Projektiranje visokih stijenskih zasjeka opservacijskom metodom

Bišić, Ema

Master's thesis / Diplomski rad

2020

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj: **University of Rijeka, Faculty of Civil Engineering / Sveučilište u Rijeci, Građevinski fakultet**

Permanent link / Trajna poveznica: https://urn.nsk.hr/urn:nbn:hr:157:100292

Rights / Prava: In copyright / Zaštićeno autorskim pravom.

Download date / Datum preuzimanja: **2025-04-02**

Image not found or type unknown

Repository / Repozitorij:

Repository of the University of Rijeka, Faculty of Civil Engineering - FCERI Repository

zir.nsk.hr

UNIRI DIGITALNA KNJIŽNICA

Image not found or type unknown

SVEUČILIŠTE U RIJECI
GRAĐEVINSKI FAKULTET U RIJECI

Ema Bišić

Projektiranje visokih stijenskih zasjeka opservacijskom metodom

Diplomski rad

Rijeka, 2020.

SVEUČILIŠTE U RIJECI
GRAĐEVINSKI FAKULTET U RIJECI

Sveučilišni diplomski studij
Smjer: Geotehnika
Stabilnost kosina

Ema Bišić
JMBAG: 0114028042

Projektiranje visokih stijenskih zasjeka opservacijskom metodom

Diplomski rad

Rijeka, rujan 2020.

ZAHVALA

Veliko hvala mentoru prof. dr. sc. Željku Arbanasu na stručnim savjetima, strpljenju i ustupljenim materijalima koji su mi omogućili izradu ovog diplomskog rada te na prenesenom znanju tijekom svih godina studiranja.

Hvala profesorima s Katedre za Geotehniku na neizmjernom trudu i znanju prenesenom tijekom diplomskog studija.

Hvala dragim prijateljima na podršci i svim lijepim zajedničkim trenutcima tijekom studija.

Hvala mom Domagoju na bezuvjetnoj podršci, ljubavi i poticanju tijekom diplomskog studija.

Posebno hvala mojoj obitelji na podršci, razumijevanju i ljubavi tijekom mog cjelokupnog školovanja.

SAŽETAK

U ovom radu opisan je postupak projektiranja visokih stijenskih zasjeka. Postupak projektiranja prati principe koje je definirao Bieniawski (1998, 1991, 1992, 1993). Navedena je metodologija projektiranja iskopa u stijenskoj masi u deset koraka (Bieniawski, 1991; 1992).

Opisani su ulazni parametri potrebni za izradu geotehničkog modela i proces njihovog određivanja. Čvrstoća stijenske mase opisana je Hoek-Brownovim kriterijem čvrstoće. Zbog nekih uočenih nedostataka, navedena je dopuna Hoek-Brownovom kriteriju čvrstoće predložena od nekoliko znanstvenika (Schwartz, 1964; Mogi, 1966; Fairhusrt, 1964; Hoek and Martin, 2014; Ramsey i Chester, 2004; Bobich, 2005).

Projektiranje zasjeka u stijenskoj masi opisano je prema opservacijskoj metodi. Za razliku od klasičnog pristupa projektiranju koji se temelji na najnepovoljnijim parametrima stijenske mase, u ovom se radu naglašavaju prednosti projektiranja s najpovoljnijim parametrima. Opservacijska metoda opisana je kroz razmatranja nekoliko znanstvenika te kroz konkretnu primjenu izvedbom projekata u gradu Rijeci. Opisan je monitoring kao sastavni dio opservacijske metode i primjena mjerne opreme kod izvedbe geotehničkih konstrukcija.

Opservacijska metoda u ovom radu predstavljena je projektom izvedbe visokog stijenskog zasjeka na Stalnom graničnom prijelazu Gornji Brgat kraj Dubrovnika. Za dani stijenski zasjek izrađena je analiza naprezanja i deformacija te analiza stabilnosti. Predložen je program mjere opažanja kojeg je potrebno primijeniti na terenu te su predložene izmjene projekta u slučaju nailaska na kvalitetniju ili lošiju stijensku masu tijekom iskopa.

Cilj rada je prikazati prednosti opservacijske metode u odnosu na klasičan pristup i potaknuti projektante na njezinu primjenu u suvremenom projektiranju.

Ključne riječi: stijenska masa, opservacijska metoda, monitoring, stijenski zasjek, analiza naprezanja i deformacija, analiza stabilnosti.

ABSTRACT

This thesis describes rock slope design procedures. Design procedure follows principles of rock slope engineering defined by Bieniawski (1998, 1991, 1992, 1993). Rock slope design method in ten steps by Bieniawski (1991; 1992) is mentioned in this paper.

Input parameters required for making geotehnical model, as well as process of their determination are described in this paper. Rock mass strength is described by Hoek-Brown strength criterion. Due to some weakness noticed, suggested additions to Hoek-Brown criterion by couple of scientists (Schwartz, 1964; Mogi, 1966; Fairhusrt, 1964; Hoek and Martin, 2014; Ramsey i Chester, 2004; Bobich, 2005) are proposed.

Rock slope design is described by using the observational method. Unlike traditional ground engineering projects which are based on most unfavourable rock mass conditions, this paper indicates advantages of establishing most probable conditions during the project. Observational method is described through considerations of selected scientists and presented by performance of projects carried by city of Rijeka. Monitoring as a key part of observational method and application of measurement equipment are described in the term of geotechnical structures.

Application of observational method in this paper is presented by project of rock slope design for border crossing point Gornji Brgat near Dubrovnik. Stress and strain analysis, as well as stability analysis are carried out in this example. Monitoring program is proposed, as well as contigency plans if during the excavation a different quality rock mass is found.

Objective of this paper is to provide benefits of observational method in relation to traditional design and to inspire designers to use observational method in contemporarily design processes.

Key words: rock mass, observational method, monitoring, rock slope, stress and strain analysis, stability analysis.

Sadržaj

POPIS SLIKA **1**

POPIS TABLICA **3**

1. UVOD **4**

2. PROJEKTIRANJE VISOKIH STIJENSKIH ZASJEKA **5**

2.1. Principi projektiranja stabilnih stijenskih zasjeka **5**

2.2. Metodologija projektiranja iskopa u stijenskoj masi **8**

3. ULAZNI PARAMETRI ZA PROJEKTIRANJE ZAHVATA U STIJENSKOJ MASI **9**

3.1. Klasifikacija stijenske mase **9**

3.1.1. Geomehanička klasifikacija (RMR) 9

3.1.2. Q klasifikacija (Rock Tunneling Quality Index) 13

3.1.3. Geološki indeks čvrstoće (GSI) 14

3.2. Čvrstoća stijenske mase **16**

3.2.1. Dopune Hoek-Brownovom kriteriju čvrstoće 18

3.3. Čvrstoća diskontinuiteta stijenske mase **21**

3.4. Deformabilnost stijenske mase **22**

4. STABILNOST PADINA U STIJENSKOJ MASI **24**

4.1. Vrste sloma **26**

4.1.1. Planarni slom 26

4.1.2. Rotacijski slom 27

4.1.3. Slom prevrtanjem 28

4.2. Analize stabilnosti padine u stijenskoj masi **29**

4.2.1. Metode analize granične ravnoteže 29

4.2.2. Numeričke metode 31

5. PRINCIPI STABILIZIRANJA STIJENSKE MASE **33**

5.1. Podgradni sustav **33**

5.2. Sustavi ojačanja stijenske mase **34**

5.2.1. Mehanički usidrena štapna sidra 36

5.2.2. Injektirana štapna sidra i pletena sidra od čeličnih niti 37

5.2.3. Trenjem usidrena štapna sidra ... 38
6. OPSERVACIJSKE METODE ... 40
6.1. Razvoj opservacijske metode ... 40
6.1.1. Peckov pristup ... 41
6.1.2. Powderhamov pristup ... 42
6.1.3. Pristup prema CIRIA-i ... 42
6.1.4. Projektiranje prema Eurocode 7 ... 44
6.2. Upravljački sustav opservacijske metode ... 45
6.3. Primjeri primjene opservacijske metode ... 48
6.3.1. Građevna jama Zagrad A u Rijeci ... 48
6.3.2. Građevna jama kompleksa plivališta na Kantridi u Rijeci ... 50
7. SUSTAV MONITORINGA I MJERNA OPREMA ... 51
7.1. Geodetski reperi i geodetske mjerne točke ... 52
7.2. Inklinometri ... 53
7.3. Klizni deformetri i klizni mikrometri ... 54
7.4. Klinometri ... 55
7.5. Mjerne ćelije za mjerenje sile u sidrima ... 56
7.6. Piezometri ... 57
8. PROJEKT STIJENSKOG POKOSA NA STALNOM GRANIČNOM PRIJELAZU GORNJI BRGAT ... 58
8.1. Inženjerskogeološke značajke lokacije ... 58
8.2. Geotehničke značajke lokacije ... 59
8.2.1. Inženjerskogeološka/geotehnička zona 1 ... 60
8.2.2. Inženjerskogeološka/geotehnička zona 2 ... 62
8.3. Stacionaža 0+190 ... 63
8.3.1. Analiza stanja naprezanja i deformacija ... 65
8.3.2. Geostatičke analize stabilnosti pokosa ... 72
8.4. Pristup prema opservacijskoj metodi ... 76
8.4.1. Koraci gradnje ... 77
8.4.2. Ugradnja mjerne opreme i provedba praćenja ... 82
8.4.3. Inženjerskogeološko kartiranje i klasifikacija stijenske mase tijekom izvedbe radova ... 82
8.4.4. Uzimanje uzoraka stijenske mase i ispitivanje čvrstoće tijekom izvedbe ... 82

8.4.5. Kontrola ispitivanja sidara (test prihvatljivosti) 83
8.4.6. Pregled procesa 83
9. ZAKLJUČAK 85
LITERATURA 87
POPIS TEHNIČKE DOKUMENTACIJE 90
POPIS PRILOGA 90

POPIS SLIKA

Slika 1 Principi procesa projektiranja prema Bieniawskom (modificirano prema: Hudson et al., 1993) 6
Slika 2 Uvjeti stijenske mase pri kojima se može koristiti Hoek–Brownov kriterij čvrstoće stijenske (Hoek, 1993) 17
Slika 3 Područje primjene Hoek-Brownovog kriterija čvrstoće (modificirano prema: Hoek E, Brown ET, 2018) 18
Slika 4 Bezdimenzijski graf podataka iz triaksialnog ispitivanja Carrara mramora prikazujući kombinaciju generalizirane Griffithove teorije za vlačni slom i Hoek-Brownovog kriterija za posmični slom (modificirano prema: Hoek E, Brown ET, 2018) 19
Slika 5 Projektiranje iskopa u stijenskoj masi primjenom Hoek-Brownovog kriterija čvrstoće i GSI indeksa (modificirano prema: Hoek E, Brown ET, 2018) 20
Slika 6 Profili hrapavosti i odgovarajuće vrijednosti JRC (Barton and Chouby, 1977) 22
Slika 7 a) Pogled na izvedenu konstrukciju na građevnoj jami Kantrida u Rijeci [Arbanas et al., 2007] (Foto: T. Pap); b) Rudnik Chuquicamata u obliku otvorenog kopa, sjeverni Čile (Hoek and Brown, 2018) 24
Slika 8 Kombinacija diskontinuiteta pri kojima se javlja pojava planarnog sloma (Coates, 1977; Sjoberg, 1996) 27
Slika 9 Rotacijski slom i kombinacija rotacijskih i ravninskih slomova u stijenskoj padini (Coates, 1977; Hoek and Bray, 1977; Sjoberg, 1996) 28
Slika 10 Slom prevrtanjem (toppling) (Coates, 1977; Hoek and Bray, 1977) 28
Slika 11 Odnos aktivnih sila i sila otpora koje djeluju na padinu (Coates, 1977; Hoek and Bray, 1977) 30
Slika 12 Osnovni elementi sustava ojačanja stijenske mase (Windsor, 1996) 35
Slika 13 Mehanički usidreno štapno sidro (Arbanas, 2008) 36
Slika 14 Štapna sidra: a) Injektirana štapna sidra; b) Samobušiva štapna sidra (Arbanas, 2008) 37
Slika 15 Pletena sidra od čeličnih niti (Arbanas, 2008) 38
Slika 16 Trenjem usidreno štapno sidro, Split set (Arbanas, 2008) 39
Slika 17 Trenjem usidreno štapno sidro, *Swellex* (Arbanas, 2008) 39
Slika 18 Sustav semafora opservacijske metode na primjeru fazne gradnje (modificirano prema: Nicholson et al., 1999) 43
Slika 19 Različite vrijednosti parametara tla (modificirano prema: Nicholson et al., 1999) 46
Slika 20 Idealizirane EC7 vrijednosti parametara naspram izmjerenih vrijednosti (modificirano prema: Nicholson et al., 1999) 47
Slika 21 Završna faza izvedbe osiguranja pokosa na građevnoj jami Zagrad A u Rijeci (Arbanas, 2002) (Foto: Ž. Arbanas) 49
Slika 22 Pogled na izvedenu konstrukciju na građevnoj jami Kantrida u Rijeci (Arbanas et al., 2007) (Foto: T. Pap) 50
Slika 23 a) Geodetska mjerna točka; b) Geodetski reper (www.geoteha.hr) 52
Slika 24 a) Totalna stanica; b) Prizma; c) Markica (www.geoteha.hr) 53
Slika 25 Princip mjerenja inklinometrom (Kovačević et al., 2006) 54
Slika 26 Princip mjerenja kliznim mikrometrom (Kovačević et al., 2006) 55
Slika 27 Princip mjerenja klinometrom(tilmetrom) (Vivoda Prodan, 2019) 56

Slika 28 Princip mjerenja sile na glavi sidra (http://www.slopeindicator.com) 56
Slika 29 a) Mjerenje pornih tlakova Casagrandeovim piezometrom b) Mjerenje razine podzemne vode (Mihalinec, Bačić, Kovačević, 2013) 57
Slika 30 Prostorni raspored inženjerskogeoloških/geotehničkih zona prikazan na ortofoto snimci pokosa (lijevo) i pogled na svaku pojedinu zonu (desno) 59
Slika 31 Hoek-Brownov kriterij čvrstoće stijenske mase Inženjerskogeološka/geotehnička zona Z1 61
Slika 32 Hoek-Brownov kriterij čvrstoće stijenske mase Inženjerskogeološka/geotehnička zona Z2 63
Slika 33 Model za proračun na stacionaži 0+190 64
Slika 34 In situ vertikalno naprezanje 66
Slika 35 Vertikalno naprezanje nakon iskopa 1. radne etaže 66
Slika 36 Vertikalno naprezanje nakon iskopa 2. radne etaže 67
Slika 37 Vertikalno naprezanje nakon iskopa 3. radne etaže 67
Slika 38 Vertikalno naprezanje nakon iskopa 4. radne etaže 68
Slika 39 In situ horizontalno naprezanje 68
Slika 40 Horizontalno naprezanje nakon iskopa 1. radne etaže 69
Slika 41 Horizontalno naprezanje nakon iskopa 2. radne etaže 69
Slika 42 Horizontalno naprezanje nakon iskopa 3. radne etaže 70
Slika 43 Horizontalno naprezanje nakon iskopa 4. radne etaže 70
Slika 44 Konture ukupnih pomaka nakon zadnje faze iskopa 71
Slika 45 Dijagram horizontalnih pomaka po pojedinim fazama iskopa 71
Slika 46 Faktor sigurnosti nakon iskopa 1. radne etaže (metoda prema Spenceru) 73
Slika 47 Faktor sigurnosti nakon iskopa 2. radne etaže (metoda prema Spenceru) 73
Slika 48 Faktor sigurnosti nakon iskopa 3. radne etaže (metoda prema Spenceru) 74
Slika 49 Faktor sigurnosti nakon iskopa 4. radne etaže (metoda prema Spenceru) 74
Slika 50 Faktor sigurnosti za seizmičko djelovanje za poredbeno povratno razdoblje T_{NCR}=95 godina i horizontalnu akceleraciju od a_h=0.16g 75
Slika 51 Faktor sigurnosti za seizmičko djelovanje za poredbeno povratno razdoblje T_{NCR}=475 godina i horizontalnu akceleraciju od a_h=0.30g 75
Slika 52 Pogled na izvedenu prvu i drugu vertikalnu radnu etažu (Foto: V. Damjanović) 77
Slika 53 Pogled na izvedbu osiguranja pokosa zasjeka (Foto: V. Damjanović) 78
Slika 54 Bušenje sidara na posljednjoj vertikalnoj radnoj etaži (Foto: V. Damjanović) ... 79
Slika 55 Izvedba završnog sloja mlaznog betona (Foto: V. Damjanović) 80
Slika 56 Izvedba mlaznog betona i procjednica na stijenskom pokosu (Foto: V. Damjanović) 80
Slika 57 Iskop posljednje vertikalne radne etaže (Foto: V. Damjanović) 81
Slika 58 Koraci opservacijske metode (modificirano prema: Patel, 2012) 83

POPIS TABLICA

Tablica 1 *Metodologija projektiranja zahvata u stijenskoj masi (Bieaniawski, 1991,1992)*.8
Tablica 2 *Određivanje geološkog indeksa čvrstoće na temelju geoloških opažanja (Marinos i Hoek, 2000)* 15
Tablica 3 *Klase izvedbe zasjeka i podgradnih mjera (Romana, 1993)* 34
Tablica 4 *Definicija realističnih, karakterističnih,umjereno konzervativnih i najnepovoljnijih vrijednosti parametara u tlu (Nicholson et al., 1999)* 46
Tablica 5 *Referentni ulazni podaci za određivanje Hoek-Brownovog kriterija čvrstoće zone Z1* 60
Tablica 6 *Karakteristične i proračunske vrijednosti Inženjerskogeološka/geotehnička zona Z1* 61
Tablica 7 *Referentni ulazni podaci za određivanje Hoek-Brownovog kriterija čvrstoće zone Z2* 62
Tablica 8 *Karakteristične i proračunske vrijednosti Inženjerskogeološka/geotehnička zona Z2* 62

1. UVOD

Dok je u tlu podgradna konstrukcija od odabranih inženjerskih materijala osnovni nosivi element, u stijenskom materijalu osnovni inženjerski materijal predstavlja in situ stijenska masa (Arbanas, 2015). Pri izvedbi iskopa dolazi do preraspodjele naprezanja u stijenskoj masi pri čemu ona „nosi samu sebe“ (Stillborg, 1994; Arbanas, 2002; 2004). Zbog heterogenosti stijenske mase, mase koja se zbog sustava diskontinuiteta u pravilu rijetko ponaša kao kvazikontinuum, vrlo je teško odrediti *in situ* uvjete stijenske mase. Kvalitetu stijenske mase moguće je poboljšati zahvatima poboljšanja ili ojačanja, koji su ograničeni zbog prihvatljivih tehnologija izvođenja.

Inženjersko projektiranje u mehanici stijena u pravilu uključuje razvoj rješenja do usvojenog savladavanja problema (Stacey, 2004). Pri tome ne postoji jedinstveno rješenje, a sva predložena rješenja od različitih inženjera biti će zadovoljavajuća. Osnove projektiranja u inženjerstvu u stijenskoj masi definirao je Bieniawski (1998, 1991, 1992, 1993) kao principe koji usmjeravaju proces projektiranja i izvedbe konstrukcije u stijenskoj masi. Na osnovi navedenih principa, Bieniawski (1991, 1992) je razvio metodologiju projektiranja iskopa u stijenskoj masi u deset koraka.

Klasična metoda projektiranja geotehničkih konstrukcija zasniva se na projektu završenom prije početka gradnje. Projektiranje se temelji na najnepovoljnijim uvjetima koji se mogu pojaviti u stijenskoj masi. Monitoring tijekom izgradnje služi samo kao procjena ponašanja konstrukcije. Inicijalni projekt ostaje isti tijekom cijele izgradnje, što utječe na visoku cijenu geotehničke konstrukcije.

Stanje relativno točne stijenske mase moguće je utvrditi jedino u fazi izvođenja. Opservacijska metoda omogućuje primjenu novih saznanja o stijenskoj masi u daljnje projektiranje. Rezultati mjerenja mogu upozoriti na nedozvoljene pomake i deformacije, što će zahtjevati zaustavljanje radova i primjenu novih mjera. Ukoliko rezultati mjerenja ukažu na povoljnije stanje stijenske mase od onog predviđenog projektom, dozvoljeno je preprojektiranje geotehničke konstrukcije. Na taj način dolazi do velike uštede predviđenih troškova.

U ovom radu primjena opservacijske metode opisana je na primjeru projekta osiguranja visokog stijenskog zasjeka na Stalnom graničnom prijelazu Gornji Brgat kraj Dubrovnika. Izrađena je analiza naprezanja i deformacija te analiza stabilnosti.

2. PROJEKTIRANJE VISOKIH STIJENSKIH ZASJEKA

Projektiranje zasjeka u stijenskoj masi svodi se na odabir stabilne geometrije i/ili potrebnih odgovarajućih mjera podgrađivanja. Jedini projektni parametar na koji se može utjecati je nagib padine i nagib zasijecanja, a što rezultira ukupnom visinom zasjeka. Nagib kosine može biti vertikalan ili nagnut u zavisnosti od uvjeta u padini i uvjeta podgradnog sklopa koji osigurava stabilnost kosine, a što je najčešće uvjetovano odnosom cijene dobivenog prostora i cijene izvedbe podgradnog sklopa (Arbanas, 2015).

U urbanim sredinama, cijena iskopom dobivenog prostora znatno nadmašuje cijenu osiguranja stabilnosti pokosa, što zahtijeva strogo poštivanje geometrije uz adekvatne podgradne sustave, u odnosu na povoljniju geometriju i minimalne sustave podgrađivanja.

Osnovna aktivnost inženjerstva u stijenskoj masi je projektiranje i izvedba konstrukcija u stijenskoj masi kroz tri osnovana aspekta:

- Procjena stabilnosti iskopa ili temeljenja,
- Projektno rješenje mjera, kao što su geometrija i/ili podgradni sustav, potrebnih da zadovolji traženu stabilnost,
- Projektno rješenje mjera potrebnih da održi deformacije stijenske mase u traženim granicama.

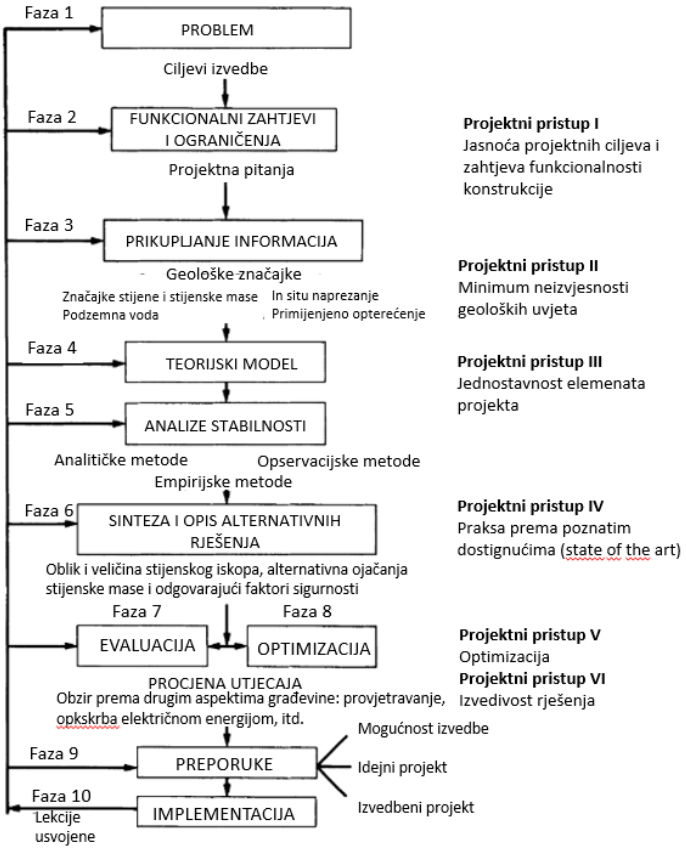
2.1. Principi projektiranja stabilnih stijenskih zasjeka

Pri izvedbi inženjerskih zahvata unutar stijenske mase, dolazi do preraspodjele naprezanja. Stijenska masa prema tome „nosi samu sebe“ (Stillborg, 1994; Arbanas, 2002; 2004). Daljnji zahvati unutar stijenske mase predodređeni su *in situ* uvjetima. Zbog sustava diskontinuiteta, stijenska masa se rijetko ili gotovo nikada ne ponaša kao kvazikontinuum, te je *in situ* uvjete vrlo teško odrediti istražnim radovima. Relativno točno stanje stijenske mase moguće je utvrditi jedino u fazi izvođenja, što ukazuje da su opservacijske metode i interaktivno projektiranje posebno prihvatljivi kod zahvata u stijenskim masama.

Inženjersko projektiranje u mehanici stijena u pravilu uključuje razvoj rješenja do usvojenog savladavanja problema (Stacey, 2004). Pri tome ne postoji jedinstveno rješenje, već će svaki inženjer predstaviti svoje rješenje, a svako će osigurati djelovanje primijenjenog rješenja (Arbanas, 2013).

Zbog toga je Bieniawski (1988, 1991, 1992,1993) definirao šest principa koji usmjeravaju proces projektiranja i izvedbe konstrukcija u stijenskoj masi zasnovanih na iskustvima stečenim u kamenolomima tijekom izvedbe i eksploatacije (Slika 1):

- Jasnoća projektnih ciljeva i zahtjeva funkcionalnosti konstrukcije,
- Minimum neizvjesnosti geoloških uvjeta,
- Jednostavnost elemenata projekta,
- Praksa prema poznatim dostignućima (state-of-the-art),
- Optimizacija,
- Izvedivost rješenja.



Slika 1 Principi procesa projektiranja prema Bieniawskom (modificirano prema: Hudson et al., 1993)

Projektni princip 1: Jasnoća projektnih ciljeva i zahtjeva funkcionalnosti konstrukcije podrazumijeva pojašnjenje projektnog razmišljanja od njegovog začetka, uz razmatranje svih postojećih zahtjeva i ograničenja. U suprotnom, svaki pojedini inženjer pristupiti će projektnom problemu na drugačiji način, što će rezultirati različitim projektnim rješenjima (Bieniawski, 1991, 1992).

Projektni princip 2: Minimum neizvjesnosti geoloških uvjeta podrazumijeva prihvaćanje neizvjesnosti s kojima se suočava prilikom izvedbe građevine u prirodnim materijalima, ali na odgovarajući način. Zbog uobičajene nedostatnosti provedenih istražnih radova u cilju smanjenja troškova, stanje stijenske mase je relativno slabo poznato ili gotovo nepoznato. To se odnosi na in situ naprezanje, značajke čvrstoće i deformabilnosti stijenske mase, te uvjete ponašanja stijenske mase. Prema tome, u proračun je potrebno uključiti određeni dio neizvjesnosti ili analizu vjerojatnosti pojave sloma.

Projektni princip 3: Jednostavnost elemenata projekta podrazumijeva prezentiranje projektnog rješenja u najjednostavnijem opće razumljivom kontekstu. Korištenje složenih analiza i metoda putem sofisticiranih računalnih paketa često je, ali nepouzdano zbog nedostatka sofisticiranosti ulaznih podataka (Stacey, 2004). Zbog toga Bieniawski (1991, 1992) predlaže da bi projekt trebao biti razvijen u cijeli niz jednostavnijih komponenti. Princip jednostavnosti elemenata projekta pogotovo je značajan u razvoju geotehničkog modela. On u osnovi može biti konceptualan, ali mora nužno opisati približno ponašanje stijenske mase kao i moguće mehanizme sloma i razvoja deformacija. Nakon što je usvojen, moguće je odrediti i usvojiti projektne parametre, projektna ograničenja, odgovarajuće faktore sigurnosti i pouzdanosti, projektni model te odgovarajuće metode analize.

Projektni princip 4: Praksa prema poznatim dostignućima (eng. *state-of-the-art*) podrazumijeva korištenje suvremenih i modernih koncepta, metoda i analiza u svim primjenjivim slučajevima. Iako se novi koncepti, metode i materijali primjenjuju u projektiranju, praksa ih u tijeku građenja vrlo teško slijedi, što rezultira korištenjem složenijih i skupljih metoda s većim rizicima tijekom izvođenja.

Projektni princip 5: Optimizacija svakog projekta u cilju smanjenja rizika koji dolaze zajedno s projektom. To uključuje sigurnost, cijenu, efikasnost, seizmičnost, vodu, opremu, radnu snagu i dr. Prilikom promjene nekih od uvjeta (npr. ekonomski, geološki,

tehnološki, prostorni uvjeti), postoji vjerojatnost ponovne provedbe optimatizacije. Optimizacija se može provesti korištenjem rezultata provedbe alternativnih projekata, a monitoring tijekom izgradnje također može olakšati njenu provedbu.

Projektni princip 6: Izvedivost rješenja (eng. constructibility) podrazumijeva sigurno i efikasno izvođenje projekta. U suprotnom, potrebno je izvršiti reviziju projekta te ponoviti, djelomično ili u cijelosti, izradu projektne dokumentacije.

2.2. Metodologija projektiranja iskopa u stijenskoj masi

Bieniawski (1991, 1992) razvio je motodologiju projektiranja zasnovanu na prethodno opisanim projektnim principima. Koraci metodologije projektiranja prikazani su u Tablici 1.

Tablica 1 *Metodologija projektiranja zahvata u stijenskoj masi (Bieaniawski, 1991,1992)*

KORAK	OPIS	PROJEKTNO NAČELO
1	Stanje problema (ciljevi izvođenja)	1
2	Funkcionalni zahtjevi i ograničenja (projektne varijable i projektna pitanja)	1
3	Prikupljanje informacija (opis lokacije, karakteristike stijenske mase, podzemna voda, stanje naprezanja)	2
4	Koncepcija rješenja (geotehnički model)	3
5	Analiza komponenti rješenja (analitičke, numeričke, empirijske analize, opservacijske metode)	3,4
6	Sinteza i razmatranje alternativnih rješenja (veličina, oblik, lokacija, orijentacija iskopa)	3,4
7	Evaluacija (procjena projekta, kontrola projekta)	5
8	Optimizacija (procjena projekta)	5
9	Preporuke (metodologija izvedbe, tehnički uvjeti)	6
10	Implementacija (izvedba, monitoring, provjera i revizija projekta)	6

Koraci metodologije projektiranja predstavljaju put koji vodi ka uspješnom projektu. Međutim, osnova uspješnog projektiranja su ulazni podaci. Ukoliko su neodgovarajući ili je geotehnički model pogrešno postavljen s krivim pretpostavkama mogućih pojava sloma, cjelokupan rezultat analiza biti će pogrešan.

3. ULAZNI PARAMETRI ZA PROJEKTIRANJE ZAHVATA U STIJENSKOJ MASI

Osnovni pristup analizi problema ponašnja stijenske mase u svakom od geotehničkih zahvata u stijenskoj masi zasniva se na poznavanju značajki stijenske mase (Arbanas, 2008).

Značajke stijenske mase u pravilu se oslanjaju na empirijski opis značajki zasnovan na nekoj od klasifikacija stijenske mase. Korištenje klasifikacija stijenske mase omogućuje stvaranja predodžbe o značajkama čvrstoće i deformabilnosti stijenske mase (Hoek, 2000).

3.1. Klasifikacija stijenske mase

Osnova za svako projektiranje u geotehnici su geotehnički istražni radovi, na osnovu kojih se provodi klasifikacija stijenske mase. Rezultat klasifikacije su parametri čvrstoće i deformabilnosti stijenske mase, ulazni podatak za izradu geotehničkog modela potrebnog za provođenje analize stabilnosti.

Najčešće korištene klasifikacije stijenske mase koje će se opisati u nastavku su:

- Geomehanička klasifikacija, RMR (Rock Mass Rating) (Bieniawski, 1973),
- Q klasifikacija (Rock Tunnelling Quality Index) (Barton et al., 1973),
- Geološki indeks čvrstoće, GSI (Geological Strength Index) (Hoek et al., 1995).

3.1.1. Geomehanička klasifikacija (RMR)

Geomehanička klasifikacija ili RMR klasifikacijski sustav (Rock Mass Rating System), razvio je Bieniawski tijekom 1972. i 1973. godine u Južnoj Africi. Tijekom godina, klasifikacija je doživjela promjene ovisno o različitim geološkim sredinama i uvjetima te je prilagođavana međunarodnim standardima i procedurama (Bieniawski, 1979). Posljednju promjenu RMR sustava Bieniawski je predložio 1989. godine, za koju su zaslužni i brojni drugi autori svojim zapažanjima na osnovi iskustva pri izvođenju tunela, podzemnih prostora, kamenoloma i rudnika, padina i temeljenja (Bieniawski 1989).

