

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Uroš Kulovec

**Primerjava variant izvedbe HC Koper -
Dragonja skozi Škocjanski hrib: pokriti vkop in
predor**

Diplomska naloga št.: 427

Mentor:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

asist. dr. Jure Klopčič

Ljubljana, 24. 6. 2011

IZJAVE

Podpisani Uroš Kulovec izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom: »Primerjava variant izvedbe HC Koper - Dragonja skozi Škocjanski hrib: globoki vkop in predor«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 2.6.2011

Uroš Kulovec

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDC:	624.19(043.2)
Avtor:	Uroš Kulovec
Mentor:	izr. prof. dr. Janko Logar
Somentor:	dr. Jure Klopčič
Naslov:	Primerjava variant izvedbe HC Koper - Dragonja skozi Škocjanski hrib: globoki vkop in predor.
Obseg in oprema:	105 str., 27 pregl., 103 sl.
Ključne besede:	Pokriti vkop, predor, flišna kamnina

Izvleček

Diplomska naloga obravnava dve varianti izgradnje hitre ceste Koper–Dragonja skozi Škocjanski hrib. Analiziramo izvedbi pokritega vkopa in predora ter jih med seboj primerjamo iz tehničnega in ekonomskega vidika.

V teoretičnem uvodu opišemo načine premagovanja terena, postopke izgradnje, predstavitev nekaterih že izvedenih projektov v Sloveniji ter teoretične osnove v mehaniki kamnin.

Sledi poglavje, kjer predstavimo gabarite cestišča ter geološko-geomehanske razmere za obravnavani odsek. Na podlagi računskih analiz izvedbe pokritega vkopa in predora, smo določili potrebne podporne ukrepe in dimenzije nosilne konstrukcije v skladu s standardom Evrokod. Za obe varianti smo izdelali grobo stroškovno analizo.

Rezultat le te nakazuje, da je za izbran odsek najprimernejša varianta s predorom.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDK: 624.19(043.2)
Author: Uroš Kulovec
Supervisor: Assoc. Prof. Ph. D. Janko Logar
Cosupervisor: Ph. D. Jure Klopčič
Title: Study of two alternative construction methods for expressway section through Škocjanski hill: cut and cover vs. drill and blast tunnel.
Notes: 105 p., 27 tab., 103 fig.
Key words: Cut and cover, tunneling construction, flysch rock mass

Abstract

The thesis presents the feasibility study of two variants of construction of expressway Koper – Dragonja through the Škocjanski hill. Two alternatives - the cut & cover tunnel and drill and blast tunnel - are compared from technical and economical point of view.

The theoretical introduction brings the overview of technical solutions for tunnel construction under shallow overburden. Examples of completed projects in Slovenia are presented and selected theoretical topics from rock mechanics are briefly described.

The following chapter brings the description of road parameters and geological and geomechanical properties of defined sector. On the basis of technical calculations the support and dimensions of structural elements are selected for cut & cover tunnel and for drill and blast tunnel according to Eurocode standard. Cost estimation was made for both variants.

On the basis of presented technical and economic analyses we can conclude that drill and blast tunnel is better choice than cut & cover tunnel.

ZAHVALA

Za pomoč in nasvete pri pisanju diplomske naloge se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Janku Logarju. Zahvaljujem se tudi oddelku Predori in geotehnika, podjetja Elea IC d.o.o.

Iskreno se zahvaljujem tudi svoji družini in bližnjim, ki so mi skozi vsa leta študija stali ob strani in mi pomagali.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
1.1	Opredelitev problema	1
1.2	Namen diplomske naloge	1
2	NAČINI PREMAGOVANJA TERENA, POSTOPKI IZGRADNJE	2
2.1	Globoki vkop	2
2.1.1	Načrtovanje	3
2.1.2	Izvedba	3
2.2	Pokriti vkop	5
2.2.1	Pokriti vkop (Cut & Cover):	5
2.2.2	Koroški pokrov(Cover & Cut):	6
2.2.3	Dosedanje izgradnje objektov v Sloveniji	8
2.3	Predori	10
2.3.1	Načrtovanje	10
2.3.2	Izkop predora	13
2.3.3	Primeri	15
3	MEHANIKA KAMNIN, KONSTITUTIVNI MODELI IN PROGRAMSKA OPREMA	20
3.1	Uvod	20
3.2	Konstitutivni modeli	22
3.2.1	Mohr Coulomb	22
3.2.2	Hoek Brown	22
3.3	Programska oprema	23
3.3.1	Z_Soil	23
3.3.2	RC Swedge, RocPlane	23
4	RAZMERE NA OBMOČJU OBRAVNAVANE TRASE	26
4.1	Opis odseka na območju obravnavane trase	26
4.1.1	Splošni opis	26
4.1.2	Cestni elementi predora oziroma pokritega vkopa	26
4.2	Geološko - geotehnične razmere na odseku	29
4.2.1	Splošni opis	29
4.2.2	Terenske preiskave	30
4.2.3	Karakteristike hribine	35
5	VARIANTA S POKRITIM VKOPOM	36
5.1	Zasnova konstrukcije	36
5.2	Upoštevanje standardov	36
5.3	Geomehanske karakteristike hribine	38
5.4	Varovanje globokega vkopa	38
5.4.1	Obtežba	39
5.4.2	Prerez 1-1	41
5.4.3	Prerez 2-2	47
5.4.4	Prerez 3-3	56

5.4.5	Strukturna analiza stabilnosti	58
5.5	Dimenzioniranje nosilne konstrukcije	61
5.5.1	Vplivi na nosilno konstrukcijo	61
5.5.2	Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja	66
5.5.3	Diagrami notranjih statičnih količin v konstrukciji	67
5.5.4	Kontrola nosilnosti	68
5.5.5	Kontrola mejnega stanja uporabnosti	75
5.6	Temeljenje nosilne konstrukcije oboka	75
5.6.1	Karakteristike temeljnih tal	76
5.6.2	Postopek izračuna	76
5.6.3	Kontrola nosilnosti	77
5.6.4	Kontrola mejnega stanja uporabnosti	77
5.7	Zasip	78
5.8	Popis in vrednotenje gradbenih del in materialov	79
6	VARIANTA S PREDOROM	80
6.1	Idejna zasnova konstrukcije	80
6.2	Geomehanske karakteristike tal	80
6.3	Upoštevanje standardov	81
6.4	Faze izgradnje in faze računa	81
6.5	Časovna razporeditev napetosti	83
6.6	Podpiranje predora	84
6.6.1	Prerez 1-1	84
6.6.2	Prerez 3-3	92
6.7	Popis in vrednotenje gradbenih del in materialov	100
7	IZBIRA VARIANTE	102
7.1	Ekonomski vidik	102
7.2	Okoljski vidik	102
8	ZAKLJUČEK	103
	VIRI	105

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Splošni pogoji uporabe posamezne metode izvedbe	2
Preglednica 2: Rezultati presiometriške preiskave v vrtini PŠK-2	30
Preglednica 3: Ocenjene mehanske karakteristike hribin	35
Preglednica 4: Delni faktorji za vplive (γ_F) ali učinke	37
Preglednica 5: Delni faktorji za parametre zemljin (γ_M)	37
Preglednica 6: Mejne vrednosti posedkov in relativnih zasukov temeljev	37
Preglednica 7: Uporabljene karakteristike hribin	38
Preglednica 8: Karakteristike podpornih ukrepov	41
Preglednica 9: Karakteristike pasivnega sidra	42
Preglednica 10: Rezultati izračuna po metodi končnih elementov (MSN)	46
Preglednica 11: Karakteristike podpornih ukrepov	47
Preglednica 12: Karakteristike pasivnega sidra	48
Preglednica 13: Karakteristike prednapetga sidra	48
Preglednica 14: Rezultati izračuna po metodi končnih elementov (MSN)	53
Preglednica 15: Karakteristike podpornih ukrepov	56
Preglednica 16: Obtežbeni model LM 1 - karakteristične vrednosti	63
Preglednica 17: Karakteristike temeljnih tal	65
Preglednica 18: Preglednica delnih faktorjev za plitvo temeljenje	77
Preglednica 19: Rekapitulacija stroškov izgradnje pokritega vkopa.	79
Preglednica 20: Uporabljene karakteristike hribin pri varianti s predorom	81
Preglednica 21: Karakteristike podpornih ukrepov	85
Preglednica 22: Karakteristike pasivnega sidra	85
Preglednica 23: Rezultati izračuna po metodi končnih elementov (MSN)	89
Preglednica 24: Karakteristike podpornih ukrepov	92
Preglednica 25: Karakteristike pasivnega sidra	92
Preglednica 26: Rezultati izračuna po metodi končnih elementov (MSN)	97
Preglednica 27 Rekapitulacija stroškov izgradnje predora	100

KAZALO SLIK

Slika 1: Shematski prikaz čelnega odkopa in odkop v plasteh	4
Slika 2: Shematski prikaz urejanja brežin vkopa	4
Slika 3: Faznost izkopa sidrano varovanega vkopa	4
Slika 4: Različni podporni ukrepi	4
Slika 5: Geotehnično nestabilna območja	5
Slika 6: Cover & Cut - konstrukcija pod obtežbo	6
Slika 7: Faze izgradnje globokega vkopa: pokriti vkop in koroški pokrov	7
Slika 8: Portalna konstrukcija	8
Slika 9: Opaženje sten	8
Slika 10: Prečni prerez pokritega vkopa Močna	8
Slika 11: Prečni prerez pokritega vkopa Karteljevo	9
Slika 12: Podporni opaž oboka	9
Slika 13: Portal pokritega vkopa Karteljevo	9
Slika 14: Shematski prikaz napredovanja izkopa in primarnega podpiranja	11
Slika 15: Potencialna oblika porušitve v obliki tetraedra	11
Slika 16: SN sidro	12
Slika 17: IBO injekcijsko sidro	12
Slika 18: TH-jekleni loki	13
Slika 19: Palični nosilec	13
Slika 20: Jeklene deske	13
Slika 21: Jekleni cevni ščit	13
Slika 22: Faznost izvedbe tipične predorske cevi	14
Slika 23: TBM kompozicija	15
Slika 24: Tlorisni potek in pogled na zahodna portala	16
Slika 25: Podporni ukrepi pri gradnji predora Trojane	16
Slika 26: Izdelava talnega oboka	16
Slika 27: Zahodni portal predora Dekani	17
Slika 28: Pokriti vkop je bil po končani gradnji zakrit	17
Slika 29: Situacija priključnih ramp in faze gradnje kaverne	17
Slika 30: Prečni profil predora Cenkova	18
Slika 31: Faznost gradnje predora Cenkova	19
Slika 32: Načini modeliranja razpokane hribinske mase	20
Slika 33: Shematični prikaz možnih porušitev brežin v kamninah	21
Slika 34: Mohr-Coulombov strižni zakon	22
Slika 35: Hoek-Brovnov strižni zakon	22
Slika 36: Prikaz časovnih in računskih korakov v analizi po MKE	23
Slika 37: Shematski prikaz sil drsečega bloka oz. klina kamnine	24
Slika 38: Normalna in strižna komponenta sidrne sile	25
Slika 39: Karakteristični profil v vkopu	27
Slika 40: Splošna situacija cestnega odseka	28

Slika 41: Vzdolžni profil predora-pokritega vkopa	28
Slika 42: Geološka karta na obravnavanem odseku	29
Slika 43: Situacija geoloških raziskav	31
Slika 44: Fotografija severne stranice odprtega izkopa (IZD-1)	31
Slika 45: Fotografija južne stranice odprtega izkopa (IZD-1)	32
Slika 46: Fotografija izdanka IZD-2	33
Slika 47: Fotografija izdanka IZD-3	34
Slika 48: Karakteristični prečni prerez pokritega vkopa	36
Slika 49: Tlorisna situacija globokega vkopa	39
Slika 50: Pet osni model tovornega vozila	39
Slika 51: Shematski prikaz stanovanjskega objekta za izračun obtežbe	40
Slika 52: Računska shema Prereza 1-1	41
Slika 53: Mehanizem prenosa obtežbe iz sidra na kamnino	42
Slika 54: Računski model Prereza 1-1	43
Slika 55: Porušni mehanizem pri varnosti $\gamma_R = 1,26$	43
Slika 56: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 1,0$	44
Slika 57: Osna sila v pasivnih sidrih ($\gamma_R = 1,0$)	44
Slika 58: Osna sila v pasivnih sidrih ($\gamma_R = 1,25$)	45
Slika 59: Računska shema Prereza 2-2	47
Slika 60: Računski model Prereza 2-2	49
Slika 61: Porušni mehanizem pri varnosti $\gamma_R = 1,35$	49
Slika 62: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 1,0$	50
Slika 63: Osna sila v geotehničnem prednapetim sidru ($\gamma_R = 1,0$)	50
Slika 64: Osna sila v geotehničnem prednapetim sidru ($\gamma_R = 1,25$)	51
Slika 65: Osna sila v pasivnih sidrih ($\gamma_R = 1,0$)	51
Slika 66: Osna sila v pasivnih sidrih ($\gamma_R = 1,25$)	52
Slika 67: Notranji moment v AB povezovalni brani ($\gamma_R = 1,0$)	52
Slika 68: Relativni zasuk temelja stanovanjskega objekta	53
Slika 69: Računska shema Prereza 3-3	56
Slika 70: Računski model Prereza 3-3	57
Slika 71: Porušni mehanizem pri varnosti $\gamma_R = 1,45$	57
Slika 72: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 1,0$	58
Slika 73: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 1,25$	58
Slika 74: Smeri in upadi diskontinuitet prikazane v Schmitovi projekciji	59
Slika 75: Geometrija klina na brežini vkopa	60
Slika 76: Obtežni model LM1	63
Slika 77: Shematski prikaz distribucije prometne obremenitve na AB obok	64
Slika 78: Napetosti pod temeljem, pri karakteristični obremenitvi	65
Slika 79: Porušni mehanizem pri maksimalni obremenitvi	76
Slika 80: Posedek pod temeljem v odvisnosti od normalne sile	78
Slika 81: Karakteristični prečni prerez predora	80
Slika 82: Tlorisni potek napredovanja izgradnje predora	82

Slika 83: Faznost poteka gradnje predora	83
Slika 84: Tlorisna situacija predora	84
Slika 85: Računska shema v Prerezu 1-1	85
Slika 86: Računski model predora v Prerezu 1-1	86
Slika 87: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 1,0$	86
Slika 88: Vektorji pomika pri varnosti $\gamma_R = 1,0$	87
Slika 89: Momenti v oblogi iz brizganega betona	87
Slika 90: Osne sile v oblogi iz brizganega betona	88
Slika 91: Osne sile v pasivnih sidrih	88
Slika 92: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 3,5$	89
Slika 93: Interakcijski diagram primarne obloge v Prerezu 1-1	91
Slika 94: Računska shema v Prerezu 3-3	92
Slika 95: Računski model predora v Prerezu 3-3	93
Slika 96: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 1,0$	94
Slika 97: Vektorji pomika pri varnosti $\gamma_R = 1,0$	94
Slika 98: Momenti v oblogi iz brizganega betona	95
Slika 99: Osne sile v oblogi iz brizganega betona	95
Slika 100: Osne sile v pasivnih sidrih	96
Slika 101: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 4,2$	96
Slika 102: Interakcijski diagram primarne obloge v Prerezu 3-3	99
Slika 103: Grafični prikaz ekonomske vrednosti za posamezno varianto	102

1 UVOD

1.1 Opredelitev problema

Pri umeščanju hitrih cestnih povezav se srečujemo s problemom premagovanja zemeljskega površja. Pravilnik o projektiranju cest narekuje gabarite posameznih cestnih elementov glede na projektno hitrost načrtovane prometnice. Zaradi teh omejitev se na posameznih cestnih odsekih umeščajo inženirski objekti kot so: mostovi, nasipi, vkopi in predori. Pri tem je potrebno upoštevati poleg tehničnih, tehnoloških in ekonomskih vidikov tudi vpliv na naravno okolje.

V tem diplomskem delu bomo obravnavali odsek hitre ceste (HC) Koper – Dragonja, ki poteka skozi Škocjanski hrib. Na tem delu trase se namerava zvesti izgradnja pokritega vkopa oziroma predora. Največja višinska razlika med niveleto in Škocjanskim hribom znaša 25 m. Ob tem se pojavi vprašanje, ali izgraditi pokriti vkop ali predor z nizkim nadkritjem. Pri tem moramo upoštevati mehanske lastnosti flišnih sedimentov, ki sestavljajo Škocjanski hrib, in bistveno vplivajo na izbiro podpornih ukrepov ter posledično na stroške izvedbe.

1.2 Namen diplomske naloge

Namen diplomske naloge je, da na podlagi zgoraj naštetih vidikov izberemo ustrežnejšo izmed variant izvedbe med pokritim vkopom in predorom.

Cilj je izvesti izračune, s katerimi se pridobi zadostno varnost hribine, deformacije in notranje statične količine v konstrukciji. Na podlagi izbranih podpornih konstrukcij bomo določili časovni potek gradnje in stroške izvedbe posameznih variant. V tem diplomskem delu se bomo omejili na tehnični in ekonomski vidik izgradnje ter primerjali varianto pokritega vkopa s predorom.

2 NAČINI PREMAGOVANJA TERENA, POSTOPKI IZGRADNJE

Pri umeščanju prometnic v prostor se srečujemo s premagovanjem reliefa. V primeru, ko moramo premostiti hrib, to storimo z:

- globokim vkopom,
- pokritim vkopom (»cut & cover«),
- koroškimi pokrovom (»cover & cut«),
- predorom.

Izbiro najprimernejše variante izvedbe pogojuje več vidikov: okoljevarstveni, geotehnični, ekonomski itd. V spodnji preglednici so prikazani splošni pogoji uporabe posamezne metode izvedbe, ki jih je podal Mouratidis A. (2005).

Preglednica 1: Splošni pogoji uporabe posamezne metode izvedbe

POGOJI	ODPRTI VKOP	POKRITI VKOP	KOROŠKI POKROV	PREDOR
DOLŽINA	Neomejena	$L < 300$ m	$L < 150$ m	$L > 150$ m
GLOBINA	$H < 30$ m	$H < 50$ m	$H < 15$ m	$H > 30$ m
OKOLJA	Neobčutljiva	Občutljivejša	Občutljiva	Zelo občutljiva
GEOLOGIJA	Zemljina, Grušči, Peski, Mehke kamnine	Zemljina, Grušči, Peski, Mehke kamnine	Nestabilne zemljine, sipki peski	Mehka in trdna kamnina

V nadaljevanju bomo natančneje opisali posamezno metodo izvedbe, podali bomo prednosti in pomanjkljivosti ter dosedanje uporabo le teh v Sloveniji.

2.1 Globoki vkop

Gradnja vkopov je eden najbolj tveganih gradbenih posegov, saj vkop pomeni zavestno spremembo geometrije prostora v manj varno stanje. Ker je natančna struktura tal in lastnosti slojev, predvsem kontaktov med sloji, težko ugotovljiva s preiskavami, lahko pri gradnji vkopov pride do neljubih presenečenj (Logar, 2010).

2.1.1 Načrtovanje

Materiali na vkopnih brežinah so pred izkopom skriti globoko pod površjem, z izkopom pa so nenadoma izpostavljeni velikim razbremenitvam in atmosferskim vplivom, ki še pospešujejo preperevanje materiala in s tem spreminjanje njegovih mehanskih lastnosti. Zato so nujno potrebne kvalitetne raziskave, s katerimi ugotovimo:

- zgradbo tal, menjavo prepustnih in manj prepustnih slojev,
- usmerjenost, plastovitosti in razpoke v hribinah,
- režim podtalnice in prepustnosti posameznih slojev,
- strižne karakteristike in prostorninsko težo zemljin in hribin in
- občutljivost materialov na atmosferske vplive in razbremenitev.

Na podlagi raziskav projektant preveri stabilnost brežin vkopa. Pri tem mora upoštevati predvsem materialne karakteristike hribin, ki definirajo podporne ukrepe brežine. Voda je najpogostejši vzrok za nestabilnost vkopnih brežin. Podtalna voda zmanjšuje efektivne tlake, ki nato povzročajo notranjo erozijo slabše vezane hribinske mase. Površinska voda pospešuje preperevanje ter povzroča erozijo (Logar, 2010).

Tehnične možnosti za varovanje in oblikovanje vkopov:

- prost vkop v primernem naklonu z vmesnimi bermami in vegetativno zaščito,
- zaščita brežin z žičnimi mrežami, ki zadrži morebitne okruške, po potrebi tudi odmik od prometnice,
- varovanje brežin s pasivnimi sidri,
- različni drenažni sistemi za kontrolo podtalnice,
- izvedba podpornih konstrukcij, po potrebi sidrane s prednapetimi sidri.

