

Građevna jama Novi Vinodolski

Lušetić, Marina

Master's thesis / Diplomski rad

2021

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://um.nsk.hr/um:nbn:hr:157:956295>

Rights / Prava: [In copyright](#)/[Zaštićeno autorskim pravom.](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2025-03-28**



image not found or type unknown *Repository / Repozitorij:*

[Repository of the University of Rijeka, Faculty of Civil Engineering - FCERI Repository](#)



image not found or type unknown

**SVEUČILIŠTE U RIJECI
GRAĐEVINSKI FAKULTET U RIJECI**

Marina Lušetić

Građevna jama Novi Vinodolski

Diplomski rad

Rijeka, 2021.

**SVEUČILIŠTE U RIJECI
GRAĐEVINSKI FAKULTET U RIJECI**

**Diplomski studij
Inženjerska mehanika stijena**

**Marina Lušetić
0114026282**

Građevna jama Novi Vinodolski

Diplomski rad

Rijeka, veljača 2021.

Naziv studija: **Sveučilišni diplomski studij Građevinarstvo**

Znanstveno područje: Tehničke znanosti

Znanstveno polje: Građevinarstvo

Znanstvena grana: Geotehnika

Tema diplomskog rada

**GRAĐEVNA JAMA NOVI VINODOLSKI
CONSTRUCTION PIT NOVI VINODOLSKI**

Kandidatkinja: **MARINA LUŠETIĆ**

Kolegij: **INŽENJERSKA MEHANIKA STIJENA**

Diplomski rad broj: **UI-2020-30**

Zadatak:

U diplomskom radu bit će prikazane numeričke analize naprezanja i deformacija u sklopu izvedbe građevne jame na lokaciji u Novom Vinodolskom. U rad je uključena teorijska baza poznavanja mehaničkih svojstava stijenske mase koja se uzimaju u obzir u proračunu kao i pregled podgradnih sustava koji se koriste u svrhu stabilizacije stijenskih pokosa građevnih jama. Građevna jama Novi Resort izgrađena je u vapnenačkoj stijenskoj masi, a zaštita se izvodi na sjevernom i zapadnom pokosu. Parametri čvrstoće određeni su korištenjem Hoek – Brownovog kriterija čvrstoće u softveru RocData, dok su za najvišu visinu pokosa analize stabilnosti i analize stanja naprezanja i deformacija provedene u Rocscience Slide i RS2 softveru.

Tema rada je uručena: 25. veljače 2020.

Komentor:

dr. sc. Josip Peranić,
mag. ing. aedif.

Mentorica:

izv. prof. dr. sc. Sanja Dugonjić Jovančević,
dipl. ing. građ.

IZJAVA

Diplomski rad sam izradila samostalno, u suradnji s mentoricom i komentorom i uz poštivanje pozitivnih građevinskih propisa i znanstvenih dostignuća iz područja građevinarstva. Građevinski fakultet u Rijeci je nositelj prava intelektualnog vlasništva u odnosu na ovaj rad.

M. Lušetić

Marina Lušetić

U Rijeci, 22. veljače 2021.

Sažetak:

Za potrebe izgradnje građevine za smještaj sezonskih radnika u naselju Novi Resort (Zagori), zbog morfologije terena, bilo je potrebno izvesti građevnu jamu, tj. ukopati dio građevine. Zasijecanjem stijenske mase izvedeni su gotovo vertikalno zasječeni pokosi najviše visine 12 m. Predmetne pokose sjever i zapad potrebno je dodatno zaštititi te osigurati njihovu stabilnost odgovarajućim mjerama. U ovome radu opisana je izvedba i zaštita predmetnog sjevernog pokosa kombinacijom stijenskih sidara i mlaznog betona. Za sjeverni su pokos, uporabom računalnih programa *Slide* i *RS2 (Rocscience Inc.)*, provedene analize stabilnosti i analize napreznja i deformacija te je na temelju dobivenih rezultata predloženo i opisano izvođenje odgovarajućih mjera sanacije. Za provođenje navedenih analiza nužno je poznavanje i određivanje geoloških i geotehničkih značajki stijenske mase, kao i poznavanje njezinih mehaničkih svojstava poput čvrstoće i deformabilnosti te kriterija po kojim se ona određuju. Ulazni parametri za proračun određeni su na temelju provedenih istražnih radova predmetne lokacije te opisivanjem stijenske mase temeljenom na njezinoj geomehaničkoj klasifikaciji, a njihove su vrijednosti dobivene primjenom Hoek – Brownovog kriterija čvrstoće. Poznavanje osnovnih značajki i karakteristika stijenske mase omogućuje i odabir odgovarajućeg podgradnog sustava za stabilizaciju stijenskog pokosa, a na odabir također utječe i geometrija i dimenzije pokosa kao i uvjeti lokacije na kojoj se pokos izvodi. Izvođenje radova i ugradnja elemenata stabilizacije zahtijeva posebne tehničke uvjete te kontrolu i osiguranje kvalitete koji su također opisani u radu.

Ključne riječi: građevna jama, stijenski pokos, štapna sidra, mlazni beton, analiza stabilnosti, čvrstoća i deformabilnost stijenske mase, podgradni sustav

Abstract:

For constructing a building to accommodate seasonal workers in the settlement of Novi Rezort (Zagori), due to the morphology of the terrain, it was necessary to dig the excavation pit. By cutting the rock mass, almost vertically cut slopes of maximum height of 12 m were made. The slopes need to be additionally protected and stability ensured by appropriate measures. This paper describes the construction and protection of the northern slope with combination of anchors and shotcrete. For the northern slope, using computer programs *Slide* i *RS2 (Rocscience Inc.)*, stability analyses and stress and strain analyses were performed. Based on the obtained results the implementation of appropriate remediation measures was proposed and described. To conduct these analyses, it is necessary to know and determine the geological and geotechnical characteristics of the rock mass, as well as knowledge of its mechanical properties such as strength and deformability and the criteria by which they are determined. The input parameters for the calculation were determined on the basis of the conducted research works of the subject location and the description of the rock mass based on its geomechanical classification. Values of the input parameters were obtained by applying the Hoek - Brown strength criterion. Knowledge of the basic characteristics of the rock mass enables the selection of an appropriate support system for stabilization of rock slope, and the selection is also influenced by the geometry and dimensions of the slope as well as the conditions of the location where the slope is performed. Execution of works and installation of stabilization elements requires special technical conditions and quality control and assurance, which are also described in the paper.

Key words: excavation pit, rock slope, rod anchors, shotcrete, stability analyses, strength and deformability of rock mass, support system

Sadržaj

1. UVOD.....	1
2. MEHANIČKA SVOJSTVA STIJENSKE MASE.....	3
2.1. Čvrstoća	3
2.1.1. Parametri čvrstoće.....	3
2.1.3. Čvrstoća diskontinuiteta	21
2.2. Deformabilnost stijenske mase.....	25
3. GEOMEHANIČKA RMR KLASIFIKACIJA	29
4. PODGRADNI SUSTAVI	33
4.1. Principi stabilizacije i odabir podgradnog sustava	33
4.2. Zaštita građevnih jama	38
4.2.1. Sidra	38
4.2.1.1. Štapna sidra	40
4.2.1.2. Geotehnička sidra	46
4.2.2. Mlazni beton	48
4.3. Tipovi zaštite građevnih jama	51
4.3.1. Zid od mlaznog betona i sidara	51
4.3.2. Zid od Larsenovih platica	52
4.3.3. Zid od bušenih čeličnih profila s ispunom	53
4.3.4. Zid od bušenih pilota	54
5. OSIGURANJE STIJENSKOG POKOSA GRAĐEVNE JAME NOVI RESORT	55
5.1. Opis lokacije i istraživački radovi.....	55
5.2. Geološka građa, tektonika i seizmičnost područja.....	56
5.3. Hidrogeološke značajke terena	57
5.4. Inženjerskogeološke i geotehničke značajke	59
5.4.1. Zakon čvrstoće kvazihomogene stijenske mase.....	61
5.4.2. Zakon čvrstoće diskontinuiteta	63
6. Analize stabilnosti zasjeka	64
6.1. Geostatičke analize.....	64
6.1.1. Slom kroz kvazihomogenu stijensku masu	64
6.1.2. Slom kroz kvazihomogenu stijensku masu – mjere osiguranja.....	67
6.1.3. Slom po diskontinuitetima	68
6.1.4. Slom po diskontinuitetima – mjere osiguranja	69
6.2. Analiza naprezanja i deformacija	70

7. TEHNIČKI UVJETI IZVOĐENJA RADOVA.....	76
7.1. Plan rada	76
7.3. Iskolčenje i označavanje pozicija.....	76
7.4. Beton i mlazni beton	76
7.5. Armatura.....	79
7.6. Samobušiva i štapna sidra.....	79
7.7. Armaturni jastuci.....	80
7.8. Procjednice	80
8. PROGRAM KONTROLE I OSIGURANJA KVALITETE.....	81
9. TROŠKOVNIK.....	83
10. ZAKLJUČAK.....	86
LITERATURA.....	87

Popis slika:

Slika 1: Idealizirani prikaz stijenske mase i mjerodavnog uzorka za određivanje čvrstoće [3].....	4
Slika 2: Tipovi sloma u različitim geološkim uvjetima: a) Ravninski slom na plohi slojevitosti; b) Plitki slom u stijeni s gustim diskontinuitetima; c) Rotacijski slom u rezidualnom tlu i trošnoj stijenskoj masi; d) Plitki slom u vrlo slaboj intaktnoj stijeni bez diskontinuiteta [3]	5
Slika 3: Princip ispitivanja Brazilskim testom [4]	6
Slika 4: Mohrova anelopa čvrstoće [5]	7
Slika 5: Karakteristični modeli sloma: smični, vlačni, smično vlačni i plastični [4].....	8
Slika 6: Područje primjene Hoek - Brownovog kriterija [13]	20
Slika 7: Fizikalni model smicanja po diskontinuitetu za Morh - Coulombov kriterij čvrstoće [15] ...	21
Slika 8: Pattonov pokus na nazubljenim uzorcima [16]	22
Slika 9: Standardizirani profili hrapavosti diskontinuiteta (lijevo) [18] i alternativna metoda određivanja JRC (desno) [19].....	23
Slika 10: Naponsko - deformacijska krivulja [6]	25
Slika 11: Izračunavanje modula deformabilnosti iz naponsko - deformacijske krivulje [2]	26
Slika 12: Naponsko - deformacijske krivulje za tri tipa ponašanja materijala nakon pojave strukturalnih promjena [20]	27
Slika 13: Principi armiranja i podupiranja [6]	34
Slika 14: Dijagram za odabir podgrade na temelju Q – klasifikacije [25]	36
Slika 15: Elementi sustava ojačanja [27]	38
Slika 16: Aktivno i pasivno stijensko sidro [6].....	39
Slika 17: Mehanički usidreno štapno sidro s ekspanzijskom glavom [29].....	41
Slika 18: Injektirano štapno sidro [29]	42
Slika 19: Samobušivo štapno sidro [29]	43
Slika 20: Injektirana pletena sidra od čeličnih niti [29]	44
Slika 21: Primjeri različitih poprečnih presjeka čeličnih žica [6]	44
Slika 22: Split Set sidro [6]	45
Slika 23: Swellex sidro [6]	46
Slika 24: Geotehničko prednapregnuto sidro [31].....	47
Slika 25: Mlaznica za suhi postupak [6].....	48
Slika 26: Mlaznica za mokri postupak [6]	48
Slika 27: Varena čelična mreža i žičano pletivo [6].	49
Slika 28: Čelična vlakna i mikroarmirani beton [6]	50
Slika 29: Zid od mlaznog betona osiguran sidrima [26]	51
Slika 30: Zid od Larsenovih platica [26]	52
Slika 31: Zid od bušenih čeličnih profila i betonske ispune [26]	53
Slika 32: Zid od bušenih pilota s razmakom ili međusobnim preklapanjem profila [26]	54
Slika 33: Građevna jama - pokos sjever [32]	55
Slika 34: Građevna jama - pokos zapad [32]	55
Slika 35: Funkcija čvrstoće stijenske mase - podloga 1	62
Slika 36: Funkcija čvrstoće stijenske mase - podloga 2	62
Slika 37: Funkcija čvrstoće diskontinuiteta	63
Slika 38: Model za slom kroz stijensku masu s nožicom kružne klizne plohe na dnu građevne jame	65

Slika 39: Rezultati za slom kroz stijensku masu s nožicom kružne klizne plohe na dnu građevne jame	65
Slika 40: Model za slom kroz stijensku masu s nožicom kružne klizne plohe na kontaktu stijenske mase podloga 1 i 2	66
Slika 41: Rezultati za slom kroz stijensku masu s nožicom kružne klizne plohe na kontaktu stijenske mase podloge 1 i 2	66
Slika 42: Model s ojačanjem stijenske mase	67
Slika 43: Rezultati analize s uračunatim ojačanjem stijenske mase	68
Slika 44: Model za proračun sloma po diskontinuitetima	68
Slika 45: Rezultati analize za slom po diskontinuiteta s minimalnim faktorima sigurnosti.....	69
Slika 46: Model za slom po diskontinuitetima s ojačanjem stijenske mase.....	70
Slika 47: Rezultati za slom po diskontinuitetima s ojačanjem stijenske mase	70
Slika 48: Proračunski model	71
Slika 49: Vertikalna naprezanja za in situ stanje prije iskopa	72
Slika 50: Faze iskopa.....	72
Slika 51: Vertikalna naprezanja nakon iskopa i sanacije pokosa	74
Slika 52: Horizontalni pomaci nakon iskopa i sanacije pokosa	74
Slika 53: Vertikalni pomaci nakon iskopa i sanacije pokosa	75

Popis tablica:

Tablica 1: Terenska procjena jednoosne tlačne čvrstoće [8].....	9
Tablica 2: Aproximativne vrijednosti kvalitete stijenske mase i parametara stijenske mase za unaprijeđeni Hoek - Brownov kriterij čvrstoće [9].....	11
Tablica 3: Vrijednosti konstante a i odnosa m_b/m_i s obzirom na strukturu stijenske mase i površinskog stanja diskontinuiteta [10]	13
Tablica 4: Vrijednost konstante m_i u ovisnosti o geološkom podrijetlu stijenske mase za opći Hoek - Brownov kriterij čvrstoće [11]	15
Tablica 5: Procijenjene vrijednosti parametara s, a, odnosa m_b/m_i , modula deformacije E i Poissonovog koeficijenta ν za opći Hoek- Brownov kriterij [11]	16
Tablica 6: Dijagram za određivanje GSI na temelju geoloških opažanja [12]	18
Tablica 7: Dijagram za određivanje GSI kod heterogene i poremećene stijenske mase [12]	19
Tablica 8: RMR klasifikacija [22]	29
Tablica 9: Klase izvedbe zasjeka i mjera stabilizacije [24]	34
Tablica 10: Odabir podgrade na temelju SMR klasifikacije [24]	35
Tablica 11: Preporuke za iskop i primarnu podgradu tunela u stijenskoj masi prema RMR sustavu[22]	37

1. UVOD

Za potrebe inženjerskog projektiranja i izvođenja geotehničkih radova u stijenskoj masi bitno je poznavati njezina mehanička svojstva. Kao jedna od najvažnijih mehaničkih svojstava stijenske mase ističu se njezina čvrstoća i deformabilnost. Budući da se stijenska masa u prirodnome obliku sastoji od dijelova intaktne stijene te pukotina odnosno diskontinuiteta, pri određivanju čvrstoće i deformabilnosti važno je dobro poznavanje i opisivanje istih. Opisivanje stijenske mase temelji se na vizualnoj procjeni te ocjeni inženjerske klasifikacije stijenske mase koja stijensku masu svrstava u kategorije od vrlo dobre do vrlo loše. Kvalitetno provedenom klasifikacijom i opisivanjem značajki stijenske mase omogućuje se određivanje ulaznih parametra čvrstoće i deformabilnosti, kao i prognoziranih mjera stabilizacije stijenskog pokosa. Čvrstoća i deformabilnost se u inženjerskom projektiranju uglavnom određuju korištenjem Hoek – Brownovog kriterija, a njegova primjena, čvrstoća stijenske mase i diskontinuiteta te geomehanička RMR klasifikacija detaljnije su opisani u prvome djelu rada.

Na temelju provedene inženjerske klasifikacije stijenske mase, kao što je spomenuto, dane su smjernice za odgovarajuće podgradne sustave. Podgradni sustav predstavlja mjere sanacije odnosno zaštite koje je potrebno izvesti kako bi se za vrijeme geotehničkih radova i po njihovom završetku osigurali sigurni uvjeti. U ovome radu opisani su osnovni principi stabilizacije i odabir odgovarajućeg tipa podgradnog sustava, a kao odabrani tip podgradnog sustava detaljnije je opisan način izvođenja i zaštite građevne jame tj. stijenskog pokosa stijenskim sidrima i mlaznim betonom.

Cilj ovog rada je opisati te provesti geostatičke analize za osiguranje stijenskog pokosa građevne jame Novi Resort. Građevna jama nalazi se u blizini Novog Vinodolskog te se izvodi za potrebe izgradnje građevine za smještaja sezonskih radnika. Izvedbom građevne jame stvoreni su zapadni i sjeverni pokos visine 12 m te je u ovome radu analiziran predmetni sjeverni i zapadni pokos. Za provedbu geostatičkih analiza stabilnosti te analizu naprezanja i deformacija ojačanog predmetnog pokosa bilo je potrebno definirati sve potrebne ulazne parametre stijenske mase i korištene podgrade. Ulazni parametri dobiveni su detaljnim opisom i pregledom predmetne lokacije te izvođenjem istražnih geotehničkih radova opisanih u radu. U radu je također opisana geološka građa i seizmičnost područja te hidrogeološke značajke terena. Na temelju provedenih istražnih radova dobivene su

inženjerskogeološke i geotehničke značajke stijenske mase, a kao mjera sanacije odabrana je izvedba samobušivih i štapnih sidara te zaštita pokosa mlaznim betonom. Analize su provedene računalnim programima *Rockscience Slide* i *RS2* te su za predmetni ojačani pokos dobiveni odgovarajući faktori sigurnosti i prikazana vertikalna naprezanja te horizontalni i vertikalni pomaci. Svi radovi za izvedbu građevne jame te zaštitu stijenskog pokosa izvodili su se sukladno općim tehničkim uvjetima definiranim prema odgovarajućim normama te su za iste provedene propisane kontrole za osiguranje kvalitete izvedbe. Tehnički uvjeti izvođenja radova te program kontrole i osiguranja kvalitete opisani su u posljednjem djelu rada te je za izvedene radove dan troškovnik izvođenja radova.

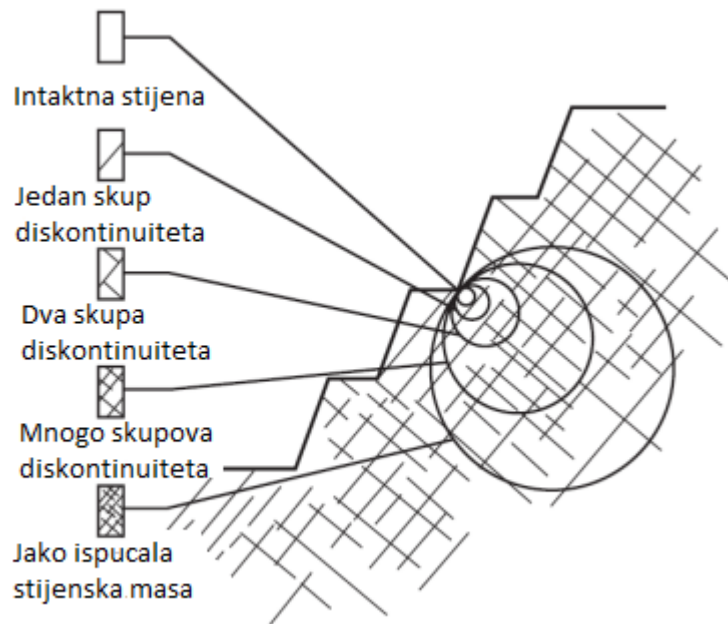
2. MEHANIČKA SVOJSTVA STIJENSKE MASE

2.1. Čvrstoća

2.1.1. Parametri čvrstoće

Pri inženjerskom projektiranju u stijenskoj masi najveći izazov odnosno problem predstavlja predviđanje i usvajanje ulaznih parametara čvrstoće stijenske mase velikih razmjera. Parametri čvrstoće stijenske mase kohezija i kut unutarnjeg trenja određuju se laboratorijskim ispitivanjima uz pomoć korištenja triaksijalnog uređaja ili uređaja za izravan posmik [1].

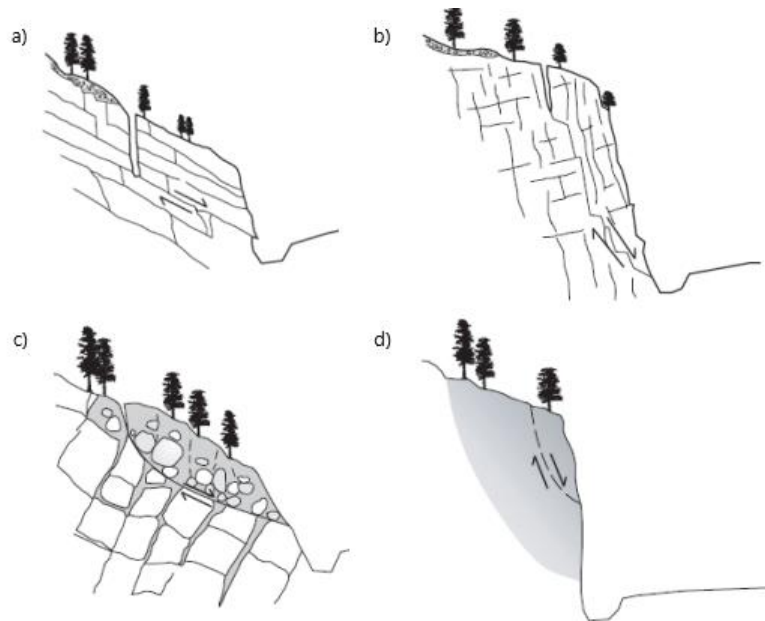
Stijenska masa kao prirodni medij sastoji se od dva dijela točnije intaktne stijene i diskontinuiteta te ju to čini heterogenom, anizotropnom, raspucalom i prirodno napregnutom. Intaktna stijena sastavljena je od zrna nastalih tijekom geološke povijesti, a predstavljena je materijalom cjelovite jezgre stijenske mase koji ne sadrži diskontinuitete. Različiti tipovi pukotina, rasjeda, ploha škrljavosti i slojevitosti te općenito oslabljene zone u stijenskoj masi nazivaju se diskontinuiteti te su to ujedno i dijelovi s malom ili nikakvom vlačnom čvrstoćom stijenske mase. Prilikom usvajanja svojstava i parametara čvrstoće bitno je definirati područje zahvata stijenske mase koji će se promatrati na način da su zahvatom obuhvaćeni svi elementi stijenske mase. Na slici 1. prikazan je idealizirani dijagram prijelaza s intaktne stijene na stijensku masu isprekidanu diskontinuitetima, a budući da su duljine diskontinuiteta puno manje od sveukupne dimenzije otvorenog pokosa, za ovaj bi slučaj odgovarajući uzorak predstavljalo područje obuhvaćeno krugom najvećeg radijusa [2].



Slika 1: Idealizirani prikaz stijenske mase i mjerodavnog uzorka za određivanje čvrstoće [3]

Međutim, kako je visina jedne etaže na pokosu približno jednaka duljini diskontinuiteta, stabilnost može ugroziti i jedan diskontinuitet. Tada se mjerodavnim uzorkom za određivanje parametara smatra onaj koji obuhvaća set diskontinuiteta. U konačnici, između dva seta diskontinuiteta moguće je promatrati uzorak intaktne stijene mjerodavan za procijene metode bušenja ili miniranja. Dakle pri određivanju parametra čvrstoće potrebno je sagledati diskontinuitete, intaktnu stijenu te stijensku masu u cjelini zajedno s njihovim faktorima koji utječu na posmičnu čvrstoću, a to su položaj, duljina, razmak i stanje diskontinuiteta, njihov oblik, hrapavost te stanje trošnosti na njihovoj površini, tlačna čvrstoća i kut trenja intaktne stijene te utjecaj trošenja za vrijeme trajanja radova kao i tijekom eksploatacije konstrukcije [2].

Prilikom odabira parametra čvrstoće koji se pri inženjerskom projektiranju uzimaju u obzir potrebno je sagledati i geološke uvijete pri kojima dolazi do loma stijenske mase. Ovisno o tome može se izdvojiti nekoliko karakterističnih slučajeva prikazanih na slici 2.

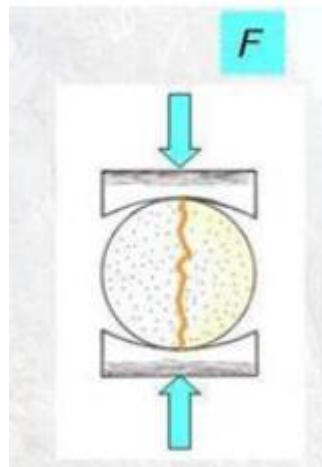


Slika 2: Tipovi sloma u različitim geološkim uvjetima: a) Ravninski slom na plohi slojevitosti; b) Plitki slom u stijeni s gustim diskontinuitetima; c) Rotacijski slom u rezidualnom tlu i trošnoj stijenskoj masi; d) Plitki slom u vrlo slaboj intaktnoj stijeni bez diskontinuiteta [3]

Iz navedenih slučajeva može se zaključiti da do smicanja i formiranja klizne plohe dolazi na plohi koja se cijela ili dijelom nalazi u intaktnoj stijeni ili po plohi postojećeg diskontinuiteta. Mjerodavni parametri čvrstoće ovise o uvjetima na kosini, a to su: posmična čvrstoća diskontinuiteta po kojem se dogodilo klizanje (slika 2a), stupanj raspucalosti i čvrstoća intaktne stijena pa se parametri određuju iz empirijskih izraza (slika 2b), stupanj trošnosti stijenske mase gdje su parametri određeni pomoću povratnih analiza stabilnosti (slika 2c) ili ovise o čvrstoći intaktne stijene (slika 2d) [2].

Čvrstoće stijenske mase njezino je mehaničko svojstvo definirano kao maksimalno naprezanje koje materijal može podnijeti pri bilo kojem tipu opterećenja, a da pritom ne dođe do loma. Njezina vrijednost ovisi o značajkama stijenske mase odnosno mineralno – petrografskim čimbenicima kao što su mineralni sastav, čvrstoća minerala koji izgrađuju stijenu, jačini kohezije između zrna, krupnoći materijala i njihovom međudnosu, teksturi, poroznosti, sposobnosti upijanja vode, raspucalosti i svježini stijene. Osim navedenog, čvrstoća ovisi i o njezinim parametrima čvrstoće te vanjskim faktorima kao što su naprezanja kojima je stijena izložena, dinamička opterećenja, rasterećenja, prisutnost vode i sl.. Kod stijena razlikujemo slijedeće vrste čvrstoća: tlačna (jednoosona ili troosna), vlačna i posmična [4].

Vlačnu čvrstoću stijene predstavlja maksimalno vlačno naprezanje koje materijal može izdržati. Može se određivati direktnim i indirektnim postupcima od kojih se u praksi najviše koristi indirektni postupak nazvan Brazilski test pri kojem se vlačno naprezanje unutar uzorka izaziva tlačnim opterećenjem.



Slika 3: Princip ispitivanja Brazilskim testom [4]

Rezultat testa je vlačna čvrstoća stijene (σ_{BTS}) koja je kod stijenskog materijala uglavnom niska, a prikazana je formulom:

$$\sigma_{BTS} = \frac{2F}{\pi Dt} \quad (1)$$

gdje je D promjer uzorka, t debljina, a F sila njegova sloma.

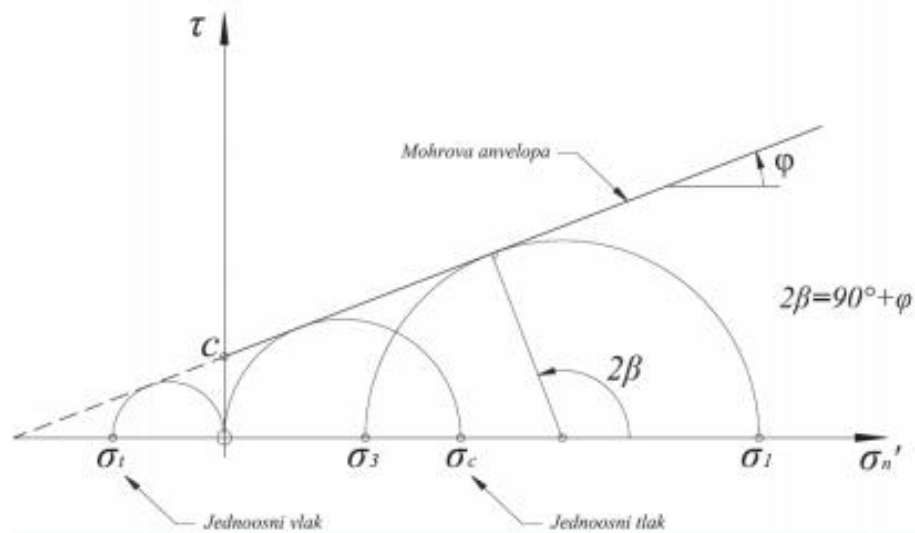
Posmična čvrstoća intaktne stijene čvrstoća je o kojoj ovisi stabilnost stijenskih pokosa na kliznoj plohi. Mohr-Coulombov zakon sloma najpoznatiji je zakon odnosno

kriterij za jednoznačno određivanje sloma u tlu pa tako i definiranje vrijednosti posmične čvrstoće intaktne stijene. Prema navedenom zakonu posmična čvrstoća definirana je izrazom:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (2)$$

gdje je c' kohezija materijala (posljedica veza između čestica), φ' kut unutarnjeg trenja materijala (posljedica trenja između čestica) te σ' normalno efektivno naprezanje u trenutku sloma. Normalno efektivno naprezanje σ' i posmično naprezanje τ_f djeluju na istu ravninu nazvanu ravninom sloma, a parametri c' i φ' nazivaju se efektivni parametri posmične čvrstoće tla [2].

Mohr – Coulombovim kriterijem čvrstoće definiran je odnos između normalnih i posmičnih naprezanja u trenutku sloma, a navedeni se kriterij može prikazati pravcem (anvelopom) čvrstoće koji tangira Mohrovu kružnicu. Položaj i promjer Mohrove kružnice definiran je kritičnim kombinacijama glavnih naprezanja σ_1 i σ_3 (slika 4). Ovaj se zakon svrstava u linearne kriterije čvrstoće, a njegovi se parametri određuju iz laboratorijskih podataka dobivenih iz troosnog pokusa ili pokusa izravnog posmika [5].



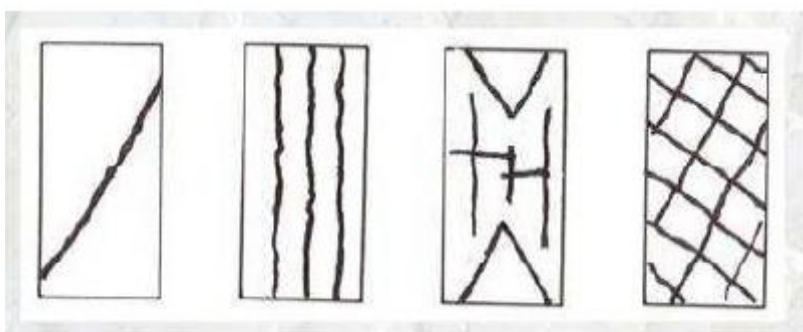
Slika 4: Mohrova anelopa čvrstoće [5]

Jednoosna tlačna čvrstoća parametar je koji se najčešće koristi pri opisu stijenske mase te se ovisno o tipu stijene može kretati u vrlo širokim rasponima. Navedeni se parametar može nazvati i vršnom čvrstoćom te je definiran kao najveće naprezanje u jednom smjeru koje stijena može podnijeti popraćeno slobodnim bočnim širenjem

materijala odnosno određenom vršnom deformacijom. Može se prikazati slijedećim izrazom:

$$\sigma_c = \frac{F}{A} \quad (3)$$

gdje je jednoosna tlačna čvrstoća (σ_c) određena silom F koja djeluje na površinu poprečnog presjeka (A). U trenutku doseg vršne čvrstoće dolazi do sloma materijala koji se u stijenskoj masi može manifestirati kao smični slom, vlačni, smično vlačni te plastični (slika 5). Nakon sloma, gdje postoji značajnija deformacija, čvrstoća stijene i dalje postoji, međutim, njezina je vrijednost smanjena te se naziva rezidualnom čvrstoćom [4].



Slika 5: Karakteristični modeli sloma: smični, vlačni, smično vlačni i plastični [4]

Pri određivanju mehaničkih svojstava stijenske mase moguće je koristiti dva pristupa, a to su određivanje svojstava na temelju terenskih mjerenja odnosno velikih *in situ* pokusa ili empirijskim postupcima temeljenim na klasifikacijama stijenske mase. Danas najpoznatiji i najkorišteniji empirijski postupak pri rješavanju inženjerskih problema u stijenskoj masi naziva se Hoek – Brownov nelinearni kriterij čvrstoće [6].

Originalni Hoek – Brownov kriterij čvrstoće određen je 1980. godine, zasniva se na podacima triaksijalnog ispitivanja stijenske mase te ga definira slijedeći izraz:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_c + s\sigma_c^2} \quad (4)$$

gdje su s i m konstante ovisne o karakteristikama stijenske mase, σ_c veće glavno naprezanje pri slomu, σ_3 manje glavno naprezanje pri slomu te σ_c jednoosna tlačna čvrstoća intaktne stijene. Konstanta s iznosi 1, a konstanta m jednaka je m_i za intaktnu stijenu, dok za raspucalu stijensku masu vrijedi da se konstanta s može kretati u rasponu od 0 do 1, a m je manji od m_i . Kod intaktne stijene vrijednost m_i određuje se iz troosnog ispitivanja pri čemu se stijena izlaže različitim naprežanjima ili iz dobivenih rezultata ispitivanja. Hoek i Brown

su detaljan prikaz vrijednosti m_i predložili na temelju podjele stijenskih masa u klase vrijednosti. Za određivanje parametara s i m kod raspucale stijenske mase, Hoek i Brown predložili su korištenje RMR i Q klasifikacije stijenske mase budući da je vrijednost pojedinog parametra teško odrediti bez provedenog troosnog ispitivanja, a što u većini analiza nije moguće praktično primijeniti. U slučaju nemogućnosti ispitivanja jednoosne tlačne čvrstoće, Brown je 1981. godine predložio njenu terensku procjenu (Tablica 1.) [7].