Klasifikacijska procedura zasniva se na određivanju slijedećih šest parametara:

1. Jednoosna čvrstoća stijenskog materijala (ISRM, 1979)
2. RQD indeksa *(Rock Quality Designation)*
3. Razmaku pukotina (diskotinuiteta)
3. Stanju pukotina (diskontinuiteta)
5. Uvjetima podzemne vode
6. Orijentaciji pukotina (diskontinuiteta).

Svakom od šest parametara pojedinačno se dodijele bodovi u ovisnosti o njihovoj važnosti za sveukupnu klasifikaciju stijenske mase. Suma bodova predstavlja RMR vrijednost. Vrijednosti gornjih šest paramatera prikazani su u Tablici 2.

A. Klasifikacijski parametri i njihove vrijednosti									
Parametri			Vrijednosti parametara						
1	Čvrstoća intaktne stijene (Mpa)	Indeks čvrtoće u točki	>10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	Preporučuje se ispitati tlačnu čvrstoću		
		Jednoosna tlačna čvrstoća	250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1 - 5	<1
	Bodovi		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD (%)		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	<25		
	Bodovi		20	17	13	8	3		
3	Razmak diskontinuiteta		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Bodovi		20	15	10	8	5		
4	Stanje diskontinuiteta		Vrlo hrapave površine Nisu kontinuirani Zijev = 0 mm Zidovi nisu rastrošeni	Neznatno hrapave površine Zijev < 1 mm Stijenke zidova neznatno rastrošene	Neznatno hrapave površine Zijev < 1 mm Stijenke zidova jako rastrošene	Skliske površine ili ispuna < 5 mm Zijev 1-5 mm Kontinuirani	Mekana ispuna > 5 mm ili Zijev > 5 mm Kontinuirani		
	Bodovi		30	25	20	10	0		
5	Podzemna voda	Dotok na 10 m duljine tunela (l/m)	nema	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		Odnos tlaka puk. vode i većeg gl. naprezanja	0	<0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		Opći uvjeti	Kompletno suho	vlažno	mokro	kapanje	tečenje		
	Bodovi		15	10	7	4	0		

B. Korekcije bodova s obzirom na orijentaciju disontinuiteta						
Orijentacija diskontinuiteta		Vrlo povoljna	Povoljna	Dobra	Nepovoljna	Vrlo nepovoljna
Bodovi	Tuneli i rudnici	0	-2	-5	-10	-12
	Temelji	0	-2	-7	-15	-25
	Kosine	0	-5	-25	-50	-60

C. Karakterizacija stijenske mase na osnovi ukupnog broja bodova					
Ukupni bodovi	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Oznaka kategorije	I	II	III	IV	V
Opis	Vrlo dobra stijena	Dobra stijena	Povoljna stijena	Slaba stijena	Vrlo slaba stijena

D. Značenje pojedinih kategorija					
Oznaka kategorije	I	II	III	IV	V
Prosjčno vrijeme postojanosti	20 god/15 m raspona	1 god/10 m raspona	1 tj/ 5 m raspona	10h/2.5 m raspona	30 min/1 m raspona
Kohezija stijenske mase (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Kut trenja stijenske mase	>45	35-45	25-35	15-25	<15

E. Vodič za klasifikaciju stanja diskontinuiteta					
Duljina diskontinuiteta (m)	<1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	>20
Bodovi	6	4	2	1	0
Zijev diskontinuiteta	nema zijeva	<0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	>5 mm
Bodovi	6	5	4	1	0
Hrapavost diskontinuiteta	vrlo hrapavi	hrapavi	neznatno hrapavi	glatki	skliski
Bodovi	6	5	3	1	0
Ispuna diskontinuiteta	bez ispune	tvrda ispuna< 5 mm	trvda ispuna> 5 mm	meka ispuna < 5 mm	meka ispuna> 5 mm
Bodovi	6	4	2	2	0
Trošnost stijenski diskontinuiteta	nerastrošne	neznatno rastrošene	umjereno rastrošene	jako rastrošene	potpuno rastrošene
Bodovi	6	5	3	1	0

E. Vodič za klasifikaciju stanja diskontinuiteta					
Duljina diskontinuiteta (m)	<1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	>20
Bodovi	6	4	2	1	0
Zijev diskontinuiteta	nema zijeva	<0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	>5 mm
Bodovi	6	5	4	1	0
Hrapavost diskontinuiteta	vrlo hrapavi	hrapavi	neznatno hrapavi	glatki	skliski
Bodovi	6	5	3	1	0
Ispuna diskontinuiteta	bez ispune	tvrda ispuna< 5 mm	trvda ispuna> 5 mm	meka ispuna < 5 mm	meka ispuna> 5 mm
Bodovi	6	4	2	2	0
Trošnost stijenski diskontinuiteta	nerastrošne	neznatno rastrošene	umjereno rastrošene	jako rastrošene	potpuno rastrošene
Bodovi	6	5	3	1	0

F. Efekt orijentacije diskontinuiteta u tunelogradnji			
Pružanje okomito na os tunela		Pružanje paralelno s osi tunela	
Iskop u smjeru nagiba diskontinuiteta 45-90°	Iskop u smjeru nagiba diskontinuiteta 20-45°	Nagib 45 - 90°	Nagib 20 - 45°
Vrlo povoljno	Povoljno	Vrlo nepovoljno	Dobro
Iskop u smjeru suprotnom od nagiba diskontinuiteta 45-90 °	Iskop u smjeru suprotnom od nagiba diskontinuiteta 20-45°	Nagib 0 - 20° bez obzira na pružanje	
Dobro	Nepovoljno	Dobro	

3.1.2. Q klasifikacija (Rock Tunneling Quality Index)

Q klasifikaciju (*Rock Tunneling Quality Index*) razvili su Barton, Lien i Lunde s Norveškog geotehničkog instituta (Barton et al., 1973). Analizom i izvedbom velikog broja tunela, Q klasifikacija primarno je razvijena za određivanje karakteristika stijenske mase i elemenata sustava podgrade u tunelogradnji.

Klasifikacija je zasnovana na numeričkoj procjeni kvalitete stijenske mase sljedećim izrazom:

$$RQD = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (1)$$

gdje su:

RQD - *Rock Quality Designation*, indeks kvalitete jezgre stijenske mase,

Jn - broj skupova pukotina,

Jr - indeks hrapavosti pukotina,

Ja - indeks alteracije pukotina,

Jw - faktor pukotinske vode,

SRF - faktor redukcije naprezanja.

Numerička vrijednost indeksa Q varira u logaritamskom mjerilu u granicama od 0,001 do 1000.

Kvocijent (RQD / J_n) predstavlja relativnu veličinu bloka, a kvocijent (J_r / J_a) predstavlja veličinu približne posmične čvrstoće između blokova. Kvocijent (J_r / J_a) predstavlja aktivni pritisak kroz odnos pritiska vode u pukotinama i parametra SRF koji predstavlja opterećenje rastresene zone u području rasjednih zona.

3.1.3. Geološki indeks čvrstoće (GSI)

Geološki indeks čvrstoće, GSI (*Geological Strength Index*) predstavlja pojednostavljeni klasifikacijski sustav određivanja čvrstoće stijenske mase. Zasniva se na kvalitativnom inženjersko- geološkom opisu stijenske mase (Marinos P. i Hoek E., 2000). Indeks se bazira na dijagramskoj procjeni litologije, strukture i stanja diskontinuiteta na površini stijenske mase.

GSI indeks može se odrediti i korelacijski na osnovu bodova korigirane RMR klasifikacije stijenske mase iz 1989. godine:

$$GSI = RMR_{89} - 5 \tag{2}$$

uz uvjet da je $RMR_{89} > 23$ (Miščević P., 2004).

Geološki indeks čvrstoće možemo primijeniti samo na homogene/kvazihomogene i izotropne stijenske mase. U pravilu, koristimo ga kada se radi o slaboj stijenskoj masi (RMR<25), kada RMR klasifikacija nije primjerena. Tablica 3 prikazuje određivanje geološkog indeksa čvrstoće na temelju geoloških opažanja.

Tablica 2 *Određivanje geološkog indeksa čvrstoće na temelju geoloških opažanja (Marinos i Hoek, 2000)*

GEOLOŠKI INDEKS ČVRSTOĆE ZA RASPUCALE STIJENE	STANJE POVRŠINE DISKONTINUITETA	**VRLO DOBRO**, vrlo hrapavo, površine diskontinuiteta neoštećene	**DOBRO**, hrapavo, lagano oštećene površine, metalna boja površine	**POVOLJNO**, glatko, srednje oštećena ili promijenjena površina	**LOŠE**, ispucala, jako oštećena površina sa zbijenom naslagom ili ispunom koja sadrži uglaste fragmente stijene	**VRLO LOŠE**, ispucala, jako oštećena površina sa slojem ili ispunom od mekane gline
STRUKTURA STIJENSKE MASE	SMANJENJE KVALITETE POVRŠINE →					
INTAKTNA ILI MASIVNA S nekoliko široko razmaknutih diskontinuiteta.	← SMANJENJE UKLJEŠTENOSTI BLOKOVA	90 80			N/A	N/A
BLOKOVI Vrlo dobro uklještena i neporemećena stijenska masa s kubičnim blokovima formiranim s 3 ortogonalna diskontinuiteta.			70 60			
UGLAVNOM BLOKOVI Uklješteno, djelomično poremećena stijenska masa s višeplošnim uglatim blokovima formiranim s 4 ili više diskontinuiteta.				50		
BLOKOVI/SLOJEVITO Naborano s rasjedima te ispresijecano s mnogo diskontinuiteta koji formiraju uglate blokove.				40	30	
ZDROBLJENO Loše uklinjena, jako zdrobljena stijenska masa s mješavinom uglatih i zaobljenih blokova.					20	
LAMINARNO/SMICANO Nedostatak blokovitosti zbog malog razmaka ploha škriljavosti ili smičućih ploha		N/A	N/A			10

3.2. Čvrstoća stijenske mase

Procjena čvrstoće stijenske mase osnovni je problem prilikom projektiranja. Laboratorijska ispitivanja na uzorcima stijene nisu reprezentativna za ponašanje stijenske mase većeg volumena. Ispitivanje čvrstoće stijenske mase in situ zahtjeva veće troškove, a povratne analize moguće su tek kada je slom već nastupio.

Sadašnji pristup usvajanja kriterija čvrstoće stijenske mase temelji se na Hoek-Brownovom kriteriju sloma stijenske mase (Hoek i Brown, 1980). Parametri čvrstoće procjenjuju se na osnovi klasifikacije stijenske mase. Opći oblik Hoek-Brownovog kriterija čvrtoće stijenske mase razvijan je tijekom vremena do prihvaćenog izraza (Hoek et al., 1995; Hoek et al., 2002):

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a \tag{3}$$

gdje su:

σ_1' – veće glavno efektivno naprezanje u trenutku loma,

σ_3' – manje glavno efektivno naprezanje u trenutku loma,

σ_c – jednoosna tlačna čvrstoća stijenske mase,

m_b – vrijednosti Hoek-Brownove konstante (m) za stijensku masu,

s, a – konstante koje ovise o karakteristikama stijenske mase.

Vrijednosti konstanti m_b, s i a ovise o geološkom indeksu čvrstoće i dane su kao (Hoek et al., 2002):

$$m_b = m_i \times e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \tag{4}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-8D}} \tag{5}$$

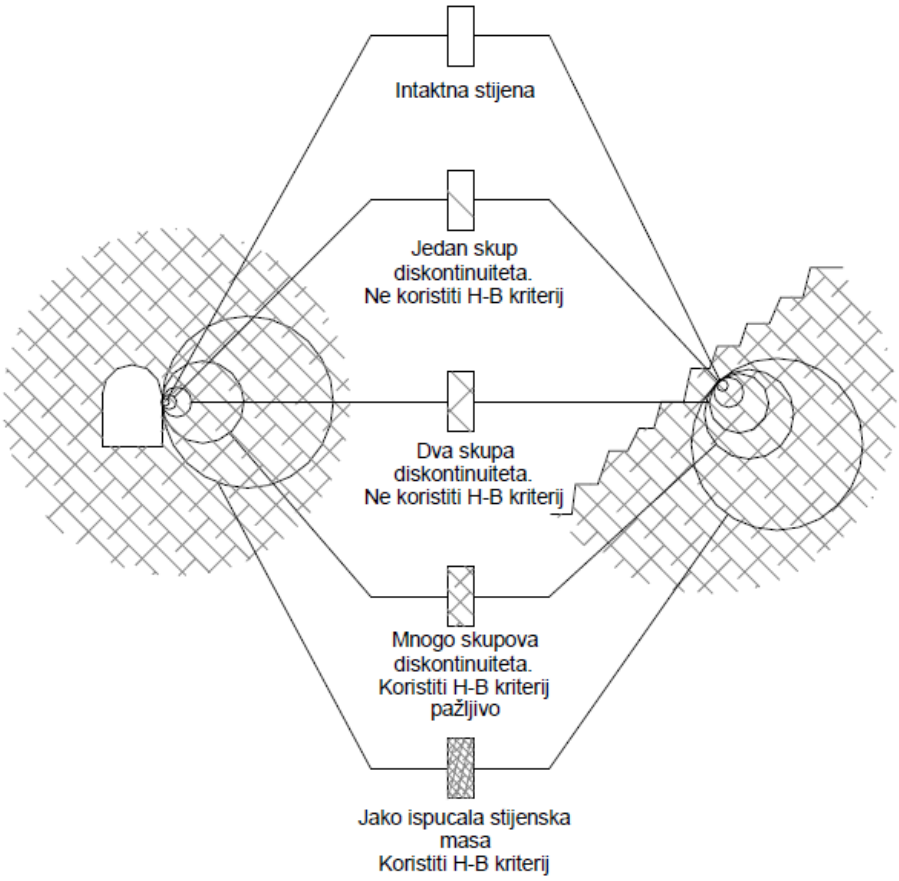
$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \tag{6}$$

gdje su:

GSI - geološki indeks čvrstoće,

D - faktor koji ovisi o stupnju poremećenosti stijenske mase uslijed oštećenja nastalih miniranjem i relaksacijom.

Kriterij je primjenjiv ili u intaktnoj stijeni ili u znatno raspucalim stijenskim masama, a obe sredine se ponašaju homogeno i izotropno, Slika 2. Hoek-Brownov kriterij čvrstoće nije moguće koristiti u slučajevima kada je veličina bloka stijenske mase reda veličine građevine ili gdje je pojedini sustav diskontinuiteta znatno slabiji od ostalih i reprezentira ponašanje stijenske mase. Tada je preporučljivo analizirati kritičan mehanizam sloma, odnosno moguće pojave rotacije i klizanja blokova ili klinova uvjetovanih položajem diskontinuiteta (Hoek, 1994).



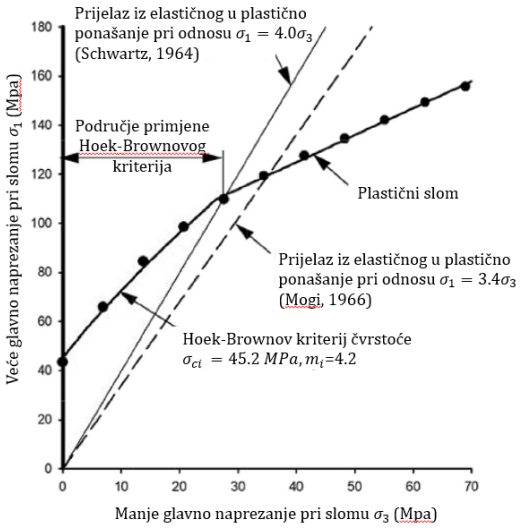
Slika 2 Uvjeti stijenske mase pri kojima se može koristiti Hoek–Brownov kriterij čvrstoće stijenske (Hoek, 1993)

Hoek–Brownov kriterij čvrstoće stijenske mase danas je najkorišteniji kriterij za određivanje čvrstoće raspucale stijenske mase. Međutim, kriterij nije nadopunjen adekvatnim podacima koji bi to potvrdili. U Poglavlju 3.2.1. detaljnije će se opisati prijedlozi i dopune Hoek-Brownovog kriterija čvrstoće.

3.2.1. Dopune Hoek-Brownovom kriteriju čvrstoće

Postoji vrlo mali broj dokumentiranih slučajeva u kojima je potvrđena veza između korištenog Hoek–Brownovog kriterija čvrstoće i utvrđene pojave sloma. Hoek-Brownov kriterij za neporemećenu stijensku masu (D=0) daje previše optimistične rezultate, a realni rezultati dobivaju se usvajajući karakteristike poremećene [Hoek and Brown, 1988] stijenske mase (D=1). Iako je nastao kako bi se riješio problem posmične čvrstoće stijenske mase, Hoek-Brownov kriterij još uvijek rezultira previsokim vrijednostima iste.

Velik je broj znanstvenika uspostavilo vezu procijenjene čvrstoće Hoek–Brownovim kriterijem i utvrđene povratnim analizama na osnovi utvrđenih slomova u stijenskoj masi. Schwartz (1964) je na osnovi ispitivanja Indiana vapnenca u triaksialnom uređaju zaključio da je područje primjene Hoek-Brownovog kriterija određeno prijelazom iz posmičnog u plastični slom stijene pri odnosu glavnih naprezanja σ_1=4.0 σ_3. Mogi (1966) je isto istraživanje napravio na velikom broju različitih vrsta stijena, te definirao primjenu kriterija do odnosa σ_1=3.4 σ_3.



Slika 3 Područje primjene Hoek-Brownovog kriterija čvrstoće (modificirano prema: Hoek E, Brown ET, 2018)

Vlačna čvrstoća (σ_3<0) nije definirana Hoek-Brownovim kriterijem čvrstoće, a predstavlja važan faktor pri rješavanju nekih inženjerskih problema u stijenskim masama. Kao rješenje, Fairhurst (1964) predlaže Griffithovu teoriju koja pojednostavljuje odnos tlačne i vlačne čvstoće, σ_c/ $|\sigma_t|$, preko izraza:

(1) Ako je $w(w-2)\sigma_3 + \sigma_1 \leq 0$, slom nastaje pri $\sigma_3 = \sigma_t$

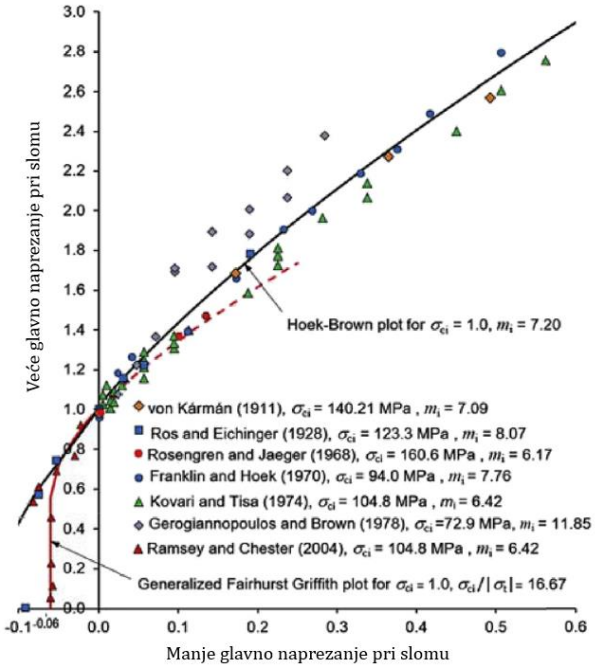
(2) Ako je $w(w-2)\sigma_3 + \sigma_1 > 0$, slom nastaje pri:

$$\sigma_1 = \frac{(2\sigma_3 - A\sigma_t) + \sqrt{(A\sigma_t - 2\sigma_3)^2 - 4(\sigma_3{}^2 + A\sigma_t\sigma_3 + 2AB\sigma_t{}^2)}}{2} \tag{7}$$

gdje su:

$$\mathrm{A} = 2(\mathrm{w}-1)^2\ ;\ B = \left(\frac{w-1}{2}\right)^2 - 1\ ; w = \sqrt{\frac{\sigma_c}{|\sigma_t|}} + 1$$

Kombinacija dvaju kriterija sloma može uzrokovati značajne komplikacije prilikom numeričkih analiza stabilnosti. Hoek and Martin (2014) kao praktično rješenje inženjerskih problema, predlažu Hoek-Brownovu anvelopu sloma zasnovanu teorijom Griffithovog kriterija sloma, Slika 4.

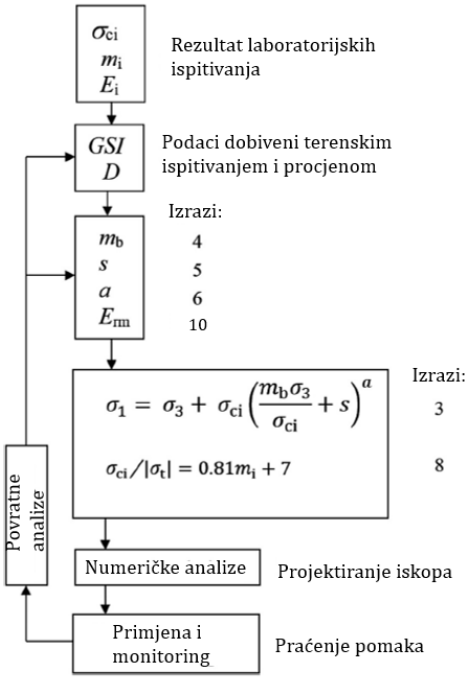


Slika 4 Bezdimenzijski graf podataka iz triaksialnog ispitivanja Carrara mramora prikazujući kombinaciju generalizirane Griffithove teorije za vlačni slom i Hoek-Brownovog kriterija za posmični slom (modificirano prema: Hoek E, Brown ET, 2018)

Jedna od pouzdanijih triaksialnih ispitivanja koja uključuju i ispitivanja direktne vlačne čvrstoće, proveli su Ramsey i Chester (2004) i Bobich (2005). Kao rezultat, predloženi su približni omjeri tlačne i vlačne čvrstoće, $\sigma_c / |\sigma_t|$ i Hoek-Brownovog parametra m_i :

$$\sigma_c / |\sigma_t| = 0.81\, m_i + 7 \tag{8}$$

Nakon prikupljanja svih ulaznih parametara, vrlo je važno razmotriti tumačenje i upotrebu tih podataka, te povratnu analizu. Na Slici 5 prikazan je fazni dijagram za projektiranje iskopa u stijenskoj masi primjenom Hoek-Brownovog kriterija čvrstoće i GSI indeksa. Podaci dobiveni laboratorijskim ispitivanjem i terenskim opažanjem kombiniraju se za izračun odnosa glavnih naprezanja u stijenskoj masi. Projektiranje iskopa podrazumijeva analitičke ili numeričke metode, čija se učinkovitost prati ugrađenom mjernom opremom. Posljednji korak je povratna analiza podataka dobivenih ugrađenom mjernom opremom i koraka prikazanih u dijagramu. Od presudne je važnosti jer predstavlja jedini način na koji se korištena metoda projektiranja i ulazni parametri mogu potvrditi (Hoek and Brown, 2018).



Slika 5 Projektiranje iskopa u stijenskoj masi primjenom Hoek-Brownovog kriterija čvrstoće i GSI indeksa (modificirano prema: Hoek E, Brown ET, 2018)

3.3. Čvrstoća diskontinuiteta stijenske mase

Diskontinuiteti predstavljaju oslabljenje zone stijenske mase s minimalnom ili bez vlačne čvrstoće. Javljaju se u obliku pukotina, zdrobljenih zona i rasjeda.

Ukupnu posmičnu čvrstoću stijenske mase određuje čvrstoća diskontinuiteta i mostova u intaktnoj stijenskoj masi koji razdvajaju diskontinuitete (Hoek, 2000). Na malim dubinama, naprezanja u stijenskoj masi su mala, pa je ponašanje stijenske mase u pravilu određeno čvrstoćom diskontinuiteta.

U stvarnosti se gotovo nikada nećemo susresti s glatkim površinama diskontinuiteta. Prirodne površine diskontinuiteta su valovite i neravne, što značajno povećava posmičnu čvrstoću diskontinuiteta.

Barton je definirao empirijski kriterij posmične čvrstoće diskontinuiteta koji uključuje hrapavost (neravnost) površine diskontinuiteta i tlačnu čvrstoću zidova diskontinuiteta (Barton, 1973, 1976):

$$\tau = \sigma_n \tan\left[JRC log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \emptyset_b\right] \tag{9}$$

gdje su:

τ - posmična čvrstoća diskontinuiteta,

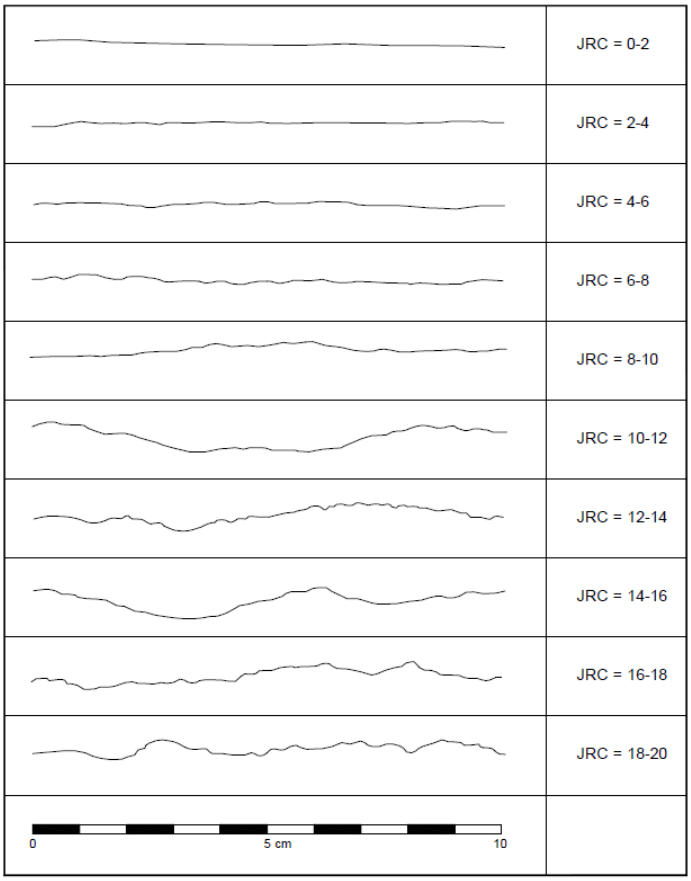
σ_n - efektivna normalna naprezanja,

JRC - koeficijent hrapavosti diskontinuiteta (*Joint Roughness Coefficient*),

JCS - tlačna čvrstoća zidova diskontinuiteta (*Joint Wall Compressive Strenght*),

ϕ_b - bazični kut unutarnjeg trenja stijenske mase.

Koeficijent hrapavosti diskontinuiteta je broj koji se može dobiti iz vizualne usporedbe stanja površine diskontinuiteta sa standardiziranim profilima (Barton and Chouby, 1977), Slika 6.



Slika 6 Profili hrapavosti i odgovarajuće vrijednosti JRC (Barton and Chouby, 1977)

3.4. Deformabilnost stijenske mase

Deformabilnost stijenske mase definiramo kao sposobnost stijenske mase da se deformira, a da pritom nije došlo do sloma. Ovisi o stupnju raspucalosti stijenske mase, stišljivosti pukotina i stišljivosti intaktnog stijenskog materijala između pukotina, ali i veličini promatranog problema. Jače raspucala stijenska masa ima veći modul deformabilnosti (Arbanas, 2015).

Ispitivanje deformabilnosti stijenske mase in situ skup je i vrlo složen proces da bi se koristio za praktičnu uporabu. Stoga se za određivanje modula deformabilnosti koriste empirijski izrazi zasnovani na klasifikaciji stijenske mase.

Mnogo je znanstvenika dalo izraze za definiranje deformabilnosti stijenske mase na temelju Q i RMR klasifikacije (Bieniawski 1979, Serafim i Pereira, 1983; Hoek i Brown, 1997; Hoek et al., 2002). Hoek i Diederichs (2006) proveli su najopsežnije istraživanje i predložili sljedeći izraz za određivanje modula deformabilnosti:

$$E_m = 100000 \left(\frac{1-D/2}{1+e^{\left(\frac{75+25D-GSI}{11}\right)}} \right) \tag{10}$$

gdje su:

Em - modul deformabilnosti stijenske mase,

D - faktor koji ovisi o stupnju poremećenosti stijenske mase,

GSI - geološki indeks čvrstoće.

4. STABILNOST PADINA U STIJENSKOJ MASI

Potreba za određivanjem stabilnosti padine nužna je u svakom inženjerskom zahvatu. Kada se radi o zasijecanju terena, potrebno je razmotriti pojavu sloma u padini tijekom izvođenja, kao i po završetku radova (Harrison and Hudson, 2000).

Općenito, termin stabilnosti padine u geotehnici, koristimo pri rješavaju dva osnovna inženjerska problema (Jumikis, 1983):

- projektiranju umjetnih padina zasjecanjem ili nasipavanjem radi izvedbe novih građevina u stijenskoj masi i tlu, geometrija kojih je predodređena faktorom sigurnosti na mogući slom padine i
- analizama stabilnosti postojećih padina u stijenskoj masi ili tlu, padina koje su potencijalno nestabilne, padina koje su doživjele slom ili padina na kojima je potrebno izvesti određene zahvate.

Ne postoji potpuno određeni koncept stabilnosti nijedne padine u stijenskoj masi. Klimatski, hidrološki i tektonski uvjeti, kao i ljudska aktivnost u neposrednom ili posrednom okruženju, svakodnevno se mijenjaju i godinama nakon izgradnje mogu narušiti njenu stabilnost. To stanje nazivamo slom stijenske mase, a odgovara uvjetima napona u stijenskoj masi koji prekoračuju čvrstoću.

Slika 7 a) Pogled na izvedenu konstrukciju na građevnoj jami Kantrida u Rijeci [Arbanas et al., 2007] (Foto: T. Pap); b) Rudnik Chuquicamata u obliku otvorenog kopa, sjeverni Čile (Hoek and Brown, 2018)

Slika 7 prikazuje da se izvođenje zasjeka u građevinarstvu temelji na različito određenim uvjetima od onih u otvorenim kopovima u rudarstvu (Sjoberg, 1996). Slika 7a prikazuje građevnu jamu kompleksa plivališta Kantrida u Rijeci. Izvedena je u više faza koristeći potporne zidove za pridržanje površinskog sloja tla te roštiljnu konstrukciju u kombinaciji sa štapnim sidrima i višeslojnim mlaznim betonom na zidovima građevne jame (Arbanas et al., 2007). Slika 7b prikazuje otvoreni kop, rudnik Chuquicamata u sjevernom Čileu.

Uvjeti projektiranja u urbanim sredinama često su na granicama mogućnosti izvedbe i zahtijevaju izuzetno sigurne podgradne sustave, uz strogo poštivanje tehničkih uvjeta izvođenja radova (Arbanas, 2002; Arbanas et al., 2003). Projektiraju se vrlo sigurni zasjeci s vrlo visokim vrijednostima faktora sigurnosti, često i s primjenom predimenzioniranih podgradnih sustava (Ross-Brown, 1972).

Vijek trajanja zasjeka u otvorenom kopu je znatno manji od traženog vijeka trajanja zasjeka kao sastavnog dijela inženjerske konstrukcije, pa se stoga projektiraju s faktorom sigurnosti u vrijednosti 1.2-1.4. Prihvatljivi su i manji pomaci, pa se često usvaja rizik moguće pojave nestabilnosti (Ross-Brown, 1972). To ukazuje i da je ekonomičnost izvođenja zasjeka u rudarstvu znatnije razvijena nego u građevinarstvu. Geometrija se prilagođava geološkim uvjetima na lokaciji, ali je podložna promjenama, pa unutar jednog otvorenog kopa možemo naići na više različitih geometrija pokosa.

Stacey (1986) navodi faktore koji presudno utječu na stabilnost padine i moramo ih uzeti u obzir prilikom izvođenja zasjeka:

- Geološka struktura,
- Naponi u stijenskoj masi i uvjeti podzemne vode,
- Čvrstoća diskontinuiteta i intaktne stijene,
- Geometrija iskopa koja uključuje nagib padine i zakrivljenost (tlocrtnu) padine,
- Vibracije uslijed miniranja ili seizmičkih pojava,
- Klimatski uvjeti,
- Vrijeme.

Osim navedenih faktora, važno je svaku padinu razmatrati kao pojedini slučaj gdje projektiranje zasjeka mora biti zasnovano na tipu sloma koji se može očekivati i kritičnom mehanizmu sloma.

4.1. Vrste sloma

Mehanizam sloma u stijenskoj masi moguće je utvrditi poznavanjem geološke strukture i naponskog stanja u stijenskoj masi.