2.1.2 Izvedba

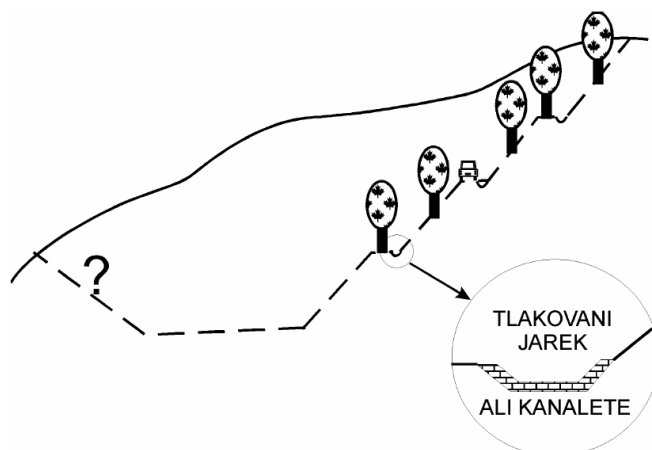
Sam izkop globokega vkopa poteka podobno kot pri vseh globokih vkopih. Najprej je potrebna zakoličba in postavitve profilov. Nato se odstrani plodno zemljo in se jo deponira za kasnejše urejanje brežin. Izkop se izvede s strojnim odkopavanjem, rezkanjem ali z miniranjem, odvisno od hribinske osnove.

Izkop lahko izvajamo kot čelni odkop ali odkop v plasteh. Čelnega odkopa se poslužujemo, kadar gre za manjši vkop. Odkop v plasteh omogoča sprotno vgradnjo podpornih ukrepov v brežini.



Slika 1: Shematski prikaz čelnega odkopa in odkop v plasteh
Vir: <http://www.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/Gradiva>

Po končani izvedbi se izvedejo zaključna dela. Ta dela niso namenjena samo estetskemu videzu vkopa. S humiziranjem in vegetacijo preprečujemo erozijo in vdor meteornih vod. Prav tako z zbiranjem površinskih vod preprečujemo razmakanje brežin in s tem varujemo prometnico na dnu vkopa.



Slika 2: Shematski prikaz urejanja brežin vkopa
Vir: <http://www.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/Gradiva>



Slika 3: Faznost izkopa sidrano varovanega vkopa
Vir: <http://picasaweb.google.com/Jovan.Cukut1>



Slika 4: Različni podporni ukrepi
Vir: <http://picasaweb.google.com/Jovan.Cukut1>

2.2 Pokriti vkop

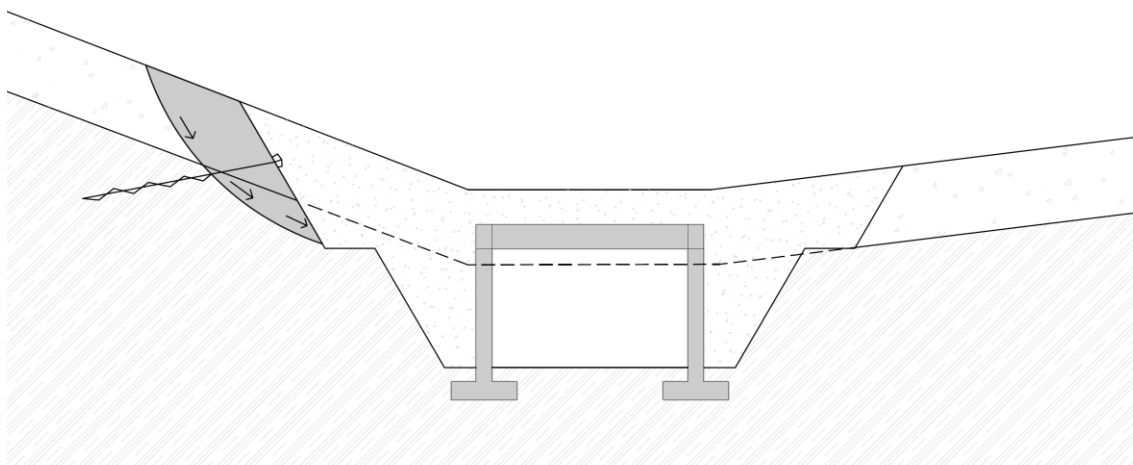
Pri vkopih, ki so globlji od trideset metrov, ($H > 30$ m) se zgradi objekt, nad to konstrukcijo pa se izvede zasip s odkopanim materialom. Vzrokov za takšno gradnjo objekta je precej. Ponavadi je prekritja z zemljino nad objektom premalo, da bi izvedli predor, ali pa preveč, da bi bil primeren usek. Seveda pa je razlogov lahko še več, kot na primer: arhitektonski ali krajinski videz, prehod za divje živali, stroški gradnje, prometne karakteristike, vzpostavitev prvotnega stanja, protihrupna zaščita. Zelo pomembno vlogo pri izbiri tipa konstrukcije pa imajo tudi geomehanske karakteristike zemljine. Armiranobetonska konstrukcija, poleg tega, da ima funkcijo prevozne cevi in da prevzema vertikalno obtežbo, prevzema še zemeljske pritiske z obeh bočnih strani in tal. Tako kot se razlikujejo zemljine od trdne skale do nestabilnih peščenjakov, glin, flišev, se razlikujejo tudi tipi konstrukcij, ki so primerni za prevzemanje teh vplivov. Osnovni namen pokritega vkopa je omogočiti varen promet skozi hribino, ostali dejavniki pa vplivajo na izbiro konstrukcije in način gradnje (Kotnik, 2007).

V praksi se pojavljata dve metodi izvedbe pokritega vkopa: Cut & Cover in Cover & Cut. V nadaljevanju bomo natančneje opisali metodi in prikazali nekaj primerov uporabe.

2.2.1 Pokriti vkop (Cut & Cover):

Pri sistemu cut & cover se najprej izkoplje globoki vkop, nato se izgradi temelje in nosilno konstrukcijo pokritega vkopa. Pokriti vkop se izvede:

- pri vkopih nižjih od 50 metrov in na okoljsko občutljivih območjih,
- na občutljivih območjih, kjer se da infrastrukturne napeljave začasno prestaviti,
- na nestabilnih pobočjih ter območjih, kjer se pričakujejo okruški kamnin.

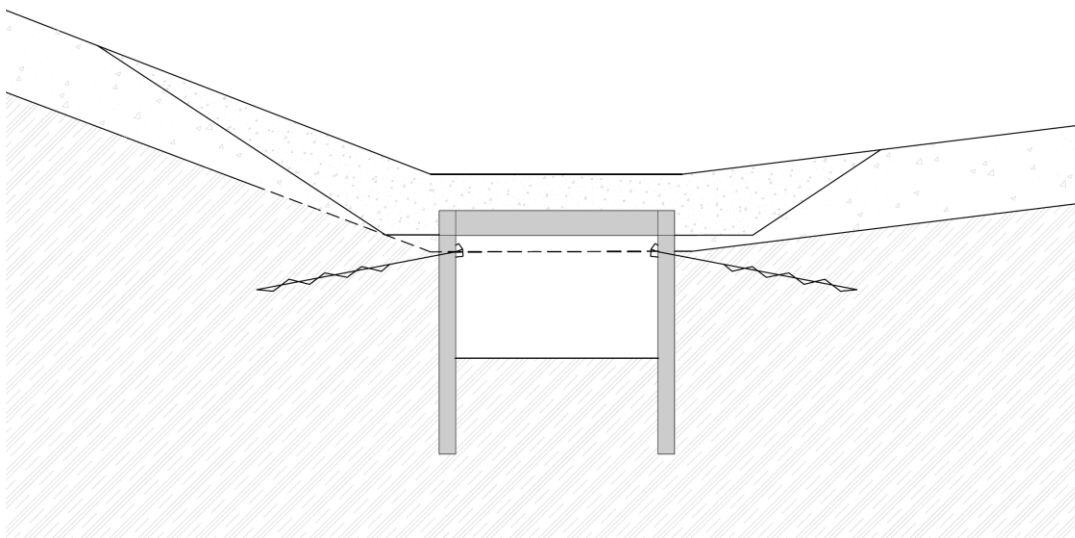


Slika 5: Geotehnično nestabilna območja

2.2.2 Koroški pokrov(Cover & Cut):

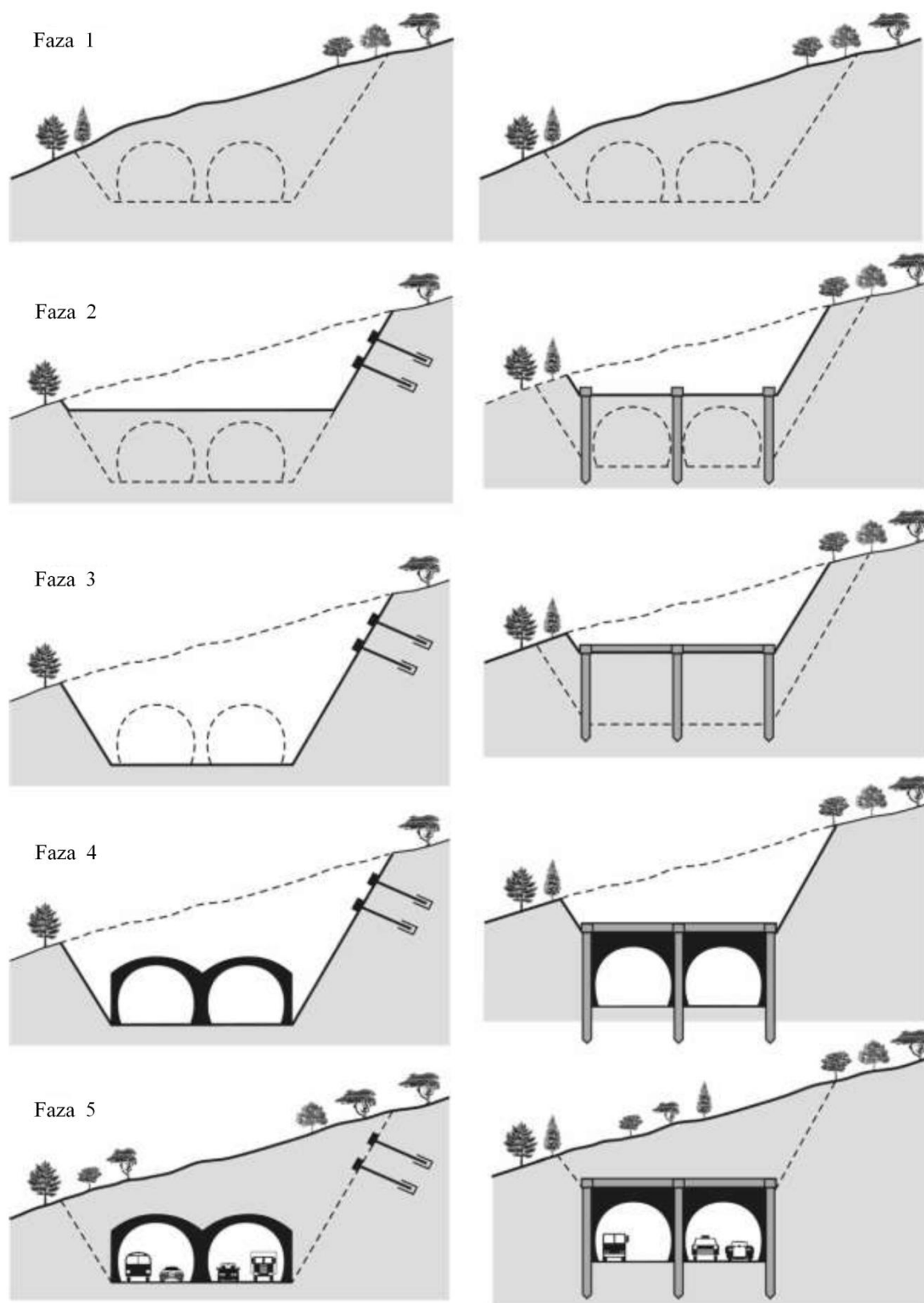
Za razliko od cut & cover je pri tej izvedbi nosilna konstrukcija del varovalne konstrukcije pri izgradnji globokega vkopa. Take izvedbe se lotimo:

- pri težkih pogojih izkopavanja v občutljivih območjih,
- na območjih, kjer se v bližini nahajajo drugi objekti in napeljave, ki se jih ne da začasno prestaviti,
- v težkih geoloških pogojih, kjer se pričakujejo zdrs in plazenje hribin,
- kot predvokop pri predorogradnji.



Slika 6: Cover & Cut - konstrukcija pod obtežbo

Postopek izgradnje po obeh metodah je prikazan na sliki 7. S slike je razvidna konstrukcijska zasnova posamezne metode.



Slika 7: Faze izgradnje globokega vkopa: pokriti vkop na levi, koroški pokrov na desni (Mouratidis, 2005)

2.2.3 Dosedanje izgradnje objektov v Sloveniji

a) Pokriti vkop Malečnik:

Objekt je zasnovan kot lita armirano betonska dvocelična lupinasta konstrukcija s skupno ločno steno ter ravno temeljno ploščo. Po izgradnji ločne konstrukcije se objekt zasuje in ozeleni.

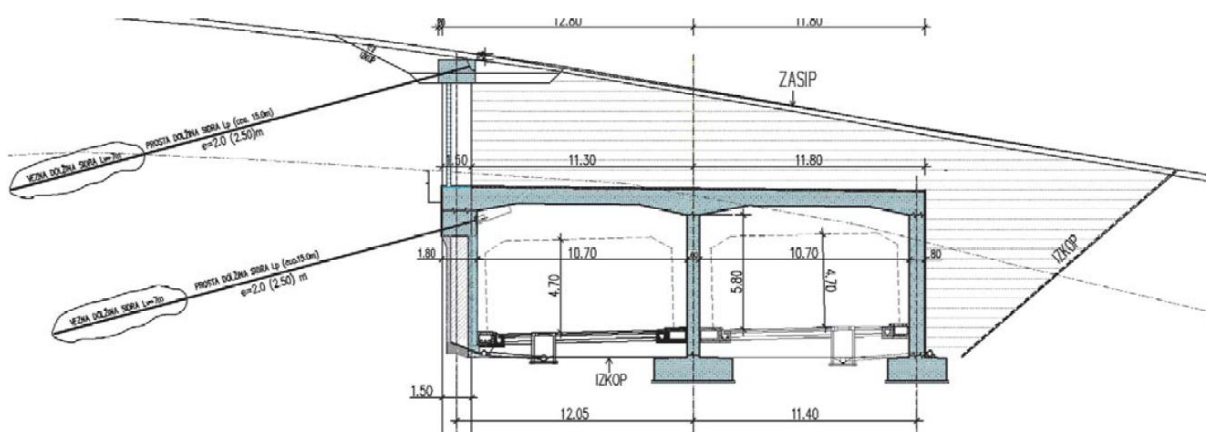


Slika 8: Portalna konstrukcija (Kotnik, 2007)

Slika 9: Opaženje sten (Kotnik, 2007)

b) Pokriti vkop Močna:

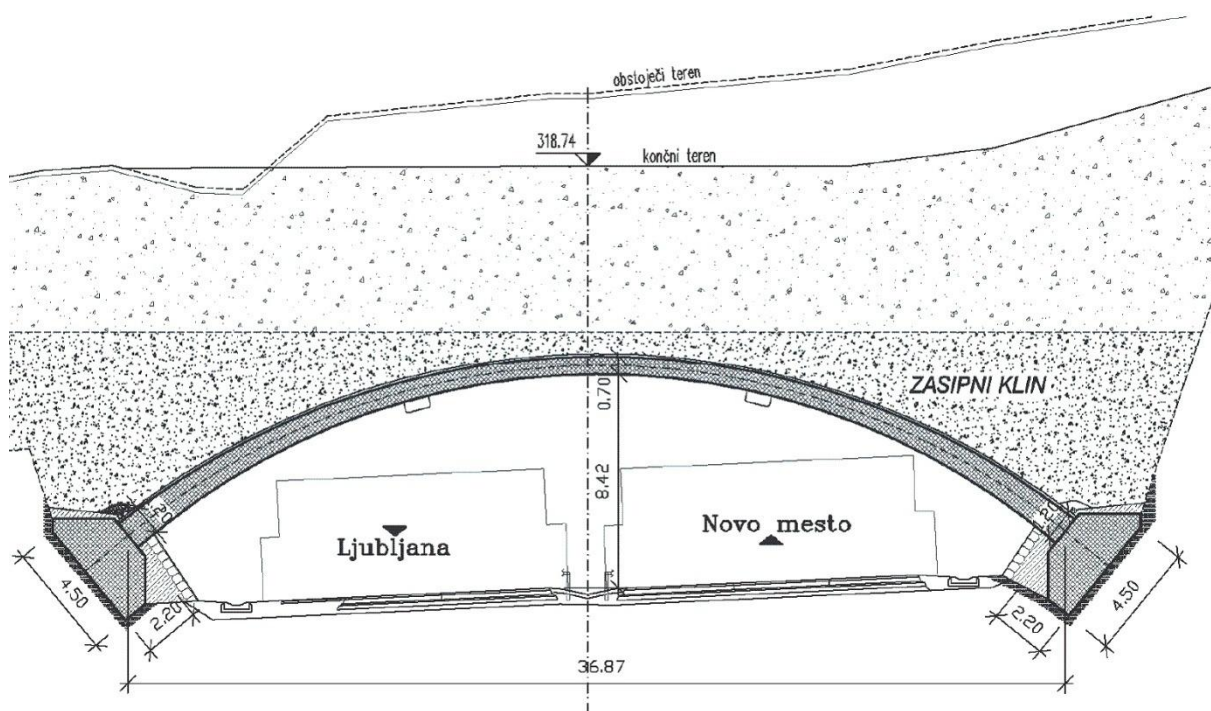
Vkop je izveden na geološko neugodnih pogojih. Izvedba konstrukcije je zasnovana na osnovnem principu izvedbe sidrane pilotne stene kot varovanje gradbene jame. Nato se izvede armirano betonska konstrukcija, ki se jo zasuje in pozeleni.



Slika 10: Prečni prerez pokritega vkopa Močna (Kotnik, 2007)

c) Pokriti vkop Karteljevo:

Objekt je zgrajen na dolenski avtocesti. Optimalna oblika armirana betonske ločne konstrukcije lahko prenese do 10 metrov nasipa. Izvedbo oboka pogojuje dobra nosilnost tal. Taka konstrukcija omogoča neutesnjen prehod skozi objekt in se lepo vklaplja v okolje. Prosti profil omogoča razširitev v tripasovno avtocesto.



Slika 11: Prečni prerez pokritega vkopa Karteljevo (Kotnik, 2007)



Slika 12: Podporni opaž oboka
Vir: <http://picasaweb.google.com/Jovan.Cukut1>



Slika 13: Portal pokritega vkopa Karteljevo
Vir: <http://picasaweb.google.com/Jovan.Cukut1>

2.3 Predori

Cestni predori so glede na druge premostitvene objekte dražji ter v mnogih primerih tudi tehnično in tehnološko bolj zahtevni. Zahtevnost se kaže v zagotavljanju medsebojnega učinkovanja med hribino in podpornimi ukrepi po vsej dolžini predora vključno s prehodi iz odprte trase v podzemne objekte (Likar, 2010).

Za razliko od globokih in pokritih vkopov je gradnja predorov racionalna pri globinah večjih od 50 metrov. Seveda imajo veliko težo pri načrtovanju geološke razmere na območju nameravane gradnje. V nadaljevanju bomo povzeli vse postopki pri gradnje predorov.

2.3.1 Načrtovanje

Tako kot pri globokih vkopih se pri predorogradnji najprej začne s preiskavo geomehanskih lastnosti zemljine. Osnovni principi gradnje podzemnih prostorov slonijo na še sprejemljivem izkoristku nosilnih sposobnosti hribinskih plasti, ki so v vplivnem območju izkopa in primarnega podpiranja (Likar, 2010).

