/17, respektivno. Pored njih mogu se javiti i pojedinačne pukotine Ji. Sa tako definisanim elementima pada urađena je kinematska analiza kako bi se utvrdila verovatnoća nastanka planarnog loma, klizanja klina i izvrtanja blokova. Za analizu je korišćen programski paket Dips (Rocscience Inc, 2014).

Na slici 6.32a se može videti da je ukupna verovatnoća da dođe do planarnog loma relativno mala. Ukoliko se mogućnost planarnog klizanja analizira posebno za slojevitost sa prosečnim elementima pada 55/28, tada je verovatnoća da dođe do loma oko 30%. Prema podacima iz tabele 6.7 može se zaključiti da su pukotine uglavnom glatke (ređe ispolirane) što je dovoljno da se pretpostavi da hrapavost nema uticaja na veličinu čvrstoće na smicanje. U slučaju loma prikazanog na slici 6.31a, elementi pada (28/35) ukazuju na to da je za pretpostavljenu veličinu kohezije duž pukotine od $c=0$ kPa, bazni ugao približno jednak 35° .



Trase izdvojenih površi mehaničkog diskontinuiteta se međusobno presecaju u 10 tačaka, ali nijedan presek se ne nalazi u kritičnoj zoni u kojoj može doći do klizanja klina, slika 6.32b. Sveukupna verovatnoća da dođe do klizanja klina je oko 5%.

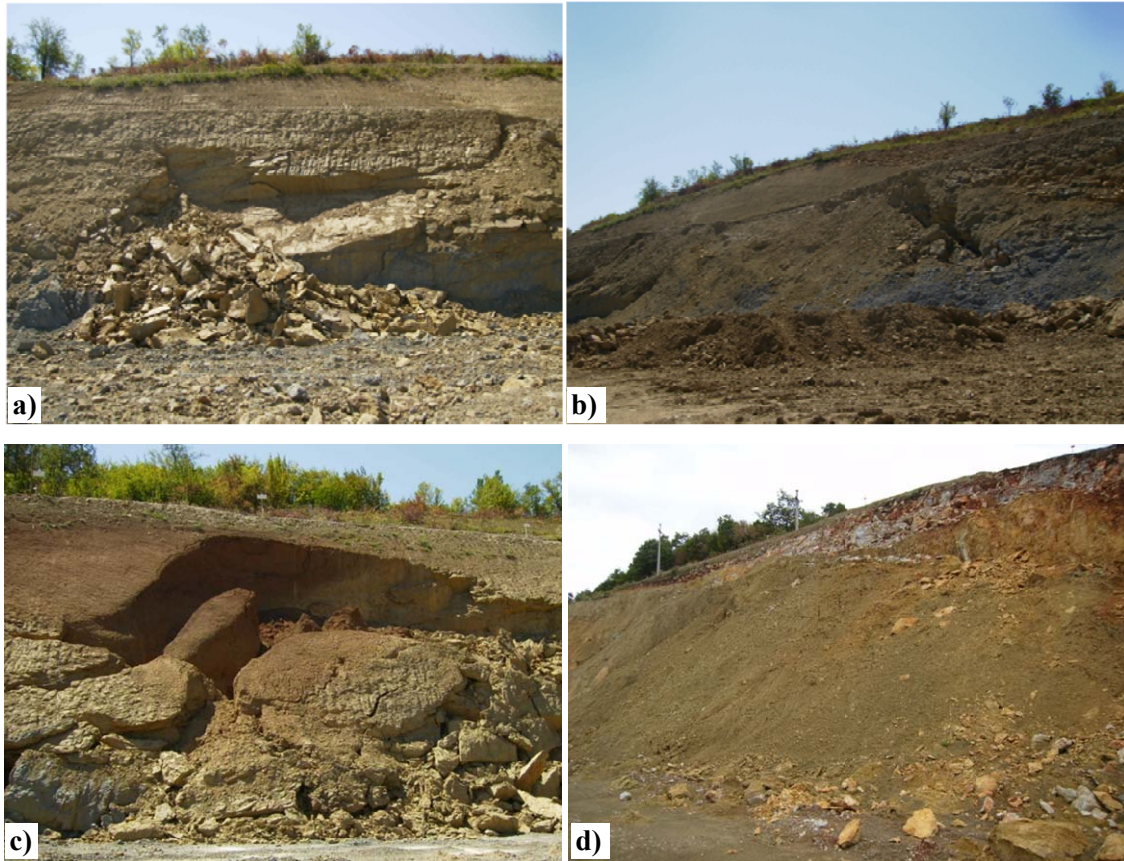
Verovatnoća da dođe do izvijanja blokova je veoma mala i iznosi oko 2%, dok je izvrtanje blokova daleko izvesnije za pojedine orijentacije diskontinuiteta (slike 6.32c-d). Kombinacija izvrtanja i klizanja blokova je uočena na terenu, slika 6.33.

Maksimović (1996c) je prikazao tipične vrednosti napona srednjeg ugla za različite materijale, tabela 6.15. Kada se tabela dopuni sa vrednostima za fliš može se zaključiti da one variraju u širokom rasponu. Donja granična vrednost od 170 kPa odgovara glinovitim materijalima, dok gornja granica odgovara dobro graduiranom šljunku i kamenom nabačaju. Ovako širok raspon vrednosti parametra p_n je logičan imajući u vidu različit kvalitet pojedinih predstavnika fliša. Sa porastom tektonske oštećenosti stenske mase raste procenat fino-zrnih frakcija, što daje nižu vrednost napona srednjeg ugla.

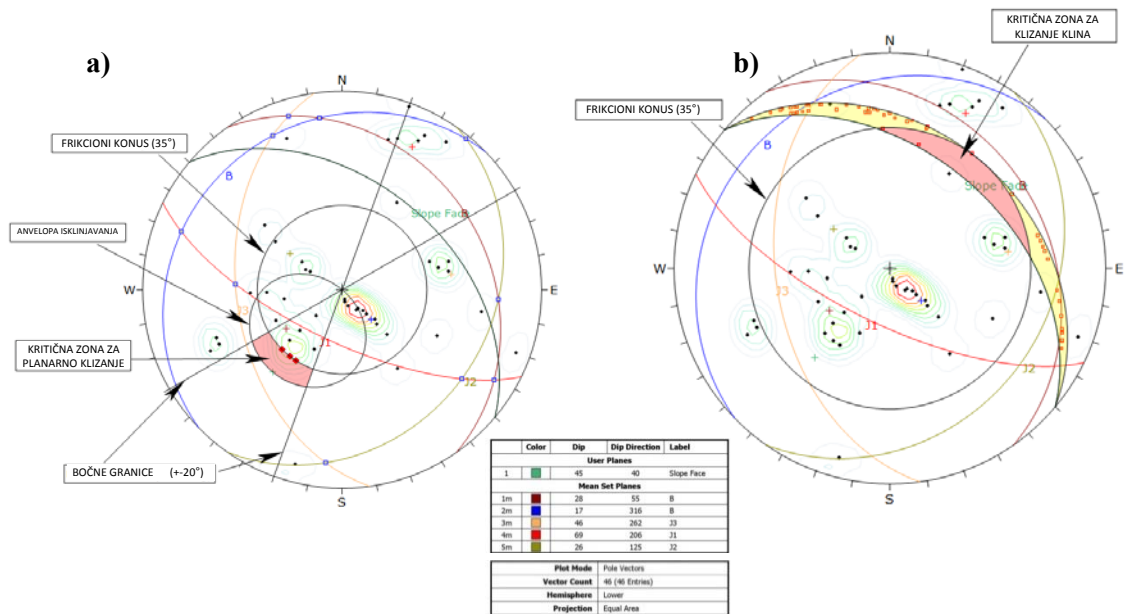
Tabela 6.15 Napon srednjeg ugla p_n za različite materijale (Maksimović, 1996c i dopunjeno od strane Berisavljević i dr., 2015)

Vrsta materijala	p_n (kPa)
Gline	20 - 150
Antracit	100
Kalcitni peskovi	250 - 400
Silikatni peskovi	300 - 700
Kameni nabačaj	350 - 2000
Dobro graduiran šljunak	500 - 4000
Aluminium-oksidi	10000
Fliš okoline Dimitrovgrada (GT V - GT I)	170(230^a) - 3400(6630^a)

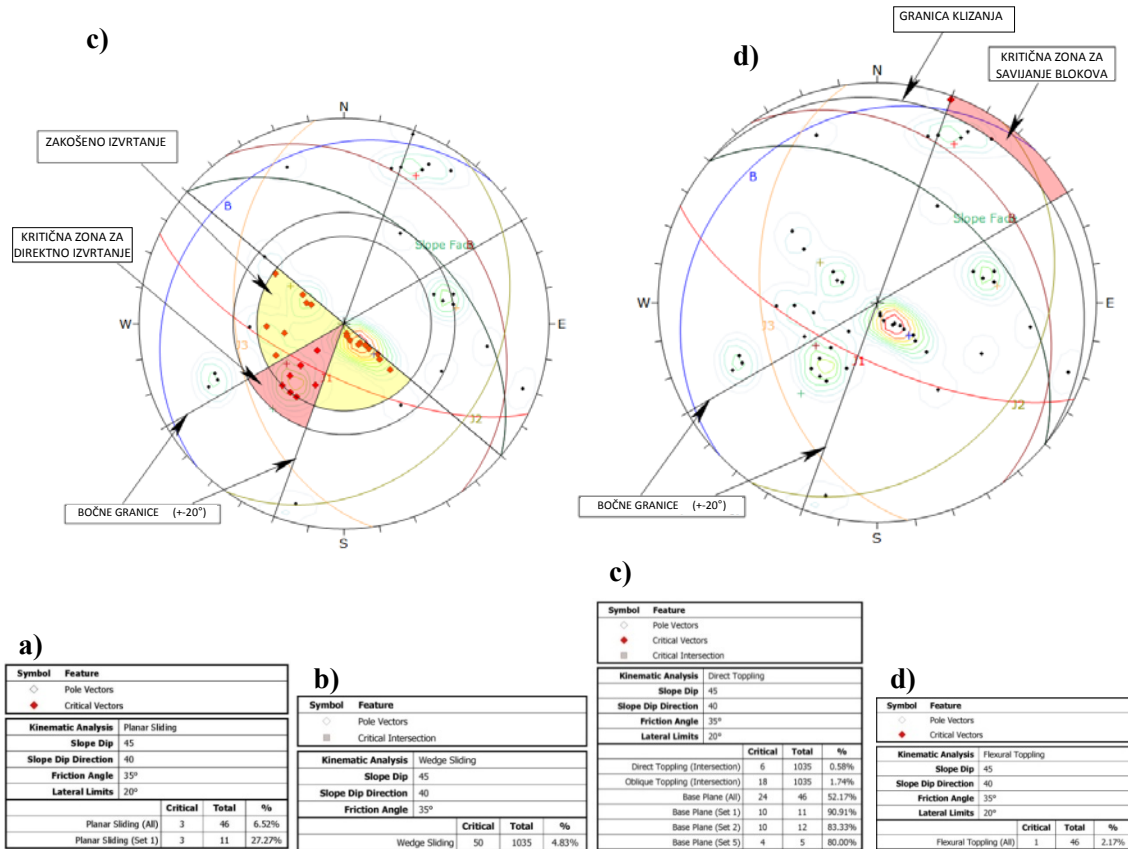
^aTačne gornje granične vrednosti za GT V i GT I materijal (s obzirom na raspon vrednosti u tabeli 6.9) su 233,80 i 6631 kPa, respektivno. Bazni ugao trenja za GT I materijal je pretpostavljen kao 35°



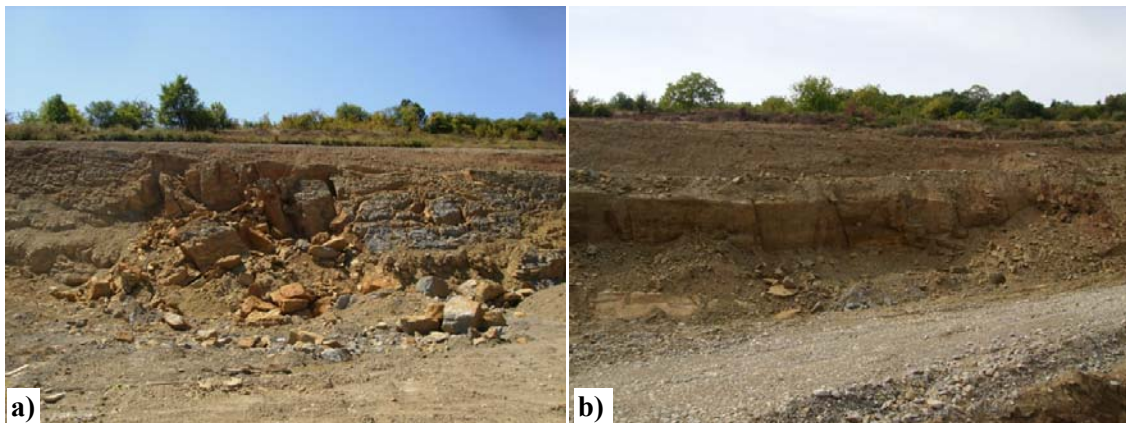
Slika 6.31 Tipične nestabilnosti u flišu a) Planarni lom u GT II materijalu, b) Globalna nestabilnost u GT V materijalu, c) Lom na kontaktu tla i GT V materijala, d) Nestabilnost siltita u zoni tektonskog kontakta



- nastavak slike na 128. strani -



Slika 6.32 Kinematska analiza sa legendom a) Planarno klizanje, b) Klizanje klina, c) Izvrtanje blokova, d) Izvijanje blokova (Berisavljević i dr., 2015)



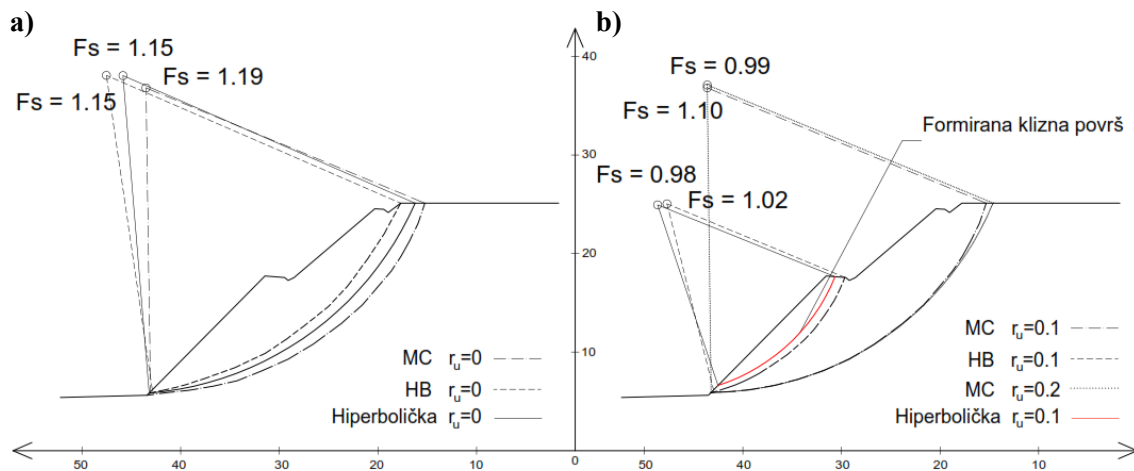
Slika 6.33 a) Izvrtanje i klizanje blokova u GT II materijalu, b) Blokovi kod kojih je moguće da dođe do izvrtanja

6.5.2 Globalne nestabilnosti i verifikacija parametara za GT V materijal

Da bi se proverila validnost predloženih parametara za GT V materijal, urađena je povratna analiza za kosinu prikazanu na slici 6.31b. Nestabilnosti koje su se dogodile u

GT V materijalu su istog mehanizma loma i približno sličnih dimenzija. Uglavnom su debljine 2-3 m i zahvataju kosine pojedinačnih bermi. Sve kosine su izvedene u suvim uslovima, pre sezone padavina. Prema dokumentaciji nadzora, sa iskopom u široj zoni predmetne kosine se počelo u junu 2011. godine. Projektovana kota kolovozne konstrukcije je dostignuta u avgustu iste godine. Nakon završetka iskopa na licu kosine je došlo do provlažavanja usled intenzivnih padavina i prisustva kaptaze u zaleđu kosine. Ovo je prouzrokovalo povećanje pornih pritisaka. Stanje loma je dostignuto u oktobru 2011. godine.

Proračunski model je prikazan na slici 6.34. Visina kosine do prve berme je 12 m, sa nagibom od 45° . Deo kosine iznad berme je visine 7,5 m sa nagibom od 40° . Širina berme je 2 m. S obzirom da je nestabilnost formirana po kružnoj kliznoj površi za analizu stabilnosti je korišćena Bišopova uprošćena metoda. Analize su sprovedene pod pretpostavkom ravnog stanja deformacije u programskim paketima Slide i BGSlope. Oba paketa omogućavaju izbor između nekoliko kriterijuma loma. U Slide-u je čvrstoća na smicanje definisana MC i HB anvelopom, a u BGslope-u MC i hiperboličkom anvelopom.



Slika 6.34 Rezultati analiza stabilnost a) Bez pornih pritisaka, b) Sa pornim pritisacima

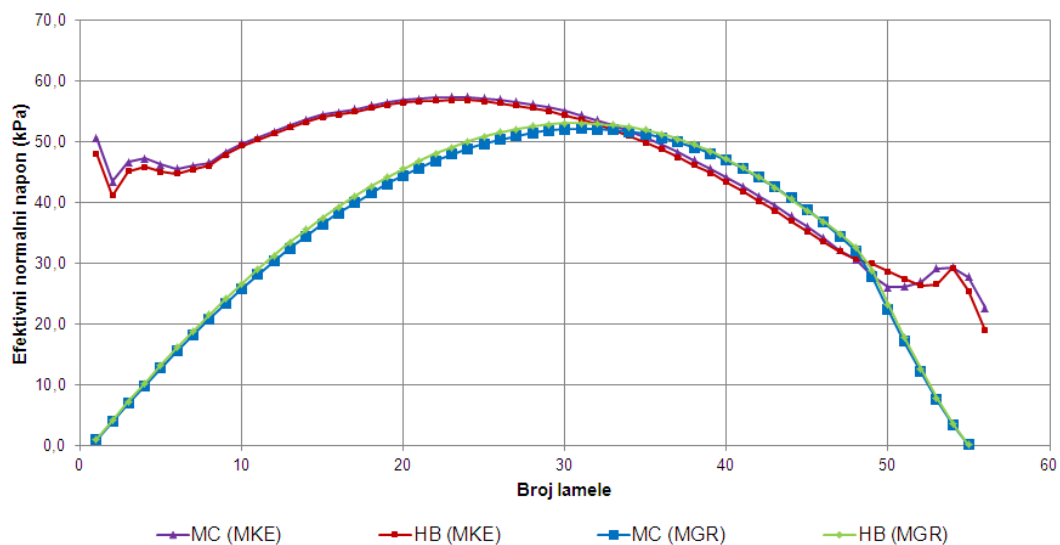
S obzirom da su kosine formirane u suvom stanju prve analize su urađene bez dejstva pornih pritisaka. Faktori sigurnosti za HB i hiperboličku anvelopu su $F_s=1.15$, dok je za MC kriterijum faktor sigurnosti $F_s=1.19$, slika 6.34a. Sledeća analiza je urađena sa veličinom koeficijenta pornog pritiska $r_u=0.1$, čime je kosina približno 20% zasićena. U ovom slučaju je za HB i hiperboličku anvelopu dostignuto stanje loma ($F_s=1$), slika

6.34b. Klizna površ se prostire od središnje berme do nožice kosine i po položaju odgovara nestabilnosti na terenu. Debljine je između 2,5 i 3 m debljine, što odgovara maksimalnom normalnom naponu od oko 50-55 kPa.

Kao što je napomenuto u poglavlju 2, napon je tenzorska veličina koja je definisana intenzitetom, pravcem, smerom i orijentacijom ravni na koju komponentalni naponi deluju. Usled iskopa naponsko stanje u stenskom masivu se menja, pa dolazi do promene intenziteta i orijentacije glavnih napona (slika 2.7). Promena napona je uslovljena anizotropijom i prisustvom diskontinuiteta (slika 2.8), na osnovu čega se može zaključiti da je veoma teško dobiti pravu sliku o in situ naponskom stanju. Pored toga, intenzitet horizontalnog napona je uglavnom veći od verikalnog u plićim delovima stenskog masiva (slika 2.6). Sa povećanjem odnosa horizontalnog i vertikalnog napona (k) mogu se očekivati veća pomeranja na kosini nakon iskopa.

Raspodela normalnih napona duž klizne površi, izračunatih prema MGR i MKE prikazana je na slici 6.35.

Sa slike se može videti da je distribucija napona, po dve metode, različita, ali da su maksimalni intenziteti slični i mogu se smatrati jednakim za praktične potrebe. Bez obzira na to, po kojoj metodi su naponi izračunati, oni ne moraju biti reprezentativni za datu kosinu, ukoliko se u obzir ne uzmu uticaji svih geoloških procesa koji su je stvorili. Raspodela napona u stenskom masivu za razmatrani primer prikazana je na slikama 2.11, 2.12 i 2.13.

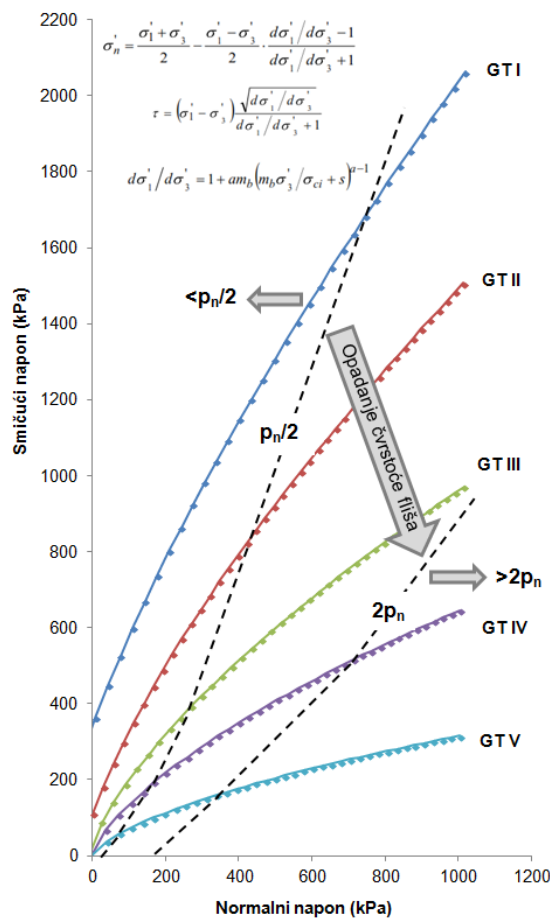


Slika 6.35 Efektivni normalni naponi duž klizne površi

Praksa je pokazala da je metodama granične ravnoteže moguće predvideti pravi položaj klizne površi i realnu vrednost faktora sigurnosti. Zbog navedenih razloga, za dalje analize će se koristiti rezultati po metodi granične ravnoteže.

Uvođenjem pornih pritisaka u analizu efektivni normalni naponi, koji deluju na kliznu površ, se smanjuju pomerajuću čvrstoću na smicanje u deo anvelope gde njena zakrivljenost dolazi do izražaja. Zakrivljenost anvelope izražena preko koeficijenta SLR (podpoglavlje 3.2.6), u slučaju razmatrane nestabilnosti, iznosi $SLR=0,32$. Ovo ukazuje na veliku zakrivljenost, koja se u analizama mora na adekvatan način uzeti u obzir.

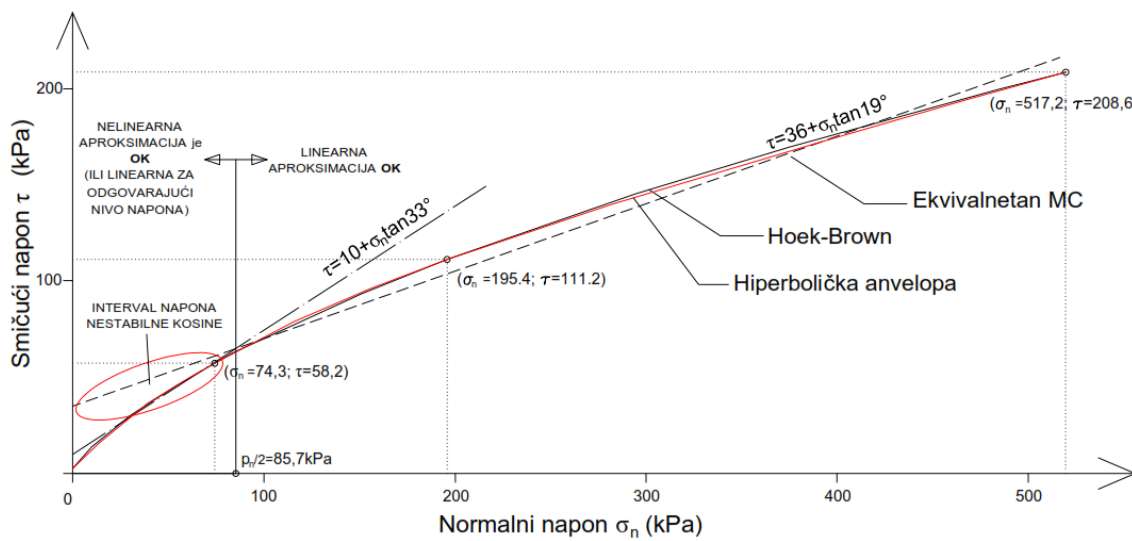
Na slici 6.36 su prikazane HB anvelope napona loma za 5 GT materijala u σ_n - τ prostoru, do veličine normalnog napona od 1000 kPa. Isprekidane linije su povučene kroz tačke koje su dobijene na preseku pojedinih anvelopa napona loma sa veličinom napona srednjeg ugla od $p_n/2$ i $2p_n$. Ovaj način predstavljanja je pogodan kada se želi odrediti da li su normalni naponi duž klizne površi kritični za razmatranje nelinearnosti kod pojedinih GT tipova.