Geološka struktura podrazumijeva tip stijenske mase koji izgrađuje padinu kao i sustavi diskontinuiteta koji ispresijecaju stijensku masu (Arbanas, 2008). Pri tom se razmatraju diskontinuiteti reda veličine od mikropukotina kraćih od 1 cm do rasjeda dužine veće od 1000 km, a određuju se inženjerskogeološkim kartiranjem. U slučaju nepovoljnog položaja diskontinuiteta u odnosu na položaj padine, slom u padini biti će uvjetovan mehanizmom sloma po diskontinuitetima, pri čemu će biti značajan utjecaj učestalosti (razmaka) i dužine (kontinuiteta) pukotina (Hoek, 1971).

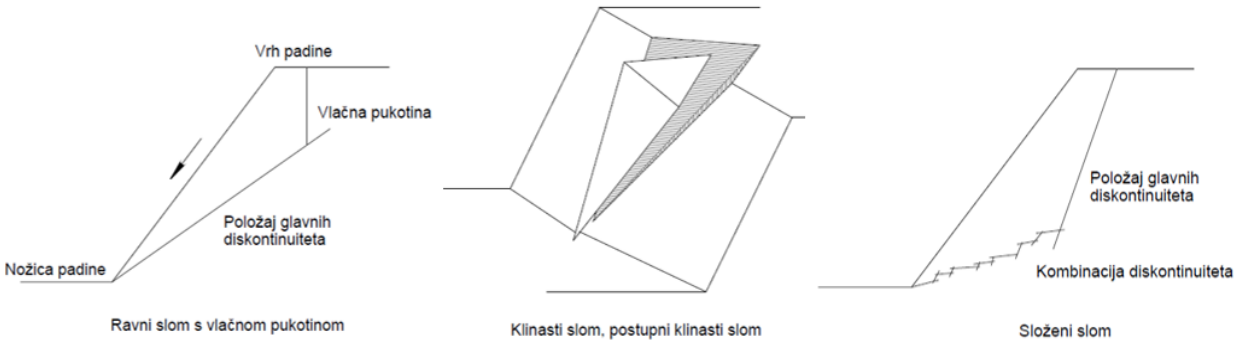
Naponi koji djeluju na stijensku strukturu, određuju stabilnost stijenske strukture u odnosu na njenu čvrstoću. Početno stanje napona u stijenskoj masi tlačne je prirode, a predstavlja kombinaciju napona kao posljedicu gravitacijskih sila dosegnutih težinom nadsloja stijenske mase, napona uvjetovanih vanjskim tektonskim silama i mogućim rezidualnim naponima. Prilikom zasijecanja stijenske mase dolazi do preraspodjele napona oko izvršenog iskopa. U nožici zasjeka padine dolazi do koncentracije tlačnih napona i porasta posmičnih napona, što izaziva slom stijenske mase u tom području (Arbanas, 2008).

Najčešće pojave sloma uvjetovane strukturnim položajem diskontinuiteta u stijenskoj masi biti će predstavljene u daljnim poglavljima.

4.1.1. Planarni slom

Planarni (ravninski) slomovi određeni su geometrijskim kombinacijama diskontinuiteta koji oblikuju blokove ili klinove stijenske mase, a kojima je kinematički omogućen pomak (Coates, 1977). Ovakav tip sloma zavisan je od posmične čvrstoće diskontinuiteta. Ploha sloma javlja se kao jedan diskontinuitet (ravni slom), dva diskontinuiteta koja se

međusobno sijeku (klinasti slom), ili kombinacija više povezanih diskontinuiteta (složeni slom), Slika 8. Pri većem broju pojava sloma u padini, uočena je i pojava vlačne pukotine na vrhu padine.

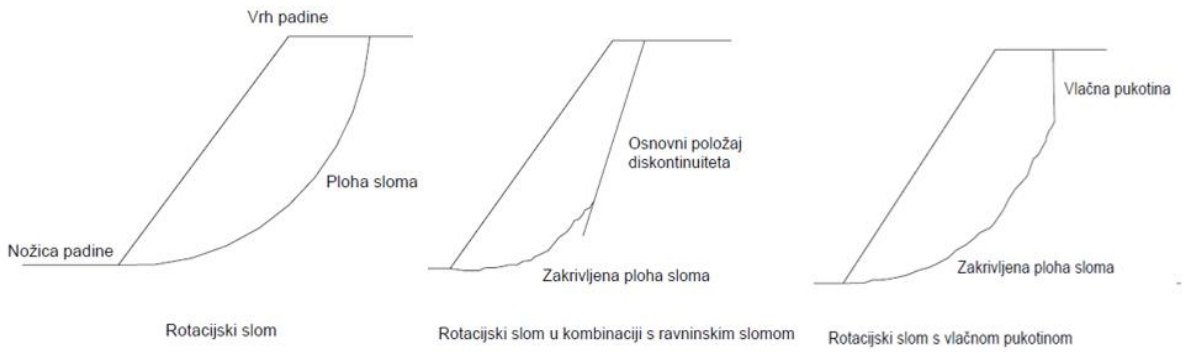


Slika 8 Kombinacija diskontinuiteta pri kojima se javlja pojava planarnog sloma (Coates, 1977; Sjoberg, 1996)

4.1.2. Rotacijski slom

Rotacijski slom odgovara slomu kroz stijensku masu koji se odvija po kružnoj plohi sloma (Hoek and Bray, 1977), Slika 9. Iako je rotacijski slom karakteristična pojava sloma u tlu, odgovara i slomovima u jako raspucaloj stijenskoj masi bez dominantnih diskontinuiteta nepovoljnog položaja u odnosu na padinu ili za padine velikog razmjera u odnosu na

S obzirom na strukturu stijenske mase, rotacijski slom se javlja u kombinaciji s ostalim tipovima sloma, sa slomom po diskontinuitetima (ravninskim slomom), u kombinaciji s pojavom vlačnih pukotina na vrhu padine ili kombiniranim pojavama sloma sa ili bez pojave vlačne pukotine na vrhu padine.



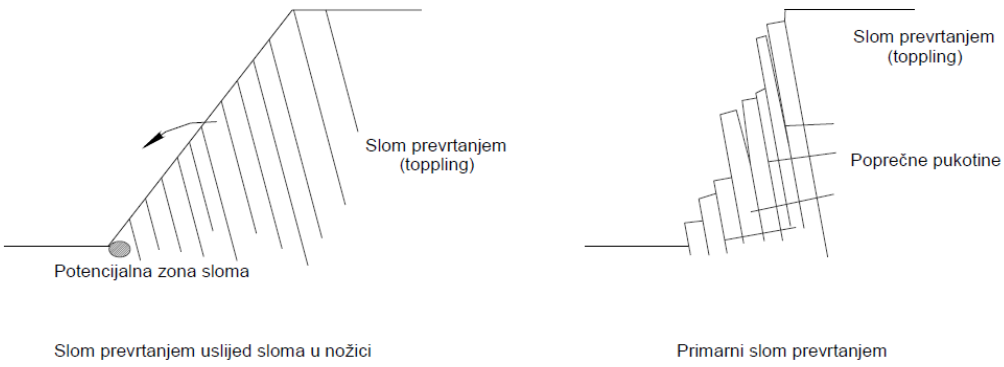
Slika 9 Rotacijski slom i kombinacija rotacijskih i ravninskih slomova u stijenskoj padini (Coates, 1977; Hoek and Bray, 1977; Sjoberg, 1996)

U ovom radu, stijenska masa biti će analizirana pojavom rotacijskog sloma zbog vrlo trošne stijenske mase na danoj poziciji.

4.1.3. Slom prevrtanjem

Slom prevrtanjem (*toppling*) (Goodman and Bray, 1976; Hoek and Bray, 1977) nastaje uslijed sloma slojeva stijenske mase nagnutih u padinu. Takvi diskontinuiteti subhorizontalnog su položaja u odnosu na položaj slojeva (*primary toppling*), Slika 5.

Moguća je i pojava sloma prevrtanjem nakon pojave sloma u stijenskoj masi u nožici padine (*secondary toppling*) (Hoek and Bray, 1977). Utvrđene su i pojave sloma prevrtanjem (*toppling*) kao sekundarna pojava planarnih i rotacijskih slomova po sekundarnim diskontinuitetima, u pravilu na padinama velikog razmjera (Daly et al., 1988; Martin, 1990; Giraurd at al., 1990; Board et al., 1996).



Slika 10 Slom prevrtanjem (toppling) (Coates, 1977; Hoek and Bray, 1977)

4.2. Analize stabilnosti padine u stijenskoj masi

Analize stabilnosti padina u stijenskoj masi u praksi se koriste za potrebe izrade projekta zasijecanja padine ili za potrebe sanacije nastalog sloma u stijenskoj masi.

U slučaju zasijecanja stijenske padine, analizama stabilnosti padina se dovodi u stabilno stanje sa zadovoljavajućim faktorima sigurnosti. Pri tome se provode analize kojima se potvrđuje stabilno stanje padine u svim fazama izvođenja zasjeka.

Pri nastalom slomu u padini, u pravilu se koriste povratne analize radi utvrđivanja značajki nastalog sloma (geometrija plohe sloma, parametri čvrstoće stijenske mase i dr.).

U ovom radu biti će predstavljene dvije najčešće metode analize stabilnosti kosina: metode analize granične ravnoteže i numeričke metode. Osim njih postoje i metode granične analize, probabilističke metode, fizički modeli i empirijski pristup.

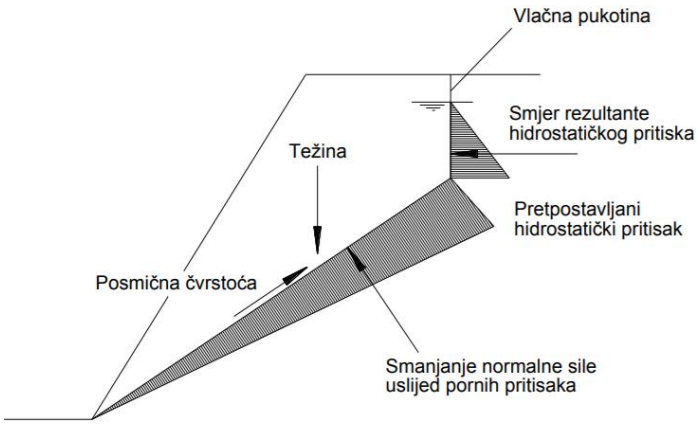
4.2.1. Metode analize granične ravnoteže

U metodama analiza granične ravnoteže usvaja se postojanje plohe sloma kao plohe relativno jednostavne geometrije. Posmična čvrstoća materijala uobičajeno je opisana Mohr–Coulombovim zakonom posmične čvrstoće materijala.

Nije u potpunosti zadovoljena niti jedna od osnovnih jednadžbi mehanike kontinuuma koja opisuje ravnotežu, deformacije i konstitutivno ponašanje materijala u padini. Deformacije se pri tom uopće ne uzimaju u razmatranje, a uvjeti ravnoteže zadovoljeni su jedino za sile koje djeluju u padini (Arbanas, 2008).

U najjednostavnijem obliku analize granične ravnoteže, zadovoljena je jedino ravnoteža sila. Faktor sigurnosti određen je kao odnos sila mogućeg otpora i aktivnih sila koje djeluju na padinu, Slika 11.

$$F_S = \frac{\sum(Sile\ otpora)}{\sum(Aktivne\ sile)} \tag{11}$$



Slika 11 Odnos aktivnih sila i sila otpora koje djeluju na padinu (Coates, 1977; Hoek and Bray, 1977)

Faktor sigurnosti može se interpretirati na više načina (Stacey, 1968):

- Odnos sila mogućeg otpora i aktivnih sila
- Odnos napona na plohi sloma i čvrstoće materijala
- Odnos parametara čvrstoće u kosini i parametara čvrstoće potrebnih za održanje stabilnosti kosine
- Odnos momenata otpora i momenata aktivnih sila na plohi sloma

Dobivena vrijednost faktora sigurnosti iz izraza 11 manja od 1.0 rezultirati će mogućom pojavom sloma u padini.

Metoda analize granične ravnoteže zasnovana je na dvije pretpostavke. Prva pretpostavka je da da je posmična čvrstoća potpuno mobilizirana duž cijele plohe sloma u trenutku pojave sloma. Pretpostavka nije u skladu sa stvarnim veličinama napona duž plohe sloma, osim u slučaju planarnog i klinastog sloma. Druga je pretpostavka da je materijal u zonama sloma podvrgnut deformacijama bez pada posmične čvrstoće, te su pomaci unutar kliznog tijela mali u odnosu na pomake duž plohe sloma. Pretpostavka klizanja krutog kliznog tijela prihvatljiva je ukoliko se slom događa kao klizanje cjelovite stijenske mase, kao koherentnog tijela duž diskontinuiteta nastalih prije pojave klizanja (Stacey, 1973).

Dane se pretpostavke ne mogu u cijelosti prihvatiti, zbog čega se određivanje faktora sigurnosti padine u inženjerskom projektiranju najčešće koristi bez kritičkog sagledavanja dobivenih vrijednosti faktora sigurnosti. Točnije, faktor sigurnosti padine, reda veličine 1.2 znači jedino da čvrstoća stijenske mase u padini nije dostignuta. Međutim, nije moguće odrediti da li je time dosegnut visok rizik od sloma padine. Zbog toga se preporuča korištenje faktora sigurnosti kao komparativne vrijednosti na osnovi koje će biti moguće prilikom izvođenja odrediti veću ili manja podložnost padine slomu. Hoek (Hoek, 1991) je predložio korištenje različitih vrijednosti faktora sigurnosti pri rješavanju različitih inženjerskih problema i to od $F_s>1.0$ za temeljenje masivnih brana do $F_s>1.5$ za stalne pokose stijenskih padina.

4.2.2. Numeričke metode

Numeričke metode podrazumijevaju numerička modeliranja stanja u padini i numeričke postupke kojima se određuje stanje stabilnosti. U analizama je potrebno zadovoljiti rubne uvjete uspostavljenog numeričkog modela, diferencijalne jednadžbe ravnoteže, konstitutivne jednadžbe materijala te odgovarajuće jednadžbe pomaka. Rezultat predstavljaju vrijednosti naponskih stanja i pomaka u elementima modela izloženog vanjskim opterećenjima i ograničenog rubnim uvjetima.

Za razliku od metode analize granične ravnoteže, numeričke metode nude korištenje različitih konstitutivnih odnosa ponašanja materijala, kao i neograničeni broj različitih vrsta materijala u modelu (Arbanas 2008).

Metode koje opisuju ponašanje kontinuuma su: metoda konačnih razlika (Finite Difference Methods, FDM), metoda konačnih elemenata (Finite Element Methods, FEM), metoda rubnih elementa (Boundary Element Methods, BEM). Postoji i metoda diskretnih elemenata (Discrete Element Methods, DEM), koja se zasniva na opisu ponašanja diskontinuuma, u kojoj se diskontinuiteti prisutni u stijenskoj masi opisuju eksplicitno.

Stacey (Stacey, 1968, 1973) je proveo jednostavne analize naponskog stanja u stijenskoj masi pri izvedbi iskopa, koristeći metode konačnih elemenata koje se i danas najčešće koriste. Numeričke metode nude bolje razumijevanje ponašanja preraspodjele napona u zasjecima u toku iskopa, ali nije moguće eksplicitno odrediti faktor stabilnosti pojedine padine. Zbog toga se analize stabilnosti padina koristeći numeričke metode provode

uglavnom u dva koraka. Prvi korak podrazumijeva numeričke metode za utvrđivanje stanja napona u padini. U drugom koraku, metodama granične ravnoteže utvrđuje se kritična ploha sloma u padini (zasjeku), te pripadajući faktor sigurnosti u odnosu na posmičnu čvrstoću materijala na plohi sloma.

Numeričkim modelima teže je simulirati stvarno ponašanje prilikom nastanka sloma padine u stijenskoj masi, djelomično kroz diskontinuitete, a djelomično kroz stijensku masu (Einstein et al., 1983; Einstein, 1993; Shen, 1993). Pri tome je nužno izvršiti znatna pojednostavljenja u opisu modela čime se postiže veća korist u numeričkim analizama. Vrlo važan faktor predstavlja i ispravan odabir, odnosno prepoznavanje odgovarajućeg ponašanja materijala u padini. Takav pristup najkorisniji je u slučaju kada je moguće usporediti rezultate predviđanja dobivenih numeričkim analizama s rezultatima opažanja i mjerenja *in situ* u toku izvođenja radova analiziranih numeričkim modelima (Arbanas, 2008).

5. PRINCIPI STABILIZIRANJA STIJENSKE MASE

Prilikom projektiranja i izvedbe zasjeka u stijenskoj masi, javljaju se elementi na čije veličine nije moguće utjecati:

- geološka struktura koja uključuje orjentaciju i učestalost diskontinuiteta,
- stanje podzemnih voda u području građevine,
- početno stanje naprezanja i
- mehaničke značajke stijenske mase.

Kako bi se pristupilo ispravnoj stabilizaciji stijenske mase, vrlo je važno biti svjestan da se predmetne veličine ne mogu promijeniti u odnosu na geometriju iskopa.

Projektiranje zasjeka u stijenskoj masi stoga se svodi na odabir stabilne geometrije i nagiba padine u kombinaciji s primjenom odgovarajućih mjera podgrađivanja, drenažnih sustava i ojačanja stijenske mase (Arbanas, 2002).

Bez obzira na mehanizam po kojem se događa pomak, dvije osnovne tehnike stabiliziranja stijenske mase su armiranje stijenske mase (*rock reinforcement)* i podupiranje stijenske mase (*rock suppor*t).

5.1. Podgradni sustav

Podgradni sustavi ili sklopovi podrazumijevaju podgradne konstrukcije koje pridonose aktiviranju sila ili opterećenja na pokos zasjeka (Dugonjić Jovančević, 2016). Ne povećavaju čvrtoću stijenske mase, već ograničavaju njenu dezintegraciju. Uključuje tehnička rješenja kao što su nasipavanje, izvedba betonskih, armiranobetonskih i drugih podgradnih konstrukcija, konstrukcije od mlaznog betona i dr.

Odabir podgradnog sustava određuje se na temelju lokalnih uvjeta u pojedinom zasjeku, tj. na temelju mogućeg oblika sloma, dimenzijama i geometriji zasjeka, mogućim ograničenjima na promjenu geometrije zasjeka (urbane sredine).

Potrebne mjere za osiguranje stabilnosti zasjeka tijekom iskopa, predlažu se uz klasifikaciju stijenske mase. Romana (Romana, 1993) predlaže šest različitih klasa izvedbe zasjeka i odgovarajućih podgradnih mjera, Tablica 4.

Tablica 3 *Klase izvedbe zasjeka i podgradnih mjera (Romana, 1993)*

KLASE PODGRADE		PODGRADNE MJERE
1	Bez podgrade	Bez podgrade Odgovarajuća geometrija zasjeka
2	Zaštita	Jarak u nožici zasjeka Zaštitna ograda u nožici i na pokosu
3	Ojačanje stijenske mase	Štapna sidra Geotehnička sidra
4	Podgradne konstrukcije	Mlazni beton Zapunjavanje betonom Roštiljne konstrukcije Zidovi u nožici zasjeka
5	Drenaže	Površinsko dreniranje Dubinsko dreniranje
6	Prekopavanje	

U geotehničkom inženjerstvu, najčešći podgradni sustavi dolaze u kombinacijama s različitim tipovima geotehničkih sidara i mlaznog betona. Ovisno o uvjetima zasjeka, pridodaju im se i drugi elementi podgrađivanja (zidovi, roštiljne konstrukcije i dr.).

Pri odabiru podgradnog sustava, važno je sagledati i druge mjere kojima se utječe na povećanje stabilnosti zasjeka, a koje se vežu na dreniranje i površinsku odvodnju. Odgovarajuće mjere dreniranja utječu na smanjenje pornih pritisaka, te mogu značajnije utjecati na stabilnost zasjeka od mehaničkih mjera podgrađivanja. Najčešće se primjenjuje izvedba horizontalnih drenažnih bušotina izvedenih s lica zasjeka ili vertikalnih drenažnih bušotina izvedenih na vrhu padine iz kojih se crpi podzemna voda (Dugonjić Jovančević, 2016).

5.2. Sustavi ojačanja stijenske mase

Pod sustavom ojačanja stijenske mase podrazumijevamo štapna i geotehnička sidra. Osnovna zadaća elemenata ojačanja je prijenos opterećenja s nestabilnog područja na unutarnje stabilno područje u stijenskoj masi ili primanje opterećenja iz nestabilne zone prilikom pomaka u stijenskoj masi (Windsor, 1996).

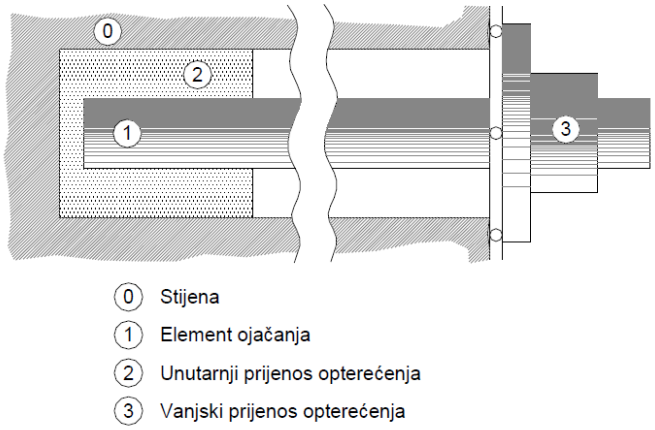
Sustav ojačanja sastoji se od četiri osnovna elementa (Windsor, 1996), Slika 12:

0. Stijenska masa

1. Element sustava ojačanja

2. Unutarnja veza elementa ojačanja i stijenske mase

3. Vanjska veza elementa ojačanja i stijenske mase.



Slika 12 Osnovni elementi sustava ojačanja stijenske mase (Windsor, 1996)

Ukupno ponašanje sustava ojačanja određeno je ponašanjem odvojenih interakcija između komponenti sustava. Kao odgovor na ponašanje stijenske mase javlja se reakcija sustava ojačanja u vidu pojave osnih sila, posmičnih sila, torzija ili kombinacija različitih opterećenja. Reakcija sustava ojačanja ovisi o karakteristikama stijenske mase, kao što su krutost, vršna čvrstoća, rezidualna čvrstoća, tip mogućeg sloma i dr.

Stijenska masa najvažniji je element podgrade i njena mehanička svojstva dominantno utječu na stabilnost. Budući da najveći dio naprezanja na sebe preuzima stijenska masa, njena prirodna svojstva potrebno je svim mjerama sačuvati tijekom izgradnje (Dugonjić Jovančević, 2016).

Osnovne sustave ojačanja stijenske mase predstavljaju ojačanja krutim i pletenim štapnim i prednapetim geotehničkim sidrima. Danas se standardno primjenjuju štapna sidra prilikom osiguranja stabilnosti iskopa. Kao sastavni dio podgradnog sustava, čine dio stijenske mase, ali se prijenos opterećenja vrši preko dijelova konstrukcije sidra izvan stijenske mase i opterećenje prenosi na stijensku masu preko vanjskih veza. Štapna sidra

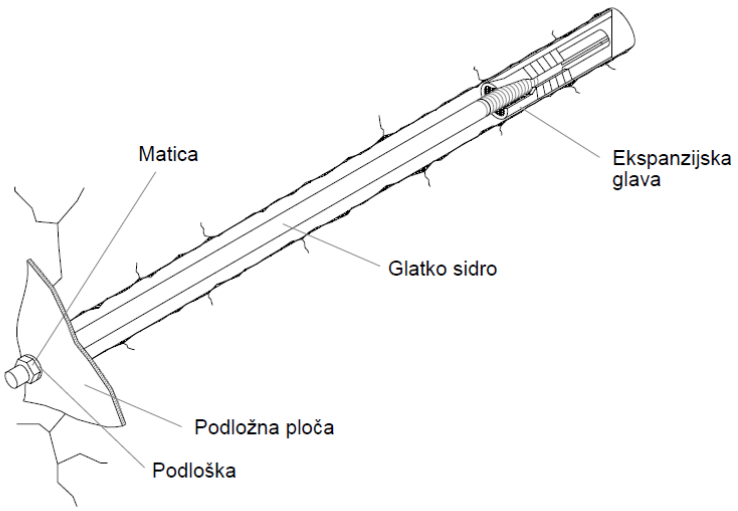
pri tome ojačavaju ili mobiliziraju pripadajuću čvrstoću stijenske mase (Arbanas, 2008). Grupe štapnih sidara biti će navedene u sljedećim poglavljima.

5.2.1. Mehanički usidrena štapna sidra

Najčešći oblik mehanički usidrenih štapnih sidara predstavljaju štapna sidra s ekspanzijskom glavom. Ekspanzijska glava konusno se širi rotacijom sidra pri čemu dolazi do utiskivanja elementa glave u zidove bušotine, što onemogućava pomake sidra, Slika 13.

Sidrenje se ostvaruje na osnovi dva mehanizma: trenja ekspanzijske glave i zidova bušotine te uklještenja glave u neravnine zidova bušotine. Pri tome uklještenje predstavlja značajniju komponentu u ukupnoj nosivosti sidra.

Imaju mogućnost trenutnog preuzimanja opterećenja nakon ugradnje, kao i unošenja predopterećenja u stijensku masu. Međutim, uslijed djelovanja korozije vremenom dolazi do smanjenja nosivosti zbog čega se koriste uglavnom kao privremena ojačanja stijenske mase.



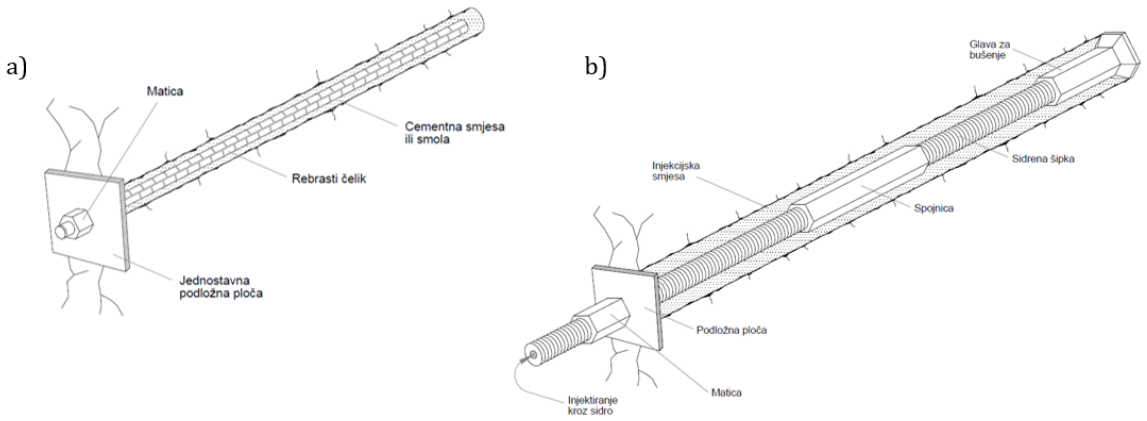
Slika 13 Mehanički usidreno štapno sidro (Arbanas, 2008)

5.2.2. Injektirana štapna sidra i pletena sidra od čeličnih niti

Injektirana štapna sidra i pletena sidra od čeličnih niti ugrađuju se u bušotine ispunjene cementnom smjesom ili smjesom od umjetnih smola, Slika 14a. Veza sa stijenskom masom uspostavlja se cijelom injektiranom dužinom sidra na osnovi kemijskih veza, trenja i uklještenja. Za injektiranje se koriste suspenzije na bazi cementa ili umjetnih smola (Hoek, 2000). Upotreba umjetnih smola rjeđe je u upotrebi zbog visoke cijene (Farmer, 1975). Injektiranje se izvodi na dva različita načina:

- Izvedena bušotina zapunjava se injekcijskom smjesom, a štapno sidro se ugrađuje u zapunjenu bušotinu
- U izvedenu bušotinu ugrađuje se štapno sidro , nakon čega se injektira prostor između sidra i zidova bušotine.

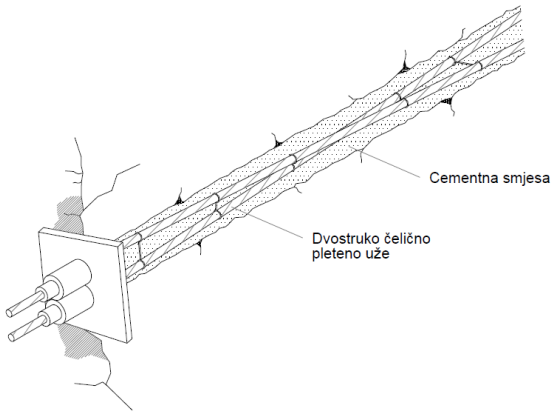
Materijal za štapna sidra je najčešće rebrasto obrađeni čelik ili odgovarajući presjeci čelika posebno proizvedeni za geotehnička sidra. U posljednje je vrijeme česta uporaba samobušivih štapnih sidara, odgovarajuće obrađenog čeličnog presjeka, Slika 14b . Na vrhu samobušivih sidara nalazi se bušaća glava, čime se izbjegava mogućnost zarušavanja bušotine uslijed izvlačenja bušeće šipke. To omogućava široku primjenu u oštećenim stijenskim masama. Injektiranje se izvodi kroz samo tijelo sidra.



Slika 14 Štapna sidra: a) Injektirana štapna sidra; b) Samobušiva štapna sidra (Arbanas, 2008)

Posljednih 30-ak godina kao ojačanje stijenske mase koriste se pletena sidra od čeličnih niti. Pleteno sidro uobičajeno je izvedeno od čeličnih niti pletenih kao čelično uže i

ugrađeno bez unošenja vlačnog opterećenja ili kao vlačno opterećeno i injektirano u konataktu sa stijenskom masom (Hobst and Zajic, 1977), Slika 15. Prednost pletenih sidara je mogućnost uporabe velike duljine, te unošenje vlačnih naprezanja i prijenos na podgrađenu stijensku masu (Thompson, 1992; Thompson and Finn, 1999). U pravilu su veće nosivosti od krutih štapnih sidara zbog visoke kvalitete upotrijebljenih čelika.



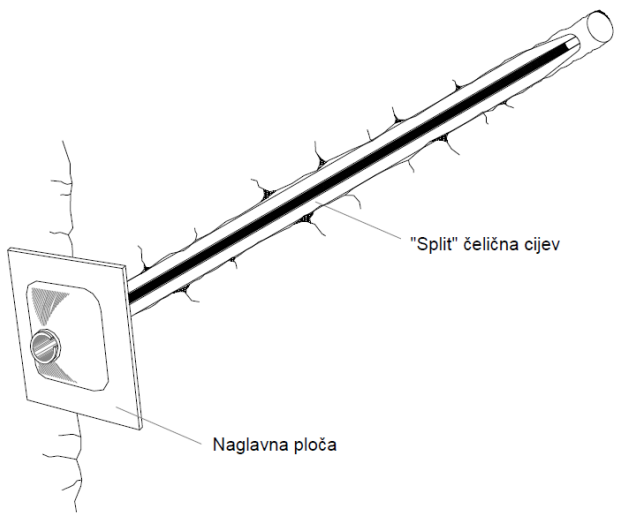
Slika 15 Pletena sidra od čeličnih niti (Arbanas, 2008)

5.2.3. Trenjem usidrena štapna sidra

Prijenos opterećenja ovakvih štapnih sidara realizira se trenjem uslijed radijalne sile koja djeluje na zidove bušotine duž njene cijele dužine. U praksi su u upotrebi dva tipa: *Split set* (Ingersoll-Rand Co., USA) i *Swellex* (Atlas Copco AB, Švedska).

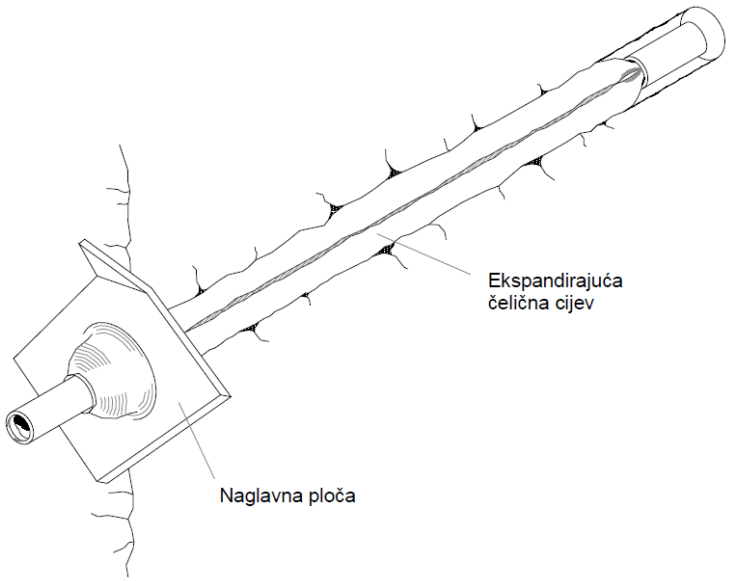
Sidro se sastoji od čelične cijevi koja se mehaničkim (Split set) ili hidrauličkim putem (Swellex) širi dok stijenke cijevi ne dostignu kontakt sa zidovima bušotine. Opterećenje stijenske mase prenosi se izravno na element ojačanja (Dugonjić Jovančević, 2016).