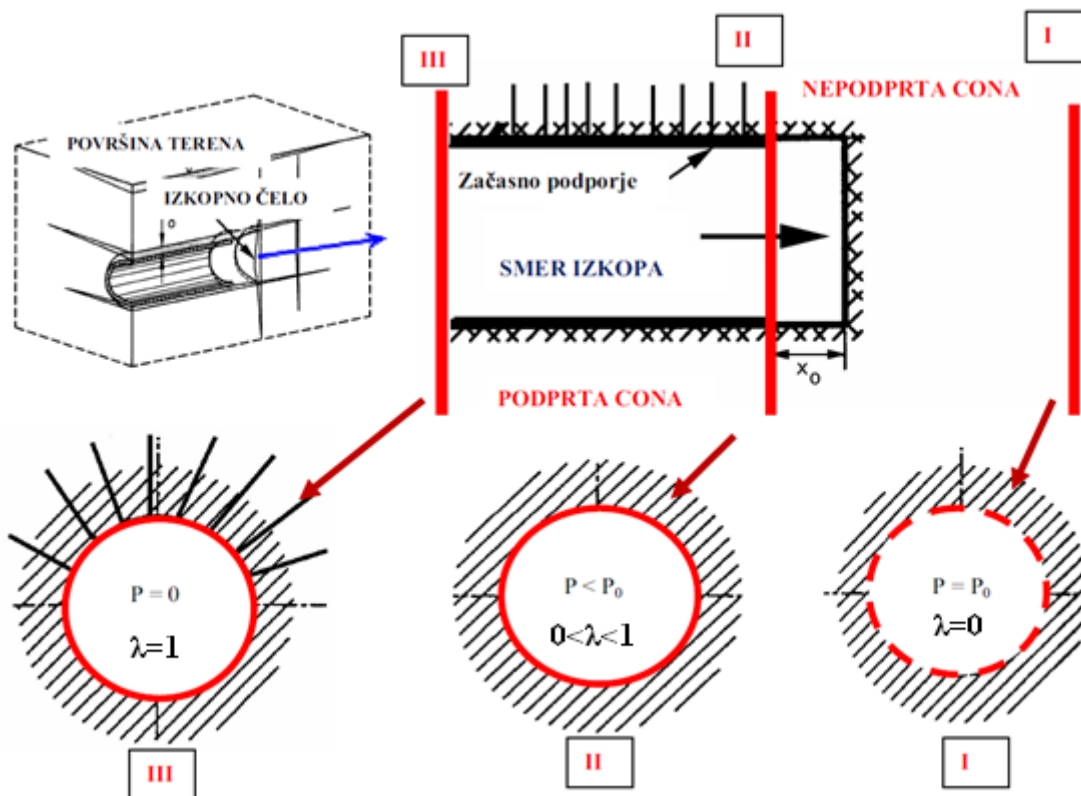
V strokovni literaturi obstaja več empiričnih metod, ki upoštevajo lastnosti različnih hribinskih gmot, s poudarkom na enosni tlačni trdnosti intaktne kamnine, razpokanosti, stopnji poškodovanosti in stanju podzemnih vod. Princip sloni na časovni prerazporeditvi napetostnega polja na določeno dolžino (sl. 14). Pretvorba iz 3D v 2D ravninsko deformacijsko stanje je omogočeno z vpeljavo koeficienta prerazporeditve napetosti λ :

$$\lambda = 1 - \frac{p}{p_0}$$

p ... reaktivni tlak podporja

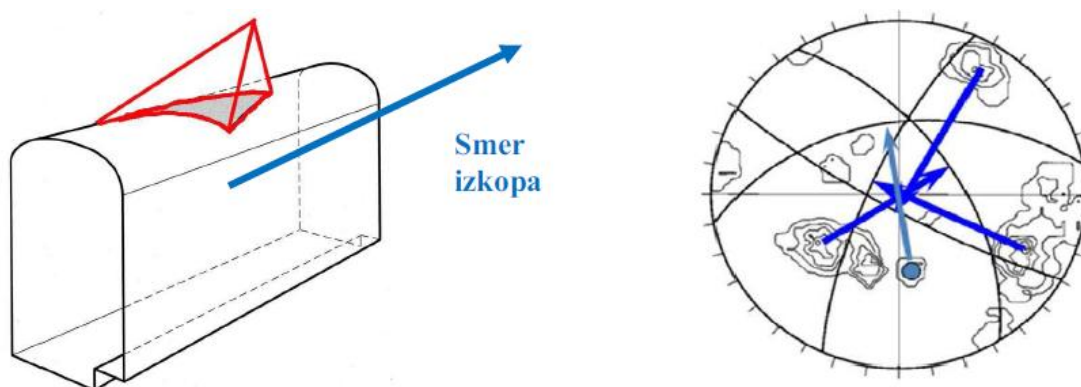
p_0 ... primarno napetostno stanje v hribini

λ ... koefecient razporeditve napetosti



Slika 14: Shematski prikaz napredovanja izkopa in primarnega podpiranja podzemnega prostora (Likar, 2010)

Navedeni principi načrtovanja podzemnih prostorov so osnova za razumevanje dogajanja v hribinah in podpornih sistemov pri izdelavi podzemnih prostorov. V razpokanih in trdih kamninah, za katere je značilna visoka trdnost intaktne kamnine, je oblika porušitve vezana na primarno napetostno stanje, geometrično razpolovitev prelomnih con, trdnostne in deformabilnostne lastnosti diskontinuitet (Likar, 2010).



Slika 15: Potencialna oblika porušitve v obliki tetraedra v kamnini s tremi sistemi razpok (Likar, 2010)

Vse morebitne nestabilne hribinske mase varujemo s podpornimi ukrepi. Kot smo zgoraj opisali, se takoj po izkopu pojavi časovna razporeditev napetosti na okoliško hribino. V tem času moramo vgraditi podporne ukrepe kot so: pasivna sidra, brizgani beton, jekleni loki, jekleni cevni ščit, jeklene deske. V nadaljevanju opišemo posamezne podporne ukrepe.

a) Pasivna sidra

So glavni podporni elementi pri gradnji predorov, ki omogočajo povečanje samonosilnosti hribine. Vgrajujejo se sistematično kot del standardnega podpornega sistema.



Slika 16: SN sidro

Vir: <http://www.alwag.com/products/anchors>



Slika 17: IBO injekcijsko sidro

Vir: <http://www.alwag.com/products/anchors>

b) Brizgani beton

Uporablja se za preprečevanje rahljanja hribine, prepreči izpadanje lokalnih zruškov. V cementni brizgani beton se lahko vgradi armaturna mreža in s tem se zagotovi podajni podporni ukrep.

c) Podporni segmenti

Jekleni podporni segmenti (jekleni loki ali palični nosilci) so namenjeni za začasno podpiranje in omogočajo varno delo na čelu predora, preden brizgani beton doseže primerno trdnost.



Slika 18: TH-jekleni loki
Vir: <http://www.dywidag.com/products/tunneling>



Slika 19: Palični nosilec
Vir: <http://www.dywidag.com/products/tunneling>

d) Jeklene deske

Jeklene deske se uporabljajo za začasno podpiranje na čelu predora, preprečujejo izpadanje nevezanih materialov med izkopom.

e) Jekleni cevni ščit

Uporabljajo se pri predvzkopih na območju portalov in območjih, kjer so nizke nosilne hribine. Vgrajujejo se v blagem naklonu v temenu predora in s tem omogoča varen začetek gradnje.



Slika 20: Jeklene deske
Vir: <http://www.dywidag.com/products/tunneling>

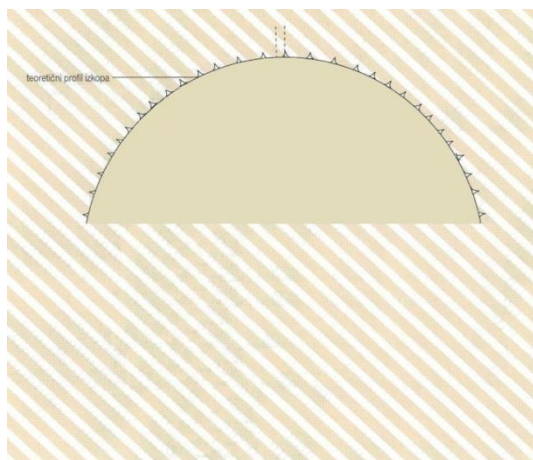


Slika 21: Jekleni cevni ščit
Vir: <http://www.dywidag.com/products/tunneling>

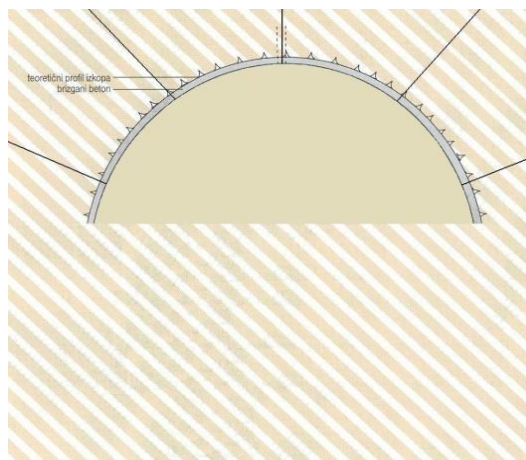
2.3.2 Izkop predora

Izkop predora je odvisen predvsem od mehanskih lastnosti hribine. V fazi projektiranja se določijo hribinske kategorije, ki se jih pričakuje vzdolž izkopa. Za vsako hribinsko kategorijo se definira podporne ukrepe in izkopni korak. Med samo gradnjo geologi beležijo podatke o sestavi in lastnostih hribine vzdolž trase predora. Na podlagi teh podatkov projektant predpiše

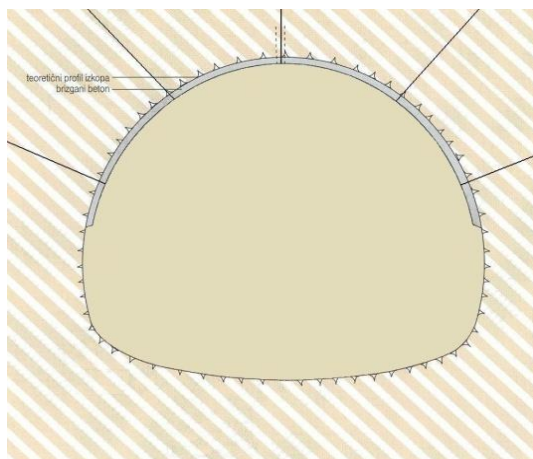
potrebni podporni tip in korak napredovanja. Na spodnji sliki je prikazana faznost izkopa tipičnega predora.



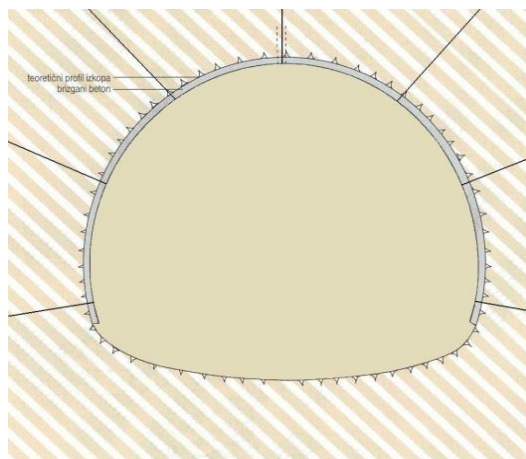
1. FAZA: Izkop kalote



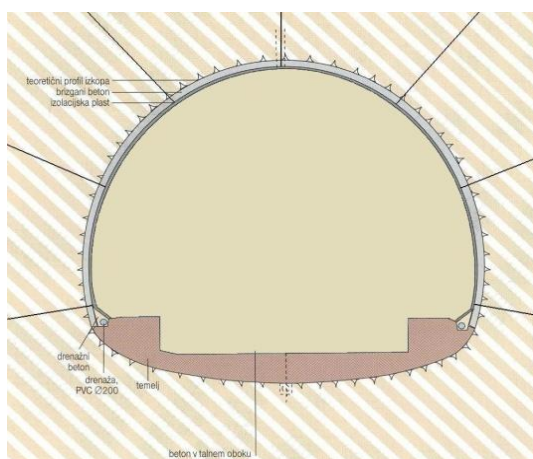
2. FAZA: Vgradnja podpornih ukrepov



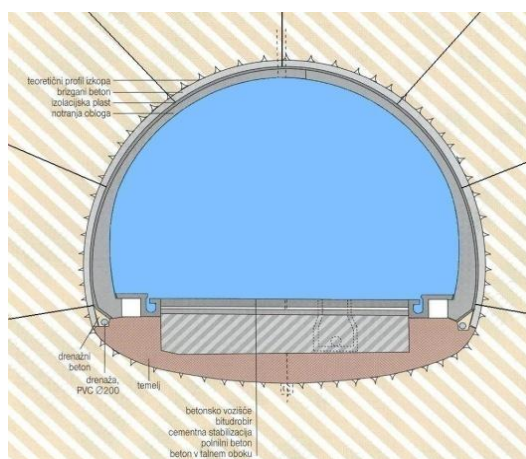
3. FAZA: Izkop stopnice



4. FAZA: vgradnja podpornih ukrepov



4. FAZA: Izvedba temeljev in odvodnjavanja



5. FAZA: Izvedba notranje obloge in vozišča

Slika 22: Faznost izvedbe tipične predorske cevi

Vir: <http://www.dars.si>

Za izkop v predoru se uporablja različna gradbena mehanizacija. Seveda izkopni način tudi v tem primeru definira primarna hribina. Trdne hribine se konturno minirajo, medtem ko se za hribine s slabšimi trdnostnimi karakteristikami uporablja rezkalni stroj ali predorski bager.

Pri gradnji daljših podzemnih prostorov okroglega prereza se lahko uporabi predorski vrtalni stroj (TBM). To je naprava, ki je sestavljena iz vrteče glave (na kateri so rezila), stranskih cilindričnih upornikov, s katerimi se TBM odriva naprej, ter raznih naprav, na katerih se kontinuirano izvajajo že naslednje faze gradnje. Gradnja s TBM napreduje zelo hitro, ima pa sistem omejitve. Naprava je zgrajena tako, da je prilagojena določenemu tipu hribine, zato ne more vrtati v geološko spremenljivih pogojih, saj obstaja velika verjetnost porušitve oziroma zasip TBM-ja, kar naredi zastoj v gradnji in s tem podraži projekt.



Slika 23: TBM kompozicija

Vir: <http://www.theblogbelow.com/2008/07/tbm-tunnel-boring-machines>

2.3.3 Primeri

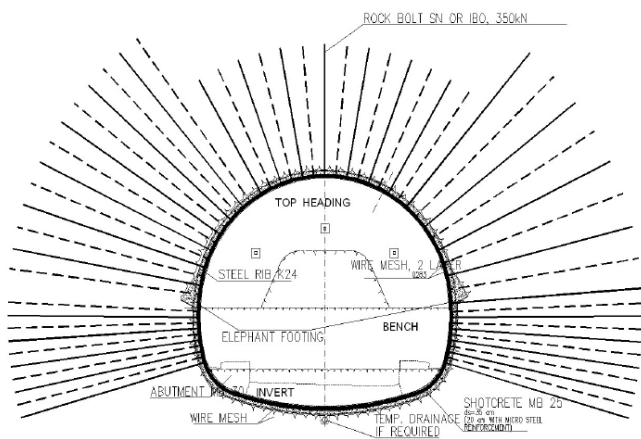
a) Predor Trojane

Je najdaljši dvocevni predor v Republiki Sloveniji (2930 m). Gradnja predora je potekala v zelo zahtevnih geoloških pogojih. Fizikalne in mehanske lastnosti hribin na območju Trojan so zelo spremenljive, na določenih območjih so plasti skrilavca (glinavec, meljavec in peščenjak) zelo poškodovane z nizkimi nosilnostmi.



Slika 24: Tlorisni potek in pogled na zahodna portala v začetni in končni fazi izgradnje (Likar, 2010)

Na nekaterih odsekih je zaradi slabih trdnostnih lastnosti kamnin vgrajena debelejša primarna obloga iz brizganega betona, povečali so gostoto in dolžino sider. Med gradnjo so bili uporabljeni standardni podporni elementi, kot so: jekleni loki, pasivna sidra, brizgani beton... Poleg navedenih so bili uporabljeni tudi pomožni podporni ukrepi kot so: jekleni cevni ščit, začasni talni obok, slonova noga, mikro piloti itd. (Likar, 2010)



Slika 25: Podporni ukrepi pri gradnji predora Trojane (Likar, 2010) Slika 26: Izdelava talnega oboka (Likar, 2010)

b) Predor Dekani

Na primorskem kraku avtoceste je zgrajen eden daljših predorov v Sloveniji. Predor poteka v flišnih kameninah, za katere je značilna plastovita struktura s sloji laporja in peščenjaka. Predor je zgrajen z uporabo klasične metode gradnje ter vgrajevanjem standardnih podpornih

ukrepov. Pri tem projektu so uporabili mikroarmirani brizgani beton, ki je omogočal hitrejše napredovanje izkopa in podpiranja. Posebnost gradnje tega predora je ta, da so na sredini izgradili pokriti vkop. V fazi gradnje so tako imeli štiri dodatne napadalne točke in s tem večjo hitrost gradnje (Likar, 2010).



Slika 27: Zahodni portal predora Dekani
Vir: <http://www.irgo.si>

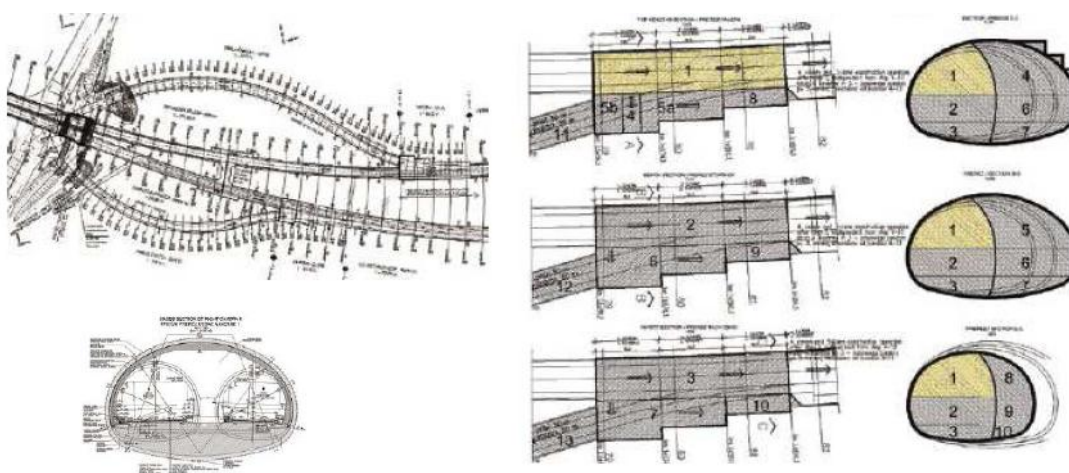


Slika 28: Pokriti vkop je bil po končani gradnji zakrit
Vir: <http://www.irgo.si>

c) Predor Šentvid

Predorski kompleks Šentvid je del prometne povezave med severozahodnim in jugovzhodnim krakom avtocestnega križa. V predoru se nahajata priključni kaverni, ki povezujeta glavni cevi z mestno vpadnico.

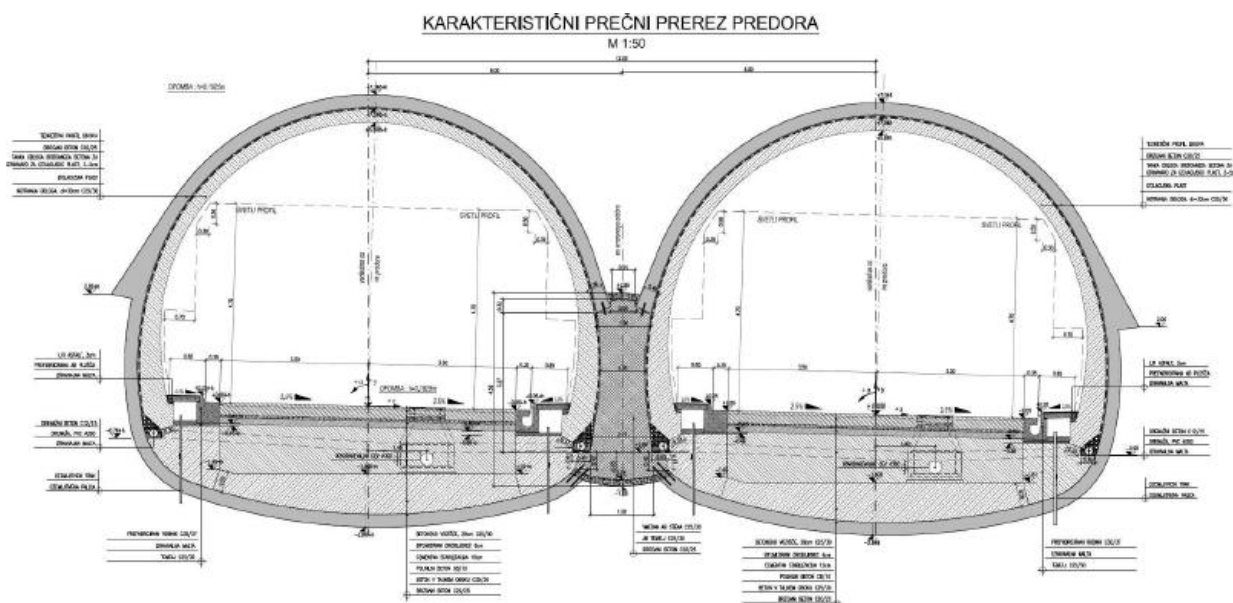
Geološko zgradbo Šentviškega hriba sestavljajo permakarbonske kamnine, ki so za gradnjo predora dokaj zahtevne. Za določitev lokacije priključnih kavern je bil izdelan raziskovalni rov, kar je projektantu omogočilo optimalno umestitev (Likar, 2010).