Slika 6.36 Anvelope napona loma za pet GT materijala u σ_n - τ prostoru

Kod MC kriterijuma kritična klizna površ se u slučaju dejstva pornih pritisaka prostire čitavom visinom kosine sa faktorom sigurnosti $F_s=1,10$. Linearna aproksimacija precenjuje čvrstoću na smicanje u domenu malih napona, što navodi na zaključak da je kosina prividno stabilna. Da bi se dostiglo stanje loma u slučaju MC kriterijuma analize su ponovljene sa koeficijentom pornog pritiska $r_u=0,2$. U ovom slučaju, kao i u prethodnom, kritična klizna površ se prostire čitavom visinom kosine, ali je za razliku od prethodnog slučaja pomerena ka zaleđu kosine, što ne odgovara položaju nestabilnosti na terenu.

Da bi se rezultati, pod pretpostavkom linearnog kriterijuma loma, uporedili sa nelinearnom anvelopom potrebno je razmotriti drugi set parametara u odgovarajućem rasponu normalnih napona. Linearni set parametara koji najbolje opisuje visoku zakrivljenost ($SLR < 0,5$) u razmatranom slučaju (normalni naponi do 85 kPa) predstavljen je sa $c=10$ kPa i $\varphi=33^\circ$, slika 6.37. Sa ovim parametrima i usvojenom vrednosti koeficijenta pornog pritiska $r_u=0,1$, dobijaju se identični rezultati kao kada se analize sprovedu sa nelinearnom anvelopom napona loma.



Slika 6.37 Uticaj nelinearnosti na čvrstoću na smicanje



POGLAVLJE 7.

UTICAJ RASPADANJA NA ČVRSTOĆU NA SMICANJE KOD IZVOĐENJA KOSINA U ISPUCALOM STENSKOM MASIVU

7.1 Uvod

U poglavlju 6 prikazana je metodologija određivanja parametara čvrstoće na smicanje ispucalih heterogenih flišnih sedimenata sastavljenih od peščara i siltita. Tako određeni parametri odnose se na čvrstoću neposredno nakon otvaranja kosina. Vremenom, usled omekšanja može doći do njene redukcije, kako je to pokazano u poglavlju 3. Iako su procesi koji dovode do omekšanja stenske mase često neodvojivi, u disertaciji se akcenat stavlja na efekat raspadanja pod dejstvom atmosferskih uticaja. Proces raspadanja će se razmotriti na primeru heterogenih ispucalih sedimenata sastavljenih od peščara i siltita koji su drugačijeg geološkog postanka u odnosu na fliš. Striktno uzevši, parametri čvrstoće na smicanje za tri kriterijuma loma (poglavlje 6) mogu se definisati i za ove sedimente ali s obzirom da je u ovom poglavlju težište stavljeno na raspadanje sve zavisnosti i zaključci odnosiće se na HB kriterijum loma. Raspadanje je izraženije kod mekih stenskih masa (*soft rock*) jer lakše dolazi do slabljenja veza između mineralnih zrna. Meke stenske mase imaju čvrstoću koja se nalazi između tla i čvrstih stenskih masa. U mehanici stena granica između tla i stenskih masa definisana je veličinom jednoosne čvrstoće i zavisi od primenjene klasifikacije. Tako na primer, ISRM (1978) podrazumeva da tla imaju $\sigma_{ci} < 0,25$ MPa. Opšte je prihvaćeno da granica može da se povuče na $\sigma_{ci} = 1$ MPa. Granica između mekih i čvrstih stenskih masa može se postaviti na 20 MPa (Agustawijaya, 2007). U tom smislu, izneti zaključci će se uglavnom odnositi na materijal sa jednoosnom čvrstoćom u intervalu od $1 \text{ MPa} < \sigma_{ci} < 20 \text{ MPa}$.

7.2 Opšte o raspadanju pelitnih sedimenata

U poglavlju 2 je napomenuto da se stenska masa usled iskopa rasterećuje i dolazi do promene njenog naponskog stanja. Delovi koji su se prethodno nalazili na izvesnoj



dubini i pod određenim pritiskom nadsloja, bivaju izloženi dejstvu atmosferskih činilaca, pri čemu se otvaraju i stvaraju nove prsline i pukotine. Atmosferski uticaji uzrokuju promenu vlažnosti, temperature i agregatnog stanja fizički slobodne vode koja se nalazi unutar stenske mase. Ovo dovodi do njenog raspadanja (*weathering*) koje se može odvijati mehaničkim ili hemijskim i organogenim putem. Usled raspadanja stenska masa se usitnjava i smanjuje joj se čvrstoća, a deformabilnost povećava. Interesantna su istraživanja Utili (2004), koji je predložio model za kvantitativno predviđanje evolucije (više decenija) prirodnih padina usled raspadanja. Predmet ove disertacije predstavlja raspadanje pelitnih stenskih masa (glinci, laporci, siltiti, argiliti, glineni škriljci, šejl, očvrslili muljeviti sedimenti) koje se odvija u relativno kratkom vremenskom periodu nakon otvaranja. Ovakav tip raspadanja se u Anglo-američkoj literaturi naziva „*slaking*”. Raspadanje pelita se uglavnom odvija usled promene vlažnosti (ciklusi naizmjeničnog sušenja i vlaženja). Da bi se u obzir uzeli efekti odmrzavanja i zamrzavanja i promene temperature specijalno pripremljeni uzorci stenske mase su izloženi dejstvu prirodnih klimatskih uslova.

Kod prekonsolidovanih glina i glinenih šejlova Bjerrum (1967), izdvaja dve faze u procesu raspadanja. U prvoj fazi dolazi do narušavanja strukture glinovitih materijala usled destrukcije veza između zrna, dok u drugoj fazi dolazi do hemijskih izmena i dekompozicije samih minerala. Prva faza tzv. faza dezintegracije, u slučaju glinovitih očvrslilih stenskih masa počinje i završava se relativno brzo, nakon njihovog izlaganja dejstvu atmosferskih činilaca i ima najvećeg uticaja na mehaničke karakteristike stenske mase. Glavni uzročnik koji doprinosi destrukciji genetskih veza jeste deformacija (*strain*). Postoji puno fizičkih procesa koji mogu prouzrokovati deformacije. Uticaj ovih procesa opada sa dubinom, pa tako pomenuti autor izdvaja tri zone u kojima proces dezintegracije ima različitog uticaja. Neposredno ispod površine terena nalazi se zona potpune dezintegracije. Ova zona je izložena dejstvu efekata odmrzavanja i zamrzavanja, temperaturnim promenama i promeni vlažnosti. Deformacije vezane za ove efekte su veoma efikasne u narušavanju strukture stenske mase. Ispod ove, prostire se zona izražene dezintegracije, kod koje deformacije mogu biti posledica ciklične promene efektivnih napona usled variranja nivoa podzemne vode i sezonskog zamrzavanja. U ovoj zoni se javlja sistem otvorenih pukotina kod kojih, usled cirkulacije vode, može doći do dezintegracije. Najniža zona je zona umerene



dezintegracije, kod koje se površinski efekti ne osećaju i deformacije su posledica neujednačenog bubrenja usled heterogenosti materijala.

Efekti koji se izučavaju u disertaciji lokalizovani su na prvu i delimično drugu zonu. Ispitaće se na koji način raspadanje utiče na smanjenje čvrstoće na smicanje i prikazaće se model kojim je moguće uzeti ovaj efekat u obzir prilikom analize stabilnosti kosina.

Botts (1998), nakon ispitivanja šejlova u uslovima troosnog pritiska, pokazuje da se usled samo jednog ciklusa sušenja i vlaženja čvrstoća smanjuje za 80%. Takođe, navodi da se smanjenje čvrstoće glinovitih šejlova uglavnom kreće od 40 do 80%, pri čemu inicijalni ugao smičuće otpornosti (pre dezintegracije) sa 20-30° može pasti na 6-8° nakon dezintegracije. Morgenstern i Eigenbrod (1974) su ispitivanjem na argilitima pokazali da gubitak čvrstoće može iznositi čak 90%. Mišćević i Vlastenica (2014) navode da ukoliko se kosine u flišu adekvatno ne zaštite do loma usled raspadanja može doći u periodu od nekoliko meseci do nekoliko godina.

Litološki faktori koju utiču na brzinu raspadanja stenske mase uključuju stepen cementacije i mikroispucalosti (Bjerrum, 1967; Russell, 1984), veličinu i raspored zrna i mineraloški sastav (naročito vrstu glinovitih minerala od kojih je izgrađena stena). Materijali sa većom granicom tečenja, poroznošću i prirodnom vlažnošću podložniji su raspadanju.

U literaturi se mogu naći različita mišljenja o procesima koji dovode do raspadanja glinovitih stenskih masa. Jedno od stanovišta (npr. Badger i dr., 1956 i Nakano, 1967) zastupa hipotezu o postojanju kompleksnih fizičko-hemisjskih reakcija na nivou molekula vode koja se nalazi u porama stenske mase. Različiti hemizmi atmosfere vode i vode koja je inicijalno bila prisutna u porama, mogu dovesti do slabljenja intermolekularnih veza i raspadanja stenske mase. S druge strane, pojedini autori (Taylor i Spears, 1970; Bell, 1997) smatraju da je proces raspadanja usko povezan sa efektom sukcije. Kada se materijal isuši, vazduh ispunjava pore pri čemu se razvijaju visoki pritisci sukcije. U slučaju naknadnog zasićenja povećava se pritisak oko zarobljenih vazdušnih mehurića usled površinskih napona i podizanja vode u kapilarama. Ovaj proces izaziva dodatne pritiske na inicijalni raspored mineralnih zrna što nakon određenog broja ciklusa sušenja i vlaženja može dovesti do dezintegracije intaktnog uzorka na manje fragmente. Pored raspadanja koje nastaje prema gore opisanim mehanizmima, ono može biti uzrokovano i bubrenjem usled prisustva aktivnih



minerala glina. Do loma dolazi usled zasićenja kada pritisak bubrenja prekorači čvrstoću na zatezanje stenske mase. U slučaju laminarnih pelita proces raspadanja može biti više izražen nego u slučaju masivnih ekvivalenata. Botts (1998) navodi da prisustvo lamina povećava vodopropusnost i efektivnu površinu na koju agensi, koji izazivaju raspadanje, mogu delovati i predlaže model kojim se opisuje progresivno raspadanje laminiranog šejla, slika 7.1a. Na slici su prikazana četiri poprečna preseka kroz stensku masu glinovitog šejla. Svaki od njih predstavlja različit stadijum raspadanja. U prvoj fazi nema izmena u šejlu. U drugoj fazi se u neposrednoj zoni lamina javljaju izmene (prikazane tačkastom teksturom), koje se u fazama 3 i 4 šire ka unutrašnjosti dok ne dođe do potpune dezintegracije stenske mase. U prvoj fazi se stenska masa može posmatrati kao ispucala, dok u četvrtoj fazi, teorijski ima osobine glinovitog tla. Da bi se proces mogao sagledati u celini potrebno je poznavati principe mehanike stena i mehanike tla. Do loma na kosini može doći u bilo kojoj fazi raspadanja i to u onom trenutku kada čvrstoća na smicanje opadne u takvoj meri da više ne može da se odupre dejstvu smičućih naprezanja koja deluju na potencijalnu kliznu površ. Na slici 7.1b je šematski prikazan uticaj raspadanja na čvrstoću na smicanje. Pod pretpostavkom da je čvrstoća lamina manja u odnosu na čvrstoću intaktnog materijala, zona loma je u prvoj fazi predisponirana položajem lamina (crna puna linija na slici 7.1a). Ovakav oblik loma se načelno može opisati nekim mehanizmom koji se bazira na principu modela dilatancije (npr. Barton, 1971; Maksimović, 1992, 1996a), gde ugao smičuće otpornosti zavisi od nivoa normalnog napona. Radi jednostavnosti, ovde će uticaj raspadanja biti prikazan na primeru bilinearne anvelope (Patton, 1966, poglavlje 3), kod koje je čvrstoća na smicanje definisana jednačinama (3.9) i (3.10). Na slici 7.1b, φ_1 i φ_2 predstavljaju uglove smičuće otpornosti za niske i visoke nivoe normalnog napona ($\varphi_1 = \varphi + i$, $\varphi_2 = \varphi$). Dodavanjem kohezije c , koja je posledica uzglobljavanja blokova izdijeljenih laminama i zamenom φ_b sa φ jednačina (3.9) dobija oblik:

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\varphi + i) \quad (7.1)$$

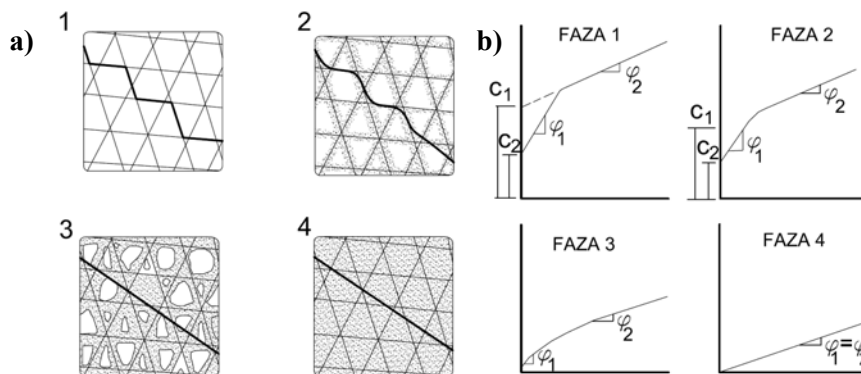
Kao i u slučaju ugla smičuće otpornosti i kohezija se može definisati za nizak i visok nivo normalnog napona (c_1 i c_2), slika 7.1b.

U prvoj fazi, ugao smičuće otpornosti i kohezija su takvi da definišu čvrstoću nedegradiranog materijala. Progresivnom degradacijom oko lamina u drugoj fazi

bilinearna anvelopa zadržava generalni izgled ali se čvrstoća na smicanje smanjuje, pri čemu zona loma više nema oštre prelaze i dobija sinusnu formu. U trećem stadijumu usled veće trošnosti materijala (zidova pukotina i neravnina) dolazi do drastičnog umanjenja efekta dilatancije tj. više ne postoji izražena razlika između inicijalnog ugla smičuće otpornosti (φ_1) i ugla kojim je definisana čvrstoća duž zidova lamina (φ_2). Zona loma je sada gotovo ravna i nalazi se unutar dezintegrisanog dela stenske mase. U četvrtom stadijumu, nakon potpune dezintegracije, do loma dolazi kroz stensku masu po ravnoj pukotini, a ugao smičuće otpornosti odgovara uglu dezintegrisane stenske mase. Načelni odnosi parametara čvrstoće na smicanje u pojedinim stadijumima mogu se prikazati sledećom jednačinom (Botts, 1998):

$$\begin{aligned}
 c_{1(1)} > c_{1(2)} > c_{1(3)} \approx c_{1(4)} = 0 \\
 c_{2(1)} > c_{2(2)} > c_{2(3)} > c_{2(4)} = 0 \\
 \varphi_{1(1)} > \varphi_{1(2)} \approx \varphi_{1(3)} \approx \varphi_{1(4)} \\
 \varphi_{2(1)} > \varphi_{2(2)} \approx \varphi_{2(3)} = \varphi_{2(4)}
 \end{aligned}
 \tag{7.2}$$

gde indeks u zagradi ukazuje na vrednost kohezije i ugla smičuće otpornosti u pojedinim fazama prikazanog modela. Ovi odnosi su posledica raspadanja koje prvo zahvata zidove lamina, a zatim se širi ka unutrašnjosti stenske mase. Opisani postupak je od velikog značaja za disertaciju jer će se kasnije pokazati da su crveni permski sedimenti laminirani.



Slika 7.1 a) Model progresivnog raspadanja (omekšanja) laminiranog glinovitog šejla i b) Uticaj na anvelopu napona loma (Botts, 1998)

Pojedina svojstava koja je potrebno ispitati kako bi se utvrdilo u kojoj meri je stenska masa podložna raspadanju su: adsorpcija, granica tečenja, granica plastičnosti, prisustvo



minerala glina, potencijal bubrenja, itd. Ova svojstva je poželjno utvrditi u fazi izrade projektne dokumentacije kako bi se što pouzdanije predvidelo ponašanje stenske mase nakon iskopa. U te svrhe pojedini autori (Olivier, 1979; Van der Merwe, 1964; O'Neill i Poormayed, 1980) su razvili klasifikacije na osnovu kojih je stensku masu moguće svrstati u kategorije manje ili više podložne raspadanju. Pored toga, uzorke stenske mase je potrebno podvrgnuti mineraloško-petrografskim analizama koje podrazumevaju primenu stereoskopskog, polarizacionog ili elektronskog mikroskopa, metode diferencijalne termičke analize (DTA) ili metode rendgenske difrakcije (XRD). DTA i XRD metode omogućavaju da se izdvoje minerali glina koji učestvuju u građi stenske mase. U cilju izrade disertacije mineraloško-petrografske analize su izvršene upotrebom polarizacionog mikroskopa (kao i u poglavlju 6) u laboratoriji Instituta za ispitivanje materijala iz Beograda.

Efekti dezintegracije na stabilnost kosina prikazaće se na primeru ispucalih heterogenih permskih sedimenata koji se nalaze na trasi autoputa E-80. Pored toga što su podložne raspadanju, ove kosine su pogodne za analizu iz razloga što je proces dezintegracije sistematski praćen od trenutka otvaranja kosina do trenutka loma. Na ovaj način je moguće korelisati rezultate dobijene odgovarajućim opitima sa procesom opažanim na terenu. U podpoglavlju 7.5 su prikazani opiti kojima je kvantifikovan efekat dezintegracije, a u podpoglavlju 7.6 koncept za redukciju GSI vrednosti koji je nastao kao posledica poređenja laboratorijskih rezultata i terenskih opservacija.

7.2.1 Podela i nomenklatura pelitnih sedimenata

U finozrne (pelitne) klastične sedimente spadaju stene koje imaju preko 50% čestica manjih od 0,075 mm. U različitim zemljama ova granica može biti postavljena na 0,05 ili 0,063 mm. U domaćoj literaturi je podela klastičnih sedimenata prema veličini fragmenata izvršena na pšefite (preko 2 mm), psamite (između 0,05 i 2 mm), alevrite (između 0,005 i 0,05 mm) i pelite (zrna manja od 0,005 mm). Na ovaj način je napravljena razlika između zrna veličine šljunka, peska, prašine i gline. Stenske mase sa različitim procentom minerala gline, stepenom litifikacije i teksturnim karakteristikama mogu se ponašati različito, pa je potrebno detaljnije klasifikovati finozrne sedimente. U okviru disertacije koristi se klasifikacija pelitnih sedimenata prema Potter i dr. (1980)



koja se zasniva na međusobnom odnosu glinovite i prašinate komponente, stepenu litifikacije i teksturnim karakteristikama tih sedimenata, tabela 7.1. Termin pelit se odnosi na sve finozrne sedimente, dok je alevrolit zamenjen terminom siltit (kao i u slučaju sedimenata analiziranih u poglavlju 6).

Tabela 7.1 Podela pelitnih sedimenata prema Potter i dr. (1980), preuzeto iz Tišljar (1994)

		100%	2/3	1/3	0%
		← učešće prašine →			
		← učešće gline →			
		0	1/3	2/3	100%
NEVEZANI		PRAŠINA (silt)	MULJ (mud)	GLINA (clay)	
VEZANI	homogeni	Siltit ili alevrolit (siltstone)	Očvrslj mulj (mudstone)	Glinac (claystone)	
	laminirani	Laminirani siltit (<i>silty shale</i>)	Laminirani očvrslj mulj (muljeviti šejl) (<i>mud shale</i>)	Laminirani glinac (glinoviti šejl) (<i>clay shale</i>)	
		----- granica metamorfizma -----			
		kvarcni argilit (quartz slate)			argilit (slate)

Pelitni sedimenti koji imaju preko 2/3 prašinate komponente čine prašinu ako su nevezani ili siltit ako su vezani. Ako vezani sediment ima laminiranu, a ne homogenu teksturu stena je laminirani siltit. Isto tako, pelitni sedimenti koji sadrže više od 2/3 glinovite komponente, s obzirom na stepen litifikacije, poznati su pod imenom glina kao nevezani ili glinac ako su vezani. Litifikovani ekvivalent glinca sa laminiranom teksturom predstavlja glinoviti šejl. Pelitni sedimenti koji sadrže između 1/3 i 2/3 prašinate i glinovite komponente dele se na: nevezani mulj i vezani, očvrslj mulj, koji u slučaju listaste ili laminirane teksture ima naziv muljeviti šejl. Osim pelitnih sedimenata iz navedene tabele, kao posebni genetski tipovi izdvajaju se les i lapori. Lapori su stene sastavljene od glinovite i karbonatne komponente sa različitim procentom prašine.



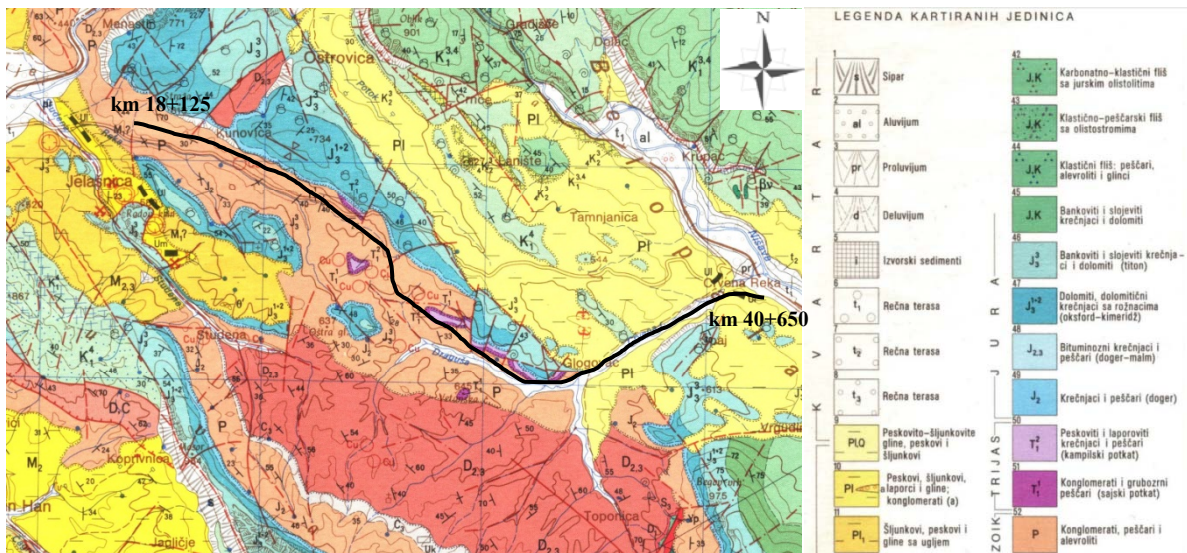
7.2.2 Geološke karakteristike permskih sedimenata

Efekti raspadanja u ispucalim permskim sedimentima mogu se pratiti duž trase autoputa E-80, deonice Prosek-Crvena reka (od km 18+125 do km 40+650). Trasa se na ovoj deonici autoputa najvećim delom nalazi u formaciji tzv. „crvenih permskih peščara i siltita” (OGK, List Bela Palanka, Vujisić i dr., 1980), slika 7.2. Permske tvorevine na ovom listu imaju veliko rasprostranjenje i prostiru se od suvoplaninske antiklinale na zapadu do doline reke Nišave na istoku. Dalje prema istoku pružaju se do Stare planine (Maslarević, 1969).

Posle devona nastupilo je intenzivno ubiranje, kada je formirano kopno, koje je egzistiralo sve do početka mezozoika. Ovo ukazuje da su crveni permški sedimenti produkt kontinentalne depozicione sredine. Nastali su kao rezultat fluvijalne depozicije u uslovima koji se definišu kao „upletene reke” (Grubić i dr., 1989-1992). Generalno, to je fluvijalna depoziciona sredina kod koje reka nosi izuzetno velike količine sedimenata. Ovi deponati nastaju na relativno zaravnjenom ali nagnutom reljefu. U vreme visokih padavina reke nose velike količine materijala koji zapunjava postojeća korita tako da vodeni tok migrira bočno, a sedimenti na taj način pokrivaju velike površine. Postojeći tokovi grade mrežu tokova razdvojenih izduženim ostrvima promenjive širine. I ostrva i tokovi tokom vremena bočno migriraju. Sedimentacija je više kontrolisana klimatskim faktorima nego tektonskim. Litološki, to su klastične stene različite granulacije i različitog cementa. Ne odlikuje ih ritmičnost kao fliševe ali su litološki heterogeni. Uz jaku eroziju, slab transport i brzo taloženje materijala stvaraju se slabo sortirani konglomerati arkoznog sastava. Pri nešto mirnijoj sedimentaciji talože se srednjozrne, ređe krupnozrne arkoze. Posle izrazito brze i nepravilne sedimentacije nastaje mirnije deponovanje bolje sortiranih fino-zrnih sedimenata u nepostojanim basenima. U početku, to je dosta brza smena slojevitih do tankoslojevitih sitnozrnih peščara i siltita. Kasnije je prisustvo peščara sve manje i najviši deo perma predstavljen je tankoslojevitim do listastim, često trošnim siltitima i glincima. Finozrni sedimenti su često laminarni ili se međusobno mešaju. Viši delovi serije su zahvaćeni izgradnjom autoputa E-80.

Granica prema staropaleozojskim stenama je transgresivna, dok je konkordantna sa postupnim prelazom kada sedimenti leže preko tvorevina karbona. Povlatu perma čine

donjotrijaski ili srednjojurski sedimenti. U postdepozicionom periodu pojedini delovi su značajno tektonski deformisani, kada pripadaju navlačno-nabornom sistemu Karpato-balkanida. Kod Gadžinog Hana preko permskih klastita navučeni su devonski karbonski sedimenti. Takođe, jugoistočno od Bele Palanke se nalazi tektonska krpa permskih klastita, gde su ovi sedimenti navučeni preko urgonskih krečnjaka. Ovakvi odnosi su primarno uređeni tokom tektonskih oblikovanja krajem donje krede (glavna faza formiranja karpatskih navlaka). Kasnije su ta reversna kretanja obnovljena u post miocenskom periodu. To znači da je formiranje paketa navlaka u koje su uključeni i permški sedimenti bilo dvofazno. Za formaciju je karakteristična potpuna sterilnost. Debljina im se kreće od nekoliko stotina do 1000 m (na Suvoj planini). Sa hidrogeološkog stanovišta mogu se smatrati vodonepropusnim.