Tablica 1: Terenska procjena jednoosne tlačne čvrstoće [8]

Stupanj	Opis stijenske mase	Jednoosna tlačna čvrstoća (MPa)	Point load test (PLT) (MPa)	Terenska procjena čvrstoće	Primjeri
R6	Ekstremno čvrsta	>250	>10	Uzorak se geološkim čekićem jedino okrhne	Svježi bazalt, čert, diabaz, gnajs, granit, kvarcit
R5	Vrlo čvrsta	100-250	4-10	Uzorak zahtijeva veliki broj udaraca geološkim čekićem da bi se slomio	Amfibolit, pješčenjak, bazalt, gabro, gnajs, granodiorit, vapnenac, mramor, riolit, tuf
R4	Čvrsta	50-100	2-4	Uzorak zahtijeva više od jednog udaraca geološkim čekićem da bi se slomio	Vapnenac, mramor, filit, pješčenjak, škriljvac, šejl
R3	Srednje čvrsta	25-50	1-2	Uzorak nije moguće zarezati ili rascjepati nožem, ali se može slomiti jednim udarcem geološkog čekića	Glinjak, ugljen, beton, škriljvac, šejl, silit
R2	Meka	5-25	**	Uzorak se može zarezati nožem uz teškoće, a pojedini odlomci mogu se odcijepiti laganim udarcima geološkog čekića	Kreda, kamena sol, potaša
R1	Vrlo meka	1-5	**	Uzorak se raspada pod laganim udarcem geološkog čekića i može se rezati nožem	Jako raspadnute stijene ili izmijenjene stijene
R0	Ekstremno meka	0.25-1	**	Razdvaja se pod pritiskom nokta	Meka pukotinska ispuna

Budući da je kroz primjenu originalnog Hoek – Brownovog kriterija utvrđeno da je navedeni kriterij prekonzervativan, kroz godine se kriterij mijenjao i nadograđivao pa je tako 1988. godine Hoek – Brownov kriterij unaprijeđen te su predložene dvije kategorije stijenske mase: poremećena i neporemećena stijenska masa. Za njih su definirani novi načini određivanja parametara s i m , u izraz su uvrštena efektivna naprezanja, a promijenjena je i tehnika određivanja kohezije c' i unutarnjeg kuta φ' . Za neporemećenu stijensku masu parametri m i s određuju se prema izrazima:

$$m = m_i * e^{\frac{RMR-100}{28}} \quad (5)$$

$$s = e^{\frac{RMR-100}{9}} \quad (6)$$

a za poremećenu stijensku masu:

$$m = m_i * e^{\frac{RMR-100}{14}} \quad (7)$$

$$s = e^{\frac{RMR-100}{6}} \quad (8)$$

RMR predstavlja vrijednost *RMR* koja se usvaja na osnovi klasifikacije Bieniawskog iz 1976. godine o kojoj će više biti rečeno u poglavlju broj 3., a m_i je vrijednost m intaktne stijene. Važno je napomenuti da su pri određivanju parametara s i m usvojeni suhi uvjeti stijenske mase, s 10 bodova te da se utjecaj orijentacije pukotina ne uzima u obzir. Vrijednosti dobivene izrazima (5), (6), (7) i (8) potrebno je kritički razmotriti kada se unaprijeđeni Hoek – Brownov kriterij čvrstoće koristi pri analizama stabilnosti pokosa kod kojih je stijenska masa poremećena i oslabljena zbog iskopa ili miniranja. Također, kod analiza stabilnosti potrebno je u obzir uzeti utjecaj podzemne vode i orijentaciju pukotina. Aproksimativne vrijednosti parametara i kvalitete stijenske mase za unaprijeđeni Hoek – Brownov kriterij čvrstoće sumirane su u tablici 2 [7].

Tablica 2: Aproximativne vrijednosti kvalitete stijenske mase i parametara stijenske mase za unaprijeđeni Hoek - Brownov kriterij čvrstoće [9]

<p>EMPIRIJSKI KRITERIJ ČVRSTOĆE</p> $\sigma'_1 = \sqrt{m\sigma_c\sigma'_3 + s\sigma_c^2}$ <p>σ'_1 - veći glavni efektivni napon, σ'_3 - manji glavni efektivni napon,</p> <p>σ_c - jednoosna tlačna čvrstoća intaktne stijene,</p> <p>m, s – empirijski param., poremećeno, mi, si – empirijski param., neporemećeno</p>	KARBONATNE STIJENE S DORBO RAZVIJENIM KRISTALNIM KLIVAŽOM dolomiti, vapnenci, mramori	OKAMENJENE GLINOVITE STIJENE šeji, siliti, gline i škrijci, lapori	ARENITNE STIJENE S JAKIM KRISTALIMA I SLABO RAZVIJENIM KRISTALNIM KLIVAŽOM pješčerjak, kvarcit	FINOZRNATE POLIMINERALNE MAGMATSKJE KRISTALIZIRANE STIJENE andezit, dolerit, diabaz, riolit	KRUPNOZRNATE POLIMINERALNE MAGMATSKJE I METAMORFNE KRISTALIZIRANE STIJENE amfibolit, gabro, gnajls, granit, norit, kvarcdiorit
<p>INTAKTNA STIJENA Laboratorijski uzorak bez pukotina.</p> <p>m s RMR=100 Q=500</p>	<p>7.00 1.00 7.00 1.00</p>	<p>10.00 1.00 10.00 1.00</p>	<p>15.00 1.00 15.00 1.00</p>	<p>17.00 1.00 17.00 1.00</p>	<p>25.00 1.00 25.00 1.00</p>
<p>VRLO DOBRA KVALITETA STIJENE Dobro uklinjena s hrapavim neoštećenim pukotinama na razmaku 1-3 m.</p> <p>m s RMR=85 Q=100</p>	<p>2.40 0.082 4.10 0.189</p>	<p>3.43 0.082 5.85 0.189</p>	<p>5.14 0.082 8.78 0.189</p>	<p>5.82 0.082 9.95 0.189</p>	<p>8.56 0.082 14.63 0.189</p>
<p>DOBRA KVALITETA STIJENSKE MASE Neoštećena do neznatno oštećena stijena, neznatno poremećena s razmakom pukotina 1-3 m.</p> <p>m s RMR=65 Q=10</p>	<p>0.575 0.00293 2.0060 0.0205</p>	<p>0.821 0.00293 2.865 0.0205</p>	<p>1.231 0.00293 4.298 0.0205</p>	<p>1.395 0.00293 4.871 0.0205</p>	<p>2.052 0.00293 7.163 0.0205</p>
<p>SREDNJA KVALITETA STIJENSKE MASE Nekoliko skupova umjereno oštećenih pukotina na razmaku 0.3-1.0 m.</p> <p>m s RMR=44 Q=1</p>	<p>0.128 0.00009 0.947 0.00198</p>	<p>0.183 0.00009 1.353 0.00198</p>	<p>0.275 0.00009 2.030 0.00198</p>	<p>0.311 0.00009 2.301 0.00198</p>	<p>0.458 0.00009 3.383 0.00198</p>
<p>SLABA KVALITETA STIJENSKE MASE Brojne oštećene pukotine na razmaku 30-500 mm s nešto ispune. Čista zbijena stijenska ispuna.</p> <p>m s RMR=23 Q=0.1</p>	<p>0.029 0.000003 0.447 0.00019</p>	<p>0.041 0.000003 0.639 0.00019</p>	<p>0.061 0.000003 0.959 0.00019</p>	<p>0.069 0.000003 1.087 0.00019</p>	<p>0.102 0.000003 1.598 0.00019</p>
<p>VRLO SLABA KVALITETA STIJENSKE MASE Brojne jako oštećene pukotine na razmaku <50 mm s ispunom. Raspadnuta stijena.</p> <p>m s RMR=3 Q=0.01</p>	<p>0.007 0.0000001 0.219 0.00002</p>	<p>0.010 0.0000001 0.313 0.00002</p>	<p>0.015 0.0000001 0.469 0.00002</p>	<p>0.017 0.0000001 0.532 0.00002</p>	<p>0.025 0.0000001 0.782 0.00002</p>

1992. godine primjenom originalnog Hoek – Brownovog zakona na raspucanoj stijenskoj masi utvrđeno je da se prihvatljiva vrijednost čvrstoće dobiva samo u slučajevima kada manji glavni napon dosegne značajnije vrijednosti. Pri malim vrijednostima glavnih naprezanja dobiva se previsoka vrijednost vlačne i osne tlačne čvrstoće, a u stvarnosti je vlačna čvrstoća raspucale stijene vrlo mala ili je niti nema. Zbog navedenog razloga originalni Hoek – Brownov kriterij modificiran je na način da sadrži uvjet u kojem vrijednost vlačne čvrstoće stijenske mase iznosi nula te glasi:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b * \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} \right)^a \quad (9)$$

gdje je:

σ'_1 - veće glavno naprezanje,

σ'_3 - manje glavno naprezanje,

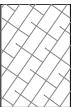



σ_c - jednoosna tlačna čvrstoća intaktne stijene,

a - konstanta ovisna o karakteristikama stijenske mase,

m_b - vrijednost konstante m za raspucalu stijensku masu

Vrijednost konstante m_b ista je kao i vrijednost konstante m iz izraza za originalni Hoek – Brownov kriterij (4), dok je za određivanje konstanti a , m_i i odnosa m_b/m_i za intaktnu stijenu predložena tablica temeljena na pojednostavljenom opisu stijenske mase u kojoj je stijenska masa opisana njenom strukturom te površinskim uvjetima diskontinuiteta (tablica 3.) [7].

Tablica 3: Vrijednosti konstante a i odnosa m_b/m_i s obzirom na strukturu stijenske mase i površinskog stanja diskontinuiteta [10]

MODIFICIRANI HOEK-BROWNOV KRITERIJ ČVRSTOĆE	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
$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b * \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} \right)^a$ <p>σ'_1 - veći glavni efektivni napon σ'_3 - manji glavni efektivni napon σ_c - jednoosna tlačna čvrstoća intaktne stijene m_b, a - konstante koje ovise o sustavu, strukturi i stanju površine stijenske mase</p> <p>STRUKTURA STIJENSKE MASE</p>						
 <p>BLOKOVI - vrlo dobro uklještena, neporemećena stijenska masa; veliki blokovi</p>	mb/mi a	0.7 0.3	0.5 0.35	0.3 0.4	0.1 0.45	
 <p>UGLAVNOM BLOKOVI - uklještena, djelomično poremećena stijenska masa; blokovi srednje veličine</p>	mb/mi a	0.3 0.4	0.2 0.45	0.1 0.5	0.04 0.5	
 <p>BLOKOVI / SLOJEVITO - naborano s rasjedima, ispresjecano s mnogo diskontinuiteta; mali blokovi</p>	mb/mi a		0.08 0.5	0.04 0.5	0.01 0.55	0.004 0.6
 <p>ZDROBLJENO - loše uklještena, jako zdrobljena stijenska masa; vrlo mali blokovi</p>	mb/mi a		0.03 0.5	0.015 0.55	0.003 0.6	0.001 0.65

U konačnici, definiran je opći oblik Hoek – Brownovog kriterija te glasi:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b * \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (10)$$

Za intaktnu stijensku masu, kod koje vrijedi da je $s = 1$ i $a = 0.5$, poopćeni oblik Hoek – Brownovog kriterija glasi:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b * \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (11)$$

te se kod kvalitetne stijenske mase s uglavnom zatvorenim pukotinama gdje je $\alpha = 0.5$ opći oblik kriterija svodi na izraz za originalni Hoek – Brownov kriterij (4) , dok se kod slabo kvalitetne stijenske mase usvaja vrijednost $s = 0$ te izraz izgleda kao modificirani Hoek – Brownov kriterij (9). U izraze za proračun parametara m_b , s i α 1995. godine uveden je novi pojam koji predstavlja pojednostavljeni klasifikacijski sustav određivanja čvrstoće stijenske mase, a naziva se geološki indeks čvrstoće (GSI). Navedeni pojednostavljeni klasifikacijski sustav temelji se gotovo u potpunosti na vizualnoj procjeni vrijednosti GSI te ovisi o strukturi stijenske mase, površinskom stanju diskontinuiteta, značajkama intaktne stijene, geometriji intaktnih dijelova stijene kao i o promjenama uvjeta stanja naprezanja unutar stijenske mase.

Za neporemećenu stijensku masu vrijedi da je GSI veći od 25, parametar α iznosi 0.5, a vrijednosti parametara m_b i s određuju se prema slijedećim izrazima:

$$m_b = m_i * e^{\frac{GSI-100}{28}} \quad (12)$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9}} \quad (13)$$

Kod poremećene stijenske mase GSI manji je od 25, parametar s iznosi nula, a vrijednost parametra α definirana je slijedećim izrazom:

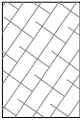
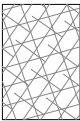


$$\alpha = 0.65 - \frac{GSI}{200} \quad (14)$$

Ukoliko je moguće provesti troosno ispitivanje intaktne stijene vrijednost konstante m_i određuje se iz dobivenih rezultata, a u protivnome se njena vrijednost određuje pomoću tablice predložene 1995. godine u ovisnosti o geološkom podrijetlu stijene (Tablica 4.). Iste godine predložena je i tablica u kojoj su na temelju pojednostavljenog strukturnog opisa stijenske mase i površinskog stanja diskontinuiteta sumirane i procijenjene određene vrijednosti pojedinih parametara za opći Hoek – Brownov kriterij (Tablica 5.) [7].

Tablica 4: Vrijednost konstante m_i u ovisnosti o geološkom podrijetlu stijenske mase za opći Hoek - Brownov kriterij čvrstoće [11]

Tip stijene	Klasa	Grupa	Tekstura			
			Krupna	Srednja	Fina	Vrlo fina
SEDIMENTNE	Klastične		Konglomerat (22)	Pješčenjak 19	Siltit (Prahovnjak) 9	Argilit (Glinjak) 4
			←————— Grauvaka —————→ 18			
	Neklastične	Organske	←————— Kreda 7 —————→ ←————— Ugljen (8-21) —————→			
		Karbonatne	Breča (20)	Sparitni vapnenac (10)	Mikritni vapnenac 8	
		Kemijske	Gips 16		Anhidrit 13	
METAMORFNE	Neškrljave		Mramor 9	Hornfels (Rožnac) (19)	Kvarcit 24	
	Slabo škrljave		Migmatit (30)	Amfibolit 25-31	Milonit (6)	
	Škrljave		Gnajs 33	Škrljavac 4-8	Filit (10)	Slejt 9
MAGMATSKE	Svijetle (Kisele)		Granit 33		Riolit (16)	Opsidijan (19)
			Granodiorit (30)		Dacit (17)	
	Tamne (Lužnate)		Diorit (28)		Andezit 19	
			Gabro 27	Dolerit (19)	Bazalt (17)	
		Norit 22				
	Efuzivni piroklastični tip		Aglomerat (20)	Breča (18)	Tuf (15)	

Tablica 5: Procijenjene vrijednosti parametara s , a , odnosa mb/m_i , modula deformacije E i Poissonovog koeficijenta ν za opći Hoek-Brownov kriterij [11]

OPĆI HOEK-BROWNOV KRITERIJ ČVRSTOĆE	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, ispućala, jako oštećena površina sa zbijenom naslagom ili ispunom koja sadrži uglaste fragmente stijene	VRLO LOŠE, ispućala, jako oštećena površina sa slojem ili ispunom od mekane gline
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b * \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$ <p>σ_1' - veći glavni efektivni napon σ_3' - manji glavni efektivni napon σ_c - jednoosna tlačna čvrstoća intaktne stijene m, s, a - konstante koje ovise o sustavu, strukturi i stanju površine stijenske mase</p>	STRUKTURA STIJENSKE MASE					
 <p>BLOKOVI Vrlo dobro uklještena i neporemećena stijenska masa s kubičnim blokovima formiranim s 3 ortogonalna diskontinuiteta</p>	mb/m_i	0.60	0.49	0.26	0.16	0.08
	s	0.190	0.021	0.015	0.003	0.0004
	a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	Em/MPa	75 000	40 000	20 000	9 000	3 000
	ν	0.2	0.2	0.25	0.25	0.25
	GSI	85	75	62	48	34
 <p>UGLAVNOM BLOKOVI Uklješteno, djelomično poremećena stijenska masa s višeplošnim uglatim blokovima formiranim s 4 ili više diskontinuiteta</p>	mb/m_i	0.40	0.29	0.16	0.11	0.07
	s	0.062	0.021	0.003	0.001	0
	a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.53
	Em/MPa	40 000	24 000	9 000	5 000	2 500
	ν	0.2	0.25	0.25	0.25	0.3
	GSI	75	65	48	38	25
 <p>BLOKOVI / SLOJEVITO Naborano s rasjedima te ispresijecano s mnogo diskontinuiteta koji formiraju uglate blokove</p>	mb/m_i	0.24	0.17	0.12	0.08	0.06
	s	0.012	0.004	0.001	0	0
	a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.55
	Em/MPa	18 000	10 000	6 000	3 000	2 000
	ν	0.25	0.25	0.25	0.3	0.3
	GSI	60	50	40	30	20
 <p>ZDROBLJENO Loše uklinjena, jako zdrobljena stijenska masa s mješavinom uglatih i zaobljenih blokova</p>	mb/m_i	0.17	0.12	0.08	0.06	0.04
	s	0.004	0.001	0	0	0
	a	0.5	0.5	0.5	0.55	0.60
	Em/MPa	10 000	6 000	3 000	2 000	1 000
	ν	0.25	0.25	0.3	0.3	0.3
	GSI	50	40	30	20	10

Posljednje promjene općeg Hoek-Brownovog kriterija donesene su 2002. godine kada je u proračun parametara m_b , s i a uveden faktor poremećenja D . Faktor D ovisi o stupnju poremećenja stijenske mase do kojeg dolazi zbog miniranja i naponskog relaksiranja, a može se kretati u rasponu od 0 za neporemećenu stijensku masu do 1 za vrlo

poremećenu stijensku masu. Također, ukinuto je izračunavanje parametara s i a za $GSI > 25$ i $GSI < 25$ koji se sada izražavaju istom jednažbom za sve stijenske mase. Navedene parametre definiraju sljedeći izrazi:


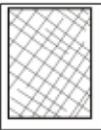




$$m_b = m_i * e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad (15)$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad (16)$$







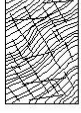

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (17)$$

Uvedena su i dva nova dijagrama za određivanje vrijednosti GSI temeljena na kvalitativnom opisu stijenske mase od kojih se jedan odnosi na stijensku masu općenito (Tablica 6.), a drugi samo na heterogene i poremećene stijene poput fliša (Tablica 7.) [6].

Tablica 6: Dijagram za određivanje GSI na temelju geoloških opažanja [12]

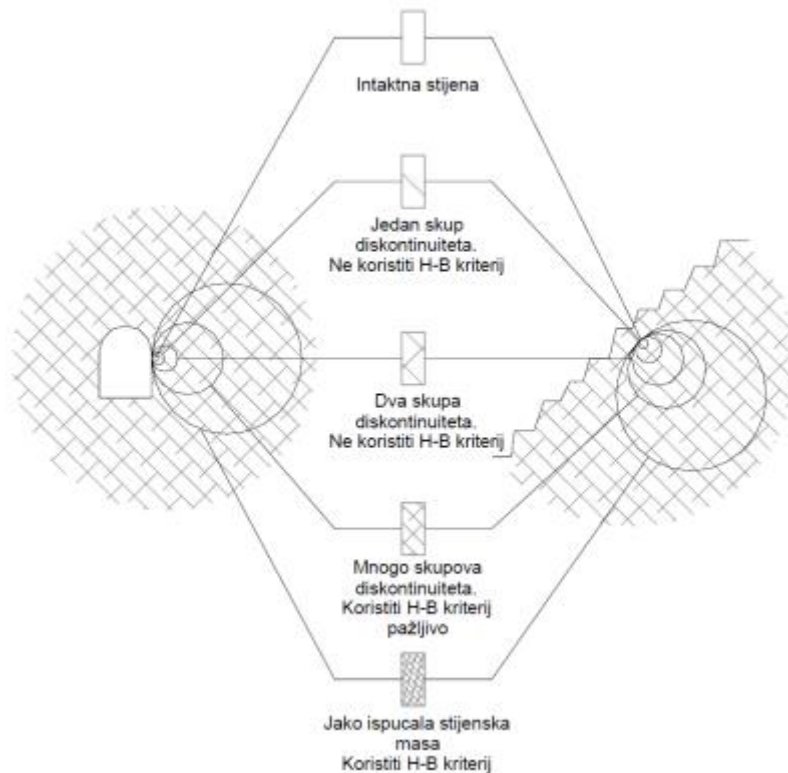
GSI ZA RASPUCALE STIJENE (Marinos i Hoek, 2000)		POVRŠINSKI UVJETI				
<p>Iz opisa litologije i strukture stijenske mase te stanja površine diskontinuiteta potrebno je odabrati prosječnu vrijednost GSI. Pri tome nije značajno biti previše točan. Procjena vrijednosti između 33 i 37 je realnija od točne vrijednosti GSI=35. Za napomenuti je da tabela nije primjenjiva za strukturno kontrolirane slomove. Gdje su prisutni nepovoljno orijentirani diskontinuiteti s obzirom na smjer iskopa, isti prevladavaju ponašanje stijenske mase. Čvrstoća stijenske mase može biti smanjena prisustvom podzemne vode i to mora biti uzeto u obzir pomakom u desno od povoljnih do vrlo loših uvjeta stijenske mase. Porni tlak ne mijenja vrijednosti GSI i utječe korištenjem efektivnih naprežanja u geostatičkim analizama.</p>		SMANJENJE KVALITETE POVRŠINA →				
		VRLO DOBRO - Vrlo hrapave svježe, nerastrošene površine	DOBRO - Hrapave, lagano rastrošene metalna boja površina	POVOLJNO - Glatke, srednje rastrošene i promijenjene površine	LOŠE - Ispucane, jako oštećene površine sa zbijenom naslagom ili ispunom koja sadrži uglaste fragmente stijene	VRLO LOŠE - Ispucane, jako oštećene površine sa slojem ili ispunom od mekane gline
STRUKTURA		SMANJENJE UKLJEŠTENOSTI KOMADA STIJENE				
	INTAKTNA ILI MASIVNA - intaktni komadi stijene ili masivna stijena <i>in situ</i> sa široko razmaknutim diskontinuitetima	90			N/P	N/P
	BLOKOVI - vrlo dobro uklještena i neporemećena stijenska masa s kubičnim blokovima formiranim s 3 ortogonalna diskontinuiteta	80	70			
	UGLAVNINOM BLOKOVI - uklješteno, djelomično poremećena stijenska masa s višeplošnim uglatim blokovima formiranim s 4 ili više diskontinuiteta		60	50		
	BLOKOVI/POREMEĆENO/SLOJEVITO - naborano s rasjedima te ispresjecano s mnogo diskontinuiteta koji formiraju uglate blokove. Prisutnost ploha slojevitosti ili škriljavosti			40	30	
	ZDROBLJENO - loše uklinjena, jako zdrobljena stijenska masa s mješavinom uglatih i zaobljenih blokova				20	
	LAMINIRANO/SMICANO - nedostatak blokovitosti zbog malog razmaka ploha škriljavosti ili smičućih ploha	N/P	N/P			10

Tablica 7: Dijagram za određivanje GSI kod heterogene i poremećene stijenske mase [12]

<p>GSI ZA HETEROGENE STIJENSKE MASE KAO ŠTO JE FLIŠ (Manos i Hoek, 2000)</p> <p>Iz opisa litologije i strukture stijenske mase te stanja pukotinskih površina (izabranih u međuslojnim ploham) potrebno je odabrati položaj u dijagramu. Potrebno je odabrati položaj koji odgovara uvjetima diskontinuiteta i procjeni prosječne vrijednosti GSI. Pri tome nije značajno biti previše točan. Procjena vrijednosti između 33 i 37 je realnija od točne vrijednosti GSI=35. Za napomenuti je da Hoek-Brownov kriterij nije primjenjiv na strukturu uvjetovane trošne zone. Kada su prisutni nepovoljno orijentirani kontinuirani diskontinuiteti slabijih značajki, isti prevladavaju ponašanje stijenske mase. Čvrstoća stijenske mase može biti smanjena prisustvom podzemne vode i to mora biti uzeto u obzir pomakom prema dobrim, slabim i vrlo slabim uvjetima stijenske mase. Porni tlak ne mijenja vrijednost GSI i utječe korištenjem efektivnih napona u geostatističkim analizama.</p> <p>SASTAV I STRUKTURA</p>	<p>STANJE DISKONTINUITETA (Dominantne pukotine)</p>	<p>VRLO DOBRO - Vrlo hrapave svježe, nerastrosene površine pukotina</p>	<p>JAKO DOBRO - Hrapave, slabo rastrosene površine pukotina</p>	<p>DOBRO - Glatke, srednje rastrosene i hrpave površine pukotina</p>	<p>SLABO - Vrlo glatke, često skisne površine s čvrstim premazom ili ispunom s ugljetrodomencima</p>	<p>VRLO SLABO - Vrlo glatke, skisne ili jako rastrosene površine pukotina s premazom ili ispunom od meke gline</p>
 <p>A. Debelo uslojeni, pješčenjak u velikim blokovima. Efekt premaza ispunne u međuslojnim pukotinama minimaliziran je nepravilnostima površine. U plitkim tunelima i padinama ovi pukotinski sustavi mogu izazvati kontrolirane strukturne nestabilnosti.</p>		70	A			
    <p>B. Pješčenjaci s tankim prosljocima silita</p> <p>C. Pješčenjaci i siliti u pravilnoj izmjeni</p> <p>D. Siliti ili silitni šejlovi s pješčenjačkim slojevima</p> <p>E. Meki siliti ili glinoviti šejlovi s pješčenjačkim slojevima</p>		50	B C D E			
<p>C, D, E i G - mogu biti manje savijeni, ali to ne mijenja čvrstoću. Tektonski pomaci, rasjedi i nedostatak kontinuiteta pomiče ove materijale u kategorije F i H.</p>  <p>F. Tektonski poremećeni, lako deformirani, izloženi smicanju glinoviti šejlovi ili siliti s deformiranim i slomljenim slojevima pješčenjaka koji izgrađuju uglavnom kaotičnu strukturu.</p>		30	F			
  <p>G. Neporemećeni prašnasti ili glinoviti šejlovi sa ili bez tankih pješčenjačkih slojeva.</p> <p>H. Tektonski poremećeni prašnasti ili glinoviti šejlovi koji formiraju kaotičnu strukturu s džepovima gline. Tanki slojevi pješčenjaka usitnjeni su u male odlomke.</p>		10	G H			

→ : Znači deformaciju nakon tektonskog poremećaja

Iako je Hoek – Brownov kriterij najčešće korišten kriterij pri određivanju čvrstoće stijenske mase, njegova je primjena ograničena. Budući da ovaj kriterij pretpostavlja izotropno i homogeno ponašanje stijenskih masa njegova je primjena opravdana u slučajevima određivanja čvrstoće za intaktnu stijenu ili jako raspucalu stijensku masu kod koje postoji dovoljan broj gusto raspoređenih diskontinuiteta sličnih karakteristika. Ukoliko postoji značajno slabiji set diskontinuiteta, u odnosu na ostale setove, koji tada reprezentira stijensko ponašanje, korištenje Hoek – Brownovog kriterija nije moguće ili je moguće uz dodatan oprez kao i u slučajevima kada je veličina blokova stijenske mase reda veličine analizirane građevine. U opisanim slučajevima stabilnost se analizira proučavanjem mehanizma sloma koji uključuje klizanje i rotaciju blokova i klinova koji su određeni diskontinuitetima koji ih okružuju [6].



Slika 6: Područje primjene Hoek - Brownovog kriterija [13]

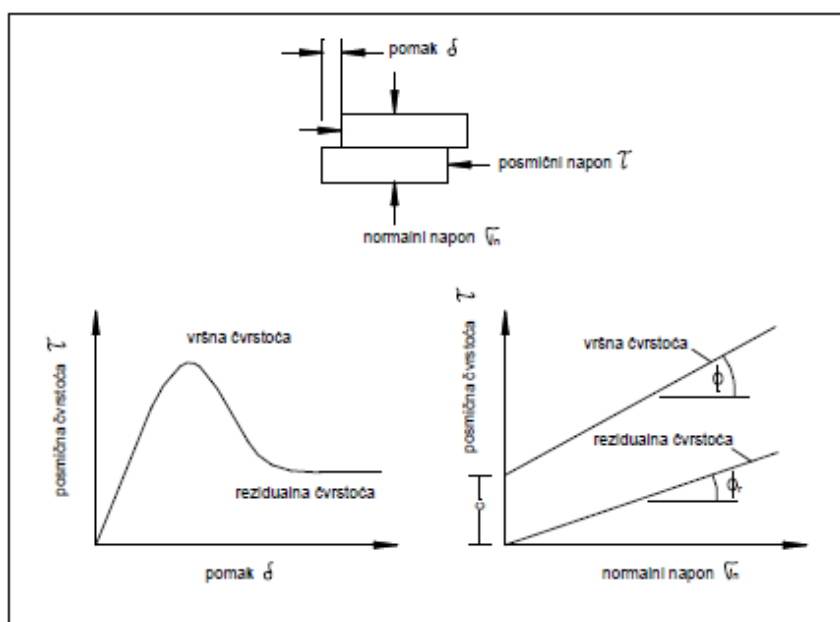
Prilikom korištenja Hoek – Brownovog kriterija u praksi, a najviše kod projektiranja i izvedbe vrlo visokih pokosa, uočeno je da se za uvjete neporemećene stijenske mase ($D = 0$) dobivaju previsoki rezultati posmične čvrstoće, a da bi se realni rezultati dobili usvajanjem uvjeta poremećene stijenske mase ($D = 1$). Zaključak je stoga da je ovaj kriterij potrebno i dalje analizirati i usavršavati, a posebice kod stijenskih masa niskih čvrstoća i klasifikacijskih vrijednosti [2].

2.1.3. Čvrstoća diskontinuiteta

Stijenska masa u stvarnosti isprekidana je raznim pukotinama, zdrobljenim zonama i rasjedima koji predstavljaju diskontinuitete, stoga je ukupna posmična čvrstoća stijenske mase ovisna o čvrstoći stijenki diskontinuiteta kao i o čvrstoći mostova koji razdvajaju diskontinuitete u intaktnoj stijenskoj masi. Veličina normalnih napreznja na plohu diskontinuiteta ili plohu sloma jedna je od presudnih stavki za određivanje čvrstoće diskontinuiteta i stijenske mase. Na malim dubinama normalna su napreznja vrlo mala pa je slom intaktne stijene vrlo rijedak, a ponašanje stijenske mase tada je definirano upravo čvrstoćom diskontinuiteta stoga je prilikom analiziranja stijenske mase bitno poznavati faktore koji utječu na posmičnu čvrstoću diskontinuiteta [14].

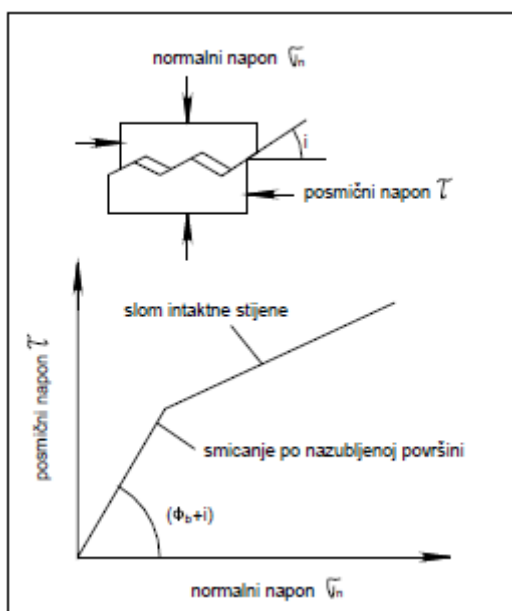
Linearna funkcija normalnih napreznja na plohi potpuno ravnog diskontinuiteta predstavlja njegovu posmičnu čvrstoću te odgovara Mohr – Coulombovom kriteriju čvrstoće prema izrazu (2) ranije navedenom u radu. Kada se zbog smicanja po diskontinuitetu dostigne njegova vršna čvrstoće, posmična napreznja se smanjuju na vrijednost rezidualne posmične čvrstoće (τ_r) te je to praćeno padom kohezije na iznos nula prema izrazu (18) gdje ϕ_r predstavlja rezidualnu kut unutarnjeg trenja stijenske mase. Stvarna kohezija zapravo postoji jedino kod diskontinuiteta s ispunom ili kod diskontinuiteta povezanih cementnim vezivom [7].

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r \quad (18)$$



Slika 7: Fizikalni model smicanja po diskontinuitetu za Mohr - Coulombov kriterij čvrstoće [15]

Površina diskontinuiteta u prirodi nikad nije u potpunosti glatka već je valovita i neravna odnosno posjeduje određenu površinsku hrapavost. Da površinska hrapavost diskontinuiteta utječe na povećanje vrijednosti posmične čvrstoće dokazano je 1966. godine pokusom na uzorcima s nazubljenom površinom (Pattonov uzorak).