Split Set koristi naglavnu ploču radi osiguranja dijela stijenske mase na klizanje duž sidra, Slika 16. Promjer cijevi sidra veći je od promje ra bušotine, te se sidro mehanički utiskuje bušotinu. To omogućava prilagodbu velikim pomacima bez sloma.



Slika 16 Trenjem usidreno štapno sidro, Split set (Arbanas, 2008)

Swellex sidro izvodi se proširivanjem ugrađene cijevi hidrauličkim pritiskom, pri čemu se cijev skraćuje, Slika 17. Sidro nosi trenjem i uklještenjem u zidove bušotine zbog čega može podnijeti velike deformacije stijenske mase (Arbanas, 2008).



Slika 17 Trenjem usidreno štapno sidro, *Swellex* (Arbanas, 2008)

6. OPSERVACIJSKE METODE

Opservacijska metoda ili metoda opažanja, pristup je projektiranju koji omogućuje promjene u projektu tijekom izgradnje geotehničke konstrukcije. Za razliku od klasičnog pristupa projektiranju koji se temelji na konzervativnoj (pesimističnoj) interpretaciji postojećih podataka o tlu ili stijenskoj masi, opservacijska metoda polazi od optimističnih uvjeta. Projekt se prilagođava stvarnom stanju na terenu na temelju rezultata mjerenja i opažanja na ugrađenoj mjernoj opremi tijekom gradnje (Arbanas, 2008).

Cilj opservacijske metode je postići ekonomski prihvatljiviju situaciju, unošenjem manje konzervativnijih ulaznih parametara, bez ugrožavanja sigurnosti građevine (Patel, 2012).

Unatoč ekonomskim i vremenskim uštedama, opservacijska metoda se još uvijek rijetko koristi.

6.1. Razvoj opservacijske metode

Opservacijske metode razvile su se ranoj inženjerskoj praksi uslijed nedostatka projektnih teorija u graditeljstvu. Princip projektiranja konstrukcija se do tada temeljio na metodi pokušaja i pogrešaka, ali uz promatranje konstrukcije tijekom izvedbe. Cilj je bio omogućiti bolje shvaćanje interakcije temeljnog tla i konstrukcije, te ponašanje same konstrukcije kako bi se poboljšali budući projekti [Nicholson et al., 1999].

Terzaghi je prvi prepoznao opservacijsku metodu kao poseban pristup projektiranju, koju je nazvao uči-kako napreduješ. Zajedno s Peckom razvijao je integrirani pristup projektiranja zasnovan na predviđanju ponašanja, opažanju i promatranju, te modifikaciji projekta (Terzaghi i Peck, 1967). Dvije godine kasnije, Peck je prvi uveo pojam „opservacijske metode“ (eng. observational methods) u poznatoj Rankine Lecture (Peck, 1969). Njezin razvoj svakako je označilo prihvaćanje osnovnih postulata opservacijske metode u Eurocode 7 (EC7) [Nicholson et al., 1999].

Detaljna primjena opservacijske metode oslanja se na primjere iz inženjerske prakse sljedećih znanstevnika:

- Peck (1969),
- Powderham and Nicholson (1996),
- *The Observational Method in Ground Engineering*, CIRIA 185 (Nicholson et al., 1999).

6.1.1. Peckov pristup

Peckov (1969) pristup zasniva se na projektiranju geotehničke konstrukcije s pretpostavkom o povoljnim uvjetima u tlu, uz promatranje konstrukcije tijekom gradnje. Identificirao je mogućnost korištenja opservacijske metode od početka projekta, *ab initio* (lat.) ili tijekom gradnje kad nastupe neočekivana događanja, *best way out* (eng.).

Definirao je 8 nužnih principa od kojih se sastoji opservacijska metoda:

- Istražni radovi su dovoljni za utvrđivanje opće prirode i svojstava tla, ali ne nužno detaljni,
- Procjena najvjerojatnijih prilika u tlu kao i mogućih najnepovoljnijih odstupanja od tih prilika,
- Izrada projekta temeljena na radnoj hipotezi o najvjerojatnijim prilikama u tlu,
- Izbor veličina koje će se opažati tijekom izvođenja te njihov proračun na temelju radne hipoteze,
- Proračun tih veličina koje će se opažati za najnepovoljnije prilike u tlu,
- Prethodni izbor djelovanja ili promjena u projektu za svako predvidivo znatnije odstupanje opaženih od predviđenih veličina,
- Mjerenje veličina kojima će se opažati i vrednovati stvarno stanje,
- Promjene projekta radi prilagodbe stvarnom stanju.

Peckov (1969) princip izrade projekta temelji se na radnoj hipotezi o najvjerojatnijim prilikama u tlu. Točnije, vjerojatnost da će se u tlu pojaviti nepovoljnije prilike od

najvjerojatnijih iznosi 0.5, zbog čega nastaje mimoilaženje u primjeni opservacijske metode. Zbog velike vjerojatnosti da će se u tlu naići na nepovoljnije prilike, dolazi do povećanja troškova i prekoračenja rokova uslijed primjene korektivnih mjera.

6.1.2. Powderhamov pristup

Powderham (1994, 1998, 2002) predlaže primjenu konzervativnijeg inicijalnog projekta. Izmjene u projektu uvode se postupno u malim koracima, te ih je moguće lakše kontrolirati s novim opažanjima i rezultatima mjerenja. Konzervativni inicijalni projekt doprinosi uštedama na projektu, pa nema rizika od povećanja troškova zbog uvođenja korektivnih mjera. Pristup je znatno povoljniji za sve sudionike u gradnji. Rizik se tijekom izgradnje može zadržati na prihvatljivoj razini ili ponekad i smanjivati.

Powderham (1998) definira opservacijsku metodu slijedećim principima:

• Početak izgradnje prema projektu koji osigurava prihvatljivu razinu rizika za sve sudionike,

• Tijekom gradnje rizik se zadržava na istoj razini ili smanjuje,

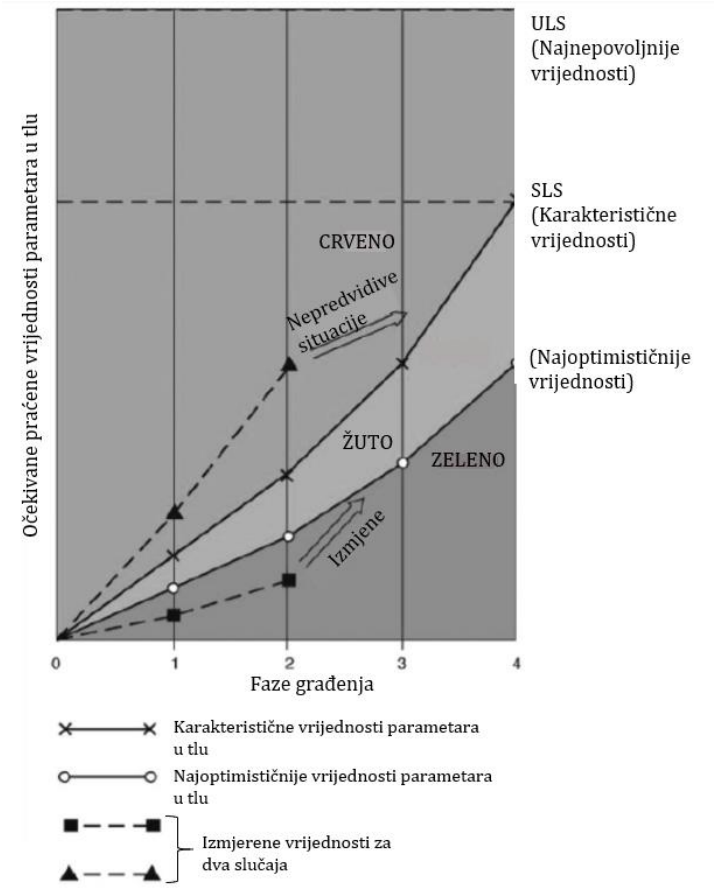
• Napredovanje gradnje provodi se u jasno definiranim koracima,

• Provođenje potrebnih promjena u projektu je postupno u malim koracima uz potvrđivanje prihvatljivog ponašanja konstrukcije kroz opažanje.

6.1.3. Pristup prema CIRIA-i

Detaljan vodič opservacijske metode dala je CIRIA (Construction Industry Research and Information Association) u svom izvještaju C185 (Nicholson et al., 1999). Predlaže korištenje opservacijske metode od početka projekta, *ab initio*, uz primjenu Powderhamovog (1998) konzervativnijeg inicijalnog projekta, s pretpostavkom karakterističnih vrijednosti parametara. Ukoliko monitoring tijekom gradnje ukaže da je inicijalni projekt prekonzervativan, postupno treba uvoditi projekt s najoptimističnijim vrijednostima parametara u tlu/stijeni.

Radi lakšeg rješavanja nesigurnosti u tlu tijekom izgradnje, CIRIA je uspostavila strogi upravljački sustav, sustav semafora (crveno, žuto, zeleno), Slika 18.



Slika 18 Sustav semafora opservacijske metode na primjeru fazne gradnje (modificirano prema: Nicholson et al., 1999)

Pomoću sustava semafora unaprijed detaljno definiramo aktivne vrijednosti (eng. *trigger values*) za sustav monitoringa. Prihvatljiva granica ponašanja je granično stanje nosivosti (eng. *Serviceability Limit State*) dobiveno kombinacijom najpovoljnijih i karakterističnih vrijednosti parametara u tlu. Dosezanje te granice dovodi do pojave neočekivanih veličina deformacija i vibracija što može rezultirati slomom tla ili konstrukcije, odnosno dosezanje graničnog stanja uporabivosti (eng. *Ultimate Limit State*). Crvena, žuta i zelena boja predstavljaju kontrolni sustav opservacijske metode. Postupno ubacivanje izmjerenih rezultata ugrađene mjerne opreme pomoći će zatvoriti rupe u znanju, te ukoliko je potrebno, izmijeniti projekt tijekom izgradnje konstrukcije. Vrlo je važno unaprijed

definirati mjere u slučaju prelaska iz žute u crvenu zonu jer neka od mogućih rješenja neće biti moguće primijeniti u kasnijim fazama izgradnje (Patel, 2012).

Drugim riječima, boje u sustavu semafora opservacijske metode predstavljaju:

- Zelena: nastaviti s izgradnjom,
- Žuta: nastaviti s izgradnjom uz oprez, te pripremiti pojačani sustav monitoringa uz kontinuirano mjerenje pomaka,
- Crvena: zaustaviti gradnju, usporiti pomake na bilo koji mogući način, te pokrenuti kontinuirano mjerenje.

6.1.4. Projektiranje prema Eurocode 7

Opservacijska metoda prvi put je prihvaćena 1995. godine kao norma u Eurocode 7. Eurocode 7 (2004) zahtijeva provjeru graničnih stanja proračunima, iskustvenim mjerama, eksperimentalnim modelima, opservacijskim metodama ili kombinacijom nevedenih metoda.

Prema Eurocode 7 (2004) opservacijska metoda se provodi kroz sljedeće odredbe:

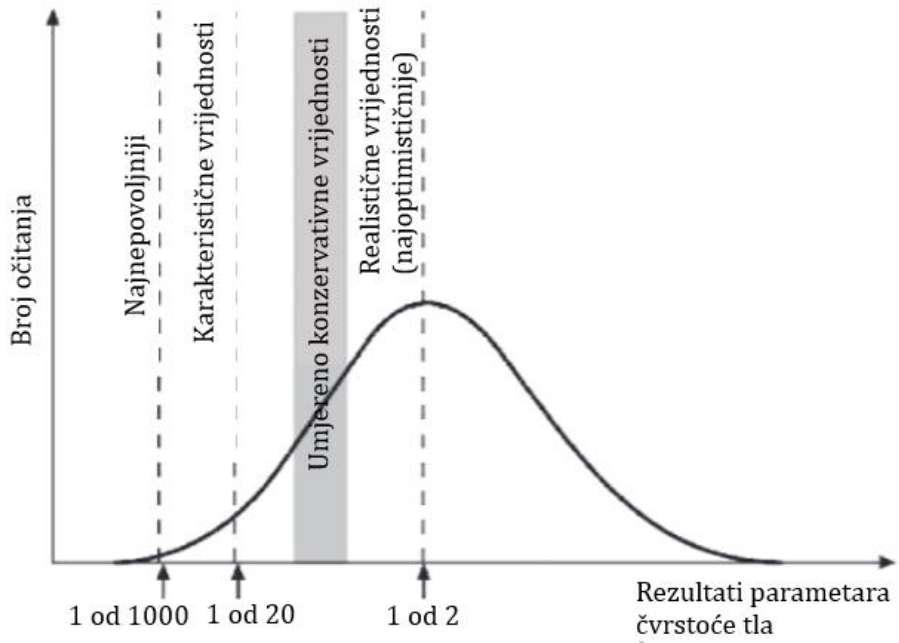
- Opservacijsku metodu moguće je primijeniti kada je predviđanje ponašanja geotehničke konstrukcije otežano, a u kojem se projekt može mijenjati tijekom izvođenja.
- Tijekom izvođenja plan opažanja treba provesti u potpunosti.
- Rezultate opažanja treba razmatrati u prikladnim fazama, a planirane mjere korekcije geotehničke konstrukcije treba provesti ako su granice ponašanja prekoračene.
- Mjernu opremu treba zamijeniti ili proširiti ako prestane davati pouzdane podatke ili ih daju u nedovoljnom opsegu.
- Prije početka izvođenja geotehničke konstrukcije, moraju biti zadovoljeni slijedeći uvjeti:
    - Moraju se utvrditi prihvatljive granice ponašanja,

- Potrebno je procijeniti raspon mogućeg ponašanja geotehničke konstrukcije te treba pokazati da postoji prihvatljiva vjerojatnost da će stvarno ponašanje geotehničke konstrukcije biti unutar prihvatljivih granica;
- Potrebno je izraditi plan opažanja koji će pokazati da se stvarno ponašanje geotehničke konstrukcije nalazi u okvirima prihvatljivih granica; opažanje mora omogućiti da se odstupanja utvrde u dovoljno ranoj fazi i u dovoljno kratkim intervalima kako bi se omogućila pravodobna primjena mjera korekcije,
- Vrijeme odaziva instrumenata i postupaka analize rezultata mora biti dovoljno kratko u odnosu na mogući razvoj ponašanja geotehničke konstrukcije,
- Potrebno je uspostaviti plan mjera korekcije koje će se primijeniti ako opažanja upućuju na ponašanje geotehničke konstrukcije izvan prihvatljivih granica.

Eurocode 7 (2004) opservacijsku metodu navodi kao specijalizirano područje koje će se tek ukratko pojasniti. Pretpostavka projektiranja temelji se na karakterističnim vrijednostima koje predstavljaju donju granicu opreza. Međutim, ne iznose nikakve informacije o gornjoj granici opreza koja predstavlja najvjerojatnije ponašanje potrebno za primjenu opservacijske metode. Za bolje savjetovanje i korištenje opservacijske metode, predlaže smjernice objavljene u izvještaju CIRIA-e C185 (Nicholson et al., 1999).

6.2. Upravljački sustav opservacijske metode

Cilj opservacijske metode nije nužno smanjiti faktor sigurnosti uslijed procjene mogućeg sloma u tlu ili dosezanja graničnog stanja uporabivosti, već riješiti problem nepredvidivih situacija (Oliviera, 2015). Zbog toga je vrlo važno razumijeti pojmove „najoptimističnije vrijednosti“, „umjereno konzervativne vrijednosti“, „karakteristične vrijednosti“ i „najnepovoljnije vrijednosti“ s kojima možemo ući u proračun. Na Slici 19 možemo vidjeti navedene vrijednosti parametara i njihovu učestalost pojave na temelju stvarno izmjerenih pomaka na terenu.



Slika 19 Različite vrijednosti parametara tla (modificirano prema: Nicholson et al., 1999)

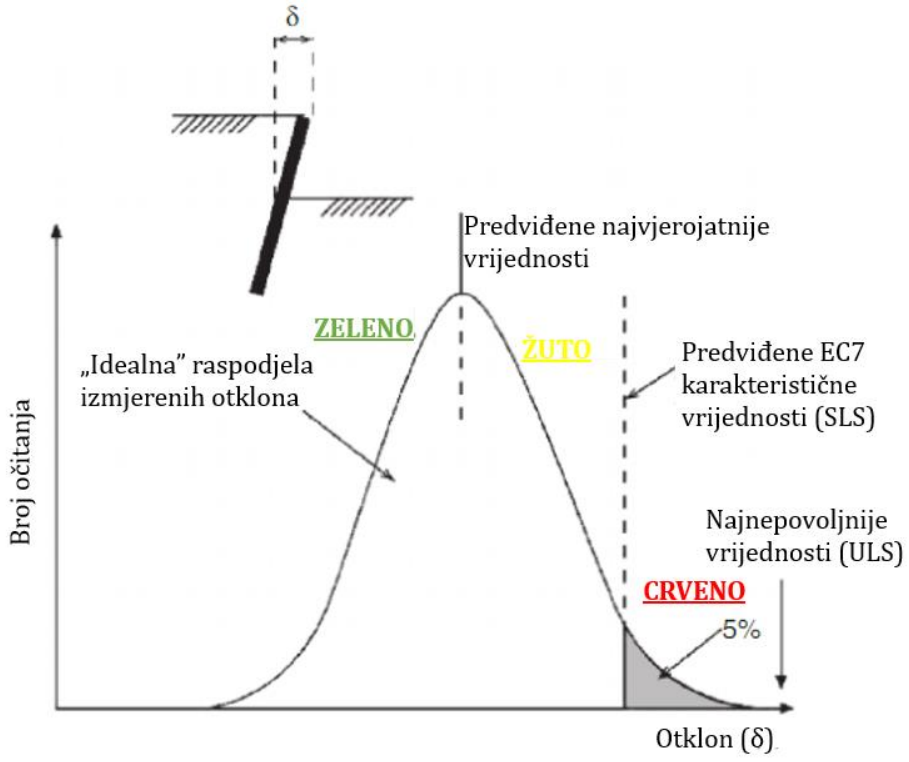
Različiti znanstvenici u proračun ulaze s različitim vrijednostima parametara, što je prikazano u Tablici 6. Odabir ulaznih vrijednosti parametara tla vlastita je odluka svakog projektanta.

Tablica 4 *Definicija realističnih, karakterističnih,umjereno konzervativnih i najnepovoljnijih vrijednosti parametara u tlu (Nicholson et al., 1999)*

1	Realistične vrijednosti (najoptimističnije)	50% mogućnosti da će predviđeni pomaci u tlu biti veći
2	Karakteristične vrijednosti (EC7) ili umjereno konzervativne vrijednosti (CIRIA 185)	5% mogućnosti da će predviđeni pomaci u tlu biti veći
3	Najnepovoljnije vrijednosti (CIRIA 185)	1% mogućnosti da će predviđeni pomaci u tlu biti veći

Projektiranje prema EC7 zahtjeva provjeru graničnog stanja nosivosti i uporabivosti, do kojeg ne smije doći. Prihvatljivo ponašanje prema opservacijskoj metodi predstavlja proračun kombiniran najoptimističnijim i karakterističnim (EC7) vrijednostima. Takvom

procjenom, implicitno definiramo aktivne vrijednosti parametara (*trigger values eng.*) koje treba mjeriti, a koji su najvažniji za ponašanje konstrukcije ili objašnjenje odaziva konstrukcije. Slika 20 prikazuje sustav semafora opservacijske metode opisan u poglavlju 6.1.3.



Slika 20 Idealizirane EC7 vrijednosti parametara naspram izmjerenih vrijednosti (modificirano prema: Nicholson et al., 1999)

Pristup prema opservacijskoj metodi prikazan na Slici 20 dan je na primjeru potpornog zida, ali vrijedi i za ostale primjere u praksi. Aktivne vrijednosti parametara predviđaju se prethodno opisanim kalkulacijama. Međutim, primjenom određenih mjera uslijed nepredvidivih situacija može doći do njihove promjene. Ona primarno ovisi o brzini ugrađenih mjera i kasnijem oporavku. Aktivne vrijednosti na ovom primjeru mogu se utvrditi pomoću dva kriterija: otklona i brzini pomaka potpornog zida. Time će se osigurati dovoljno vremena za primjenu mjera u kasnijim fazama. Karakteristične vrijednosti otklona (EC7) koje predstavljaju granično stanje nosivosti (eng. *Serviceability Limit State*) ujedno su i lako izmjerive vrijednosti koje će poslužiti kao granica neželjenih ishoda, u obliku momenta savijanja ili izvijanja. Najnepovoljnije vrijednosti

predstavljenje su parcijalnim faktorima definiranim Eurocodeom 7 kao maksimalne predviđene deformacije potpornog zida. Nalaze se u crvenoj zoni sustava semafora kao granično stanje uporabivosti (eng. *Ultimate Limit State*).

Opservacijska metoda ne bi trebala rezultirati ekstremnim pomacima, a ako se ograničenja prekorače, rizik od mogućeg sloma tla bi i dalje bio malen (Patel, 2012).

6.3. Primjeri primjene opservacijske metode

Korištenjem opservacijske metode uspješno je izveden veliki broj građevnih jama u urbanom području u gradu Rijeci, Hrvatska [Arbanas, 2002; 2003, 2004; Arbanas et al., 2003; 2004; 2005; 2006; 2007, 2009]. Pri tome se zbog blizine okolnih građevina, ponekad čak na samom rubu iskopa moralo nužno voditi računa, osim o stabilnosti zidova građevne jame, na kontrolu ostvarenih deformacija, kako ne bi došlo oštećenja susjednih građevina. U nastavku se daju pregledi izvedbe pojedinih građevnih jama na području Rijeke (Arbanas, 2013).

6.3.1. Građevna jama Zagrad A u Rijeci

Građevna jama na lokaciji Zagrad A izvedena je u samom centru grada Rijeke za potrebe izgradnje garaže te stambeno-poslovnog kompleksa u vremenu od 2000 do 2002. Geološka građa lokacije određena je vapnenačkom stijenskom masom na bokovima, presijecan jarugom s debelim glinovitim naslagama na središnjem dijelu. U sjevernom dijelu lokacije prisutan je kontakt vapnenaca i flišnih naslaga.

Iskop građevne jame izveden je u fazama uz ojačanje stijenske mase štapnim sidrima i odgovarajućim podgradnim sklopom: roštiljnom konstrukcijom u neposrednoj blizini građevina ili višeslojnim armiranim mlaznim betonom. Tijekom izvođenja radova uspostavljen je monitoring sastavljen od mjerenja, promatranja i praćenja ponašanja podgradnih sustava, ugradnjom vertikalnih inklinometara i horizontalnih deformetara te geodetskih točaka i provedenim mjerenjima po pojedinim fazama iskopa. Uspostavljena je procedura aktivnog projektiranja koja je omogućila potrebne promjene u zahvatima ojačanja stijenske mase u zasjecima. Provođenjem povratnih analiza stanja naprezanja i deformacija na osnovi izmjerenih deformacija i provedenih ispitivanja testova nosivosti

štapnih sidara omogućeno je praćenje i prognoziranje ponašanja stijenske mase u zasjeku u idućim fazama iskopa.

Radovi na građevnoj jami provedeni su uz manje intervencije sekundarnim i tercijarnim ojačanjima u podgradnom sustavu u okviru projektiranih mjera ojačanja stijenske mase do projektirane kote iskopa, Slika 21. Primarno ojačanje udvostručeno je u području fliša utvrđenom unutar karbonatnih naslaga. Ostvareni maksimalni pomaci, iako višestruko veći od prognoziranih analizama stanja naprezanja i deformacija, u ugrađenim štapnim sidrima su zbog pomaka aktivirala sile znatno manje od računskih, te nije postojala potreba za dodanim ojačanjem primarnoga podgradnog sustava (Arbanas, 2002).

Slika 21 Završna faza izvedbe osiguranja pokosa na građevnoj jami Zagrad A u Rijeci (Arbanas, 2002) (Foto: Ž. Arbanas)

6.3.2. Građevna jama kompleksa plivališta na Kantridi u Rijeci

Na Kantridi u Rijeci izgrađen je kompleks bazenskih plivališta od 2005. do 2008. godine. Na bočnim dijelovima lokacije stijenska masa nalazila se na površini terena dok je u središnjem dijelu lokacije utvrđena duboka jaruga ispunjena glinom-crvenicom. Geotehnički najzahtjevniji dio gradnje predstavljalo je izvođenje garaže zbog potrebe zasijecanja platoa za gradnju ispod postojeće prometnice i benzinske stanice.

Građevna jama izvedena je u više faza koristeći potporne zidove za pridržanje površinskog sloja tla te roštiljnu konstrukciju u kombinaciji sa štapnim sidrima i višeslojnim mlaznim betonom na zidovima građevne jame (Arbanas et al., 2007), Slika 22. Tijekom izvođenja radova uspostavljen je sustav monitoringa koji se sastojao od mjerenja, promatranja i praćenja ponašanja podgradnih sustava, ugradnjom vertikalnih inklinometara i horizontalnih deformetara te geodetskih točaka i provedenim mjerenjima po pojedinim fazama iskopa.

Na temelju tih podataka izvedene su povratne analize stanja naprezanja i deformacija, što je omogućilo uvid u realno stanje ponašanja stijenske mase i primijenjenog sustava ojačanja. Procedura aktivnog projektiranja omogućila je intervencije i promjene u sustavu ojačanja stijenske mase tijekom gradnje. Izmjerene deformacije podudarale su se s proračunatim tako da je poboljšanje stijenske mase provedeno u skladu s projektnim rješenjem uz minimalne promjene (Arbanas et al., 2007).

Slika 22 Pogled na izvedenu konstrukciju na građevnoj jami Kantrida u Rijeci (Arbanas et al., 2007) (Foto: T. Pap)

7. SUSTAV MONITORINGA I MJERNA OPREMA

Ključan element opservacijske metode predstavlja monitoring koji omogućuje praćenje ponašanja padine ili zasjeka tijekom izvedbe. U povratnim analizama ponašanja prirodnih padina i umjetnih zasjeka u stijenskoj masi je od presudne važnosti jer predstavlja jedini način na koji se korištena metoda projektiranja i ulazni parametri mogu potvrditi (Hoek and Brown, 2018).

Provođenje monitoringa uključuje slijedeće korake (Bond and Harris, 2008; Nicholson et al., 1999):

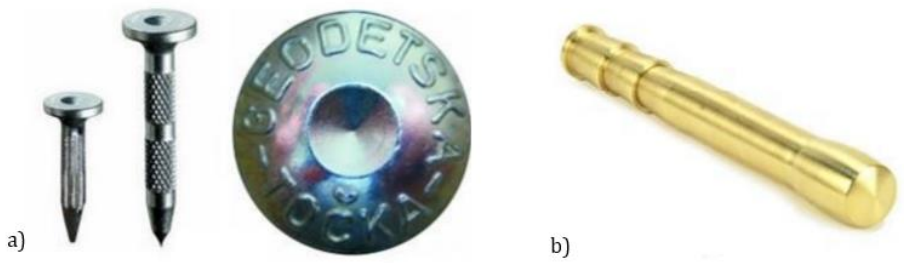
- Odrediti uvjete projekta;
- Predvidjeti mehanizme kojima se može kontrolirati ponašanje tla i/ili geotehničke konstrukcije;
- Definirati geotehnička pitanja na koja će sustav monitoringa dati odgovore;
- Definirati svrhu mjerne opreme;
- Odabrati parametre koje je potrebno mjeriti;
- Predvidjeti rezultate mjerenja kako bi se odabrala potrebna osjetljivost i točnost mjernih uređaja;
- Odrediti mjere intervencije kako bi se podigao stupanj sigurnosti i zaštite za sve potencijalno opasne situacije;
- Dodijeliti zadatke vezane za monitoring sudionicama građenja (investitor, projektant, provoditelj mjerenja, izvođač…);
- Odabir mjernih uređaja; najvažniji kriterij pri odabiru je pouzdanost, a prednost imaju što jednostavniji uređaji;
- Odabir lokacija na kojima će se ugraditi mjerna oprema;
- Registriranje faktora koji mogu utjecati na izmjerene podatke;
- Osigurati točnost mjerenja;
- Popisati mjernu opremu i odrediti specifičnu svrhu pojedinog mjernog uređaja;

- Nabava mjerne opreme; podjela odgovornosti između sudionika u projektu, određivanje primjerene cijene korištenja opreme;
- Planiranje faza ugradnje mjerne opreme;
- Planiranje redovite kalibracije i održavanja mjerne opreme;
- Planiranje prikupljanja podataka, obrade, prezentacije interpretacije, i izvještavanje;
- Ugovoriti usluge terenske izvedbe mjerenja koje se odnose na ugradnju opreme, redovite kalibracije i održavanje, te prikupljanje podataka, obradu, prezentaciju, interpretaciju i izvještavanje.

Postoje dvije glavne vrste mjernih uređaja. Prva se odnosi na definiranje in situ značajki stijenske mase, kao što su čvrstoća, stišljivost i vodopropusnost, najčešće u fazi projektiranja. Druga vrsta odnosi se na praćenje ponašanja stijenske mase i konstrukcije tijekom izgradnje, a može uključivati mjerenje tlaka porne vode, naprezanja, deformacija i opterećenja (Dunnicliff, 1988). U ovom radu opisati će se samo druga vrsta.

7.1. Geodetski reperi i geodetske mjerne točke

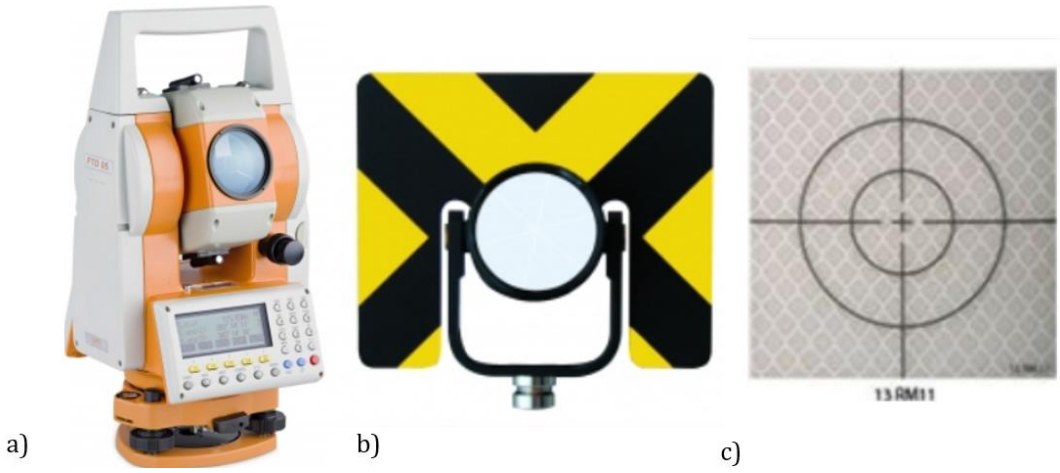
Geodetsko praćenje ponašanja padine zasniva se na uspostavi mreže repera ili geodetskih mjernih točaka na padini. Reperi su stalne geodetske točke kojima je određena nadmorska visina točaka (Slika 23a), dok geodetske mjerne točke omogućuju precizno mjerenje pomaka u sva tri smjera (Slika 23b).



Slika 23 a) Geodetska mjerna točka; b) Geodetski reper (www.geoteha.hr)

Stalne mjerne prizme ili mjerne reflektirajuće markice postavljaju se na padini, za mjerenje udaljenosti do mreže točaka s jedne ili više nepomičnih baza (Slika 24b i 24c). Za mjerenje udaljenosti u pravilu se koriste totalne mjerne stanice s točnošću očitanja 1mm i 1'' (Slika 24a).