Slika 7.2 Isečak OGK (List Bela Palanka, 1:100 000) sa približnim položajem trase autoputa E-80 kroz permske sedimente (crna puna linija, strana kvadratića je 5 km)

7.2.3 Mineraloško-petrografske karakteristike crvenih peščara i silita

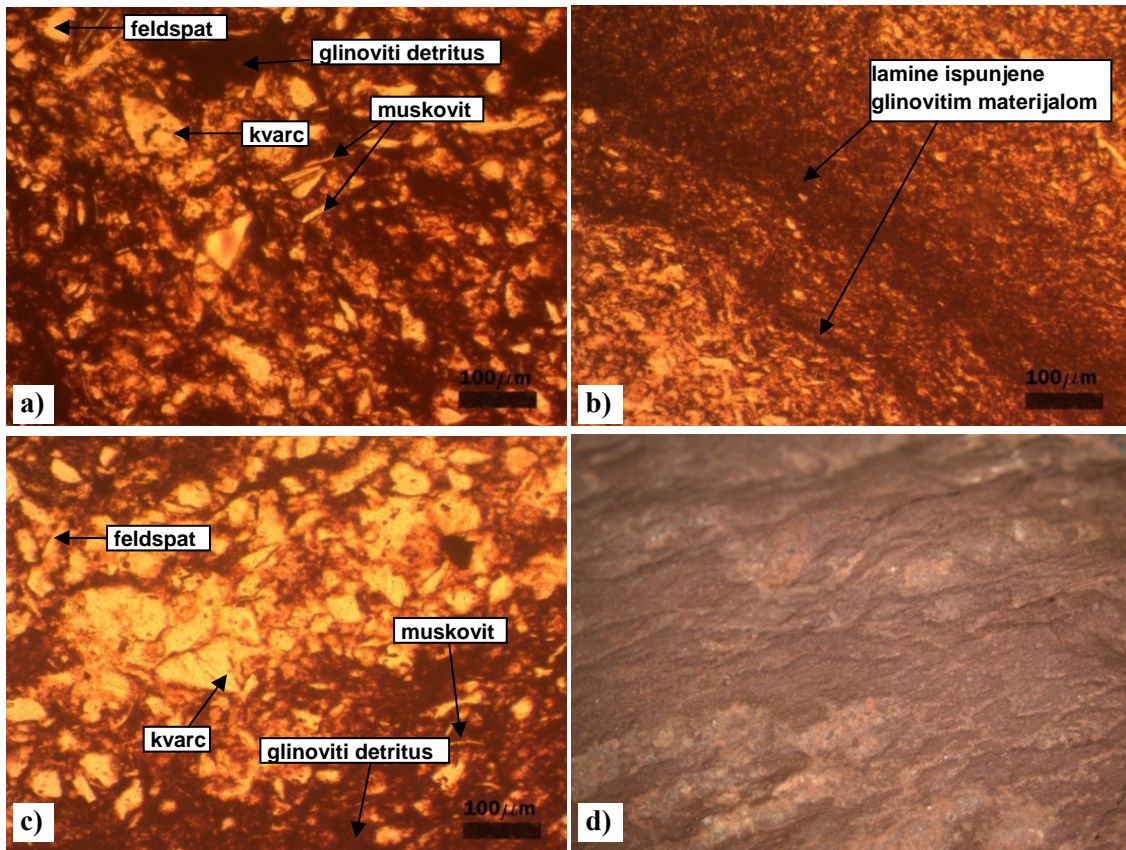
Mineraloško-petrografske analize obuhvatile su pripremu mikroskopskih preparata na osnovu kojih je upotrebom polarizacionog mikroskopa izvršeno detaljno prepoznavanje stena, slika 7.3. Ove analize su izvršene na proizvoljno odabranim uzorcima sa tri lokacije na pomenutoj deonici. Prva lokacija obuhvata kosinu na paralelnom putu R-241a (km 1+250, stacionaža autoputa km 22+850), druga obuhvata zonu ulaznog portala tunela Bancarevo (km 28+650), a treća kosinu na km 30+200. Za sve lokacije su



karakteristične nestabilnosti koje su se javile nakon određenog vremena od trenutka otvaranja kosina i biće detaljno opisane u podpoglavlju 7.3. Rezultati petrografskih analiza prikazani su u tabeli 7.2.

Tabela 7.2 Mikroskopski i makroskopski opis stenskih masa

Lokacija	Makroskopski opis	Mikroskopski opis	Vrsta pelita
km 22+850	Stena je crveno mrke boje. Izgrađena je od sitnih zrna od kojih se samo jasno izdvajaju okruglasta do nepravilna crna zrna gvoždevitog minerala i liske muskovita, sedefastog odsjaja. Duž pojedinih pukotina razvijene su tanke prevlake, odnosno, dendriti mangansko gvoždevitog oksida koji su deponovani zajedno sa siliklastično karbonatnom materijom. Reakcija sa 5% HCL je slaba do umerena	Stena se sastoji od detritičnih sastojaka (kvarca, liskuna, feldspata), glinovitog detritusa i veziva. Kvarcna zrna su uglasta, bistra, različite veličine koja je najčešće oko 0.03 x 0.02 mm. Muskovit je predstavljen u vidu liski dimezija ispod 0.01 mm. Feldspati se javljaju sporadično i uglavnom su zahvaćeni procesom alteracije odnosno sericitizacije. Zrna su poluzaobljena i najčešće veličine oko 0.02 x 0.01 mm. Na pojedinim mestima uočljiva su i sočiva zapunjena kriptokristalastim kalcitom. Vezivo je sastavljeno od glinovito-gvoždevito-karbonatnog matriksa i cementa. Slojevite je sa elementima detritične teksture i pelitske strukture	LAMINIRANI SILTIT
km 28+650	Stena je crveno mrke boje. Izgrađena je od sitnih zrna koji se makroskopski ne mogu jasno odrediti. Povremeno su prisutne nepravilno rasute nakupine metaličnog minerala. Retko se sreću sočiva nepravilnog oblika najverovatnije karbonatne materije. Često je uočljiva slojevita tekstura. Reakcija sa 5% HCL je slaba	Stena se sastoji od tankih lamina međusobno različitog sastava. Lamine su različite debljine od 2 mm do 0.5 mm. Naizmenično se smenjuju tanke gvoždevito-glinovite, gvoždevito-glinovite sa alevrolitskim sastojcima i alevrolitske lamine. Kod gvoždevito-glinovite sa alevrolitskim sastojcima kao terigeni sastojak prisutan je uglasti kvarc i sporadično se javlja feldspat i liskun, dok je vezivo gvoždevito-glinovitog matriksa sa kalcitnim cementom. Alevrolitske lamine su sastavljene od kvarca, feldspata, liskuna i glinovitog detritusa koji su vezani gvoždevito-glinovitim matriksom uz pojavu sitnozrnog karbonatnog detritusa. Laminarne je teksture i pelitske strukture	MULJEVITI ŠEJL
km 30+200	Stena je crveno mrke boje. Sastavljena je od sitnih zrna od kojih samo po odsjaju se mogu prepoznati sitne liske liskuna. Duž cele stene javljaju se nepravilne nakupine metaličnog minerala. Povremeno su uočljiva deblja sočiva čije dimenzije su od 2 do 10 mm, koja se ponekad međusobno povezuju a najverovatnije su zapunjena sitnozrnim peščarom. Reakcija sa 5% HCL je umrena do slaba	Stena se sastoji od detritičnih sastojaka (kvarca, liskuna, feldspata), glinovitog detritusa i veziva. Kvarc je uglastog oblika i različite veličine koja se kreće u intervalu od 0.03 x 0.02 mm do 0.01 x 0.01 mm. Liske muskovita su rasute nepravilno, a njihove dimenzije su ispod 0.01 mm. Feldspati se javljaju sporadično i uglavnom su sericitizani. Vezivo je sastavljeno od glinovito-gvoždevito-karbonatnog matriksa i cementa. Primećuju se i sočiva različitih dimenzija od 1 mm do 4 mm. Ona su sastavljena od zrna kvarca, feldspata i liskuna čije dimenzije su uglavnom oko 0.1 mm. Slojevite je teksture i pelitske strukture	MULJEVITI ŠEJL



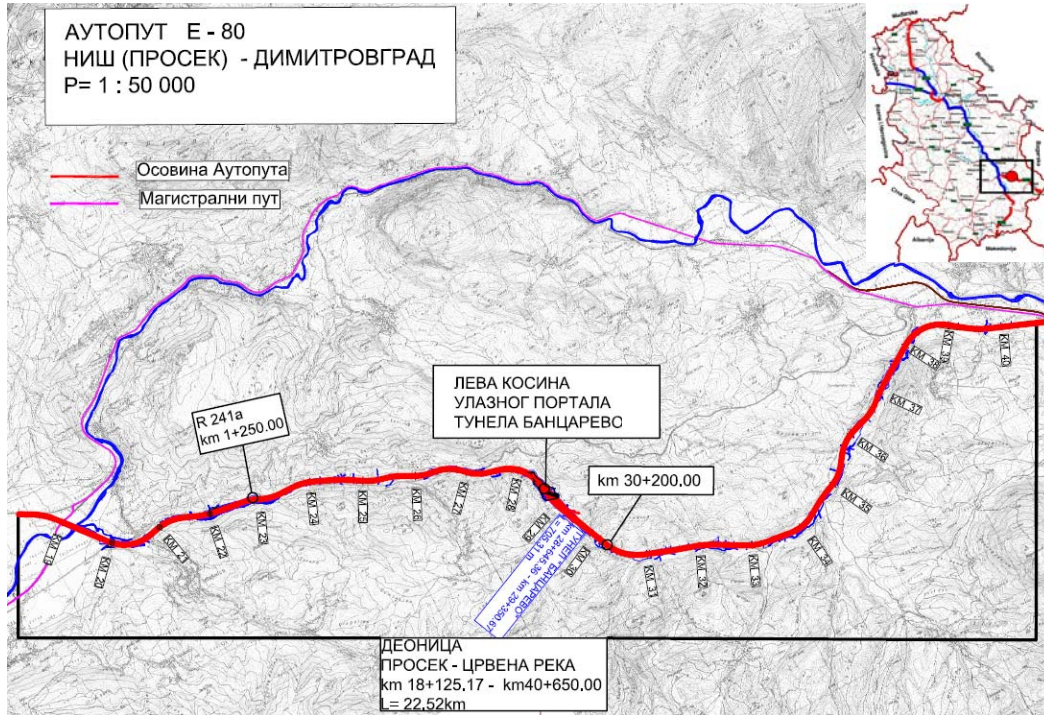
Slika 7.3 Izgled mikroskopskih preparata uzoraka (paralelni nikoli) sa lokacije a) km 22+850, b) km 28+650, c) km 30+200 i d) makroskopski izgled uzorka sa lokacije 30+200 (uvećnje 6 puta)

Iz tabele 7.2 se može videti da je stena okarakterisana kao muljeviti šejl do laminirani silitit. Glavni mineralni predstavnici su kvarc, liskuni i feldspati, dok je vezivo gvožđevito-glinovito-karbonatnog sastava. Tanke lamine su izražene kod uzoraka sa sve tri lokacije i one su uglavnom zapunjene glinovitim detritusom.

7.3 Nestabilnosti duž deonice u crvenim pešćarima i silitima

Na slici 7.4 prikazan je deo trase autoputa E-80 od Bancareva do Crvene reke koji je interesantan zbog pojava velikog broja nestabilnosti. Na ovoj deonici su se u toku izvođenja radova problemi sa kosinama javili na 14 lokacija (sa preko 20 klizišta), od čega je 12 vezano za kompleks crvenih permskih sedimenata, slika 7.5. Kosine su različite visine, od 10 do preko 35 m. Izvedene su u nagibu 1:1 (lokalno 1,5:1 i 1:1,5), bez središnjih bermi (osim u slučaju portalnih delova tunela „Bancarevo” gde su prema

projektu predviđene berme). Nakon izvođenja, kosine su određeno vreme uglavnom bile stabilne. Prvi znaci nestabilnosti javljali su se uglavnom u nožičnim delovima ili na sredini kosina u vidu pukotina paralelnih licu kosine.



Slika 7.4 Deonica Prosek-Crvena Reka, autoputa E-80



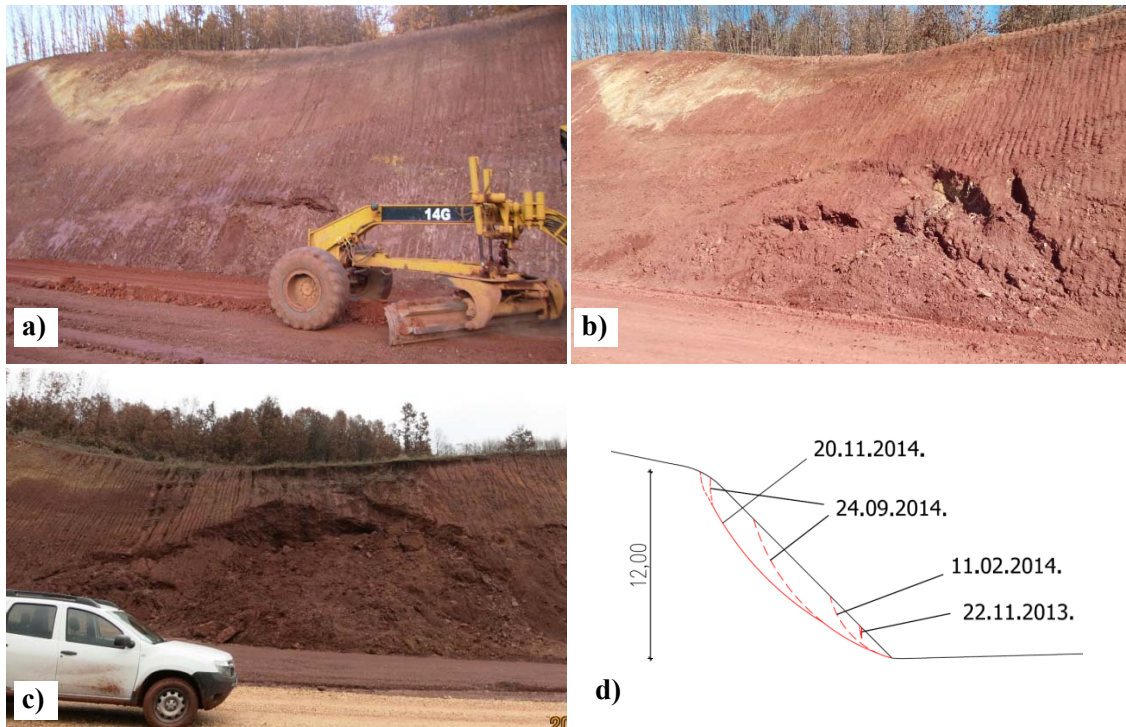
Slika 7.5 Karakteristične nestabilnosti u permskim sedimentima



Radi osmatranja pomeranja na kosinama u permskim sedimentima ugrađeno je ukupno 12 inklinometarskih konstrukcija. Merenja su vršena prenosivim sondama u vremenskim intervalima od 15 ili 30 dana. Neposredno pre loma inklinometri su pokazivali pomeranja od svega nekoliko milimetara (do max 15 mm), bez znakova intenziviranja pomeranja. Ovo ukazuje na činjenicu da je upotreba ove vrste inklinometara u navedenim vremenskim intervalima ograničavajuća prilikom predviđanja trenutka loma, ali se uspešno mogu koristiti za definisanje položaja klizne površi. Nakon jednogodišnjeg osmatranja nivoa podzemne vode u ugrađenim pijezometrima (ukupno 8 u kojima su vršena mernja) utvrđeno je da se nalazi na dubinama od 10 do 17 m. Ove dubine su daleko veće od dubina na kojima se javljaju nestabilnosti, tj. klizne površi su očigledno formirane iznad zone uticaja freatske površi. Nestabilnosti su uzrokovane progresivnim raspadanjem pelitnih frakcija permskih sedimentata, o čemu će biti reči u narednim podpoglavljima.

7.3.1 Nestabilnost na km 30+200

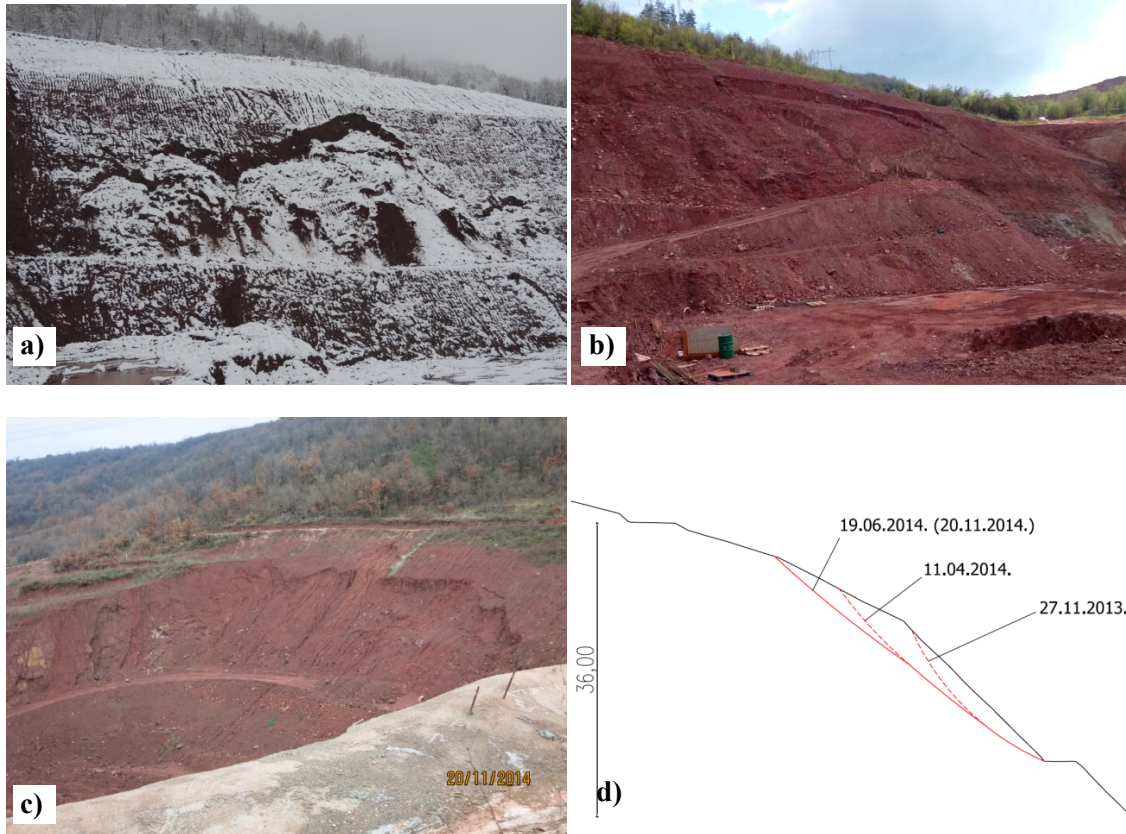
Iskop na delu trase od km 30+000 do km 30+350 počeo je u aprilu 2013. godine i završen je krajem oktobra iste godine. Kosine su formirane u nagibu 1:1, maksimalne visine 20 m. Na ovom potezu aktivirano je 5 klizišta, a ovde će detaljnije biti obrađena nestabilnost na km 30+200. Do pojave prvih pukotina na kosini je došlo krajem novembra i početkom decembra meseca 2013. godine, slika 7.6a. Početkom februara 2014. godine, dolazi do širenja nestabilnosti, koja zahvata donju polovinu visine kosine, slika 7.6b. Krajem septembra 2014. pojavile su se prve pukotine u vrhu kosine, koje su se do novembra meseca spojile sa donjim delom nestabilnosti. Na slici 7.6c je prikazan izgled klizišta u novembru 2014. godine. Pomeranja nisu velika i raspadnuti materijal na površini kosine služi kao zaštitni sloj koji usporava dezintegraciju stenske mase u dubini. Obilaskom terena u junu 2015. godine primećeno je da se nestabilnost duž čela kosine proširila zahvatajući nešto veću površinu (slika 7.5).



Slika 7.6 Klizište na km 30+200 a) 22.11.2013., b) 11.02.2014., c) 20.11.2014., d) Model širenja nestabilnosti

7.3.2 Nestabilnost na km 28+650

Iskop leve kosine zapadnog portala tunela „Bancarevo” u dužini od oko 100 m (od km 28+590 do km 28+690), završen je krajem oktobra 2013. godine. S obzirom da je predviđeno da kosina bude privremena, do trenutka postavljanja tunelskih cevi i naknadnog zatrpavanja u nožičnom delu, formirana je bez dodatnih mera ojačanja. Naknadnim zatrpavanjem u nožici povećala bi stabilnost kosine. Nestabilnosti koje su se prethodno javile u zoni istočnog portala tunela, doprinele su da njen finalni izgled bude nešto izmenjen u odnosu na geometriju iz glavnog projekta. Gornji deo je formiran u nagibu 1:2, dok je berma sa planiranih 2 m proširena na 4 m, čime je kosina translatorno pomerena ka zaleđu stenske mase. Prva nestabilnost na tako formiranoj kosini se javila krajem novembra 2013. godine, slika 7.7a. Na slikama 7.7b i 7.7c, može se pratiti razvoj procesa kliženja. Obilaskom terena u periodu od aprila do novembra 2014. godine nije uočeno dalje širenje nestabilnosti, čemu je verovatno doprinela izrada kontrafora od nasutog materijala u nožičnom delu kosine. Gornji deo kosine je blažeg nagiba što, pored izrade kontrafora, usporava dalje širenje nestabilnosti.



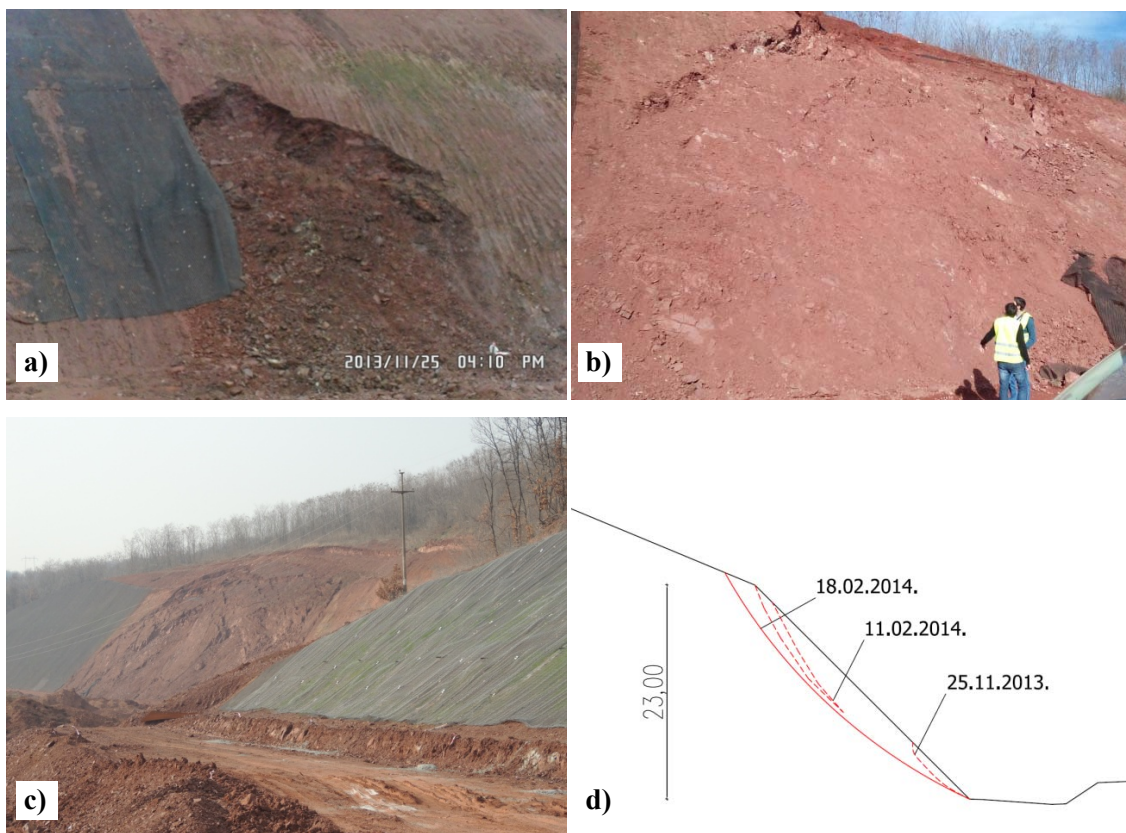
Slika 7.7 Klizište na km 28+650 a) 27.11.2013., b) 11.04.2014., c) 20.11.2014., d) Model širenja nestabilnosti

7.3.3 Nestabilnost na km 22+850

Kosina na km 22+850 je formirana u oktobru 2013. godine. Stacionažno se nalazi u sklopu regionalnog puta R-241a (km 1+250) i maksimalne je visine 25 m u nagibu 1:1. Prvi znaci nestabilnosti javili su se u novembru 2013. godine, slika 7.8a. Početkom januara 2014. godine u vršnom delu kosine formirana je pukotina, koja se mogla pratiti duž čela kosine do sredine njene visine, slika 7.8b. Sredinom januara formirana je jasna klizna površ, slika 7.8c. Od januara do avgusta 2014. godine (kada su počeli radovi na njenoj sanaciji) nije primećeno dalje širenje nestabilnosti.