Slika 29: Situacija priključnih ramp in faze gradnje kaverne (Elea IC d.o.o., 2005)

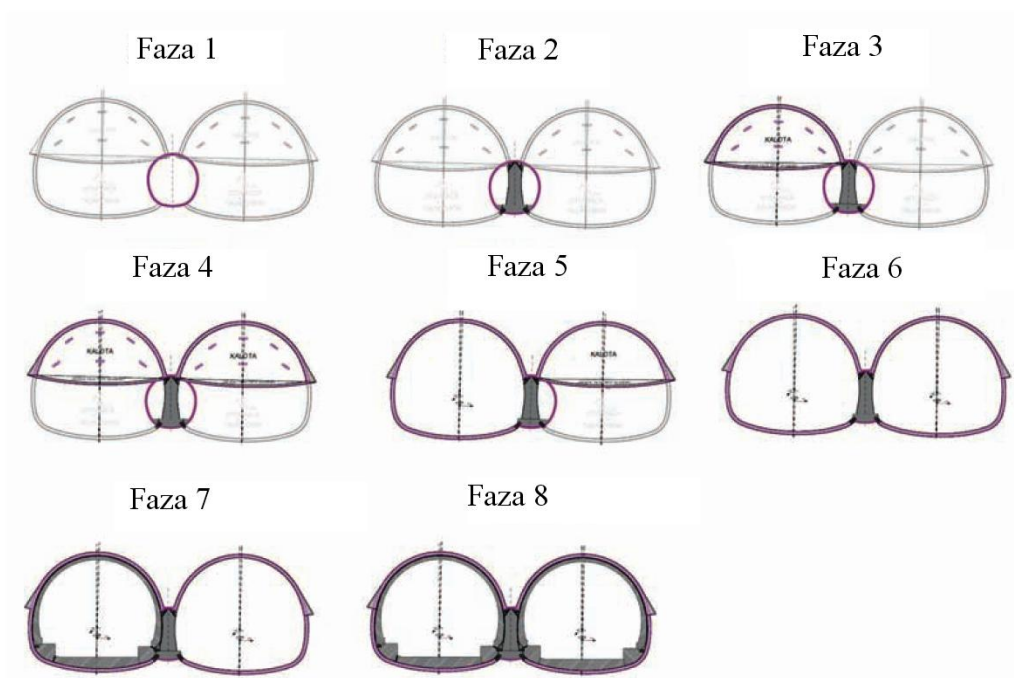
d) Predor Cenkova

Je del AC odseka Lenart – Beltinci. Posebnost predora je konstrukcijska zasnova z vmesnim stebrom, zaradi kratke medosne razdalje med osema obeh predorskih cevi. Takšna konstrukcija zagotavlja stabilnost obeh cevi tako v času gradnje kot v fazi obratovanja. Armirano betonski steber je vgrajen v vmesnem rovu po celi dolžini predora. Na spodnji sliki je prikazan karakteristični prečni profil predora (Likar, 2010).



Slika 30: Prečni profil predora Cenkova (Likar, 2010)

Najprej je bil zgrajen vmesni rov v katerega je bila vgrajena armirana betonska stena. Vmesni rov je obenem služil kot raziskovalni rov. Nato se je začela izgradnja obeh glavnih cevi z medsebojnim vzdolžnim zamikom. S tem je bilo zagotovljeno dovolj časa, da so se deformacije umirile in s tem zmanjšal medsebojni vpliv (Likar, 2010).



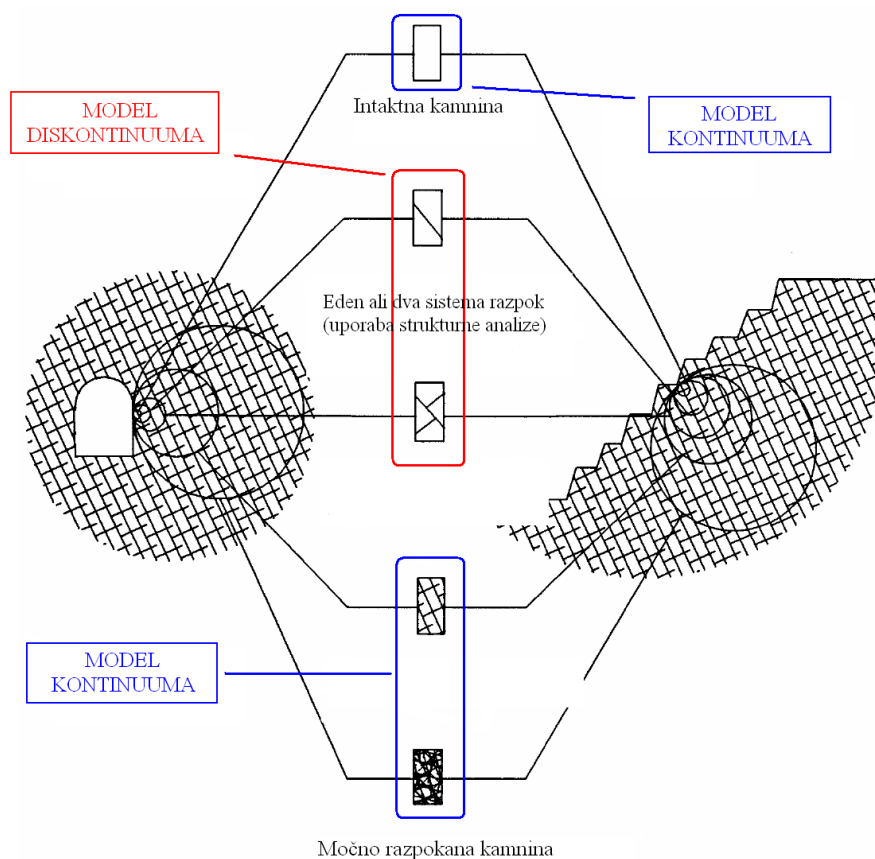
Slika 31: Faznost gradnje predora Cenkova (Likar, 2010)

3 MEHANIKA KAMNIN, KONSTITUTIVNI MODELI IN PROGRAMSKA OPREMA

3.1 Uvod

Kamnine so v primerjavi z zemljinami bolj trdne in manj deformabilne. V naravi se kamnine lahko pojavijo kot monolitne, največkrat pa so te zaradi različnih dejavnikov razpokane, plastovite in skrilave. Kamninske gmote, ki so prepredene z različnimi diskontinuitetami, so izrazito heterogene in anizotropne. Zato se stabilnostne analize za kamninske gmote nekoliko razlikujejo od analiz za zemljine.

Hribinske gmote opišemo po načelu kontinuuma oziroma diskontinuuma. Pri razpokanih kamninah z veliko količino diskontinuitet se uporabi model kontinuuma, medtem ko je v hribinah z nižjo vsebnostjo razpok realnejša uporaba modela diskontinuuma. Avtorja Hoek in Brown sta podala porušni kriterij za intaktne in razpokane kamnine. Prav tako sta podala razdelitev med kontinuumom in diskontinuumom, ki je prikazan na spodnji sliki.



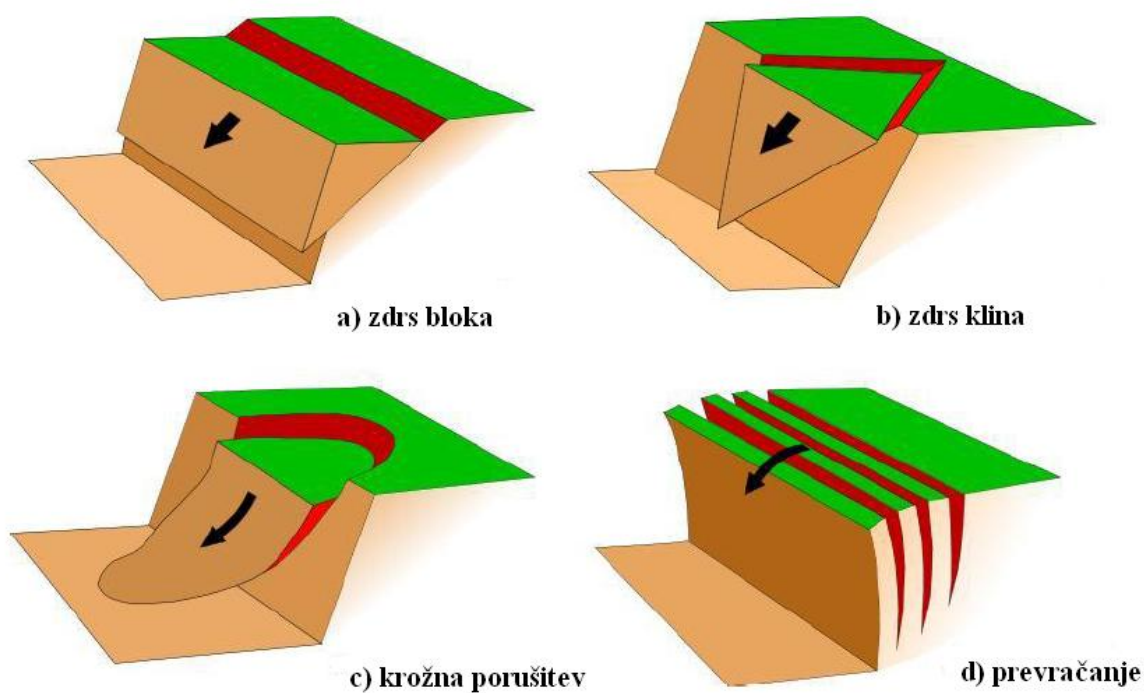
Slika 32: Načini modeliranja razpokane hribinske mase (Hoek, 2010)

a) Model kontinuuma

Močno razpokane ali skrilave kamnine lahko analiziramo s stabilnostnimi analizami, ki jih poznamo za zemljine. Potencialne drsine delno potekajo vzdolž obstoječih sistemov diskontinuitet, delno pa v drugi smeri, zato je potrebno za strižno trdnost upoštevati temu ustrezne vrednosti celotne kamninske gmote. Za razpokane kamnine sta strižni porušni kriterij predlagala Hoek in Brown.

b) Model diskontinuuma (strukturne analize)

V kamninah, kjer se nahaja manjše število sistemov diskontinuitet, preverjamo nastanek potencialno nestabilnost blokov in klinov. Ob določenih geometrijskih in statičnih pogojih pa lahko pride tudi do zvrčanja blokov. Drsne ploskve nastanejo vzdolž obstoječih diskontinuitet, zato je potrebno upoštevati strižne parametre, ki potekajo vzdolž le teh.



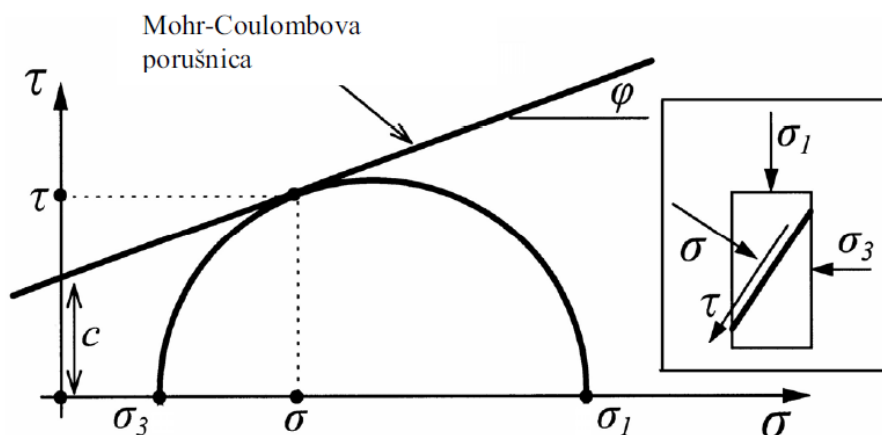
Slika 33: Shematični prikaz možnih porušitev brežin v kamninah (Hoek, 2009)

3.2 Konstitutivni modeli

3.2.1 Mohr Coulomb

Mohr-Coulombov porušni kriterij se najpogosteje uporablja pri mehaniki zemljin. Parametri, ki opišejo strižno trdnost, so definirani s kohezijo "c", strižnim kotom "φ" in normalno napetostjo na strižno ravnino.

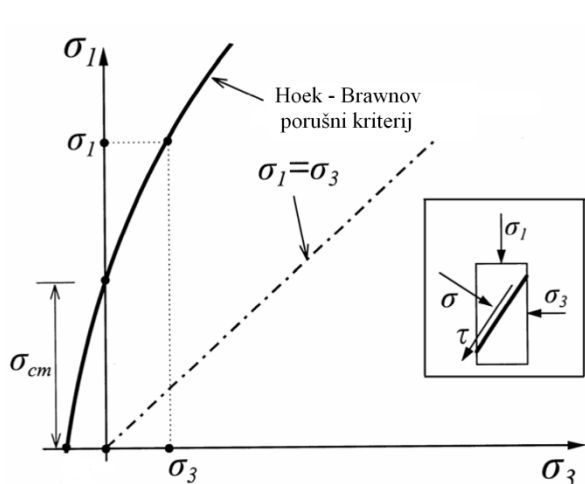
$$|\tau| = c + \sigma \tan \phi$$



Slika 34: Mohr-Coulombov strižni zakon (Likar, 2010)

3.2.2 Hoek Brown

Strižni zakon za intaktne in razpokane kamnine sta predlagala Hoek in Brown (1988). Za razliko od Mohr-Coulombovega zakona, kjer so glavni efektivni napetosti med seboj linearno povezane, je po Hoek-Brownu ta zveza nelinearna.



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

- σ_1, σ_3 ... glavni efektivni napetosti
- σ_c ... tlačna trdnost intaktne kamnine
- m_i, m_b ... parameter intaktne oz. razpokane kamnine
- s ... materialni parameter
- a ... materialni parameter razpokane kamnine

Slika 35: Hoek-Brownov strižni zakon (Likar, 2010)

Empirični kriterij je zasnovan na podlagi velikih količin trdnostnih in raziskav. Kriterij je neposredno vezan na GSI klasifikacijo kamnin, ki sta jo določila Hoek in Marinos (1995).

a) $GSI < 25$:

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200}; \quad s = 0; \quad m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

b) $GSI > 25$:

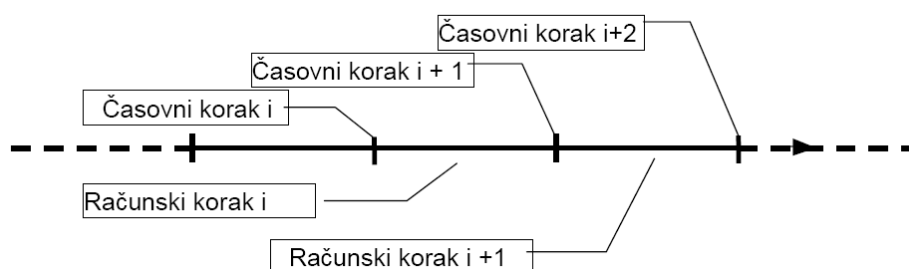
$$a = 0.50; \quad s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

Ker nekateri računalniški programi nimajo vgrajenega Hoek-Brownega modela, si pri izračunu lahko pomagamo tako, da ga nadomestimo z linearno aproksimacijo z Mohr-Coulombovim modelom. Pri tem se moramo zavedati, da je potrebno parametre določiti na ustreznem območju napetosti.

3.3 Programska oprema

3.3.1 Z_Soil

Izračuni stabilnosti ter podpornih ukrepov vkopa in predora so bili izvedeni po metodi končnih elementov s programsko opremo Z_Soil. Programska oprema omogoča upoštevanje računskih korakov, ki jih podamo z eksistenčno funkcijo.

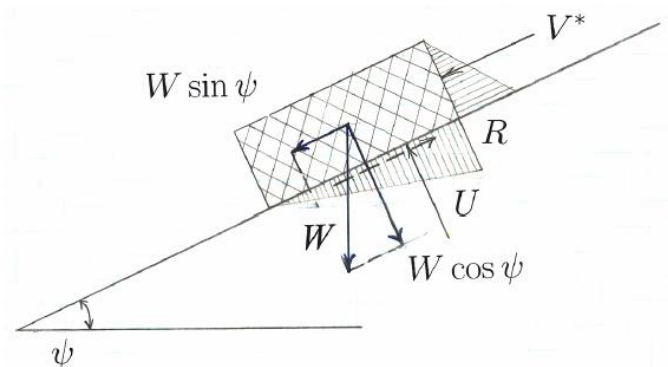


Slika 36: Prikaz časovnih in računskih korakov v analizi po MKE

3.3.2 RC Swedge, RocPlane

Za strukturne analize smo uporabili analitično programsko opremo, ki jo ponuja www.roscience.com. Model, ki dobro opiše potencialne zdrse kamnitih blokov in klinov,

lahko modeliramo kot klado na klancu poljubne oblike. Diskontinuitete (razpokanost in upadi plasti) pa definirajo obliko drseče mase. Pogosto se v razpokah kamnine nahaja voda, ta deluje kot bočni pritisk na drseči blok, obenem pa zmanjšuje lastno težo bloka.



Slika 37: Shematski prikaz sil drsečega bloka oz. klina kamnine

Da ne pride do zdrs, je potrebno zadostiti ravnotežnemu pogoju med razpoložljivim in potrebnim odporom. Izračun količnika varnosti F za ravninski zdrs določimo z izrazom:

$$F = \frac{\text{razpoložljivi odpor}}{\text{potrebni odpor}} = \frac{c A + (W \cdot \cos \psi - U - V \cdot \sin \psi) \cdot \text{tg } \varphi}{W \cdot \sin \psi \cdot \cos \psi}$$

- c ... kohezija
- φ ... strižni kot
- ψ ... naklon brežine
- W ... teža drsečega bloka
- U ... vzgonska sila vode
- V ... bočna sila vode v tenzijski razpoki

Kadar ni zadosti razpoložljivega odpora oziroma ni zadostnega varnostnega količnika, se dodajo podporni ukrepi. Največkrat so to pasivna oziroma aktivna sidra.

a) Pasivna sidra

Pasivna sidra povečujejo razpoložljive sile s povečanjem strižnega odpora. Dodatni strižni odpor se aktivira, ko pride do drsenja kamninskega bloka oziroma klina.

$$F = \frac{\text{razpoložljivi odpor} + T_n \cdot \text{tg } \varphi + T_s}{\text{potrebni odpor}}$$

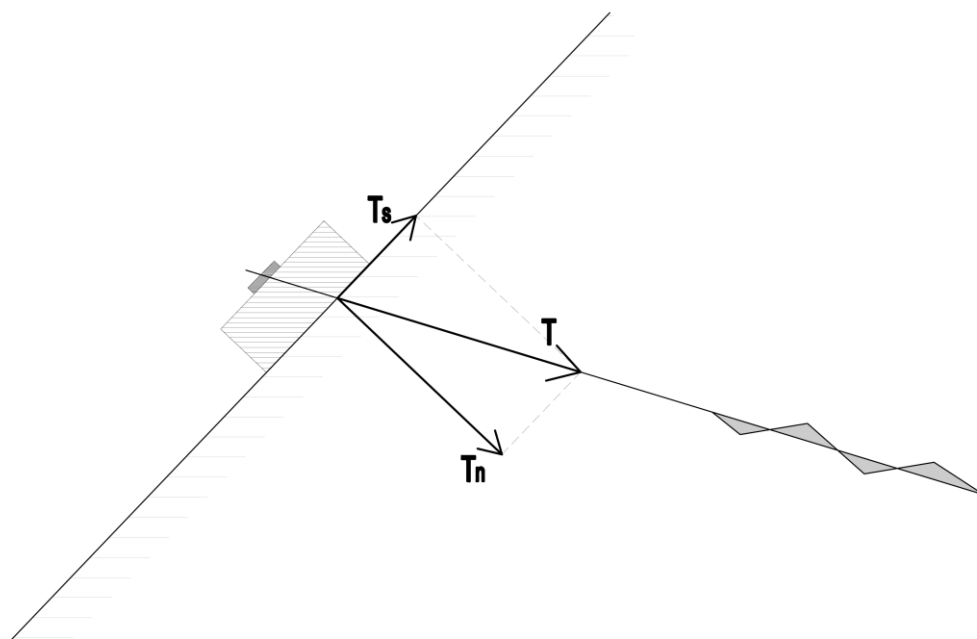
b) Aktivna sidra

Aktivna sidra zmanjšajo potrebni odpor še preden pride do pomikov. Kot aktivna sidra se uporabljajo prednapeta geotehnična sidra.

$$F = \frac{\text{razpoložljivi odpor} + T_n \cdot \text{tg } \varphi}{\text{potrebni odpor} - T_s}$$

T_n ... normalna komponenta podporne sile

T_s ... strižna komponenta podporne sile



Slika 38: Normalna in strižna komponenta sidrne sile

4 RAZMERE NA OBMOČJU OBRAVNAVANE TRASE

4.1 Opis odseka na območju obravnavane trase

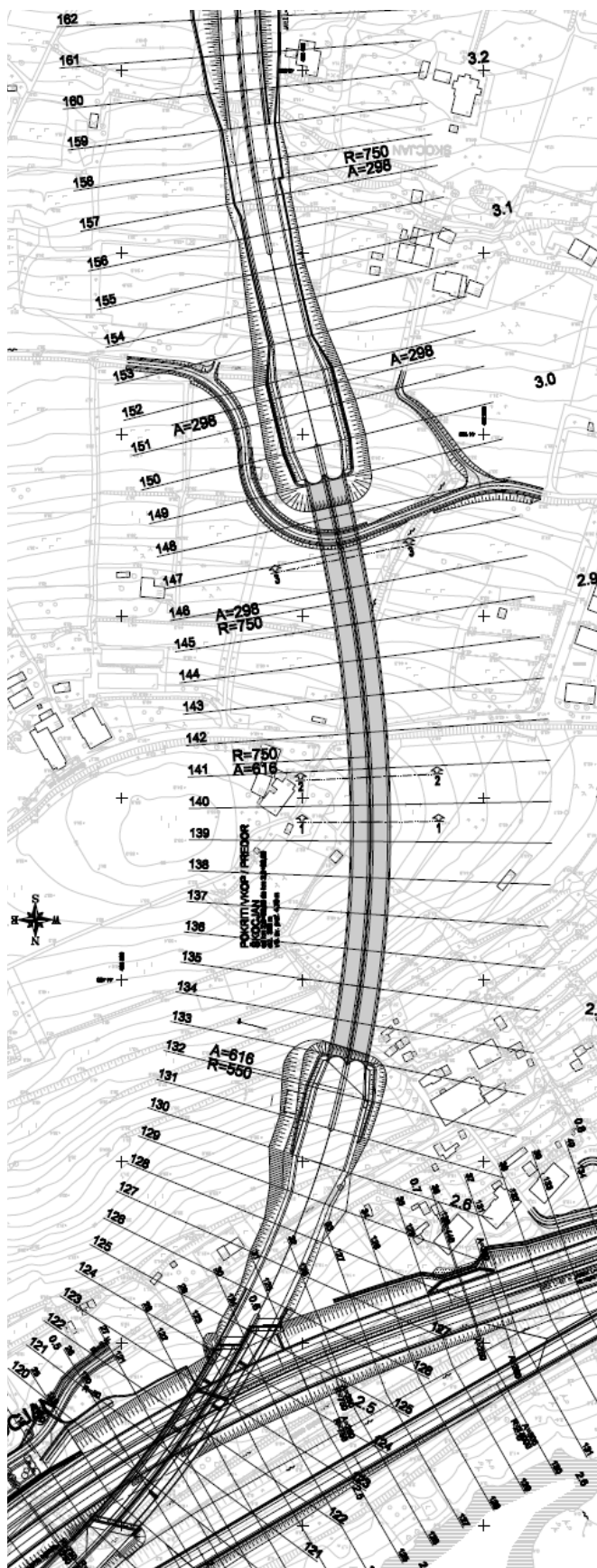
4.1.1 Splošni opis

Trasa HC Koper - Dragonja se na severnem delu navezuje na že zgrajeno hitro cesto med Škocjanom in Koprom. Od razcepa Škocjan trasa zavije v širokem loku proti jugu in v kilometru od 2,6 do 2,9 preči Škocjanski hrib z nadmorsko višino 57 metrov. Po prehodu Škocjanskega hriba se trasa spusti na območje Vanganelške doline, kjer se konča prvi odsek. Od tu naprej se trasa nadaljuje vse do mejnega prehoda. Celotna trasa hitre ceste poteka po morfološko razgibanem terenu.