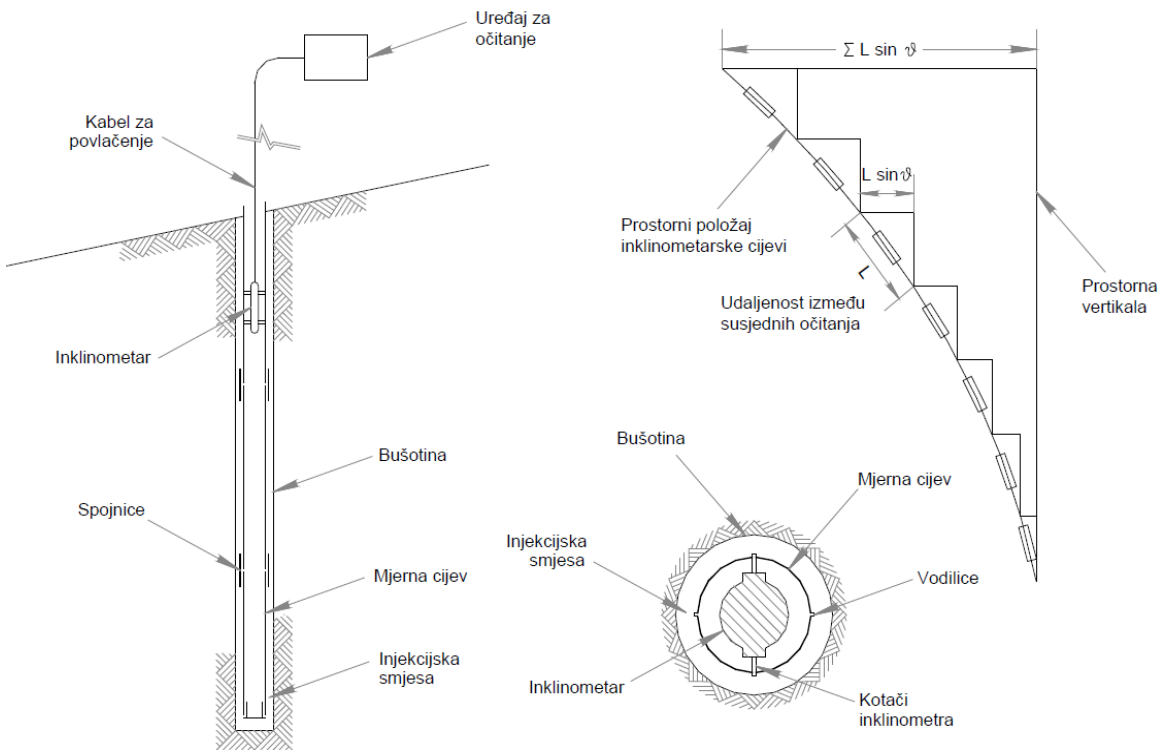
Mogući problemi koji se javljaju je osiguranje stabilne baze s koje se mjerenja obavljaju te oštećenja prizmi ili markica tijekom vremena. Geodetsko praćenje ipak je najvjerojatnija metoda monitoringa koja u odnosu na svoju cijenu daje najveći efekt. Često se primjenjuje u kombinaciji s drugim metodama mjerenja.



Slika 24 a) Totalna stanica; b) Prizma; c) Markica (www.geoteha.hr)

7.2. Inklinometri

Mjerenje horizontalnih pomaka s površine terena inklinometrom ugrađenim u vertikalnu bušotinu zasniva se na mjerenju relativnih kuteva zaokreta u tlo ugrađenih inklinometarskih cijevi (Amstad et al., 1988). Na osnovi izmjerenih relativnih kuteva zaokreta određuju se horizontalni pomaci po dubini inklinometarske bušotine uslijed deformacija nastalih prilikom iskopa zasjeka ili za utvrđivanje plohe sloma u slučaju nastanka sloma. Na Slici 25 prikazan je princip mjerenja inklinometrom.

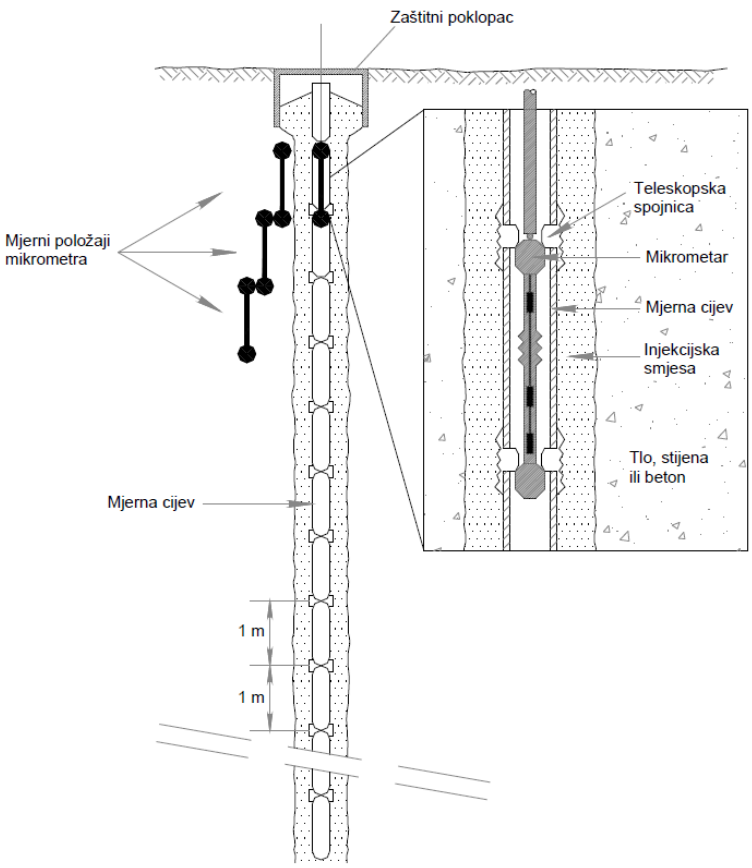


Slika 25 Princip mjerenja inklinometrom (Kovačević et al., 2006)

7.3. Klizni deformetri i klizni mikrometri

Klizni deformetri (ekstenzometri) i klizni mikrometri koriste se za mjerenje pomaka uzduž bušotine (vertikalni pomaci u vertikalnim bušotinama ili horizontalni pomaci u horizontalnim bušotinama) (Kovari et al., 1987; Amstad et al., 1988). Točnost mjerenja kliznog deformetra iznosi ± 0.003 mm/m', a kliznog mikrometra 0,003 mm/m' (Szavits-Nossan et al., 2002). Princip mjerenja kliznim deformetrom prikazan je na Slici 26.

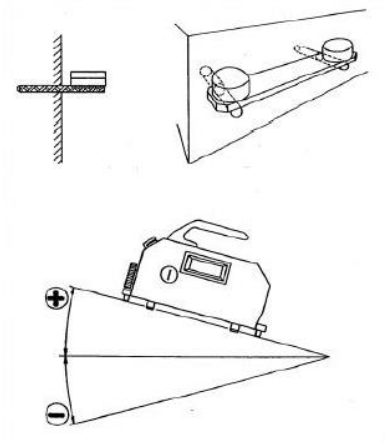
Cijena ugradnje i monitoringa deformetrima i ekstenzometrima znatno je veća od geodetskog praćenja mreže repera, ali i znatno točnija. Osim toga omogućuje mjerenje pomaka u dubini stijenske mase te odgovarajućom primjenom, uz korištenje podataka dobivenih geodetskim mjerenjem, daje znatno pouzdanije podatke o ponašanju stijenske mase bilo u uvjetima prirodne padine ili u ponašanju zasjeka u stijenskoj masi tijekom izvođenja (Arbanas, 2008).



Slika 26 Princip mjerenja kliznim mikrometrom (Kovačević et al., 2006)

7.4. Klinometri

Mjerenje klinometrima (tiltmetrima), Slika 27, zasniva se na mjerenju kutova zaokreta u konstrukciju ugrađenih specijalnih nosača, koji se ugrađuju posebnim postupkom bušenja i injektiranja. Mjerna baza dužine je 200 mm, preciznosti u terenskim uvjetima ± 0.001 mm/m te raspona mjerenja ± 20 mm/m. Razlika očitanog rezultata između dva mjerenja predstavlja zaokret nosača klinometra izražen u mm/m (Mihalinec, Bačić, Kovačević, 2013).

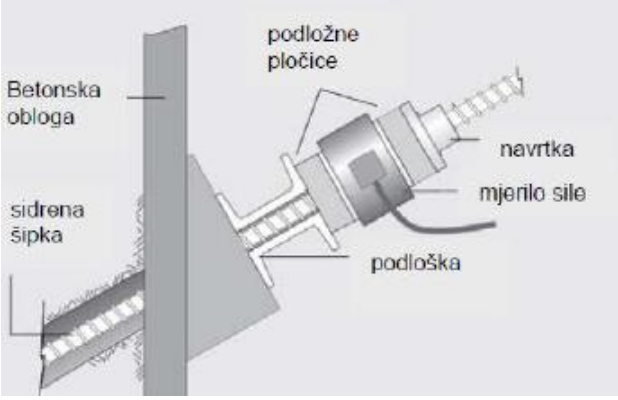


Slika 27 Princip mjerenja klinometrom(tilmetrom) (Vivoda Prodan, 2019)

7.5. Mjerne ćelije za mjerenje sile u sidrima

Mjerenje sile u sidrima može uključivati mjerenje sile na glavi sidara (load cells) ili mjerenje naprezanja uzduž sidra. Na glavu sidra ugrađuju se mjerne ćelije koje se sastoje od čeličnog cilindra opremljenog mjeračima deformacija, Slika 28. Svrha mjerenja je utvrđivanje sile kojom stijenska masa djeluje na glavu sidra. Deformacije čeličnog clindra se pretvaraju u električne signale koji se zatim kalibriraju i kao izlazni podatak dobije se vrijednost sile koju sidro preuzima na sebe.

Mjerenje naprezanja uzduž sidra uključuje mjerno sidro u obliku cijevi u koje se ugrađuje mini ekstenzometar.



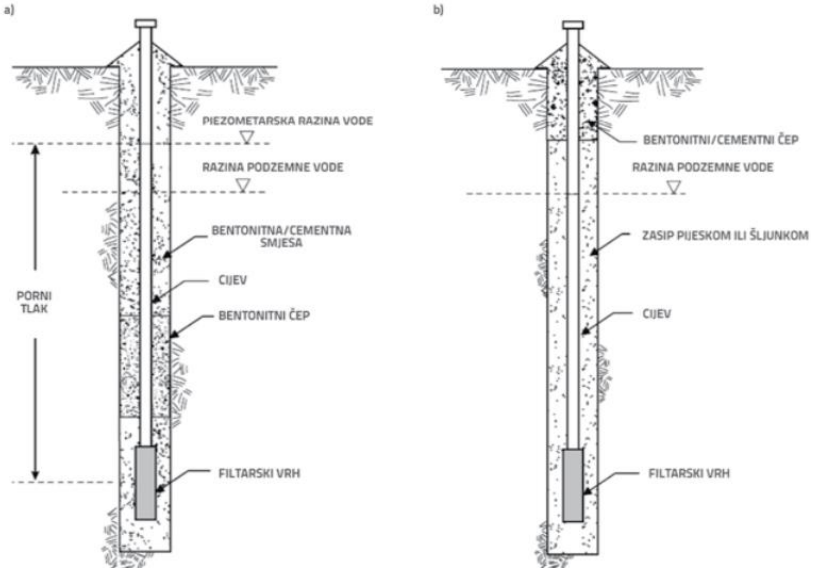
Slika 28 Princip mjerenja sile na glavi sidra (http://www.slopeindicator.com)

7.6. Piezometri

Piezometri služe za mjerenje razine podzemne vode i/ili pornih tlakova.

Za mjerenje pornih tlakova ugrađuju se piezometri koji imaju zonu zahvata na točno određenim dubinama. Idealno je koncentrirati ih na dubine na kojima se bitno mijenja propusnost i u zoni očekivanih dubina klizanja. Postoji više vrsta piezometara, a najjednostavniji i najpouzdaniji su cijevni Casagrande piezometri, Slika 29a. Sastoji se od filtarskog vrha spojenog na cijev. Nakon što se cijevi s filtarskim vrhom instaliraju u bušotinu, prostor oko filtarskog vrha se zaspe pijeskom. Vrh filtarske zone se začepi bentonitom. Nivoi vode u piezometrima očitavaju se u unaprijed definiranim intervalima ili po potrebi (nakon perioda značajnih oborina, otapanja snijega i slično). U upotrebi su i dvocijevni hidraulički, pneumatski, s vibrirajućom žicom i električni piezometri (Mihalinec, Bačić, Kovačević, 2013).

Mjerenja razine podzemne vode provodi se u nezacijevljenim bušotinama ili se u bušotine ugrađuju perforirane cijevi tako da primaju vodu po cijeloj dubini bušotine. Bunar za opažanje, Slika 29b., služi za monitoring razine podzemne vode. Bunar također koristi filtarski vrh, ali za razliku od Casagrande piezometra nema bentonitni čep, a zasipanje između cijevi i stijenki bušotine se obavlja pijeskom ili šljunkom. Kako filtarski vrh nije izoliran od vertikalnih dotjecanja vode, ovakva vrsta instalacije omogućava određivanje razine podzemne vode, ali ne i pornih tlakova u tlu (Mihalinec, Bačić, Kovačević, 2013).



Slika 29 a) Mjerenje pornih tlakova Casagrandeovim piezometrom b) Mjerenje razine podzemne vode (Mihalinec, Bačić, Kovačević, 2013)

8. PROJEKT STIJENSKOG POKOSA NA STALNOM GRANIČNOM PRIJELAZU GORNJI BRGAT

Za potrebe Stalnog graničnog prijelaza za međunarodni promet putnika i roba u cestovnom prometu Gornji Brgat kraj Dubrovnika, izvodi se stijenski pokos čime se osigurava potrebna širina platoa.

Visina pokosa kreće se do 45.0 m i dužine je približno 450.00 m. Cjelokupan zasjek biti će izveden u ukupno 4 visinske etaže visine od 10 do 12 m.

Značajke lokacije preuzete su iz Geotehničkog elaborata (Geotehnički fakultet Sveučilišta u Zagrebu, 2017) i Izvedbenog geotehničkog projekta zaštite pokosa (Građevinski fakultet Sveučilišta u Rijeci, 2018).

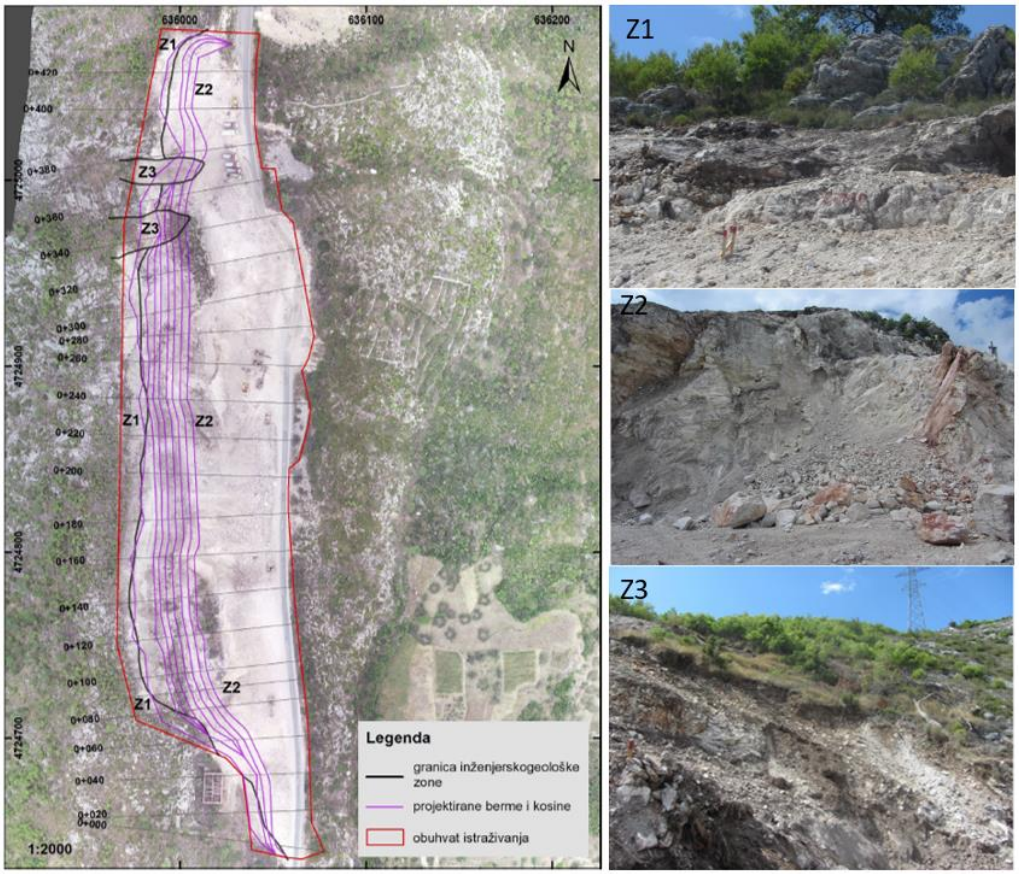
8.1. Inženjerskogeološke značajke lokacije

Istražni radovi obuhvaćali su detaljno geodetsko snimanje lica pokosa i okolnog tla, inženjerskogeološko kartiranje terena i geotehničku prospekciju šire lokacije i odabir parametara tla za provedbu geostatičkih analiza. Cjelokupan zasjek čine dolomiti gornjotrijaske starosti (T3). Stijenski pokos podijeljen je u tri inženjerskogeološke/geotehničke zone i kao takve su korištene u geostatičkim analizama, Slika 20.

Zona 1 se proteže uzduž vrha projektiranog zasjeka, debljine površine tri do pet metara od površine terena. Stijenska masa zone 1 izgrađena je od dolomita. Dolomit je sitnozrnast, srednje sive do svijetlo sive boje, srednje do mjestimično intenzivno trošan. Intaktna stijena je terenski procijenjena kao srednje čvrsta stijena (lomi se snažnim udarcem čekića), dok čvrstoća izmjerena u laboratoriju iznosi od 30 do 40 MPa.

Zona 2 gotovo u potpunosti izgrađuje središnji dio projektiranog zasjeka, također izgrađena od dolomita. Dolomit je sitnozrnast, srednje sive i svijetlo sive boje, slabo srednje do mjestimično intenzivno trošan. Intaktna stijena je terenski procijenjena kao srednje čvrsta do čvrsta stijena (lomi se s jednim ili više snažnih udaraca čekićem). Čvrstoća stijene izmjerena u laboratoriju iznosi od 30 do 40 MPa.

Zona 3 se nalazi na u dva ljevkasta udubljenja na dijelu padine, između stacionaže 0+335 i 0+355 te između stacionaže 0+370 i 0+380. Karakteristika ove zone je što je stijenska masa prekrivena pokrivačem maksimalne debljine od 1.5 m. Pokrivač predstavlja deluvijalne/koluvijalne naslage, a sastoji se od mješavine sitnozrnastog i krupnozrnastog tla. Sadržaj sitnozrnastog tla iznosi od 50 do 70%, a predstavljaju ga gline i prahovi niske do srednje plastičnosti i žilavosti. Krupnozrnasti materijal predstavljaju uglata zrna dolomita, veličine od sitnog šljunaka pa do blokova dimenzija preko 0.5 m.



Slika 30 Prostorni raspored inženjerskogeoloških/geotehničkih zona prikazan na ortofoto snimci pokosa (lijevo) i pogled na svaku pojedinu zonu (desno)

8.2. Geotehničke značajke lokacije

Tri izdvojene inženjerskogeološke/geotehničke zone karakterizirane su sličnim inženjerskogeološkim uvjetima s obzirom na karakteristike stijenske mase. Ponašanje stijenske mase opisano je općim Hoek-Brownovim zakonom čvrstoće. Stijenska masa

opisana je i kategorizirana prema ranije spomenutoj RMR klasifikaciji (Bieniawski, 1989), na temelju čega je određen geološki indeks čvrstoće (GSI) prema Bieniawski (1989). Za potrebe geostatičkih analiza važne su samo inženjerskogeološke/geotehničke zone Z1 i Z2, dok se inženjerskogeološka/geotehnička zona Z3 u cijelosti uklanja iskopom.

8.2.1. Inženjerskogeološka/geotehnička zona 1

Za određivanje Hoek-Brownovog kriterija čvrstoće stijenske mase (Hoek et al., 2002) provedena je klasifikacija stijenske mase. Korišteni klasifikacijski elementi prikazani su u Tablici 7.

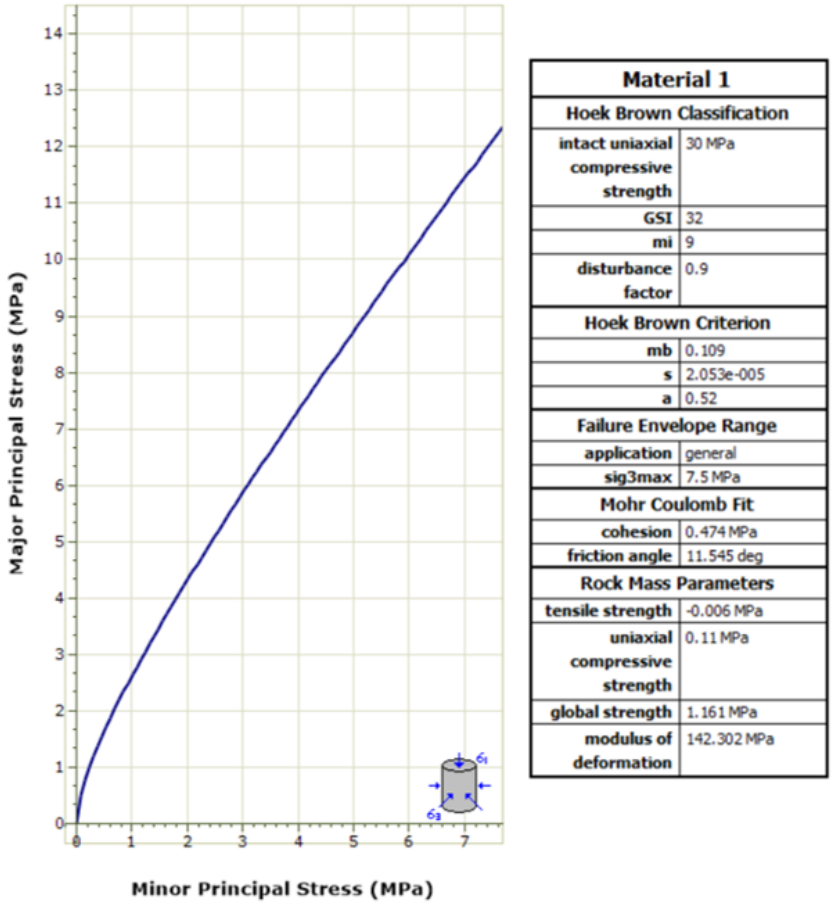
Tablica 5 *Referentni ulazni podaci za određivanje Hoek-Brownovog kriterija čvrstoće zone Z1*

Inženjerskogeološka/geotehnička zona Z1	
Referentni ulazni podaci	
Jednoosna tlačna čvrstoća	30 Mpa
RQD	20%
Razmak između pukotina	6-20 cm
Duljina pukotina	10-20 mm
Oblik pukotina	glatki
Hrapavost stijenki pukotina	JRC=4-6, 6-8
Zijev (razmak između stijenki pukotina)	1-5, > 5 mm
Ispuna između stijenki pukotina	tvrda ispuna
Rastrošenost stijenki pukotina	umjerena (WM)
Ukupan broj bodova RMR_{89}	37
GSI indeks	32

Hoek-Brownov zakon čvrstoće stijenske mase određen je programom *RocLab, Version 1.0, Rocscience Inc.* U Tablici 8 prikazani su karakterični parametri materijala, a na Slici 31 prikazan je referentni Hoek-Brownov kriterij čvrstoće stijenske mase s pripadajućim konstantama.

Tablica 6 *Karakteristične i proračunske vrijednosti Inženjerskogeološka/geotehnička zona Z1*

Parametar	Simbol	Karakteristična vrijednost parametra
Geološki indeks čvrstoće	GSI	32 [/]
Jednoaksijalna čvrstoća	σ_{ci}	30.0 Mpa
Parametar m_i	m_i	9.0 [/]
Faktor poremećenosti	D	0.90 [/]
Zapreminska težina	γ_k	24.0 kN/m3
Modul elastičnosti	E	1000.0 Mpa
Poissonov koeficijent	ν	0.30



Slika 31 Hoek-Brownov kriterij čvrstoće stijenske mase Inženjerskogeološka/geotehnička zona Z1

8.2.2. Inženjerskogeološka/geotehnička zona 2

Za određivanje Hoek-Brownovog kriterija čvrstoće stijenske mase (Hoek et al., 2002) provedena je klasifikacija stijenske mase. Korišteni klasifikacijski elementi prikazani su u Tablici 9.

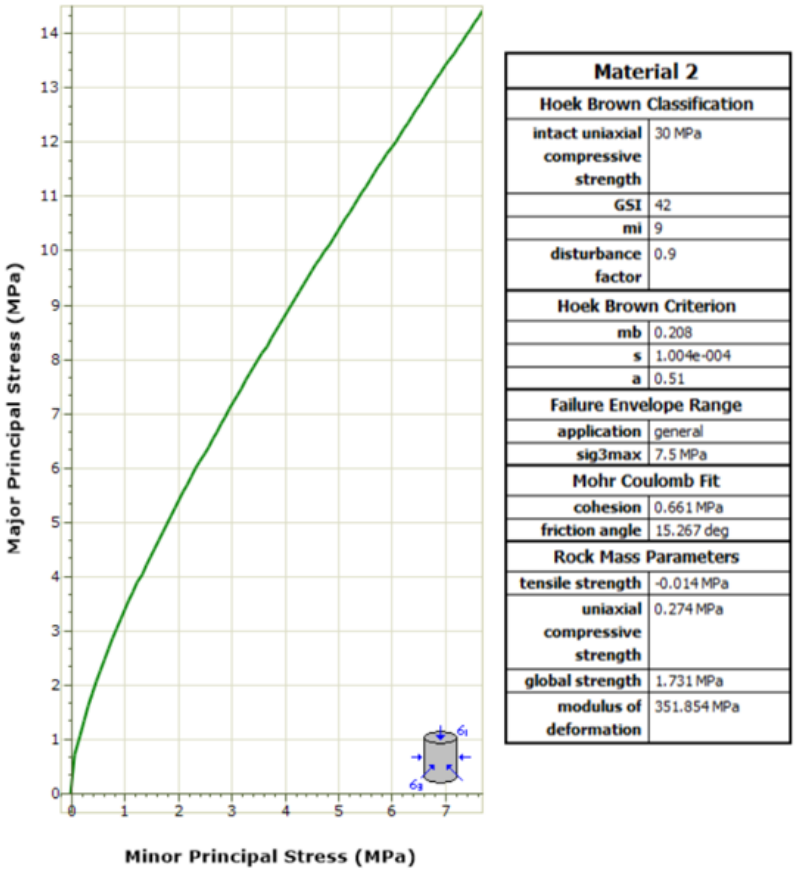
Tablica 7 *Referentni ulazni podaci za određivanje Hoek-Brownovog kriterija čvrstoće zone Z2*

Inženjerskogeološka/geotehnička zona Z2	
Referentni ulazni podaci	
Jednoosna tlačna čvrstoća	30 Mpa
RQD	30%
Razmak između pukotina	6-20, 20-60 cm
Duljina pukotina	10-20 mm
Oblik pukotina	neznatno hrapavi
Hrapavost stijenki pukotina	JRC=6-8, 8-10
Zijev (razmak između stijenki pukotina)	1-5 mm
Ispuna između stijenki pukotina	tvrda ispuna, bez ispune
Rastrošenost stijenki pukotina	umjerena (WM)
Ukupan broj bodova RMR_{89}	47
GSI indeks	42

Hoek-Brownov zakon čvrstoće stijenske mase određen je programom *RocLab, Version 1.0, Rocscience Inc.* U Tablici 10 prikazani su karakterični parametri materijala, a na Slici 32 prikazan je referentni Hoek-Brownov kriterij čvrstoće stijenske mase s pripadajućim konstantama.

Tablica 8 *Karakteristične i proračunske vrijednosti Inženjerskogeološka/geotehnička zona Z2*

Parametar	Simbol	Karakteristična vrijednost parametra
Geološki indeks čvrstoće	GSI	42 [/]
Jednoaksijalna čvrstoća	σ_{ci}	30.0 Mpa
Parametar m_i	m_i	9.0 [/]
Faktor poremećenosti	D	0.90 [/]
Zapreminska težina	γ_k	24.0 kN/m3
Modul elastičnosti	E	1000.0 Mpa
Poissonov koeficijent	ν	0.30



Slika 32 Hoek-Brownov kriterij čvrstoće stijenske mase Inženjerskogeološka/geotehnička zona Z2

8.3. Stacionaža 0+190

Poprečni presjek na stacionaži 0+190 predstavlja presjek s najvišom ukupnom visinom pokosa. Usvojen je kao mjerodavan presjek za provođenje analize stabilnosti za potvrdu stabilnosti različitih geometrija iskopa i podgradnih sustava.

Na poprečni presjek na stacionaži 0+190 primijenjena je generalna geometrija i mjere zaštite pokosa od vrha pokosa na niže:

- Prva etaža: visina do 10 m u nagibu 1:1, iznad berme širine 4.0 m

  Sustavna zaštita: bez sustavne zaštite pokosa

- Druga etaža: visina do 10 m u nagibu 3:1, iznad berme širine 4.0 m

  Sustavna zaštita: 4 reda samobušivih štapnih sidra L=6 m, N=170 kN, raster 2.50 x 2.50m, armirani mlazni betom C25/30 u dva sloja od 5 cm + Q131

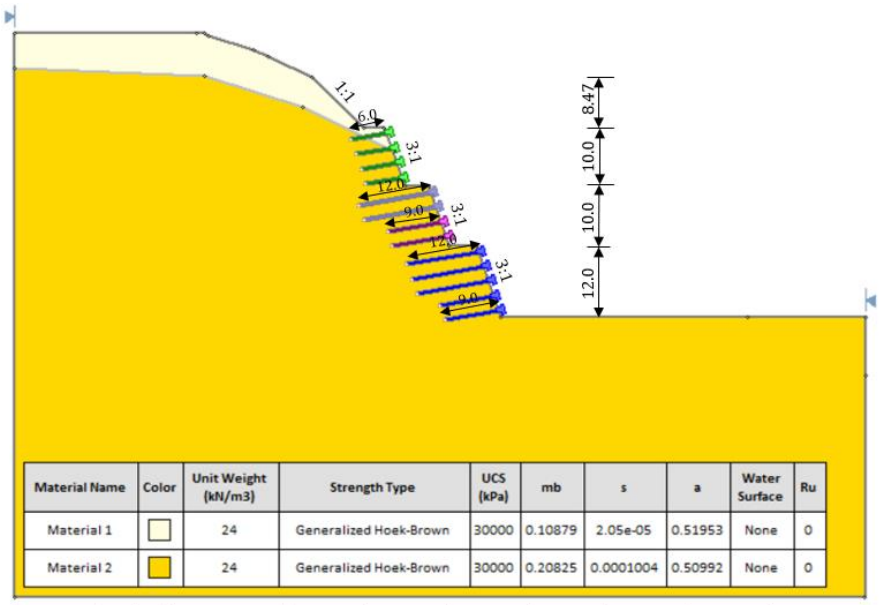
- Treća etaža: visina do 12 m u nagibu 3:1, iznad berme širine 4.0 m

  Sustavna zaštita: 3 reda samobušivih štapnih sidra L=12 m, N=170 kN, 2 reda samobušivih štapnih sidra L=9 m, N=170 kN, raster 2.50 x 2.50m, armirani mlazni betom C25/30 u dva sloja od 5 cm + Q131

- Četvrta etaža: visina do 12 m u nagibu 3:1, iznad prometne površine

  Sustavna zaštita: 3 reda samobušivih štapnih sidra L=12 m, N=330 kN, 2 reda samobušivih štapnih sidra L=9 m, N=330 kN, raster 2.50 x 2.50m, armirani mlazni betom C25/30 u dva sloja od 5 cm + Q131.