Slika 8: Pattonov pokus na nazubljenim uzorcima [16]

Kod ovakvih uzoraka smicanje uzrokuje pomak i izdizanje po kosini nazubljenih površina što rezultira pojavom dilatiranja odnosno povećanja volumena uzorka. Posmična čvrstoća opisanih uzoraka u obzir uzima površinsku hrapavost diskontinuiteta odnosno nagib nazubljene površine (i) te je definirana slijedećim izrazom:

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_b + i) \quad (19)$$

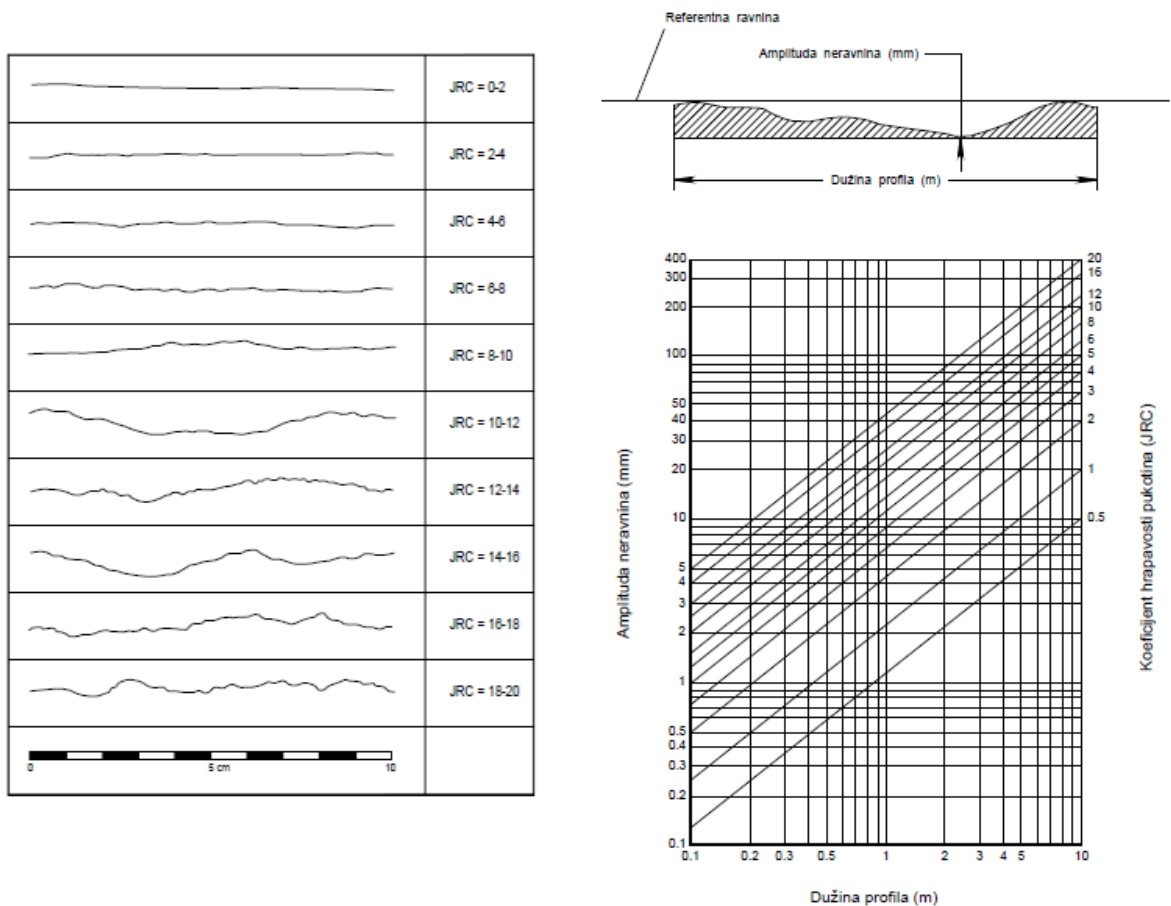
Navedeni izraz koristi se pri manjim vrijednostima normalnih naprezanja odnosno u slučajevima kada je posmični pomak posljedica pomaka po nagnutoj nazubljenoj površini. Kod većih vrijednosti normalnih naprezanja slom se manifestira slomom zuba, a ne smicanjem, što više odgovara ponašanju intaktne stijene pri slomu. Zbog toga se pri većim normalnim naprezanjima sugerira korištenje Mohr –Coulombovog kriterija s rezidualnim kutom trenja i prividnom kohezijom, a Pattonov kriterij čvrstoće diskontinuiteta smatra se bilinearnim [16].

1977. godine, kao proširenje Pattonovog kriterija, razvijen je empirijski kriterij posmične čvrstoće prirodnih diskontinuiteta koji osim hrapavosti površine obuhvaća i

tlačnu čvrstoću zidova diskontinuiteta. Ovaj kriterij predstavili su Barton i Chouby, a on glasi:

$$\tau = \sigma_n \tan \left(JRC * \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right) \quad (20)$$

JRC (Joint Roughness Coefficient) koeficijent je hrapavosti površine diskontinuiteta te se određuje na temelju vizualne usporedbe promatranog diskontinuiteta i definiranih standardiziranih profila diskontinuiteta s već određenim koeficijentom hrapavosti koji su predloženi 1977. godine. Alternativna metoda određivanja *JRC* predložena je 1982. godine, a svodi se na određivanje amplitude neravnine u odnosu na referentnu liniju diskontinuiteta i duljinu mjernog profila kojeg reprezentira određeni *JRC* [17].



Slika 9: Standardizirani profili hrapavosti diskontinuiteta (lijevo) [18] i alternativna metoda određivanja JRC (desno) [19]

JCS (Joint Wall Compressive Strength) je tlačna čvrstoća zidova diskontinuiteta koja se određuje terenskim „*in situ*“ ispitivanjima uz pomoć Schmidtovog čekića. ϕ_b u gore navedenim izrazima predstavlja bazni kut unutarnjeg trenja stijenske mase te je to ujedno

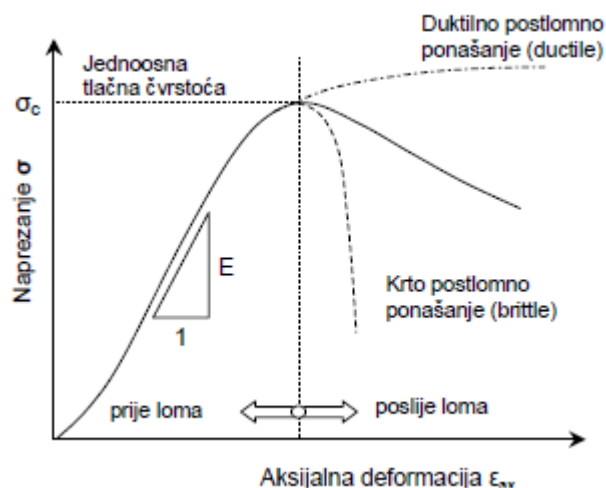
i jedan od osnovnih korištenih pojmova za određivanje čvrstoće diskontinuiteta. Određuje se smicanjem na ravno prerezanoj plohi intaktne stijene, a njegova vrijednost približna je vrijednosti rezidualnog kuta trenja ϕ_r stoga se kao kriterij čvrstoće za bazni kut može koristiti gore navedeni izraz (18). Prilikom određivanja tlačne čvrstoće stjenki diskontinuiteta i koeficijenta hrapavosti problem predstavlja veličina odnosno mjerilo promatranog uzorka. Mjerodavni diskontinuiteti u prirodi mogu biti duljine i do nekoliko desetaka metara, a usvojene vrijednosti JCS -a i JRC -a moraju predstavljati čitavu njihovu duljinu odnosno uzimati u obzir čitavu veličinu promatrane površine. Zbog toga su 1982. godine u proračune uvedene vrijednosti JRC_n i JCS_n koje predstavljaju vrijednosti navedenih parametara za veće mjerilo te izraz za Barton-ov i Chouby-ev kriterij čvrstoće s uvrštenim rezidualnim kutom trenja glasi:

$$\tau = \sigma_n \tan \left(JRC_n * \log_{10} \left(\frac{JCS_n}{\sigma} \right) + \phi_r \right) \quad (21)$$

2.2. Deformabilnost stijenske mase

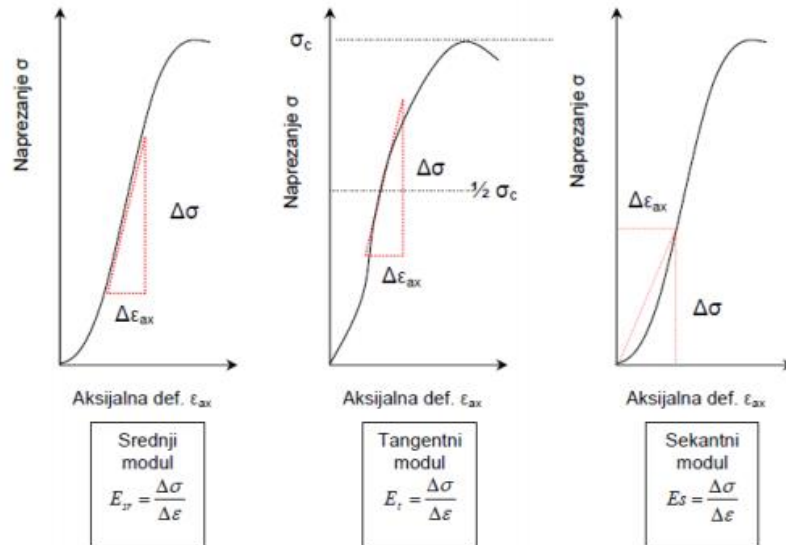
Deformacija stijenske mase kao i čvrstoća najviše ovisi o poroznosti i stupnju raspucalosti uzorka budući da su pore i pukotine najkritičniji odnosno najslabiji i najdeformabilniji elementi stijenske mase. Zbog toga je deformabilnost intaktne stijene puno manja od deformabilnosti jako raspucale stijenske mase. Osim o porama i pukotinama, deformabilnost ovisi i o prirodi te veličini naprezanja kojem je stijenska masa izložena budući da deformacija nastaje kao odgovor na naprezanja, a definira se kao razlika u duljini ili volumenu između originalnog, početnog stanja uzorka i deformiranog [2].

Najkorisnijim opisom mehaničkog ponašanja intaktne stijene smatra se naponsko – deformacijska krivulja koja je rezultat laboratorijskog pokusa pri jednoosnom tlačenju uzorka.



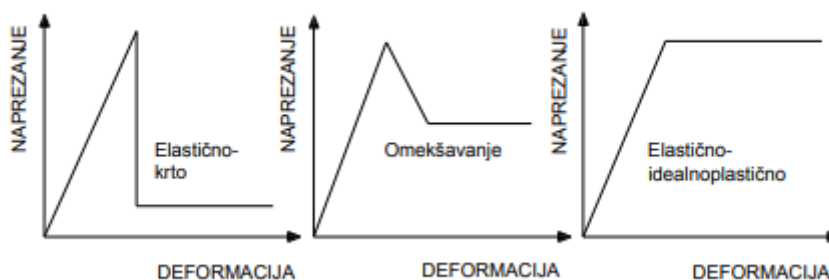
Slika 10: Naponsko - deformacijska krivulja [6]

Iz navedene krivulje mogu se očitati važni podaci o stijenskom ponašanju kao što su jednoosna tlačna čvrstoća, Youngov modul elastičnosti (E) te postlomno ponašanje stijene. Modul elastičnosti predstavlja relativne deformacije izmjerene u smjeru djelovanja sile kada je uzorak opterećen tlačno ili vlačno, a njegovo izračunavanje iz naponsko – deformacijske krivulje vidljivo je na slici 11. [6].



Slika 11: Izračunavanje modula deformabilnosti iz naponsko - deformacijske krivulje [2]

Slabo deformabilne stijene imaju visok modul elastičnosti, krte su te ih prepoznajemo po strmom početnom dijelu naponsko - deformacijske krivulje za razliku od mekih, jako deformabilnih stijena čiji je početni dio krivulje blago nagnut. Ukoliko se ispitivani uzorak nakon ispitivanja odnosno podnesenog naprezanja vrati u prvobitno stanje (oblik) usvojeno je da je uzorak elastičan, međutim kroz ispitivanja provedenima na različitim stijenama zaključeno je da se stijene ne ponašaju linearno elastično. U početku ispitivanja uzorak se ponaša gotovo elastično, međutim povećanjem naprezanja dolazi do promjene strukture stijene što rezultira povećanom deformacijom. U trenutku dosega vršne čvrstoće stijenke dolazi do pojave pukotina i sloma te s daljnjim konstantnim povećanjem deformacije naprezanje naglo opada, a pukotine se povećavaju. U konačnici, povećanjem pukotina, stvoreni su potpuno odvojeni fragmenti uzorka te otpor naprezanju predstavlja trenje među njima. Postlomni dio krivulje mjera je krtosti stijene koja se može ponašati duktilno ili krto, a definirana je nagibom krivulje u postlomnom dijelu. U ovisnosti o odnosu naprezanja i deformacije ponašanje stijene nakon pojave strukturalnih promjena mogu se izdvojiti tri vrte ponašanja stijenke prikazane na slici 12. [2].



Slika 12: Naponsko - deformacijske krivulje za tri tipa ponašanja materijala nakon pojave strukturalnih promjena [20]

Deformabilnost stijenske mase ovisi i o veličini promatranog uzorka, a budući da terensko ispitivanje stijenske mase velikih razmjera nije jednostavno te je skupo, danas se, osim laboratorijskim načinom ispitivanja, deformabilnost određuje pomoću empirijskih izraza na temelju klasifikacija stijenske mase i drugih parametara. 1978. godine u proračun modula elastičnosti za $RMR > 50$ prvi puta je uvrštena vrijednost RMR te je modul elastičnosti prema Bieniawskom definiran slijedećim izrazom:

$$E = 2RMR - 100 \text{ [GPa]} \quad (22)$$

1983. godine proširena je postojeća baza podataka te je izračunavanje modula elastičnosti dano izrazom 24. Kroz primjenu u praksi potvrđena je ovisnost modula deformabilnosti i RMR klasifikacije te je za vrijednost $RMR > 58$ preporuka korištenja izraza 22, a za $RMR < 58$ prema Serafimu i Pereirai izraz 24.

$$E = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \text{ [GPa]} \quad (23)$$

1997. Hoek i Brown korigirali su izraz za izračunavanja modula elastičnosti uvođenjem u proračun vrijednosti GSI i redukcijom modula deformacije za stijene s jednoosnom tlačnom čvrstoćom manjom od 100 MPa (izraz 24). Redukcija je uvedena jer je utvrđeno da su deformacije kvalitetnijih stijenskih masa ovisne o diskontinuitetima, a slabijih o intaktnim dijelovima stijene. 2002. godine, uvažavajući poremećenost stijenske mase, izraz poprima oblik izraza (25) [21].

$$E = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}} \text{ [MPa]} \quad (24)$$

$$E = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}} \text{ [MPa]} \quad (25)$$

Posljednja velika istraživanja načina izračunavanja modula deformabilnosti u ovisnosti o klasifikacijama stijenske mase provedena su 2005. godine (Galera, Alvarez i Bieniawski) za RMR klasifikaciju i 2006. godine za GSI klasifikaciju (Hoek i Diederich). Moduli su izraženi slijedećim izrazima:

$$E = e^{\frac{RMR-10}{18}} [GPa] \quad (26)$$

$$E = 100,000 \left(\frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{75 + 25D - GSI}{11}}} \right) [MPa] \quad (27)$$

3. GEOMEHANIČKA RMR KLASIFIKACIJA

Klasifikacijom stijenske mase naziva se postupak grupiranja i opisivanja stijenskog materijala na osnovi međusobnih odnosa značajki. Neke od najvažnijih značajki stijenske mase kao što su čvrstoća i deformabilnost uglavnom se temelje na empirijskom opisu značajki zasnovanom na nekoj od klasifikacija stijenske mase. Zbog toga nam klasifikacija služi kao neophodna podloga za stvaranje predodžbe o značajkama stijenskog materijala i provedbu odgovarajućih analiza kao i projektiranja geotehničkih zahvata u stijeni [14].

Geomehanička RMR klasifikacija svrstava stijensku masu u jednu od pet kategorija od vrlo dobre do vrlo loše stijenske mase, a temelji se na vrijednosti RMR. Vrijednost RMR rezultat je zbroja ukupnih broja bodova dodijeljenih određenim parametrima stijenske mase. Parametri kojima se dodjeljuju bodovi te na kojima se zasniva RMR klasifikacijska procedura su slijedeći:

1. Jednoosna tlačna čvrstoća
2. RQD indeks
3. Razmak diskontinuiteta
4. Stanje diskontinuiteta
5. Uvjeti podzemne vode
6. Orijentacija diskontinuiteta

RMR klasifikacija s vrijednostima parametara i pridruženim brojem bodova prikazana je u tablici 8.

Tablica 8: RMR klasifikacija [22]

A. Klasifikacijski parametri i njihovi bodovi									
Parametri			Vrijednosti parametara						
1	Čvrstoća intaktne stijene (MPa)	Indeks čvrstoće 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 Stijenka zidova neznatno rastrošene	Neznatno hrapave površine Zijev < 1 mm Stijenka zidova jako rastrošene	Sliske 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 diskontinuiteta							
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. Kategorizacija 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	
Prosječno vrijeme postojanosti		20 god/15 m raspona	1god/10 m raspona	1 tj/ 5 m raspona	10 h/ 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	tvrdna ispuna <5 mm	tvrdna ispuna >5mm	meka ispuna <5 mm	meka ispuna >5 mm
Bodovi	6	4	2	2	0
Trošnost stijenki diskontinuiteta	nerastrošene	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		

Parametri RMR klasifikacije su prema tablici 8. podijeljeni u pet odvojenih područja vrijednosti pri čemu su svakoj grupi pridružene prosječne vrijednosti. Budući da svi parametri nemaju isti značaj, različitim parametrima pridružene su različite numeričke vrijednosti odnosno broj bodova u ovisnosti o njihovoj važnosti za sveukupnu klasifikaciju. Veći broj bodova znači bolje uvjete stijenske mase. Prilikom primjene RMR klasifikacije stijensku mase potrebno je razdijeliti u zasebne strukturne regije određene strukturnim pojavama poput rasjeda, zdrobljenih zona ili promjenom tipa stijenske mase [23].

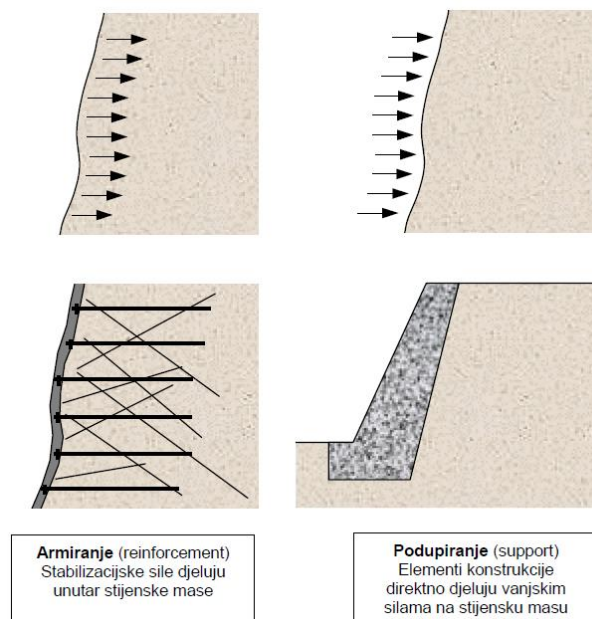
Geomehaničku RMR klasifikaciju prvi je opisao Bieniawski 1976. godine, te se s povećanjem dostupnih podataka s vremenom nadograđivala, a najveće promjene sastojale su se u pridonošenje veće težine značaja utjecaju razmaka i stanja diskontinuiteta i podzemne vode. Posljednje izmjene klasifikacije predstavio je također Bieniawski 1989. godine.

Ovisno u koju se kategoriju stijenska masa svrstava s obzirom na RMR klasifikaciju određuju se načini iskopa te sustavi podgrađivanja kao i vrijeme stabilnosti nepodgrađenog iskopa. Njezina je prednost i jednostavnost korištenja, a posebnu važnost daje joj uspostava veza s kriterijima čvrstoće i deformabilnosti. Nedostatak predstavlja to što i male varijacije u kvaliteti stijenske mase mogu značajno utjecati na ukupnu promjenu vrijednosti RMR, a što može dovesti do potrebe za odabirom potpuno drugačijeg podgradnog sustava. Manu predstavlja i nemogućnost usvajanja novih sustava ojačanja [23].

4. PODGRADNI SUSTAVI

4.1. Principi stabilizacije i odabir podgradnog sustava

Kako bi pojedini iskop ili pokos zasjeka za vrijeme izvedbe inženjerskih radova te po njihovom završetku bio osiguran odnosno stabiliziran, stijensku masu je potrebno podgraditi i ojačati. Podgrađivanje u ovom kontekstu obuhvaća tehnička rješenja poput nasipavanja, izvedbe čeličnih ili betonskih i armiranobetonskih konstrukcija, primjenu mlaznog betona, izvedbu oplata kao i mnoge kombinacije istih te primjenu metoda kojima se aktivira sila ili opterećenje na pokos zasjeka, dok ojačanje stijenske mase označava poboljšanje njenih značajki ugradnjom elemenata kao što su geotehnička i štapna sidra u samu stijensku masu. Podgradni sustavi obuhvaćaju i elemente podgrađivanja i elemente ojačanja stijenske mase bez obzira na njihov tip i klasu te osiguravaju stabilizaciju stijenske mase. Stabiliziranje stijenske mase podrazumijeva postizanje ravnoteže primjenom kombinacije navedenih metoda. Armiranjem se u stijensku masu ugrađuju inženjerski elementi koji utječu na značajke stijene te omogućuju ponašanje diskontinuirane stijene kao kontinuum, dok se elementi podupiranja ugrađuju u iskop te ograničavaju pomak konture iskopa. Budući da se armiranjem poboljšavaju mehanička i strukturna svojstva stijenske mase te se sprečava veliko pomicanje kompletnih blokova stijene, armiranje je najefikasnije u diskontinuiranoj stijeni koja zbog diskontinuiteta ima manju čvrstoću i deformabilnija je, međutim opravdano je i armiranje kontinuirane stijene jer se na taj način popravljaju njezina opća svojstva i ponašanje u okolini iskopa [7].



Slika 13: Principi armiranja i podupiranja [6]

Odabir odgovarajućeg podgradnog sustava inženjersko je rješenje za zaštitu i osiguranje stijenskog zasjeka te je ovisan o njegovim lokalnim uvjetima kao što su geometrija i dimenzije zasjeka, mogući tip sloma te moguća ograničenja, a osim lokalnih uvjeta odabir ovisi i o značajkama i kvaliteti stijenske mase odnosno o pojedinim klasifikacijama. Romana (Romana, 1993) predložila je šest klasa (tablica 9.) izvedbe zasjeka te svakoj pridružila odgovarajuće mjere stabilizacije. Također, preporučila je odabir podgradnog sustava na temelju klasifikacije stijenske mase u padini (SMR) (tablica 10.) [24].

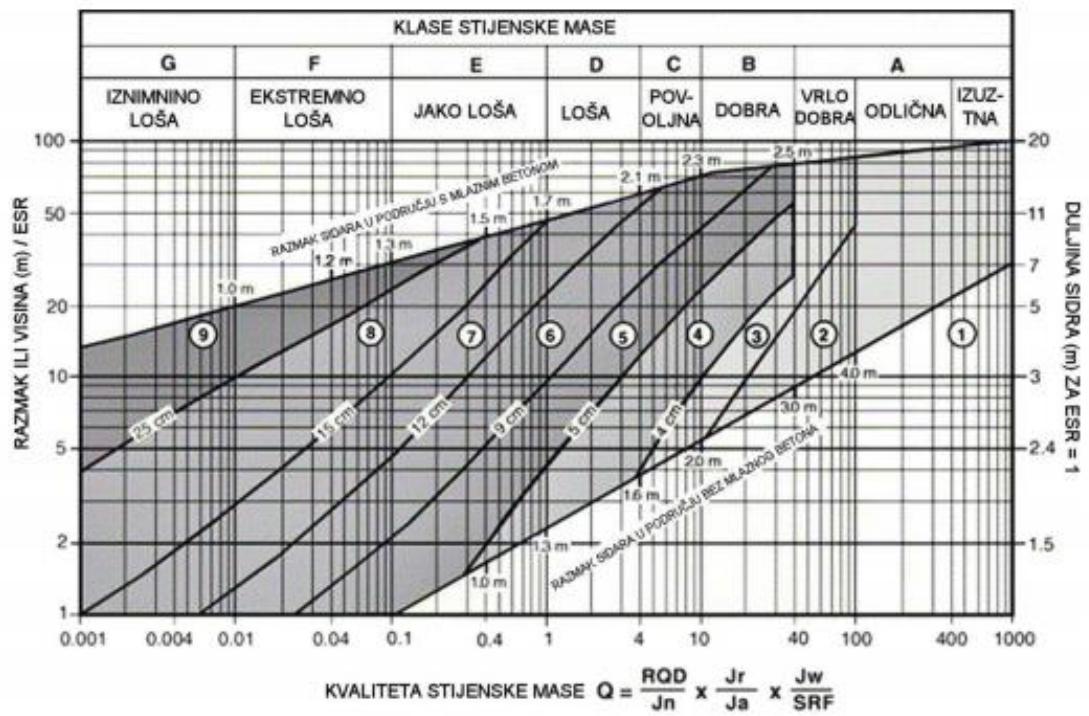
Tablica 9: Klase izvedbe zasjeka i mjera stabilizacije [24]

Klasa 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	

Tablica 10: Odabir podgrade na temelju SMR klasifikacije [24]

Klasa podgrade	SRM	Podgradni sustav
Ia	91-100	Bez podgrade
Ib	81-90	Bez podgrade, odgovarajuća geometrija zasjeka
IIa	71-80	Bez podgrade (Jarak u nožici zasjeka) Povremeno sidrenje štapnim sidrima
IIb	61-70	Jarak u nožici ili zaštitne ograde, zaštitne mreže Povremeno ili sustavno sidrenje štapnim sidrima
IIIa	51-60	Jarak u nožici i/ili zaštitne mreže Povremeno ili sustavno sidrenje štapnim sidrima Povremeno mlazni beton
IIIb	41-50	(Jarak u nožici i/ili zaštitne mreže) Sustavno sidrenje štapnim sidrima, prednapeta sidra Mlazni beton na cijeloj površini Zid u nožici ili zapunjavanje betonom
IVa	31-40	Prednapeta sidra Mlazni beton na cijeloj površini Zid u nožici i/ili zapunjavanje betonom (Prekopavanje) Dreniranje
IVb	21-30	Mlazni armirani beton na cijeloj površini Zid u nožici i/ili zapunjavanje betonom Prekopavanje, dubinsko dreniranje
Va	11-20	Gravitacijski ili zid sa sidrima Prekopavanje

Odabir podgradnog sustava moguć je i na temelju takozvane Q klasifikacije razvijene na temelju mnogobrojnih analiza te izvedenih tunela i podzemnih iskopa koju su 1993.godine predložili Grimstad i Barton (Slika 14.) Odabir odgovarajućeg podgradnog sustava te preporuke iskopa tunela predložene su i na temelju geomehaničke RMR klasifikacije prikazane u tablici 11 [2].



Slika 14: Dijagram za odabir podgrade na temelju Q – klasifikacije [25]

Tablica 11: Preporuke za iskop i primarnu podgradu tunela u stijenskoj masi prema RMR sustavu[22]

KATEGORIJA STIJENSKE MASE	ISKOP	SIDRA (20 MM PROMJER, INJEKTIRANA)	MLAZNI BETON	ČELIČNI LUKOVI
I – Vrlo dobra stijenska masa RMR: 81-100	Puni profil, napredovanje 3 m.	Generalno nema potrebe za podgradom osim mjestimičnog sidrenja.		
II – Dobra stijenska masa RMR: 61-80	Puni profil, 1-1,5 m napredovanje. Potpuna podgrada 20 m od čela iskopa.	Mjestimično, sidra u svodu 3 m duljine, na rasteru od 2,5 m uz čeličnu mrežu.	50 mm u svodu po potrebi.	Ne
III – Povoljna stijenska masa RMR: 41-60	<i>Iskop u dvije faze, napredovanje u svodu 1,5-3 m. Započeti podgrađivanje nakon svakog miniranja. Potpuna podgrada 10 m od čela iskopa.</i>	<i>Sustavno sidrenje 4 m dugim sidrima na rasteru 1,5-2 m u svodu i zidovima. Čelična mreža u svodu.</i>	<i>50-100 mm na svodu i 30 mm na zidovima.</i>	Ne
IV – Slaba stijenska masa RMR: 21-40	Iskop u dvije faze. Napredovanje 1-1,5 m u svodu. Podgrađivanje paralelno s iskopom, 10 m od čela iskopa.	Sustavno sidrenje 4-5 m dugim sidrima na rasteru od 1-1,5 m u svodu i zidovima uz čeličnu mrežu.	100-150 mm na svodu i 100 mm na zidovima.	Lagani do srednji lukovi na razmaku 1.5 m po potrebi.
V – Vrlo slaba stijenska masa RMR: <20	Višefazni iskop uz napredovanje 0,5-1,5 m. Podgrađivanje paralelno s iskopom. Nanošenje mlaznog betona što je prije moguće nakon miniranja.	Sustavno sidrenje 5-6 m dugim sidrima, na rasteru 1-1,5 m u svodu i zidovima uz čeličnu mrežu. Sidriti podnožni svod.	150-200 mm na svodu, 150 mm na zidovima i 50 mm na čelo iskopa.	Srednje teški do teški lukovi na razmaku od 0,75 m s čeličnim kišobranom ukoliko je potrebno. Zatvaranje podnožnog svoda.

4.2. Zaštita građevnih jama

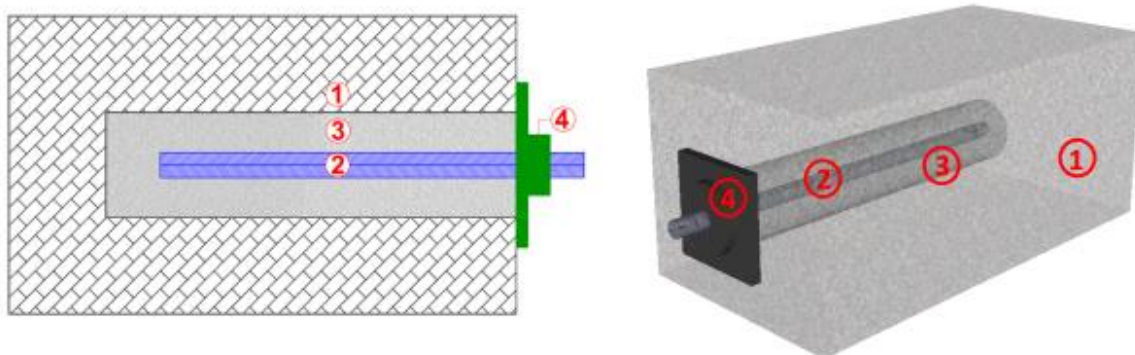
Projektiranje zaštite građevnih jama svodi se na odabir stabilne geometrije i potrebnih odgovarajućih mjera podgrađivanja, stoga se pod pojmom podgrada podrazumijeva niz aktivnosti i materijala koji se primjenjuju za postizanje stabilnosti i održavanje samonosivosti stijenske mase u blizini iskopa. Njezina je svrha iniciranje konzervacije i mobiliziranja čvrstoće stijenske mase pri tom kontrolirajući pomak granice iskopa, kao i osiguravanje radnih uvjeta za vrijeme i neposredno nakon iskopa [6].

Pokose građevne jame potrebno je stabilizirati i zaštititi ovisno o dubini i raspoloživosti okolnog prostora, a prilikom odabira odgovarajućeg podgradnog sustava važno je voditi računa o vrsti tla, prisutnosti podzemnih voda, blizini okolnih građevina i prometnica, dubini i fazama iskopa, dopuštenim deformacijama te ponašanju pojedinih elemenata podgrade. Danas se kao zaštita pokosa građevnih jama najčešće odabiru razne kombinacije sidara i mlaznog betona u kombinaciji s dodatnim konstruktivnim elementima podgrađivanja ovisno o uvjetima zasjecka [26].

4.2.1. Sidra

Stijenska sidra su elementi armiranja formirani od punog ili cijevnog čeličnog profila te se svrstavaju u jedan od osnovnih elemenata sustava ojačanja stijenske mase. Sustav ojačanja sastoji se od četiri osnovna elementa:

- 1) Stijenska masa
- 2) Element sustava ojačanja
- 3) Injekcijska smjesa – unutarnja veza elementa ojačanja i stijenske mase
- 4) Vanjska veza elementa ojačanja i stijenske mase

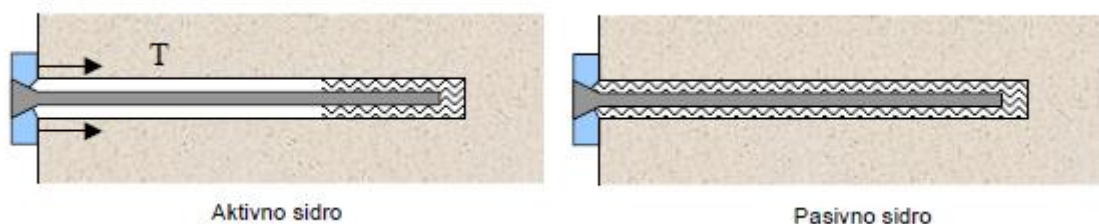


Slika 15: Elementi sustava ojačanja [27]

Mehaničko ponašanje sustava ojačanja predstavljaju reakcije koje se javljaju unutar sustava kao odgovor na pobudu uslijed ponašanja stijenske mase. Nastale reakcije ovise su o novonastalim odnosima sila i pomaka te o obliku uspostavljenog podgradnog sustava kao i o pojedinim karakteristikama stijenske mase kao što su njezina krutost, rezidualna i vršna čvrstoća, tipovi mogućeg sloma itd.. Reakcije sustava stoga mogu biti u vidu pojave posmičnih sila, osnih sila, torzije te pojava kombinacija različitih opterećenja, a moguća je i pojava neograničenog broja različitih reakcija. Različite reakcije mogu za posljedicu imati zauzimanje novog ravnotežnog stanja ili pojavu sloma u sustavu. Svaki pojedini element sustava ojačanja uključen je u dvije interakcije prijenosa opterećenja, a koncept sustava ojačanja vrlo je bitan budući da je sveukupno ponašanje sustava ojačanja određeno ponašanjem osnovnih elemenata sustava i njihovim interakcijama [28].

Stijenska masa navodi se kao jedan od glavnih elementa podgrade odnosno sustava ojačanja budući da je dokazano da ona na sebe preuzima najveći dio naprezanja te o njezinim karakteristikama najviše ovisi stabilnost. Zbog toga je bitno pokušati u što većoj mjeri sačuvati njezina prirodna svojstva, a elementi podgrade kao što su stijenska sidra „pripomažu“ joj u održavanju i povećanju stabilnosti [7].

Stijenska sidra općenito se dijela na aktivna i pasivna. Kod aktivnih sidara u njih se unosi sila prednapinjanja odnosno vlačna sila čime se dodatno povećava sila otpora na plohu sloma, dok se kod pasivnih ne provodi prednapinjanje već se ona aktiviraju pomacima u stijenskoj masi. Pasivna stijenska sidra često se nazivaju i štapna sidra, a osim njih postoje još i geotehnička (prednapregnuta) sidra [6].