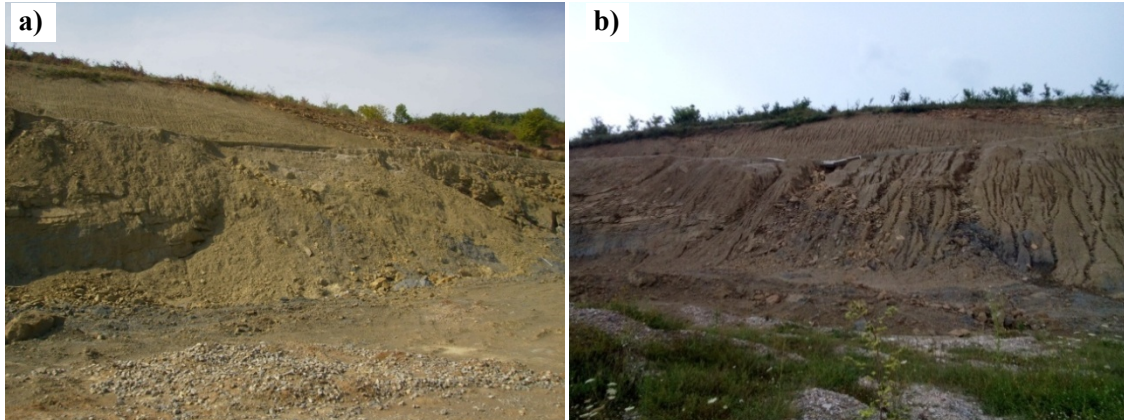
Za sve kosine je karakteristično da su se prvi znaci nestabilnosti javili mesec dana nakon njihovog otvaranja. Razmatranjem većeg broja nestabilnosti primećeno je da one mogu biti inicirane u nožici kosine, gde su naprezanja najveća, ali i da se pukotine prvo mogu javiti u središnjim delovima kosine. Iz ovog razloga nije moguće uspostaviti

zakonitost po kojoj dolazi do loma, čiji je mehanizam verovatno posledica lokalne heterogenosti materijala na kosini. Globalna zona loma je u prvom slučaju formirana u vremenskom periodu od godinu dana, u drugom u periodu nešto dužem od šest meseci, dok je u poslednjem slučaju formirana u periodu od tri meseca. Kao što je već napomenuto trenutak stvaranja nestabilnosti je povezan sa inicijalnim kvalitetom materijala i geometrijom kosine (visinom i nagibom). Nestabilnosti na km 22+850 i km 30+200 imaju približno kružno-cilindričnu kliznu površ, dok je kod kosine na km 28+650 ona kompozitna, što je verovatno posledica naknadnog nasipanja u nožici kosine. Najveća debljina zahvaćena kliženjem iznosi 3,5 do 4 m.



Slika 7.8 Klizište na R241a (km 22+850 a) 25.11.2013., b) 11.02.2014., c) 18.02.2014., d) Model širenja nestabilnosti

Raspadanjem su zahvaćeni i flišni sedimenti na deonici obilaznice oko Dimitrovgrada, slika 7.9.

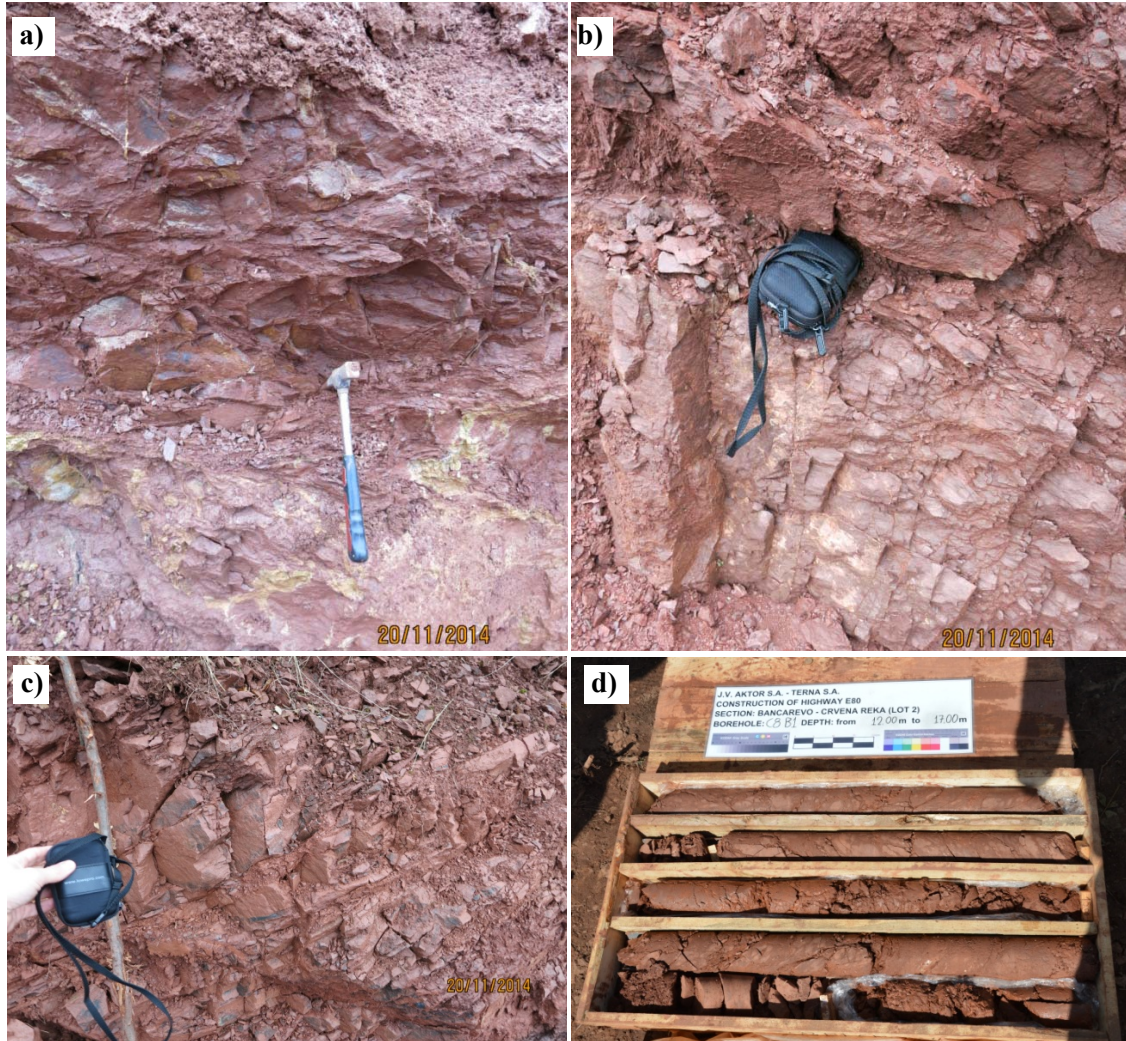


Slika 7.9 Izgled dela kosine „Gradinje” a) 01.08.2012., b) 30.07.2014.

Pored vidnih površinskih izmena stenske mase, može se zapaziti da raspadanje nema uticaja na globalnu stabilnost kao u slučaju crvenih permskih sedimenata. Kod fliša je do globalnog loma došlo neposredno nakon otvaranja kosina zbog relativno niske čvrstoće na smicanje, što je uslovalo da zona loma bude formirana u svežem materijalu. Za nastanak loma usled raspadanja potrebno je vreme. Naknadno dezintegrisan materijal stvara zaštitni sloj na površini kosine usporavajući dalje napredovanje procesa raspadanja u dubinu. S obzirom na narušenu ravnotežu materijala u delovima kosine iznad nestabilnosti, može se očekivati retrogradno širenje nestabilnosti do dostizanja novog ravnotežnog stanja.

7.4 Geotehničke karakteristike peščara i pelita

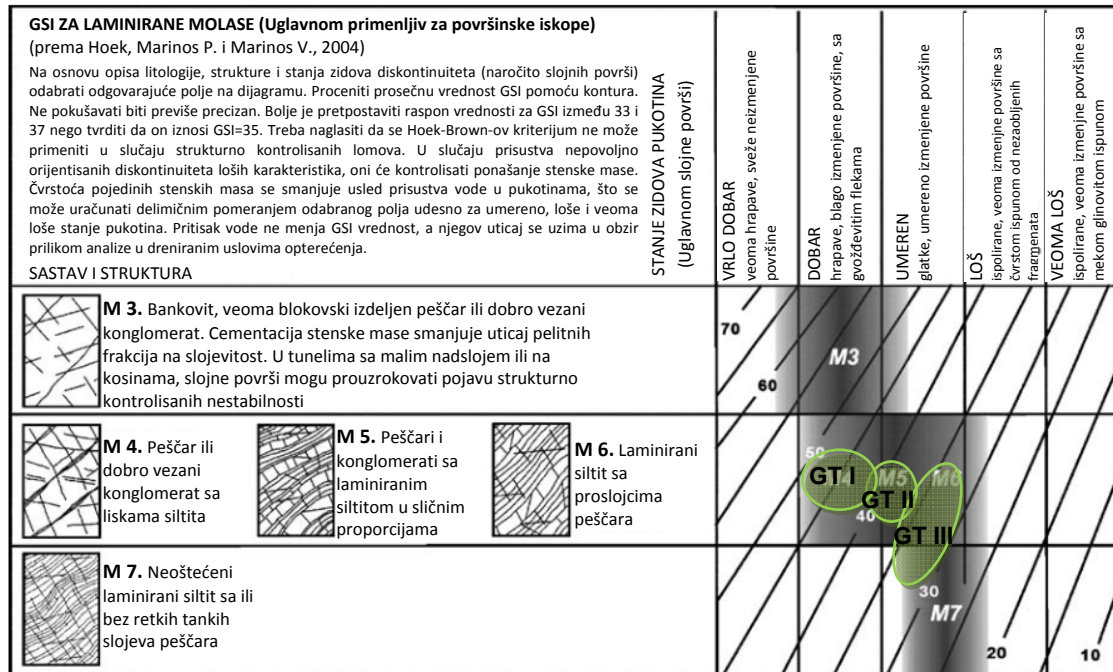
Ovde je, kao i u poglavlju 6, potrebno definisati geotehničke karakteristike heterogenih sedimenata kod kojih se smenjuju fino-zrne i krupnozrne frakcije. Smene ovih partija mogu biti česte ali ih uglavnom, za razliku od fliša, karakteriše nešto veća debljina paketa jednorodnog litološkog sastava. Peščari su slojeviti (uglavnom sa subhorizontalnim slojevima ali padni ugao može biti i veći od 30°), dok kod pelita slojevitost nije lako uočljiva. Peščari lokalno mogu biti blokovski izdijeljeni i konglomeratični. Pelitni sedimenti su veoma blokovski izdijeljeni do oštećeni, sa četiri i više familija pukotina, slika 7.10. Oblik blokova je prizmatičan do romboedarski, a veličina se uglavnom kreće u intervalu od nekoliko desetina cm^3 do nekoliko dm^3 . Spadaju u tipičan Hoek-Brown-ov materijal.



Slika 7.10 Izgled sveže stenske mase unutar čeonog ožiljka klizišta a) km 30+200, b) 28+650, c) 26+300 i d) na jezgru istražne bušotine u zoni klizišta na km 30+200

Hoek i dr. (2005) su prikazali razlike između heterogenih flišnih i molasnih sedimenata i predložili dijagram, sličan onom za fliš, koji je pogodan za njihovu klasifikaciju, slika 7.11. Navedeni autori uglavnom razmatraju molase koji nisu bili izloženi dejstvu tektonskih pritisaka (mlađi sedimenti) i navode da je ovo osnovna razlika u odnosu na heterogene flišne sedimente koji su tektonski često veoma oštećeni (npr. slika 6.25, tip GT IV i GT V). Permski sedimenti, stvarani u uslovima koji su definisani kao „upletene reke”, su kasnijim tektonskim aktivnostima nešto više poremećeni, pa se ponekad na terenu može uočiti subvertikalna slojevitost i partije intenzivno smicanog silita. Prema intenzitetu tektonske oštećenosti, permski sedimenti spadaju u grupu koja se nalazi između tektonski neoštećenih molasnih sedimenata i fliša. S obzirom na laminirani karakter ovih sedimenata u disertaciji je za određivanje GSI vrednosti korišćen dijagram

za molase. U slučaju blokovske izdajenosti, kod pelitnih sedimenata sa malim procentualnim učešćem peščara korišćen je i generalni GSI dijagram.



Slika 7.11 Vrednosti GSI indeksa za heterogene molasne sedimente

U literaturi ne postoje jasna pravila za definisanje geotehničkih parametara heterogenih sedimenata koji nisu fliš, pa će se ovde primeniti preporuke koje važe za fliš. Nevezano za geološke uslove stvaranja sredina permski sedimenti po materijalnom sastavu odgovaraju flišu okoline Dimitrovgrada, tj. predstavljeni su smenom peščara i pelita. U tabeli 7.3 su prikazani rasponi parametara određeni laboratorijskim ispitivanjima i bodovi za kvalitet zidova pukotina određeni u terenskim uslovima. Oni su rezultat detaljnih geotehničkih istraživanja sprovedenih u fazama izrade projektne dokumentacije i dopunskih istraživanja izvršenih za sanaciju nestabilnih kosina.

Tabela 7.3 Rasponi vrednosti jednoosne čvrstoće i parametara za kvalitet zidova pukotina

Karakteristike pukotina i intaktnih uzoraka					
Litološki tip	σ_{ci} (MPa)	Zapr. težina (kN/m ³)	hrapavost	izmena	ispuna
Peščari	20-45*	25,54-26,54	2-4	3-6	4-6
Peliti	1-15	22,59-26,53	1-3	2-5	2-6

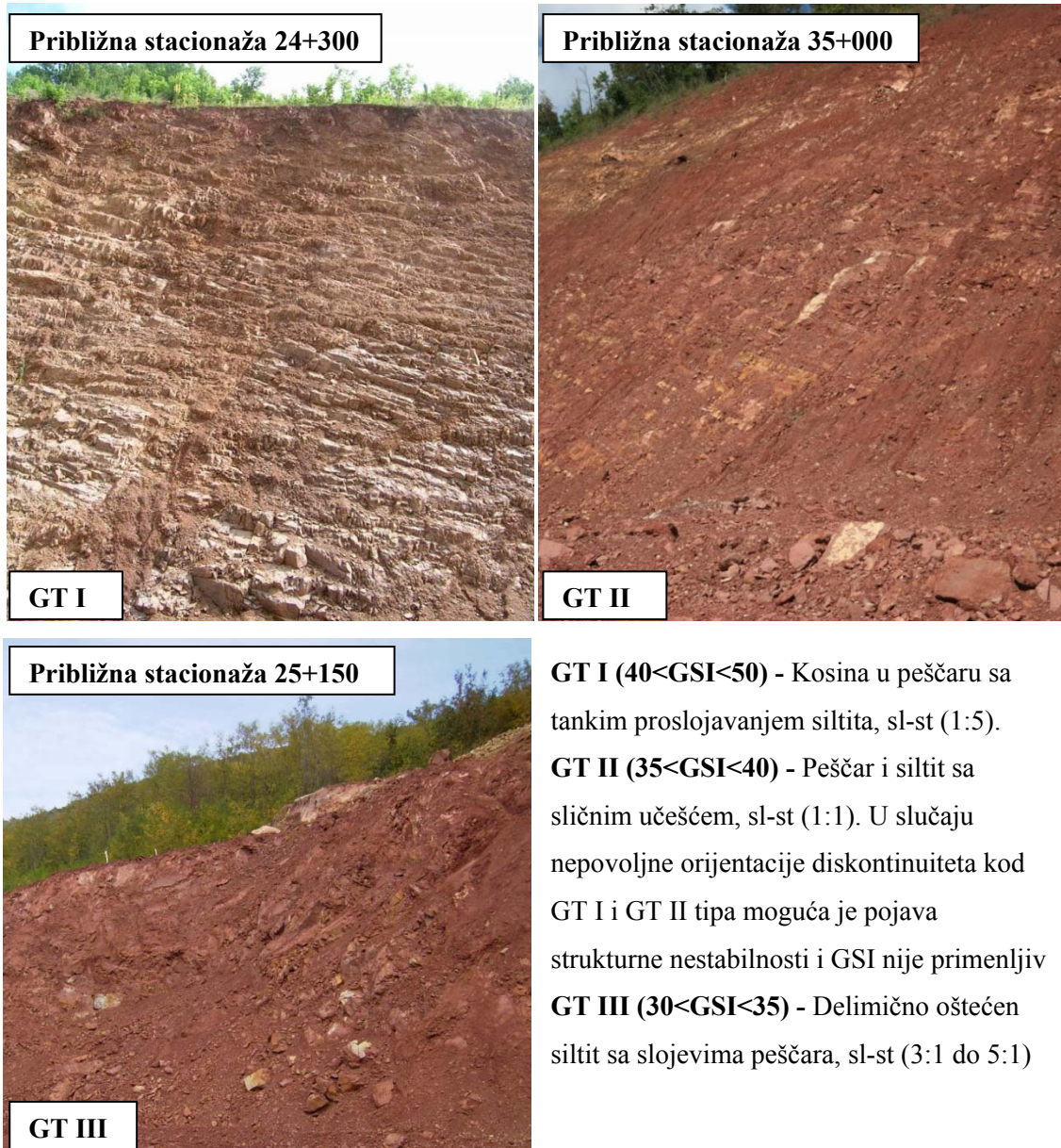
*Eliminisane su najniža i najviša vrednost od 2,3 i 100,2 MPa usled velikog odstupanja od ostalih vrednosti



Jednoosna čvrstoća je ispitana na 10 uzorka peščara i na 15 uzoraka iz pelitnih sedimenta. Karakteristike pukotina su određene na svežim izdancima neposredno nakon otvaranja kosina ili unutar ožiljaka formiranih klizišta (slika 7.10). Kartiranje je bilo veoma važno obaviti na svežim iskopnim površinama kako se ne bi uračunale negativne posledice koje se javljaju nakon izlaganja ovih sedimenta atmosferskim uticajima. Konstanta m_i je usvojena prema preporukama iz tabele 6.8. Na osnovu učešća mekše partije u ukupnoj visini kosine određena su tri GT tipa, slika 7.12. Kosine u peščarima (GT I tip) imaju mali procenat finozrne komponente, koja nema većeg uticaja na geotehničke karakteristike sredine (M4 kategorija na dijagramu za molase). Prosečan broj bodova za kvalitet zidova se kreće od 11 do 14. Tip GT II ima podjednako učešće peščara i silita, pa su geotehničke karakteristike određene prema preporukama iz tabele 6.3, za tip IV. Debljine slojeva su manje od 50 cm, na osnovu čega su vrednosti za peščar umanjene za 10%, a korišćene su pune vrednosti za silit (šejl). Tip M5 kod molasa je ekvivalentan tipu IV klasifikacije za fliš. Oba tipa karakteriše mala tektonska oštećenost. Niže GSI vrednosti za molasne sedimente su posledica laminacije. Kod tipa GT III dominira učešće pelitne komponente. Procentualno učešće silita varira od 3:1 do 5:1, dok je kvalitet zidova pukotina uglavnom umeren, pa se u slučaju prisustva ispune može okarakterisati kao loš. Prosečan broj bodova za kvalitet zidova se kreće od 6 do 10. Intaktne vrednosti peščara su u ovom slučaju redukovane za 40% i korišćene su pune vrednosti za silit (šejl).

Već je napomenuto da su u suštini pelitni sedimenti (GT III tip) veoma blokovski izdeltjeni. Ukoliko se vrednosti za veličinu blokova i raspon bodova za kvalitet zidova pukotina nanese na kvantifikovani GSI dijagram, kao na slici 7.13, dobijaju se GSI vrednosti u intervalu od 28 do 44. Ovo je nešto širi raspon vrednosti od onog koji je dobijen primenom dijagrama za molasne sedimente (treba zapaziti da veći deo tipa GT III upada u ubranu i izrasedanu strukturnu kategoriju, što na terenu nije uvek slučaj). Razlog za ovo je dvojak. Kao prvo veličina blokova ne mora biti adekvatan pokazatelj stanja stenske mase, jer ne govori ništa o njihovoj međusobnoj uzglobljenosti (kao što je to objašnjeno u poglavlju 6). Sa druge strane, generalni dijagram ne uzima u obzir uticaj laminacije koji svakako smanjuje GSI vrednost. Iz tog razloga su GT III tipu pripisane vrednosti GSI od 30 do 35.

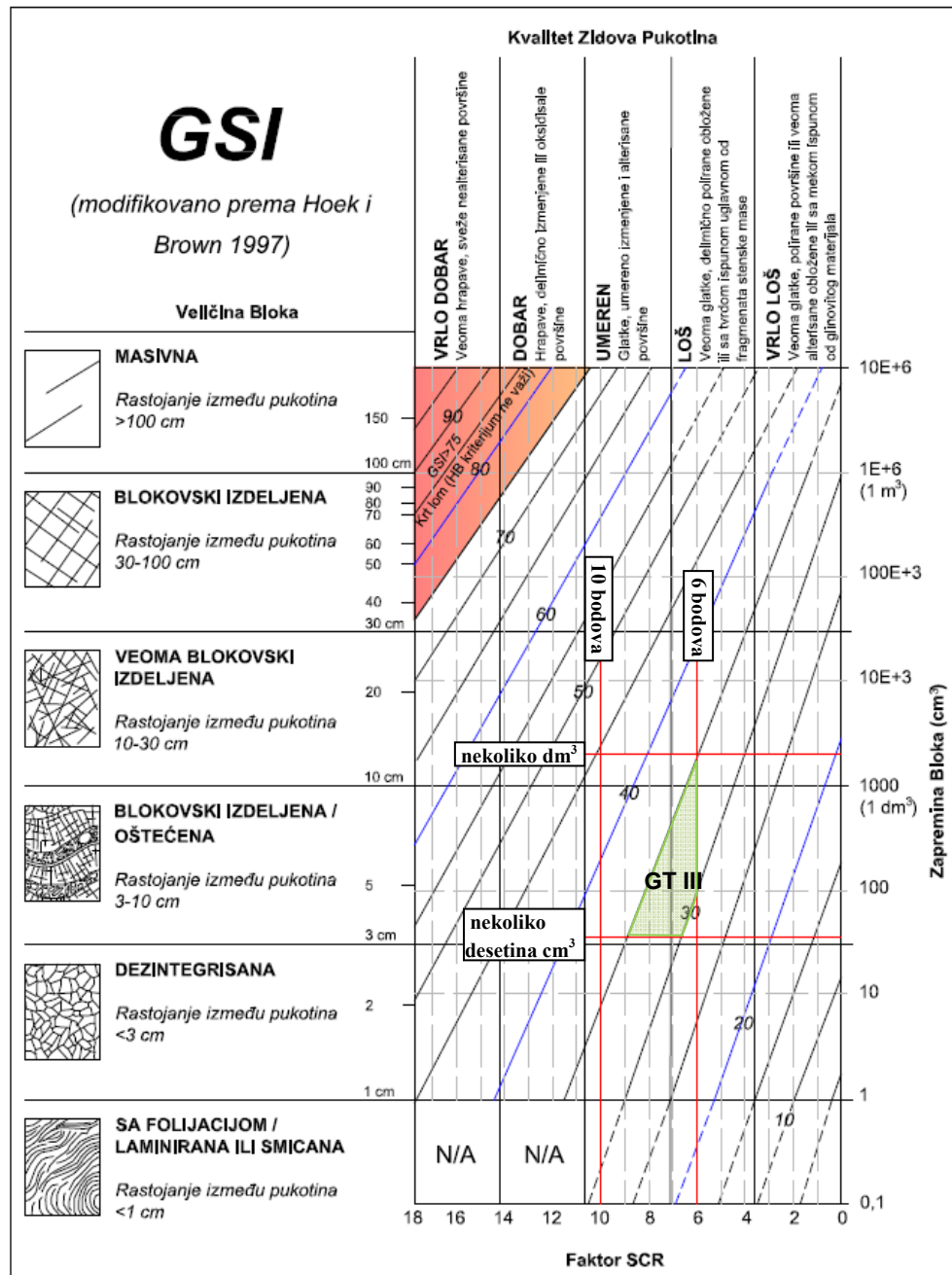
U tabeli 7.4 su prikazani geotehnički parametri za tri tipa GT materijala u trenutku otvaranja kosina. Vrednosti za čist siltit (šejl) su prikazane, jer su u kombinaciji sa parametrima peščara korišćene da se definišu vrednosti za tipove GT II i III.



Slika 7.12 Tipični predstavnici permskih sedimenata

Tabela 7.4 Geotehničke karakteristike permskih sedimenata nakon otvaranja kosina

Strukturna kategorija na GSI dijagramu	Geotehnički tip	Karakteristike stenske mase i intaktnih uzoraka		
		GSI	σ_{ciavg} (MPa)	m_i
M4	GT I	40-50	30	17
M5	GT II	35-40	18	11
M6	GT III	30-35	10,5-11,25	7,5-7,8
SILTIT / ŠEJL			9	7



Slika 7.13 Kvantifikovani generalni GSI dijagram (modifikovano prema Cai i dr., 2004)



7.5 Određivanje otpornosti prema raspadanju pelitnih sedimenata

7.5.1 Metodologija određivanja otpornosti prema raspadanju

Otpornost prema raspadanju pelitnih sedimenata se uglavnom određuje na osnovu laboratorijskih opita. U literaturi se najčešće spominju: opit sa potapanjem uzorka u posudu sa vodom (Jar slake test, Wood i Deo, 1975), Slake index test (Deo, 1972) i Slake durability test (Franklin i Chandra 1972). Poslednji pomenuti je standardizovan prema američkom standardu ASTM D 4644 (2008) i preporučen je od strane Međunarodnog društva za mehaniku stena, zbog čega je i u najširoj primeni.

Opit se sprovodi u bubnju koji može da rotira oko svoje ose i koji je do određene visine potopljen u sud sa destilovanom vodom. Njegov izgled i dimenzije su prikazani na slici 7.14. U bubanj, izgrađen od čelične mreže kvadratnih otvora 2 mm, se stavlja uzorak koji se sastoji od 10 intaktnih komada stenske mase pojedinačne težine od 40 g do 60 g. Ukupna masa uzorka treba da bude između 450 g i 550 g. Fragmenti stenske mase se mogu dobiti iz jezgra istražnih bušotina ili iz izdanaka, pri čemu se na odgovarajuće dimenzije mogu svesti lomljenjem uz upotrebu čekića. Pre opita materijal se fotografiše, a pre prvog potapanja u vodu pojedinačni fragmenti se očiste od površinskih nečistoća.