Numerički model sa navedenom geometrijom i zaštitom pokosa prikazan je na Slici 33.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	UCS (kPa)	mb	s	a	Water Surface	Ru
Material 1		24	Generalized Hoek-Brown	30000	0.10879	2.05e-05	0.51953	None	0
Material 2		24	Generalized Hoek-Brown	30000	0.20825	0.0001004	0.50992	None	0

Support Name	Color	Type	Force Application	Out-Of-Plane Spacing (m)	Tensile Capacity (kN)	Plate Capacity (kN)	Shear Capacity (kN)	Compression Capacity (kN)	Bond Strength (kN/m)	Force Orientation
Sidra 1		Soil Nail	Passive (Method B)	2.5	175	175	0	0	50	Parallel to Reinforcement
Sidra2		Soil Nail	Passive (Method B)	2.5	175	175	0	0	50	Parallel to Reinforcement
Sidra 3		Soil Nail	Passive (Method B)	2.5	175	175	0	0	50	Parallel to Reinforcement
Sidra 4		Soil Nail	Passive (Method B)	2.5	330	330	0	0	50	Parallel to Reinforcement

Slika 33 Model za proračun na stacionaži 0+190

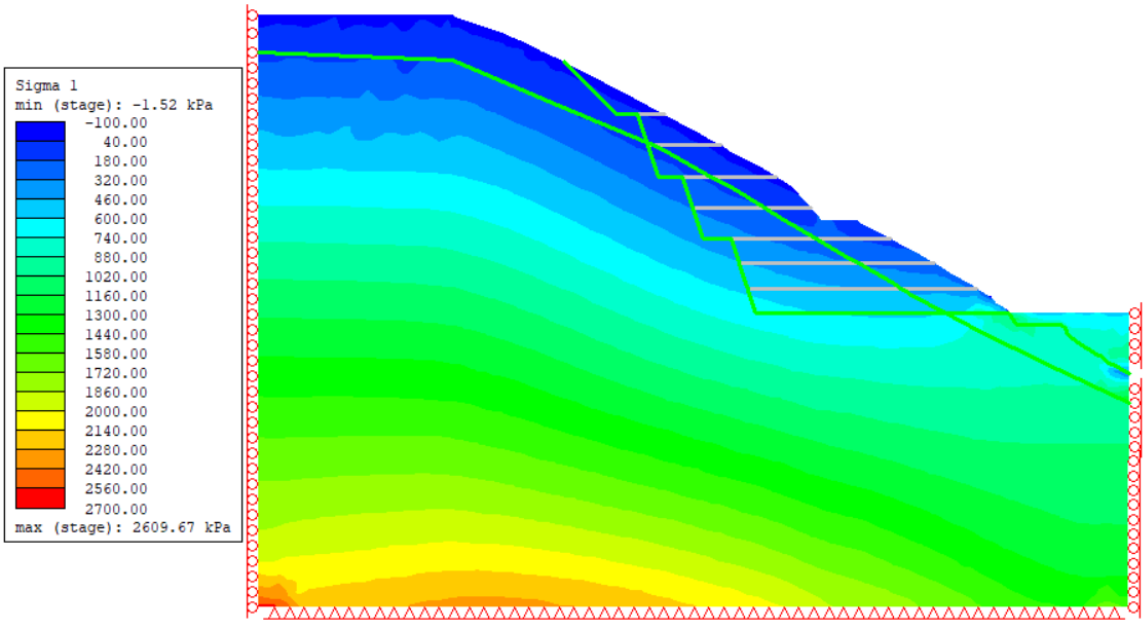
8.3.1. Analiza stanja naprezanja i deformacija

Analiza stanja naprezanja i deformacija provedena je u programskom paketu *Rocscience Phase2* zasnovanom na metodi konačnih elemenata. Analiza je provedena za navedeni presjek na stacionaži 0+190 s ukupnom visinom pokosa od 40,47 m. Situacija i pogled na pokos mogu se vidjeti u prilogu. Iskop građevne jame modeliran je u slijedećim fazama:

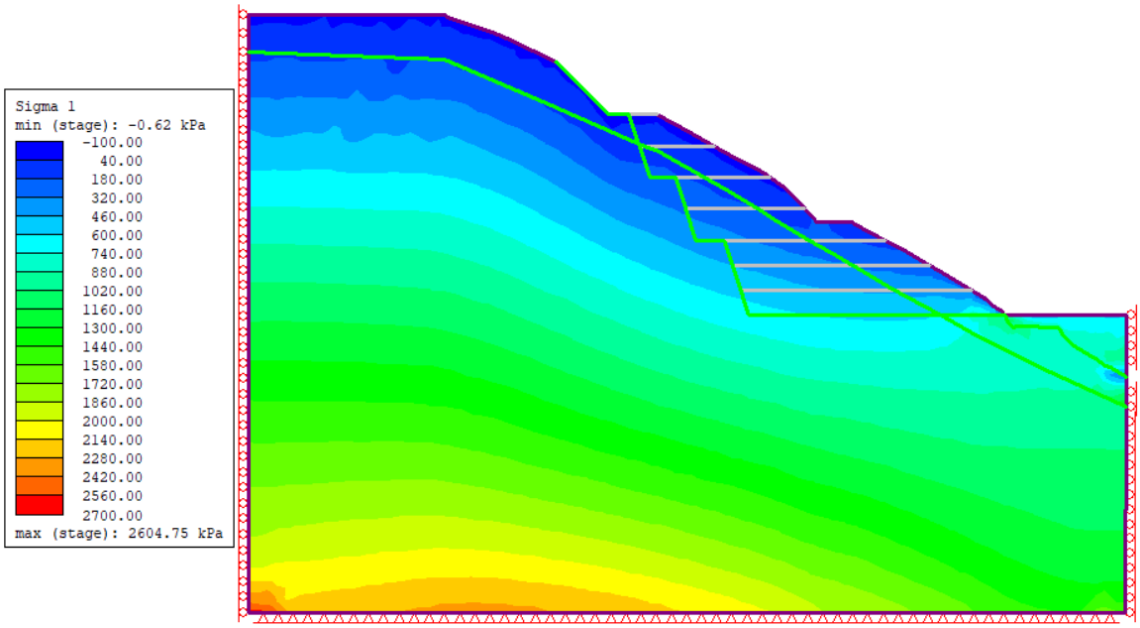
1. In situ
2. Iskop 1. radne etaže
3. Iskop 2. radne etaže
4. Ojačanje 2. radne etaže
5. Iskop 2. radne etaže'
6. Ojačanje 2. radne etaže'
7. Iskop 3. radne etaže
8. Ojačanje 3. radne etaže
9. Iskop 3. radne etaže'
10. Ojačanje 3. radne etaže'
11. Iskop 4. radne etaže
12. Ojačanje 4. radne etaže
13. Iskop 4. radne etaže'
14. Ojačanje 4 radne etaže'
15. Iskop 4. radne etaže''
16. Ojačanje 4. radne etaže''

Iskop predviđen na 1. etaži pokosa izvodi u punoj visini etaže, dok visina vertikalnih radnih eteža na 2. i 3. etaži iznosi po 5 m, a na 4. etaži po 4m. Na očišćenu površinu iskopa izvodi se poravnanje mlaznim betonom (prosječno 2 cm) i prvi sloj mlaznog betona debljine 5 cm C25/30. Po očvršćenju mlaznog betona pristupa se postavljanju armature i bušenju štapnih sidara, a nakon zatezanja sidara izvodi se drugi sloj mlaznog betona debljine 5 cm C25/30.

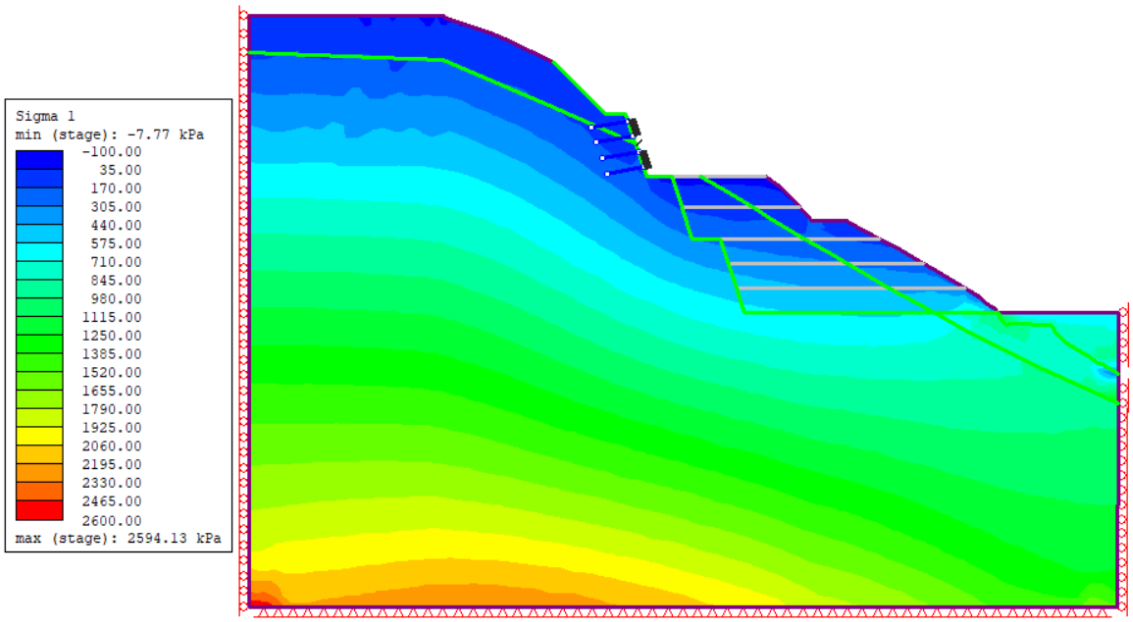
Cilj analize je odrediti naprezanja i deformacije stijenske mase kod pojedine faze iskopa. Tlo je modelirano kao elasto-idealno plastično s usvojenim generaliziranim Hoek-Brownovim kriterijem čvrstoće. Provedene analize biti će prikazane u nastavku.



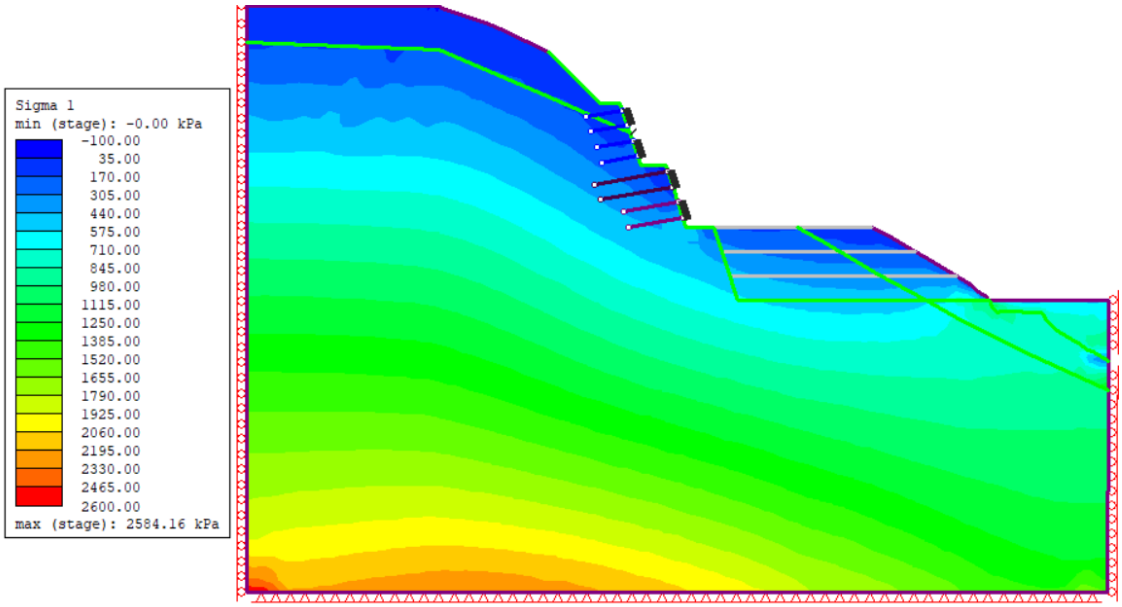
Slika 34 In situ vertikalno naprezanje



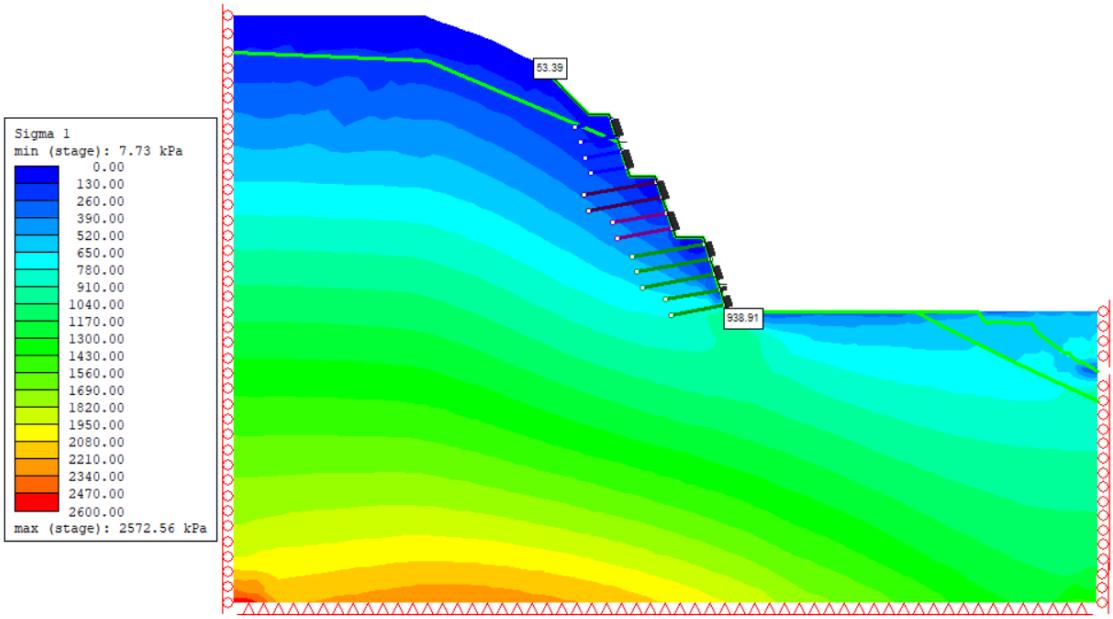
Slika 35 Vertikalno naprezanje nakon iskopa 1. radne etaže



Slika 36 Vertikalno naprezanje nakon iskopa 2. radne etaže

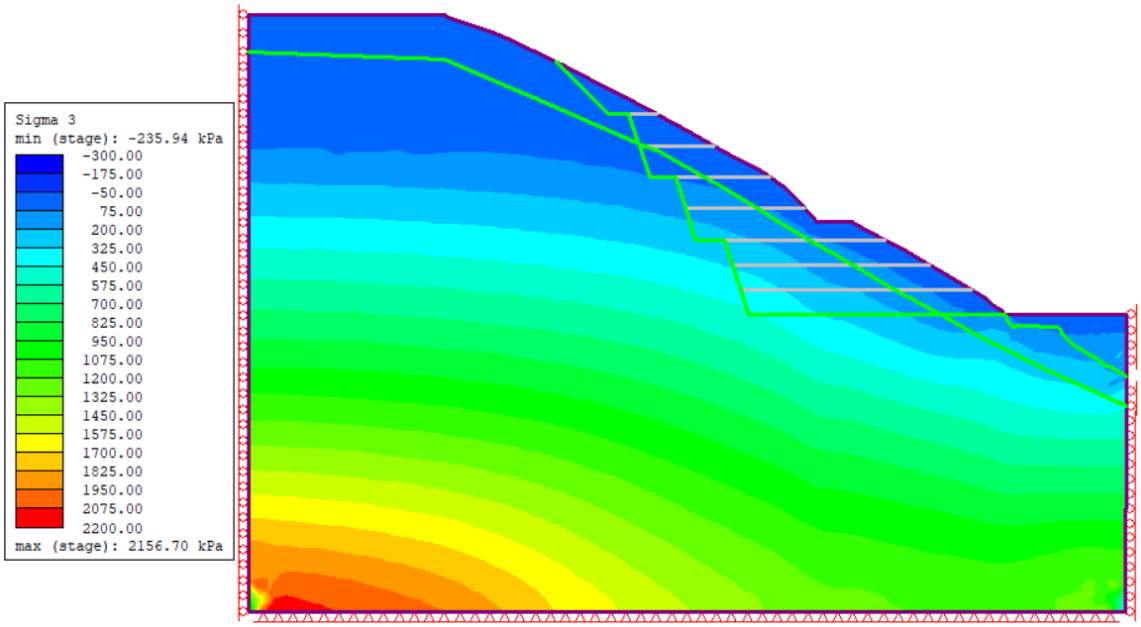


Slika 37 Vertikalno naprezanje nakon iskopa 3. radne etaže

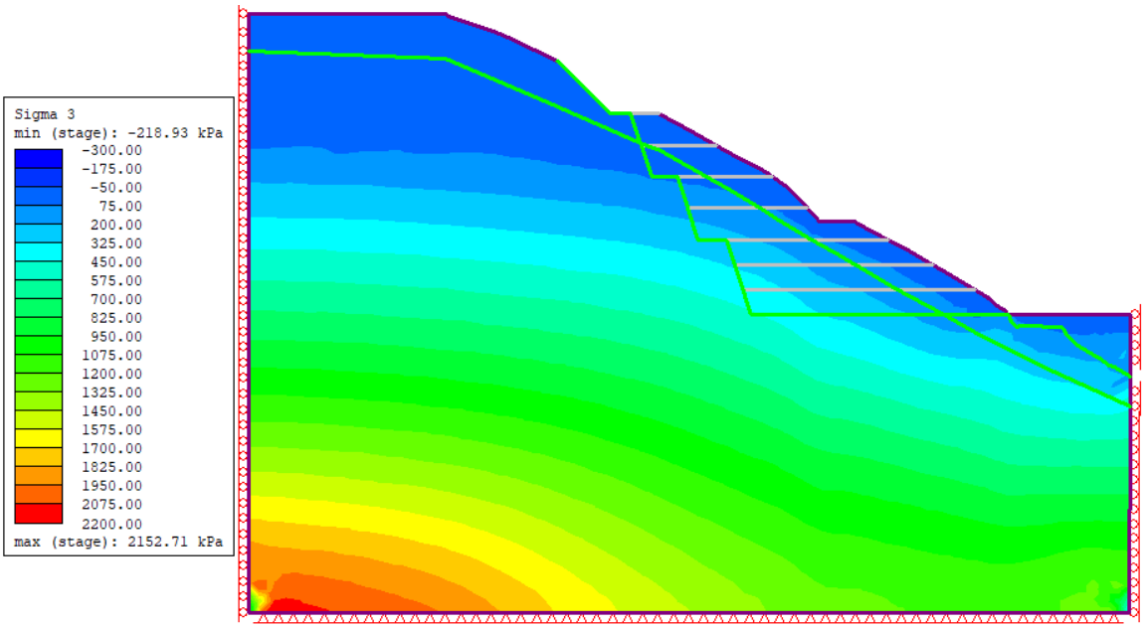


Slika 38 Vertikalno naprezanje nakon iskopa 4. radne etaže

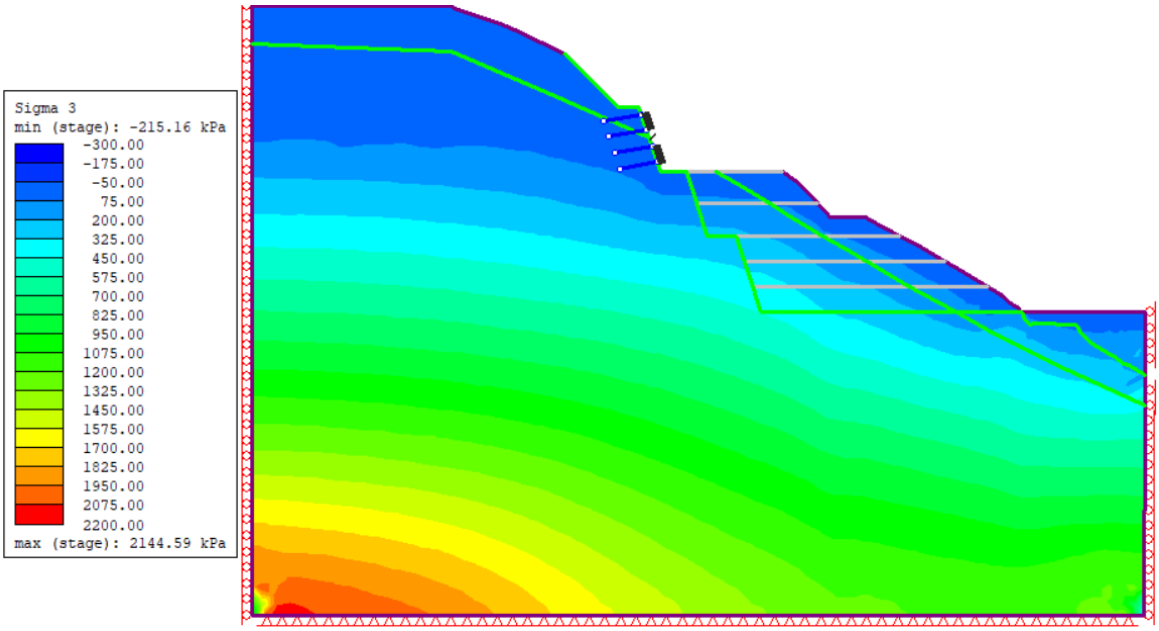
Slike 34 do 38 prikazuju raspodjelu vertikalnih naprezanja s napredovanjem iskopa. Preraspodjelu vertikalnih naprezanja omogućuje višefazan iskop i ojačanje stijenske mase prije prelaska na sljedeću fazu. Najveća vrijednost vertikalnog naprezanja dosegnuta je u zadnjoj fazi, u nožici iskopa i iznosi 938.91 kPa.



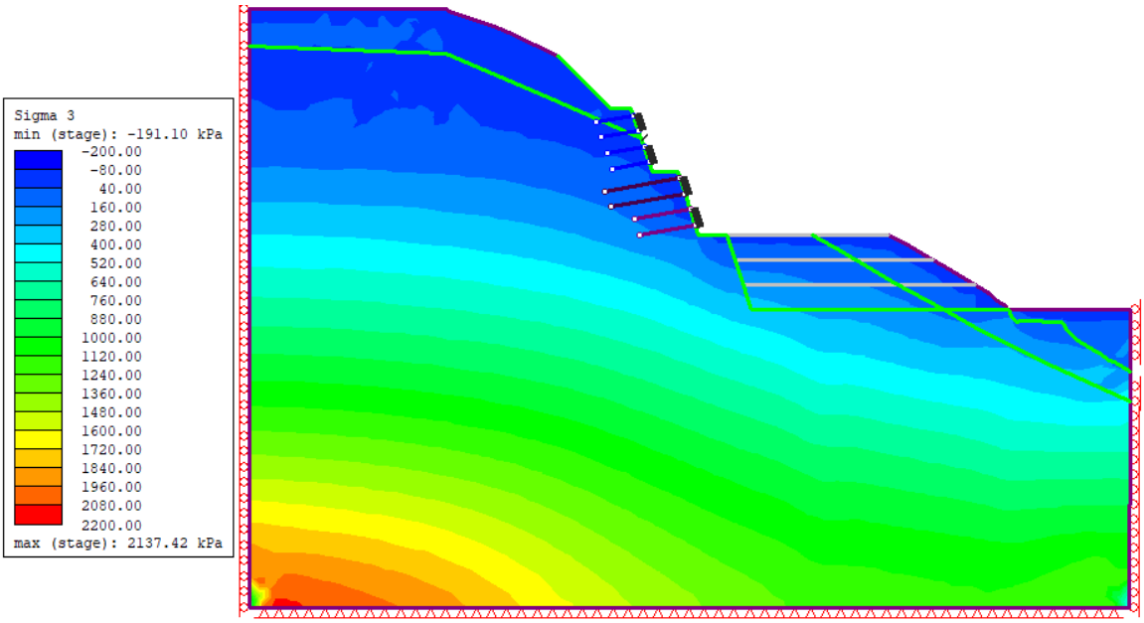
Slika 39 In situ horizontalno naprezanje



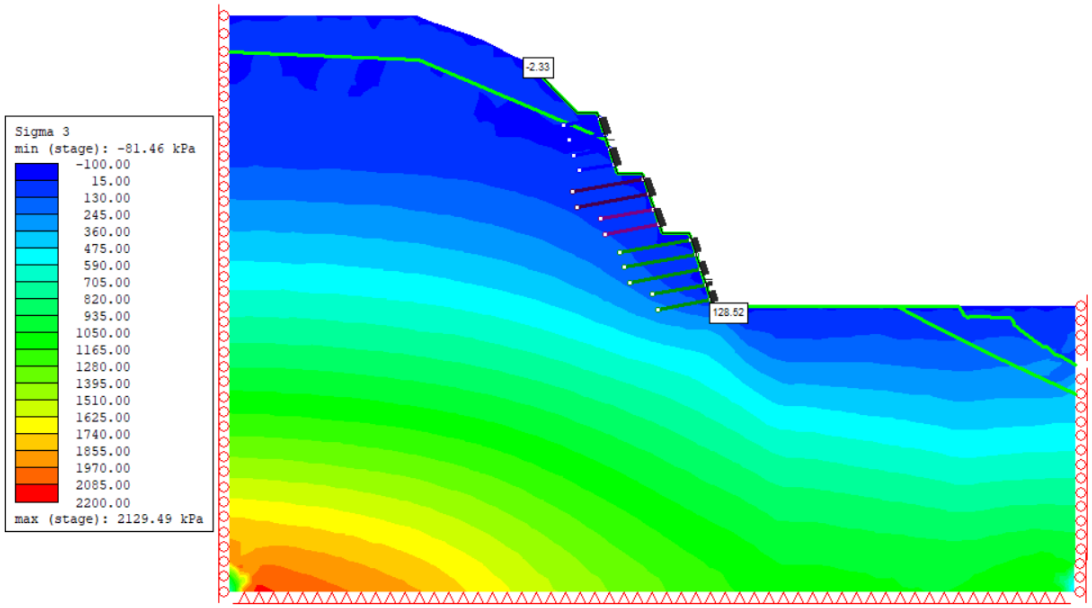
Slika 40 Horizontalno naprezanje nakon iskopa 1. radne etaže



Slika 41 Horizontalno naprezanje nakon iskopa 2. radne etaže

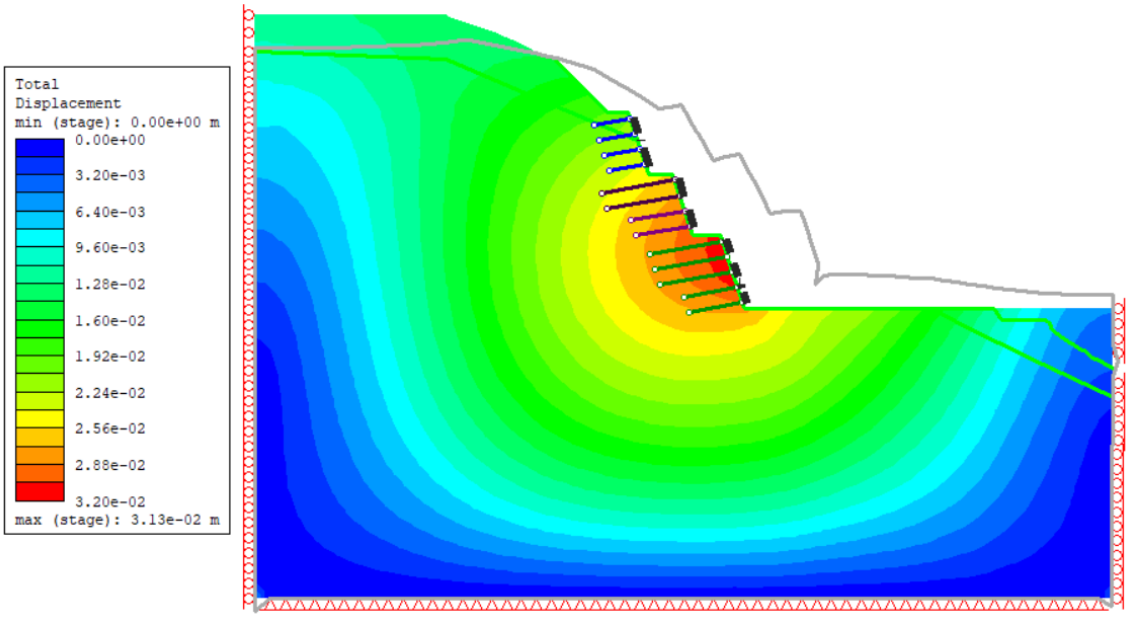


Slika 42 Horizontalno naprezanje nakon iskopa 3. radne etaže

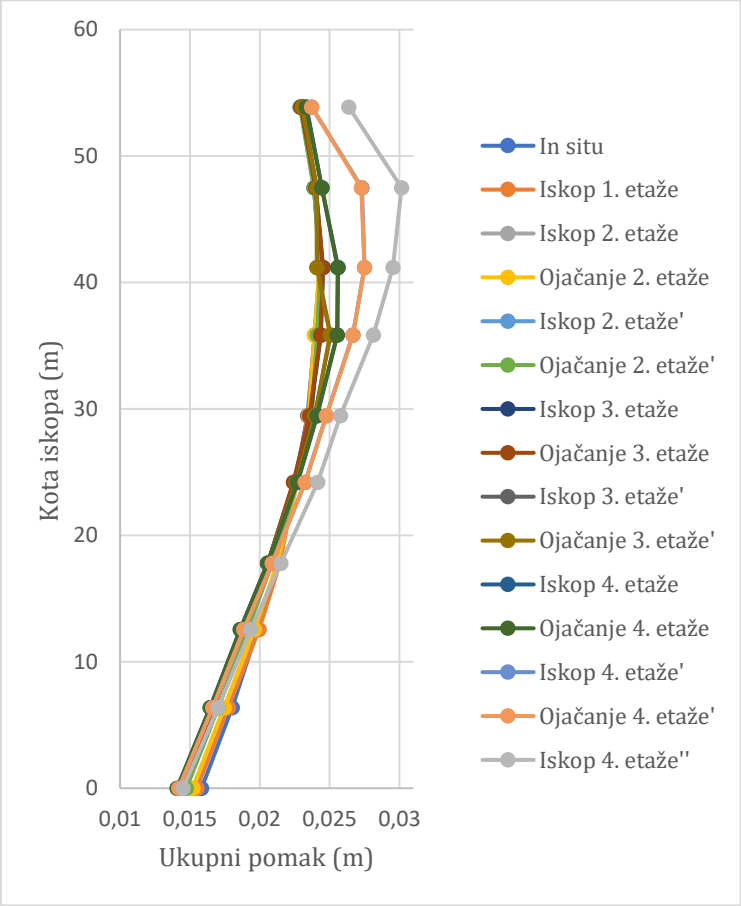


Slika 43 Horizontalno naprezanje nakon iskopa 4. radne etaže

Na Slikama 39 do 43 prikazana je promjena horizontalnih naprezanja s napredovanjem iskopa. Horizontalna naprezanja su dosta manja od vertikalnih. U zadnjoj fazi, u nožici iskopa dosežu maksimalnu vrijednost od 128.52 kPa.



Slika 44 Konture ukupnih pomaka nakon zadnje faze iskopa



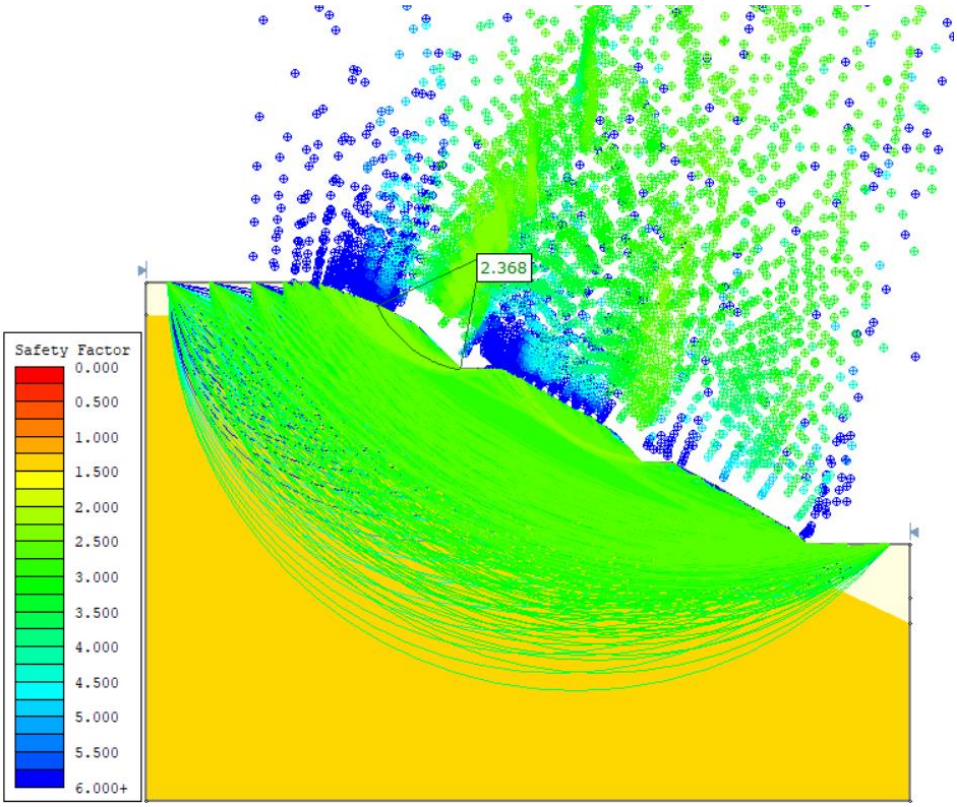
Slika 45 Dijagram horizontalnih pomaka po pojedinim fazama iskopa

Na Slici 44 prikazana je kontura ukupnih pomaka nakon zadnje faze iskopa. Najveći pomak javlja se u zadnjoj fazi iskopa, od vrha do sredine radne etaže i iznosi 3.13 cm. Dijagram ukupnih pomaka po pojedinoj fazi iskopa prikazan je na Slici 45.