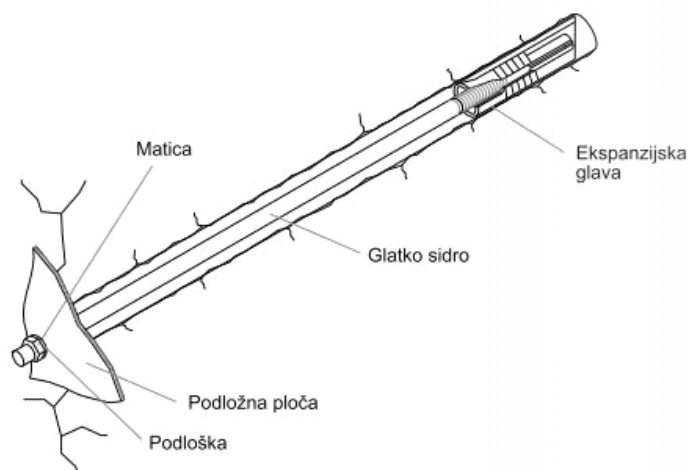
Slika 16: Aktivno i pasivno stijensko sidro [6]

4.2.1.1. Štapna sidra

Štapna sidra u sklopu sustava za ojačanje stijenske mase te kao sastavni dio podgradnog sustava ponašaju se kao sastavni dio stijenske mase, pri čemu se prijenos opterećenja odvija preko dijelova konstrukcije sidra koji se nalaze izvan stijenske mase i prenosi opterećenje na stijensku masu preko vanjskih veza. Pri tome štapna sidra ojačavaju ili mobiliziraju čvrstoću stijenske mase, dok podgradni sustavi na licu iskopa uglavnom pridonose smanjenju pomaka stijenske mase kao cjeline. Kao najznačajniji razlozi široke uporabe štapnih sidara za ojačanje stijenske mase mogu se izdvojiti njihova svestrana te jednostavna i brza mogućnost uporabe, niska cijena i potpuno mehanizirana ugradnja. Nadalje, u ovisnosti o kvaliteti stijenske mase, korištenjem štapnih sidara različitih duljina te na različitim rasponima vrlo je jednostavno mijenjati gustoću ojačanja stijenske mase. Kao velika prednost izdvaja se i njihova mogućnost korištenja u kombinaciji s ostalim tipovima vanjskih podgradnih sustava kao što su mlazni beton, mreže te podgradne armiranobetonske i betonske konstrukcije. Štapna sidra u kombinaciji s mrežom ojačanim mlaznim betonom smatraju se jednim od najoptimalnijih načina stabilizacije stijenske mase za privremene i trajne podgradne konstrukcije. Također, štapna sidra imaju ključnu ulogu u održavanju integriteta stijenske mase po završetku iskopa, a pojedini sustavi štapnih sidara mogu čak i gotovo odmah nakon ugradnje na sebe preuzeti opterećenja nastala rasterećenjem stijenske mase. Danas postoji vrlo velik broj različitih štapnih sidara pri čemu je njihov koncept prijenosa opterećenja isti, ali se u maloj mjeri razlikuju po konstrukciji. Štapna sidra se stoga dijele u tri različite grupe ovisno o načinu sidrenja:

- Mehanički usidrena štapna sidra
- Injektirana štapna sidra i pletena sidra od čeličnih niti
- Štapna sidra usidrena trenjem

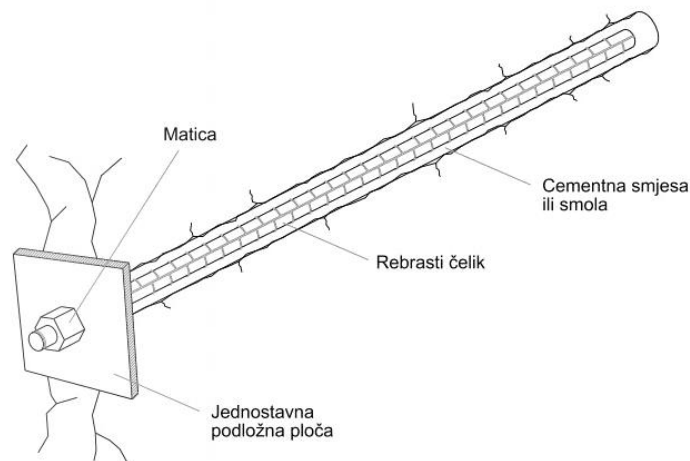
Najučestaliji oblik mehanički usidrenih štapnih sidara predstavljaju sidra s ekspanzijskom glavom koja sprječava pomake sidra. Rotacijom sidra, ekspanzijska glava se konusno širi te se na taj način utiskuje u zidove bušotine. Konusni dio ekspanzijske glave je nazubljen te se ovisno o tvrdoći stijenske mase njegovi izbočeni dijelovi utiskuju u stijenu. Na taj se način na kontaktu čelika sidra i stijenske mase mobilizira posmična čvrstoća [29].



Slika 17. Mehanički usidreno štapno sidro s ekspanzijskom glavom [29]

Kod mehanički usidrenih štapnih sidara sidrenje se odvija na temelju dva mehanizma. Prvi mehanizam predstavlja trenje između zidova bušotine i ekspanzijske glave, a drugi uklještenje glave u neravnine zidova bušotine. U ukupnoj nosivosti sidra značajniju ulogu ima drugi mehanizam odnosno uklještenje glave. Ovaj se tip štapnih sidara uglavnom koristi kao privremeno ojačanje stijenske mase iz razloga što kroz vrijeme dolazi do smanjenja njihove nosivosti zbog djelovanja korozije. U slučajevima primjene navedenih sidara kao trajnog sistema armiranja obavezno je naknadno injektiranje bušotine. Prednost mehanički usidrenih štapnih sidara predstavlja njihova mogućnost trenutnog preuzimanja opterećenja nakon ugradnje i unošenje predopterećenja u stijensku masu, dok negativne strane predstavljaju nemogućnost primjene u vrlo tvrdoj stijeni te mogućnost gubljenja efikasnosti armiranja zbog vibracija nastalih miniranjem [27].

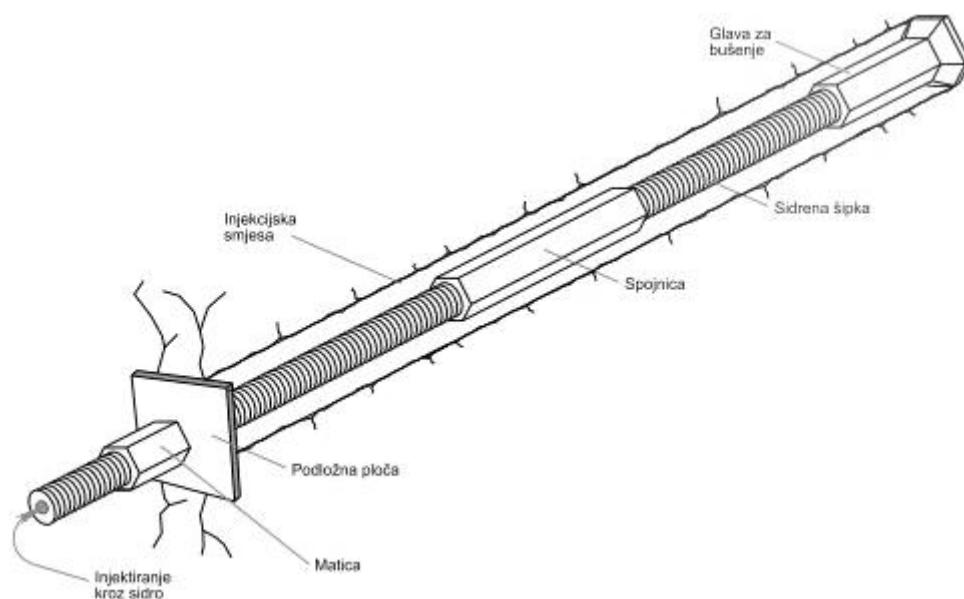
Injektirana štapna sidra jedan su od najčešćih oblika ojačanja stijenske mase posljednjih pedeset godina. Kao materijal za njihovu izvedbu najčešće se koristi rebrasto obrađeni čelik koji se koristi u građevinarstvu ili odgovarajuće obrađeni presjeci čelika proizvedeni posebno za geotehnička sidra [27].



Slika 18: Injektirano štapno sidro [29]

Ugradnja injektiranih štapnih sidara može se izvršavati na dva načina. Prvi način predstavlja ugrađivanje sidra u već izvedenu i zapunjenu bušotinu injekcijskom smijesom, a drugi način predstavlja primarno postavljanje sidra u izvedenu bušotinu te naknadno injektiranje prostora između zidova bušotine i sidra. Naknadno injektiranje izvodi se ugradnjom pakera i injektiranjem od ušća bušotine pa sve do postignutog odgovarajućeg, propisanog pritiska ili ugradnjom cijevi za injektiranje do dna bušotine i injektiranjem do pojave injekcijske smijese na ušću bušotine. Za injekcijsku smjesu najčešće se koriste različite suspenzije na bazi cementa, dok je uporaba suspenzija od umjetnih smola, zbog visoke cijene, rjeđe u uporabi. Veza sa stijenskom masom odnosno sidrenje kod ovakvog tipa štapnih sidara uspostavlja se putem kemijskih veza, trenjem i uklještenjem duž injektiranog djela sidra. Kemijske veze se s vremenom mogu potpuno razgraditi stoga veći značaj kod sidrenja imaju trenje i uklještenje [29].

Posljednjih godina sve više su u uporabi samobušiva štapna sidra izvedena od odgovarajuće obrađenog čeličnog presjeka. Umjesto bušeće šipke, kod samobušivih sidara koriste se samobušivi elementi sidara s odgovarajućom bušećom glavom s otvorima na vrhu.

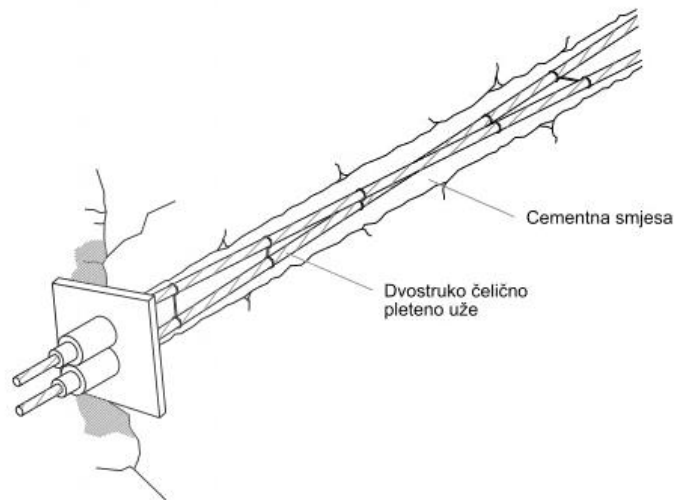


Slika 19: Samobušivo štapno sidro [29]

Standardne dužine elemenata sidra iznose 2, 3 ili 4 m te se po potrebi mogu produljivati odgovarajućim spojnica. Za razliku od klasičnih izvedba sidara, kod kojih postoji rizik od urušavanja bušotine pri izvlačenju bušeće šipke i ulaganja sidra, kod postavljanja samobušivih sidara taj je rizik izbjegnut jer je postavljanje sidra završeno samim bušenjem sidra odgovarajuće dužine. Njihova je prednost i mogućnost uporabe u jako oštećenoj stijenskoj masi te mogućnost izvedbe značajnijih dužina. Navedena sidra također spadaju u injektirana štapna sidra pri čemu se njihovo injektiranje vrši kroz samo sidro. Kroz otvore na bušećoj glavi sidra izlazi injekcijska smjesa te se sidro injektira sve do pojave injekcijske smijese na ušću bušotine. U upotrebi su često i samobušiva sidra kod kojih se injektiraju samo određeni dijelovi bušotine. Na taj način formiraju se slobodne dionice te se postizanje određenog naprezanja u stijenskoj masi postiže napinjanjem štapnog elementa. Inače se potpuno injektirana sidra uglavnom koriste kao pasivna sidra, a njihova se aktivacija odnosno preuzimanje dio naprezanja postiže deformacijom stijenske mase [29].

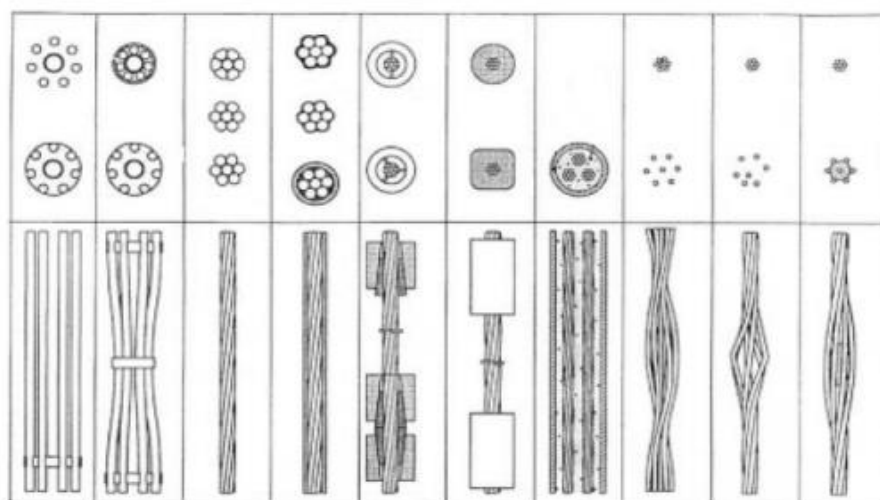
Injektirana pletena sidra od čeličnih niti koriste se za ojačanje stijenske mase posljednjih tridesetak godina. Obično su izvedena od čeličnih niti pletenih kao čelično uže te se ugrađuju u bušotine ispunjene injekcijskom smjesom bez prethodno unesenog vlačnog opterećenja ili vlačno opterećeno i injektirano u kontaktu sa stijenskom masom.

Prednosti navedenih sidara su mogućnost izvedbe velikih duljina istih te mogućnost različitih kombinacija unošenja vlačnih naprezanja i prijenosa na stijensku masu [27].



Slika 20: Injektirana pletena sidra od čeličnih niti [29]

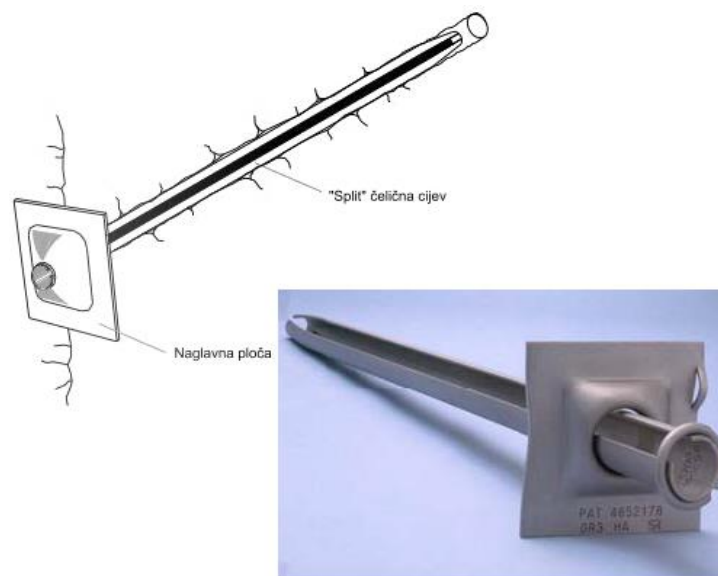
Također postoje i pletena kabela sidra kod kojih su kabeli i žičane užadi izvedeni od pojedinačnih žica te se oni pletu oko debele centralno postavljene žice. Zbog zaštite od korozije kabeli i žice obično su plastificirani ili pocinčani. Kod pletenih sidara postoji niz modifikacija koje uglavnom obuhvaćaju različite načine pletenja, uporabu čelika različite kvalitete te promjenu promjera sidara i specifične površine poprečnog presjeka sidra kao i različite oblike poprečnog presjeka pojedinih niti u pletivu. Pletena sidra karakterizira velika specifična površina i velika deformabilnost, ali je zbog visoke kvalitete čelika od kojeg su izvedeni njihova nosivost veća u odnosu na kruta štapna sidra [29].



Slika 21: Primjeri različitih poprečnih presjeka čeličnih žica [6]

Trenjem usidrena štapna sidra smatraju se jednim od najnovijih postignuća u postupku ojačanja stijenske mase. Njihova je prednost djelovanje odmah po ugradnji tj. trenutno preuzimanje opterećenja te prilično jednostavna ugradnja, dok su nedostaci visoka cijena te nemogućnost korištenja kao trajna sidra bez antikorozijske zaštite. Kod navedenih sidara prijenos opterećenja sa stijenske mase na element ojačanja ostvaruje se trenjem te se vrši izravno, bez prethodnog injektiranja bušotine i nužno potrebnog završenog elementa prijenosa. Trenje se javlja kao posljedica radijalne sile koja duž cijele bušotine djeluje na zidove bušotine. *Split Set* i *Swelllex* dva su tipa štapnih sidara usidrenih trenjem koji se danas najčešće koriste u praksi [29].

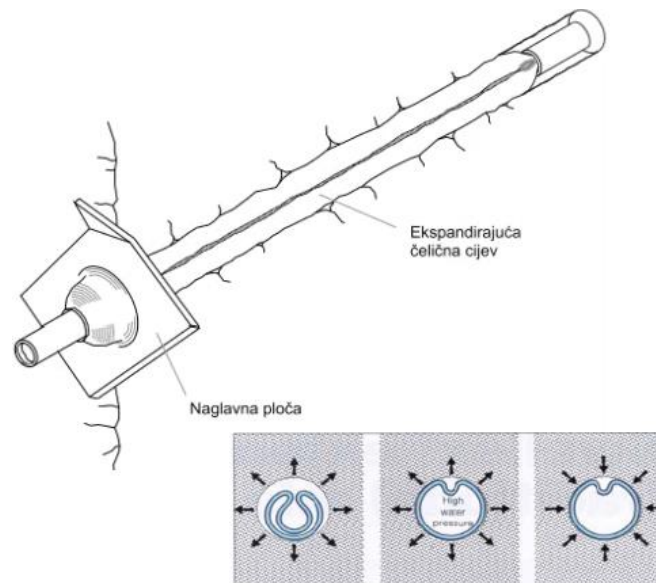
Split Set sidro sastoji se od razrezane čelične cijevi te se mehaničkim utiskivanjem ugrađuje u bušotinu manjeg promjera od promjera čelične cijevi sidra. Za osiguranje dijela stijenske mase na klizanje duž sidra kod *Split Set* sidara koristi se naglavna ploča. Najveća prednost navedenog tipa sidra je mogućnost prilagodbe bez loma pri velikim pomacima, dok su poteškoće pri ugradnji duljih štapnih elemenata i potreba za točno određenim promjerom bušotine njegovi nedostaci [27].



Slika 22: *Split Set* sidro [6]

Kod *Swelllex* sidra prijenos opterećenja ostvaruje se osim trenjem i uklještenjem. Sidrenje se vrši pomoću hidrauličkog pritiska unutar čelične cijevi sidra pri čemu se cijev širi do trenutka ostvarivanja kontakta sa zidovima bušotine. Prilikom ugradnje cijev se osim širenja i skraćuje. Ova sidra mogu podnijeti velike deformacije te se mogu primjenjivati u

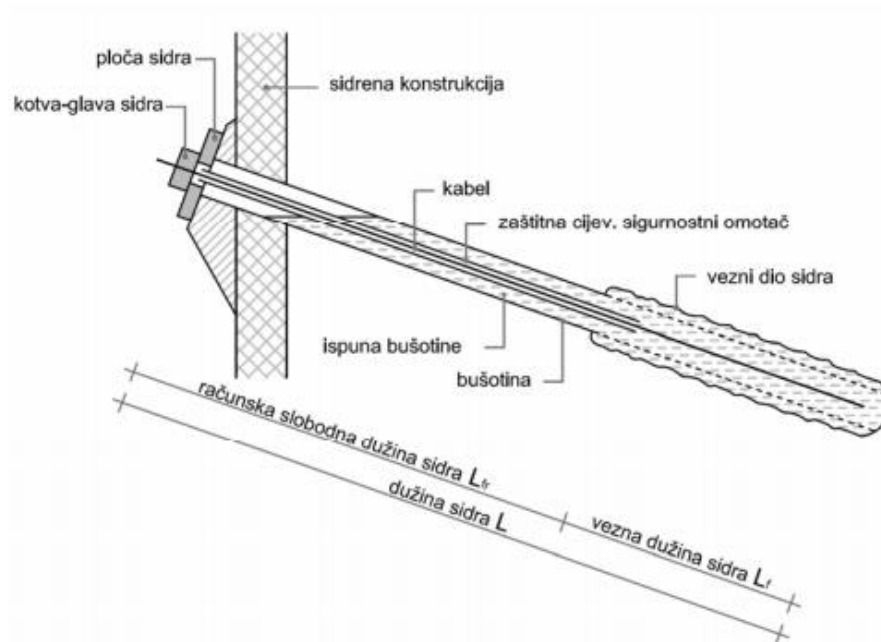
različitim tipovima stijenske mase, a njihov nedostatak je relativno skupa cijena te potreba korištenja visokotlačne pumpe pri ugradnji [30].



Slika 23: Swellex sidro [6]

4.2.1.2. Geotehnička sidra

Geotehničkim sidrima nazivaju se aktivna sidra odnosno sidra u koja se unosi sila prednapinjanja. Svrha prednapinjanja je da se sidro trenutno aktivira i to procesom samonaprezanja, sprječavanje štetnih pomaka usidrenog objekta, provođenje kontrole uspješnosti izvedbe sidra te izazivanje uklještenja između stijenskih blokova i fragmenata odnosno povećanje integriteta diskontinuirane stijenske mase. Da bi se ostvarila svrha geotehničkih sidara, silu prednapinjanja potrebno je pažljivo odabrati, a time se izbjegava i efekt umjetno stvorenog polja visokih naprezanja. U navedena sidra unosi se određena sila prednapinjanja N_p čime sidra postaju trenutno aktivna što znači da nije potreban pomak u usidrenom tlu ili stijenskoj masi kako bi se aktivirao njihov učinak. Naknadnim pomacima u usidrenom tlu ili stijenskoj masi dolazi do procesa samonaprezanja sidra čime se sila prednapinjanja N_p povećava do stvarne potrebne sile N_s za ostvarivanje geostatičkog međudjelovanja između objekta, sidra i tla ili stijenske mase. Geostatička sidra sastavljena su od tri glavna elementa, a to su sidrišna dionica duljine L_{fr} , slobodna dionica duljine L_f te glava sidra [31].

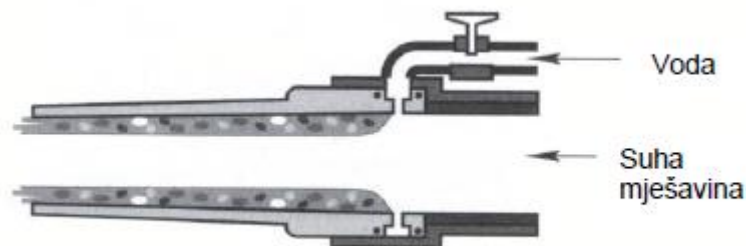


Slika 24: Geotehničko prednapregnuto sidro [31]

Sidrišnu dionicu predstavlja projektna duljina duž koje se sila preko ispune prenosi na okolno tlo ili stijensku masu, a najčešće je izvedena injektiranjem cementne smijese pod pritiskom koja je ujedno štiti od korozije. Slobodna dionica je duljina zatege između početka sidrišne dionice i glave sidra. Najčešće je izvedena od čeličnih žica spojenih u strukove ili čeličnih kabla te je namjerno izolirana od okolnog tla zaštitnom cijevi i ostaje slobodna za produljenje pod opterećenjem. Glava sidra prenosi vlačnu silu na površinu tla, služi za učvršćivanje sidra na konstruktivnu poduporu te omogućava unos sile prednapinjanja. Prema načinu uporabe geotehnička sidra mogu se podijeliti na trajna, privremena i probna. Vijek trajanja trajnih sidara jednak je vremenu trajanja konstrukcije koja se sidri dok se privremenim sidrima smatraju ona sidra čiji je vijek trajanja otprilike dvije godine. Probna sidra oblikuju se i ugrađuju na poseban način te se uglavnom koriste za vršenje ispitivanja na temelju kojih se dobivaju podaci vezani za odabir vrste sidara i dužine veznog dijela sidra [27].

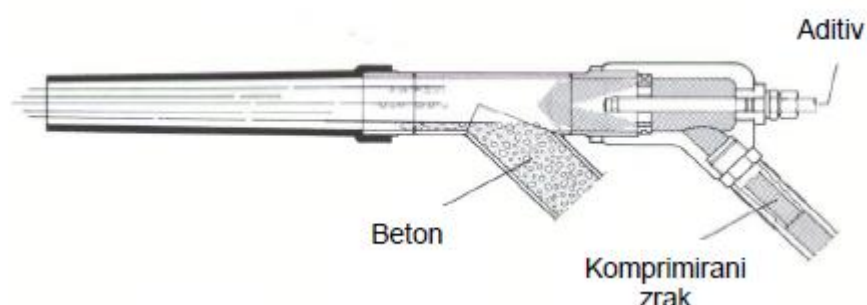
4.2.2. Mlazni beton

Mlazni beton generalni je naziv za betone dobivene od pijeska, cementa i sitnog agregata koji se pneumatskim načinom i pri velikoj brzini nabacuju na podlogu pri čemu se dinamički zbijaju. Njegova se ugradnja može vršiti na dva načina odnosno suhim ili mokrim postupkom. Kod suhog postupka miješa se suha smjesa cementa i agregata te se takva mješavina zračnim transportom i velikom brzinom dovodi na mlaznicu gdje joj se dodaju voda i aditivi [7].



Slika 25: Mlaznica za suhi postupak [6]

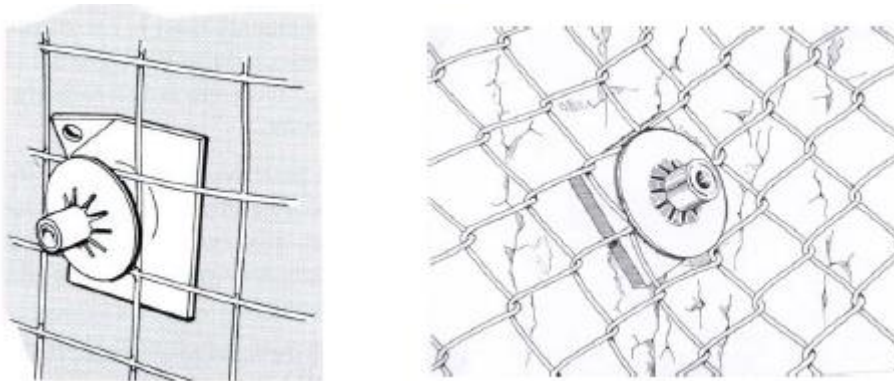
Kod mokrog postupka se u miješalici za beton vakuumskim postupkom miješa smjesa agregata, cementa i vode te se takav gotov beton zračnim transportom ili pumpama za beton dovodi na mlaznicu gdje se mješavini dodaju ubrzivači. U slučajevima korištenja betonskih pumpi na mlaznici se dodaje komprimirani zrak koji daje energiju prskanja [7].



Slika 26: Mlaznica za mokri postupak [6]

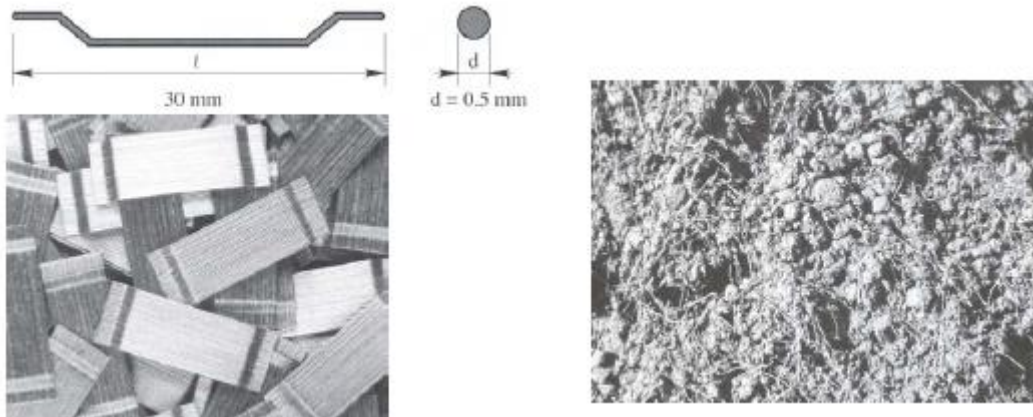
Svrha mlaznog betona je stvaranje krutog omotača koji sprječava lokalne pomake i rotaciju blokova, a u sklopu izvedbe mlaznog betona kao dijela podgradnog sustava razlikuju se dva različita dijela podgrade od mlaznog betona: nosivi dio podgradnog sustava radi prijenosa točkastog opterećenja sidara na okolnu stijensku masu i popuna radi

izravnanja iskopa. Za razliku od klasično izvedenih betona u oplati, prednost mlaznog betona je zapunjavanje svih neravnina uzrokovanih iskopom budući da se mlazni beton ugrađuje pod pritiskom. Nearmirani mlazni beton krta je materijal te je posljedica njegovog deformiranja nagli gubitak čvrstoće. Budući da primarna podgrada postaje aktivna tek nakon određenih deformacija stijenske mase, podgrada mora biti duktilna. Kako bi nearmirani mlazni beton postao duktilan te kako bi se poboljšala njegova prilagodljivost deformacijama mlazni beton se uobičajeno armira žičanim pletivom i varenim čeličnim mrežama [7].



Slika 27: Varena čelična mreža i žičano pletivo [6].

Žičana pletiva lako se prilagođavaju neravninama iskopa što znači i manju potrošnju betona, dok je kod varenih mreža potrošnja betona veća zbog njihove teže prilagodljivosti neravninama iskopa. S druge strane prolazak betona kroz varene mreže odvija se bez poteškoća te se na taj način ostvaruje dobar kontakt sa stijenskom masom, dok je prolazak betona kroz žičana pletiva otežan pa je kontakt slabiji. Nedostatak žičanih pletiva je i njihovo deformiranje pod težinom svježeg betona. Kao zamjena za beton armiran žičanim pletivom ili varenim mrežama u posljednje se vrijeme sve više koristi mikroarmirani beton. Mikroarmirani beton vrsta je betona koji osim uobičajenih sastojaka običnog betona sadrži i diskontinuirana vlakna velike čvrstoće. Dodavanjem vlakna utječe se na dinamička svojstva betona te se povećava njegova čvrstoća, duktilnost, žilavost i sposobnost apsorpcije energije. Vlakna također sprečavaju nastanak i širenje pukotina u betonu, a najčešće se koriste čelična i polipropilenska vlakna dok postoje i staklena te prirodna vlakna [6].



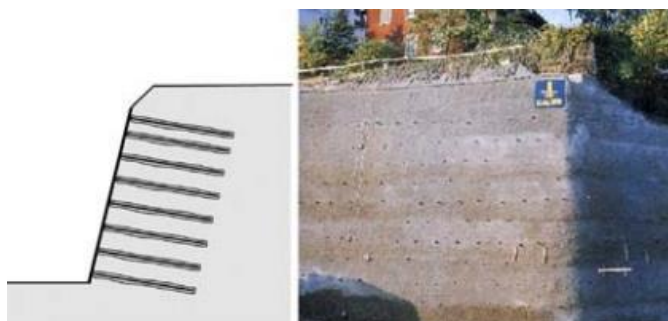
Slika 28: Čelična vlakna i mikroarmirani beton [6]

Način sudjelovanja mlaznog betona u stabiliziranju stijenske mase ovisi o debljini njegovog sloja. Tanki sloj nearmiranog malznog betona nije u mogućnosti preuzeti velika radijalna opterećena, a da pri tom ne dođe do loma, stoga tanki sloj mlaznog betona ne može imati ulogu konstruktivnog elementa podgrađivanja. Da bi mlazni beton imao funkciju konstruktivnog elementa podgrađivanja morao bi imati odgovarajuću debljinu. S druge strane tanki sloj mlaznog betona sprječava pomicanje manjih blokova u iskop te na taj način dovodi stijensku masu u stanje prostornog naprezanja. Budući da je čvrstoća stijenske mase puno veća kod troosnog stanja naprezanja nego kod jednoosnog naprezanja, mlazni beton efektivno povećava čvrstoću stijenske mase te na taj način sudjeluje u stabilizaciji stijenke mase kao element armiranja [2].

4.3. Tipovi zaštite građevnih jama

4.3.1. Zid od mlaznog betona i sidara

Zaštita građevne jame mlaznim betonom te štapnim sidrima najčešći je korišteni oblik zaštite jama te se uglavnom primjenjuje kod jama manjih i srednjih veličina čije se dubine kreću u rasponu od 4 do 12 m, a moguća je izvedba i do dubine od 18 m. Izvedba se obavlja u visinskim etapama od po 2 m. Prvu fazu izvedbe predstavlja postavljanje armaturne mreže na površinu otkopa. Armaturna mreža postavlja se u dva sloja te se potom suhim ili mokrim postupkom uz pomoć mlaznice spojene na kompresor nanosi sloj mlaznog betona sve dok se ne dostigne projektirana debljina obloge. Prilikom nanošenja mlaznog betona pod pritiskom određeni se postotak betona odbija od podloge te je pri izradi troškovnika odbačeni postotak betona svakako potrebno uračunati u cijenu. U drugoj se fazi izvedbe buše rupe u mlaznim betonom zaštićenom zidu te se u njih postavljaju i injektiraju štapna sidra koja trajno ostaju u štíćenom tlu ili stijenskoj masi. Nakon očvršćivanja injekcijske smijese, u sidra se unosi sila prednapinjanja ključem za navijanje. Nakon izvedene i osigurane prve visinske etape slijedi iskop slijedeće etape od 2 m te se opisani postupak zaštite ponavlja [26].

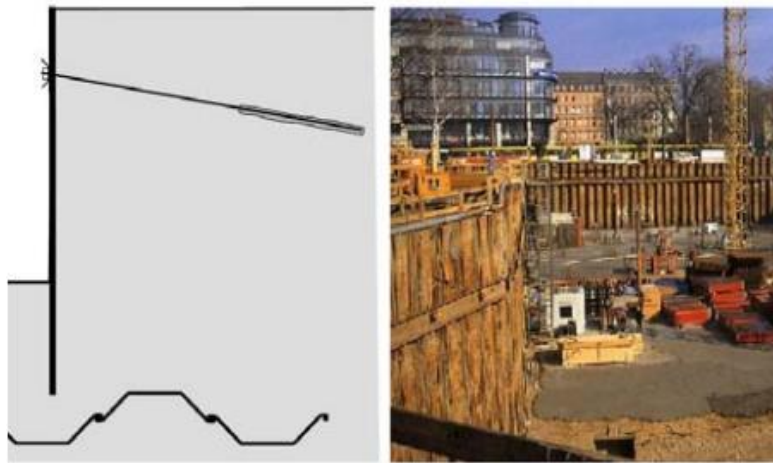


Slika 29: Zid od mlaznog betona osiguran sidrima [26]

Prednosti ovog tipa zaštite su jednostavna instalacija, brza izvedba i mogućnost prilagodljivosti u slučaju preinaka tijekom izvođenja te povoljna cijena. Mogućnost pojave deformacija i do 5 % visine zida najveći je nedostatak navedenog tipa zaštite, stoga je njegovu primjenu potrebno izbjegavati kada se u blizini građevne jame nalaze prometnice i građevine budući da uslijed deformiranja može doći do stvaranja pukotina i oštećenja istih. Također ne preporuča se primjena u slučajevima prisutnosti podzemnih voda, a manu predstavlja i mogućnost pojava pukotina na kruni zida [26].