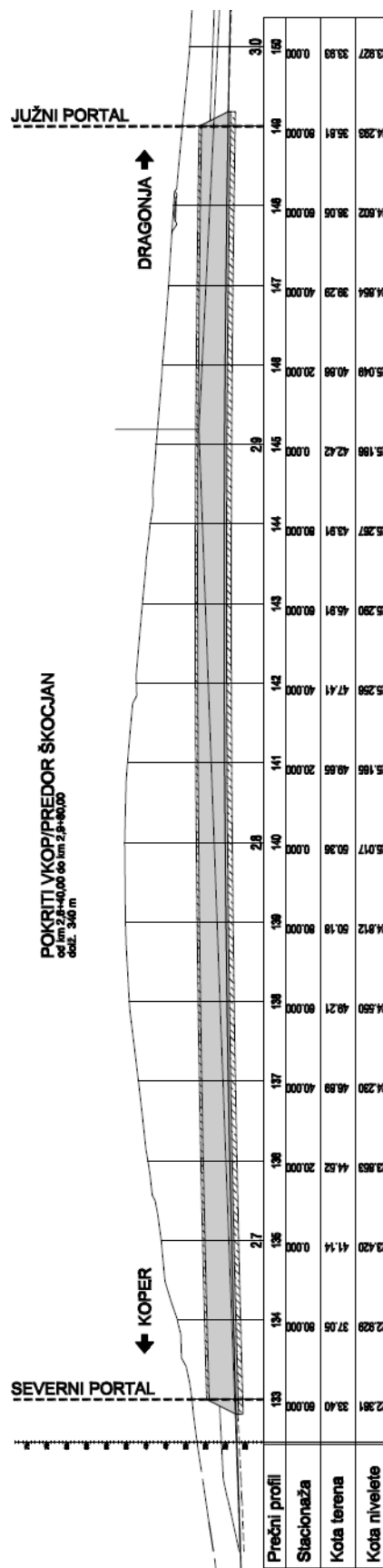
Zaradi čim manjših vkopov in nasipov je štiripasovna hitra cesta Koper-Dragonja zasnovana z majhno širino ločilnega pasu. Ta pogojuje zasnovo v primeru izgradnje predora s centralnim stebrom.

4.1.2 Cestni elementi predora oziroma pokritega vkopa

Hitra cesta je zasnovana kot štiripasovnica z majhno širino ločilnega pasu (sl. 39). Predor oziroma vkop se začne v profilu 132 na stacionaži v kilometru 2,60 + 40. Niveleta od tu narašča do profila 143 v vzdolžnem sklonu 0,5%. Nato niveleta pada v naklonu 1,1% do konca predora (profil 149, stacionaža km. 2,9 + 80). Prečni nagib cestišča je v naklonu med 6% in 3%. Širina vozišča znaša 9,0 m, kar zadošča za dva vozna pasova širine 3,5 m in obojestranskim robnim pasom širine 0,5 m. Vertikalna višina svetlega profila znaša 4,7 m. Na sl. 40 je prikazan vzdolžni prerez ceste, na sl. 41 pa splošna situacija poteka prometnice na obravnavanem odseku hitre ceste.



Slika 40: Splošna situacija cestnega odseka



Slika 41: Vzdolžni profil predora-pokritega vkopa

4.2 Geološko - geotehnične razmere na odseku

4.2.1 Splošni opis

V podjetju Geoinženiring d.o.o so naredili tehnično poročilo o geološko geotehničnih raziskavah ter o ugotovljeni sestavi tal na območju trase HC Koper – Dragonje (elaborat št. 8944/09). Povzetke elaborata za naš odsek opišemo v tem poglavju.

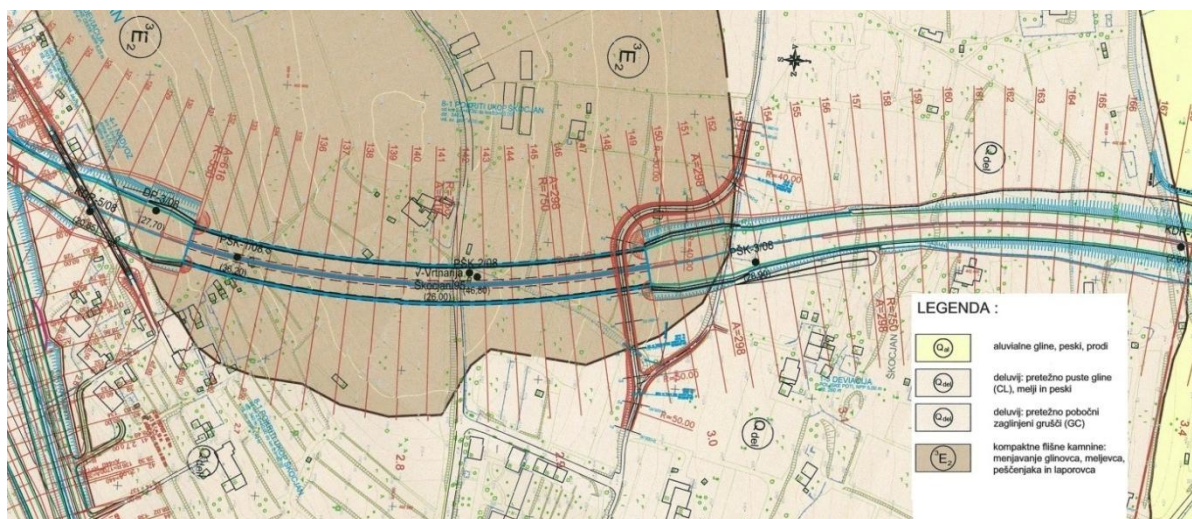
Pokriti vkop oziroma predor poteka delno po preperelih in delno po kompaktnih flišnih kameninah. Flišne kamenine sestavljajo peščenjaki, glinavci in meljevci.

a) Glinavci in meljevci

So zelenkasto siva kamnina, ki je najpogostejši element med flišnimi sedimenti. Plastovitost predstavljajo pretežno ravne diskontinuitete. Debelina lapornatih plasti v povprečju znaša 2-3 cm in vsebuje do 70% glinenih mineralov. Zaradi tega kamnina preperava in v stiku z vodo hitro razpade v mastne gline. Preperavanje sega v globino do nekaj metrov.

b) Peščenjak

Peščenjak nastopa v različno debelih plasteh (10-30 cm). Kamnina je trdna in je za razliko od meljevcev in glinavcev odporna na erozijo.



Slika 42: Geološka karta na obravnavanem odseku

4.2.2 Terenske preiskave

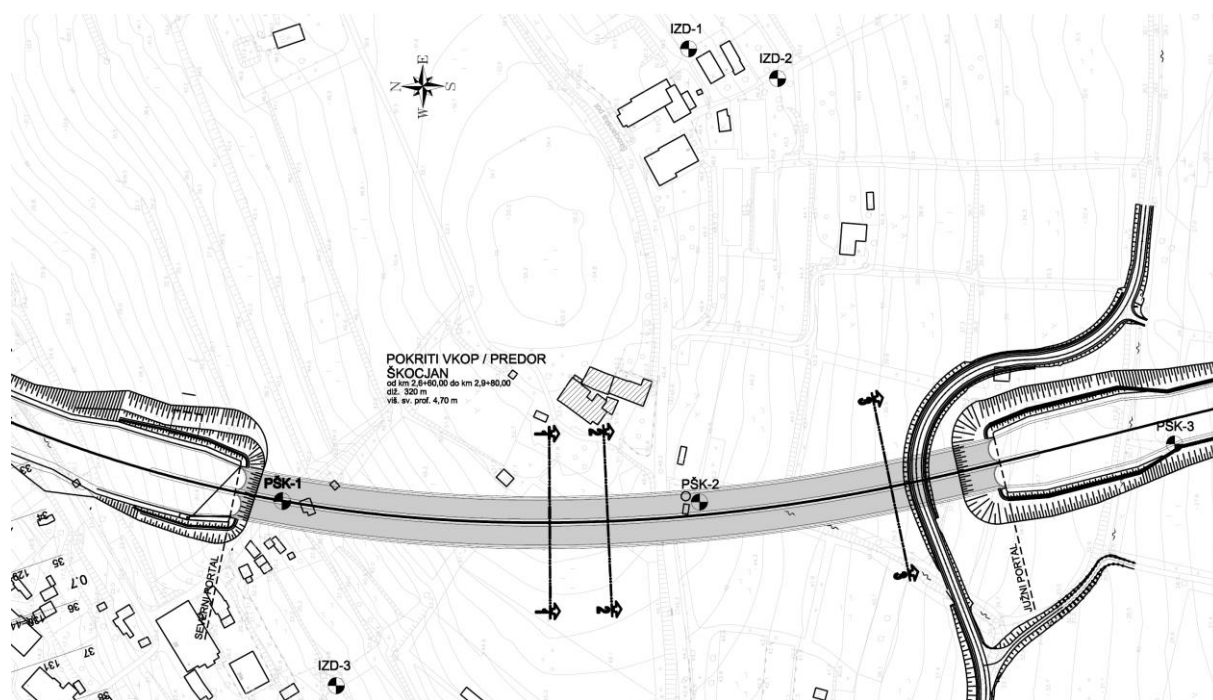
Za namen ugotovitve sestave tal so bile na tem odseku izvrtane tri vrtine PŠK1, PŠK2 in PŠK3. Iz popisa vrtin je razvidno, da se od površja, do globine 8 metrov nahaja plast preperlega fliša. Od stika preperelih flišnih kamnin do končne globine vrtine se nahajajo kompaktni peščeni in glinasti laporji ter peščenjaki. Na splošno je preperelost v zgornjih plasteh večja in se zmanjšuje z globino. V izvrtanih vrtinah so poleg popisa vrtin izvedli presiometriške preiskave na različnih globinah. Rezultati meritev v vrtini PŠK2 so prikazani v preglednici 2. Vse tri vrtine so izvrtane približno v osi nivelete trase. Iz njih lahko razberemo sestavo tal, ne moremo pa določiti geoloških profilov. V ta namen smo v cestnem profilu 140, kjer je razlika med koto terena in koto nivelete največja, ocenili geološki profil na podlagi popisa vrtin PŠK-2 in izdelali računski profil, ki ga prikazujemo v poglavju 5.4.

Preglednica 2: Rezultati presiometriške preiskave v vrtini PŠK-2

Globina [m]	E_0 [MPa]	E_R [MPa]	P_L [MPa]	OPREMA
-13,0	2231	1868	10,9	<i>OYO ELASTMETER 2</i>
-14,0	3563	3339	11,0	
-15,0	2969	9189	10,9	
-18,0	1098	2908	9,1	
-19,0	2169	6215	9,4	
E_0 ... obremenilni presiometriški modul E_R ... razbremenilni presiometriški modul				

Med vrtnjem se je na stiku preperelih in kompaktnih flišnih kamninah pojavila voda. Deževnico, ki iz površja pronica po prepustnih plasteh peščenjaka, in se zadrži v neprepustnih plasteh glinavcev, obravnavamo kot visečo gladino (povzeto po elaboratu št. 8944/09 Geoinženiring d.o.o).

Za namen ugotavljanja plastovitosti smo si ogledali traso. Našli smo tri izdanke ter jim določili smeri in upade plasti oziroma razpok. Na spodnji situaciji je prikazana lokacija izdankov in vrtin, na podlagi katerih smo ocenili hribinske karakteristike.



Slika 43: Situacija geoloških raziskav

a) Izdanek IZD-1

V bližini nameravane trase smo našli odprti izkop. Iz slike 44 in slike 45 je razvidno, da je plast površinske preperine relativno majhna. Na stranicah so vidne smeri in upadi plasti meljevca, glinavca in peščenjaka. Pri slednjem je vidna tudi razpokanost (sl. 45).



Slika 44: Fotografija severne stranice odprtega izkopa (IZD-1)



Slika 45: Fotografija južne stranice odprtega izkopa (IZD-1)

Iz strukture diskontinuitet smo lahko določili:

- geološki trdnostni indeks: $GSI=35-40$,
- vpad in smer plasti: $230/45$,
- vpad in smeri razpok: $140/90$; $50/45$.

b) Izdanek IZD-2

Le nekaj metrov vzhodno je bil izkopan jarek. Na tem mestu površinska preperina hitro preide v meljevec, ki je zaradi izpostavljenosti zunanjim razmeram začel hitro preperevati.

Iz strukture diskontinuitet smo lahko določili:

- geološki trdnostni indeks: $GSI=15-25$,
- vpad in smer plasti: $25/30$.



Slika 46: Fotografija izdanka IZD-2

c) Izdanek IZD-3

Severni del Škocjanskega hriba je v terasah, na katerih se nahajajo vinogradi. Po pogovorih z domačini smo ugotovili, da je na tem mestu preperina globoka pet in več metrov ter da se pod preperino nahaja trdna kamnina v vodoravnih plasteh. Na mestu, kjer skozi terase preči poljedelska pot, smo našli izdanek trdne kamnine, najverjetneje gre za peščenjak.

Iz strukture smo lahko določili:

- geološki trdnostni indeks: GSI=50-60,
- vpad in smer plasti: 190/5.



Slika 47: Fotografija izdanka IZD-3

Iz izdankov je razvidno, da je struktura in sestava hribine na območju Škocjanskega hriba izredno raznolika. To pomeni, da bo potrebno strukturne analize varnosti pred morebitnim nastankom zdrsa bloka oziroma klina, narediti na podlagi popisa brežine vkopa med samo fazo gradnje. S tem se zagotovi ustrezno varovanje.

4.2.3 Karakteristike hribine

Na podlagi terenskih in geoloških preiskav so v podjetju GEOINŽENIRING d.o.o. določili karakteristike hribin (preglednica 3). Hribino so klasificirali po Geološkem trdnostnem indeksu (GSI), ki sta ga zasnovala Hoek in Marinos. Iz GSI klasifikacije so empirično določili materialne karakteristike hribine po Hoekovem in Brownovem strižnem zakonu.

Preglednica 3: Ocenjene mehanske karakteristike hribin (povzete po elaboratu št. 8944/09 – Geoinženiring d.o.o.)

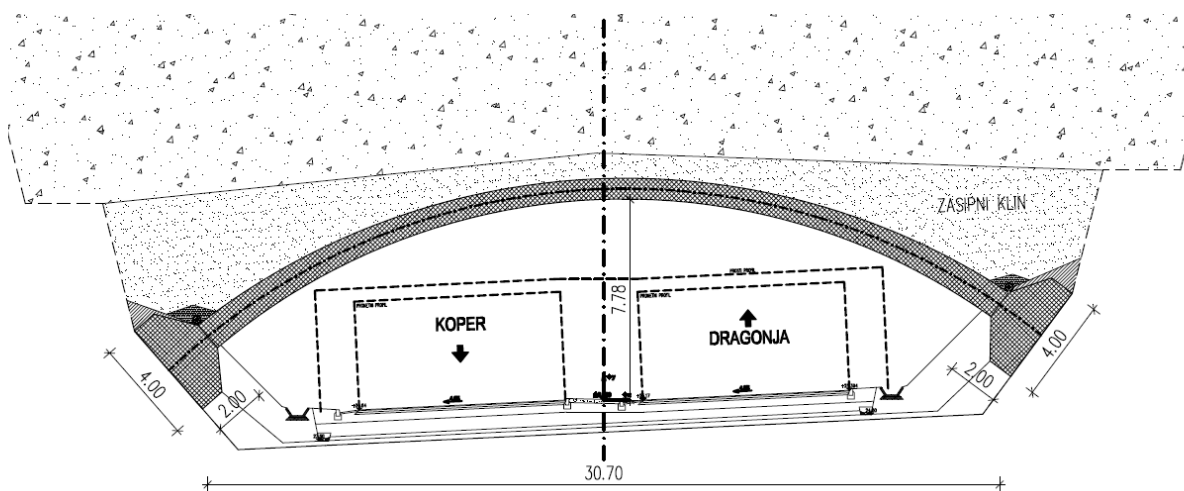
Karakteristike hribin	Zemljina	Preperel fliš		Kompaktni fliš		
		h=2 m	h=5 m	h=5 m	h=10 m	h=20 m
Enoosna tlačna trdnost σ_c	[MPa]	5	5	5,6	5,6	5,6
Geološki trdnostni indeks GSI	-	23	23	33	33	33
Parameter int. kamnine m_i	-	6	6	7	7	7
Faktor izkopa D	-	0,7	0,7	0,5	0,5	0,5
Elastični modul (intaktni) E_i	[MPa]	10000	10000	12000	12000	12000
Prostorninska teža γ	[kN/m ³]	21	21	23	23	23
Globina h	[m]	2	5	5	10	20
Strižni kot φ	[°]	32	26	38	33	28
Kohezija c	[kPa]	7	11	26	38	56
Modul elastičnosti E	[MPa]	285	285	614	614	614

Če primerjamo karakteristike hribin, ki jih je podalo podjetje GEOINŽENIRING d.o.o., in karakteristike, ki smo jih pridobil iz popisa stranic izkopa (glej IZD-1, IZD-2, IZD-3), ugotovimo, da so podani podatki konservativni. Karakteristike hribin, ki smo jih uporabili v nadaljnjih izračunih, smo iz pregl. 3 nadomestili z ustrežnejšimi (slednji so podani v pregl. 7). Pri tem smo upoštevali elastične module, ki smo jih dobili iz vrtin na obravnavani trasi.

5 VARIANTA S POKRITIM VKOPOM

5.1 Zasnova konstrukcije

Ker se objekt nahaja blizu obalnega pasu, smo se odločili za atraktivno obliko nosilne konstrukcije oboka. Podobni objekti so bili zgrajeni na dolenski avtocesti. Njegovo izgradnjo pogojuje dobra nosilnost temeljnih tal, kar flišne kamnine premorejo. Pri profilu 140, kjer je najvišja razlika med koto nivelete cestišča in koto terena, se bo vgradil 23 metrski nasip. Armirano betonska ločna konstrukcija z razponom 32 metrov in višino temena 5,7 metra je spremenljivega prereza. Pri vpetju znaša debelina ločne plošče 1,2 m pri temenu pa 0,8 m. Objekt se temelji na pasovnih temeljih dimenzije 4 x 2 m. Karakteristični prečni prerez nosilne konstrukcije je prikazana na sl. 48.