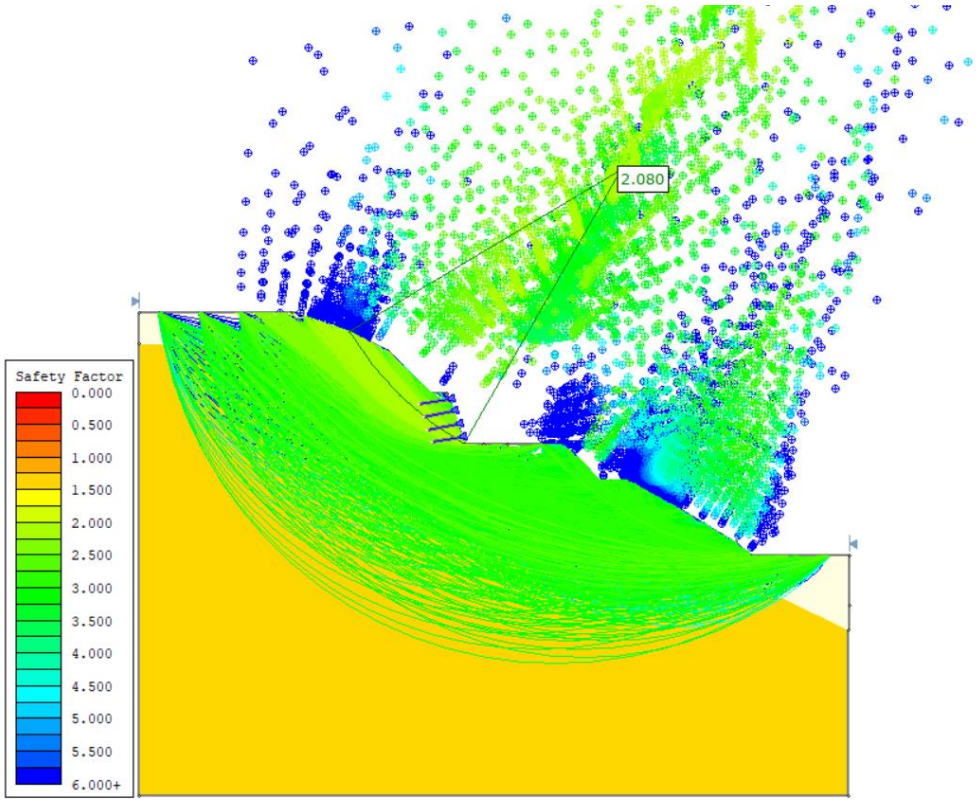
8.3.2. Geostatičke analize stabilnosti pokosa

Geostatičke analize provedene su na elektroničkom računalu upotrebom programskog paketa Slide, Version 6.0, Rocscience Inc., koji koristi metodu analize granične ravnoteže za provedbu dvodimenzionalnih analiza stabilnosti kosina. Programski paket nudi više metoda za proračun stabilnosti stijenskog pokosa, a korištena je metoda prema Spenceru. Provedene su geostatičke analize stabilnosti za statičke uvjete i seizmičke uvjete za poredbeno povratno razdoblje T_{NCR}=95 godina i horizontalnu akceleraciju od a_h=0.16g i za poredbeno povratno razdoblje T_{NCR}=475 godina i horizontalnu akceleraciju od a_h=0.30g.

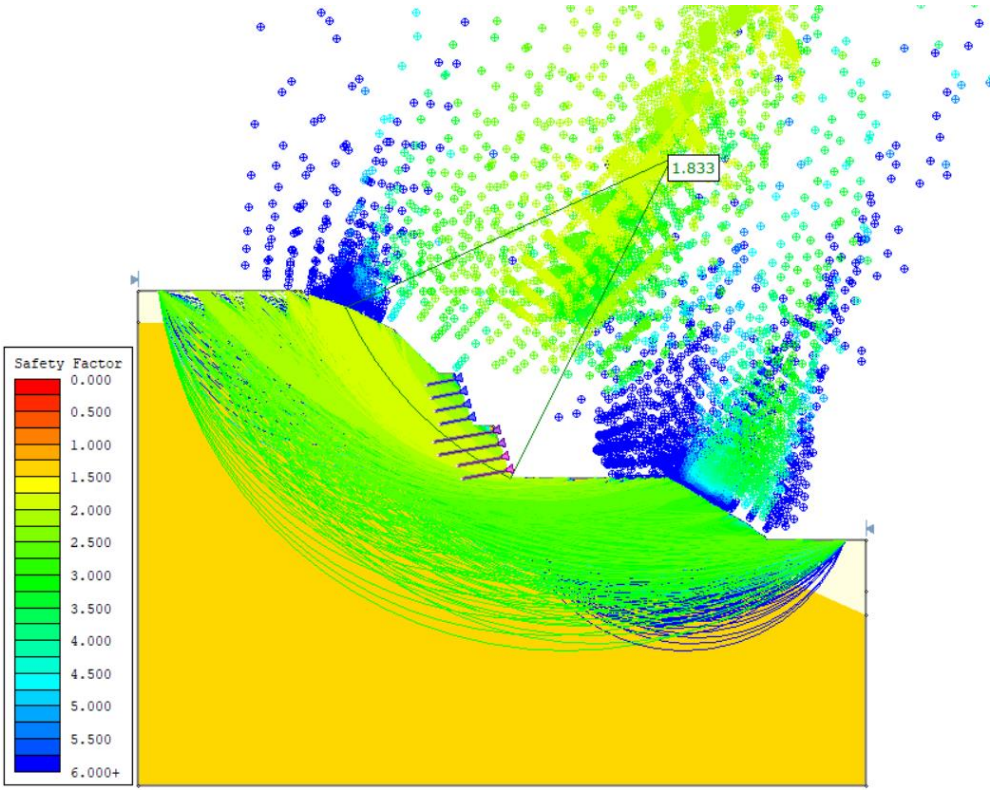
Proračun je proveden korištenjem faktora sigurnosti u globalnom odnosu otpornosti i djelovanja, zadržavajući pri tome visoki faktor sigurnosti. Analize stabilnosti za statičke uvjete provedene su za svaku fazu iskopa, kako bi se osigurali sigurni radni uvjeti.



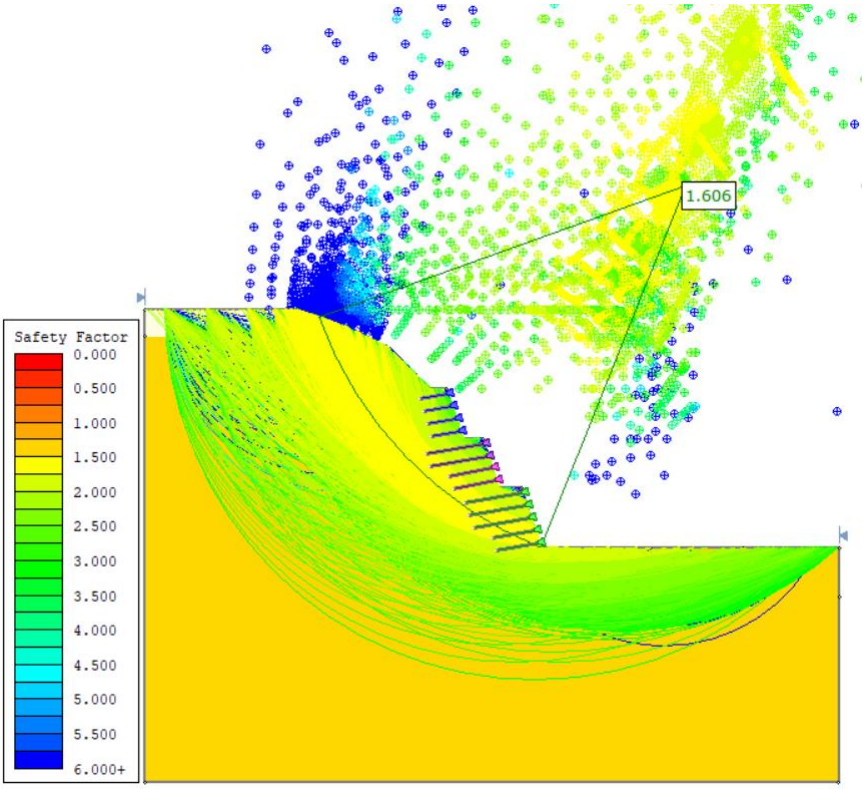
Slika 46 Faktor sigurnosti nakon iskopa 1. radne etaže (metoda prema Spenceru)



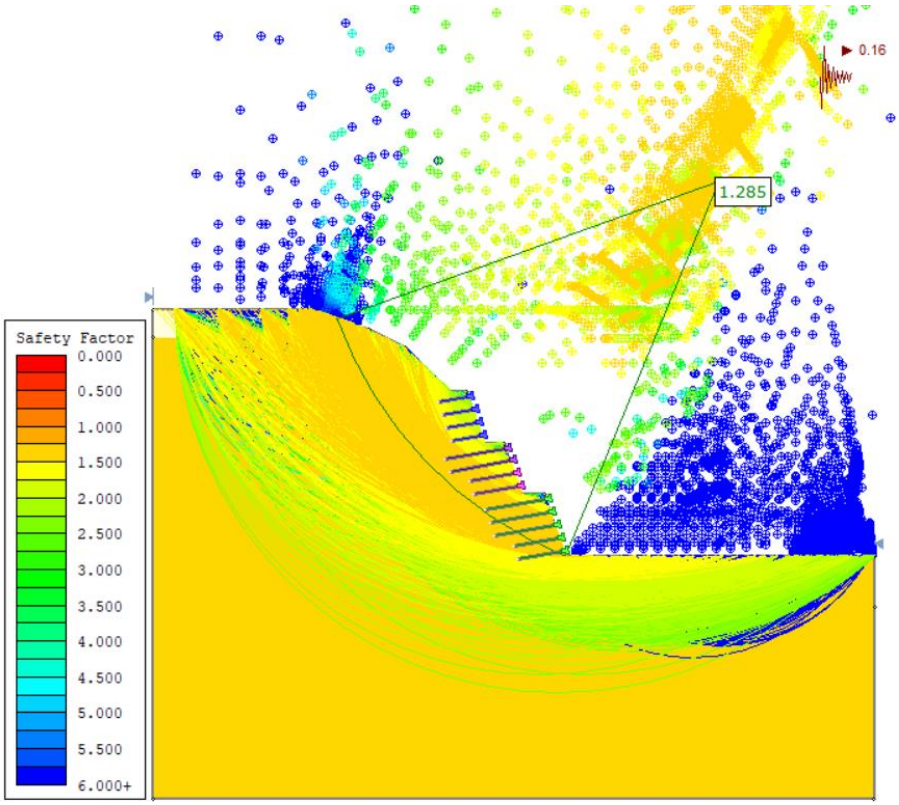
Slika 47 Faktor sigurnosti nakon iskopa 2. radne etaže (metoda prema Spenceru)



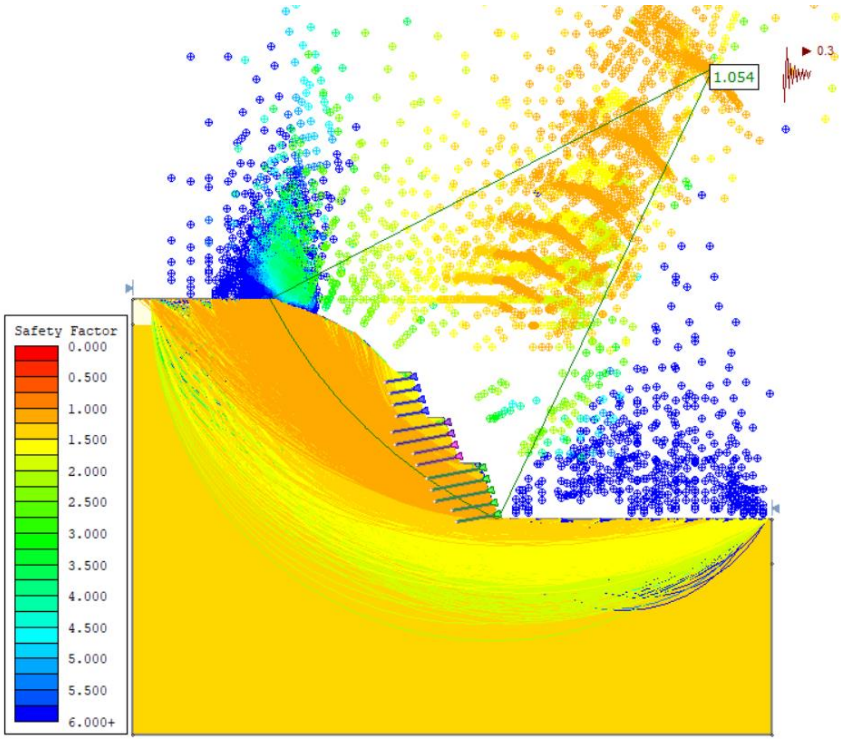
Slika 48 Faktor sigurnosti nakon iskopa 3. radne etaže (metoda prema Spenceru)



Slika 49 Faktor sigurnosti nakon iskopa 4. radne etaže (metoda prema Spenceru)



Slika 50 Faktor sigurnosti za seizmičko djelovanje za poredbeno povratno razdoblje T_{NCR}=95 godina i horizontalnu akceleraciju od a_h=0.16g



Slika 51 Faktor sigurnosti za seizmičko djelovanje za poredbeno povratno razdoblje T_{NCR}=475 godina i horizontalnu akceleraciju od a_h=0.30g

Na Slikama 46 do 49 prikazani su minimalani faktori sigurnosti i položaji pripadajućih kliznih ploha za pokos s primjenjenim mjerama zaštite u statičkim uvjetima po pojedinoj fazi iskopa. Na Slikama 50 i 51 prikazani su minimalni faktori sigurnosti za pokos u potresnim uvjetima za poredbeno povratno razdoblje T_{NCR}=95 godina i horizontalnu akceleraciju od a_h=0.16g i za poredbeno povratno razdoblje T_{NCR}=475 godina i horizontalnu akceleraciju od a_h=0.30g. S obzirom da pokos s ugrađenim elementima ojačanja posjeduje minimalan faktor sigurnosti od Fs=1.606, a za potresno opterećenje je Fs>1.0 zaključuje se kako je za sve projektne situacije osigurana zadovoljavajuća sigurnost s obzirom na mjerodavno granično stanje nosivosti (GEO).

8.4. Pristup prema opservacijskoj metodi

Zaštita pokosa na Stalnom graničnom prijelazu Gornji Brgat biti će projektirana u skladu s interaktivnim projektiranjem temeljenim na opservacijskoj metodi (Terzaghi and Peck, 1967; Peck, 1969; Powderham, 1998; Nicholson et al., 1999, Szavitz-Nossan, 2006).

Glavni projekt izrađen je unošenjem optimističnijih parametara stijenske mase. Karakteristični parametri prema kontstrukcijskom Eurokodu za geotehničko projektiranje, projektni pristup 3 (DA3), norma HRN EN 1997-1:2012/NA:2012, zahtjevaju primjenu parcijalnih koeficijenata na parametre čvrstoće stijenske mase, što se ne slaže s primjenom Hoek-Brownovog kriterija čvrstoće. Parcijalni faktor time višestruko smanjuje čvrstoću, pa je proračun ispravnije provesti korištenjem faktora sigurnosti u globalnom odnosu otpornosti i djelovanja, zadržavajući visoki faktor sigurnosti.

Opservacijska metoda (Poglavlje 6) omogućiti će verifikaciju danog projektnog rješenja ili preprojektiranje građevine tijekom izvedbe radova. To podrazumijeva pojačanje podgradnog sustava ukoliko se uoči (potencijalna) nestabilnost ili oslabljenje ukoliko se tijekom izvedbe radova naiđe na stijensku masu boljih karakteristika.

Druga faza projektiranja ili faza interaktivnog projektiranja provodi se u koordinaciji s nadzornom službom nad izgradnjom tijekom izvedbe podgradnog sustava kao i s monitoringom svih aktivnosti koje su potrebne da osiguraju sigurnu izvedbu radova.

Program mjera opažanja definiran je projektnom i uključuje:

- izradu stvarnih inženjerskogeoloških profila kartiranjem iskopa,
- mjerenje pomaka tla po dubini inklinometrima,
- mjerenje pomaka tla horizontalno postavljenim deformetrima,
- mjerenje sile u sidrima,
- kontrolu kvalitete pojedinih elemenata sistema osiguranja stabilnosti.

8.4.1. Koraci gradnje

Glavnim projektnom definirano je deset jasnih koraka za napredovanje gradnje:

1. Iskop prve vertikalne radne etaže maksimalne visine 5.0 m od izvedene berme. Iskop se izvodi prema nacrtnoj dokumentaciji maksimalno poštujući nagibe i zadanu geometriju. Površinu iskopa treba očistiti od labavih blokova i glinenih džepova do stabilne stijenske mase prema uputama nadzornog inženjera za geotehničke radove.

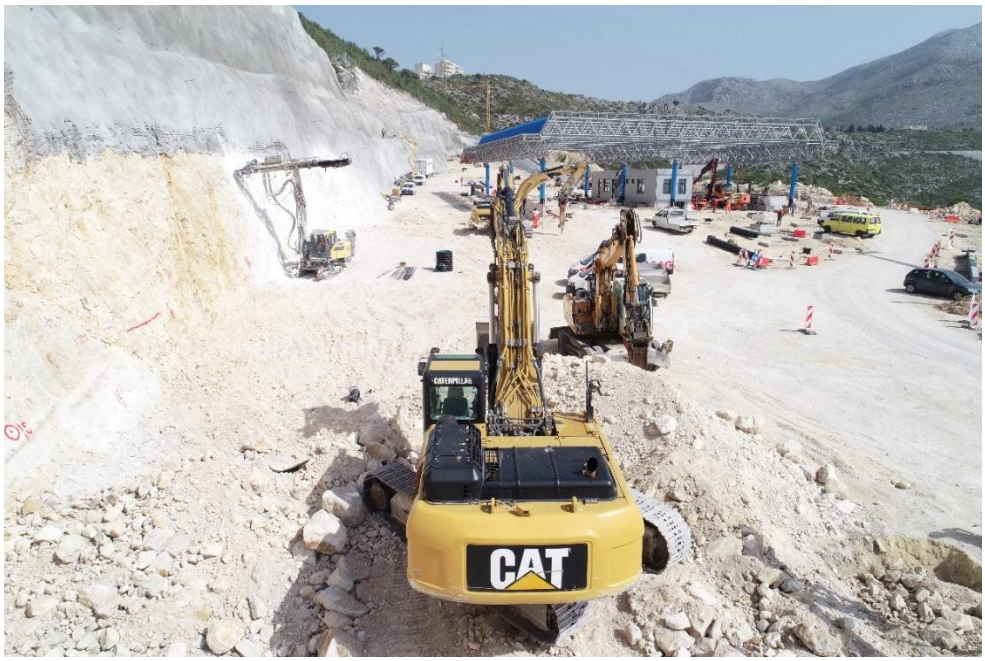
Slika 52 Pogled na izvedenu prvu i drugu vertikalnu radnu etažu (Foto: V. Damjanović)

Duljina vertikalne radne etaže može iznositi najviše 50 m, a nastavak iskopa može se dozvoliti tek po završetku podgrađivanja. Cjelokupan iskop lica pokosa potrebno je fotodokumentirati i geodetski snimiti prije nanošenja prvog sloja mlaznog betona.

Slika 53 Pogled na izvedbu osiguranja pokosa zasjeka (Foto: V. Damjanović)

2. Na očišćenu površinu iskopa izvodi se poravnanje mlaznim betonom (prosječno 2 cm) i prvi sloj mlaznog betona debljine 5 cm C25/30. Mlazni beton može se nanositi suhim ili vlažnim postupkom, a prije početka radova Izvođač radova dužan je dostaviti nadzornom inženjeru za geotehničke radove popis opreme i recepture mlaznog betona. Na mjestima većih odronjavanja stijenske mase potrebno je prethodno izvršiti poravnanje mlaznim betonom ili u slučaju većih odvala izvesti ojačanje armiranobetonskim jastucima pridržanim kratkim sidrima, a sve prema uputi nadzornog inženjera za geotehničke radove. Mlazni beton potrebno je odgovarajuće njegovati.

3. Po očvršćenju mlaznog betona može se pristupiti postavljanju armature i bušenju štapnih sidara. Potrebno je osigurati preklapanje armature u oba smjera za minimalno 3 oka armaturne mreže. Posebno voditi računa o ostavljenoj armaturi za preklop s armaturom s niže radne etaže.



Slika 54 Bušenje sidara na posljednjoj vertikalnoj radnoj etaži (Foto: V. Damjanović)

4. Neposredno po bušenju sidara pristupa se injektiranju sidara. Injektiranje se smatra završenim kada injekcijska smjesa počne istjecati uz sidro na ušću bušotine. Jednom započeto injektiranje ne smije se prekidati do završetka injektiranja.

5. Po stezanju injekcijske smjese (minimalno 24 sata od injektiranja), postavlja se podložna pločica preko armaturne mreže te se sidro zateže moment ključem do sile od min 10 kN na kraku od 1.0 m ili odgovarajuće.

6. Po zatezanju sidara izvodi se drugi sloj debljine 5 cm C25/30. Mlazni beton potrebno je odgovarajuće njegovati.

Slika 55 Izvedba završnog sloja mlaznog betona (Foto: V. Damjanović)

7. Procjednice se mogu izvoditi ili paralelno s bušenjem sidara ili nakon izvođenja drugog sloja mlaznog betona.

Slika 56 Izvedba mlaznog betona i procjednica na stijenskom pokosu (Foto: V. Damjanović)

8. Nadzorni inženjer za geotehničke dužan je odrediti 5% sidara za ispitivanje pokusom čupanja te se glava određenih sidra neće prekrivati drugim slojem mlaznog betona dom izvršenog pokusa čupanja.

9. Cjelokupan ciklus na radovima iskopa i podgrađivanja na otvorenoj radnoj etaži mora biti izveden u periodu ne dužem od 12 kalendarskih dana. U slučaju nemogućnosti završetka radova u navedenom periodu, nadzorni inženjer za geotehničke radove naložiti će skraćivanje radnih etaža.

10. Za iskop druge vertikalne radne etaže (do druge berme) Izvođač radova mora dobiti pisanu suglasnost nadzornog inženjera za geotehničke radove po završenim svim radovima na podgrađivanju prethodne radne etaže.

Slika 57 Iskop posljednje vertikalne radne etaže (Foto: V. Damjanović)

Postupak se ponavlja narednoj vertikalnoj radnoj etaži. Visina vertikalnih radnih etaža na II etaži iznosi po 5 m, a na III i IV etaži po 4 m.

8.4.2. Ugradnja mjerne opreme i provedba praćenja

Kontinuirani monitoring tijekom izvedbe radova, ali i tijekom faze eksploatacije, provoditi će se inklinometrima i deformetrima. Kombinacija inklinometara i deformetara omogućiti će otkrivanje deformacija nastalih prilikom iskopa zasjeka u dva smjera.

Na lokaciju će se ugraditi tri vertikalna inklinometra duljine L=30.0 m. Mjerna oprema će se sastojati od inklinometarske sonde.

Pregled mjerne opreme po kontrolnim profilima:

- Kontrolni profil 0+120 - vertikalni inklinometar I1 duljine L=30.0 m
- Kontrolni profil 0+160 - vertikalni inklinometar I2 duljine L=30.0 m
- Kontrolni profil 0+310 - vertikalni inklinometar I3 duljine L=30.0 m

Mjerenje pomaka vrši se inklinometrom u vertikalnim bušotinama. Mjernom sondom 47 mm mjere se pomaci u mjernim cijevima 51/63 mm. Točnost mjerenja je 0.01 mm/m'. Predviđeno je nulto mjerenje i predvidivo po 5 mjerenja vertikalnih inklinometara i deformetara.

8.4.3. Inženjerskogeološko kartiranje i klasifikacija stijenske mase tijekom izvedbe radova

Tijekom izvedbe radova potrebno je provoditi kontinuirano inženjerskogeološko kartiranje pokosa zasjeka i klasifikaciju stijenske mase od strane inženjerskog geologa.

Potrebno je izraditi inženjerskogeološki izvještaj o provedenom kartiranju s inženjerskogeološkom kartom razvijenog pogleda i presjecima. Kartiranje i klasifikaciju stijenske mase potrebno je provesti kontinuirano sa napredovanjem iskopa.

8.4.4. Uzimanje uzoraka stijenske mase i ispitivanje čvrstoće tijekom izvedbe

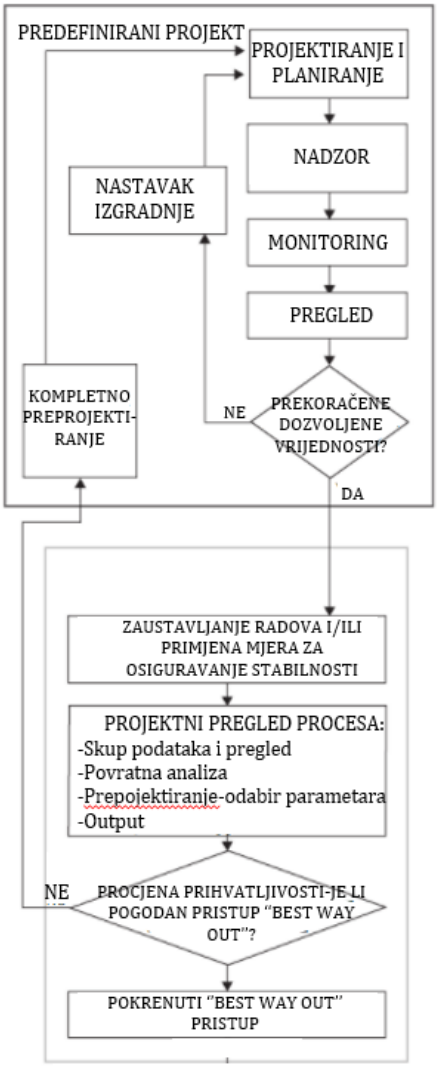
Kontinuirano tijekom izvedbe radova i kartiranjem i klasifikacijom stijenske mase, potrebno je uzimati uzorke stijenske mase za laboratorijska ispitivanja. Najčešće to uključuje ispitivanje jednoosne tlačne čvrstoće (PLT test). Time dobivamo nova i točnija saznanja o stijenskoj masi koje je potrebno uključiti u analizama.

8.4.5. Kontrola ispitivanja sidara (test prihvatljivosti)

Ispitivanju sidara smije se pristupiti nakon što je čvrstoća injekcijske smjese dosegnula najmanje 30 MN/m^2. Ispitivanje se izvodi prema odgovarajućem protokolu, u skladu sa standardom ISRM-a na silu 20% veću od radne sile. Ispituje se 5% ugrađenih sidara, a sidra za ispitivanje određuje Nadzorni inženjer.

8.4.6. Pregled procesa

Za uspješno provođenje opservacijske metode prikazani su koraci na Slici 52. Sustavnim opažanjem tokom iskopa potrebno je provoditi uspješnost projektiranih zahvata. Dobivene podatke potrebno je analizirati i usporediti s projektiranim kriterijima.



Slika 58 Koraci opservacijske metode (modificirano prema: Patel, 2012)

Ukoliko dozvoljene vrijednosti nisu prekoračene, izgradnja se može nastaviti, uz oprez i stalni stručni nadzor. Ako se kontinuiranim opažanjem i klasifikacijom ustanove bolji parametri stijenske mase, poželjno je primijeniti promjene na projektu u vidu oslabljenja mjera zaštite (npr. veći raster sidara). To će svakako utjecati na smanjenje troškova izvedbe.

Međutim, ukoliko dobiveni podaci znatnije odstupaju od onih predviđenih projektnom, potrebno je zaustaviti radove i/ili dopuniti projektno rješenje. To će rezultirati povratnom analizom i boljim uvidom u pravo stanje stijenske mase na terenu. Ponovljena analiza granične ravnoteže s novim, lošijim parametrima stijenske mase može rezultirati niskim faktorom sigurnosti. U tom trenutku potrebno je primijeniti prethodno uspostavljen plan mjera korekcije koji uključuje pojačani sustav mjera zaštite pokosa (npr. manji raster sidara).

Ako se pak promjene u projektu nisu unosile kontinuirano, može doći do naglog razvijanja deformacija i/ili uočavanja nestabilnosti na terenu. U takvim neočekivanim situacijama moguće je jedino upotrijebiti *best way out* pristup.

9. ZAKLJUČAK

Kvalitetno projektiranje zahvata u stijenskoj masi zasniva se na precizno određenim ulaznim parametrima. Zbog heterogenosti stijenske mase to je vrlo teško predvidjeti. Precizni ulazni parametri ovise o provedenoj klasifikaciji stijenske mase, ispitivanju i iskustvu od strane inženjera.

Opservacijska metoda zahtjeva kontinuiranu klasifikaciju stijenske mase, uzimanje i ispitivanje uzoraka, te usporedbu rezultata mjerenja s onima predviđenim projektnom, sukladno napredovanju iskopa. Faze izvođenja trebaju biti jasno definirane u koracima. Na ovaj način, postiže se vrlo precizno saznanje o stvarnom stanju stijenske mase na lokaciji. Ujedno se postiže i bolja kontrola rada i upravljanje, fleksibilnost u slučaju potrebe izmjene projekta i jači timski rad projektanta, izvođača i svih interesnih skupina uključenih u projekt.

Važno je razlikovati karakterističnu, najoptimističniju, umjereno konzervativnu i najnepovoljniju vrijednost parametara. Iako se prema konstrukcijskom Eurokodu za geotehničko projektiranje (EC7) preporuča upotreba karakterističnih parametara, znatno je povoljnije konstrukciju projektirati optimističnijim parametrima. Karakteristični parametri zahtjevaju upotrebu parcijalnih faktora, višestruko smanjujući samu čvrstoću stijenske mase. Proračun je ispravnije provesti korištenjem korištenjem faktora sigurnosti u globalnom odnosu otpornosti i djelovanja, zadržavajući visoki faktor sigurnosti. Optimističniji parametri u većini slučajeva preciznije oponašaju stijensku masu, što utječe i na nižu ukupnu cijenu geotehničke konstrukcije.

Projekt osiguranja visokog stijenskog zasjeka na Stalnom graničnom prijelazu Gornji Brgat projektiran je na temelju optimističnijih parametara stijenske mase. Faze izvođenja jasno su definirane kroz korake, te je za svaku fazu provedena analiza naprezanja i deformacija, te proračun stabilnosti. Projektnom je definiran program mjere opažanja, a ovim radom dan je prijedlog mjera u slučaju nailaska na povoljniju ili lošiju stijensku masu od očekivane.

Ovakvo projektiranje složen je proces koji mora predvidjeti sve moguće nepovoljne situacije i akcijski plan za svako nepovoljno odstupanje utvrđeno promatranjem. Promatranje zahtijeva pouzdanost ugrađenog sustava mjerenja i promatranja i iskustvo u korištenju opreme i provođenju radova promatranja, kao osnovu za efikasnost

implementacije opservacijske metode. To, jasno zahtijeva veći stupanj učešća projektanta u fazi izvođenja radova i stalno prisustvo projektanta sve do završetka radova. Najbolji rezultati postižu se kad je projektant geotehničke konstrukcije uključen u proces projektiranja od odabira lokacije, projektiranja i izvedbe istražnih radova, kroz cjelokupno projektiranje sve do kraja izvedbe radova.

Opservacijska metoda još uvijek je rijetko korištena kod nas. Osnovni problem je nefleksibilnost izvođača i investitora u slučaju promjene projekta. Zbog toga su nažalost i dalje vrlo zastupljene klasične metode projektiranja, koje nemaju mogućnost smanjenja troškova tijekom izgradnje.

LITERATURA

Arbanas, Ž. (2002) Utjecaj štapnih sidara naponašanje stijenske mase pri izvedbi visokih zasjeka, Magistarski rad, Građevinski fakultet Sveučilište u Zagrebu, 207 p.

Arbanas, Ž. (2003) Izvedba građevne jame Zagrad u Rijeci, Građevinar, Vol. 55, No. 10, pp. 591-597.

Arbanas, Ž. (2004) Predviđanje ponašanja ojačane stijenske mase analizama rezultata mjerenja izvedenih građevina, Doktorski rad, Građevinski fakultet, Sveučilište u Zagrebu, 220 p.