4.3.2. Zid od Larsenovih platica

Zid od Larsenovih platica odnosno čeličnih zbijenih profila (žmurje) najučinkovitija je metoda zaštite manje do srednje visokih građevnih jama u homogenim sitnozrnatim materijalima. Čelični profili se međusobno spajaju na način da se svaka slijedeća platica koja se zbija u tlo najprije namjesti u žljeb koji služi kao vodilica. Platice se u tlo zbijaju uz pomoć određene energije koju osiguravaju strojevi za zbijanje s maljevima. Uobičajeno se koriste strojevi čija masa malja iznosi između 7 i 10 t, a radna visina pada malja 50, 70 ili 100 cm. Kod građevnih jama dubine veće od 5 m platice se zbog ekonomičnosti osiguravaju sidrima. Po završetku radova platice se vade iz tla te se saniraju rupe i oštećenja [26].

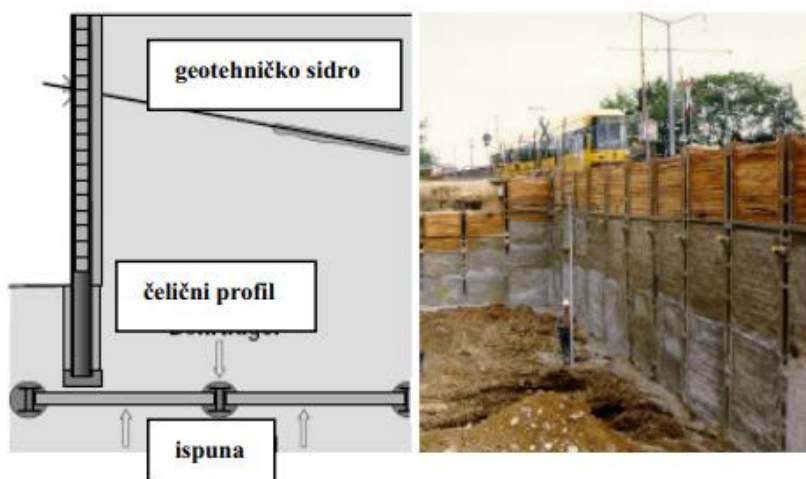


Slika 30: Zid od Larsenovih platica [26]

Prednost korištenja Larsenovih platica je njihova mogućnost ponovnog korištenja nakon izvlačenja, jednostavna instalacija, a brtvljenjem spojnica, kod ovog tipa zaštite građevne jame, osigurana je i vodonepropusnost što ovu metodu čini vrlo pogodnom za primjenu u vodenom ili muljevitom okruženju. Prilikom izvlačenja profila dio materijala ostaje „zalijepljen“ na njima što za posljedicu može imati pojavu pukotina u dubljim slojevima tla. Ponovnim popunjavanjem praznina može doći do slijeganja tla. Problem slijeganja tla kod ovakvog tipa zaštite može biti izazvan i vibracijama budući da je izvođenje praćeno vibracijama. Zbog slijeganja tla ovu metodu potrebno je izbjegavati u blizini postojećih građevina, a nedostatak predstavlja i nemogućnost njezine uporabe u svim vrstama tala kao i neprilagodljivo rješenje u slučaju preinaka [26].

4.3.3. Zid od bušenih čeličnih profila s ispunom

Zid od bušenih čeličnih profila s ispunom poznat je i pod nazivom „berlinski zid“ te je najučinkovitije rješenje zaštite velikih građevnih jama dubine i do 25 m. Berlinski zid izvodi se bušenjem bušotina promjera 36 do 70 cm na potrebnu dubinu te s međusobnim razmakom od otprilike dva do tri metra. Bušotine su zaštićene cijevima te su u njih spuštaju bušeni čelični profili. Dio bušotine koji se nalazi ispod kote budućeg iskopa popunjava se slabije kvalitetnim betonom, dok se ostatak bušotine zapuni pijeskom. Nakon popunjavanja bušotina slijedi iskop do razine postavljanja prvog reda geotehničkih sidara. Kopa se prostor između čeličnih profila, uklanja se pijesak kojim je bušotina zapunjena te se u slobodan međuprostor postavljaju drvene gredice, predgotovljene ploče ili se pak međuprostor armira i betonira. Nakon ugradnje geotehničkih sidara nastavlja se sa slijedećom fazom iskopa, a postavljeni čelični profili u tlu najčešće ostaju trajno [26].

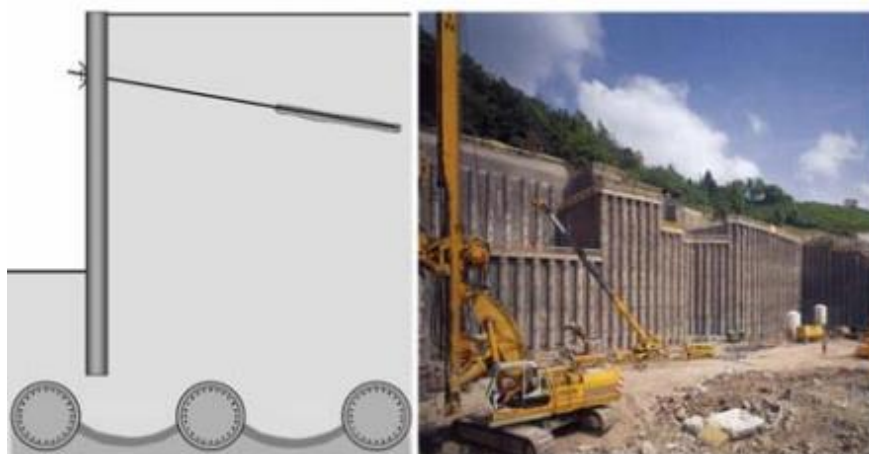


Slika 31: Zid od bušenih čeličnih profila i betonske ispune [26]

Berlinski tip zagatnog zida primjenjiv je u svim vrstama tala te se može opisati kao kruto i robusno rješenje s minimalnim deformacijama. Također primjenjiv je i u skućenim prostorima te je relativno jeftin. Njegov nedostatak predstavlja zahtijevanje većeg utroška rada primjerice zbog izrade ispune te nužno postavljanje sidara kod većih dubina. Sidra usporavaju gradnju te se prilikom njihova postavljanja mora voditi računa o njihovoj usklađenosti s pločama buduće građevine kako ne bi ometala gradnju [26].

4.3.4. Zid od bušenih pilota

Zid od bušenih pilota koristi se pri zaštiti dubokih građevnih jama do dubine 50 m. Način izvođenja sličan je načinu izvođenja bušenih profila samo su u ovom slučaju korišteni profili veći te betonirani na licu mjesta. Promjeri pilota iznose između 90 i 120 cm te se mogu postavljati s određenim međusobnim razmakom ili međusobnim preklapanjem profila. Budući da su sile, koje piloti i geotehnička sidra moraju preuzeti, kod dubokih otkopa vrlo velike, pri izvedbi ovog tipa zaštite građevne jame potrebno je provesti detaljna prethodna ispitivanja te izvođenje probnih geotehničkih sidara. Također, preporuča se i razrada više proračunskih modela, parametarska studija variranjem bitnijih proračunskih veličina te praćenje izvođenja mjerenjem deformacija zida i sila u sidrima. Metode praćenja te propisane radnje u slučaju prekoračenja kritičnih veličina potrebno je dobro razraditi u svakom slučaju, a posebice ako su u pitanju vrlo veliki zasjeci te se iskop odvija u gradskom okruženju gdje postoji mogućnost ugrožavanja ljudskih života i materijalnih dobara [26].



Slika 32: Zid od bušenih pilota s razmakom ili međusobnim preklapanjem profila [26]

Prednost zida od bušenih pilota nalazi se u tome što korišteni elementi imaju veliku krutost na savijanje, prihvaćaju velike horizontalne sile te su pri izvođenju vibracije i emisija buke vrlo male. S druge strane instalacija bušenih pilota prilično je skupa, zahtijeva veliki broj radnih reški te je njihova primjena ograničena kod neplastičnih odnosno čvrstih tala [26].

5. OSIGURANJE STIJENSKOG POKOSA GRAĐEVNE JAME NOVI RESORT

5.1. Opis lokacije i istraživački radovi

U blizini Novog Vinodolskog točnije u turističkom naselju Novi Resort (Zagori) izgrađena je građevina za smještaj sezonskih radnika. Navedena građevina je zbog denivelacije terena ukopana sa sve četiri strane, a njezine dimenzije iznose otprilike 39 × 41 m. Sjeverni pokos (Slika 33.) zasječen je skoro vertikalno te je to ujedno i najviši pokos s visinom od 12 m. Visina zapadnog pokosa (Slika 34.) na sjeveru također iznosi 12 m te se postepeno spušta prema jugu gdje visina iznosi 3.5 m, dok su pokosi na južnoj i istočnoj strani zanemarivih visina [32].



Slika 33: Građevna jama - pokos sjever [32]



Slika 34: Građevna jama - pokos zapad [32]

Za izradu projektne dokumentacije potrebne za osiguranje predmetne građevne jame na navedenoj lokaciji provedeni su geotehnički istražni radovi. Sastojali su se od geotehničkog pregleda terena, određivanja ulaznih parametara potrebnih za provođenje geostatičkih analiza te inženjerskogeološkog kartiranja pokosa sjever i zapad. Istražni radovi provedeni su i na susjednim lokacijama te su na temelju navedenih radova i geotehničkih istražnih radova na predmetnoj lokaciji provedene geostatičke analize na temelju kojih su određene odgovarajuće mjere osiguranja građevne jame. Provedbom geotehničkih istražnih radova dobiven je uvid u geološke i geotehničke karakteristike lokacije te su dobiveni i geotehnički ulazni parametri čvrstoće i kriterij čvrstoće određen na temelju klasifikacije stijenske mase. Vizualnim pregledom lokacije ustanovljena je potreba za što bržom izvedbom osiguranja i zaštite pokosa sjever i zapad kako bi se spriječile daljnje nestabilnosti odnosno ispadanje blokova i klinova te erozija [32].

5.2. Geološka građa, tektonika i seizmičnost područja

Područje Novog Vinodolskog i okolice pripada geodinamskoj jedinici Adrijatik koja je sa zapadne strane omeđena jedinicom Istra, a sa sjeveroistočne jedinicom Dinarik. Na ovom području pojavljuju se dva tektonska odnosa, a to su navlačenje Adrijatika na Istru te Dinarika na Adrijatik. Unutar Adrijatika postoji nekoliko uskih navlačnih struktura čiji je osnovni smjer pružanja SZ – JI, a među njima se nalazi i tektonska jedinica Klana – Bakar – Vinodol. Jedinica Klana – Bakar – Vinodol s jugozapadne strane graniči s tektonskom jedinicom Rijeka – Krk, dok je od tektonske jedinice Gorski kotar odvojena reversnim rasjedom Hreljin – Povile. Navedene strukturotektonske jedinice ograničene su regionalnim reversnim rasjedima uzduž kojih su karbonatne naslage ustrmljene i prebačene te su zbog toga praćene uzdužnim i poprečnim lomovima. Navlačna jedinica Klana – Bakar – Vinodol izgrađena je od karbonatnih naslaga gornje krede, karbonatnih i klastičnih naslaga paleogena te eocensko – oligocenske breče. Navedena tektonska jedinica smatra se sinklinorijem. Jezgru antiklinala izgrađuju gornjokredne naslage, dok je jezgra sinklinala uglavnom izgrađena od karbonatne i klastične naslage paleogena. Uzdignute antiklinale sa strmo nagnutim i mjestimično prebačenim krilima i duboke uklještene sinklinale nastale su kao posljedica tektonskog suženja prostora prouzročenog tangencijalnim pokretima. Naglašeni pravac protezanja struktura je SZ – JI. Na sjeveroistočnoj strani strukture Klana – Bakar – Vinodol nalazi se rasjed reversnog karaktera, uglavnom prekriven siparima ili

siparišnim brečama. Jugozapadni dodir strukture je također rasjednog karaktera, ali je on nastao kao posljedica otpora karbonatnog bloka. Ustanovljeno je više različitih oblika rasjedanja – vertikalni do subvertikalni i nagnuti pod kutom od 45 do 80 stupnjeva prema jugozapadu ili sjeveroistoku. U osnovi se za čitavu tektonsku jedinicu Klana – Bakar – Vinodol može reći da je izgrađena od krutog (karbonatne naslage) i relativno plastičnog medija (fliš) tijekom istodobnog deformiranja. Utjecaj deformacija najuočljiviji je na dodirima blokova, a zbog različitih napona prilikom deformacija dolazi do formiranja poprečnih i dijagonalnih rasjeda pretežno subvertikalnih paraklaza [32].

Gustoća epicentara potresa, njihova učestalost i veličina magnituda seizmičkih ukazuju na seizmičku aktivnost po kojoj je Kvarnersko područje poznato. Uzrok seizmičke aktivnosti u dubini je regionalno podvlačenje Jadranske ploče pod Dinaride, dok su uzroci aktivnosti bliže površini strukturalne promjene točnije navlačenja koja su na površini uočena po pojačanim neotektonskim pokretima. Potrese u dubini stvara koncentracija napona koju stvaraju sila gravitacije te sile stresa i reakcije na njega. Kao epicentralna područja na Kvarneru izdvajaju se Klana, Rijeka te područje istočno od Omišlja kao i područje Vinodolske doline između Bribira i Grižana. Maksimalni intenzitet potresa (I_{max}) koji je moguće očekivati na ovom prostoru iznosi 8° , dok na području Novog Vinodolskog maksimalni uočeni intenzitet seizmičnosti iznosi 7° MCS ljestvice. Navedena se vrijednost odnosi na okršenu i srednje raspucalu stijensku masu koja prevladava na predmetnoj lokaciji. Tektonsku jedinicu ovog prostora također karakteriziraju brojna boranja, navlačenja te reversni rasjedi, a osim navedenih tangencijalnih i uzdužnih deformacija prisutni su i brojni mlađi poprečni rasjedi [32].

5.3. Hidrogeološke značajke terena

Budući da je teren izgrađen od naslaga pokrivača i podloge na istraženoj lokaciji nisu uočene vodne pojave. Karbonatne naslage i vapnenci po svojem litološkom sastavu te pukotinsko – kavernožnom poroznošću općenito se mogu svrstati u grupu stijena sa srednjom do velikom vodopropusnosti. Voda se kroz stijene kreće po njezinim oslabljenim dijelovima odnosno kroz pukotine, prsline te međuslojne plohe, a osnovni razlog heterogenosti i anizotropnosti vodopropusnosti karbonatnih naslaga su okršenost te raspucalost koje variraju od mjesta do mjesta. Stijensku podlogu u manjem djelu izgrđuje fliš koji se smatra hidrološkom barijerom budući da je u cijelosti vodonepropusan, međutim

do pojave izvora i stvaranje lokalnih vodonosnih horizonata u flišnom kompleksu može doći zbog njegove litološke raznolikosti na mjestima gdje se pojavljuju breče i kalkareniti. Lapore pak karakterizira mala vodopropusnost. Na kretanje podzemnih voda najviše utječu strukturnotektonski odnosi. Oni su određeni rasjednim karakterom flišnog i karbonatnog kompleksa, a budući da fliš predstavlja prepreku tečenju podzemnih voda do pojave izvora najčešće dolazi na kontaktu s karbonatima. Osim navedenog voda se može zadržavati i na kontaktu naslaga pokrivača i podloge [32].

5.4. Inženjerskogeološke i geotehničke značajke

Ispitivano područje na lokaciji Novog Resorta u blizini Novog Vinodolskog proteže se od mora pa sve do Jadranske magistrale te se nalazi na nadmorskoj visini od otprilike 37 do 50 m. Istražnim radovima te pregledom terena zaključeno je da predmetno područje izgrađuju vapnenačka podloga i pokrivač. Stijenska masa različito je raspucana i okršena te su okršenost i raspucalost intenzivniji u površinskom dijelu na kontaktu s pokrivačem, a unutar površinskog sloja pojavljuju se i područja degradiranog fliša. RQD predstavlja indikator stupnja raspucanosti te se kreće u rasponu od 0 % do 50 % te se stoga stijenska masa može opisati kao ekstremno raspucana i okršena do srednje raspucana. Kaverne, šire pukotine kao i rasjedne, zdrobljene zone intenzivnije raspucanosti i okršenosti utvrđene su snimanjem pokosa [32].

Stijenska masa navedene lokacije može se razvrstati u dva tipa.

- relativno kompaktna stijenska masa koja prevladava na pokosu te njezina veličina blokova odnosno razmak između diskontinuiteta iznosi preko 20 cm u sva tri smjera, a indikator stupnja raspucalosti iznosi 50 %,
- jako raspucana i okršena stijenska masa u područjima rasjeda i širokih pukotina te kršje, odlomci povezani kalcitičnom glinom i razlomljena stijena.

Strukturni elementi izmjereni su na zapadnom i sjevernom pokosu građevne jame te je njihov tektonski sklop određen položajem slojevitosti, diskontinuitetima paralelnim klivažu aksijalne ravnine i pukotinama okomitim na regionalnu strukturnu os. Vapnenci i breče su uglavnom dobro do pločasto uslojeni, a samo su mjestimično neuslojeni do gromadasti. Najčešća debljina slojeva kreće se između 20 i 100 cm, ali mjestimično njihova debljina može iznositi i samo par centimetara ili čak više od 2 m. Uzduž pukotina osnovnog strukturnog sklopa, vapnenci i breče su na površini okršeni. Stijena na sjevernom pokosu pretežno je gromadasta i blokovita te je mogućnost mjerenja slojevitosti bila moguća samo na istočnoj strani. Slojevi su nagnuti prema istoku 85/65, a zapaženi su i diskontinuiteti 220-255/40-80 i 15-360/80-88. Dva su dominantna rasjeda: rasjed nagnut prema zapadu i jugozapadu 275/75 i 225/80 te rasjed prema sjeveru 350/65 i istoku 75/60. Osim rasjeda zabilježene su i zone s jako raspucalim vapnencima ili glinom s odlomcima te manje

kaverne. Zbog varijacija u orijentaciji strukturnog sklopa te smičućeg tipa rasjeda, u gornjem djelu pokosa dolazi do manjih odvala odnosno otkidanja stijenskih blokova po tipu klinastog sloma. Slojevi na zapadnom pokosu strmo su nagnuti pod kute od 60° do 85° prema jugozapadu, a zbog mjestimične boranosti i rasjedanja nagnuti su i prema sjeverozapadu $335/30$. Na navedenom pokosu izmjerena su tri pukotinska sustava, slojevitost $255-270/60-85$ te diskontinuiteti okomiti $350-360/45-70$ i paralelni s osi boranja $10-85/70-85$. Osim diskontinuiteta zapažen je i rasjed nagnut pod kutom od 50° do 60° prema jugozapadu [32].

Geotehničkim istražnim radovima zaključeno je da je geotehnički profil predmetne lokacije izgrađen od pokrivača i stijenske podloge. Pokrivač izgrađuje sloj nabačaja odnosno nasipa te kontinuirani sloj autohtonog pokrivača (crvenice). Po svome sastavu crvenica se svrstava u glinu, smeđecrvene je boje, polučvrste do čvrste konzistencije te srednje do visoke plastičnosti. Debljina sloja pokrivača kreće se u rasponu od 0,5 do 1,50 m, a zbog nepravilne morfologije podloge mogu se pojaviti i pojedini lokalni džepovi gline dubine veće od 1 m [32].

Osnovna stijena izgrađena je od vapnenaca koji su kristalasti, svijetlosive do bijele boje te su neuslojeni, gromadasti do debelo uslojeni. Mjestimično su brečasti, a ulomke tvore manje i veće nakupine fosila. Karakteristične debljine slojeva odnosno razmaci osnovnih diskontinuiteta i pripadajuće značajke stijenske mase dane su za svaki izdvojeni blok tj. inženjerskogeološku sredinu, a geotehničke analize provedene su za tri moguća sloma u stijenskoj masi: slom po diskontinuitetima, slom kroz kvazihomogenu stijensku masu te klinasti slom. Prema rezultatima laboratorijskih ispitivanja jednoosna tlačna čvrstoća osnovne stijenske mase kreće se u rasponu od 50 do 100 MPa. Osnovna stijenska masa kategorizirana je kao čvrsta dobro okamenjena karbonatna stijena sedimentnog podrijetla.

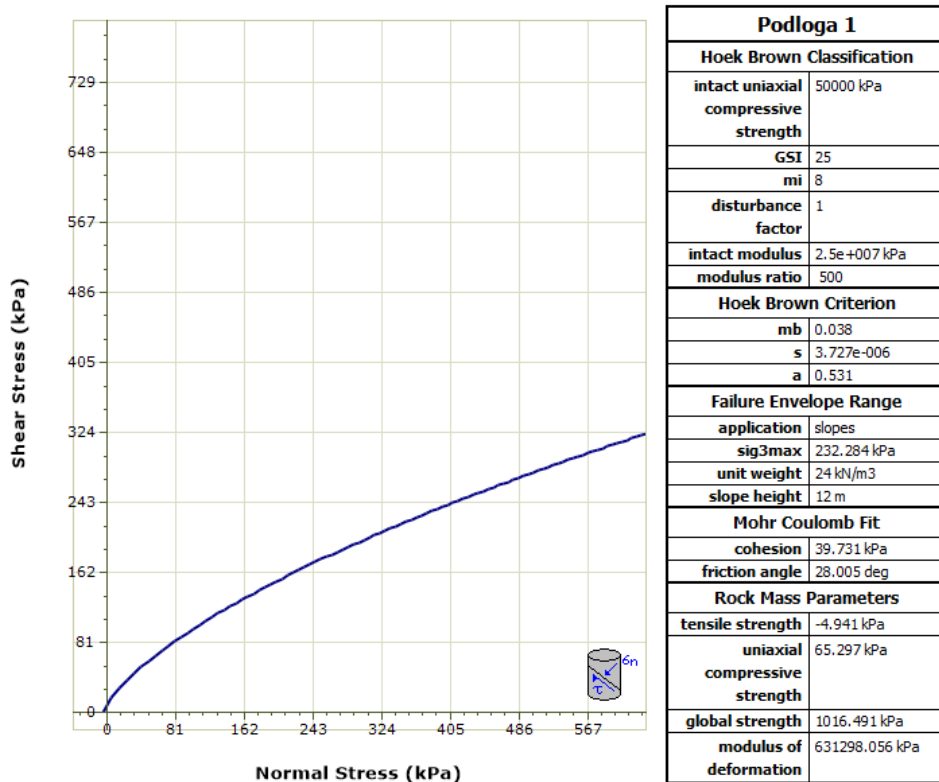
Pri projektiranju se kao kriterij za izračun nosivosti i stabilnosti između sloma po diskontinuitetima i sloma kroz kvazihomogenu stijensku masu bira onaj s manjim faktorom sigurnosti. Značajke diskontinuiteta osnovnog strukturnog sklopa stijenske podloge te vrijednost geološkog indeksa čvrstoće (GSI) za stijenu podloge i trošnu stijenu određene su za svaki pojedini blok [32].

5.4.1. Zakon čvrstoće kvazihomogene stijenske mase

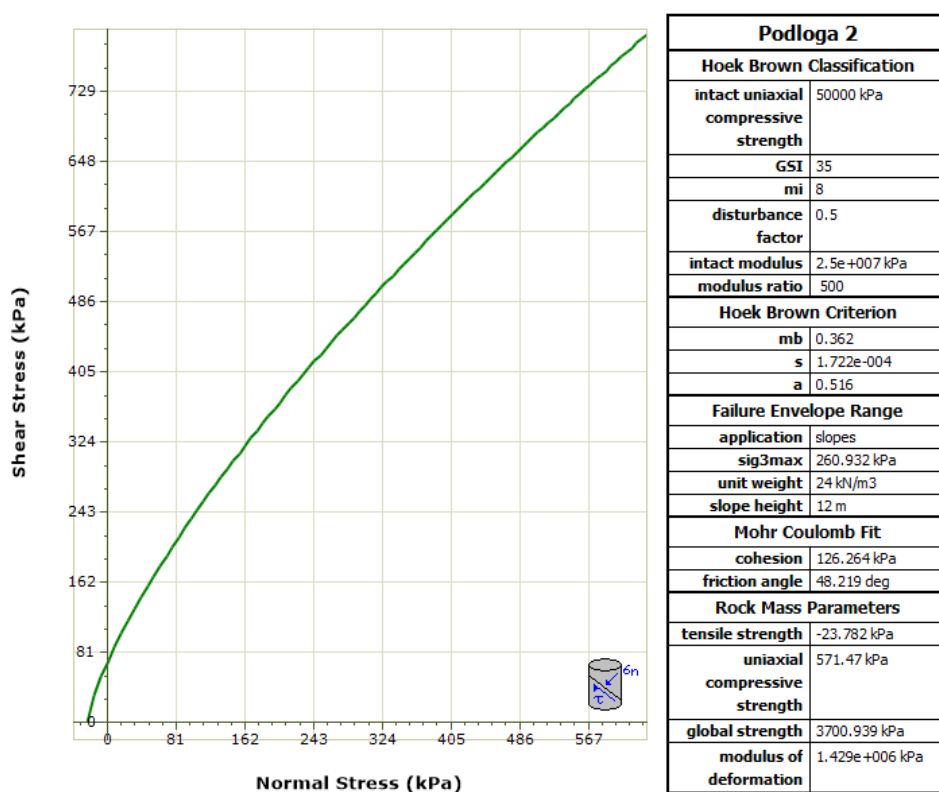
Parametri čvrstoće određeni su korištenjem Hoek – Brownovog kriterija čvrstoće opisanog prethodno u radu. Za slom kroz kvazihomogenu poremećenu stijensku masu za koju vrijedi $GSI < 25$ čvrstoća je definirana izrazom (4), dok se parametri m_i i s određuju prema izrazima (7) i (8). Karakteristika stijenske mase m_i određena je litološkim sastavom stijenske mase koju čine vapnenci te iznosi 8, dok jednoosna tlačna čvrstoća σ_c iznosi 50 000 kN/m², a određena je na temelju laboratorijskih ispitivanja. Stijenska masa klasificirana je s izrazito povoljnim utjecajem orijentacije diskontinuiteta i bez utjecaja vode te minimalni broj bodova prema klasifikaciji stijenske mase Bieniawskoga iz 1989. odnosno RMR_{89} iznosi 23.

Za područje gdje RMR_{89} iznosi više od 23 koriste se gore u tekstu navedeni izrazi za izračun parametara stijenske mase, dok se uvođenjem u proračun faktora poremećenosti D te geološkog indeksa čvrstoće GSI parametri računaju prema općem Hoek –Brownovom kriteriju prema izrazu (10), gdje su konstante m_b , s i a definirane izrazima (15), (16) i (17).

Na slikama su prikazane funkcije čvrstoće i određeni parametri stijenske mase za slom kroz kvazihomogenu stijensku masu podloge 1 (Slika 35.) i podloge 2 (Slika 36.) dobiveni u Rocscience, RocData 5.0.



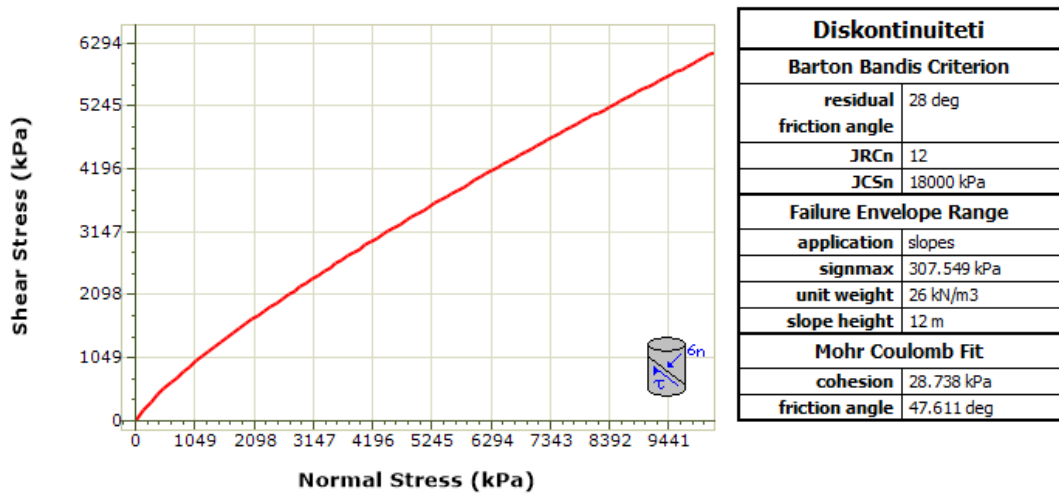
Slika 35: Funkcija čvrstoće stijenske mase - podloga 1



Slika 36: Funkcija čvrstoće stijenske mase - podloga 2

5.4.2. Zakon čvrstoće diskontinuiteta

Geostatičke analize provedene su za najveću visinu predmetnog pokosa te je čvrstoća diskontinuiteta za stijensku masu u pokosu definirana empirijskim zakonom čvrstoće prema ranije u radu navedenom izrazu (19). Posmična čvrstoća diskontinuiteta određena je na osnovu kvantitativnog opisa diskontinuiteta koji je proveden u fazi geološkog kartiranja iskopa prema preporučenim metodama. Usvojeno je da je bazni kut trenja jednak rezidualnom te je njegovo određivanje definirano izrazom (20). Osnovni sustavi diskontinuiteta određeni su geotehničkim i inženjerskogeološkim terenskim radovima, a zakon čvrstoće određen je za mjerodavne, kritične profile kod kojih može doći do klizanja po diskontinuitetima. Funkcija čvrstoće diskontinuiteta kao i mjerodavni parametri JRC, JCS i ϕ_r prikazani su na slici 37.



Slika 37: Funkcija čvrstoće diskontinuiteta

6. Analize stabilnosti zasjeka

6.1. Geostatičke analize

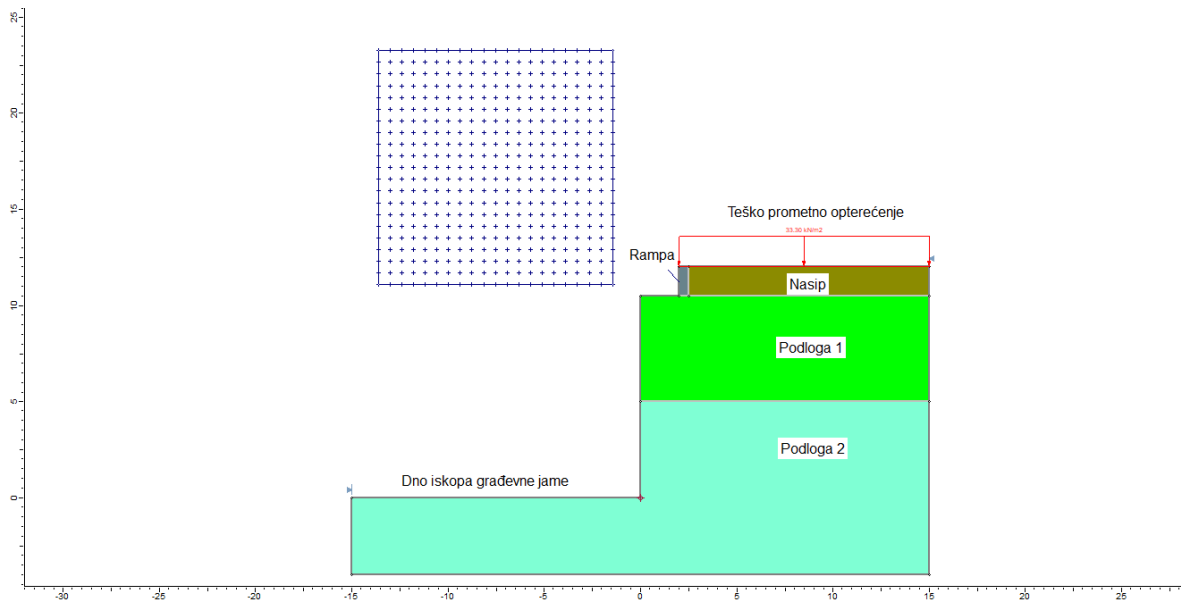
Geostatičke analize stabilnosti zasjeka provode su na temelju parametara dobivenih geotehničkim istražnim radovima, inženjerskogeološkim kartiranjem te pregledom predmetne lokacije. Korišteni ulazni parametri te funkcije čvrstoće za stijensku masu podloge 1 i 2 te diskontinuitete prikazani su prethodnom poglavlju (Slika 34., 35. i 36.). Analize stabilnosti provedene su za dva moguća sloma u stijenskoj masi, a to su slom kroz kvazihomogenu stijensku masu i slom po diskontinuitetima te su se iste provodile samo za predmetni sjeverni pokos visine 12 m budući da se analize provode za najviše dijelove pokosa, a visina najvišeg djela zapadnog pokosa jednaka je visini sjevernog. Analize su provedene elektroničkim računalnim programom *Slide (Rocscience Inc.)* te su proračuni stabilnosti za kružne klizne plohe i za slom po diskontinuitetima izvršeni metodama po Bishopu i Janbuu. Kao rezultat analize dobiven je minimalni faktor sigurnosti.