Slika 48: Karakteristični prečni prerez pokritega vkopa

5.2 Upoštevanje standardov

Za izračun smo uporabili varnostne faktorje po Evrokodu 7- projektni pristop 1 (SIST EN 1997-1), ki zahteva kontrolo po dveh kombinacijah delnih faktorjev.

a) Mejno stanje nosilnosti (MSN)

Kombinacija 1: $A1 "+" M2 "+" R1$

Kombinacija 2: $A2 "+" M2 "+" R1$

Vsi delni faktorji za odpore R_I so enaki 1,0, izjema je faktor za prednapeta sidra $\gamma_R = 1,1$.
 Delni faktorji za vplive $A1$ in $A2$ ter delni faktorji za parametre zemljin $M1$ in $M2$ so podani v preglednicah 4 in 5.

Preglednica 4: Delni faktorji za vplive (γ_F) ali učinke

Vpliv		Oznaka	NIZ	
			$A1$	$A2$
Stalni	Neugodni	γ_G	1,35	1,0
	Ugodni		1,0	1,0
Spremenljivi	Neugodni	γ_Q	1,5	1,3
	Ugodni		1,0	1,0

Preglednica 5: Delni faktorji za parametre zemljin (γ_M)

Parameter zemljine	Oznaka	NIZ	
		$M1$	$M2$
Kot strižne trdnosti	γ_ϕ	1,0	1,25
Efektivna kohezija	γ_c	1,0	1,25
Prostorninska teža	γ_γ	1,0	1,0

b) Mejno stanje uporabnosti (MSU)

S preverjanjem mejnega stanja uporabnosti zagotovimo, da bodo premiki, zasuki, posedki konstrukcij in tal v sprejemljivih mejah. Vsi delni faktorji so enaki 1,0. (SIST EN 1990: 2004)

V dodatku H Evrokod 7-1 so opisane smernice za izbiro mejnih vrednosti, ki jih povzamemo v spodnji preglednici.

Preglednica 6: Mejne vrednosti posedkov in relativnih zasukov temeljev iz dodatka H k Evrokodu 7-1

PREMIK		NAJVEČJI PREMIK PRED NASTANKOM MEJNEGA STANJA	
		Meja uporabnosti	Zelo verjetno prekoračeno mejno stanje
Posedek [s]		50 mm	-
Relativni zasuk [β]	Sredina temelja se posede bolj kot robovi	1/500	1/150
	Robovi temelja se posedejo bolj kot sredina	1/1000	1/300

5.3 Geomehanske karakteristike hribine

Za izračun varnosti brežine vkopa pred nastankom poljubne drsine smo geološko-geotehnične podatke, ki so jih določili v podjetju GEOINŽENIRING d.o.o nekoliko spremenili. Vhodne podatke smo določili s pomočjo programa RocLab in tako dobili materialne parametre hribine za analizo poljubne drsine.

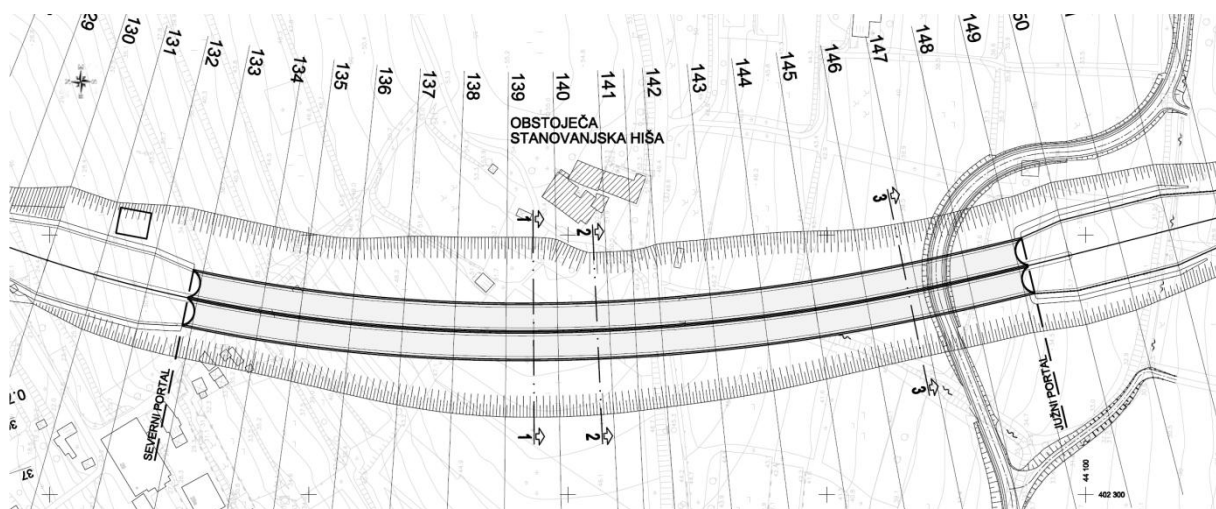
Preglednica 7: Uporabljene karakteristike hribin

Karakteristike hribin	Kamnina	Preperel fliš		Kompakten fliš	
		1	2	3	4
Globina h	[m]	5	16	10	23
Geološki trdnostni indeks GSI	-	25	25	36	36
Faktor izkopa D	-	0,5	0,5	0,5	0,5
Prostorninska teža γ	[kN/m ³]	21	21	23	23
Strižni kot φ	[°]	32	23	34	27
Kohezija c	[kPa]	16	31	40	60
Poissonov količnik ν	-	0,25	0,25	0,3	0,3
Obremenitveni modul E_{oed}	[MPa]	420	420	975	975
Razbremenitveni modul E_{ur}	[MPa]	1050	1050	2200	2200

V računski analizi smo materialne karakteristike hribine podali s Hardening soil modelom.

5.4 Varovanje globokega vkopa

Statično analizo vkopa smo izvršili za tri značilne prečne profile. Na prerezu, kjer je najvišja razlika med koto nivelete in koto terena, na prerezu, kjer je v bližini objekt ter ga je potrebno varovati, in na območju nizkega nadkritja, kjer traso HC prečka prometnica. Prerezi so prikazani na spodnji situaciji.



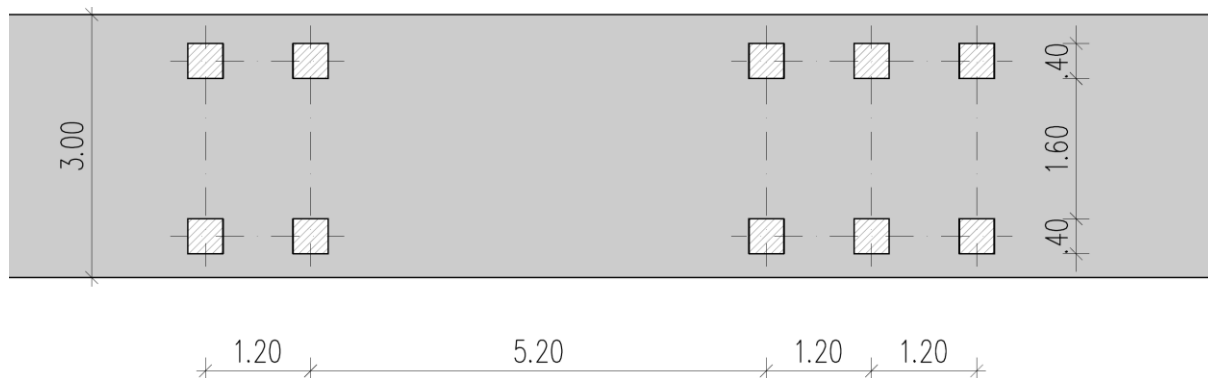
Slika 49: Tlorisna situacija globokega vkopa

5.4.1 Obtežba

a) Prometna obtežba

Za potrebe izkopa globokega vkopa bo ob desni strani brežine locirana začasna gradbiščna pot. To pot bo uporabljala težka gradbena mehanizacija, zato smo kot obtežbo uporabili model, ki predpostavlja težko tovorno vozilo.

Prometno obtežbo smo določili v skladu s standardom EC1 (SIST EN 1991-2: 2004, str. 45-47). Upoštevali smo tovorno vozilo, ki ima na vsaki osi $Q_{ik}=180$ kN obremenitve. Na spodnji sliki je prikazan shematski model tovrnega vozila, ki ima pet osi.



Slika 50: Pet osni model tovrnega vozila

Osno obremenitev smo porazdelili na površino tovrnega vozila in tako dobili površinsko obtežbo. Vse vrednosti so povečane za faktor 1,11, kar ustreza razmerju delnega varnostnega faktorja 1,5 za prometno obtežbo (spremenljiva) in delnega faktorja za stalno obtežbo 1,35.

S tem se projektne obremenitve pri kombinaciji 1 izračunajo s povprečjem karakterističnih vrednosti za faktor na učinke vplivov 1,35.

Površinska obtežba tako znaša:

$$q_{1k} = \frac{5 Q_{ik}}{3 \text{ m} \cdot 8,8 \text{ m}} = 34,09 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{1d} = 34,09 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,11 = 37,84 \text{ kN/m}^2$$

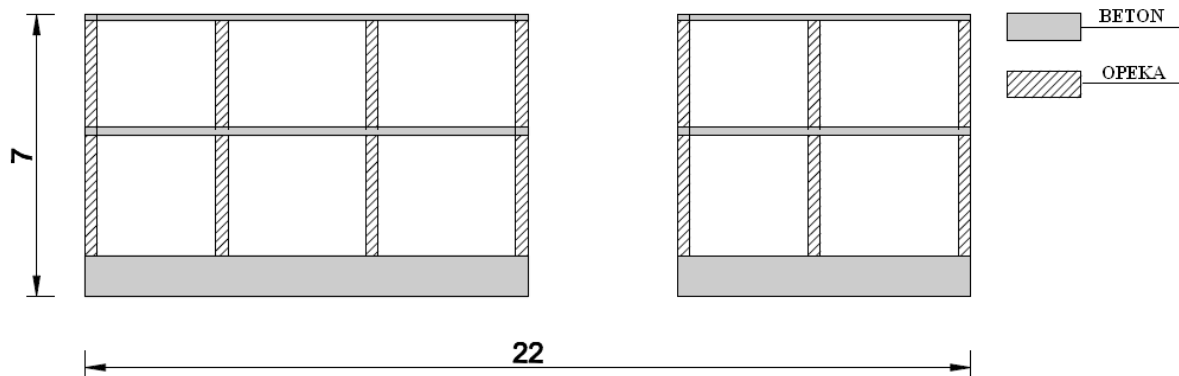
Na mestu, kjer se nahaja stanovanjski objekt, smo upoštevali obtežbo mirujočega prometa (SIST EN 1991-1: 2004)

$$q_{2k} = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{2d} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,11 = 2,78 \text{ kN/m}^2$$

b) Obtežba objekta

Lastne teže stanovanjskega objekta ne poznamo natančno, zato smo si pomagali s preprostim modelom, s katerim smo se približali realni situaciji.



Slika 51: Shematski prikaz stanovanjskega objekta za izračun obtežbe

Teža opeke: $g_{ok} = 12,8 \text{ m}^2 \cdot 8,2 \text{ kN/m}^3 = 102,4 \text{ kN/m}$

Teža betona: $g_{bk} = 16,8 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 418,2 \text{ kN/m}$

Koristna obtežba: $q_{3d} = 37,2 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ kN/m}^2 = 55,8 \text{ kN/m}$

Površinska obtežba:

$$g_{1k} = \frac{g_{ok} + g_{bk} + q_{3d}}{22 \text{ m}} = 26,20 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{1d} = 26,20 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,11 = 28,8 \text{ kN/m}^2$$

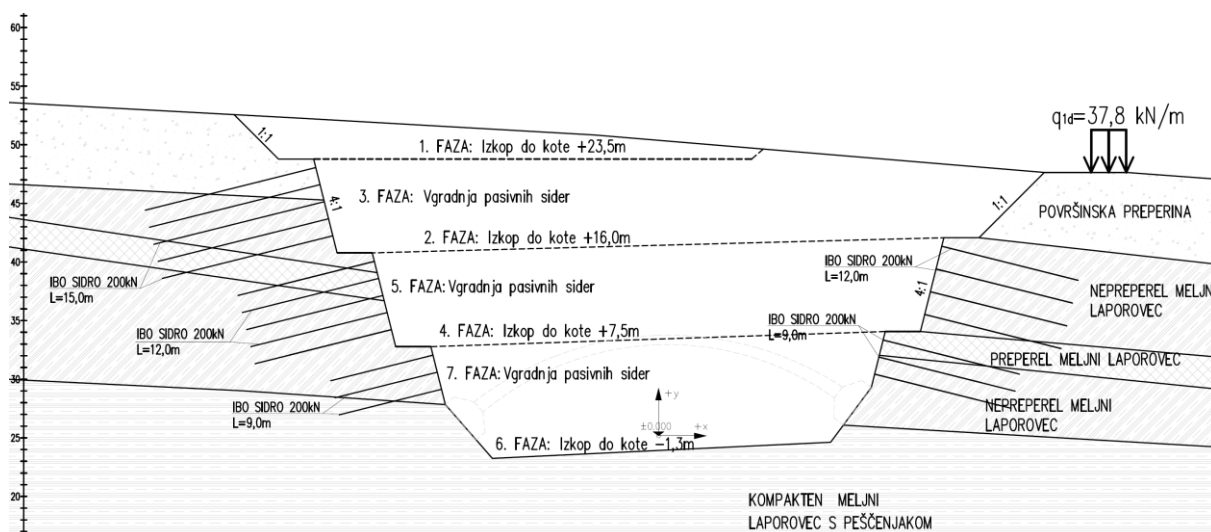
V modelu smo obtežbo modelirali kot kontinuum s prostorninsko težo betona ustrezne geometrije.

$$l = 22 \text{ m}$$

$$h = \frac{g_{1d}}{\gamma_{bk}} = \frac{28,8 \text{ kN/m}^2}{25 \text{ kN/m}^3} = 1,15 \text{ m}$$

5.4.2 Prerez 1-1

Na tem mestu je višinska razlika med koto nivelete in koto terena najvišja. Sestavo tal smo določili na podlagi terenskih raziskav GEOINŽENIRINGA d.o.o. in raziskav, ki smo jih opravili sami. Na spodnji sliki je prikazan računski model s upoštevanimi materiali in obtežbo.



Slika 52: Računska shema Prereza 1-1

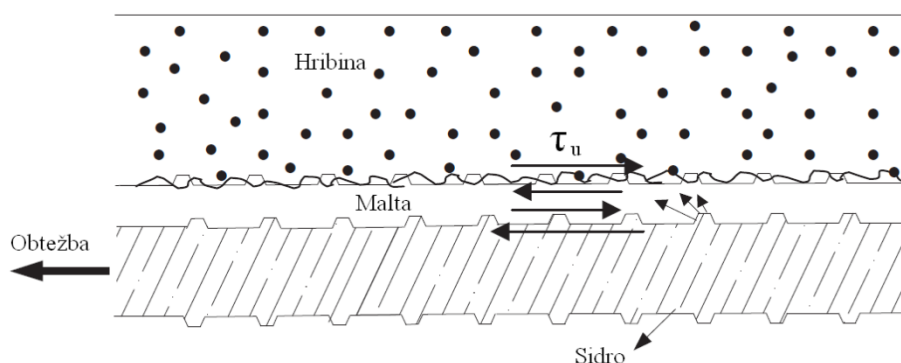
5.4.2.1 Karakteristike podpornih elementov

Poleg karakteristik zemljin, ki smo jih podali v poglavju 5.3, smo v modelu upoštevali podporne elemente z naslednjimi karakteristikami:

Preglednica 8: Karakteristike podpornih ukrepov

Element	γ [kN/m ³]	Raster [m]	Geometrija	E [MPa]	Št. elementa
Brizgani beton	25,00	1,00	0,1 / 1,00 m	10000	6
Pasivno sidro (levo)	-	1,60	$\varnothing = 32$ mm	210000	7
Pasivno sidro (desno)	-	3,00	$\varnothing = 32$ mm	210000	8

Strižna trdnost med malto sidra in hribino sta za različne kamnine definirala Leias, V. in Juran, I. (1991). Za razpokane laporje znaša maksimalna strižna trdnost $\tau_u = 200-300$ kPa.



Slika 53: Mehanizem prenosa obtežbe iz sidra na kamnino

Preglednica 9: Karakteristike pasivnega sidra

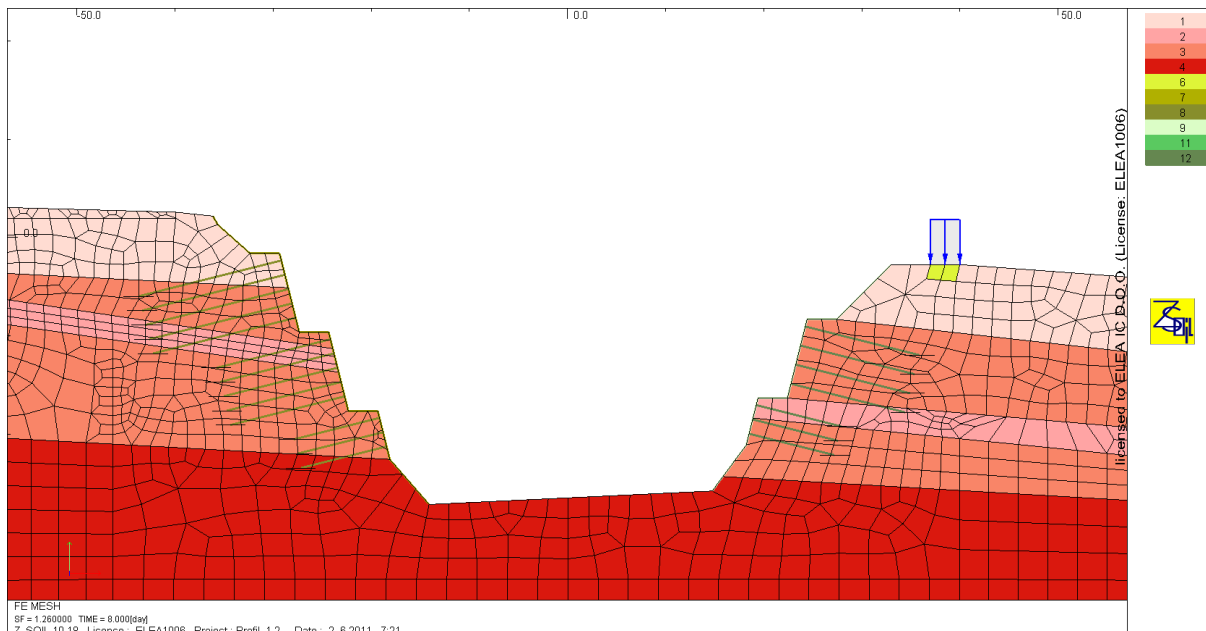
Element	Premer sidra [mm]	Premer krone [mm]	Dolžina [m]	Nosilnost [kN]	τ_u [kN/m ²]
Pasivno sidro	$\varnothing = 32$	$\varnothing = 75$	$L = 15; 12; 9$	$R_{t,k} = 160$	200

5.4.2.2 Faze izgradnje in faze računa

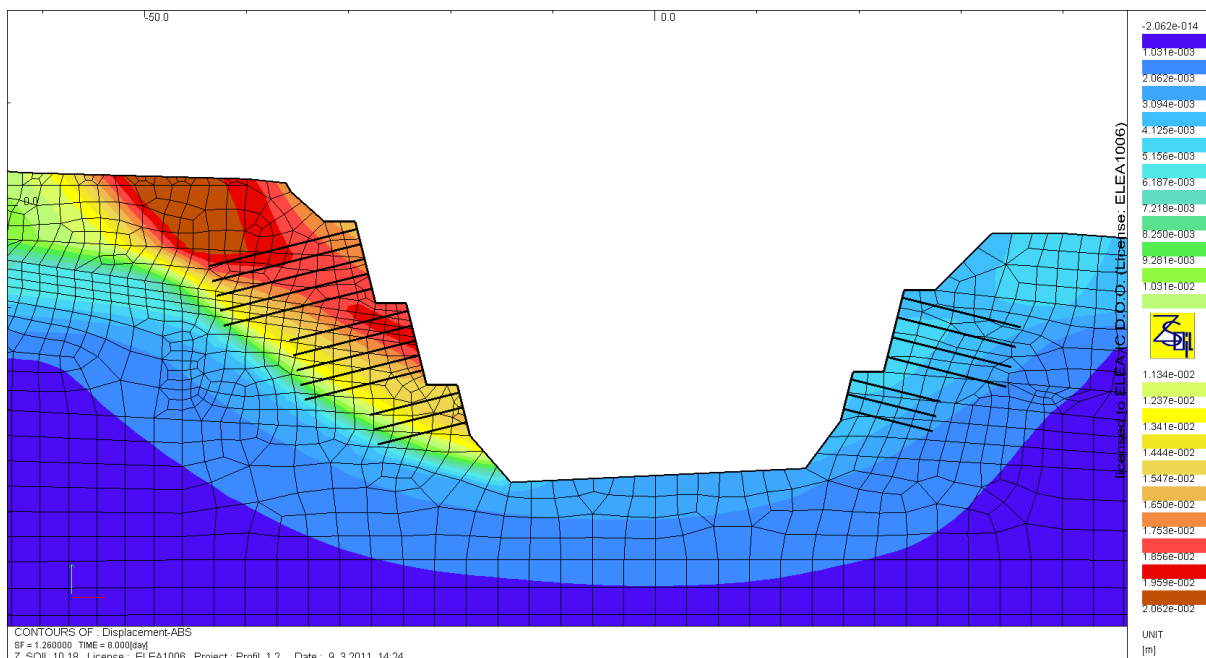
- obstoječe stanje: določitev primarnih napetosti v zemljini,
- začetna varnost: določitev začetne varnosti, ki mora biti $\gamma_R = 1,00$,
- izkop: izkop vkopa do kote 15,6 m (merjeno od kote nivelete) v naklonu 4:1,
- vgradnja podpornih ukrepov: vgradnja pasivnih sider in zaščita brežin z brizganim betonom,
- izkop: Izkop vkopa do kote 7,6 m v naklonu 4:1,
- vgradnja podpornih ukrepov: vgradnja pasivnih sider in zaščita brežin z brizganim betonom.
- izkop: izkop vkopa do kote -1,3 m,

- vgradnja podpornih ukrepov: vgradnja pasivnih sider in zaščita brežin z brizganim betonom,
- končna varnost: določitev končnega faktorja varnosti, ki mora znašati vsaj $\gamma_R = 1,25$.