Arbanas, Ž., (2008), Projektiranje u stijenskim masama, Tečaj stručnog usavršavanja, Građevinski fakultet Rijeka.

Arbanas, Ž., (2015), Opservacijske metode pri projektiranju i izvođenju građevnih jama u stijenskoj masi u urbanim sredinama*, Geotehnika - e časopis Društva za geotehniku u Bosni i Hercegovini*, 75(1), pp. 12-32.

Arbanas, Ž., Grošić, M., Briški, G., (2007), Rock mass reinforcement systems in open pit excavations in urban areas. In Yves Potvin (ed.), *Proceedings of 2007 Int. Symp. on Rock Slope Stability in Open Mining and Civil Engineering*, Perth, 16.-19. September 2008. Perth: Australian Centre for Geomechanics, pp. 493-504.

Arbanas, Ž., Jardas, B. and Kovačević, M.-S. (2003) Reinforcement Systems in Construction of Open Pit Zagrad in Rijeka, Croatia, Proceedings from the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Geotechnical Problems with Man-made and Man Influenced Grounds, Prague, Czech Republik, I. Vaniček, R. Barvinek, J. Bohač, J. Jettmar, D. Jirasko and J. Salak (eds), August 25-28, Vol. 2, pp. 23-28.

Arbanas, Ž., Jardas, B. and Kovačević, M.-S. (2004) Excavation of Open Pit Zagrad in Rijeka, Croatia-A case history, Proceedings from the 5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, NY, USA, April 13-17, pp. 5.64.1-5.64.6.

Arbanas, Ž., Kovačević, M.-S. and Szavits-Nossan, V. (2006) Interactive design for deep excavations, Proceeding of XIII Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Active Geotechnical Design in Infrastructure Development, J. Logar, A.

Gaberc and B. Majes (eds), Slovenian Geotechnical Society, Ljubljana, May 29-31, Vol. 2, pp. 411-416.

Barton, N.R., Choubey, V., (1977), The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice, *Rock Mech.,* Vol. 10, (1-2), pp. 1-54.

Bieniawski, Z.T., (1989), *Engineering Rock Mass Classification*, New York: John Wiley & Sons, p. 251.

BSI (2004). Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules. BS EN 1997-1:2004. British Standards Institution, London.

Coates, D.F., (1977), Pit Slope Manual, Chapter 5, Design, Canada Center for Mineral and Energy Technology, CANMET Report 77-5, 126 p.

Detournay, E., Cheng, A., (1995), Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice & Projects, Vol. , pp. 113-171.

Dugonjić Jovančević S., (2017), Inženjerska mehanika stijena, Skripta s predavanja iz kolegija Mehanika tla i stijena, Građevinski fakultet Sveučilišta u Rijeci.

GeoTeha d.o.o., http://geoteha.hr/artikl/geodetski-pribor/bolcna-za-asfalt-49, pristup 13.08.2020.

Hoek E, Brown ET, (2018), *The Hoek Brown failure criterion and GSI e 2018 edition*, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering

Hoek, E., Bray, J.W., (1977), Rock Slope Engineering, 2nd. Edn., The Institute of Mining and Metallurgy, London, 527 p.

Hoek, E., Brown, E.T., (1997), Practical Estimates of Rock Strength, *Int. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*, Vol. 34 (8), pp. 1165-1187.

Hoek, E., Carranza-Torres, Corkum, B., (2002), Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition, *Proceedings of 5th North American Rock Mech. Symp*., Toronto, Canada, Dept. Civ. Engineering, University of Toronto, pp. 267-273.

Hudson, J.A., Brown E.T., Fairhurst C., Hoek E., (1993), Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice and Projects, Vol. II, *Analysis and Design Methods*, Fairhurst, Pergamon Press, pp. 113-171

Hudson, J.A., Harrison, J.P., (1997), Engineering Rock Mechanics, An Introdution to the Principles, Oxford: Pergamon Press, 444 p.

Kovačević et al., (2006), Povratne numeričke analize u tunelu Pećine*, Priopćenja 4. Savjetovanja HGD-a, Ojačanje tla i stijena, Opatija, 5.-7.10. 2006.*, pp.143-152.

Marinos P., Hoek E., (2000), GSI – *A geologically friendly tool for rock mass strength estimation*, Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne

Mihalinec Z., Bačić M., Kovačević M.S. (2013), Identifikacija rizika pri monitoringu klizišta, Građevinar, Vol.65, No.6, pp. 523-536.

Miščević P., (2014), Uvod u inženjersku mehaniku stijena, Građevinsko – arhitekt. Fakultet Sveučišta u Splitu

Oliviera, David, *On "Observational Method" in Geotechnical Engineering*, https://www.linkedin.com/pulse/observational-method-geotechnical-engineering-david-oliveira/ , pristup 05.07.2020.

Patel, Dinesh, *The Observational Method in* Geotechnics, Ice Manuals, https://www.researchgate.net/publication/237498223_The_Observational_Method_in_Geotechnics_La_Methode_Observationnelle_en_Geotechnique, pristup 01.07.2020.

Sjoberg, J., (1996), Large Scale Slope Stability in Open Pit Mining – A Review, Technical Report 1996: 10T, Lulea University of Technology, 215 p.

Sjoberg, J., (1997), Estimating Rock Mass Strength Using the Hoek – Brown Failure Criterion and Rock Mass Classification – A Review and Application to the Aznarcollar Open Pit, Internal Report BM1997:02, Lulea University of Technology, 61 p.

Szavits-Nossan, A., Kovačević, M.S., Szavits-Nossan, V., (2002), Predviđanje i mjerenje deformacija konstrukcije i temeljnog tla, *Priopćenja 3. Savjetovanja Hrvatske udruge za mehaniku tla i geotehničko inženjerstvo*, Hvar, 2-5.10.2002., Velika Gorica: Hrvatska udruga za mehaniku tla i geotehničko inženjerstvo, pp. 395-405.

Vivoda Prodan, M., (2019), Opservacijske metode u geotehničkom inženjerstvu, Skripta s predavanja iz kolegija Geotehničke konstrukcije, Građevinski fakultet Sveučilišta u Rijeci.

POPIS TEHNIČKE DOKUMENTACIJE

Geotehnički elaborat (2017), Geotehnički fakultet Sveučilišta u Zagrebu, urudžbeni broj: 2186-73-10-17-2.

Izvedbeni geotehnički projekt zaštite pokosa zasjeka (2018), Građevinski fakultet Sveučilišta u Rijeci, elaborat broj: 361-03/18-01/01 2107-57-01-00-18-1/IP.

POPIS PRILOGA

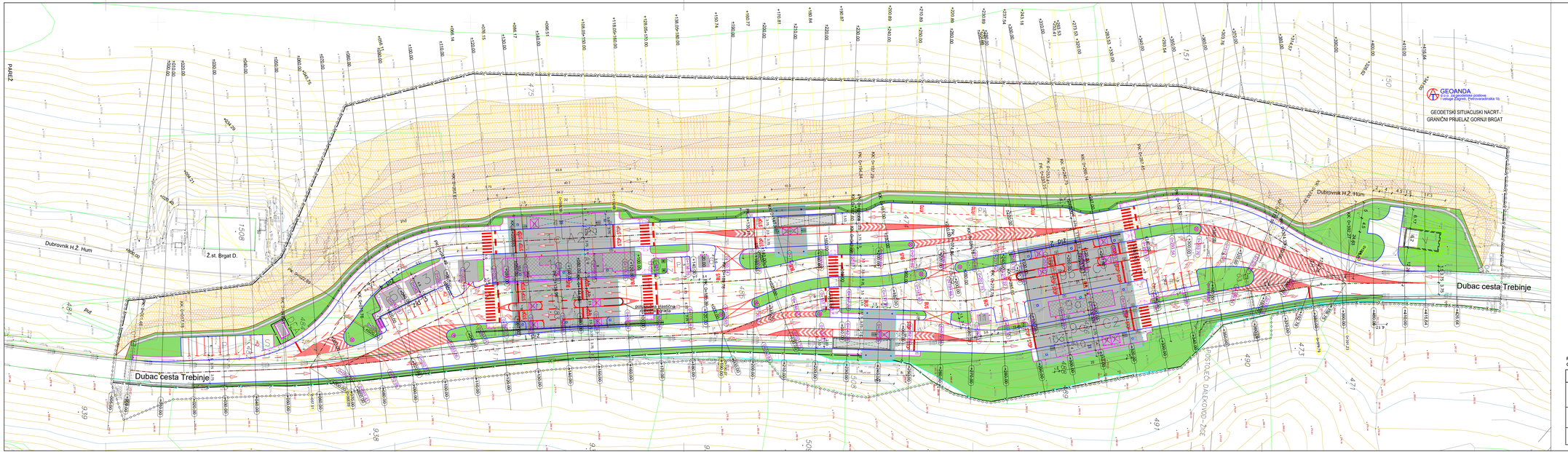
Situacija (M 1:500)

Pogled na pokos zasjeka (M 1:250)

Poprečni presjek 0+190.00 (M 1:200)

Detalji izvedbe samobušivog sidra (M 1:50, 1:100)

Detalji izvedbe armiranobetonskog rebra (M 1:50, 1:100)



SITUACIJA
mjerilo: 1:500

LEGENDA:

A1 Nadstrešnica iznad putničkog prometa – ULAZ u RH
A2 Nadstrešnica iznad teretnog prometa – ULAZ u RH
B Nadstrešnica iznad kolne vage – ULAZ u RH
C1 Nadstrešnica iznad putničkog prometa – IZLAZ iz RH
C2 Nadstrešnica iznad teretnog prometa – IZLAZ iz RH
D Nadstrešnica iznad kolne vage – IZLAZ iz RH

1a Zgrada graničnih službi – P+K – ULAZ u RH
1b Kontrola putničkog prometa – ULAZ u RH
1c Kontrola teretnog prometa – ULAZ u RH
2 Zgrada za detaljni pregled vozila – ULAZ u RH
3 Zgrada za smještaj tražitelja međunarodne zaštite – ULAZ u RH
4 Povišena platforma za pregled teretnih vozila – ULAZ u RH
(Zadnja kontrola ulaza teretnih vozila)
4a Podizna (hidraulička) platforma – ULAZ u RH
5 Sanitarije za putnike – ULAZ u RH
6 Sanitarije za vozače teretnih vozila – ULAZ u RH
7 Kolna vaga – ULAZ u RH
8 Povišena platforma uz kolnu vagu – ULAZ u RH
(Prva kontrola ulaza teretnih vozila)

9a Zgrada graničnih službi – IZLAZ iz RH
9b Kontrola putničkog prometa – IZLAZ iz RH
9c Kontrola teretnog prometa – IZLAZ iz RH
10 Povišena platforma za pregled teretnih vozila – IZLAZ iz RH
(Zadnja kontrola izlaza teretnih vozila)
10a Podizna (hidraulička) platforma – IZLAZ iz RH
11 Sanitarije za vozače teretnih vozila – IZLAZ iz RH
12 Kolna vaga – IZLAZ iz RH
13 Povišena platforma uz kolnu vagu – IZLAZ iz RH
(Prva kontrola ulaza teretnih vozila)

I Kontrolna kabina policije
II Kontrolna kabina carine

P Parkiralište za osobna vozila
Pk Parkiralište za kamione za fitopatološki pregled

S Prostor za kontejnere za smeće

DEA Diesel električni agregat
Z Jarboli za zastave (2 kom)
Bor Temelj za bor
A Temelj i antena (antenski stup)
V Vodosprema (rezervoar za vodu)

POKOS ZASJEKA
BERMA
NOVE TRAVNE POVRŠINE
GRANICA ZAHVATA
OGRADA

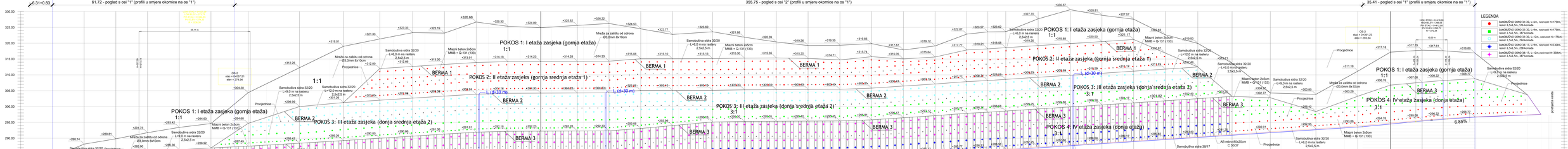
PREUZETO IZ IZVEDBENOG GEOTEHNIČKOG PROJEKTA ZAŠTITE POKOSA ZASJEKA (2018), GRAĐEVINSKI FAKULTET SVEUČILIŠTA U RIJECI

GF	GRAĐEVINSKI FAKULTET, SVEUČILIŠTE U RIJECI		
Diplomski rad **PROJEKTIRANJE VISOKIH STIJENSKIH ZASJEKA OPSERVACIJSKOM METODOM**		Sadržaj nacrta: **SITUACIJA**	
Student: **Ema Biišić**		Kolegij: **STABILNOST KOSINA**	
Mentor: **dr. sc. Željko Arbanas, dipl. ing. građ.**	Datum: IX 2020.	Mjerilo: 1:500	List: 1

POGLED NA POKOS ZASJEKA

M: 1:250

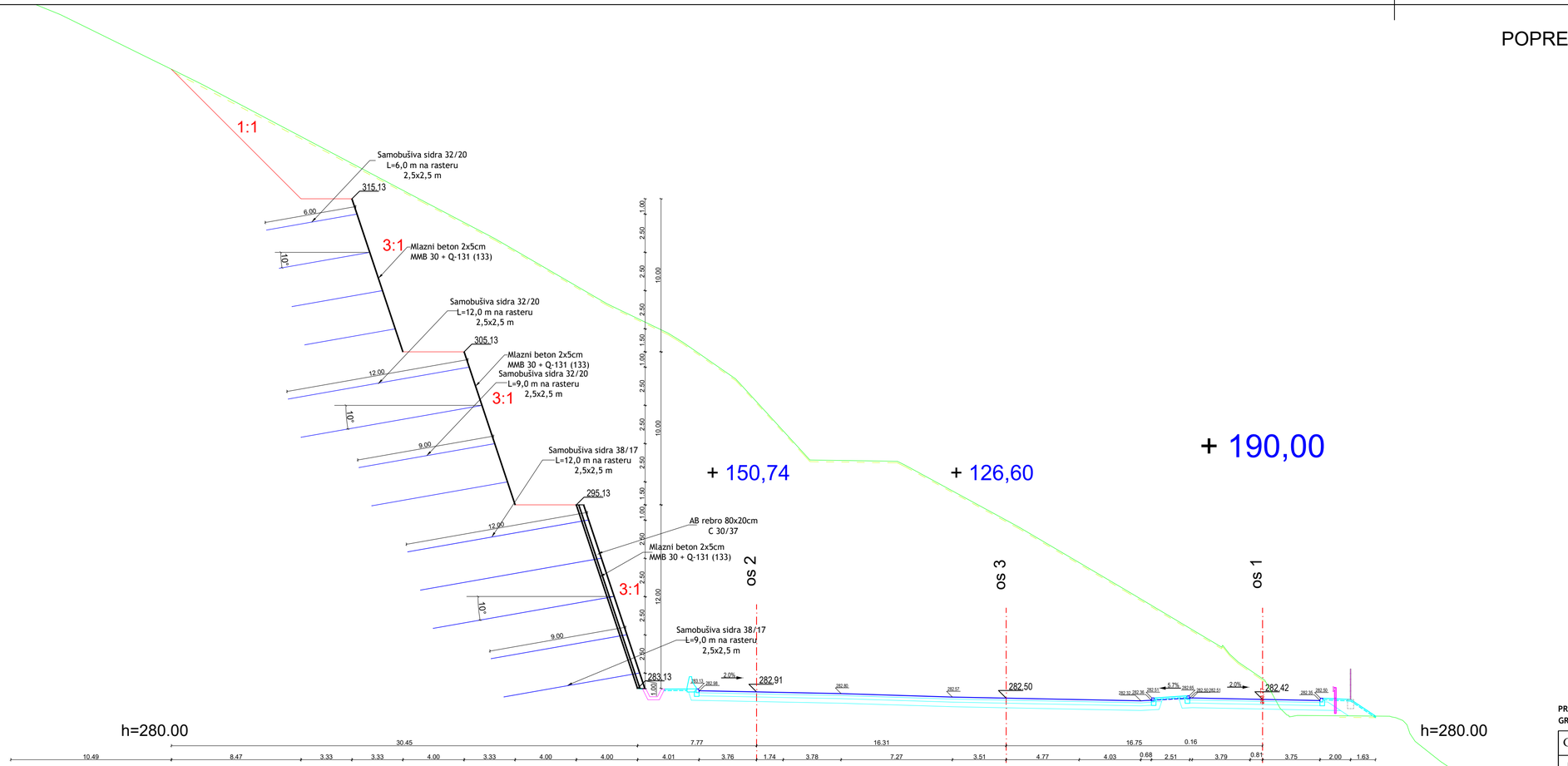
355.75 - pogled s osi "2" (profili u smjeru okomice na os "1")



PROJEKTO IZVEDBENOG GEOTEHNIČKOG PROJEKTA ZAŠTITE POKOSA DALJERA (SIFIN), ZBIJEŽNOSTI FAKULTETI (VIŠEŽUĆIN u RUŽIĆ)

Izjavitelj: GRAĐEVINSKI FAKULTET, TITUŠEVIĆEVO U RIJECI	Sastavni dio:
Rukovoditelj: PROJEKTIRANJE VISOKIH STLIČENIH ZASJEKA OPSERVACIJSKOM METODOM	Naziv crtež: POGLED NA POKOS ZASJEKA
Izradio: Erna Bišić	Konzultant: STABILNOST KOSINA
Mentor: dr. sc. Željko Arbanas, dipl. ing. građ.	Datum: 10.2020. Mjerilo: 1:250 Broj: 3

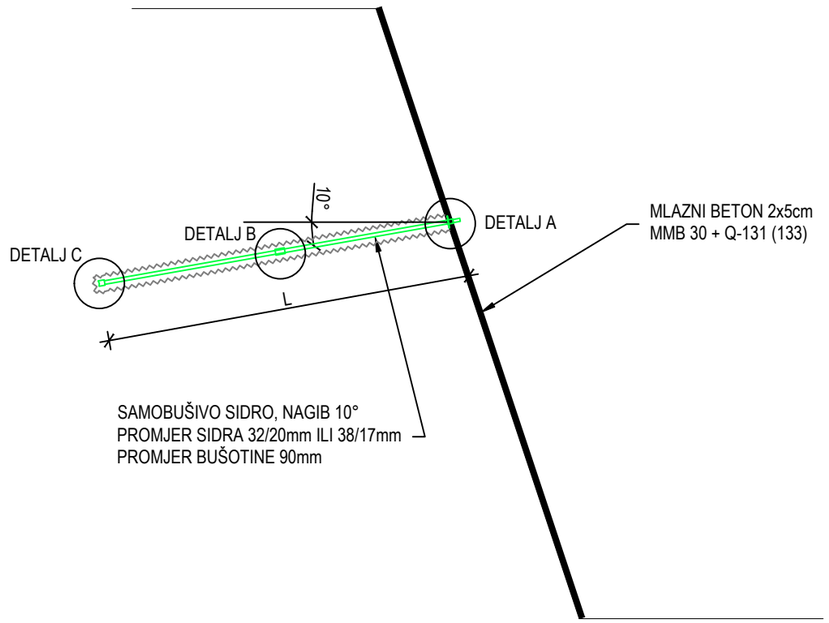
POPREČNI PRESJEK 0+190.00
M 1:200



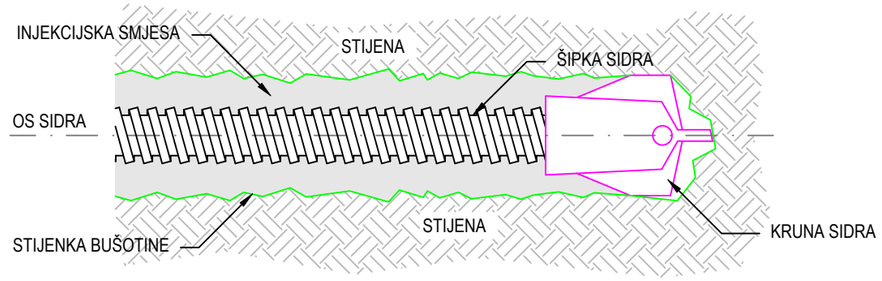
PREUZETO IZ IZVEDBENOG GEOTEHNIČKOG PROJEKTA ZAŠTITE POKOSA ZASJEKA (2018), GRAĐEVINSKI FAKULTET SVEUČILIŠTA U RIJECI

GF GRAĐEVINSKI FAKULTET, SVEUČILIŠTE U RIJECI			
Diplomski rad **PROJEKTIRANJE VISOKIH STIJENSKIH ZASJEKA OPSERVACIJSKOM METODOM**	Sadržaj nacrta: **POPREČNI PRESJEK 0+190.00**		
Student: **Ema Bišić**	Kolegij: **STABILNOST KOSINA**		
Mentor: dr. sc. **Željko Arbanas**, dipl. ing. grad.	Datum: IX 2020.	Mjerilo: 1:200	List: 3

M 1:100

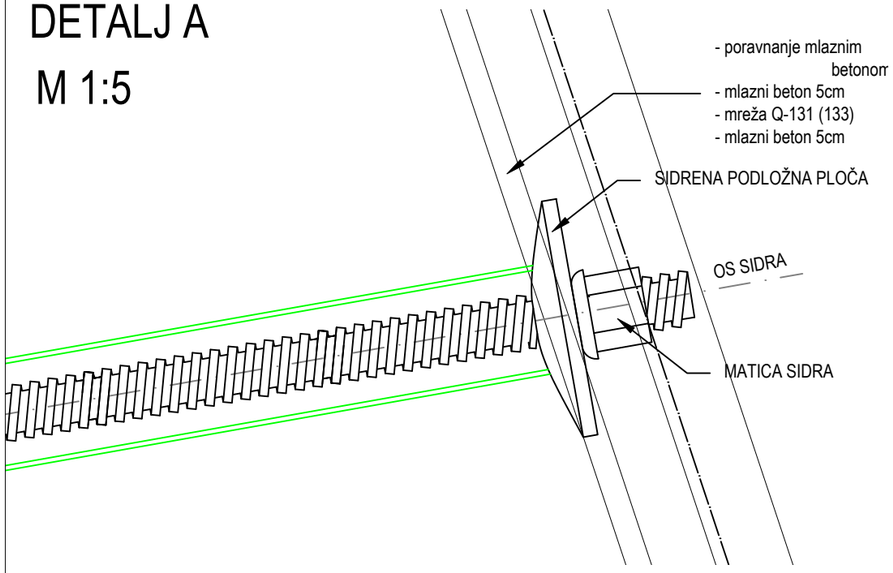


DETALJ C

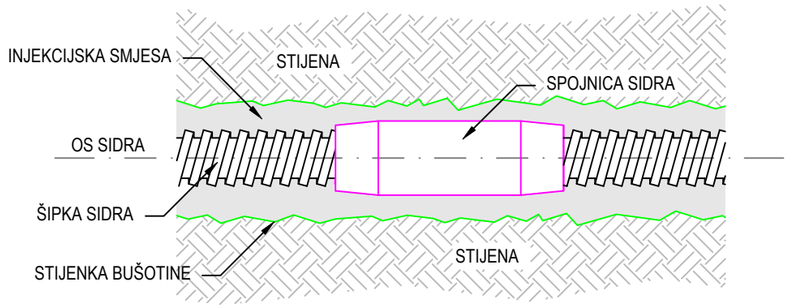


DETALJ A

M 1:5



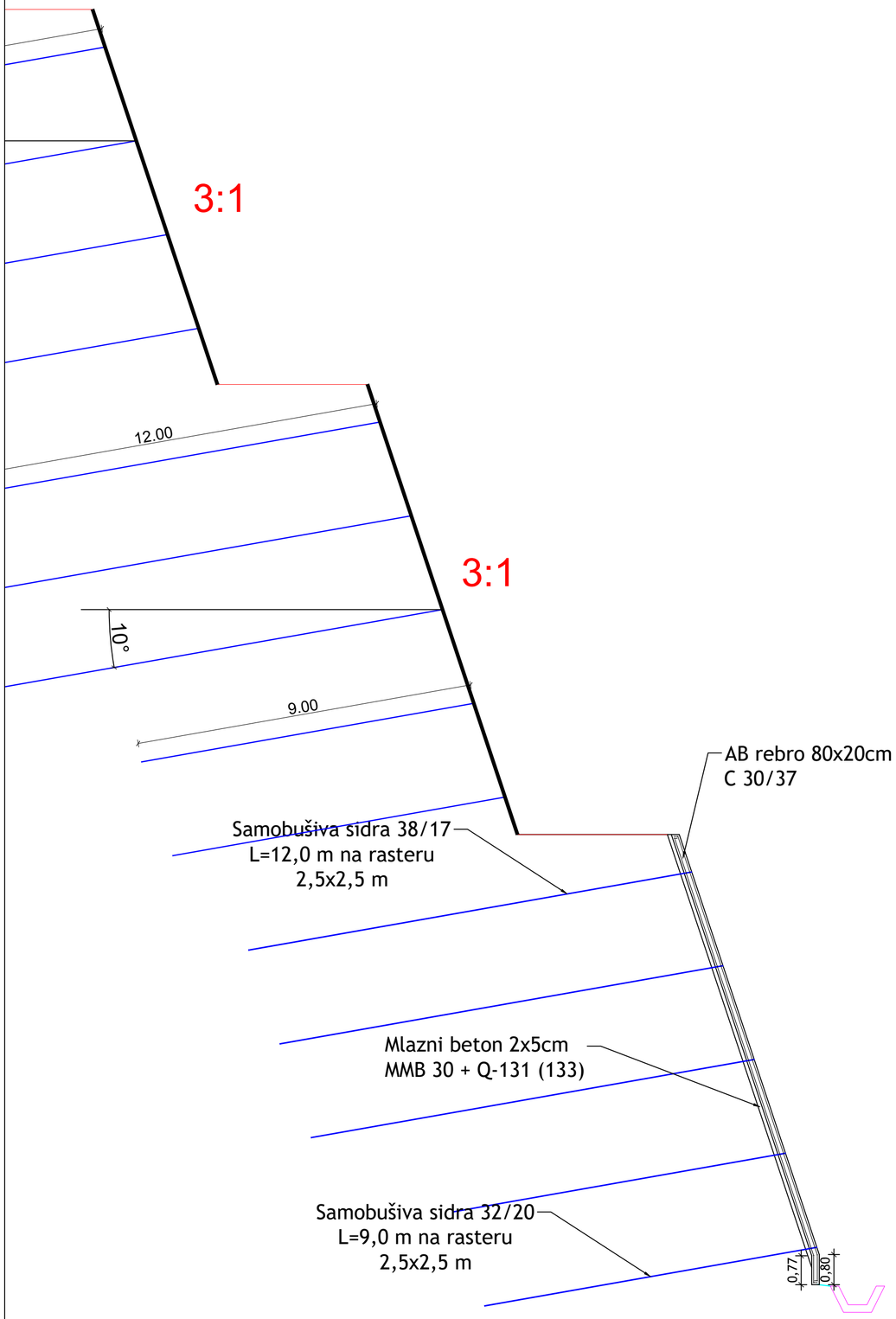
DETALJ B



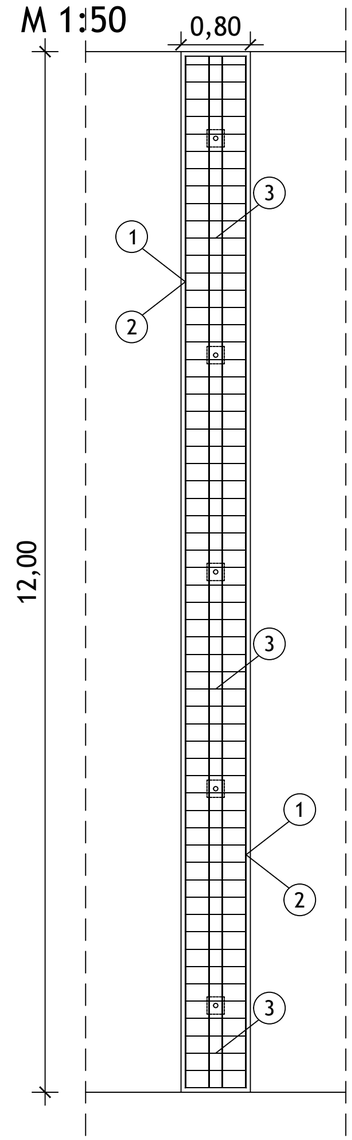
PREUZETO IZ IZVEDBENOG GEOTEHNIČKOG PROJEKTA ZAŠTITE POKOSA ZASJEKA (2018), GRAĐEVINSKI FAKULTET SVEUČILIŠTA U RIJECI

GF	GRAĐEVINSKI FAKULTET, SVEUČILIŠTE U RIJECI		
Diplomski rad **PROJEKTIRANJE VISOKIH STIJENSKIH ZASJEKA OPSERVACIJSKOM METODOM**	Sadržaj nacrta: **DETALJI IZVEDBE SAMOBUŠIVOG SIDRA**		
Student: **Ema Bišić**	Kolegij: **STABILNOST KOSINA**		
Mentor: dr. sc. **Željko Arbanas**, dipl. ing. građ.	Datum: IX 2020.	Mjerilo: 1:50, 1:100	List: 4

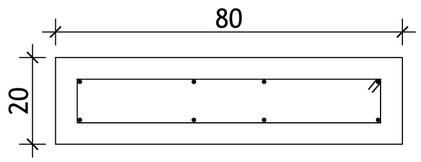
NORMALNI PRESJEK KROZ POKOS
M 1:100



POGLED NA AB REBRO
M 1:50

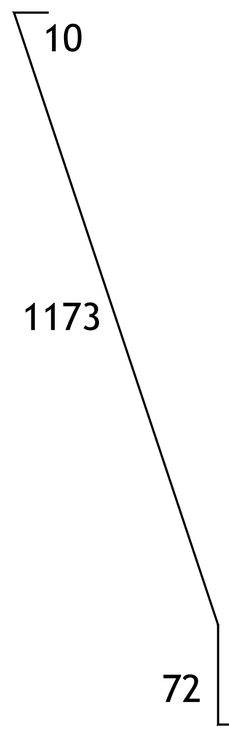


PRESJEK AB REBRA

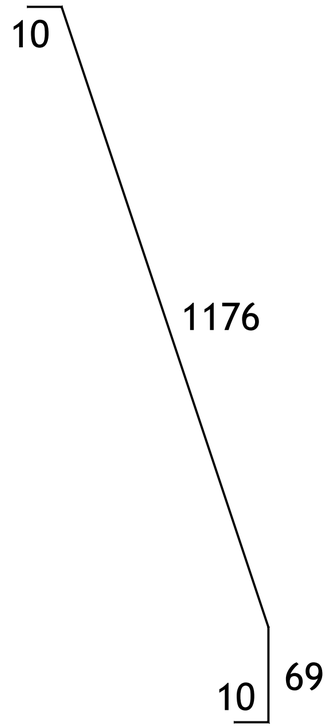


DETALJI ARMIRANJA AB REBRA

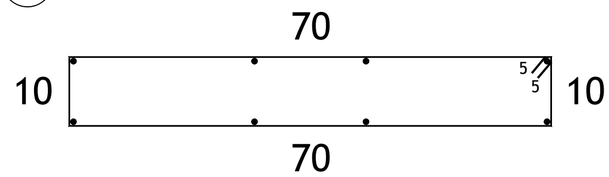
1 RA 4Ø16



2 RA 4Ø16



3 RA Ø12/20cm



ISKAZ ARMATURE PO 1 AB REBRU
B500B C30/37

POZICIJA	L [m]	kg/m'	kom	težina [kg]
1	12,65	1,621	4	82,02
2	12,65	1,621	4	82,02
3	1,70	0,911	61	94,47
		ukupno [kg]		258,51

PREUZETO IZ IZVEDBENOG GEOTEHNIČKOG PROJEKTA ZAŠTITE POKOSA ZASJEKA (2018), GRAĐEVINSKI FAKULTET SVEUČILIŠTA U RIJECI

GF GRAĐEVINSKI FAKULTET, SVEUČILIŠTE U RIJECI			
Diplomski rad **PROJEKTIRANJE VISOKIH STIJENSKIH ZASJEKA OPSERVACIJSKOM METODOM**	Sadržaj nacrta: **DETALJI IZVEDBE ARMIRANOBETONSKOG REBRA**		
Student: **Ema Bišić**	Kolegij: **STABILNOST KOSINA**		
Mentor: dr. sc. **Željko Arbanas**, dipl. ing. građ.	Datum: IX 2020.	Mjerilo: 1:50, 1:100	List: 5