6.1.1 Slom kroz kvazihomogenu stijensku masu

Za slom kroz kvazihomogenu stijensku masu provedene su slijedeće geostatičke analize:

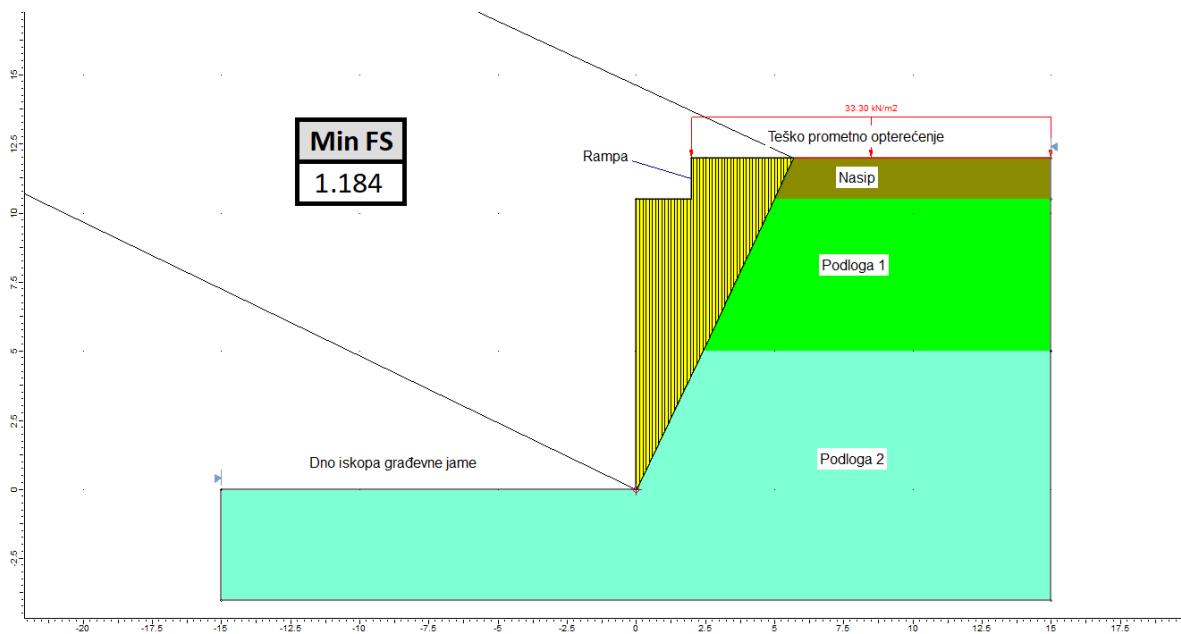
- slom kroz dno građevne jame (najviša visina pokosa)
- slom na kontaktu stijenske mase podloge 1 i 2

Geostatički model opisuje stvarno stanje na terenu te opisuje gotovo vertikalno zasječen odnosno izveden pokos. U analizama je u obzir uzeto i teško prometno opterećenje $p = 33.3 \text{ kN/m}^2$, a na vrhu građevne jame predviđena je izgradnja rampe za spoj s objektom dimenzija $1.5 \times 0.5 \text{ m}$ udaljene minimalno 2.0 m od ruba pokosa. Korišteni model za proračun faktora sigurnosti za slom kroz stijensku masu s kružnom kliznom plohom s nožicom na dnu građevne jame prikazan je na slici 38.



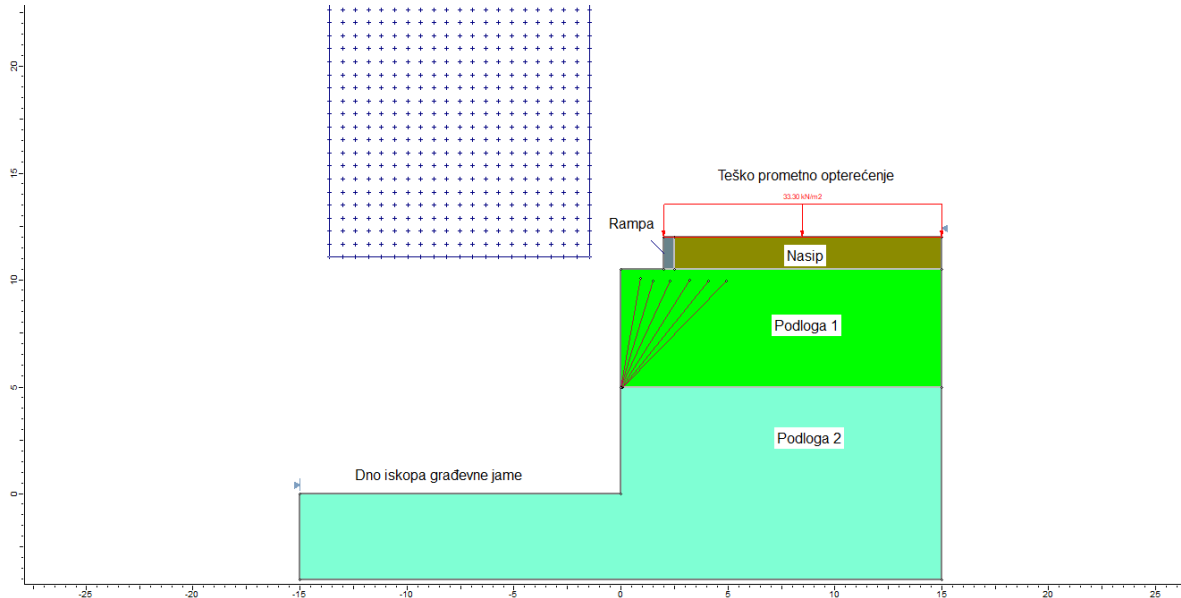
Slika 38: Model za slom kroz stijensku masu s nožicom kružne klizne plohe na dnu građevne jame

Rezultati dobiveni analizom prikazuju kliznu plohu s velikim radijusom i minimalnim faktorom sigurnosti približno 1.2 što znači da su potrebe kriterija stabilnosti dostatne (Slika 39.).



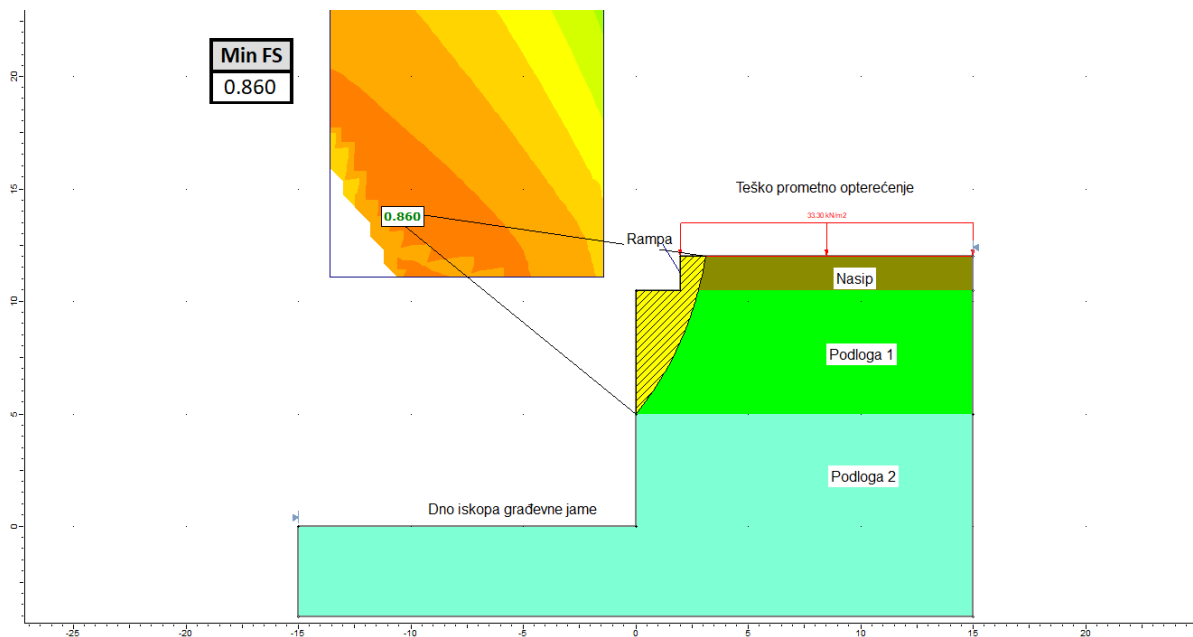
Slika 39: Rezultati za slom kroz stijensku masu s nožicom kružne klizne plohe na dnu građevne jame

Model za slom kroz stijensku masu s kružnom kliznom plohom s nožicom na spoju stijenske mase podloge 1 i podloge 2 korišten za analize prikazan je na slici 40.



Slika 40: Model za slom kroz stijensku masu s nožicom kružne klizne plohe na kontaktu stijenske mase podloga 1 i 2

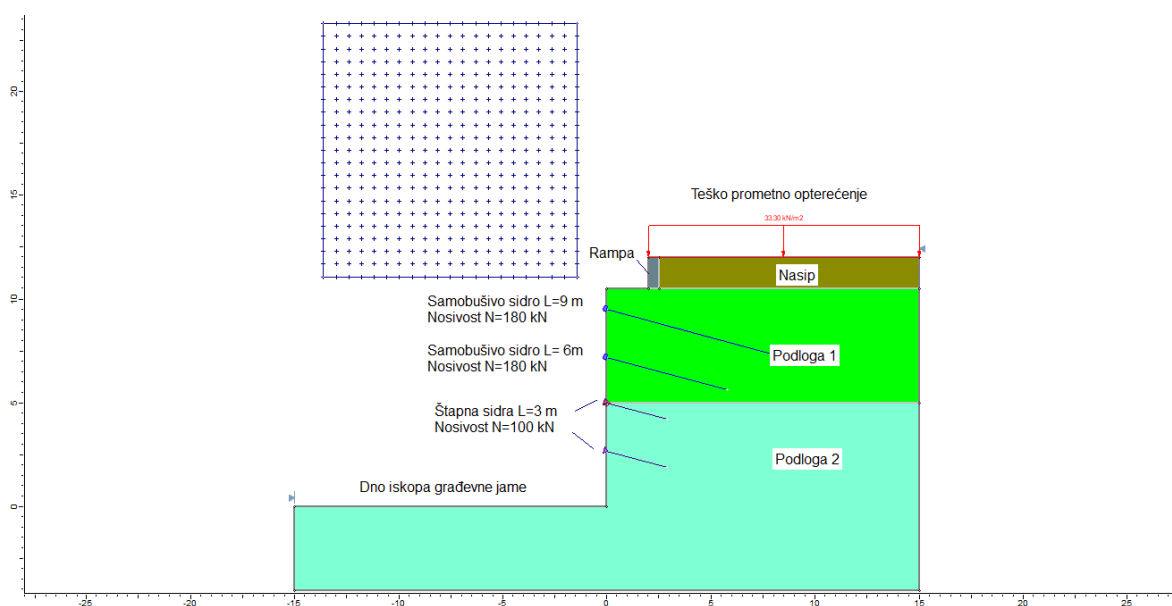
Dobiveni rezultati prikazuju kritičnu kliznu plohu s minimalnim faktorom sigurnosti od 0.860 što ne zadovoljava potrebe kriterija stabilnosti te ukazuje na potrebu za dodatnim ojačanjem stijenskog pokosa (Slika 41).



Slika 41: Rezultati za slom kroz stijensku masu s nožicom kružne klizne plohe na kontaktu stijenske mase podloge 1 i 2

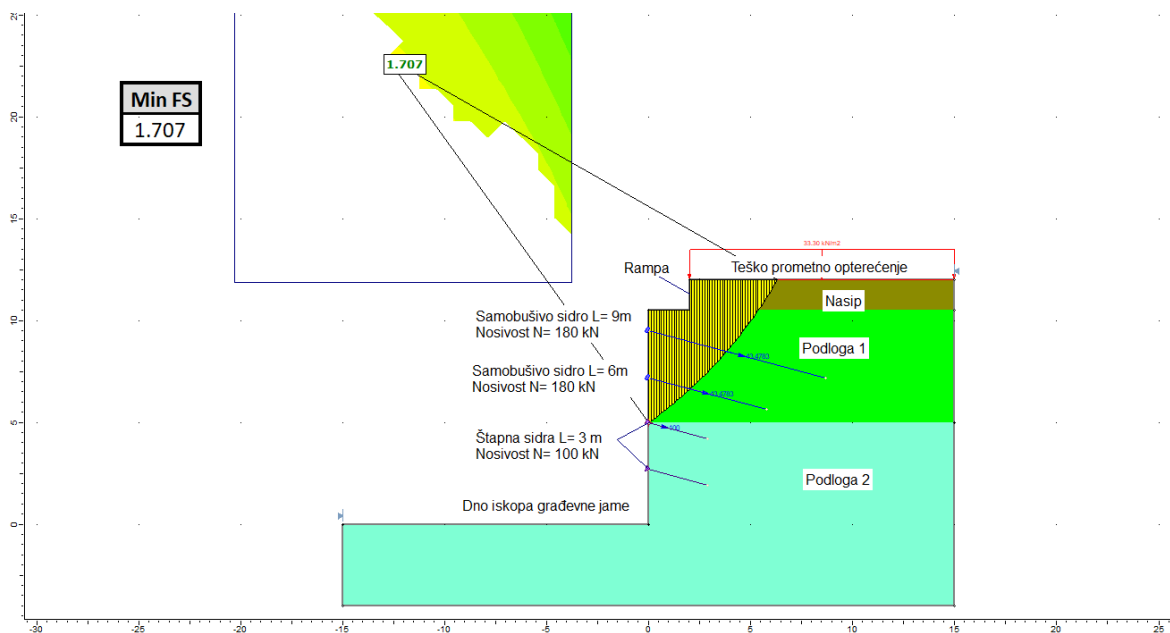
6.1.2. Slom kroz kvazihomogenu stijensku masu – mjere osiguranja

Na temelju rezultata dobivenih analizom stabilnosti za slom kroz stijensku masu zaključeno je da je izvedeni pokos potrebno dodatno osigurati. Osiguranje je predviđeno izvedbom samobušivih sidara duljine 9 m i nosivosti 180 kN na razmaku od 2.3 m u prvom redu, samobušivim sidrima duljine 6 m i nosivosti 180 kN na razmaku od 2.3 u drugom redu te štapnim sidrima RA ϕ 25 mm, duljine 3 m i nosivosti 100 kN u zadnja dva reda. Sva sidra ugrađena su pod kutom od 15° te su povezana slojem armiranog mlaznog betona C25/30 debljine 2×5.0 cm. Model s ojačanjem stijenske mase prikazan je na slici 42.



Slika 42: Model s ojačanjem stijenske mase

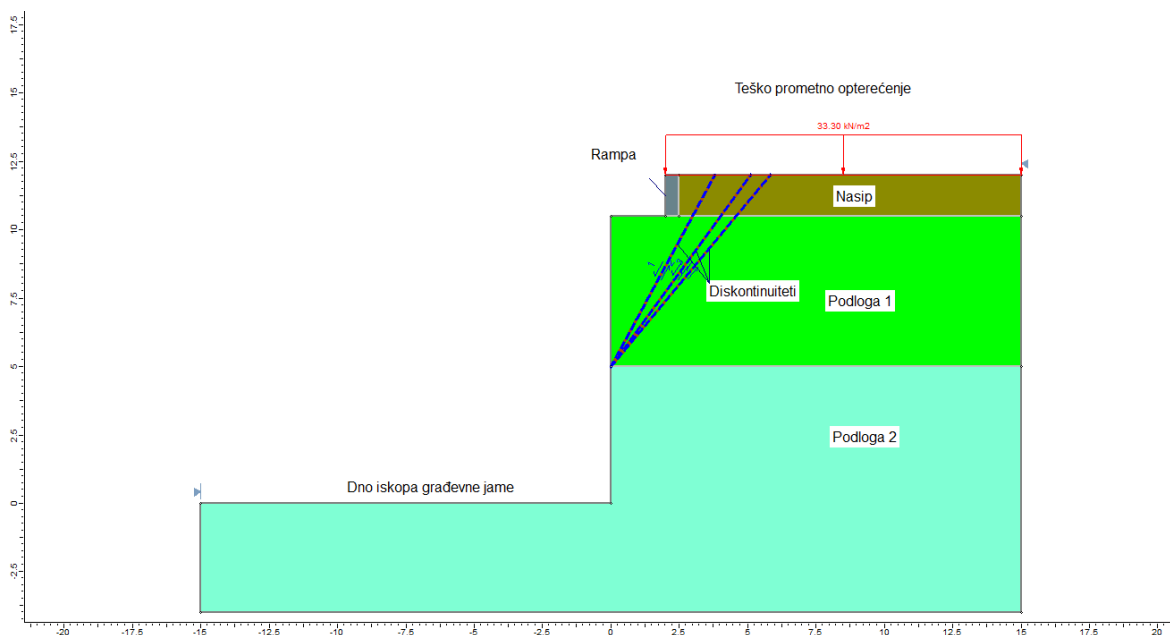
Analize provedene s uračunatim elementima ojačanje stijenske mase daju minimalni faktor sigurnosti 1.707 što znači da je stijenska masa uspješno stabilizirana i zadovoljava potrebe kriterija stabilnosti.



Slika 43: Rezultati analize s uračunatim ojačanjem stijenske mase

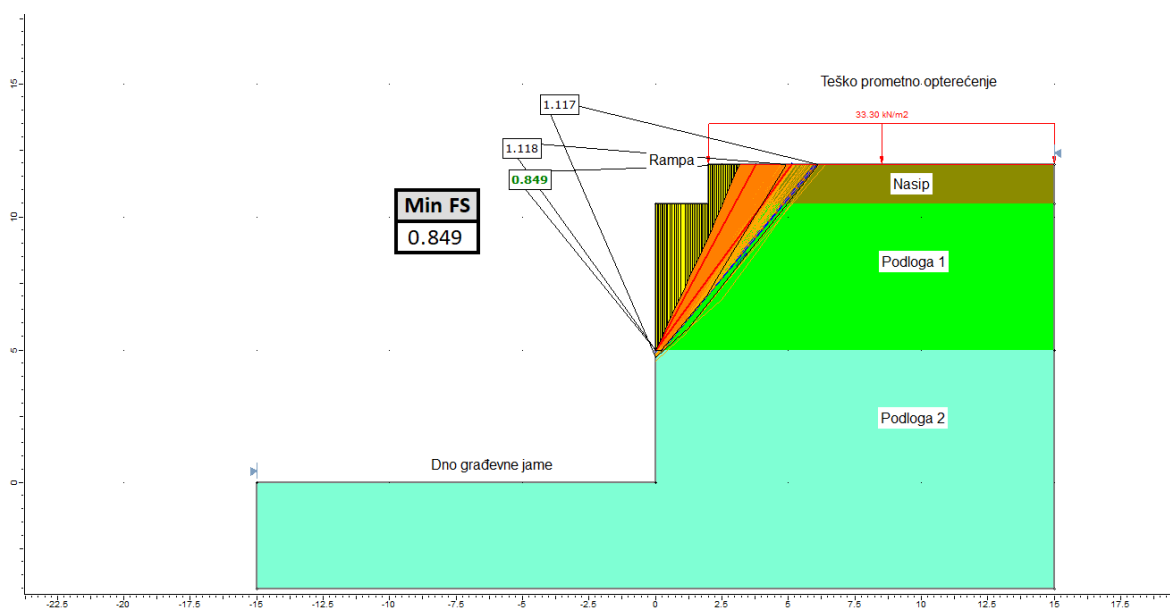
6.1.3. Slom po diskontinuitetima

Stanje stijenske mase u gornjoj polovici pokosa znatno je složenije te su slojevitost i pukotinski sustavi izraženiji, stoga se pri provedbi geostatičkih analiza za slom stijenske mase po diskontinuitetima pretpostavlja nepovoljna uslojenost stijenske mase prema građevnoj jami u gornjoj polovici pokosa. Model korišten za proračun sloma po diskontinuitetima prikazan je na slici 44.



Slika 44: Model za proračun sloma po diskontinuitetima

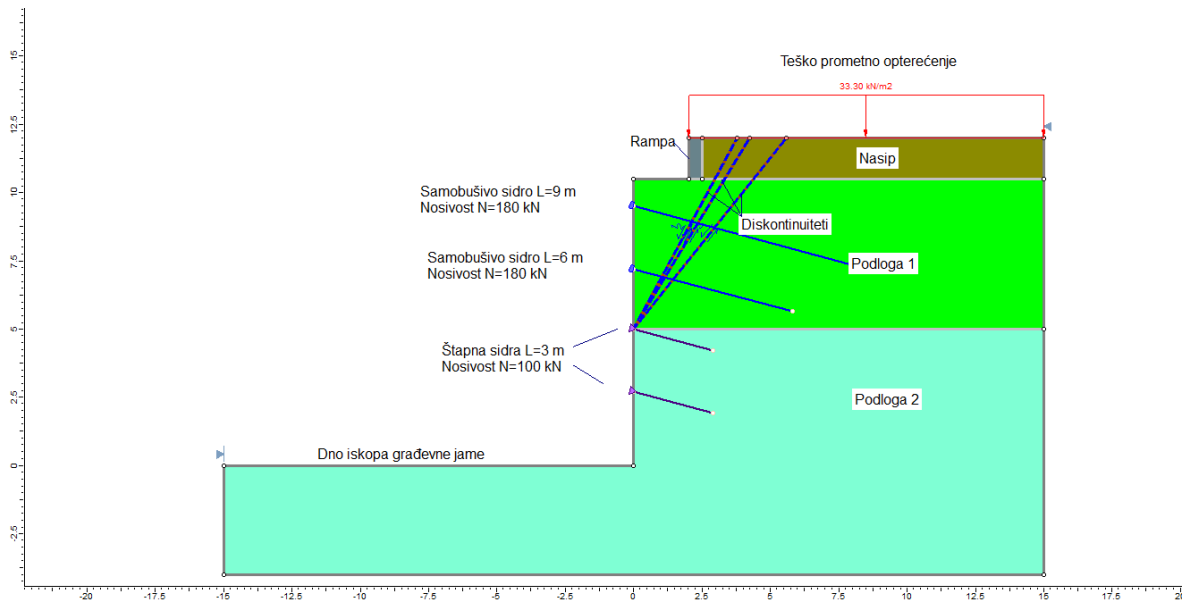
Analizom je dobiven minimalni faktor sigurnosti koji nije zadovoljavajući (0.849). Rezultati su prikazani na slici 45. te su prikazani i minimalni faktori za klizne plohe duž pojedinog diskontinuiteta koji također nisu zadovoljavajući i iznose 1.1.



Slika 45: Rezultati analize za slom po diskontinuiteta s minimalnim faktorima sigurnosti

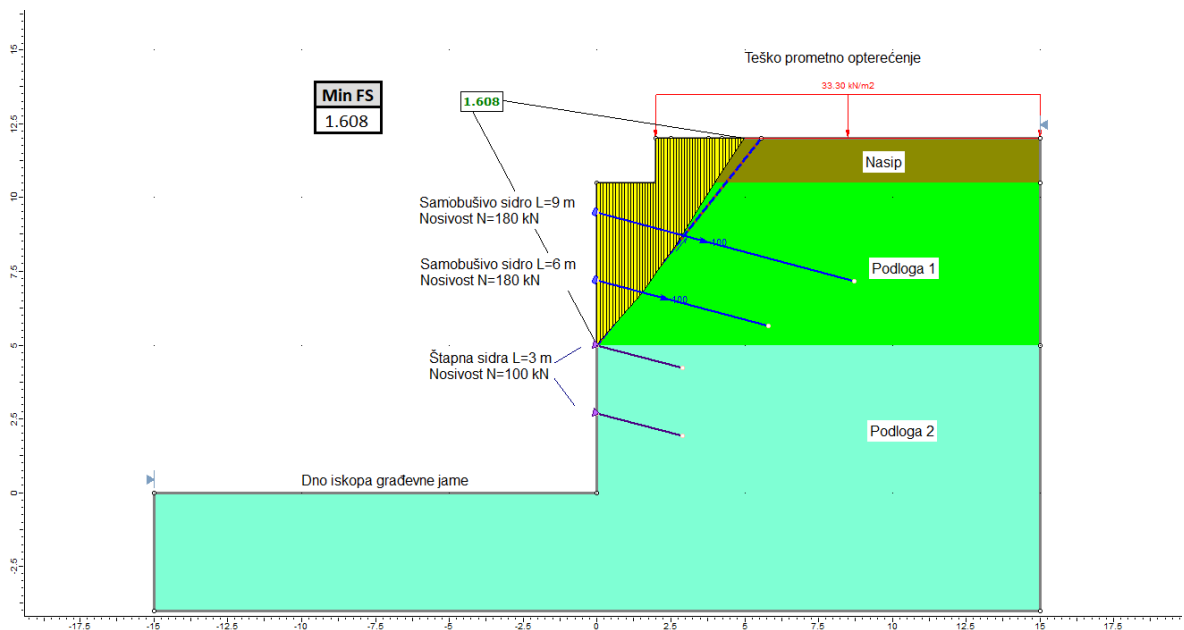
6.1.4. Slom po diskontinuitetima – mjere osiguranja

Povratnom analizom sloma stijenske mase po diskontinuitetima utvrđena je potreba za dodatnim osiguranjem stijenskog pokosa prema modelu prikazanom na slici 46.



Slika 46: Model za slom po diskontinuitetima s ojačanjem stijenske mase

Rezultati analize dodatno osigurane stijenske mase daju zadovoljavajuću vrijednost faktora sigurnosti od 1.61 za slom po diskontinuitetima te je time zadovoljen kriterij stabilnosti (Slika 47).

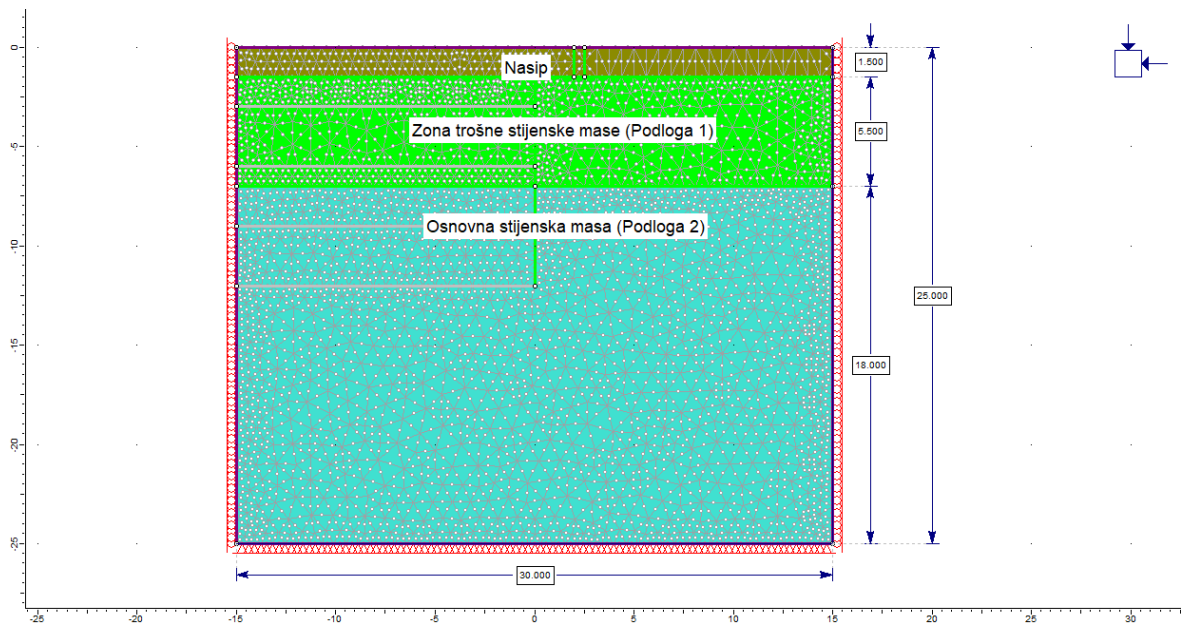


Slika 47: Rezultati za slom po diskontinuitetima s ojačanjem stijenske mase

6.2. Analiza naprezanja i deformacija

Za provedbu analiza naprezanja i deformacija izrađen je proračunski model upotrebom računalnog programa *RS2 (Rocscience Inc.)* koji pri proračunu koristi metodu

konačnih elemenata. Proračunski model za *in situ* stanje s definiranim rubnim uvjetima za modeliranje prikazan je na slici 48. Vanjske dimenzije modela iznose 25 × 30 m.

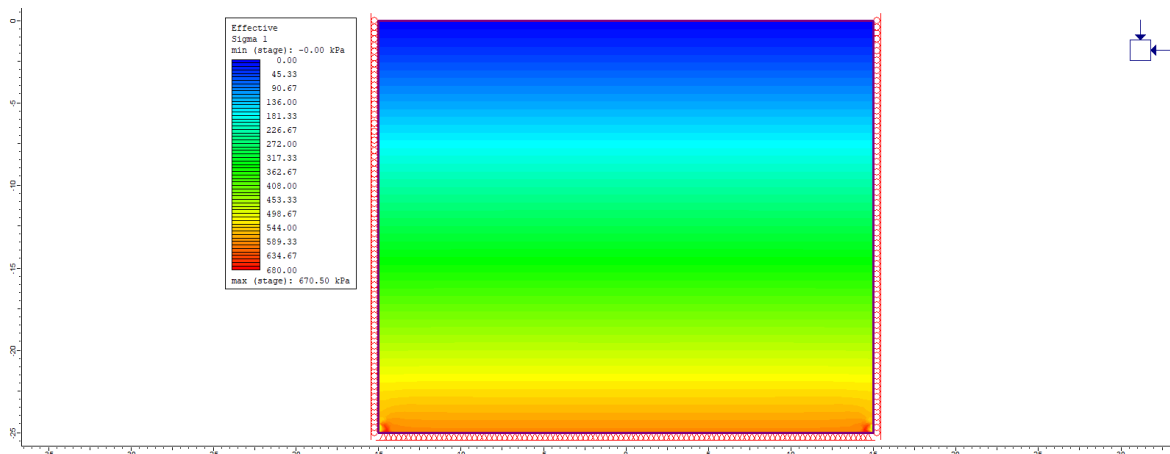


Slika 48: Proračunski model

Proračunski model sastoji se od sloja nasipa, zone trošne stijenske mase (Podloga 1) i osnovne stijenske mase (Podloga 2). Ulazni parametri za trošnu i osnovnu stijensku masu definirani su prema generaliziranom Hoek – Brownovom kriteriju čvrstoće te su navedeni ranije u radu (Slika 34. i 35.). Za materijal nasipa primijenjen je Mohr – Coulombov kriterij čvrstoće te su njegovi ulazni parametri sljedeći:

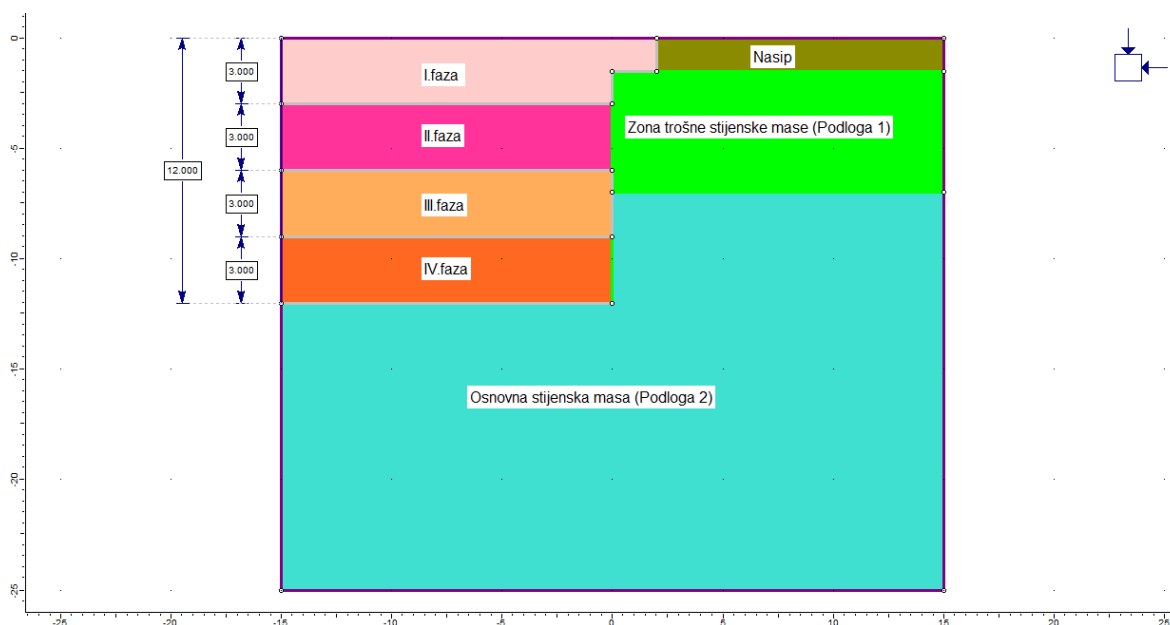
- zapreminska težina $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
- kut unutarnjeg trenja materijala $\phi = 35^\circ$,
- kohezija $c = 0 \text{ kPa}$,
- modul elastičnosti $E = 30 \text{ MPa}$

Provedenom analizom dobiveni su rezultati za *in situ* stanje vertikalnih naprezanja te su prikazani na slici 48. Vertikalna naprezanja kreću se u rasponu od 0 kPa na površini terena te se s povećanjem dubine povećavaju do vrijednosti 670.5 kPa.



Slika 49: Vertikalna naprezanja za in situ stanje prije iskopa

Iskop građevne jame provodio se u 4 faza uz napredovanje od po 3 m (Slika 49.) te se nakon svake pojedine faze iskopa pristupilo sanaciji odnosno zaštiti iskopanog dijela pokosa kako bi se onemogućilo pomicanje stijenske mase u iskop te osigurali sigurni uvjeti za daljnji rad.



Slika 50: Faze iskopa

Nakon iskopa prve faze slijedi postavljanje prvog reda samobušivih sidara i zaštita iskopanog dijela pokosa mlaznim betonom. Ugrađena samobušiva sidra promjera 32 mm i duljine 9 m izvela su se 2.5 m udaljena od ruba vrha pokosa. Nosivost sidara iznosi 180 kN, a sila prednapinjanja 54 kN. Po iskopu druge faze postavljen je drugi red samobušivih sidara duljine 6 m istih specifikacija kao samobušiva sidra prvog reda. Razmak između prvih dva reda sidara iznosi 2.3 m, a sva sidra ugrađena su pod kutom od 15° te injektirana na 70 % svoje

duljine. U zadnja dva reda, na međusobnom razmaku od 2.3 m, postavljena su štapna sidra RA ϕ 25 mm, duljine 3 m i nosivosti 100 kN. Razmak između drugog i trećeg reda sidara iznosi 2.2 m, a sva su sidra ugrađena pod kutom od 15°. Cijeli je pokos dodatno zaštićen armaturnom mrežom Q – 131 i mlaznim betonom C 25/30 debljine 10 cm.