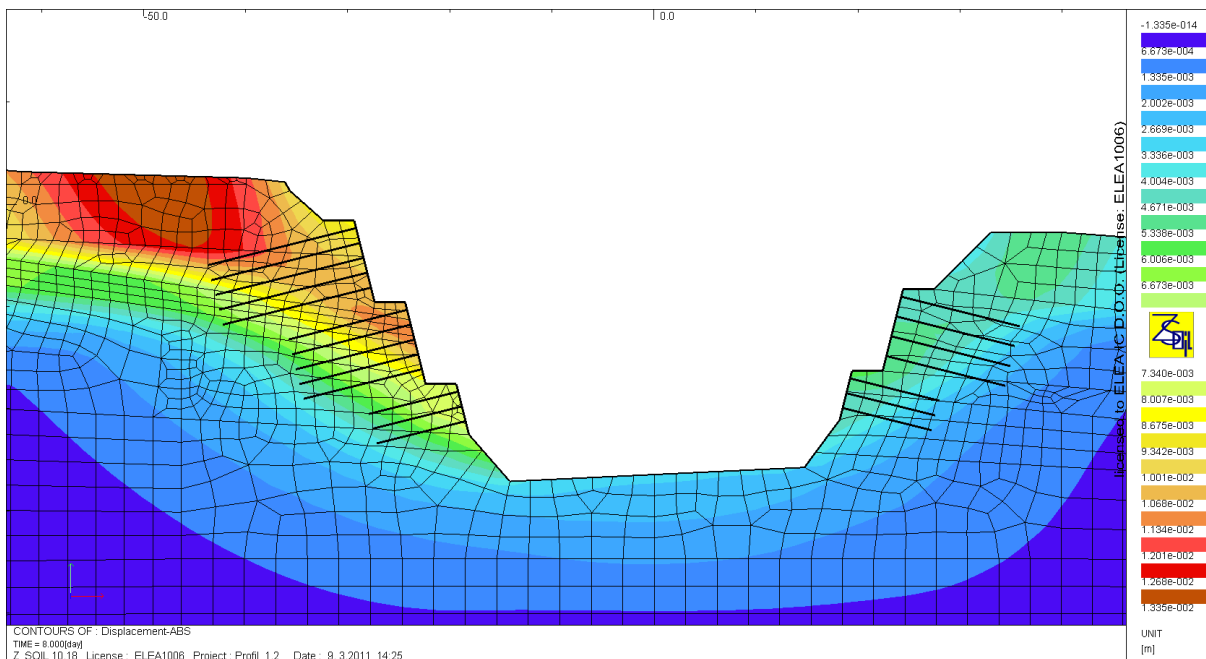
5.4.2.3 Rezultati izračuna (Prerez 1-1)



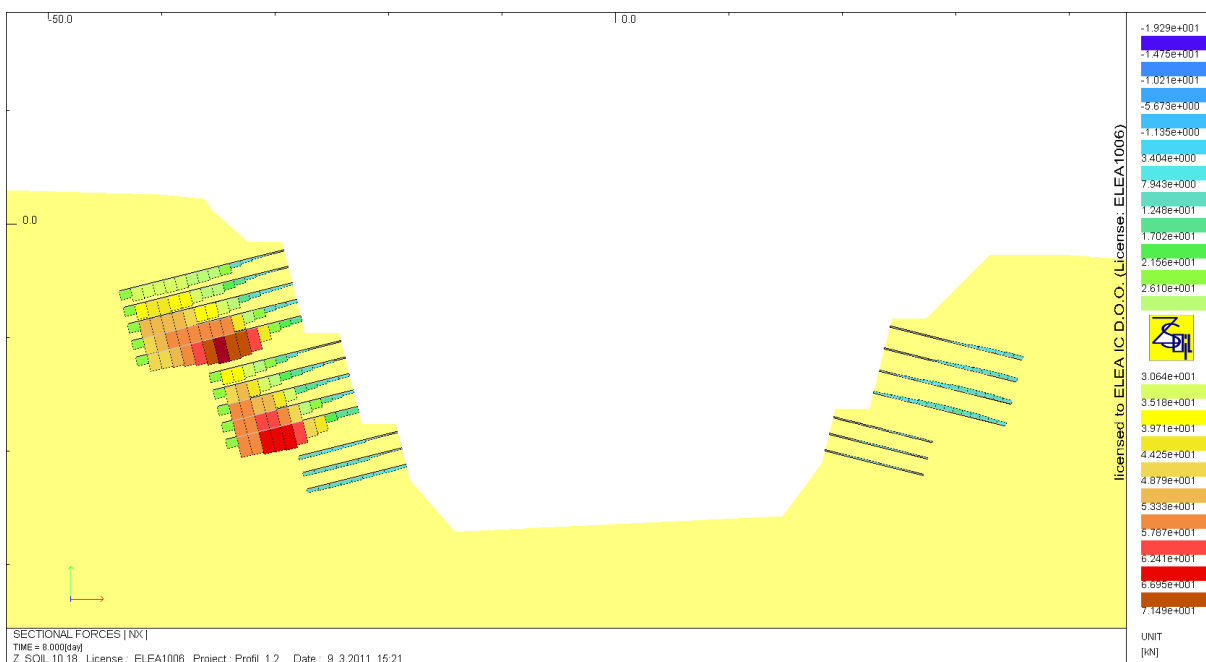
Slika 54: Računski model Prereza 1-1



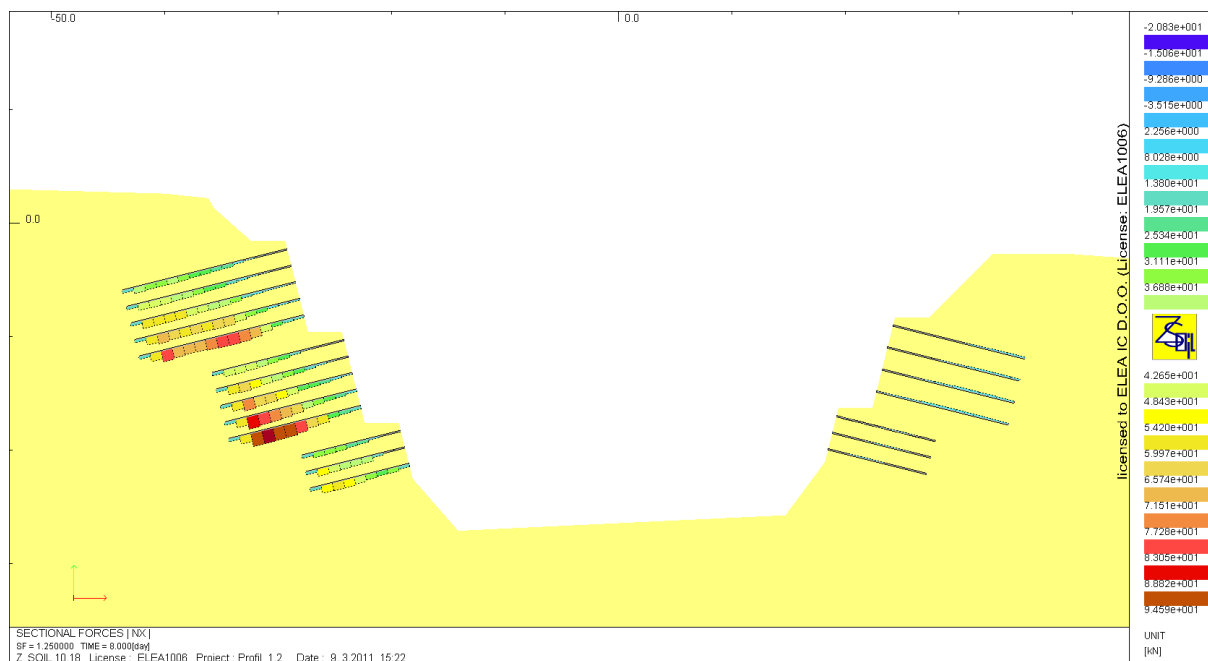
Slika 55: Porušni mehanizem pri varnosti $\gamma_R = 1,26$



Slika 56: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 1,0$ $u_{max} = 1,34$ cm



Slika 57: Osnova sila v pasivnih sidrih ($\gamma_R = 1,0$) $P_{1,max} = 71,5$ kN



Slika 58: Osna sila v pasivnih sidrih ($\gamma_R = 1,25$) $P_{max} = 94,6$ kN

V preglednici 10 je podana računsko vrednost maksimalne osne sile v pasivnem sidru.

Preglednica 10: Rezultati izračuna po metodi končnih elementov (MSN)

Izračun	Kombinacija 1			Kombinacija 2 (c - φ redukcija)		
	Karakt. vrednost	Faktor	Projektna vrednost	Računska vrednost	Faktor	Projektna vrednost
Sidrna sila (pasivno sidro) P_2 [kN]	71,49	1,35	96,51	94,59	1,0	94,59

5.4.2.4 Kontrola nosilnosti sider

Osnovna zahteva pri projektiranju za mejno stanje nosilnosti je podana z enačbo:

$$P_d \leq R_{a,d}$$

$R_{a,d}$... projektna vrednost odpora sidra na izvlek

P_d ... projektna obremenitev sidra

a) Projektna vrednost odpora sidra na izvlek se določi po enačbi:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_a}$$

γ_a ... delni faktor, ki upošteva neugodne odklone odpora sidra na izvlek

Za prvi projektni pristop (PP1) je vrednost $\gamma_a = 1,1$.

Karakteristično vrednost $R_{a,k}$ določimo z najmanj tremi ustreznostnimi preizkusi na terenu v skladu s standardom EN 1537:1999.

b) Projektna vrednost notranje nosilnosti sidra mora izpolnjevati naslednji pogoj:

$$R_{a,d} \leq R_{t,d}$$

$$R_{1,d} \leq \frac{R_{t,k}}{\gamma_a}$$

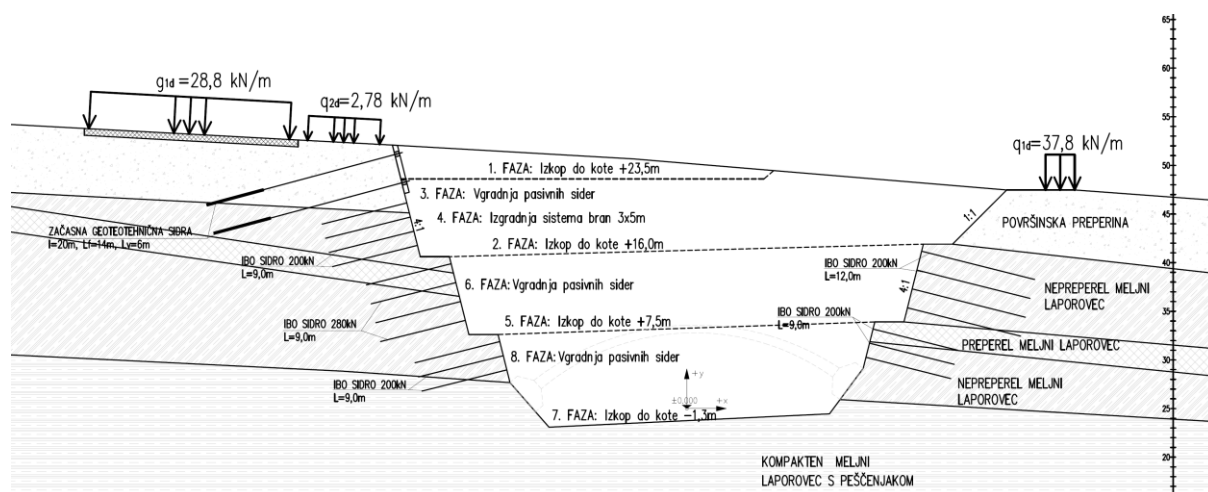
$R_{t,d}$... nosilnost materiala sidra, podana v tehnični specifikaciji proizvajalca

Izberem IBO sidro R32L natezne nosilnosti $R_{t,k} = 160$ kN.

$$P_{1,d} = 96,51 \leq \frac{160 \text{ kN}}{1,1} = 145,45 \text{ kN}$$

5.4.3 Prerez 2-2

Prerez 2-2 je iz geološkega vidika identičen s Prerezom 1-1. Razlikuje se v obtežbi in geometriji izkopa. V bližini se nahaja stanovanjski objekt, ki ga je potrebno še dodatno varovati. Da smo dosegli zadostno varnost, smo varovanje vkopa načrtovali kot branasto konstrukcijo, ki je sidrana z geotehničnimi prednapetimi sidri.



Slika 59: Računska shema Prereza 2-2

5.4.3.1 Karakteristike podpornih elementov

Poleg karakteristik zemljin, ki smo jih podali v poglavju 5.3, smo v modelu upoštevali podporne elemente z naslednjimi karakteristikami.

Preglednica 11: Karakteristike podpornih ukrepov

Element	γ [kN/m ³]	Raster [m]	Geometrija	E [MPa]	Št. elementa
Brizgani beton	25,00	1,00	0,1 / 1,0 m	10000	6
Pasivno sidro (levo)	-	2,50	$\varnothing = 32$ mm	210000	7
Pasivno sidro (desno)	-	3,00	$\varnothing = 32$ mm	210000	8
Prednapeto sidro	-	5,00	$\varnothing = 75$ mm	210000	9
AB greda	25,00	5,00	0,5 / 0,5 m	30000	10

Preglednica 12: Karakteristike pasivnega sidra

Element	Premer sidra [mm]	Premer krone [mm]	Dolžina [m]	Nosilnost [kN]	τ_u [kN/m ²]
Pasivno sidro	$\emptyset = 32$	$\emptyset = 75$	$L = 9; 6$	$R_{t,k} = 160$	200

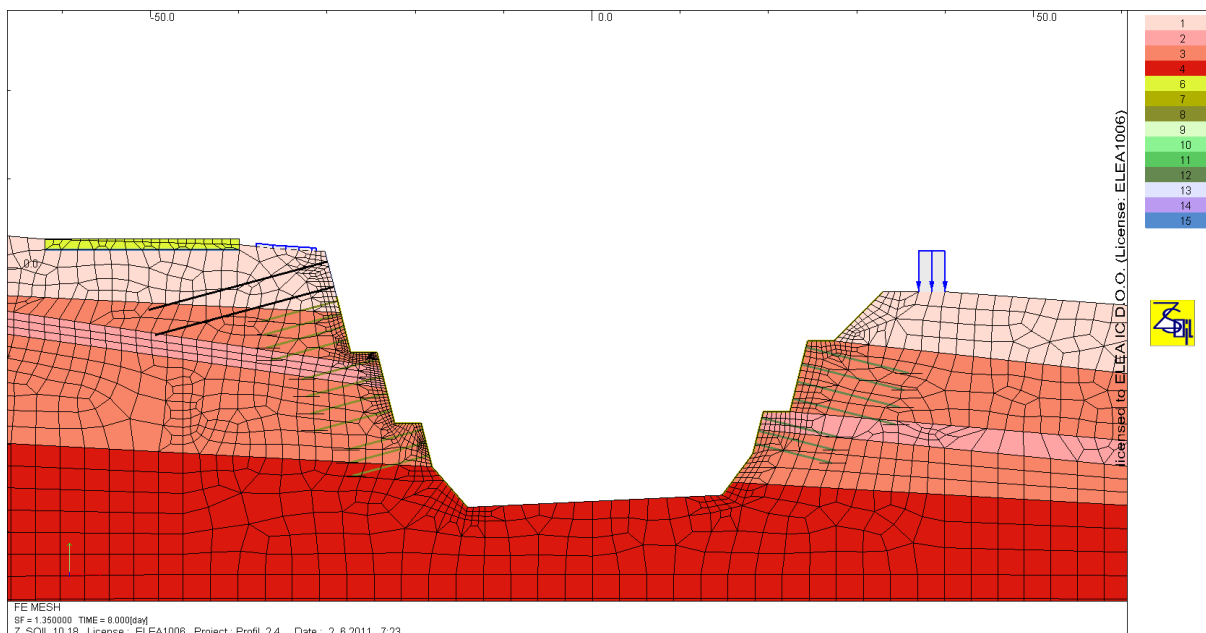
Preglednica 13: Karakteristike prednapetega sidra

Element	Površina premen	Premer veznega dela	Dolžina: prosti / vezni del	Sila prednapetja [kN]	Nosilnost [kN]	τ_u [kN/m ²]
Prednapeto sidro (4 pramen)	600 mm ²	$\emptyset = 150$ mm	14,0 / 6,0 m	600	$R_{t,k} = 743$	300

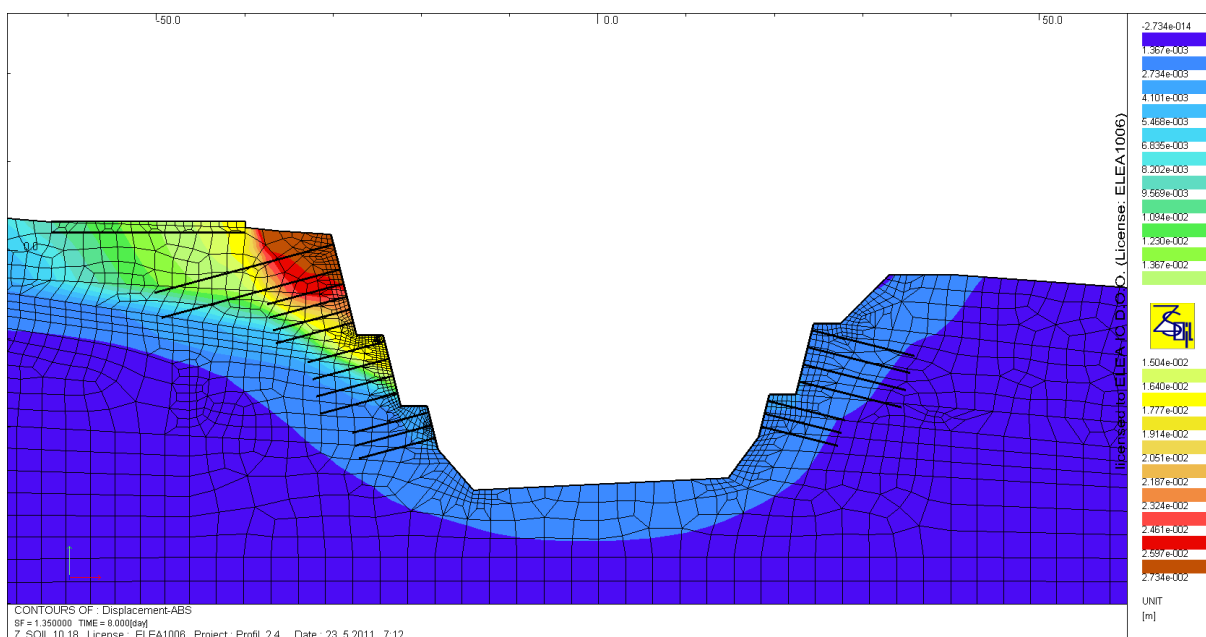
5.4.3.2 Faze izgradnje in faze računa

- obstoječe stanje: določitev primarnih napetosti v zemljini,
- začetna varnost: določitev začetne varnosti, ki mora biti $\gamma_R = 1,00$,
- izkop: izkop vkopa do kote 15,6 m (merjeno od kote nivelete) v naklonu 4:1,
- vgradnja podpornih ukrepov: vgradnja pasivnih in prednapetih sider ter zaščita brežin z brizganim betonom,
- izkop: izkop vkopa do kote 7,6 m v naklonu 4:1,
- vgradnja podpornih ukrepov: vgradnja pasivnih sider in zaščita brežin z brizganim betonom,
- izkop: izkop vkopa do kote -1,3 m,
- vgradnja podpornih ukrepov: vgradnja pasivnih sider in zaščita brežin z brizganim betonom,
- končna varnost: določitev končnega faktorja varnosti, ki mora znašati vsaj $\gamma_R = 1,25$.