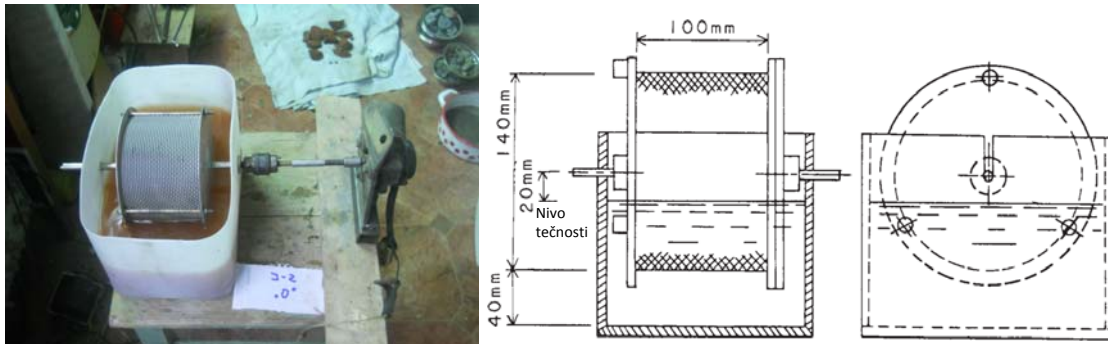
Procedura podrazumeva da se uzorci prvo osuše na $110 \pm 5^\circ\text{C}$, pri čemu im se odredi vlažnost (prema standardu ASTM D 2216, 2004). Nakon toga se stavljaju u bubanj sa vodom i rotiraju brzinom od oko 20 obrta u minuti u periodu od 10 minuta. Usled rotacije uzorak je izložen i mehaničkim uticajima, što pored sušenja i vlaženja ima uticaja na njegovo usitnjavanje. Posle prvog ciklusa preostali materijal se zajedno sa bubnjem osuši i odredi im se masa u suvom stanju. Postupak sušenja i vlaženja se ponavlja još jednom kako bi se dobila suva masa nakon drugog ciklusa. Uzorak se zatim ponovo fotografiše i izvrši opis materijala koji je ostao na situ. Standard razlikuje tri kategorije:

- I - uzorak ostaje praktično nepromenjen;
- II - uzorak se sastoji od sitnih i krupnih fragmenata;
- III - uzorak čine samo sitni fragmenti.

Indeks otpornosti prema raspadanju (slake durability index) I_d , se računa prema sledećoj jednačini:

$$I_d(2) = [(W_F - C) / (B - C)] \times 100 \quad (7.3)$$

gde je, B masa bubnja i osušenog uzorka pre prvog ciklusa; W_F masa bubnja i osušenog uzorka nakon drugog ciklusa; C masa bubnja.



Slika 7.14 Izgled i dimenzije aparata u kome je određena otpornost prema raspadanju (ASTM D-4644-04)

Mnogi autori (Taylor, 1988; Moon i Beattie, 1995; Ulusay i dr., 1995; Bell i dr. 1986; Crosta, 1998; Mišćević i Vlastelica, 2011; Cano i Tomas, 2014) navode da se za nešto otpornije stenske mase ne treba ograničiti samo na dva ciklusa sušenja i vlaženja već se opit može izvesti i u tri do pet ciklusa. Treba imati u vidu da jedan ciklus može da traje i preko 16-24 sata, pa se postavlja pitanje praktične izvodljivosti većeg broja ciklusa od dva. Za potrebe disertacije opiti su urađeni za pet ciklusa.

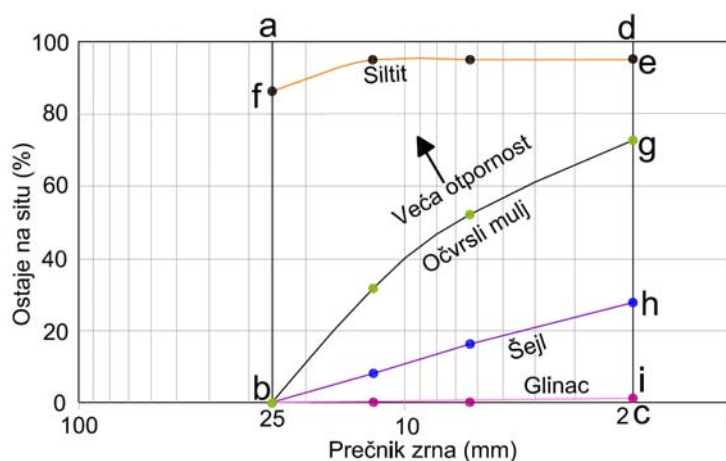
Ograničenja laboratorijskih opita se ogledaju u tome što u obzir ne uzimaju efekte odmrzavanja i zamrzavanja i temperaturne promene kojima je stenka masa izložena u prirodnom okruženju. Pored toga Gautam i Shakoore (2013) navode da je veoma teško uporediti rezultate dobijene laboratorijskim opitima sa terenskim osmatranjima, jer je raspadanje u prirodnom okruženju pod uticajem više faktora koji se ne mogu jednostavno simulirati u laboratoriji:

1. Raspadanje na kosinama je dugotrajan proces u poređenju sa kratkotrajnim laboratorijskim opitima, što dovodi do različitih rezultata;
2. Raspadnuti materijal biva erodovan sa lica kosine, što onemogućava detaljnu ocenu ponašanja stenske mase usled raspadanja;

3. Raspadanje u prirodnim uslovima je uslovljeno postojanjem lamina (koje u laboratorijski pripremljenom uzorku ne moraju biti prisutne);

4. Sedimentne strukture u terenskoj razmeri doprinose raspadanju.

Iz ovih razloga Santi i Higgins (1998) i Santi (2006) primenjuju modifikovane opite u pokušaju predviđanja raspadanja šejlova u terenskim uslovima. Erguler i Shakoor (2009) uvode indeksni pokazatelj tzv. koeficijent raspadanja, tj. dezintegracije (disintegration ratio) D_R , koji služi za kvantifikovanje stepena raspadanja na osnovu krive granulometrijskog sastava. Ovaj koeficijent Gautam i Shakoor (2013) koriste za određivanje stepena raspadanja usled izlaganja uzoraka dejstvu atmosferskih uticaja u određenom vremenskom periodu. Na ovaj način se eliminišu ograničenja „veštačkih“ laboratorijskih uslova. Koeficijent raspadanja se određuje kao odnos površina ispod granulometrijske krive svakog pojedinačnog uzorka i ukupne površine kojom su obuhvaćene granulometrijske krive svih uzoraka. Na slici 7.15 prikazana je procedura za njegovo određivanje.



$$D_R(\text{Šejl}) = \frac{\text{Površina } (bch)}{\text{Površina } (abcd)} = 0,096$$

$$D_R(\text{Glinac}) = \frac{\text{Površina } (bci)}{\text{Površina } (abcd)} = 0,003$$

$$D_R(\text{Očvršli mulj}) = \frac{\text{Površina } (bcg)}{\text{Površina } (abcd)} = 0,315$$

$$D_R(\text{Siltit}) = \frac{\text{Površina } (fbc)}{\text{Površina } (abcd)} = 0,926$$

Slika 7.15 Primer određivanja koeficijenta raspadanja D_R na bazi dijagrama granulometrijskog sastava (Gautam i Shakoor, 2013)



Kvadrat $abcd$ predstavlja ukupnu površinu koja obuhvata granulometrijske krive svih uzoraka. On je ograničen veličinom zrna između 2 mm i 25 mm. Površine ispod granulometrijskih krivih su promenljive i zavise od stepena raspadnutosti uzoraka. Na ovaj način se deljenjem površina (npr. bch i $abcd$) može dobiti koeficijent dezintegracije. D_R se kreće u intervalu od 0 do 1. Ako je njegova vrednost bliža jedinici materijal je otporniji na raspadanje i obrnuto. Prosejavanjem uzoraka u različitim vremenskim intervalima može se pratiti proces dezintegracije.

Gautam i Shakoor (2013) su pratili proces dezintegracije 20 različitih pelitnih sedimenata (5 glinaca, 5 očvrslih muljeva, 5 silita i 5 šejlova), uzetih sa lokacija koje se nalaze u 11 saveznih država Sjedinjenih američkih država, tako što su uzorke, pripremljene po ASTM D 4644 standardu, izložili dejstvu atmosferskih uticaja u periodu od godinu dana. Uzorci su postavljeni u metalne posude na kojima je u centralnom delu napravljen otvor od 2,5 cm. Preko otvora je stavljena žičana mreža okca 1 mm. Na ovaj način je onemogućeno zadržavanje atmosferske vode u posudama, a omogućeno zadržavanje svih frakcija krupnijih od 1 mm. Posude su stavljene na drvene palete tako da se otvor od 2,5 cm nalazi između otvora paleta, što omogućava da se posude u svakom trenutku nalaze iznad snežnog pokrivača.

Ovaj postupak (kao i navedeni laboratorijski) primenjen je u disertaciji, pri čemu je period za koji je definisan koeficijent D_R iz praktičnih razloga ograničen na godinu dana.

Materijal je sa tri predmetne lokacije uzet iz istražnih jama iskopanih u nožici kosina. Jame su kopane do dubine koja nije zahvaćena procesom površinskog raspadanja. Uzorci su donešeni u laboratoriju u polietilenskim džakovima radi očuvanja prirodne vlažnosti. Svaki džak je u proseku sadržao od 30 do 40 kg materijala, čiji fragmenti pojedinačno nisu bili veći od 5x5x5 cm. Njihova veličina se uglavnom kretala do nekoliko 10 cm³. Uzorci su obrađeni prema preporukama ASTM standarda i stavljeni u 36 posuda, što čini 12 posuda po lokaciji. Broj posuda može biti veći ili manji od navedenog ali je odabran tako da predstavlja 12 meseci u godini. Zatim su ostavljeni da stoje 24h u sušnici na temperaturi od 50°C. Ova temperatura je odabrana prema preporukama Gautam i Shakoor (2013) da bi se sprečilo moguće raspadanje na višim temperaturama. Nakon transporta do pogodnog mesta uzorci su postavljeni na palete, a

posude povezane izolir trakom. Oko njih je, da bi bili zaštićeni od dejstva vetra, napravljena barijera od dasaka. Proces je prikazan na slikama 7.16. i 7.17.



Slika 7.16 a) Istražna jama na km 22+850, b) Izgled uzoraka pre obrade, c) Uzorci sa km 22+850 u metalnim posudama i, d) Postavljanje žice od 1 mm preko otvora od 2,5 cm



- nastavak slike na 160. strani -



Slika 7.17 a) Transport uzoraka do pogodne lokacije i postavljanje na palete, b) Finalni izgled uzoraka izloženih dejstvu atmosferskih uticaja

7.5.2 Rezultati ispitivanja otpornosti prema raspadanju

Rezultati ispitivanja otpornosti prema raspadanju laboratorijski pripremljenih uzoraka prikazani su u tabeli 7.5. Izgled uzoraka pre opita i nakon drugog, odnosno petog ciklusa prikazan je na slici 7.18. Indeks raspadanja nakon drugog ciklusa kreće se u intervalu $95\% < Id(2) < 98\%$. Gamble (1971) predlaže klasifikaciju prema kojoj se uzorci u odnosu na otpornost nakon prvog i drugog ciklusa svrstavaju u šest grupa, tabela 7.6. Prema ovoj klasifikaciji permski sedimenti spadaju u grupe sa vrlo velikom do velikom otpornosti. Na osnovu ASTM standarda uzorci bi se mogli svrstati u II kategoriju, tj. sastoje se od sitnih i krupnih fragmenata. Nakon drugog i petog ciklusa definisane su granulometrijske krive i određen odnos njihovih površina (za zrna između 2 mm i 25 mm) i ukupne površine, slika 7.19. ASTM standard ne podrazumeva određivanje granulometrijskih krivih već je indeks Id isključivo posledica odnosa težina u suvom stanju pre i nakon opita. Definisane granulometrijskog sastava omogućava da se laboratorijski opiti bolje uporede sa terenskim rezultatima. U tom smislu koeficijentu

D_R , kada je određen iz rezultata laboratorijskih opita, dodat je indeks L . Iz tabele 7.5 se može zaključiti da je koeficijent D_{RL} uglavnom neznatno manji od indeksa I_d za odgovarajući ciklus. Erguler i Shakoor (2009) su dopunili klasifikaciju Gamble-a (1971) na bazi koeficijenta dezintegracije (D_R), koji je određen nakon drugog ciklusa u laboratorijskim uslovima (tabela 7.6). Ukoliko se vrednosti koeficijenta D_{RL} , nakon drugog ciklusa, uporede sa predloženom klasifikacijom može se zaključiti da perm pripada grupama sa vrlo velikom do velikom otpornosti (kao i u slučaju indeksa I_d). Pored toga, u tabeli 7.5 prikazane su vrednosti koeficijenta dezintegracije nakon 2, 5 i 12 meseci, određene na uzorcima J-1(7), J-2(12) i J-3(2), (tabela 7.7).

Tabela 7.5 Koeficijenti i indeksi dezintegracije u laboratorijskim i terenskim uslovima

Lokacija (km)	Klasifikacija prema Potter i dr. (1980)	$I_{d2}(\%)/D_{RL2}$	$I_{d5}(\%)/D_{RL5}$	D_R (nakon 2 meseca)	D_R (nakon 5 meseci)	D_R (nakon 12 meseci)
22+850	laminirani siltit	98/0.98	97/0.97	0.98	0.97	0.96
28+650	muljeviti šejl	95/0.92	91/0.88	0.92	0.91	0.86
30+200	muljeviti šejl	97/0.97	92/0.89	0.92	0.82	0.70

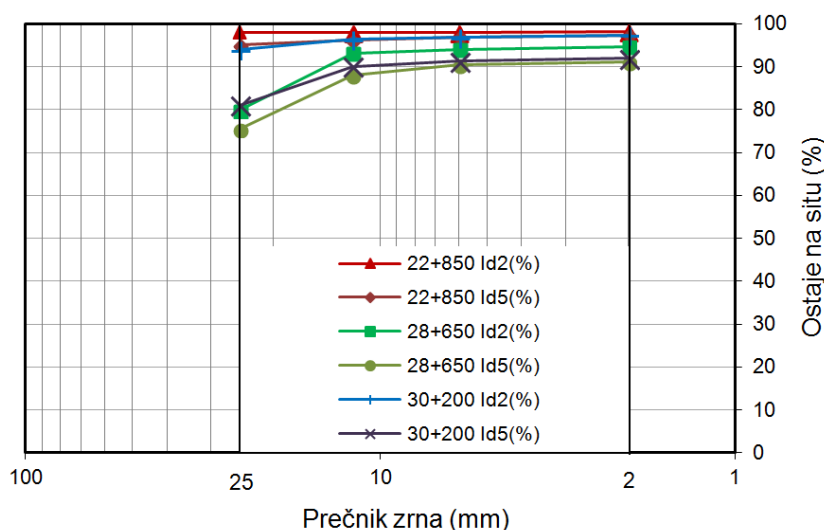


Slika 7.18 a) Uzorak sa lokacije 28+650 pre opita i nakon drugog ciklusa, b) Izgled uzorka sa lokacije 30+200 pre opita i nakon petog ciklusa



Tabela 7.6 Gamble-ova klasifikacija stenskih masa prema otpornosti na raspadanje (Gamble, 1971), modifikovano prema Erguler i Shakoor (2009)

Naziv grupe	% ostalo nakon jednog desetominutnog ciklusa (na bazi suve težine)	% ostalo nakon dva desetominutna ciklusa (na bazi suve težine)	Koef. dezintegracije (D_R) nakon drugog ciklusa
Vrlo velika otpornost	> 99	> 98	0,96 - 1,00
Velika otpornost	98 - 99	95 - 98	0,92 - 0,95
Srednje velika otpornost	95 - 98	85 - 95	0,79 - 0,91
Srednja otpornost	85 - 95	60 - 85	0,50 - 0,78
Mala otpornost	60 - 85	30 - 60	0,20 - 0,49
Veoma mala otpornost	< 60	< 30	0,0 - 0,19



Slika 7.19 Granulometrijske krive uzoraka sa tri lokacije, nakon drugog i petog ciklusa

Raspadanje uzoraka izloženih dejstvu atmosferskih uticaja praćeno je od aprila 2014. do aprila 2015. godine, čime je zaokružen ciklus od godinu dana. Indeks dezintegracije za pojedine uzorke određen je nakon 2, 5, 9 i 12 meseci. Usled praktičnih poteškoća (koje su vezane za transport uzoraka) granulometrijski sastav za svih 36 uzoraka određen je samo nakon 12 meseci. Odabir uzoraka na kojima je određen koeficijent D_R nakon 2, 5 i 9 meseci vršen je tako da intenzitet raspadanja uzoraka u odabranoj posudi vizuelno odgovara prosečnoj vrednosti u odnosu na ostale uzorke sa iste lokacije. Nakon određivanja granulacije uzorci su vraćani na palete radi daljeg praćenja procesa raspadanja. Iz tabele 7.7 se vidi da su uzorci sa lokacije km 22+850 (sa oznakom J-1)

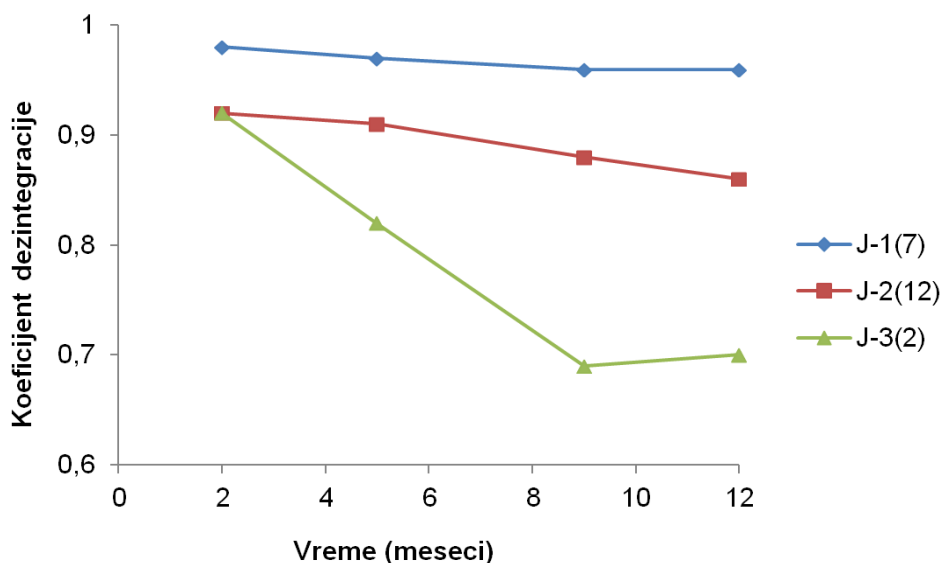


najmanje podložni raspadanju, dok uzorci sa lokacije km 30+200 (sa oznakom J-3) pokazuju najveću sklonost ka raspadanju.

Tabela 7.7 Koeficijent dezintegracije u različitim vremenskim intervalima

Lokacija	Uzorak	D_{R2}	D_{R5}	D_{R9}	D_{R12}	
km 22+850	J-1(1)		0.96	0.95	0.93	
	J-1(2)				0.90	
	J-1(3)				0.95	
	J-1(4)				0.94	
	J-1(5)				0.97	
	J-1(6)				0.93	
	J-1(7)	0.98	0.97	0.96	0.96	
	J-1(8)				0.97	
	J-1(9)				0.96	
	J-1(10)				0.96	
	J-1(11)			0.96	0.92	
	J-1(12)				0.93	
km 28+650	J-2(1)			0.86	0.84	
	J-2(2)				0.95	
	J-2(3)				0.84	
	J-2(4)				0.84	
	J-2(5)				0.97	
	J-2(6)				0.89	
	J-2(7)				0.91	
	J-2(8)				0.95	
	J-2(9)			0.97	0.91	0.90
	J-2(10)					0.89
	J-2(11)					0.91
	J-2(12)	0.92	0.91	0.88	0.86	
km 30+200	J-3(1)				0.79	
	J-3(2)	0.92	0.82	0.69	0.70	
	J-3(3)				0.78	
	J-3(4)				0.71	
	J-3(5)		0.82	0.69	0.66	
	J-3(6)				0.67	
	J-3(7)				0.68	
	J-3(8)				0.72	
	J-3(9)				0.73	
	J-3(10)			0.79	0.76	
	J-3(11)				0.83	
	J-3(12)				0.78	

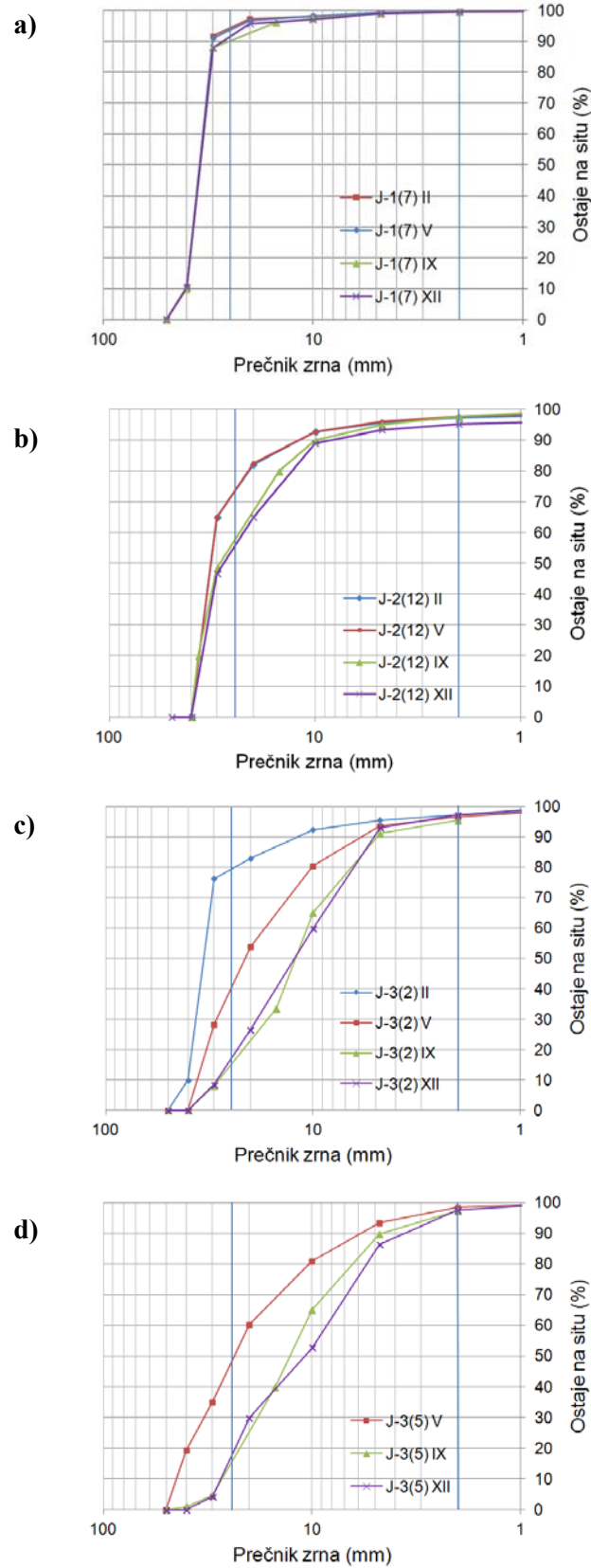
Na slici 7.20 prikazana je promena koeficijenta dezintegracije u vremenu za uzorke J-1(7), J-2(12) i J-3(2).



Slika 7.20 Promena koeficijenta dezintegracije u vremenu

Na slici 7.21 prikazani su dijagrami granulometrijskog sastava za uzorke J-1(7), J-2(12), J-3(2) i J-3(5) u različitim vremenskim intervalima. Sa dijagrama se može videti da se najveći deo raspadanja obavi u prvih 5 meseci nakon izlaganja uzoraka dejstvu atmosferskih uticaja, dok je raspadanje u periodu od 9 do 12 meseci znatno manje zastupljeno.

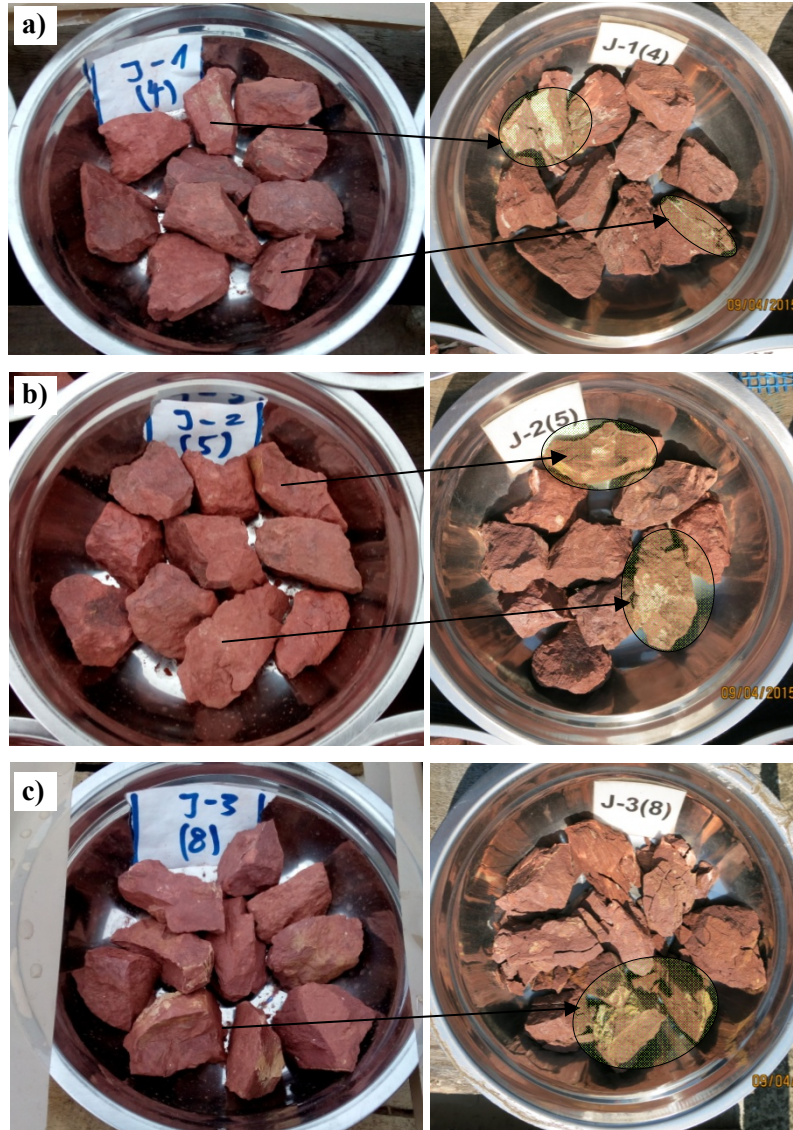
Za sada ne postoji klasifikacija na osnovu koje je uzorke stenske mase moguće svrstati u pojedine klase manje ili više otporne prema raspadanju, a koja kao referentni parametar u obzir uzima koeficijent dezintegracije određen u terenskim uslovima. Prikazani rezultati ukazuju da je koeficijent D_R bliži jedinici, tj. da je stenska masa (osim u slučaju uzoraka sa lokacije km 22+850) umereno otporna prema raspadanju. Izgled uzoraka pre i nakon izlaganja dejstvu atmosferskih činilaca prikazan je na slikama 7.22 i 7.23.