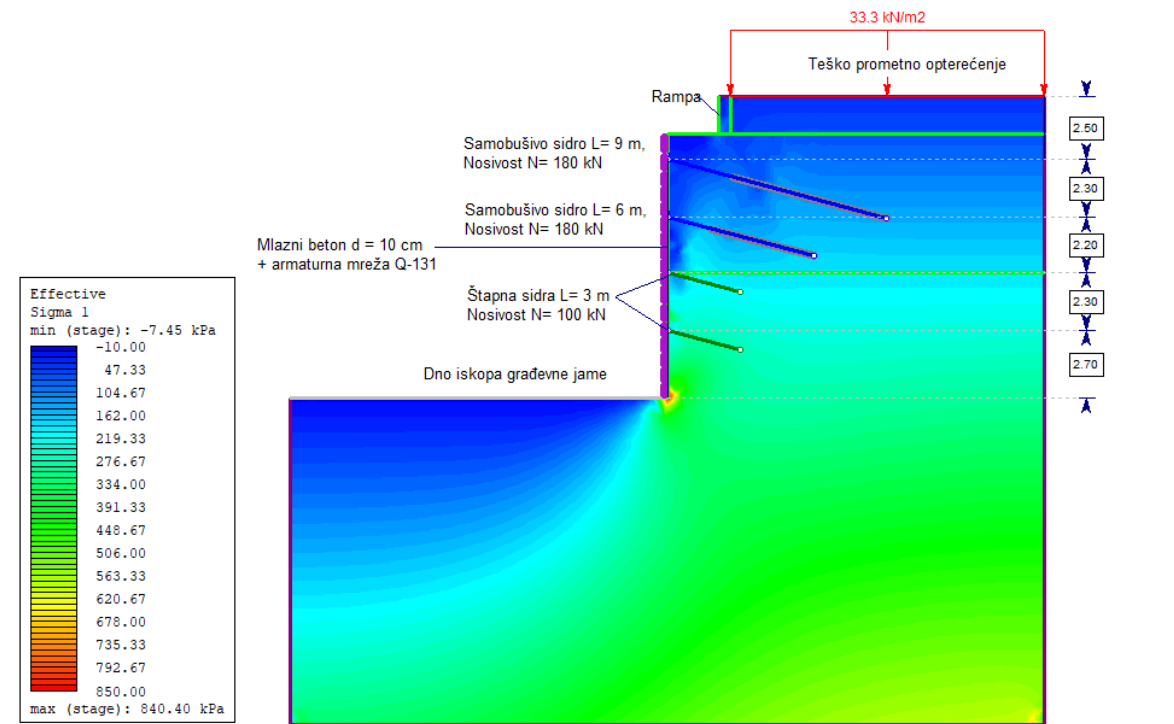
Rezultati analize prikazani su za zadnju fazu iskopa s ugrađenim svim elementima sanacije pokosa. U krajnje rezultate analize u obzir je uzeto i teško prometno opterećenje $p = 33.3 \text{ kN/m}^2$ te izvedena rampa za spoj s objektom čiji su parametri definirani prema Mohr – Coulombovom kriteriju čvrstoće.

Parametri rampe za spoj s objektom:

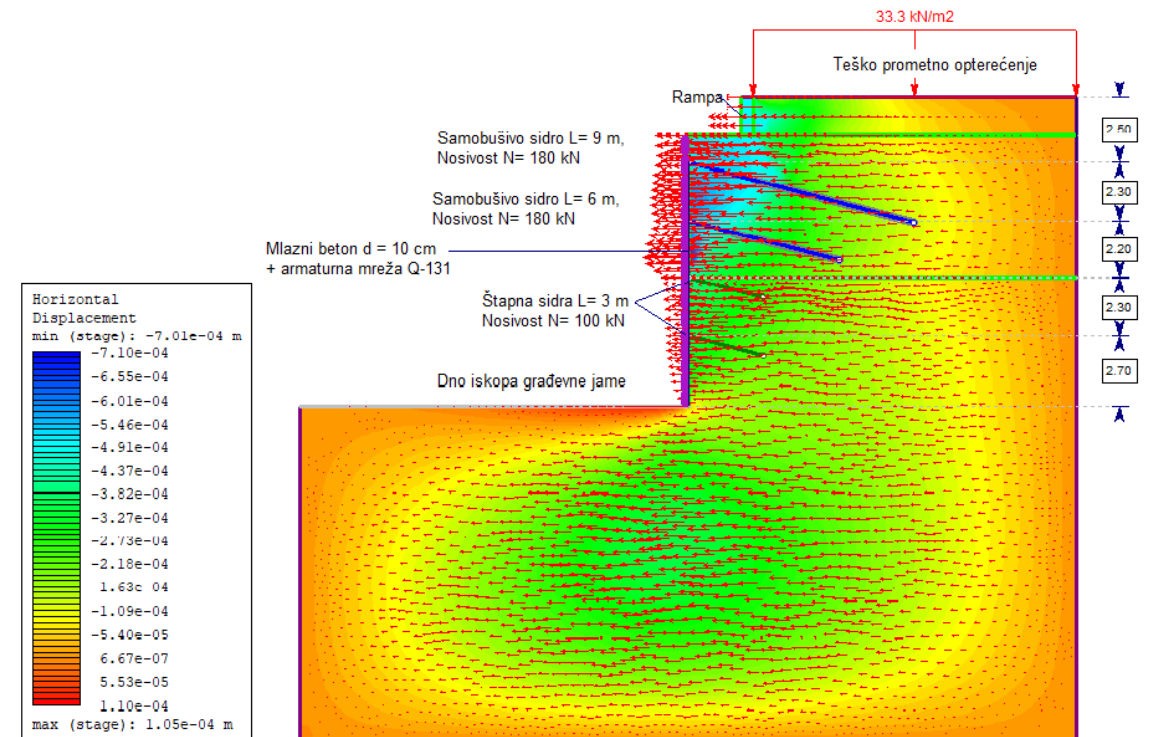
- | | |
|------------------------------------|------------------------------|
| - zapreminska težina | $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ |
| - kut unutarnjeg trenja materijala | $\phi = 35^\circ$, |
| - kohezija | $\gamma = 10.5 \text{ MPa}$ |
| - modul elastičnosti | $E = 20\,000 \text{ MPa}$ |

Prikazani rezultati analiza naprezanja i deformacija su slijedeći:

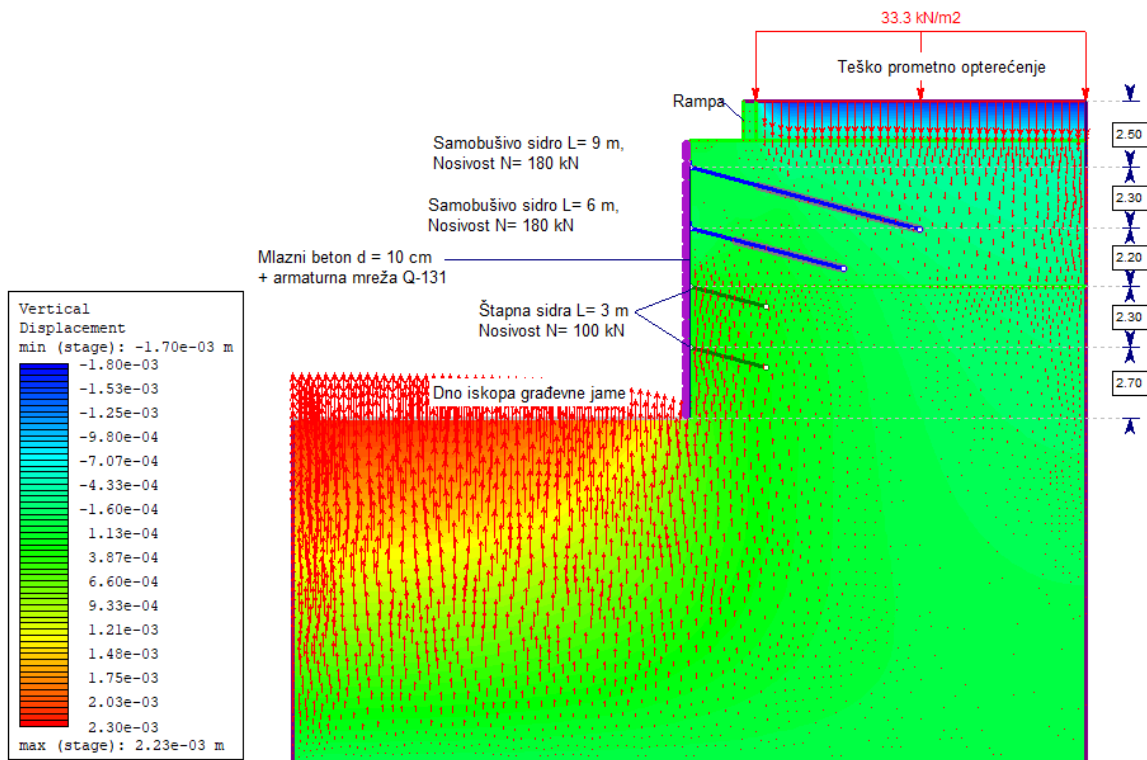
- vertikalna naprezanja za izveden i osiguran pokos (Slika 51.)
- horizontalni pomaci izvedenog i osiguranog pokosa (Slika 52.)
- vertikalni pomaci izvedenog i osiguranog pokosa (Slika 53.)



Slika 51: Vertikalna naprezanja nakon iskopa i sanacije pokosa



Slika 52: Horizontalni pomaci nakon iskopa i sanacije pokosa



Slika 53: Vertikalni pomaci nakon iskopa i sanacije pokosa

Rezultati dobiveni analizom izvedenog iskopa i podgrađenog pokosa prikazuju vertikalna naprezanja u rasponu od -7.45 kPa pri vrhu pokosa do 840.40 kPa u nožici iskopa gdje je naprezanje najveće. Svi horizontalni pomaci stijenske mase manji su od 1 mm, dok se najveći vertikalni pomaci događaju pri dnu građevne jame zbog relaksacije terena i u nasipu zbog teškog prometnog opterećenja. Najveći vertikalni pomak dna građevne jame iznosi 2.23 mm, a nasipa 1.7 mm. Pomaci samog vertikalno izvedenog zasjeka nakon sanacije manji su od 1 mm.

7. TEHNIČKI UVJETI IZVOĐENJA RADOVA

Tehnički uvjeti izvođenja radova u skladu su s uobičajenim principima projektiranja i izvođenja zemljanih radova, odredbama Zakona o prostornom uređenju i gradnji, važećim normama koje se odnose na ovaj tip problematike te Općim tehničkim uvjetima za radove na cestama i Tehničkim propisom za betonske konstrukcije. Tehnički uvjeti mogu se nadopunjavati i mijenjati tokom izvedbe radova, ali u okvirima predviđenim projektom te uz suglasnost projektanta i investitora [32].

7.1. Plan rada

U svrhu izvođenja radova potrebnom dinamikom te u skladu s projektom i tehničkim uvjetima potrebno je definirati plan rada. Bez usvojenog plana rada ne smije se početi s izvođenjem radova, a plan rada mora sadržavati organizaciju i opremu gradilišta, dinamiku izvođenja radova, popis mehanizacije, tehničke karakteristike opreme te redosljed izvođenja radova. Za uspješnu izvedbu radova potrebna je dobra priprema i organizacija radova te koordinacija svih učesnika u realizaciji, a to zahtjeva kvalitetnu pripremu i organizaciju pojedine vrste radova, kvalitetno razrađenu dinamiku i usklađenost faza radova, te kvalitetan i kontinuirani nadzor kao i viskokvalificiranog izvođača radova. Prijedlog dinamičkog plana i organizacije gradilišta izrađuje izvođač radova te ga daje na suglasnost investitoru, projektantu i nadzornom organu [32].

7.3. Iskolčenje i označavanje pozicija

Prilikom geodetskog iskolčenja radova te označavanja mjera zaštita pokosa potrebno je pratiti grafičke priloge glavnog projekta. To znači da se pri označavanju mjera sidara i mlaznog betona slijede mjere, kote, situacije i profili prikazani glavnim projektom, a po potrebi se navedene stavke prilagođavaju stanju na terenu [32].

7.4. Beton i mlazni beton

Ispitivanje i ugrađivanje betona te izvođenje svih betonskih radova vrši se sukladno Općim tehničkim uvjetima i u skladu sa svim propisanim normama za proizvodnju i izvedbu betonskih radova te izvođenje betona i mlaznog betona u svrhu zaštite pokosa. Uz strogo pridržavanje svih uvjeta definiranih prema propisima za betonsko konstrukcije, izvođač radova dužan je prije početka betoniranja izraditi detaljni program i organizaciju koji uključuju pripremu, manipuliranje, transport i ugradnju betona [32].

Bez obzira na raspoloživo vrijeme betoniranja i potrebnu količinu betona, beton se mora dostavljati i ugrađivati na način da je osigurana kvaliteta izvedene konstrukcije. U skladu s time sve nepravilnosti izvedene betonske površine moraju se sanirati, a kao rješenja sanacije primjenjuju se posebni premazi ili štokovanje betonskih ploha. Betonske površine treba štiti od sunca te je potrebno izbjegavati betoniranje ljeti i tijekom velikih vrućina. U slučajevima vremenskih neprilika ne smije se započinjati s betonskim radovima kako ne bi došlo do nekontinuiranog završetka betoniranja. Po završetku betonskih radova, izvođač je dužan osigurati njegu betona u narednih minimalno sedam dana budući da u tom periodu površina betona mora biti vlažna i zaštićena od naglog isušivanja. Svi radovi izvode se prema dinamičkom planu i opisu tehnologije izvođenja izrađenih od strane izvođača [32].

Transport betona vrši se automjesticama. Prilikom odabira transportnog sredstva potrebno je paziti da ona ne izazivaju segregaciju betonske smjese tijekom vožnje te vrijeme transporta i ostalih radova sa svježim betonom mora biti u neposrednoj vezi s vremenom početka vezivanja cementa [32].

S betoniranjem se može započeti nakon pismene potvrde o preuzimanju podloge i armature te odobrenja nadzornog organa. Beton se ugrađuje sistemski i programirano prema planu te svaki započeti betonski element mora biti izbetoniran kontinuirano bez obzira na okolnosti. Zabranjeno je korigiranje vode u svježem betonu bez prisutnosti stručne osobe [32].

Mlazni beton nanosi se na prethodno očišćenu i izravnanu površinu pokosa. Nakon nanesenog prvog sloja mlaznog betona debljine minimalno 5 cm postavlja se armaturna mreža te se nanosi drugi sloj minimalne debljine 5 cm. Ukoliko se ispitivanje sidara vrši nakon ugradnje drugog sloja mlaznog betona, glave sidara je za vrijeme nanošenja istog potrebno zaštititi. Mlazni beton izvodi se mokrim ili suhim postupkom, a pritom je potrebno voditi računa o tome da vrijeme između nanošenja prvog i drugog sloja bude što kraće kako bi se ostvario dobar kontakt između slojeva. Slojevi se nanose odozdo prema gore, a mlaznica mora biti okomita na površinu nanošenja te udaljena od nje od 1 do 1.5 m. Podebljavanje sloja vrši se zakretanjem mlaznice u koncentričnim krugovima. Stalni tlak komprimiranog zraka potreban za ugradnju mlaznog betona iznosi 0.35 – 0.40 MPa ili više što ovisi o duljini transportne cijevi. Tlak vode na mlaznici veći je za 0.1 MPa od tlaka

komprimiranog zraka. Nakon izvedbe mlazni beton njeguje se sedam dana vodom ili vlažnim prekrivačima [32].

Betoniranje na temperaturi nižoj od + 5°C ili višoj od +3 0°C smatra se betoniranjem u posebnim uvjetima. Tada se koriste posebne mjere zaštite, visokoaktivni cementi te aditivi protiv smrzavanja betona. Prije prvog smrzavanja beton mora dosegnuti minimalno 50% zahtijevane čvrstoće. Pri ugrađivanju betona na niskim temperaturama ne smije doći do naglog hlađenja pa se vanjske površine betona štite. Kod vrlo visokih temperatura početna obradivost se određuje na temelju prethodno utvrđenog gubitka obradivosti tijekom transporta i ugradnje te se po potrebi koriste usporivači vezivanja. Tip cementa i betonski sastav korišten pri izradi masivnih elemenata mora biti takav da temperatura ugrađenog betona ne prelazi + 65°C [32].

Prekrivanjem ceradama ili najlonom štiti se beton od oborina i tekuće vode neposredno nakon betoniranja, a potrebno ga je i dodatno zaštititi od vibracija koje mogu uzrokovati promjenu unutrašnje strukture i prionjivosti betona te druga mehanička oštećenja. Polijevanjem betona najmanje sedam dana od ugradnje ili do postizanja 60% tražene čvrstoće postiže se zaštita od prebrzog isušivanja [32].

Materijali za cement i agregat te korišteni aditivi i voda odabiru se prema određenim normama i Tehničkom propisu za betonske konstrukcije. Upotrijebljen je beton koji se prema normama koristi kao projektni beton razreda tlačne čvrstoće C25/30. Na temelju provedenih ispitivanja betona određuje se receptura za izradu betonske mješavine, a svi korišteni materijali moraju imati atest odnosno uvjerenje o kvaliteti [32].

Zahtijevana tehnička svojstva korištenog mlaznog betona su :

- razred tlačne čvrstoće: C 25/30
- razred izloženosti agresivnom okolišu: XC 2
- minimalna debljina: 10 cm
- maksimalna količina klorida: 0.20 %
- minimalna količina cementa: 280 kg/m³

7.5. Armatura

Armatura i armaturne mreže, ovisno o vrsti čelika, moraju ispunjavati sve opće odredbe i posebne zahtjeva za krajnju namjenu te biti specificirane prema normama. Armatura se ugrađuje prema projektu te ugrađivanje zamašćene, nečiste ili korodirane armature nije dozvoljeno. Zaštitni sloj betona mora biti izveden na svakom mjestu te se unutar njega ne smiju pojavljivati nikakvi elementi armature. Petlja paljene žice mora biti okrenuta prema unutrašnjosti armirano betonskog elementa. Prilikom betoniranja armatura mora biti dobro pričvršćena kako ne bi došlo do njenog pomaka, a iz oplata moraju biti odstranjeni svi otpadci [32].

Tehnička svojstva armaturnih mreža za zaštitu pokosa su slijedeća:

- razred tlačne čvrstoće: C 25/30
- razred izloženosti agresivnom okolišu: XC 2
- minimalna debljina: 10 cm
- maksimalna količina klorida: 0.20 %
- minimalna količina cementa: 280 kg/m³

7.6. Samobušiva i štapna sidra

Sidro sastavljeno od sidrene šipke, navratke i glave ulaže se u bušotinu, a prostor između stjenke bušotine i sidrene šipke injektira se injekcijskom smjesom u određenoj dužini. Nakon djelomičnog stvrdnjavanja injekcijske smjese postavlja se podložna pločica sidra koja se navratkom spaja na površinu mlaznog betona, a nakon postignute propisane čvrstoće injekcijske smjese sidra se prednaprežu na 30% računске sile njihove nosivosti [32].

Samobušiva sidra sastoje se od šuplje čelične šipke i odgovarajućih spojnika. U procesu bušenja šipke se nastavljaju jedna na drugu, a dolaskom do kraja sidra obavlja se injektiranje. Injektiranje pod pritiskom odvija se od dna prema početku sidra kroz bušecu glavu te se završava izlaskom injekcijske smjese na početku sidra. Štapna sidra sastoje se od glave s metričkim navojem na sidrenoj šipki te podložne pločice i navratke. Ugrađuju se u bušotine minimalnog promjera 76 mm, a za centriranje u bušotini koriste se distanceri. Prije ugradnje sidra potrebno je napraviti i priložiti sve ateste uključujući i atest da je ugrađeno sidro trajno [32].

Za osiguranje predmetnog pokosa korištena su trajna samobušiva sidra duljina 9 i 6 m, nosivosti 180 kN te sile prednapinjanja 54 kN. Korištena štapna sidra promjera su 25 mm, duljine 3 m i nosivosti 100 kN, a sila prednapinjanja iznosi 30 kN. Sidrene šipke izrađene su od rebrastog čelika B 500 ili od čelika s granicom velikih izduženja većom od 500 N/mm².

Injekcijska smjesa izrađuje se na bazi cementa, a po potrebi se dodaju fluidifikatori te sredstva za izazivanje ekspanzije injekcijske smjese tijekom stvrdnjavanja. Priprema i ugrađivanje vrši se posebnim strojem za kontinuirano miješanje i ubrizgavanje injekcijskog morta na koji se priključuje spremnik vode odgovarajućeg kapaciteta. Tijekom građenja ispituje se tlačna čvrstoća injekcijske smjese nakon 28 dana, a sva ispitivanja i radovi u vezi injektiranja izvode se u skladu s propisanim normama. Projektni kriteriji za čvrstoću injekcijske smjese su slijedeći: minimalno 5 N/mm² nakon jednog dana, minimalno 12 N/mm² nakon 3 dana te minimalno 25 N/mm² nakon 28 dana [32].

7.7. Armaturni jastuci

Na mjestima gdje su uočene neravnine i prevjesi izvode se armiranobetonski jastuci. Izvođenje jastuka vrši se nakon čišćenja i preuzimanja pokosa te na lokacijama predviđenim od strane nadzornog organa. Na predviđenim lokacijama najprije se vrši spiralno savijanje i postavljanje armaturne mreže koja se za stijenski pokos pričvršćuje sidrima. Nakon postavljene armature pristupa se nanošenju mlaznog betona u slojevima. Po završetku izvedbe mlaznog betona injektira se i prednapinje štapno sidro te se glava sidra naknadno štiti mortom ili mlaznim betonom [32].

Armaturni jastuci izvedeni su od mlaznog betona C 25/30 i armaturne mreže Q – 131 te su dodatno učvršćeni štapnim sidrima rebraste armature promjera ϕ 25 mm i duljine 3 m. Detaljnije specifikacije armature i mlaznog betona navedeni su prethodno u radu.

7.8. Procjednice

U svrhu uklanjanja hidrostatskog tlaka iza mlaznog betona, po završetku njegove izvedbe izvode se procjednice. Procjednice su izvedene od perforirane plastične cijevi promjera 5 cm i duljine 2 m, a bušotina za procjednice izvodi se s nagibom prema gore u smjeru bušenja kako bi se ostvario minimalni pad od 5 % [32].

8. PROGRAM KONTROLE I OSIGURANJA KVALITETE

Prema Zakonu o prostornom uređenju i gradnji obavezna je kontrola i osiguranje kvalitete svih materijala, radova i građevine. Iz tog razloga izvođač radova dužan je prije početka izvedbe sidara, betona i mlaznog betona te armiračkih radova priložiti sve isprave sukladnosti, rezultate ispitivanja od ovlaštene osobe, dokaze uporabivosti, zahtijevane ateste te ostalu potrebnu dokumentaciju kojom se dokazuje zadovoljavanje svih tehničkih svojstava zahtijevanih projektom i uporabivost korištenih materijala [32].

Tijekom građenja vrši se kontrola iskolčenja građevine i iskolčenja pozicija samobušivih i štapnih sidara, a u cilju dosljednog izvršenja radova provodi se i kontrola koja potvrđuje usklađenost organizacije gradilišta, tehničke opreme i mehanizacije s zahtjevima projekta [32].

Kontrolu i ispitivanje sidara provodi osoba ovlaštena za ovaj tip ispitivanja te je pri ispitivanju potrebno izraditi dijagram sila odnosno pomaka koji se prilaže projektantu. Stavke koje se kontroliraju prilikom izvedbe sidara su slijedeće :

- raster i pozicije sidara,
- nagib, duljina te promjer i tip sidara postavljenih u bušotinu,
- nagib osi pri bušenju,
- promjer bušotine,
- ugradnja distancera,
- način injektiranja,
- prionjivost metalnih pločica na podlogu,
- vrijeme potrebno od injektiranja do pritezanja,
- sila pritezanja
- zaštita glave sidra nakon pritezanja i
- potrebna dužina sidra ostavljena za ispitivanje čupanja sidra.

Beton i mlazni beton projektiranog sastava dopremljen iz centralne betonare kontrolira se na uzorcima na mjestu ugradnje radi utvrđivanja tlačne čvrstoće. Kontrola se provodi na slijedeći način:

- na uzorcima koji se uzimaju neposredno prije ugradnje betona

- ne manje od jednog uzorka za istovrsne betonske radove koji se bez prekida ugrađivanja betona izvedu unutar 24 sata od betona istih iskazanih svojstava i istog proizvođača
- ako je količina ugrađenog betona veća od 100 m³, za svakih slijedećih 100 m³ uzima se po jedan uzorak

Ocjena rezultata ispitivanja uzorka i dokazivanje karakteristične tlačne čvrstoće betona provodi se prema odgovarajućem kriteriju definiranom prema normama za ispitivanje identičnosti tlačne čvrstoće. Ukoliko se ne potvrdi zahtijevani razred tlačne čvrstoće, moguće je naknadno ispitivane betona u konstrukciji [32].

Ispitivanje očvrstnulog mlaznog betona vrši se na valjkastim uzorcima koji se buše iz posebno izrađenih i njegovanih probnih uzoraka (lamela) dimenzija 40×40×20 cm. Ispituje se njegova tlačna čvrstoća nakon 28 dana na minimalno tri valjka iz svake lamele [32].

Kontrola ugradnje armature sastoji se od pregleda postavljenih armaturnih mreža i njihove prionjivosti na prvi sloj mlaznog betona, kontroliranju načina pričvršćivanja mreža za podlogu te kontroliranju dužina preklopa armature u oba smjera i preuzimanju složene armature [32].

9. TROŠKOVNIK

U nastavku je prikazan troškovnik radova za osiguranje građevne jame građevine za sezonske radnike Novi Resort.

Rd. Br.	Opis radova	Jedinica mjere	Količina	Cijena	Ukupno
1.	Pripremni radovi. Priprema gradilišta obuhvaća dopremu i instalaciju opreme za mlazno betoniranje te dopremu opreme za bušenje sidara kao i sve ostale potrebne opreme za izvođenje radova te po izvršenim radovima, raspoređivanje gradilišta, odvoz opreme i dovođenje lokacije u prijašnje stanje. Gradilište je potrebno dovesti u stanje prije početka radova, a po uputama nadzornog inženjera.	paušal	1,00		
2.	Čišćenje pokosa. Dijelovi pokosa se čiste od raslinja i olabavljenih blokova (kavanje i ispuhavanje), od eventualno olabavljenih djelova i nestabilnih djelova stijene. Čiste se i proslojci gline, ispune diskontinuiteta gdje postoji opasnost od bubrenja. Dubinu i način čišćenja određuje nadzorni inženjer. Uključeno i poravnanje dijelova stijene hidrauličkim čekićem radi izvođenja radova na zaštiti pokosa. U stavku je uključen sav rad na čišćenju, potrebne viseće skele, utovar uklonjenog materijala u prijevozno sredstvo te odvoz na deponiju. Obračun po m ² očišćenog pokosa.	m ²	615,00		
3.	Popunjavanje neravnina mlaznim betonom. Prilikom mjestimičnih odvala, pukotina ili geološki opravdanog prekoprofilskog iskopa izvodi se ispunjavanje mlaznim betonom razreda tlačne čvrstoće C 25/30 radi poravnanja lica pokosa. Obračun po izvršenim snimkama na svakoj lokaciji izvođenja. U stavku uključena dobava materijala, izrada te izvođenje uz sve potrebne instalacije sredstava i transporte te potrebne skele za izvođenje, te eventualna potreba ugradnje armature. Obračun po m ³ ugrađenog mlaznog betona.	m ³	60,00		
4.	Izvedba armaturnih jastuka. Prilikom mjestimičnih odvala, pukotina ili geološki opravdanog prekoprofilskog iskopa izvodi se ispunjavanje većih većih neravnina mlaznim betonom C 25/30 i armaturnom mrežom Q-131 radi poravnanja lica pokosa. U stavku uključena dobava materijala, izrada te izvođenje uz sve potrebne instalacije sredstava i transporte te potrebne skele za izvođenje, te dobave, dopreme i ugradnje armaturnih mreža. Dodatna sidra za pričvršćivanje nisu uračunata u stavku te se obračunavaju u posebnoj stavci. Obračun po m ³ izvedenog armaturnog jastuka.	m ²	10,00		

5.	Zaštita pokosa mlaznim betonom 2x5 cm i Q131. Stavka obuhvaća izradu i nanošenje mlaznog betona debljine 10 cm u dva sloja po 5 cm, razreda tlačne čvrstoće C 25/30 i minimalnog odskoka, dobava i postavljanje armaturne mreže Q131, pričvršćenje mreže vijcima s ekspanzijskom glavom (50 kom / t mreže) na podlogu te štapnim sidrima f25 mm dužine 1,0 m na vrhu pokosa na razmaku 2,0 m. U cijenu su uključeni i svi preklopi mreža (minimalni preklop 45 cm u oba smjera). U cijeni uključeno i poravnanje iskopa u prvom sloju mlaznog betona. U stavku uključena dobava materijala, izrada te izvođenje uz sve potrebne instalacije sredstava i transporte te potrebne skele za izvođenje. Samobušiva i štapna sidra obračunata su u posebnoj stavci. Količine prekoprofilne ispune mlaznog betona radi geoloških uvjeta obračunavaju se u drugoj stavci. Količine radi neadekvatne izrade podloge uključene u stavci na teret izvođača radova. Obračun po m2 izvedene zaštite.	m ²	615,00		
6.	Štapna sidra. Stavka obuhvaća dobavu i dopremu sidara, bušenje rupa za sidra, ugradnju sidara te injektiranje i pritezanje sidara. Štapna sidra se izvode u skladu s propisanim tehničkim uvjetima odnosno prema uputstvima proizvođača za pojedini tip sidra. Projektirana sidra mogu se zamijeniti i drugim tipovima sidra odgovarajuće dužine i nosivosti. Sva ugrađena sidra tretiraju se kao trajna sidra. Za sva sidra izvođač radova dužan je pribaviti atestnu dokumentaciju od ovlaštene institucije prije ugradnje sidara. U stavku uključena nabava sidra, iskolčenje sidara, bušenje, ugradnja, injektiranje i pritezanje glave sidra moment ključem na traženu silu, te sve potrebne skele za izvođenje sidara i naknadnu zaštitu glave sidra. Probna ispitivanja sidara uključena su u cijenu. Obračun po kom izvedenog sidra.				
	Samobušivo sidro L = 9,0 m, N = 180,0 kN	kom	30,00		
	Samobušivo sidro L = 6,0 m, N = 180,0 kN	kom	17,00		
	Štapno sidro RA f25 mm, L = 3,0 m, N = 100,0 kN	kom	49,00		
7.	Kontrolna ispitivanja štapnih sidara. Stavka obuhvaća osiguranje opreme i ispitivanje sidara u skladu s ISRM. Sidra se ispituju do vrijednosti 20% veće od nosivosti sidra. Ispitivanje provodi neovisna institucija registrirana za ispitivanje materijala i konstrukcija. Obračun po kom ispitivanog sidra.				
	Samobušivo sidro L = 9,0 m, N = 180,0 kN	kom	3,00		
	Samobušivo sidro L = 6,0 m, N = 180,0 kN	kom	3,00		
	Štapno sidro L = 3,0 m, N = 100,0 kN	kom	3,00		
8.	Izvedba procjednica. Procjednice se izvode minimalnog promjera f 50 mm. Izvode se na rasteru 2 x 2 m (ili drugom ovisno o rasteru sidara). Bušotine su nagnute 5° prema gore od horizontale. Bušotina se zacjevljuje perforiranom cijevi od tvrdog PVC ili sličnog materijala vanjskog promjera 50 mm. U stavci obračunato iskolčenje, bušenje i ispuhavanje bušotina, dobava perforiranih cijevi te ugradnja istih. U stavku uključena dobava materijala, izrada te izvođenje uz sve potrebne instalacije sredstava i transporte te potrebne skele za izvođenje. Obračun po kom izvedene i zacjevljene bušotine.	kom	80,00		

9.	Nepredvideni radovi. S obzirom na vrstu radova kao i moguće promjene stanja na terenu u odnosu na stanje u toku izrade projekta, mogu se očekivati dodatni radovi reda veličine 10% građevinskih radova.	paušal	1,00		
	UKUPNO:				

10. ZAKLJUČAK

Za potrebe izgradnje građevina u urbanim sredinama vrlo je česta izvedba građevnih jama te se izvedbi istih treba pristupiti s velikom ozbiljnosti. Osim geološke građe, seizmičnosti, hidrogeoloških značajki terena te inženjerskogeoloških i geotehničkih značajki materijala u kojem se jama izvodi, na način iskopa i odabir odgovarajućih mjera sanacije bitno utječe i sama okolina s obzirom na infrastrukturu urbanog središta.

Prilikom projektiranja odgovarajućih mjera podgrađivanja građevnih jama važno je voditi računa o dopuštenim deformacijama i naprezanjima materijala kao i o ponašanju pojedinih elemenata podgrade. Danas se zbog svestrane, brze i jednostavne ugradnje te niske cijene kao zaštita građevnih jama najčešće primjenjuju različite vrste štapnih sidara u kombinaciji s mlaznim betonom.

Napredovanjem tehnologije danas je izrada geotehničkih projekata te provođenje analiza stabilnosti znatno olakšana uporabom računalnih programa koji se pri proračunu koriste metodom konačnih elementa i konačnih razlika. Iako je uporabom računalnih programa analiza jednostavnija i brža, za interpretaciju i razumijevanje dobivenih rezultata potrebna je struka i iskustvo.

Predmetna građevna jama izvedena je na području izgrađenom od vapnenačke podloge i pokrivača te su njezinom izvedbom stvoreni pokosi maksimalne visine 12 m. Kao takva svrstava se u građevne jame manjih do srednjih veličina te je njena zaštita predviđena sidrima u četiri reda i mlaznim betonom u dva sloja ojačanim armaturnom mrežom. Analizom stabilnosti ojačanog stijenskog pokosa, u kojoj su u obzir uzeti svi potrebni parametri stijenskog materijala i primijenjene podgrade kao i utjecaj prometnog opterećenja u blizini pokosa, dobiveni su zadovoljavajući faktori sigurnosti te prihvatljive deformacije prikazane u obliku pomaka stijenskog pokosa.

LITERATURA

- [1] Jagodnik V., Ljutić K., Određivanje parametara čvrstoće pijeska u prijenosnom uređaju za izravni posmik, Zbornik radova, Građevinski fakultet, Sveučilište u Rijeci, [https://bib.irb.hr/datoteka/575330.XIV. Zbornik radova GFRI - Jagodnik Ljusic.pdf](https://bib.irb.hr/datoteka/575330.XIV.Zbornik_radova_GFRI_-_Jagodnik_Ljusic.pdf) .pdf, preuzeto 10.10.2020.
- [2] Dugonjić Jovančević, Sanja, Inženjerska mehanika stijena: interna skripta, Građevinski fakultet sveučilišta u Rijeci, 2017.
- [3] Wyllie D.C., Mah C.W. (2004) Rock slope engineering in civil and mining, 4th edition, The Institute of Mining and Metallurgy and E. Hoek and J. W. Bray, Spoon Press, New York, p. 431
- [4] Hrženjak, Petar, Interna skripta Mehanika stijena 1, Zagreb: Rudarsko – geološko – naftni fakultet, 2013.
- [5] Čvrstoća stijenske mase, Predavanje 6., Geotehničko inženjerstvo, Građevinski fakultet, Sveučilište u Zagrebu, 2009., [https://www.grad.unizg.hr/download/repository/GI_6.predavanje Cvrstoca stijenske mase.pdf](https://www.grad.unizg.hr/download/repository/GI_6.predavanje_Cvrstoca_stijenske_mase.pdf), preuzeto 05.10.2020.
- [6] Vrkljan, Ivan, Podzemne građevine i tuneli, Građevinski fakultet Sveučilišta u Rijeci, Institut građevinarstva Hrvatske d.d., Zagreb
- [7] Arbanas, Željko, Projektiranje u stijenskim masama, Tečaj stručnog usavršavanja, Građevinski fakultet sveučilišta u Rijeci, Rijeka, 2008, <https://www.yumpu.com/xx/document/read/6127534/arbanas-projektiranje-u-stijenskim-masamapdf-graevinski-fakultet>, preuzeto 07.07.2020.
- [8] Brown, E. T., (1981), (Ed.), Rock Characterization, Testing and Monitoring – ISRM Suggested Methods, Oxford: Pergamon Press, pp. 171 – 183.
- [9] Hoek, E., Brown, E. T., (1988), The Hoek-Brown Failure Criterion – A 1988 Update, Proceedings of 15th Canadian Rock Mech. Symp., Toronto, Canada, (Ed. Curran J.C.), Dept. Civ. Engineering, University of Toronto, pp. 31-38.
- [10] Hoek, E., Wood, D., Shah, S., (1992), A Modified Hoek-Brown Failure Criteria for Jointed Rock Masses, Proceedings of Int. ISRM Symp. on Rock Characterization, EUROCK 92, (Ed. Hudson J.), Chester, UK, Brit. Geol. Soc., London, pp. 209-214.
- [11] Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F., (1995), Support of Underground Excavations in Hard Rock, Rotterdam: A.A. Balkema, 215 p.