Slika 7.21 Dijagrami granulometrijskog sastava uzoraka sa tri lokacije a) Uzorak J-1(7), b) Uzorak J-2(12), c) Uzorak J-3(2), d) Uzorak J-3(5)



Slika 7.22 Izgled uzoraka nakon 2, 5 i 12 meseci a) J-1(7), b) J-2(12), c) J-3(2), d) J-3(5)



Slika 7.23 Promena kvaliteta izloženih površina za uzorak a) J-1(4), b) J-2(5), b) J-3(8)

Sa slika 7.22 i 7.23 se može videti da raspadanje utiče na mehanička svojstva permskih sedimenata dvojako. Kao prvo, na intaktnom uzorku se vremenom stvaraju nove i proširuju stare pukotine. Povećanjem broja pukotina dolazi do razdvajanja intaktnog komada na više manjih. Za to vreme na zidovima pukotina dolazi do alteracije, čime se smanjuje njihov kvalitet. Kratkotrajnim laboratorijskim opitima se alteracija zidova pukotina ne može pratiti, ali nakon izlaganja uzoraka dejstvu atmosferskih činilaca ove promene su jasno uočljive. S obzirom da su uzorci u trenutku izlaganja bili sveži, površine pukotina su uglavnom neizmenjene do delimično izmenjene. U zavisnosti od inicijalnog stepena izmene pokazuje se da nakon određenog vremena dolazi do



smanjenja kvaliteta za jednu kategoriju (delimičan do srednji stepen izmene). Ove izmene utiču i na smanjenje hrapavosti. Alteracija ne zahvataj unutrašnjost stenske mase, pa se može zaključiti da ne utiče na veličinu intaktnih parametara (σ_{ci} i m_i). Ukoliko bi se uzorci, izloženi dejstvu atmosferskih činilaca, grupisali i posmatrali kao rastresita stenska masa (tabela 3.1), moglo bi se zaključiti sledeće:

1. Intaktni uzorci su međusobno izdijeljeni određenim brojem familija pukotina odgovarajućeg kvaliteta. U intaktnom stanju imaju jednu GSI vrednost.
2. Nakon određenog vremena, stvaraju se nove pukotine i monolitni delovi se usitnjavaju, a kvalitet pukotina se smanjuje. Ovo dovodi do redukcije inicijalne GSI vrednosti.

Iz ovog razloga se u narednom poglavlju daje koncept za redukciju čvrstoće na smicanje preko GSI vrednosti.

Iako je nedvosmisleno pokazano da usled dejstva atmosferskih činilaca dolazi do dezintegracije stenske mase, navedenim postupcima se ne mogu uzeti u obzir brojni faktori koji utiču na raspadanje, a koji se javljaju kada se stenska masa nalazi u prirodnom okruženju:

1. Stenska masa je u sklopu kosine ispucala i napregnuta, za razliku od malih intaktnih uzoraka pripremljenih za potrebe disertacije;
2. Nagib i orijentacija kosine utiču na vlažnost i temepraturu stenske mase;
3. Dolazi do erozije dezintegrisanog materijala sa lica kosine;
4. Materijal na kosini može biti izložen dejstvu atmosferskih uticaja duži niz godina za razliku od ovde prikazanog jednogodišnjeg.

7.6 Predlog koncepta redukcije čvrstoće na smicanje usled raspadanja

U prethodnom podpoglavlju je pokazano da su permski sedimenti podložni raspadanju usled čega na intaktnim blokovima dolazi do alteracije postojećih i stvaranja novih pukotina, što dovodi do njihovog usitnjavanja. Ovim procesom se inicijalna GSI vrednost, određena u trenutku otvaranja kosina, može smanjiti tokom vremena kada se kosina izloži dejstvu atmosferskih uticaja. S obzirom na mehanizam raspadanja GSI vrednost opada i u horizontalnom i vertikalnom smislu. Broj bodova koji treba pripisati koeficijentu SCR je manji u odnosu na onaj u trenutku otvaranja kosina. Takođe, veličina blokova je manja od inicijalne. Marinos i dr. (2005) navode da se efekat



raspadanja može uzeti u obzir pomeranjem GSI vrednosti udesno. Njihove preporuke su načelne i predlažu veće pomeranje u nižim strukturnim kategorijama sa lošijim kvalitetom zidova pukotina, slika 7.24. Marinos i dr. (2006) u slučaju stena koje izgrađuju ofiolitske komplekse (pre svega serpentinisani peridotiti) navode da u zavisnosti od intenziteta serpentinizacije može doći do smanjenja kvaliteta zidova pukotina, kao i do usitnjavanja blokova. Kada serpentinizacija zahvati unutrašnjost stenske mase dolazi do redukcije intaktnih parametara. Treba primetiti da su konturne linije na generalnom GSI dijagramu iz 2000. godine (Hoek i Marinos, 2000; slika 7.24) unekoliko drugačije od kontura na dijagramu prikazanom na slici 7.13.

Već je napomenuto da konstantu m_i i vrednost jednoosne čvrstoće σ_{ci} ne treba redukovati jer alteracija ne zahvata unutrašnjost stenske mase. Parametar D definiše uticaj relaksacije napona usled otvaranja kosina i jednom usvojen ne podleže promenama. Iz ovoga svega proizilazi da je GSI jedini parametar koji utiče na smanjenje čvrstoće na smicanje razmatranog HB materijala.

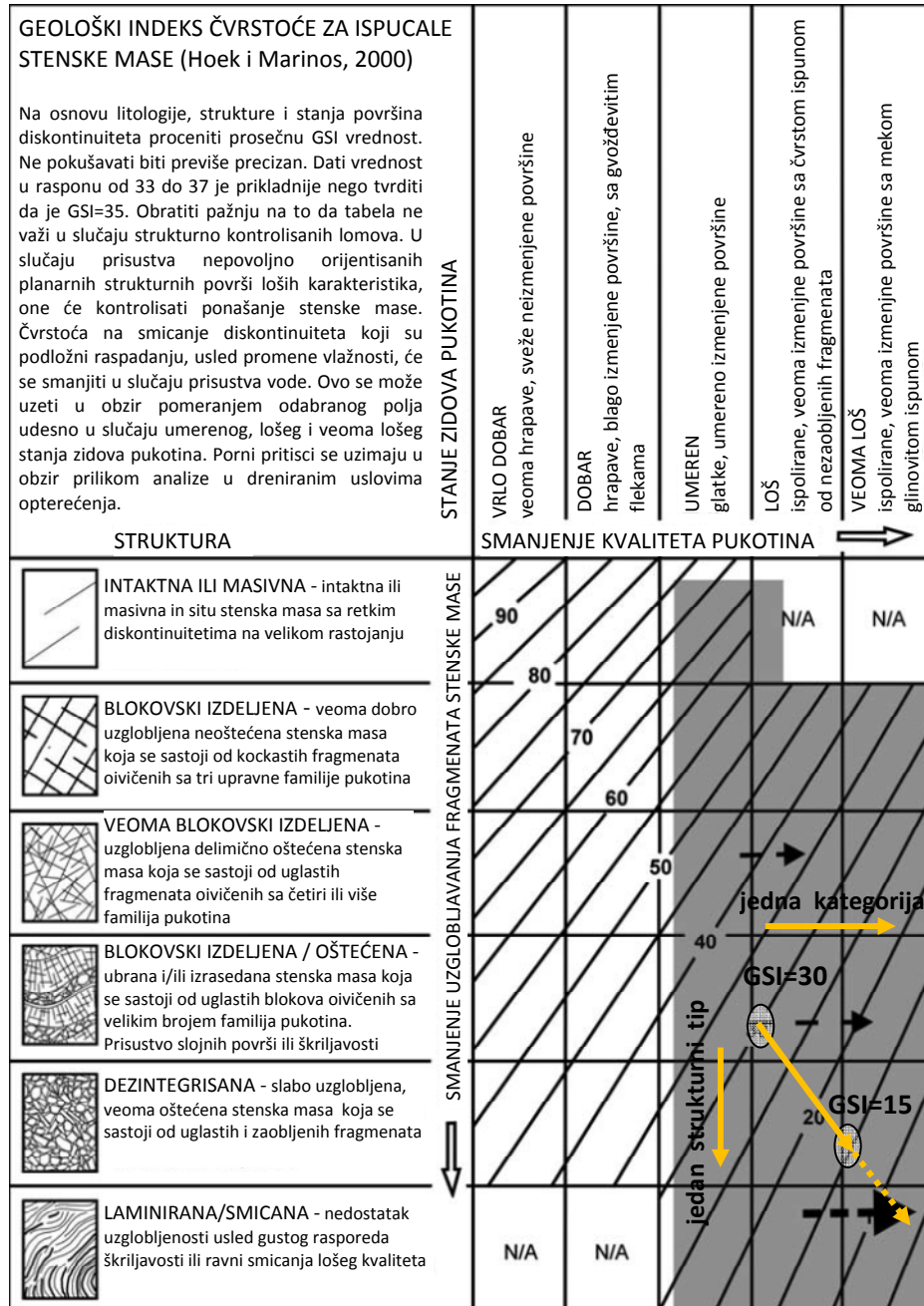
Za tri predmetne kosine urađene su 2D analize stabilnosti u programskom paketu Slide, uz pretpostavku ravnog stanja deformacije, u trenutku otvaranja kosina i u trenutku dostizanja stanja loma ($F_s=1$).

Prilikom analiza u trenutku otvaranja kosina usvojene su vrednosti parametara na donjoj granici predloženog intervala za GT III materijal iz tabele 7.4. S obzirom da stenska masa predstavlja HB materijal, tj. da je merodavna čvrstoća stenske mase, analiza je urađena primenom Bišopove uprošćene metode za kružno-cilindričnu kliznu površ.

Stanje loma, za unapred definisanu kliznu površ, je dostignuto redukcijom GSI vrednosti na veličinu koja daje $F_s=1$. U ovom slučaju je u analizi (s obzirom na složeni oblik klizne površi na km 28+650) primenjena metoda Morgenstern-Price-a, uz pretpostavku polusinusne raspodele funkcije međulamelarnih sila $f(x)$. Usvojen je faktor $D=0.7$ za čitavu stensku masu.

Rahardjo i dr. (1995) u slučaju plitkih lomova (uglavnom do 5 m) u rezidualim glinama, formiranim iznad nivoa freatske površi, prikazuju tri moguća slučaja (ne)hidrostatičke raspodele pornih pritisaka. Oni smatraju da do loma dolazi usled infiltracije atmosfere vode u dublje delove stenske mase (nakon intenzivnih padavina), što umanjuje ili u potpunosti poništava efekte sukcije (smanjuje negativne porne pritiske ili ih svodi na nulu). Iz ovog razloga je u analizama korišćena konzervativna vrednost koeficijenta

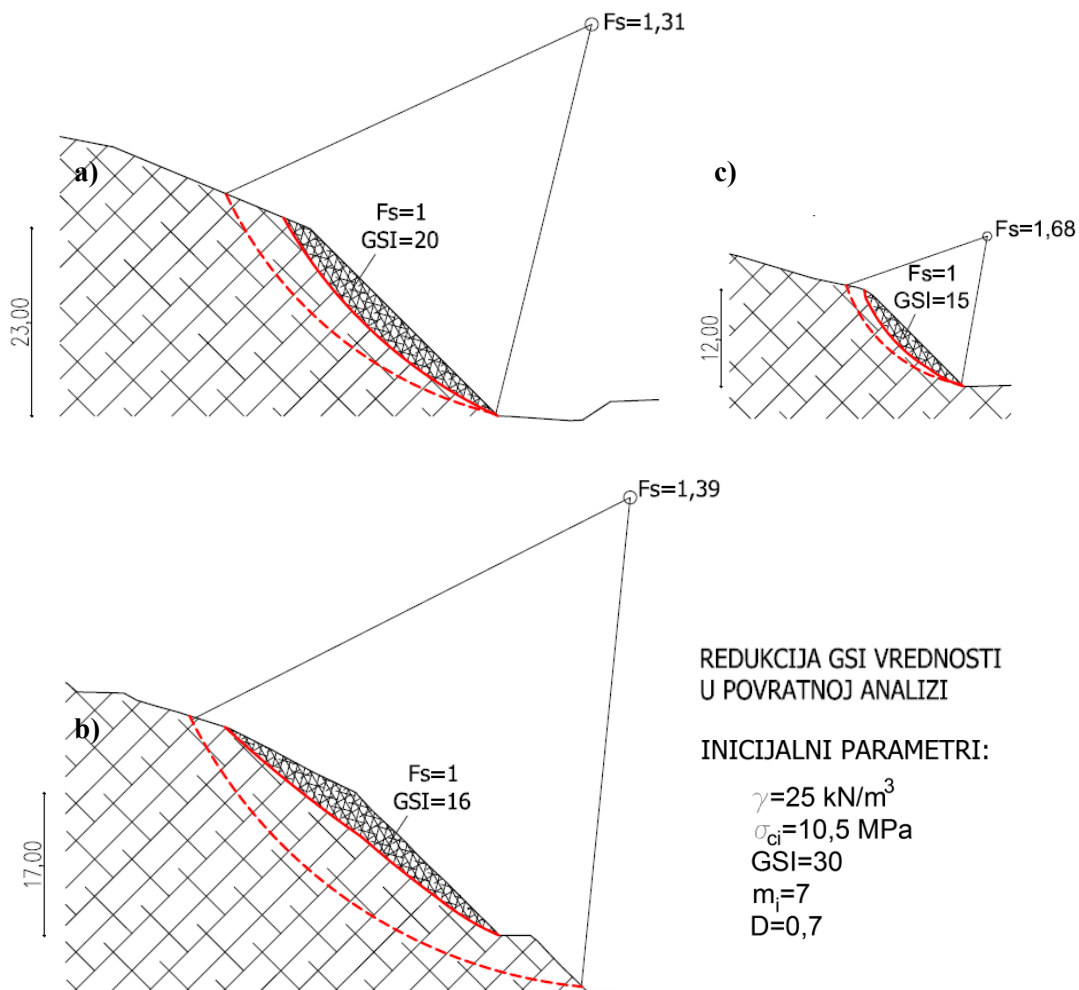
pornog pritiska $\tau_u=0$. Sa slike 7.25, gde su prikazani rezultati analiza stabilnosti, se može videti da su za kosine na km 22+850, km 28+650 i km 30+200 faktori sigurnosti neposredno nakon formiranja kosina $F_s=1,31, 1,39$ i $1,68$, respektivno.



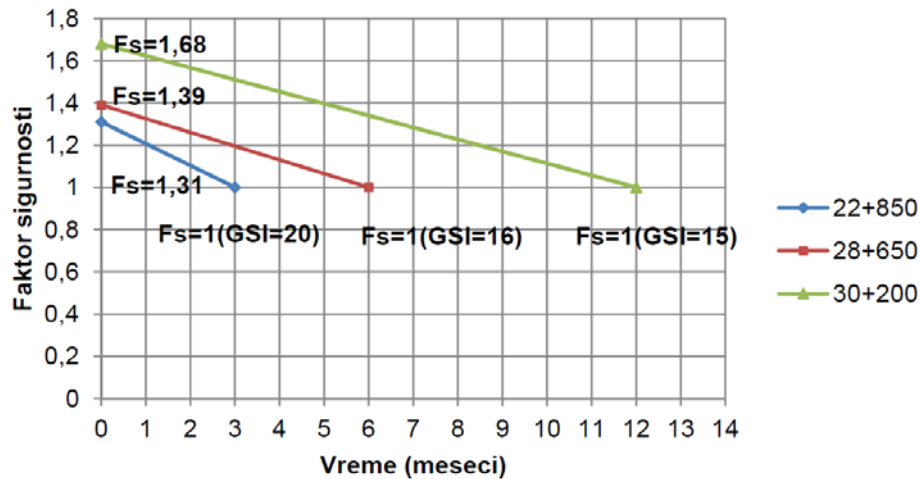
Slika 7.24 Redukcija GSI vrednosti kod stenskih masa koje su podložne raspadanju (Marinos i dr., 2005), sa korekcijom za crvene permske sedimente nakon izlaganja u periodu od godinu dana

Nestabilnost na lokaciji km 22+850 ima najmanji faktor sigurnosti i do loma je došlo 3 meseca nakon njenog formiranja. Prosečna kritična GSI vrednost je u tom trenutku iznosila 20. Do globalnog loma kosine na km 28+650 je došlo nakon 6 meseci, pri prosečnoj GSI vrednosti od 16. Najniža kosina sa najvišom inicijalnom vrednosti faktora sigurnosti, na km 30+200, je u trenutku loma imala najniži prosečan GSI od 15. Drugim rečima, kod kosine sa najnižim faktorom sigurnosti će najpre doći do loma, pri najvišoj GSI vrednosti. Da bi niža kosina dostigla stanje loma potrebno je da stenska masa degradira u većoj meri i dostigne nižu kritičnu GSI vrednost. Promena faktora sigurnosti u vremenu je prikazana na slici 7.26.

Usled lokalne heterogenosti materijala moguće je da GSI vrednost u pojedinim delovima kosine bude niža od prosečne (usled bržeg raspadanja tog dela), pri čemu dolazi do lokalnog loma.

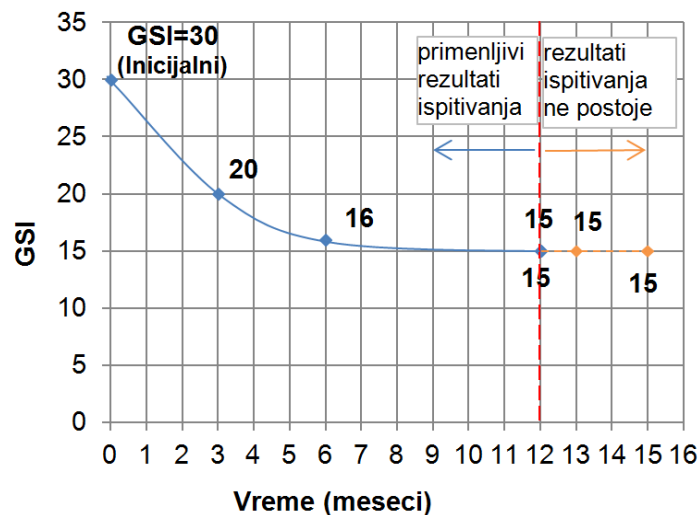


Slika 7.25 Rezultati analiza stabilnosti a) km 22+850, b) km 28+650, c) km 30+200



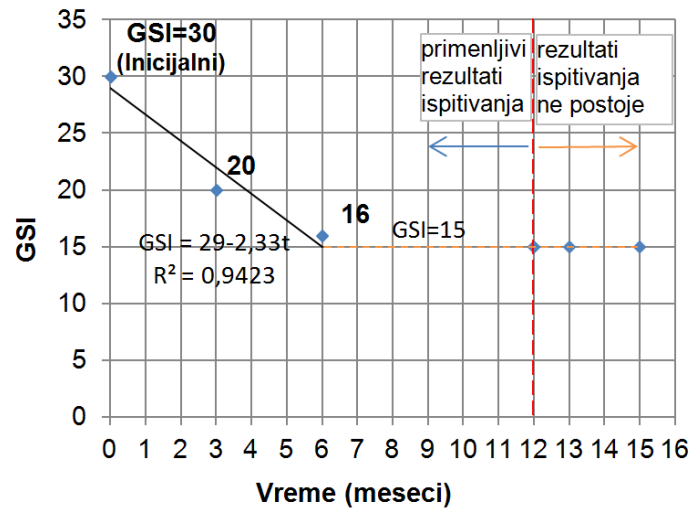
Slika 7.26 Smanjenje faktora sigurnosti u vremenu

GSI u prva tri meseca opadne za jednu trećinu, dok u periodu od godinu dana opadne na 50% inicijalne vrednosti, slika 7.27. Na dijagramu na slici 7.27 nanete su i GSI vrednosti, dobijene povratnom analizom, za kosine na km 29+400, km 29+900 i km 30+050 (sve tri su visine 12 m u nagibu 1:1), kod kojih su nestabilnosti formirane nakon 12, 13 i 15 meseci, respektivno. Najveće smanjenje GSI vrednosti se može očekivati u prvih 6 meseci nakon otvaranja kosina. Nakon 12 meseci raspadanje je gotovo zanemarljivo, a GSI teži asimptotskoj vrednosti od 15. Ovo je u saglasnosti sa intenzitetom raspadanja prikazanim dijagramima granulometrijskog sastava na slici 7.21.



Slika 7.27 Promena GSI u vremenu

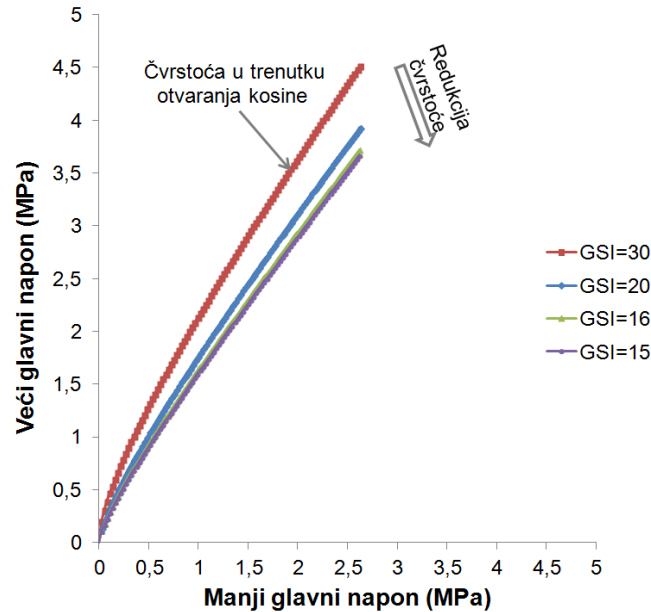
Kada bi se promena GSI vrednosti u prvih šest meseci prikazala linearnom funkcijom, dobila bi se zavisnost kao na slici 7.28. Promena GSI vrednosti u celom razmatranom vremenskom intervalu se tada može aproksimirati bilinearnom funkcijom sa relativno visokom pouzdanošću. U tom slučaju, GSI nakon šest meseci dostiže asimptotsku vrednost od 15, koja se prilikom analiza stabilnosti može smatrati konzervativnom.



Slika 7.28 Promena GSI vrednosti sa vremenom predstavljena bilinearnom funkcijom

Na osnovu ovih zaključaka moguće je analizirati kosine različitih visina i nagiba u ovom i sličnim materijalima u proizvoljnim vremenskim intervalima. Ovo je od izuzetnog praktičnog značaja u situacijama kada kosine ostaju nepokrivene u dužem vremenskom periodu nakon otvaranja. Maksimalna dubina degradacije u razmatranim slučajevima definisana je najdubljom kliznom površi od oko 4 m.

Na slici 7.29 su prikazane anvelope Hoek-Brown-ovog kriterijuma loma za različite GSI vrednosti. Smanjenje GSI vrednosti za 33% doprinosi redukciji čvrstoće na smicanje za približno 20%. U slučaju kada GSI opadne na 50% od svoje inicijalne vrednosti, čvrstoća na smicanje opadne za oko 30%. Smanjenje čvrstoće na smicanje je određeno kao odnos površina ispod anvelopa napona loma u trenutku otvaranja kosine i u trenutku loma, za interval manjeg glavnog napona od $0 < \sigma_3 < \sigma_{ci}/4$. Ova razmatranja su od velikog praktičnog značaja jer se za razliku od većine studija koje se baziraju na ispitivanju uzoraka u laboratorijskim uslovima odnose na ispucalu stensku masu.



Slika 7.29 Smanjenje čvrstoće na smicanje Hoek-Brown-ovog materijala u polju glavnih napona

Prikazani koncept ima određena ograničenja koja se moraju uzeti u obzir prilikom njegovog korišćenja:

1. Važi samo za razmatrani vremenski period;
2. Dubina zone zahvaćene degradacijom može biti i veća od predložene, pri čemu GSI vrednost ne opada uniformno sa dubinom. Koncept podrazumeva prosečne GSI vrednosti duž klizne površi po kojoj je došlo do loma;
3. Pretpostavljeno je da, s obzirom na dubinu, nivo podzemne vode nema uticaja na stabilnost kosine.
4. Predloženi koncept ne podrazumeva smanjenje intaktnih parametara stenske mase usled alteracije. Kada alteracija zahvati i unutrašnjost stenske mase (veoma izmenjena do raspadnuta stenska masa, tabela 6.10) tada se pored GSI vrednosti redukuju i vrednosti parametara m_i i σ_{ci} . Ovo se verovatno događa kod najnižih kategorija GSI dijagrama kada GSI vrednost padne ispod 10, tj. $1 < SCR < 3$. Sa daljim smanjenjem GSI vrednosti stenska masa prelazi u tlo.



POGLAVLJE 8.

ZAKLJUČNA RAZMATRANJA

U disertaciji je prikazana metodologija za određivanje parametara čvrstoće na smicanje heterogenih ispucalih sedimenata u uslovima otvaranja kosina. Sistematsko praćenje stanja iskopa u flišnim i permskim sedimentima (koji su produkt fluvijalne depozicione sredine, tzv. „upletenih reka“), u periodu od godinu dana (od trenutka otvaranja), omogućilo je da se definišu inicijalni parametri i parametri koji su posledica omekšanja stenske mase usled raspadanja.

Uticao heterogenosti ispitan je u uslovima jednoosnog pritiska na kompozitnim uzorcima sastavljenim od diskova peščara i silita. Rezultati koji su dobijeni ovim ispitivanjima upotrebljeni su za određivanje intaktnih parametara koji figurišu kod Hoek-Brown-ovog kriterijuma loma. Ovi parametri su zatim kombinovani sa prikupljenim podacima o ispucalosti kako bi se uz upotrebu GSI klasifikacije definisali parametri čvrstoće na smicanje fliša i permskih fluvijalnih sedimenata u trenutku otvaranja kosina. Da bi se smanjila subjektivnost prilikom određivanja GSI vrednosti izvršena je kvantifikacija GSI dijagrama. Ovo je urađeno uvođenjem parametra V_b , kojim je definisana veličina zapremine bloka (u slučaju generalnog GSI dijagrama) i parametra SCR (sa vrednostima od 0 do 18), kojim je kvantifikovan kvalitet zidova pukotina.

Laminirani pelitni sedimenti su podložni raspadanju, što je za posledicu imalo pojavu velikog broja globalnih nestabilnosti u periodu od godinu dana nakon formiranja kosina. Uticaj raspadanja na kvalitet stenske mase je ispitan izlaganjem specijalno pripremljenih uzoraka dejstvu atmosferskih činilaca. Usitnjavanje intaktnih komada, stvaranje novih pukotina i smanjenje kvaliteta zidova pukotina ukazuje na činjenicu da se efekat raspadanja može uzeti u obzir redukcijom GSI vrednosti. U tom smislu, predložen je koncept kojim se smanjenje čvrstoće na smicanje uzima u obzir preko GSI vrednosti.

Konverzijom Hoek-Brown-ove anvelope u nelinearnu anvelopu hiperboličkog tipa određeni su parametri ϕ_b , p_n i $\Delta\phi$ za flišne sedimente, pri čemu se vodilo računa o njihovom fizičkom značenju. Ovo omogućava njihovu širu primenu u analizama stabilnosti kosina heterogenih sedimenata.



Zaključci su sledeći:

1. Sa porastom zapreminskog učešća siltita, od 0% do 60%, jednoosna čvrstoća kompozitnih uzoraka eksponencijalno opada. Sa daljim povećanjem zapreminskog učešća siltita jednoosna čvrstoća odgovara čvrstoći siltita. Empirijske preporuke za određivanje jednoosne čvrstoće heterogenih sedimenata, u zavisnosti od procentualnog odnosa peščara i siltita, dobro korespondiraju sa laboratorijskim rezultatima;
2. Kvantifikacija GSI dijagrama u horizontalnom smislu podrazumeva uvođenje parametra SCR, koji se određuje na osnovu broja bodova (za hrapavost, izmenu i ispunu) iz parametra za stanje pukotina RMR klasifikacije. Ovaj parametar važi za sve GSI dijagrame (za generalni, za fliš, za molase). Strukturnim kategorijama kod generalnog GSI dijagrama pripisana je odgovarajuća veličina elementarne zapremine bloka (V_b, cm^3), čime je dijagram kvantifikovan i u vertikalnom pogledu;
3. Kod fliša je izdvojeno pet bitno različitih geotehničkih tipova, koji su predstavljeni smenom kalkarenitskih peščara i siltita. Raspadanjem su zahvaćeni samo površinski delovi kosina i ono nema uticaja na stabilnost;
4. Kod perma su izdvojena tri različita tipa, kod kojih se smenjuju finozrni peščari i muljeviti šejlovi do laminirani siltiti. Raspadanje je posledica omekšanja između lamina, i ono dovodi do pojave globalnih nestabilnosti;
5. Kod fliša su za lom presudni inicijalni parametri čvrstoće na smicanje i povećanje pornih pritisaka, dok kod permskih sedimenata do loma dolazi nakon određenog vremena sa parametrima nižim od početnih vrednosti;
6. Laboratorijski opit za određivanje otpornosti prema raspadanju pelitnih sedimenata ne uzima u obzir brojne faktore od značaja za raspadanje, samim tim ne daje uvek dobre rezultate. Indeks raspadanja nakon drugog ciklusa kreće se u intervalu $95\% < Id(2) < 98\%$, a nakon petog u intervalu $92\% < Id(5) < 97\%$. Koeficijent D_{RL} određen nakon drugog ciklusa se kreće u intervalu od 0,92 do 0,98, a nakon petog u intervalu od 0,88 do 0,97;
7. Vrednost koeficijenta dezintegracije (D_R) određena nakon 2, 5 i 12 meseci na uzorcima permskih sedimenata ima vrednosti: 98-97-96 ((J-1(7)), 92-91-86 ((J-2(12))) i



92-82-70 ((J-3(2))), respektivno. Predloženim postupkom analize krive granulometrijskog sastava pokazano je da se najveći deo raspadanja obavi u prvih 5 meseci nakon izlaganja uzoraka dejstvu atmosferskih uticaja, dok je raspadanje u periodu od 9 do 12 meseci znatno manje zastupljeno.

8. Kod permskih sedimenata je trenutak dostizanja stanja loma uslovljen geometrijom kosine i inicijalnim kvalitetom stenske mase. GSI u prva tri meseca opadne za jednu trećinu, dok u periodu od godinu dana opadne na 50% inicijalne vrednosti. Najveće smanjenje GSI vrednosti se može očekivati u prvih 6 meseci nakon otvaranja kosina. Ovo je u saglasnosti sa intenzitetom raspadanja prikazanim dijagramima granulometrijskog sastava. Maksimalna dubina degradacije u razmatranim slučajevima definisana je najdubljom kliznom površi od oko 4 m.

9. Verifikacija parametara je izvršena na osnovu povratne analize određenog broja nestabilnosti. S obzirom na relativno plitka klizanja, kod fliša su za stabilnost merodavni parametri na zakrivljenom delu anvelope napona loma ($SLR < 0,5$). Intenziteti efektivnih normalnih napona duž klizne površi koji su određeni po metodi granične ravnoteže i po metodi konačnih elemenata imaju slične vrednosti. Ekvivalentni linearni Mohr-Coulomb-ovi parametri u razmatranim slučajevima precenjuju čvrstoću na smicanje. Kod permskih sedimenata je stanje loma dostignuto redukcijom GSI vrednosti tako da se, za unapred definisanu kliznu površ, dobije faktor sigurnosti $F_s = 1$.

10. Konverzija parametara HB kriterijuma u hiperboličku anvelopu izvršena je primenom Levenberg-Marquardt algoritma (LMA). Napon srednjeg ugla eksponencijalno raste sa porastom GSI indeksa. Donja vrednost odgovara vrednosti koja je karakteristična za glinovite materijale, a gornja vrednost odgovara veličinama karakterističnim za kameni nabačaj i dobro graduiran šljunak. Bazni ugao trenja opada sa smanjenjem GSI vrednosti i potrebno ga je utvrditi u svakom pojedinačnom slučaju. Maksimalna ugaona razlika zavisi od kombinacije druga dva parametra, pri čemu dostiže svoj maksimum pri nižim GSI vrednostima. U disertaciji su po prvi put određene realno moguće gornje i donje granične vrednosti parametara hiperboličke anvelope za fliš, na osnovu analize određenog broja literaturnih podataka.



Dalja istraživanja mogu uključiti:

1. Ispitivanje većeg broja kompozitnih uzoraka radi provere zavisnosti kojom se menja jednoosna čvrstoća sa procentualnim učešćem siltita. U literaturi postoji relativno mali broj studija ove vrste, a zaključci koje izvode pojedini autori se često razlikuju. Veliki doprinos studiji bi predstavljala ispitivanja sa merenjem vertikalnih i horizontalnih deformacija. Na ovaj način bi se mogle dobiti kompletne naponsko-deformacijske zavisnosti.

2. Određivanje deformacijskih parametara i merenje naponskog stanja u stenskoj masi. Uzimanjem ovih faktora u obzir, uz simuliranje istorije stvaranja terena, bilo bi moguće u metodi konačnih elemenata odrediti realna pomeranja na kosinama usled iskopa. Tako dobijene rezultate je moguće korelisati sa parametrom D (Hoek-Brown-ovog kriterijuma loma), kojim se u obzir uzima uticaj relaksacije nakon iskopa.

3. Određivanje baznog ugla trenja pogodnim opitom. Na ovaj način bi se druga dva parametra mogla odrediti sa većom pouzdanošću.

4. Praćenje procesa raspadanja heterogenih sedimenata u dužem vremenskom periodu. Na ovaj način bi se:

- Utvrdila konačna debljina dezintegrirane zone;
- Ispitalo da li dalje raspadanje ima uticaja na položaj i oblik klizne površi formirane u razmatranom periodu;
- Omogućilo proširenje predloženog koncepta redukcije čvrstoće. Koncept redukcije čvrstoće se bazira samo na smanjenju GSI vrednosti. Kada alteracija zahvati unutrašnjost stenske mase potrebno je redukovati intaktne parametre σ_{ci} i m_i . Osmatranjem u periodu od godinu dana nisu uočene promene unutar intaktnih blokova stenske mase, pa bi bilo poželjno utvrditi da li do njih dolazi nakon izlaganja u dužem vremenskom periodu. Ovo bi omogućilo da se u analizi koriste redukovane vrednosti intaktnih parametara.

5. Merenje promene sukcije i veličine bubrenja na kosinama. Jedan od ciljeva disertacije je bio da se na osnovu efekata raspadanja i formiranih nestabilnosti predloži koncept za



redukciju čvrstoće na smicanje. Uzroci koji dovode do raspadanja nisu bili direktan cilj istraživanja, ali bi njihovo kvantifikovanje imalo značajan naučni doprinos.

Na kraju, treba napomenuti i to da se raspadanje stenskih masa može sprečiti nanošenjem sloja prskanog betona (sa klasičnom armaturom ili ojačanog čeličnim ili sintetičkim vlaknima) na lice kosine, u debljini (koja nije manja od 5cm) kojom će se sprečiti dejstvo atmosferskih činilaca na stensku masu. Druga mera bi podrazumevala primenu vegetativne zaštite sađenjem busenja ili „hydroseeding-om“, koja zbog vremena potrebnog da se vegetacija prihvati može predstavljati manje efiksnu meru od torkretiranja. Uz sve ovo potrebno je primeniti i odgovarajuće drenažne mere u kruni ili na licu kosine (npr. izrada obodnih betonskih kanala) kako bi se onemogućila infiltracija površinske vode u dublje slojeve i time sačuvala inicijalna čvrstoća stenske mase.



LITERATURA

- Agustawijaya D.S. (2007) The uniaxial compressive strength of soft rock. *Civil Engineering Dimension*, 9(1):9–14
- Andelković, J., Krstić, B., Bogdanović, P., Jadranin, D., Milenković, P., Milošaković, R., Urošević, D., Dimitrijević, M., Dolić, D., Rakić, M.O., Jovanović, Lj., Maslarević, Lj., Marković, B., Divljan, M., Đorđević, M. (1977) Tumač za listove Pirot i Breznik 1:100 000. Savezni geološki zavod, Beograd, 69 str.
- ASTM. (2004) Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass. ASTM designation D 2216
- ASTM. (2008) Standard Test Method for Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks. ASTM designation D 4644-08
- ASTM. (2014) Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures. ASTM designation D-7012
- Badger, C.W., Cummings, A.D., Whitmore, R.L. (1956) The disintegration of shale. *Journal of the Institute of Fuel*, 29:417-423
- Balmer, G. (1952) A general analytical solution for Mohr's envelope. *Am Soc Test Mat* 52:1260–1271
- Barton, N. (1971) A relationship between joint roughness and joint shear strength. *Proc. of Symp. of Int Soc Rock Mech Rock Fracture, Nancy*, paper I.8, 20 p
- Barton, N. (1973) Review of a new shear strength criterion for rock joints, *Engineering Geology* 7:287-332
- Barton, N. (1976) The shear strength of rock and rock joints. *Int J Rock Mech Min Sci and Geomech Abstr*, 13(9):255-279
- Barton, N., Choubey, V. (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech* (10)1/2:1-54
- Barton, N., Bandis, S. (1982) Effects of block size on the the shear behaviour of jointed rock. 23rd U.S. symp. on rock mechanics, Berkeley, p 739-760
- Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech.* 6(4):189-236
- Bell, F.G. (2007) *Engineering geology* Second ed. Elsevier Ltd., Chapter 3, p 77-149



- Bell, F.G., Cripps, J.C., Culshaw, M.G. (1986) Groundwater in Engineering Geology Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications 3:1-23
- Benz, T., Schwab, R., Kauther, R.A., Vermeer, P.A. (2008) A Hoek–Brown criterion with intrinsic material strength factorization. *Int J Rock Mech Min Sci* 45(2):210–222
- Berisavljević, Z. (2012) Komparativna analiza stabilnosti kosina metodama granične ravnoteže i metodom konačnih elemenata. *Izgradnja* 1-2:9-15
- Berisavljević, Z., Berisavljević, D., Čebašek, V. (2015) Shear strength properties of Dimitrovgrad flysch, Southeastern Serbia. *Bull Eng Geol Environ*, 74(3):759-773
doi:10.1007/s10064-014-0678-5
- Bhavikatti, S. S. (2005) *Finite element analysis*. New Age International (P), Ltd. New Delhi, 334 p
- Bieniawski, Z.T. (1973) Engineering classification of jointed rock masses. *Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs* 15, 335-344
- Bieniawski, Z.T. (1974) Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling. *Proceedings of the Third International Cong Rock Mechanism. ISRM, Denver*, p 27–32
- Bieniawski, Z.T. (1976) Rock mass classifications in rock engineering. In: Bieniawski, Z.T., Balkema, A.A. (Eds.), *Proceedings Symposium on Exploration for Rock Engineering*. Rotterdam, p 97–106
- Bieniawski, Z.T. (1989) *Engineering rock mass classifications*. John Wiley & Sons, New York, 251 p
- Bieniawski, Z.T. (1990) Tunnel design by rock mass classifications. *US Army Corps of Engineers GL-79-19*, 158 p
- Bishop, A.W. (1955) The use of slip circle in the stability analysis of slopes, *Geotechnique* 5:7-17
- Bjerrum, L. (1967) Progressive failure in slopes in overconsolidated plastic clay and clay shales. Terzaghi Lecture. *J Soil Mech Found Div, ASCE* 93(5):3-49
- Blair, S.C., Cook, N.G.W. (1998a) Analysis of compressive fracture in rock using statistical techniques: Part I. A non-linear rule-based model, *Int J Rock Mech Min Sci* 35(7):837-848
- Blair, S.C., Cook, N.G.W. (1998b) Analysis of Compressive Fracture in Rock Using Statistical Techniques: Part II. Effect of Microscale Heterogeneity on Macroscopic Deformation, *Int J Rock Mech Min Sci* 35(7):849-861
- Botts, M.E. (1998) Effects of Slaking on the Strength of Clay Shales: A Critical State Approach. *Proceedings of the 2nd International Symposium on the Geotechnics of Hard Soils / Soft Rocks, Vol. 1, Naples, Italy*



- Brinkgreve, R.B.J., Bakker, H.L. (1991) Non-linear finite element analysis of safety factors. In: Proc. 7th Int. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Cairns, Australia, p 1117-1122
- Brinkgreve, R.B.J., Broere, W. (2011) Plaxis 2D-Version 8: Finite element code for soil and rock analyses. Delft University of Technology & Plaxis b.v. Delft
- Budetta P., Nappi, M. (2011) Heterogeneous rock mass classification by means of the geological strength index: the San Mauro formation (Cilento, Italy). *Bull Eng Geol Environ*, 70:585–593
- Burland, J.B. (1990) On the compressibility and shear strength of natural clays. 30th Rankine lecture. *Geotechnique*, 40(3):329-378
- Cai, M., Kaiser, P.K., Tasaka, Y., Minami, M. (2007) Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *Int J Rock Mech Mining Sci*, 44:247-265
- Cai, M., Kaiser, P.K., Uno, H., Tasaka, Y., Minami, M. (2004) Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. *Int J Rock Mech Min Sci*, 41:3-19
- Calabresi, G. (1980) The effect of sample size on strength parameters for intact and fissured stiff clays. Proceedings of Euromech colloquium No. 134. Copenhagen, Technical University of Denmark
- Cano, M., Tomas, R. (2014) An approach for characterising the weathering behavior of Flysch slopes applied to the carbonatic Flysch of Alicante (Spain) *Bull Eng Geol Environ*. doi:10.1007/s10064-014-0632-6
- Cooper, M.R., Bromhead, E.N., Petley, J., Grant, D.I. (1998) The Selborne cutting stability experiment. *Geotechnique*, 48(1):83-101
- Chen, Z., Morgenstern, N. (1983) Extensions to the generalized method of slices for stability analysis. *Can Geotech J*, 20(1):104-119
- Cheng, Y. M., Lansivaara, T., Wei, W. B. (2007) Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. *Comp Geotech*, 34:137-150
- Ching, R.K.H, Fredlund, D.G. (1983) Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices, *Can Geotech J*, 20:661-672
- Coulson, J.H. (1972) Shear strength of flat surfaces in rock. In: Coridng E.J. (ed) Proceedings of the 13th symposium on rock mechanics, Urbana Illinois, 77–105
- Crosta, G. (1998) Slake durability vs ultrasonic treatment for rock durability determinations. *Int J Rock Mech Min Sci*, 35(6):815–824



- Crowder, J. J., Bawden, W. F. (2004) Review of Post-Peak Parameters and Behaviour of Rock Masses: Current Trends and Research
(https://www.rocscience.com/library/rocnews/fall2004/Crowder_Bawden.pdf)
- Culmann, K. (1866) Die Graphische Statik, Von Meyer & Zeller, Zurich, Switzerland, 547–562
- Cundall, P., Carranza-Torres, C., and Hart, R. (2003) A new constitutive model based on the Hoek-Brown criterion. In: Proceedings of the Third International Symposium on FLAC and FLAC3D Numerical Modelling in Geomechanics, Sudbury, Canada, Balkema, Ed. Brummer et al., p 17-25
- Cunha, A.P. (1990) Scale effects in rock mechanics. In: Cunha AP, editor. Scale effects in rock masses. Rotterdam: Balkema, 1990
- Ćorić, S. (2006) Geostatički proračuni (drugo izdanje). Rudarsko-geološki fakultet. Beograd, 460 str.
- Davis, R.O., Selvadurai, A.P.S. (2002) Plasticity and Geomechanics. Cambridge University Press, Cambridge, 287 p
- Dearman, W.R. (1991) Engineering geological mapping. Butterworth - Heinemann Ltd., Oxford
- Deere, D.U., Coon, R.F., Merritt, A.H. (1969) Engineering Classification of In-situ Rocks. Technical report AFWL-TR-67-144, Kirtland Air Force Base, N.M., 1969, 280 p
- Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D., Cording, E.J. (1967) Design of surface and near surface construction in rock. In Failure and breakage of rock, proc. 8th U.S. symp. rock mech., (ed. C. Fairhurst), 237-302. New York: Soc. Min. Engrs, Am. Inst. Min. Metall. Petrolm Engrs
- Deere, D.U., Miller, R.P. (1966) Engineering classification and index properties of rock. Technical Report No. AFNL-TR-65-116. Albuquerque, NM: Air Force Weapons Laboratory
- Deo, P. (1972) Shales as Embankment Materials. PhD Thesis, Purdue University, 201 p
- Diederichs, M.S., Kaiser, P.K. (1999) Tensile strength and abutment relaxation as failure control mechanisms in underground excavations. Int J Rock Mech Min Sci, 36, 69-9
- Dimitrijević, M. (1990) Pukotine kao elementi sklopa stenskih masa, RGF Seminar Metodologija istraživanja ispucalosti stenskih masa u geotehnici, Beograd
- Eberhardt, E. (2012) The Hoek–Brown Failure Criterion. Rock Mech Rock Eng, 45:981–988
- Einstein, H., Steiner, W., Baecher, G.B. (1979) Assessment of empirical design methods for tunnels in rock. RETC 1979, 683–705
- Erguler, Z.A., Shakoor, A. (2009) Quantification of fragment size distribution of clay bearing rocks after slake durability testing. Environ Eng Geosci, 15(2):81–89



- Eurocode 7, EN 1997-2. (2007) Geotechnical design, Part 2: Ground investigation and testing, Brussels: European Committee for Standardization
- Fairhurst, C. (1964) On the validity of the "Brazilian" test for brittle materials. *Int J Rock Mech Min Sci*, 1:515-546
- Farias, M.M., Naylor, D.J. (1998) Safety analysis using finite elements *Comput Geotech*, 22(2):165–181
- Fellenius, W. (1927) *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen*, Ernst & Sohn, Berlin
- Franklin, J.A. (1971) Triaxial strength of rock material. *Rock Mech*, 3:86-98
- Franklin J.A., Chandra, R. (1972) The slake-durability test. *Int J Rock Mech Min Sci*, 9:325-341
- Fredlund, D.G., Krahn, J. (1977) Comparison of slope stability methods of analysis. *Can Geotech J*, 14:429–439
- Gamble, J.C. (1971) Durability-plasticity classification of shales and other argillaceous rocks. PhD Thesis, University of Illinois, 161 p
- Gautam, P., Shakoor, A. (2013) Slaking behavior of clay-bearing rocks during a one-year exposure to natural climatic conditions. *Eng Geol*, 166:17–25
- Gens, A., Alonso, E.E. (2006) Aznalcollar dam failure-Part 2: Stability conditions and failure mechanism. *Geotechnique*. 56(3):185–201
- Georgiannou, V.N., Burland, J.B. (2001) A laboratory study of post-rupture strength. *Geotechnique*, 51(8):665–675
- Giani, G.P. (1992) *Rock Slope Stability Analysis*, Balkema, Rotterdam, 345 p
- Goodman, R.E. (1970) The deformability of joints. In *Determination of the in-situ modulus of deformation of rock*. ASTM Special Tech. Publ., No. 477, 174-196. Philadelphia: American Society for Testing and Materials
- Goodman, R.E. (1989) *Introduction to Rock Mechanics*, Second Edition. John Wiley & Sons, Inc. 562 p
- Goodman, R.E. (1993) *Engineering Geology*. John Wiley & Sons, Inc. 412 p
- Greco, O.D. (1994) Behaviour of composite rock specimens under uniaxial compressive tests. *Int J Rock Mech Min Sci and Geomech Abstr*, 32(2), A76
- Greco, O.D., Ferrero, A., Peila, D. (1992) Behaviour of laboratory specimens composed of different rocks. *Proc of ISRM Int. Congress on Rock Mechanics*, Aachen, 251-245
- Grimstad, E., Barton, N. (1993) Updating the Q-System for NMT. *Proc. int. symp. on sprayed concrete-modern use of wet mix sprayed concrete for underground support*, Fagernes. 46-66. Oslo: Norwegian Concrete Assn



- Grubić, A., Đoković, I., Marović, M., Toljić, M. (1989-1992) Kompleksna montan-geološka studija Resavsko-mlavskog ugljonosnog basena. Fond stručnih dokumenata rudnika uglja "Resavica", Resavica
- Haimson, B.C., Cornet, F.H. (2003) ISRM Suggested Methods for rock stress estimation - Part 3: Hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF). *Int J Rock Mech Min Sci*, 40:1011-1020
- Hawkins, A.B. (1998) Aspects of rock strength. *Bull Eng Geol Environ*, 57:17–30
- Heidbach, O., Fuchs, K., Müller, B., Reinecker, J., Sperner, B., Tingay, M., Wenzel, F. (2007) The World Stress Map - Release 2005, 1:46,000,000, Commission of the Geological Map of the World, Paris
- Hobbs, D.W. (1966) A study of the behaviour of broken rock under triaxial compression and its application to mine roadways, *Int J Rock Mech Min Sci*, 3:11-43
- Hoek, E. (1983) Strength of jointed rock masses, 23rd. Rankine Lecture. *Geotechnique*, 33(3): 187-223
- Hoek, E. (1994) Strength of rock and rock masses. *News J ISRM*, 2(2):4–16
- Hoek, E., Bray, J. (1977). *Rock slope engineering*. Institute of Mining and Metallurgy, London, 402 p
- Hoek, E., Brown, E.T. (1980a) *Underground excavations in rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London, 527 p
- Hoek, E., Brown, E.T. (1980b) Empirical strength criterion for rock masses. *J Geotech Eng Div, ASCE*, 106(GT9):1013-1035
- Hoek, E., Brown, E.T. (1988) The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. *Proc. 15th Canadian Rock Mech Symp* (ed. J.H. Curran), p 31-38. Toronto: Civil Engineering Dept, University of Toronto
- Hoek, E., Brown, E.T. (1997) Practical estimates of rock mass strength. *Int J Rock Mech Min Sci*, 34(8):1165–1186
- Hoek, E., Carter, T.G., Diederichs, M.S. (2013) Quantification of the Geological Strength Index Chart 47th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, San Francisco
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002) Hoek-Brown criterion-2002 edition. In: *Proceedings of the NARMS-TAC conference, Toronto, vol 1, 267–273*
- Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F. (1995) *Support of underground excavations in hard rock*. Balkema, Rotterdam
- Hoek, E., Marinos, P., Benissi, M. (1998) Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. *Bull Eng Geol Environ*, 57(2):151-160



- Hoek, E., Marinos, P., Marinos, V. (2005) Characterization and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses. *Int J Rock Mech Min Sci* 42(2):277–285
- Hoek, E., Read, J., Karzulovic, A., Chen, Z.Y. (2000) Rock slopes in civil and mining engineering. Published in Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng2000, Melbourne
- Hoek, E., Wood, D., Shah, S. (1992) A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. *Proc. Rock Characterization, Symp Int Soc Rock Mech: Eurock '92*, (ed. J.A. Hudson), 209-214, London, Brit Geotech Soc
- Horino, F.G., Ellikson, M.L. (1970) A method of estimating the strength of rock containing planes of weakness. U.S. Bur. Mines Rept. Invest. 7449
- Huang, B., Liu, J. (2013) The effect of loading rate on the behavior of samples composed of coal and rock *Int J Rock Mech Min Sci*, 61:23-30
- Hudson, J.A. (2009) Stresses in rock masses: A review of key points *Rock Engineering in Difficult Ground Conditions – Soft Rocks and Karst – Vrkljan* (ed), 61-72, 2010 Taylor & Francis Group, London
- Hudson, J.A., Cornet, F.H., Christiansson, R. (2003) ISRM Suggested Methods for rock stress estimation - Part 1: Strategy for rock stress estimation. *Int. J Rock Mech Min Sci* 40:991-998
- Hudson, J., Harrison, J. (1997) *Engineering rock mechanics: An introduction to the principles*. Elsevier Science Ltd. Oxford, 444 p
- ISRM (1978a) SM for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses
- ISRM (1978b) SM for Determining Hardness and Abrasiveness of Rocks, Part 3 - SM for Determination of the Schmidt Rebound Hardness
- ISRM (1979) SM for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials, Part 1 - SM for Determination of the Uniaxial Compressive Strength of Rock Materials
- Jaeger, J.C. (1970) The behaviour of closely jointed rock. *Proc. 11th Symp. Rock Mech*, Berkeley, California, 57-68
- Jaeger, J.C., Cook, N.G.W. (1969). *Fundamentals of Rock Mechanics*. London: Chapman and Hall
- Janbu, N. (1954a) Discussion of different Definitions of the Factor of Safety, Chapter 4, *Harvard Soil Mechanics*, Series No. 46
- Janbu, N. (1954b) Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis, *European Conference on Stability of Earth Slopes*, Stockholm