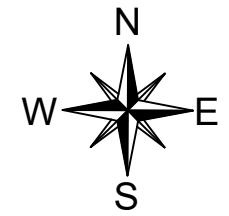
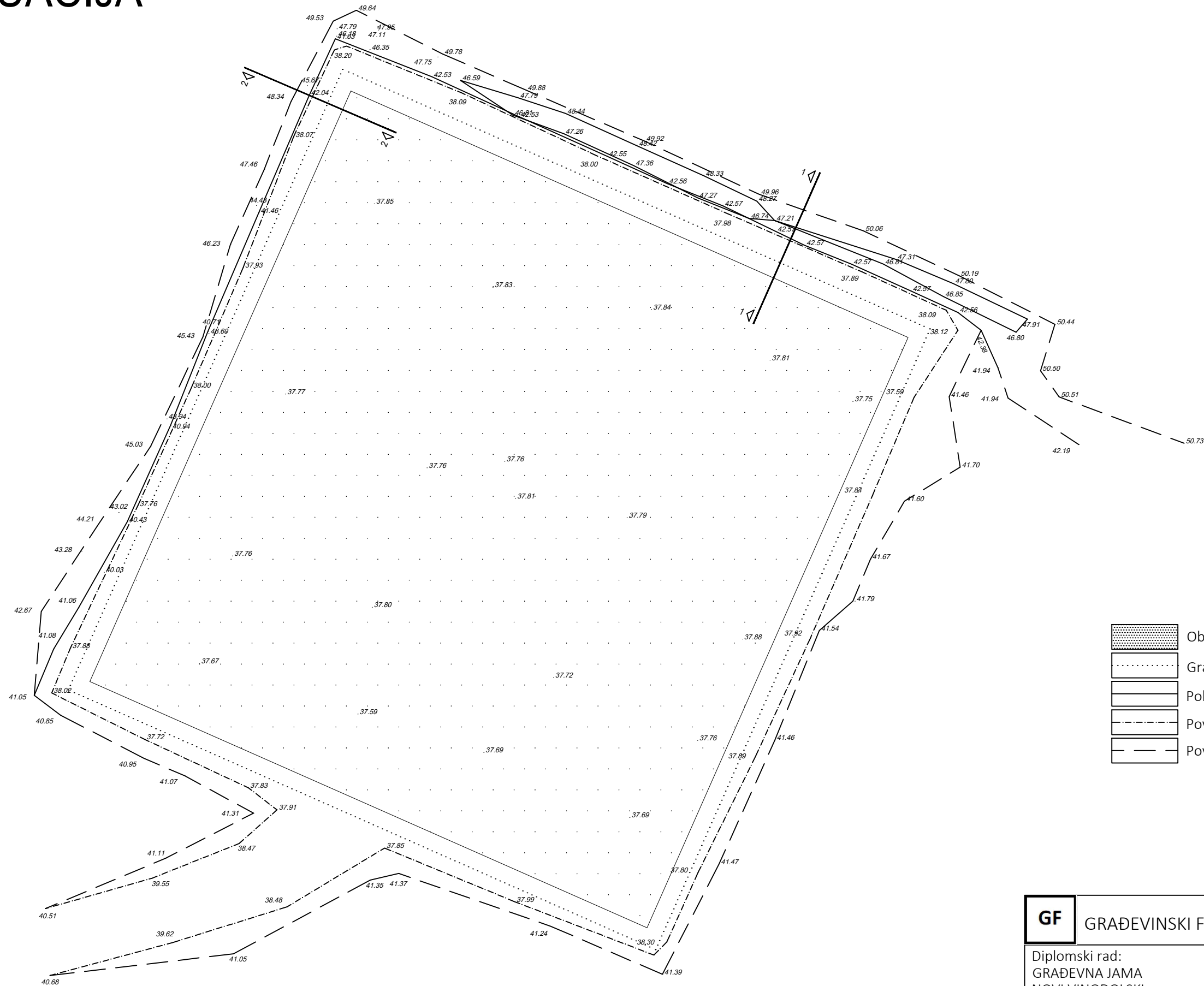
- [12] Hoek, E., Marinos, P., (2000): Predicting Tunnel Squeezing. Tunnels and Tunneling International. Part 1 – November 2000, Part 2 – December 2000.
- [13] Hoek, E., (1994), Strength of Rock and Rock Masses, ISRM News Journal, Vol. 2 (2), pp. 4-16.
- [14] Hoek, E., (2000), Rock Engineering, A Course Notes, <https://www.rocscience.com/>, 313 p., preuzeto 15. 01. 2021.
- [15] Hoek, E., Bray, J.W., (1977), Rock Slope Engineering, 2nd. Edn., The Institute of Mining and Metallurgy, London, 527 p.
- [16] Patton, F.D., (1966), Multiple Modes of Shear Failure in Rock and Related Materials, In Proc. 1st. Int. Congr. on Rock Mech., Lisabon, Vol 1, pp. 509-513.
- [17] Meaški, H. (2015): Materijali s predavanja iz inženjerske geologije u ak. godini 2014./2015.. Geotehnički fakultet, Sveučilište u Zagrebu, Varaždin.
- [18] 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.
- [19] Barton, N.R., Bandis, S.C. (1982), Effects of Block Size on the Shear Behaviour of Jointed Rock, 23th. U.S. Symp. on Rock Mechanics, Berkeley, pp. 739-760.
- [20] 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.
- [21] Krutost stijenske mase, Predavanje 8., Geotehničko inženjerstvo, Građevinski fakultet, Sveučilište u Zagrebu, 2009.,
https://www.grad.unizg.hr/download/repository/GI_8.predavanje_Krutost.pdf,
preuzeto 05.01.2021.
- [22] Bieniawski, Z.T., (1989), Engineering Rock Mass Classification, New York: John Wiley & Sons, 251 p.
- [23] Mehanika stijena, Predavanje 3., Geotehnički laboratorij, Građevinski fakultet, Sveučilište u Zagrebu, 2009.,
http://geotehnika.weebly.com/uploads/7/3/0/4/7304689/geolab_3.predavanje.pdf,
preuzeto 10.01.2021.
- [24] Romana, M., (1993), A Geomechanical Classification for Slopes: Slope Mass Rating, In: J.A. Hudson ed. Comprehensive Rock Engineering, Vol. 3, Oxford: Pergamon Press, pp. 576-598.

- [25] Grimstad, E., Barton, N., (1993), Updating the Q-system for NMT, Proc. Int. Symp. on Sprayed Concrete—Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Fagernes, Eds. Kompen, Opsahl and Berg, Oslo: Norwegian Concrete Association.
- [26] Perić, Ljupko, Zaštita građevnih jama zidom od mlaznog betona i štapnih sidara, Građevinar 60, Časopis Hrvatskog saveza građevinskih inženjera, 2008.
- [27] Ojačanje stijenske mase štapnim sidrima, Predavanje 12., Geotehničko inženjerstvo, Građevinski fakultet, Sveučilište u Zagrebu, 2009.,
https://www.grad.unizg.hr/download/repository/GI_12_predavanje_Ojacanje_stijenske_mase_stapnim_sidrima_2014.pdf, preuzeto 05.09.2020.
- [28] Arbanas, Ž., (2002), Utjecaj štapnih sidara na ponašanje stijenske mase pri izvedbi visokih zasjeka, Magistarski rad, Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, 206 p.
- [29] Arbanas Ž. (2004) Predviđanje ponašanja ojačane stijenske mase analizama rezultata mjerenja izvedenih građevina, Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, 212 p.
- [30] Roje – Bonacci, Tanja, Potporne građevine i građevne jame, Građevinsko – arhitektonski fakultet Sveučilišta u Splitu, IGH d.d. Zagreb, Split, 2005.
- [31] Sidreni potporni zidovi i konstrukcije, Smjernice za projektovanje, građenje, održavanje i nadzor na putevima, Knjiga I: Projektovanje, Sarajevo/Banja Luka, 2005.,
http://jpcfbih.ba/assets/files/1-3-4_sidreni_potporni_zidovi.pdf, preuzeto 10.09.2020.
- [32] Geotech d.o.o. za projektiranje, nadzor i savjetovanje u građevinarstvu, Građevina za sezonske radnike (Novi Resort), Projekt osiguranja građevne jame, PR 0040 – 08, Opatija, veljača 2008.


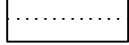
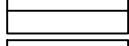
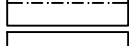
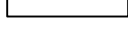
POPIS PRILOGA

	mjerilo
1. Pregledna situacija.....	1:250
2. Inženjerskogeološka karta – razvijeni pogled (pokos sjever).....	1:150
3. Inženjerskogeološka karta – razvijeni pogled (pokos zapad).....	1:150
4. Razvijeni pogled na pokos sjever – mjere osiguranja.....	1:150
5. Razvijeni pogled na pokos zapad – mjere osiguranja.....	1:150
6. Inženjerskogeološki profil 1 – 1.....	1:150
7. Inženjerskogeološki profil 2 – 2.....	1:150

1. SITUACIJA




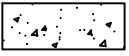
LEGENDA

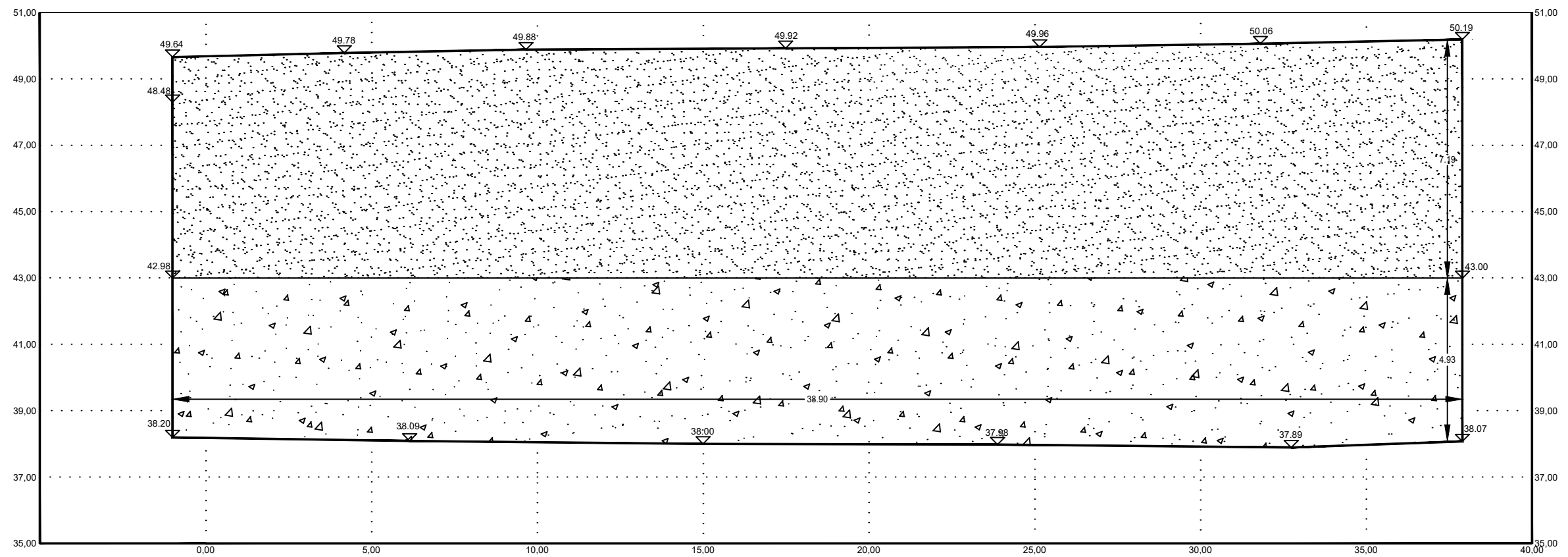
-  Objekt
-  Granica dolnjeg iskopa
-  Pokos
-  Povezivanje (dolje)
-  Povezivanje (gore)

GF GRAĐEVINSKI FAKULTET SVEUČILIŠTA U RIJECI			
Diplomski rad: GRAĐEVNA JAMA NOVI VINODOLSKI		Sadržaj nacrt: SITUACIJA	
Student: Marina Lušetić		Kolegij: INŽENJERSKA MEHANIKA STIJENA	
Mentor/komentor: izv. prof. dr. sc. Sanja Dugonjić Jovančević dr. sc. Josip Peranić	Datum: II 2021.	Mjerilo: 1:250	List: 1

2. INŽENJERSKOGEOLOŠKA KARTA - RAZVIJENI POGLED (POKOS SJEVER)

LEGENDA

-  Stijenska masa podloga 1 - znatno poremećena
-  Stijenska masa podloga 2 - srednje poremećena

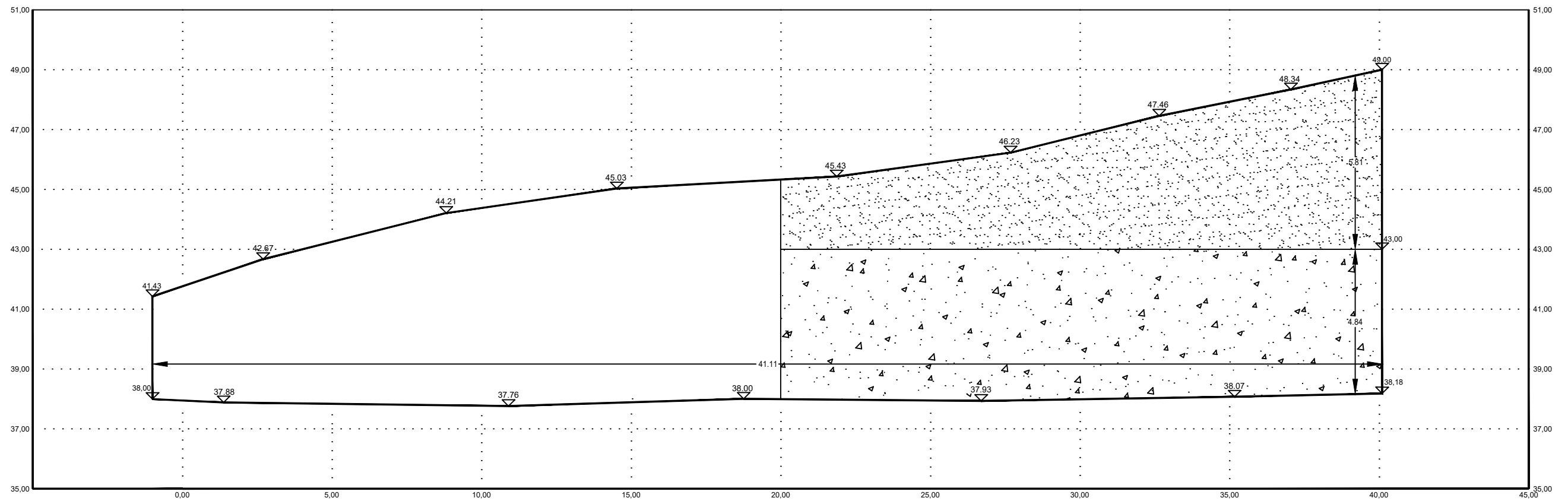


GF	GRAĐEVINSKI FAKULTET SVEUČILIŠTA U RIJECI		
Diplomski rad: GRAĐEVNA JAMA NOVI VINODOLSKI	Sadržaj nacрта: INŽENJERSKOGEOLOŠKA KARTA - RAZVIJENI POGLED (POKOS SJEVER)		
Student: Marina Lušetić	Kolegij: INŽENJERSKA MEHANIKA STIJENA		
Mentor/komentor: izv. prof. dr. sc. Sanja Dugonjić Jovančević dr. sc. Josip Peranić	Datum: II 2021.	Mjerilo: 1:150	List: 2

3. INŽENJERSKOGEOLOŠKA KARTA - RAZVIJENI POGLED (POKOS ZAPAD)

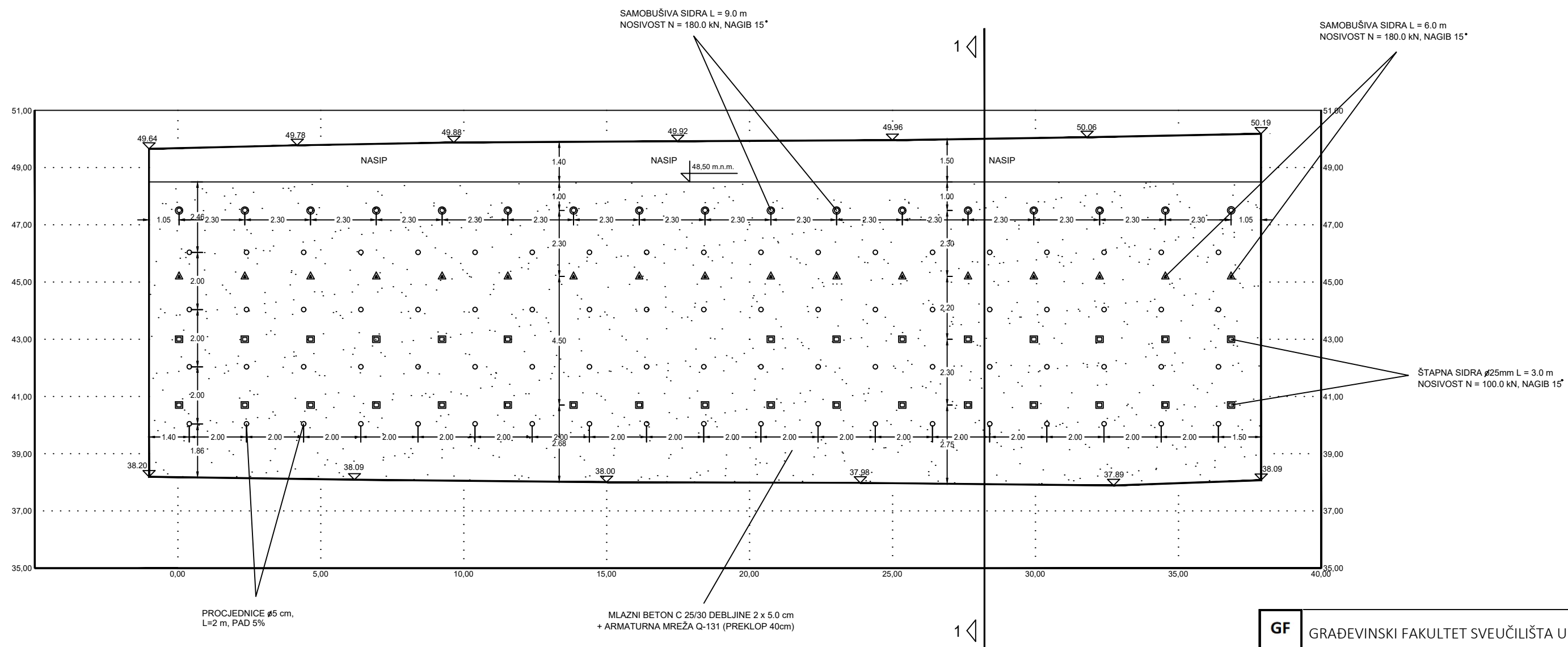
LEGENDA

- Kvalitetna stijenska masa
- Stijenska masa podloga 1 - znatno poremećena
- Stijenska masa podloga 2 - srednje poremećena



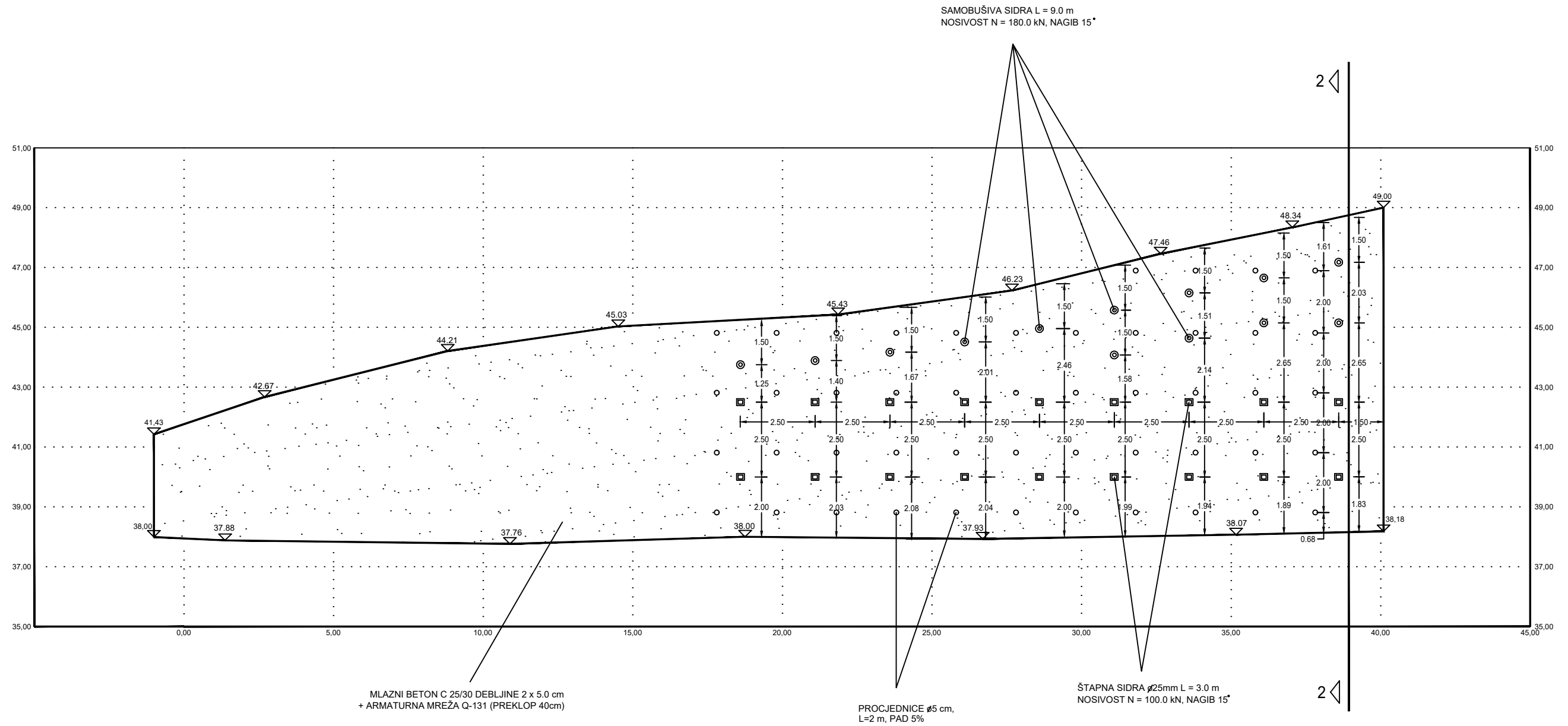
GF GRAĐEVINSKI FAKULTET SVEUČILIŠTA U RIJECI			
Diplomski rad: GRAĐEVNA JAMA NOVI VINODOLSKI		Sadržaj nacрта: INŽENJERSKOGEOLOŠKA KARTA - RAZVIJENI POGLED (POKOS ZAPAD)	
Student: Marina Lušetić		Kolegij: INŽENJERSKA MEHANIKA STIJENA	
Mentor/komentor: izv. prof. dr. sc. Sanja Dugonjić Jovančević dr. sc. Josip Peranić	Datum: II 2021.	Mjerilo: 1:150	List: 3

4. RAZVIJENI POGLED NA POKOS SJEVER - MJERE OSIGURANJA



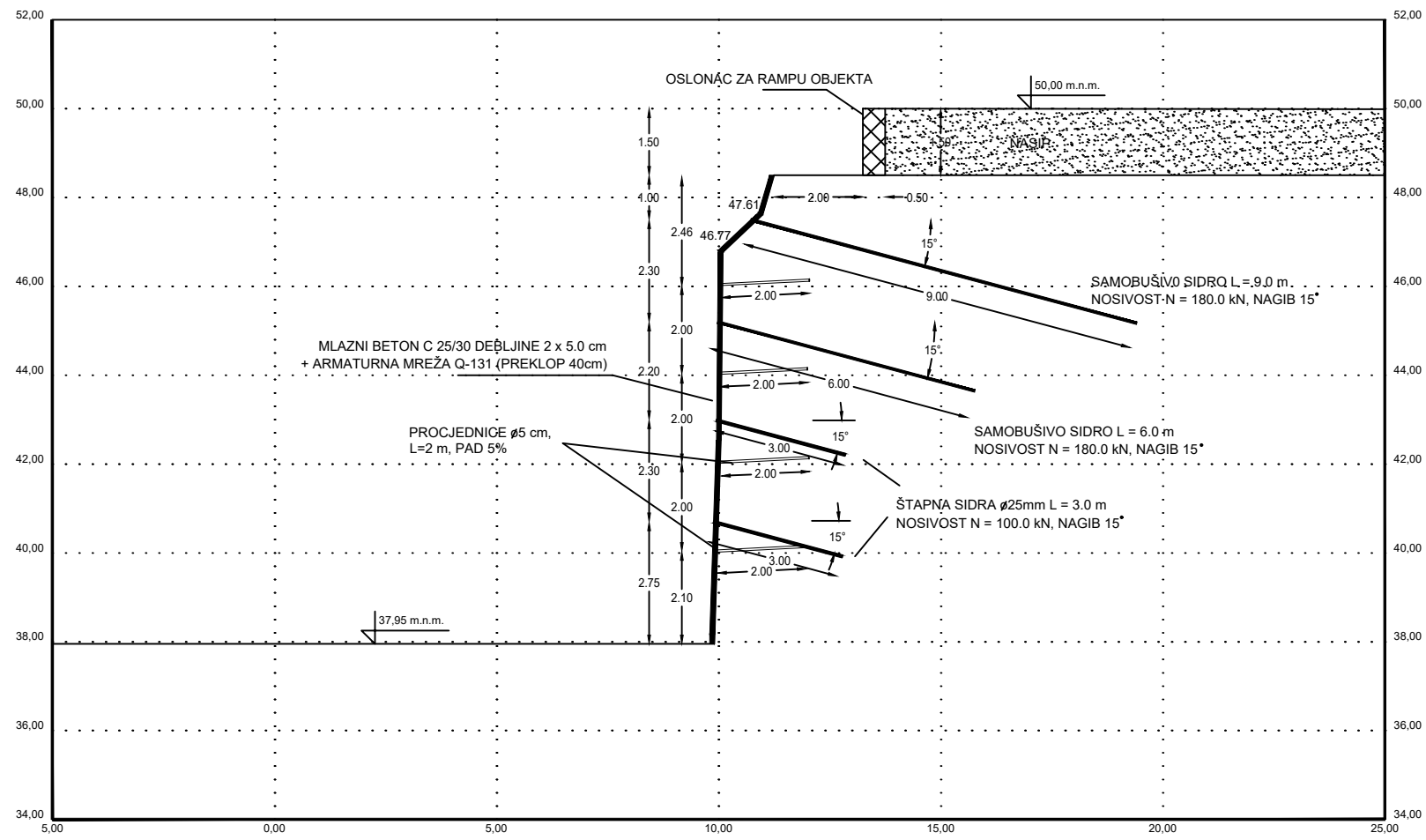
GF GRAĐEVINSKI FAKULTET SVEUČILIŠTA U RIJECI			
Diplomski rad: GRAĐEVNA JAMA NOVI VINODOLSKI		Sadržaj nacрта: RAZVIJENI POGLED NA POKOS SJEVER - MJERE OSIGURANJA	
Student: Marina Lušetić		Kolegij: INŽENJERSKA MEHANIKA STIJENA	
Mentor/komentor: izv. prof. dr. sc. Sanja Dugonjić Jovančević dr. sc. Josip Peranić	Datum: II 2021.	Mjerilo: 1:150	List: 4

5. RAZVIJENI POGLED NA POKOS ZAPAD - MJERE OSIGURANJA



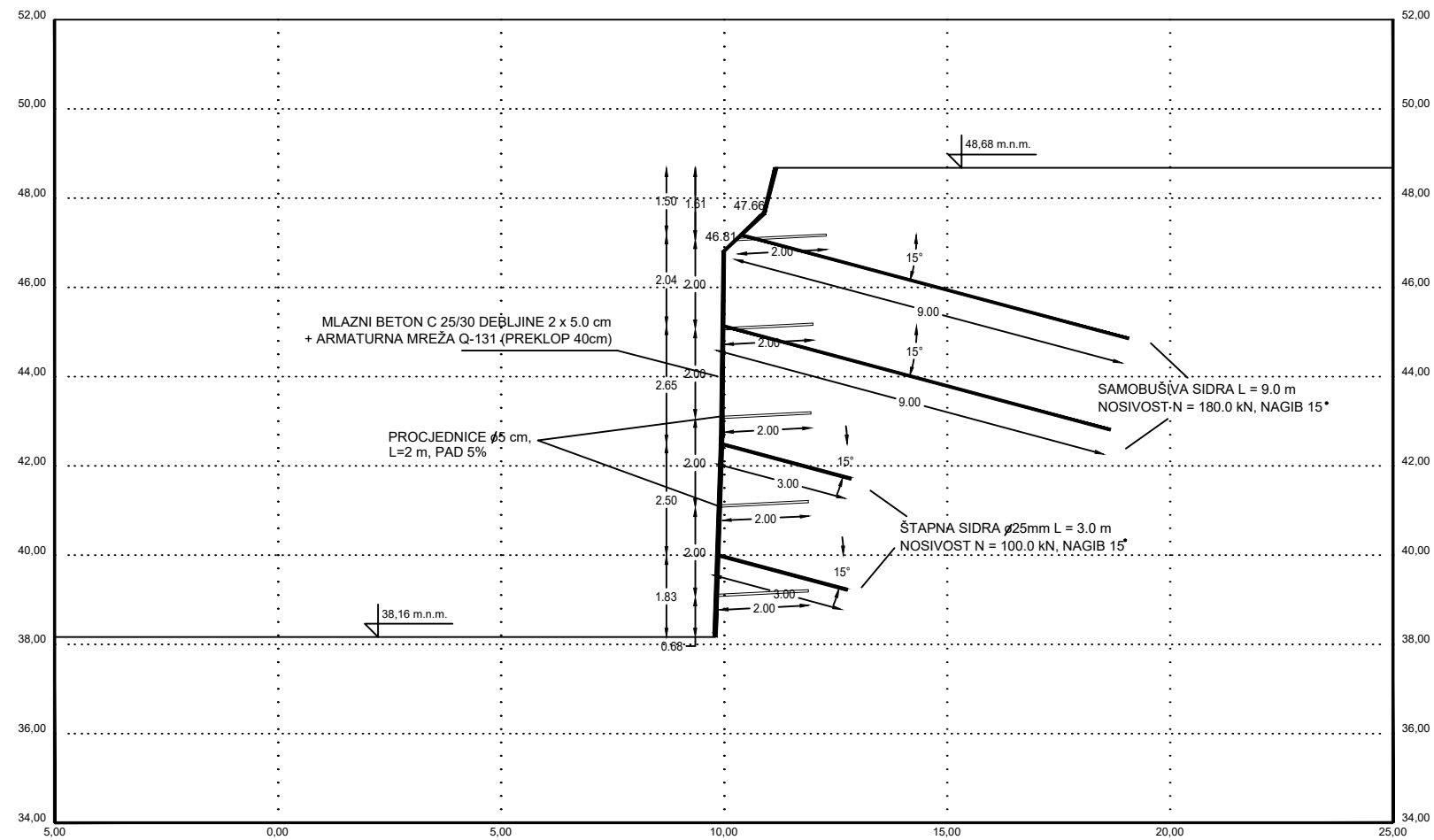
GF GRAĐEVINSKI FAKULTET SVEUČILIŠTA U RIJECI			
Diplomski rad: GRAĐEVNA JAMA NOVI VINODOLSKI		Sadržaj nacрта: RAZVIJENI POGLED NA POKOS ZAPAD - MJERE OSIGURANJA	
Student: Marina Lušetić		Kolegij: INŽENJERSKA MEHANIKA STIJENA	
Mentor/komentor: izv. prof. dr. sc. Sanja Dugonjić Jovančević dr. sc. Josip Peranić	Datum: II 2021.	Mjerilo: 1:150	List: 5

6. INŽENJERSKOGEOLOŠKI PROFIL 1 - 1



GF GRAĐEVINSKI FAKULTET SVEUČILIŠTA U RIJECI			
Diplomski rad: GRAĐEVNA JAMA NOVI VINODOLSKI		Sadržaj nacrt: INŽENJERSKOGEOLOŠKI PROFIL 1 - 1	
Student: Marina Lušetić		Kolegij: INŽENJERSKA MEHANIKA STIJENA	
Mentor/komentor: izv. prof. dr. sc. Sanja Dugonjić Jovančević dr. sc. Josip Peranić		Datum: II 2021.	Mjerilo: 1:150
		List: 6	

7. INŽENJERSKOGEOLOŠKI PROFIL 2 - 2



GF	GRAĐEVINSKI FAKULTET SVEUČILIŠTA U RIJECI		
Diplomski rad: GRAĐEVNA JAMA NOVI VINODOLSKI	Sadržaj nacрта: INŽENJERSKOGEOLOŠKI PROFIL 2 - 2		
Student: Marina Lušetić	Kolegij: INŽENJERSKA MEHANIKA STIJENA		
Mentor/komentor: izv. prof. dr. sc. Sanja Dugonjić Jovančević dr. sc. Josip Peranić	Datum: II 2021.	Mjerilo: 1:150	List: 7