- Janbu, N., Bjerrum, L., Kjaernsli, B. (1956) Stabilitetsberegning for fyllinger skjaeringer og naturlige skraninger, Norw Geot Inst Pub No. 16, Oslo
- Jovanović, P. (1994) Projektovanje i proračun podgrade horizontalnih podzemnih prostorija (Knjiga 2) Naponsko stanje u stenskom masivu i opterećenje na podgradu, Rudarsko-geološki fakultet, Beograd, 316 str.
- Kim, B.H., Kaiser, P.K., Grasselli, G. (2007) Influence of persistence on behavior of fractured rock masses. Geol Soc Lond Spec Publ 284, 161–173
- Kovari, K., Fritz, P. (1978) Slope stability with plane, wedge and polygonal sliding surfaces. International Symposium on Rock Mechanics Related to Dam Foundations
- Krahn, J. (2003) The 2001 R. M. Hardy lecture: the limits of limit equilibrium analyses. Can Geotech J, 40:643–660
- Krahn, J. (2007) Limit Equilibrium, Strength Summation and Strength Reduction Methods for Assessing Slope stability. 1st Canada–U.S. Rock Mechanics Symposium
- Krsmanović, D. (1967) Initial and residual shear strength of hard rocks. Geotechnique, 160:145–160
- Kulhawy, F.H. (1969) Finite element analysis of the behavior of embankments. PhD Thesis, University of California at Berkley, Calif
- Ladanyi, B., Archambault, G. (1970) Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass. Proc. 11th Symp. Rock. Mech. , 105-125. New York: American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers
- Ladanyi, B., Archambault, G. (1972) Evaluation de la resistance au cisaillement d'un massif rocheux fragmente. Proc. 24th Intl. Geol. Cong., Montreal. Sect. 130, p 249-260
- Lee, M.F., Mollison, L.J., Mikula, P., Pascoe, M. (2006) In situ rock stress measurements in Western Australia's Yilgarn Craton In: Lu, M., Li, C.C., Kjørholt, H. & Dahle, H. (eds.), in situ Rock Stress. Proc Int Symp Trondheim, Norway, Taylor and Francis, London, p 35–38
- Leroueil, S. (2001) Natural slopes and cuts movement and failure mechanisms, Geotechnique, 51(3):197-243
- Liang, W. Yang, C., Zhao, Y., Dusseault, M.B., Liu J. (2007) Int J Rock Mech Min Sci, 44:400–411
- Liu, J., Wang E., Song, D., Wang, S., Niu, Y. (2014) Effect of rock strength on failure mode and mechanical behavior of composite samples. Arab J Geosci. doi:10.1007/s12517-014-1574-9
- Lockner, D.A. (1995) Rock failure. In: Thomas JA (ed) Rock physics and phase relations. A handbook of physical constants, AGU References Shelf 3, p 127–147
- Maksimović (1970) A new method of slope stability analysis. Computer program and internal note, Imperial College, London



- Maksimović, M. (1979) Limit equilibrium for nonlinear failure envelope and arbitrary slip surface. Third Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, 769-777
- Maksimović, M. (1988) General slope stability software package for microcomputers, 6th Int. Conf. on Numerical methods in Geomechanics, Vol.3, Innsbruck, p 2145-2150
- Maksimović, M. (1989a) Non-linear envelope for soils. J Geotech Eng, 115(4):581–586
- Maksimović, M. (1989b) On the residual shearing strength of clays. Geotechnique, 39(2):347–351
- Maksimović, M. (1989c) Nonlinear failure envelope for coarse-grained soils. In: Proceedings of the 12th Int Conf SMFE, Rio de Janeiro, vol 1, p 731–734
- Maksimović, M. (1992) New description of the shear strength for rock joints. Rock Mech Rock Eng, 25(4):275-284
- Maksimović, M. (1996a) The shear strength components of a rough rock joint. Int J Rock Mech Min Sci and Geomech Abstr, 33(8):769-783
- Maksimović, M. (1996b) Hiperbolički tip kriterijuma loma u mehanici tla i mehanici stena. Otisak iz publikacije Mehanika, materijali i konstrukcije. Naučni skupovi srpske akademije nauka i umetnosti, knj. LXXXIII, Odeljenje tehničkih nauka, knj. 2, p 215-222
- Maksimović, M. (1996c) A family of nonlinear failure envelopes for non-cemented soils and rock discontinuities. Electron J Geotech Eng (<http://www.ejge.com/1996/Ppr9607>)
- Maksimović, M. (2005) Mehanika tla (treće izdanje). Građevinska knjiga a.d., Beograd, 517 str.
- Maksimović, M. (2011) NENVE XI Nonlinear soil and rock failure envelopes for PC
- Marinos, P, Hoek, E. (2000) GSI – A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne, 1422-1442
- Marinos, P., Hoek, E. (2001) Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. Bull Eng Geol Environ, 60:85–92
- Marinos, P., Hoek, E., Marinos, V. (2006) Variability of the engineering properties of rock masses quantified by the geological strength index: the case of ophiolites with special emphasis on tunneling. Bull Eng Geol Environ, 65(2):129-142
- Marinos, V. (2007) Geotechnical classification and engineering geological behaviour of weak and complex rock masses in tunneling. PhD Thesis, National Technical University of Athens (NTUA)
- Marinos, V. (2010) New proposed GSI classification charts for weak or complex rock masses. Bull Geol Soc Greece XLIII, 3:1248–1258
- Marinos, V., Marinos, P., Hoek, E. (2005) The geological strength index: applications and limitations. Bull Eng Geol Environ, 64:55–65 doi:10.1007/s10064-004-0270-5



- Martin, C.D. (1993) The strength of massive Lac du Bonnet granite around underground openings. Ph.D. thesis, University of Manitoba, 278 p
- Martin, C.D., Kaiser, P.K., McCreath, D.R. (1999) Hoek–Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Canad Geotech J*, 36(1):136–51
- Maslarević, Lj. (1969) Granica između perma i donjeg trijasa Stare planine na osnovu sedimentoloških karakteristika. *Vesnik Zavoda za geol. i geof. istraž.*, A, 27, Beograd
- McLamore, R., Gray, K.E. (1967) The mechanical behaviour of anisotropic sedimentary rocks. *Trans. Am. Soc. Mech. Engrs. Series B*, 62-76
- Miščević P, Vlastelica, G. (2011) Durability characterization of marls from the region of Dalmatia, Croatia. *Geotech Geol Eng*, 29:771–781
- Miščević, P., Vlastelica, G. (2014) Impact of weathering on slope stability in soft rock mass. *J Rock Mech Geotech Eng*, 6(3):240–250
- Mogi, K. (1962) The influence of the dimensions of specimens on the rock fracture strength of rocks. *Bull Earthq Res Inst Tokyo Univ*, 40:175–185
- Mogi, K. (1966) Pressure dependence of rock strength and transition from brittle fracture to ductile flow. *Bull Earthquake Res Inst Tokyo University*, 44:215-232
- Moon, V.G., Beattie, A.G. (1995) Textural and microstructural influences on the durability of Waikato coal measures mudrocks. *Q J Eng Geol* 14:255–279
- Morgenstern, N.R., Eigenbrod, K.D. (1974) Classification of argillaceous soils and rocks. *Proc. ASCE J Geotech Eng Div*, 190, GT10, 1137-1156
- Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15(1):79–93
- Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1967) A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces. *Comp J*, 9:388–393
- Nakano, R. (1967) On the weathering and change of Tertiary mudstone related to landslide. *Soil and Foundations*, 7:11-14
- Naylor, D.J. (1982) Finite Elements and Slope Stability. In numerical methods in geomechanics. *Proceedings of the NATO Advanced Study Institute, Lisbon, Portugal*, 92:229-244
- O'Neill, M.W., Poormoayed, A.M. (1980) Methodology for foundations on expansive clays. *J Soil Mech Found Div, ASCE*, 106(GTI 2):1345-1367
- Olivier, H.J. (1979) A new engineering-geological rock durability classification. *Eng Geol*, 14:255-279
- Palmstrom A. (1982) The volumetric joint count - A useful and simple measure of the degree of rock mass jointing. *IAEG Congress, New Delhi*, p V.221 - V.228



- Palmstrom, A. (1995) RMI-a rock mass characterization system for rock engineering purposes. PhD Thesis, University of Oslo, 400 p
- Palmstrom, A. (1996) Characterization of rock masses by the RMI for use in practical rock engineering. *Tunnel Underground Space Technol*, 11(2):175-186 (part 1); 11(3):287-303 (part 2)
- Palmstrom, A. (2001) Measurement and Characterization of Rock Mass Jointing. In-Situ characterization of rocks. Balkema Publishers, Oslo, p 49-97
- Palmstrom, A., Singh, R. (2001) The deformation modulus of rock masses-comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnel Underground Space Technol*, 16(3):115–131
- Pan, P.Z., Feng, X.T., Hudson, J.A. (2009) Study of failure and scale effects in rocks under uniaxial compression using 3d cellular automata. *Int J Rock Mech Min Sci*, 46:674–685. doi:10.1016/j.ijrmms.2008.11.001
- Patton, F.D. (1966) Multiple modes of shear failure in rock. Proc. 1st Congr Int Soc Rock Mech, Lisbon Vol. 1, 509-513
- Paterson, M.S. (1958) Experimental deformation and faulting in Wombeyan marble. *Bull Geol Soc Am*, 69:465-476
- Pepe, G., Piazza, M., Cevasco, A. (2014) Geomechanical characterization of a highly heterogeneous flysch rock mass by means of the GSI method. *Bull Eng Geol Environ*. doi:10.1007/s10064-014-0642-4
- Pierce, M., Brandshaug, T., Ward, M. (2001) Slope stability assessment at the Main Cresson Mine. In *Slope stability in surface mining* (eds. W.A. Hustrulid, M.J. McCarter and D.J.A. Van Zyl). Littleton: Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc., 239-250
- Pollak, D., Buljan, R., Toševski, A. (2010) Inženjerskogeološke i geotehničke značajke fliša u području Kaštela. *Građevinar* 62(8):707-715
- Potter, P.E., Maynard, J.B., Pryor, W.A. (1980) *Sedimentology of Shale*. SpringerVerlag, New York, 306 p
- Potts D.M., Dounias G.T., Vaughan P.R., (1990) Finite-element analysis of progressive failure of Carsington embankment. *Geotechnique*, 40:79-101
- Potts, D.M., Kovacevic, N., Vaughan, P.R. (1997) Delayed collapse of cut slopes in stiff clay. *Geotechnique*, 47(5):953-982
- Rabcewicz, L.V. (1964/1965) The new Austrian tunneling method. *Water Power*, Part 1, November 1964, p 511–515, Part 2, January 1965, p 1195–1197
- Rahardjo, H., Lim, T.T., Chang, M.F., Fredlund, D.G. (1995) Shear-strength characteristics of a residual soil. *Can Geotech J*, 32:60-77



- Ramamurthy, T. (2001) Shear strength response of some geological materials in triaxial compression. *Int J Rock Mech Min Sci*, 38:683–697
- Richards, L.R., Cowland, J.W. (1982) The effect of surface roughness on the field shear strength of sheeting joints in Hong Kong granite. *Hong Kong Eng* 10(10):39–43
- Ripley, C.F., Lee, K.L. (1962) Sliding friction tests on sedimentary rock specimens. *Proc Seventh Congress on Large Dams*, 4:657–671
- Rocscience Inc. (2013) Roclab user's guide
- Rocscience Inc. (2014) Dips user's guide
- Romana, M. (1985) New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. *Proc. Int. Symp. on the Role of Rock Mechanics*, 49-53
- Romana, M. (1995) The geomechanical classification SMR for slope correction. *Proc. Int. Congress on Rock Mechanics*, 3:1085-1092
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N., Wroth, C.P. (1958) On the yielding of soils. *Geotechnique*, 8:22-53
- Russell, D.J. (1981) Controls on slake durability: the response of two Ordovician shales in the slake durability test. *Can Geotech J*, 19:1-13
- Russo, G. (2009) A new rational method for calculating the GSI. *Tunnel Underground Space Technol*, 24:103–111
- Santi, P.M. (2006) Field methods for characterizing weak rock for engineering. *Environ Eng Geosci*, 12 (1):1–11
- Santi, P., Higgins, J. (1998) Methods for predicting shale durability in the field. *Geotech Test J*, 21(3):195–202
- Sari, M. (2012) An improved method of fitting experimental data to the Hoek–Brown failure criterion. *Eng Geol*, 127:27–35
- Sarma, S.K. (1973) Stability analysis of embankments and slopes. *Geotechnique*, 23(3):423
- Saroglou, H., Steiakakis, C. (2010) Prediction of strength of anisotropic and layered flysch-type rocks. *Proc. of 6th Hellenic Conference on, Geotechnical Engineering*, 2:243–249
- Schofield, A.N., Wroth, C.P. (1968) *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill, London
- Schwartz, A.E. (1964) Failure of rock in the triaxial shear test. *Proc. 6th Rock Mech. Symp.* Rolla, Missouri, 109-135
- Sheorey, P.R. (1994) A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr*, 31(1):23-34
- Sheorey, P.R., Biswas, A. K., Choubey, V.D. (1989) An empirical failure criterion for rocks and jointed rock masses. *Eng Geol*, 26:141-159



- Sjoberg, J., Sharp, J.C., Malorey, D.J. (2001) Slope stability at Aznalcóllar. In Slope stability in surface mining. (eds. W.A. Hustralid, M.J. McCarter and D.J.A. Van Zyl). Littleton: Society for Mining, Metallurgy and Exploration Inc., 183-202
- Sjoberg, J., Christiansson, R., Hudson, J.A. (2003) ISRM Suggested Methods for rock stress estimation - Part 2: overcoring methods. *Int J Rock Mech Min Sci*, 40:999-1010
- Skempton, A.W. (1964) Long term stability of clay slopes. *Geotechnique*, 14(2):77-101
- Skempton, A.W. (1970) First-time slides in overconsolidated clays. *Geotechnique*, 20(3):320-324
- Skempton, A.W. (1977) Slope stability of cuttings in brown London clay. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech., Tokyo 3, 261-270
- Skempton, A.W., Vaughan, P.R. (1993) The failure of Carsington Dam. *Geotechnique*, 43(1): 151-173 doi:10.1680/geot.1993.43.1.151
- Sonmez, H., Ulusay, R. (1999) Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to the stability of slopes. *Int J Rock Mech Min Sci*, 36(6):743-760
- Sonmez, H., Ulusay, R. (2002) A discussion on the Hoek-Brown failure criterion and suggested modifications to the criterion verified by slope stability case studies. *Bull Earth Sci App and Research Centre of Hacettepe University*, 26:77-99
- Spencer, E. (1967) A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. *Geotechnique*, 17:11-26
- Stille, H., Palmstrom, A. (2003) Classification as a tool in rock engineering. *Tunnel Underground Space Technol*, 18:331-345
- Sugawara, K., Obara, Y. (1999) Draft ISRM suggested method for in-situ stress measurement using the compact conical-ended borehole overcoring (CCBO) technique. *Int J Rock Mech Min Sci*, 36:307-322
- Suorineni, F. T., Chinnasane, D. R., Kaiser, P. K. (2009) A Procedure for Determining Rock-Type Specific Hoek-Brown Brittle Parameter s. *Rock Mech Rock Eng*, 42:849-881 doi:10.1007/s00603-008-0024-y
- Synergy Software (2013) KaleidaGraph guide
- Tang, C.A. (1997) Numerical simulation of progressive rock failure and associated seismicity. *Int J Rock Mech Min Sci*, 34(2):249-261
- Tang, C.A., Liu, H., Lee, P.K.K., Tsui, Y., Tham, L.G. (2000a) Numerical studies of the influence of microstructure on rock failure in uniaxial compression - Part I: effect of heterogeneity. *Int J Rock Mech Min Sci*, 37:555-569



- Tang, C.A., Tham, L.G., Lee, P.K.K., Tsui, Y., Liu, H. (2000b) Numerical studies of the influence of microstructure on rock failure in uniaxial compression - Part II: constraint, slenderness and size effect. *Int J Rock Mech Min Sci*, 37:571-583
- Taylor, R.K. (1988) Coal measures mudrocks: composition, classification and weathering processes. *Q J Min Sci*, 7:81–501
- Taylor, R.K., Spears, D.H. (1970) The breakdown of Coal Measures rocks. *Int J Rock Mech Min Sci*, (7):481-501
- Taylor, D.W. (1948) *Fundamentals of soil mechanics*. Wiley, New York
- Terzaghi, K. & Peck, R. B. (1948) *Soil mechanics in engineering practice*, 1st edn. Wiley, New York
- Tišljar, J. (1994) *Sedimentne stijene*. Školska knjiga, Zagreb, 422 str.
- Tsiambaos, G., Saroglou, H. (2010). Excavatability assessment of rock masses using the Geological Strength Index (GSI). *Bull Eng Geol Environ*, 69(1):13-27
- Tuncay, E., Hasancebi, N. (2009) The effect of length to diameter ratio of test specimens on uniaxial compressive strength of rock. *Bull Eng Geol Environ*, 68(4):491-497
- Tziallas, G.P., Saroglou, H., Tsiambao, G. (2013) Determination of mechanical properties of flysch using laboratory methods. *Int J Rock Mech Min Sci*, 166:81–89
- Utili, S. (2004) Evolution of natural slopes subject to weathering: an analytical and numerical study. PhD Thesis, Politecnico di Milano, 236 p
- Valley, B., Suorineni, F.T., Kaiser, P.K. (2010) Numerical analyses of the effect of heterogeneities on rock failure process. 44th US Rock Mechanics Symposium and 5th U.S.-Canada Rock Mechanics Symposium, Salt Lake City, UT
- Van Der Merwe, D.H. (1964) The prediction of heave from the plasticity index and percentage clay fraction of soils. *The Civil Engineer in South Africa*, Institute of Civil Engineers. S. Africa., 6:103-116
- Van Langen, H., Vermeer, P.A. (1990) Automatic Step Size Correction for non-associated Plasticity Problems, *Int J Numer Meth Eng*, 29:579-598
- Vasarhelyi, B. (2003) Some observations regarding the strength and deformability of sandstones in case of dry and saturated conditions. *Bull Eng Geol Environ*, 62:245–249
- Vermeer, P. A., de Borst R. (1984) Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. *Heron*, volume 29, No.3
- Verruijt, A. (2012) *Soil mechanics (electronic edition)*. Delft University of Technology (<http://geo.verruijt.net/software/SoilMechBook2012.pdf>)
- Vujišić, T., Navala, M., Kalenić, M., Krstić, B., Maslarević, Lj., Marković, B., Buković, J. (1980) Tumač za list Bela Palanka 1:100 000. Savezni geološki zavod, Beograd, 69 str.



- Wang, S.Y., Sloan, S.W., Sheng, D.C., Tang, C.A. (2012) Numerical analysis of the failure process around a circular opening in rock. *Comp Geotech*, 39:8–16
- Wood, L.E., Deo, P. (1975) A suggested system for classifying shale materials for embankments: *Bull Assoc Eng Geol*, 12(1):39–55
- Zainab, M., Kamaruzaman, M., Cho Gye, C. (2007) Uniaxial compressive strength of composite rock material with respect to shale thickness ratio and moisture content. *Electron J Geotech Eng*. <http://www.ejge.com/2007/Ppr0755/Ppr0755.pdf>
- Zhan, Z. (2012) Numerical modelling of delayed and progressive failure in stiff clays with two-stage softening behavior. PhD Thesis, Technical University of Catalonia, 352 p
- Zhu, W.C., Tang, C.A. (2004) Micromechanical model for simulating the fracture process of rock. *Rock Mech Rock Eng*, 37:25–56 doi:10.1007/s00603-003-0014-z



BIOGRAFIJA

Zoran Berisavljević je rođen 19.05.1984. godine u Beogradu. Osnovnu školu i srednju elektrotehničku školu „Nikola Tesla“ završio je u Beogradu. Rudarsko-geološki fakultet upisao je 2003. godine. Tokom osnovnih studija bio je nagrađivan od strane Rudarsko-geološkog fakulteta za postignut uspeh. Diplomirao je na geološkom odseku na smeru za geotehniku, sa prosečnom ocenom 9,11. Diplomski rad na temu: „Geotehnički uslovi izgradnje stambeno-poslovnog kompleksa na lokaciji brodogradilište Beograd“ odbranio je 2009. godine i time stekao zvanje diplomiranog inženjera geologije. Za diplomski rad dobio je godišnju nagradu Privredne komore Beograda, što je rad svrstalo u grupu najboljih diplomskih radova u 2009. godini. Doktorske studije upisao je 2009/2010. godine na Rudarsko-geološkom fakultetu na smeru Rudarsko inženjerstvo. Od marta do avgusta 2009. godine radio je kao saradnik na katedri za geotehniku Rudarsko-geološkog fakulteta. Od avgusta 2009. godine do aprila 2013. godine bio je zaposlen kao projektant u Institutu za puteve, u Zavodu za geotehniku, gde je od jula 2012. godine do aprila 2013. godine angažovan na izgradnji autoputa E-80, od Niša do granice sa Bugarskom. Od aprila 2013. godine zaposlen je u sektoru za projektovanje Koridora Srbije d.o.o. Na ovoj poziciji stekao je veliko praktično iskustvo u oblasti geotehnike saobraćajnica. Oblast od posebnog interesovanja za autora predstavlja primena metode konačnih elemenata u analizi stabilnosti kosina i tunelogradnji. Član je Srpskog društva za mehaniku stena, Međunarodnog društva za mehaniku tla i geotehničko inženjerstvo, Međunarodne asocijacije za inženjersku geologiju i Inženjerske komore Srbije. Posедуje projektantsku i izvođačku licencu. Radi sticanja znanja i veština potrebnih za izradu doktorske disertacije učestvovao je na dvonedeljnom kursu o klizištima LARAM (Čengdu, Kina, 2012. godine), Naprednom kursu iz oblasti primene metode konačnih elemenata u geotehnici (Istanbul, Turska, 2012. godine), seminaru mladih istraživača YRS2011 (Kopenhagen, Danska, 2011. godine) i konferenciji o primeni stiropora (EPS) u oblasti putogradnje (Oslo, Norveška, 2011. godine). Učestvuje na dva projekta koje finansira Ministarstvo prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije (TR36014 i TR36009). Objavio je veći broj radova u međunarodnim časopisima kao i na međunarodnim i nacionalnim konferencijama, gde je održao predavanje po pozivu.

Прилог 1.

Изјава о ауторству

Потписани-а Зоран М. Берисављевић

број индекса P706/09

Изјављујем

да је докторска дисертација под насловом

ДЕФИНИСАЊЕ ПАРАМЕТАРА ЧВРСТОЋЕ НА СМИЦАЊЕ КОД ИЗВОЂЕЊА

КОСИНА У ИСПУЦАЛОМ СТЕНСКОМ МАСИВУ

- резултат сопственог истраживачког рада,
- да предложена дисертација у целини ни у деловима није била предложена за добијање било које дипломе према студијским програмима других високошколских установа,
- да су резултати коректно наведени и
- да нисам кршио/ла ауторска права и користио интелектуалну својину других лица.

Потпис докторанда

У Београду, 09.09.2015.

Зоран Берисављевић

Прилог 2.

Изјава о истоветности штампане и електронске верзије докторског рада

Име и презиме аутора Зоран М. Берисављевић

Број индекса P706/09

Студијски програм Рударско инжењерство

Наслов рада ДЕФИНИСАЊЕ ПАРАМЕТАРА ЧВРСТОЋЕ НА СМИЦАЊЕ КОД
ИЗВОЂЕЊА КОСИНА У ИСПУЦАЛОМ СТЕНСКОМ МАСИВУ

Ментор Доц. др Владимир Чебашек

Потписани/а Зоран М. Берисављевић

Изјављујем да је штампана верзија мог докторског рада истоветна електронској верзији коју сам предао/ла за објављивање на порталу **Дигиталног репозиторијума Универзитета у Београду**.

Дозвољавам да се објаве моји лични подаци везани за добијање академског звања доктора наука, као што су име и презиме, година и место рођења и датум одбране рада.

Ови лични подаци могу се објавити на мрежним страницама дигиталне библиотеке, у електронском каталогу и у публикацијама Универзитета у Београду.

Потпис докторанда

У Београду, 09.09.2015.

Зоран Берисављевић

Прилог 3.

Изјава о коришћењу

Овлашћујем Универзитетску библиотеку „Светозар Марковић“ да у Дигитални репозиторијум Универзитета у Београду унесе моју докторску дисертацију под насловом:

ДЕФИНИСАЊЕ ПАРАМЕТАРА ЧВРСТОЋЕ НА СМИЦАЊЕ КОД ИЗВОЂЕЊА КОСИНА У ИСПУЦАЛОМ СТЕНСКОМ МАСИВУ

која је моје ауторско дело.

Дисертацију са свим прилозима предао/ла сам у електронском формату погодном за трајно архивирање.

Моју докторску дисертацију похрањену у Дигитални репозиторијум Универзитета у Београду могу да користе сви који поштују одредбе садржане у одабраном типу лиценце Креативне заједнице (Creative Commons) за коју сам се одлучио/ла.

1. Ауторство
2. Ауторство - некомерцијално
3. Ауторство – некомерцијално – без прераде
4. Ауторство – некомерцијално – делити под истим условима
5. Ауторство – без прераде
6. Ауторство – делити под истим условима

(Молимо да заокружите само једну од шест понуђених лиценци, кратак опис лиценци дат је на полеђини листа).

Потпис докторанда

У Београду, 09.09.2015.

Зоран Ђекић