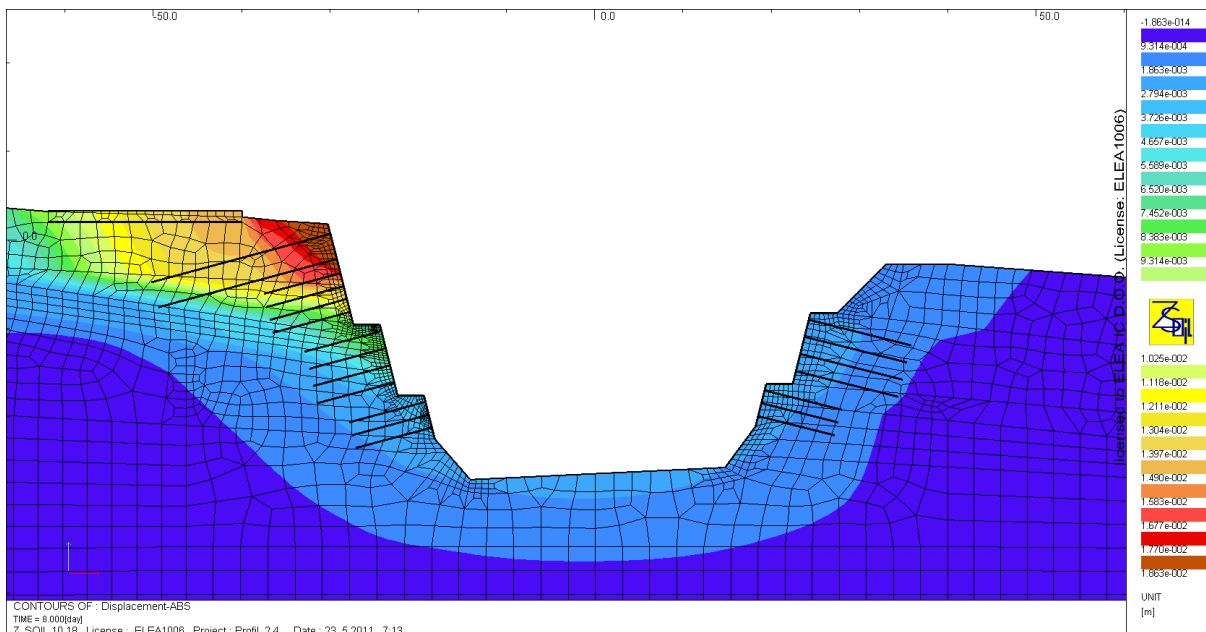
5.4.3.3 Rezultati izračuna (Prerez 2-2)



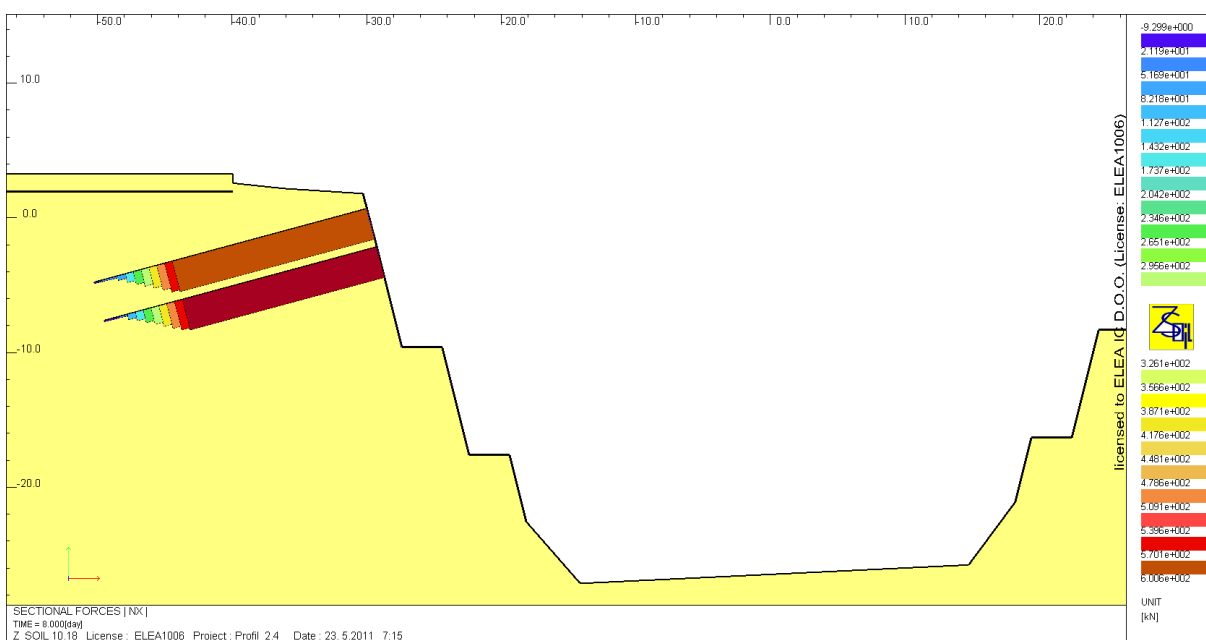
Slika 60: Računski model Prereza 2-2



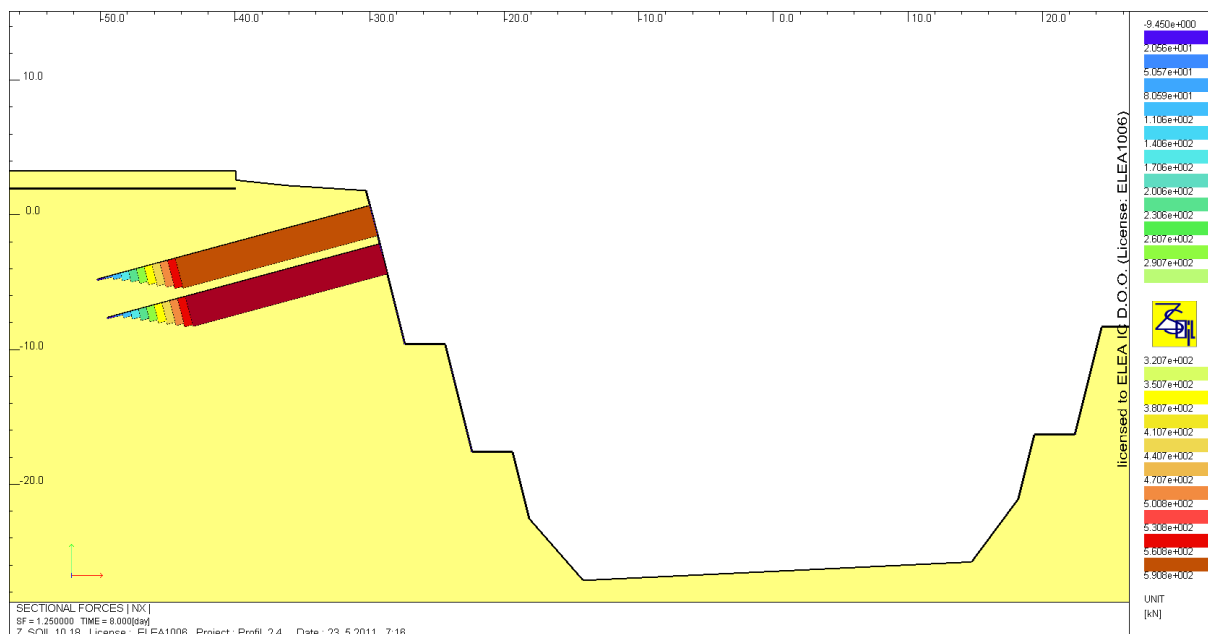
Slika 61: Porušni mehanizem pri varnosti $\gamma_R = 1,35$ $u_{max} = 2,7$ cm



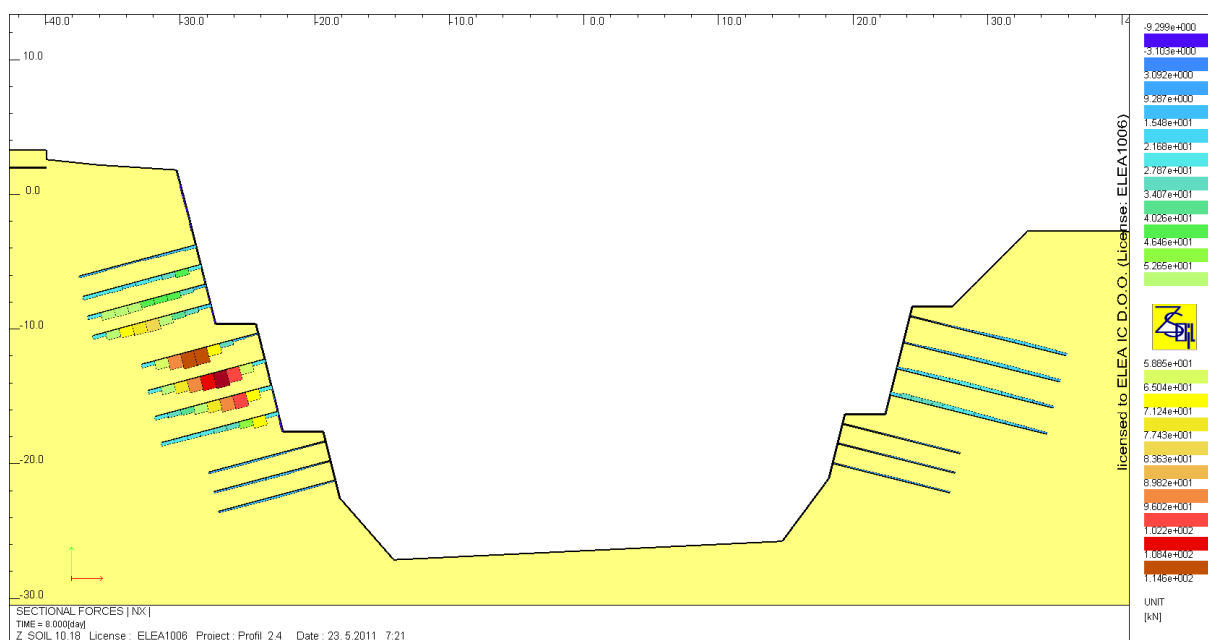
Slika 62: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 1,0$ $u_{max} = 1,9$ cm



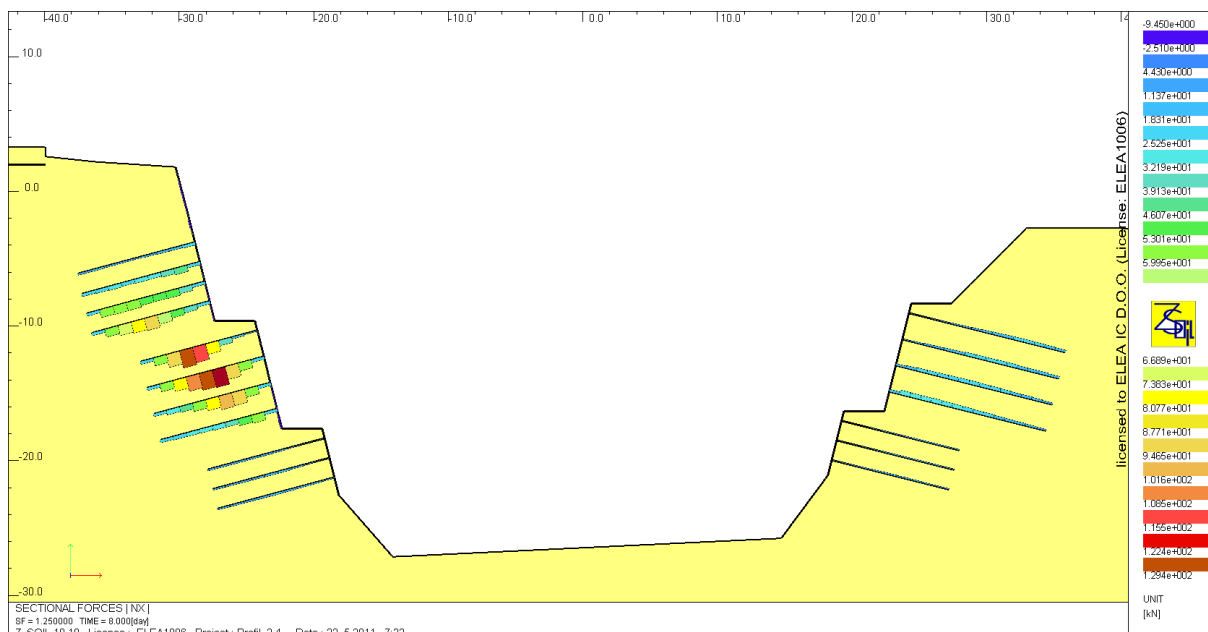
Slika 63: Osnova sila v geotehničnem prednapetim sidru ($\gamma_R = 1,0$) $P_{3,max} = 601$ kN



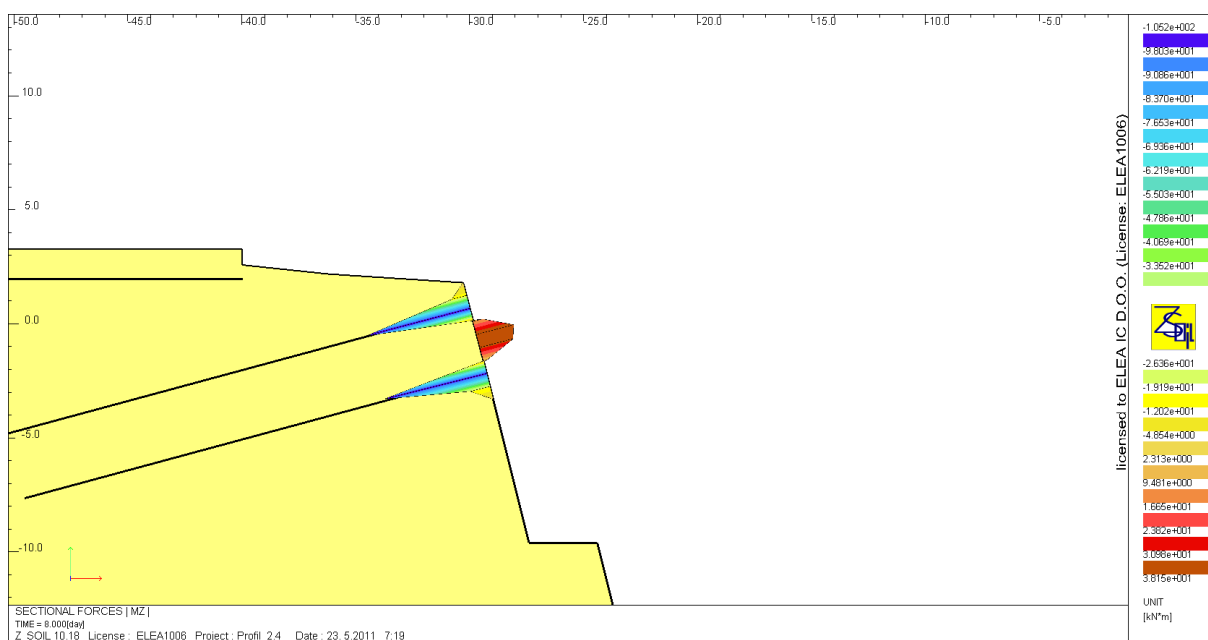
Slika 64: Osnova sila v geotehničnem prednapetim sidru ($\gamma_R = 1,25$) $P_{1,max} = 591$ kN



Slika 65: Osnova sila v pasivnih sidrih ($\gamma_R = 1,0$) $P_{2,max} = 115$ kN



Slika 66: Osnna sila v pasivnih sidrih ($\gamma_R = 1,25$) $P_{2,max} = 129 \text{ kN}$



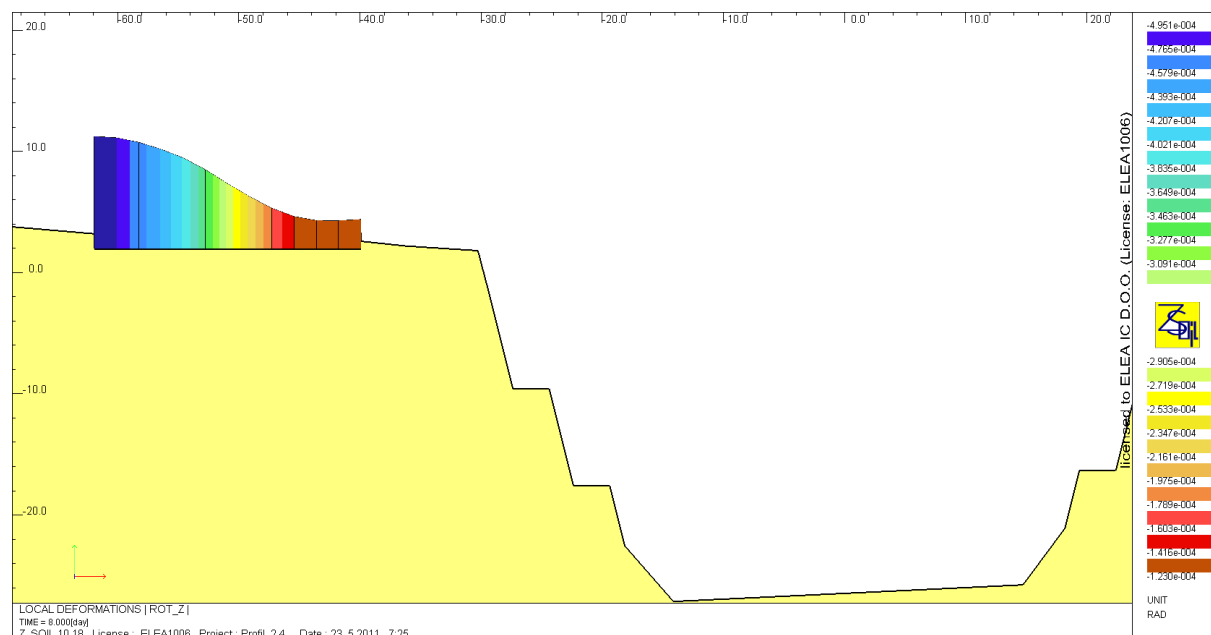
Slika 67: Notranji moment v AB povezovalni brani ($\gamma_R = 1,0$) $M_{max} = 90,9 \text{ kNm}$

V preglednici 14 so podane računske vrednosti maksimalnih momentov in prečnih sil v gredi ter maksimalna osna sila v geotehničnem in pasivnem sidru.

Preglednica 14: Rezultati izračuna po metodi končnih elementov (MSN)

Izračun	Kombinacija 1			Kombinacija 2 (c - φ redukcija)		
	Karakt. vrednost	Faktor	Projektna vrednost	Računska vrednost	Faktor	Projektna vrednost
Sidrna sila (pasivno sidro) P_2 [kN]	114,6	1,35	154,7	129,4	1,0	129,4
Sidrna sila (prednapeto sidro) P_3 [kN]	600,6	1,35	810,8	590,8	1,0	590,8
Maksimalni moment M_{max} [kNm]	90,9	1,35	122,7	95,0	1,0	95,0
Maksimalna prečna sila Q_{max} [kN]	129,1	1,35	174,3	134,1	1,0	134,1

V bližini globokega vkopa se nahaja stanovanjski objekt, pri katerem smo kontrolirali zasuk temeljev (MSU). Pri vrednosti delnih faktorjev $\gamma = 1$ smo določili relativni zasuk temeljev β , ki mora biti manjši 1/1000.



Slika 68: Relativni zasuk temelja stanovanjskega objekta ($\gamma_R = 1,0$)

$$\beta_{,max} = 0,0005 \text{ Rad}$$

Kontrola zasuk temeljev obstoječega objekta:

$$\beta = 0,0005 \leq 0,001$$

5.4.3.4 Kontrola nosilnosti sider

Osnovna zahteva pri projektiranju za mejno stanje nosilnosti je podana z enačbo:

$$P_d \leq R_{a,d}$$

$R_{a,d}$...projektna vrednost odpora sidra na izvlek

P_d ...projektna obremenitev sidra

a) Projektna vrednost odpora sidra na izvlek se določi po enačbi:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_a}$$

γ_a ...delni faktor, ki upošteva neugodne odklone odpora sidra na izvlek

Za prvi projektni pristop (PP1) je vrednost $\gamma_a = 1,1$.

Karakteristično vrednost $R_{a,k}$ določimo z najmanj tremi ustreznostnimi preizkusi na terenu v skladu s standardom EN 1537:1999.

b) Projektna vrednost notranje nosilnosti sidra mora izpolnjevati naslednji pogoj:

$$R_{a,d} \leq R_{t,d}$$

$$R_{1,d} \leq \frac{R_{t,k}}{\gamma_a}$$

$R_{t,d}$...nosilnost materiala sidra podana v tehnični specifikaciji proizvajalca

Izberem pasivno IBO sidro R32N natezne nosilnosti $R_{t,k} = 280$ kN.

$$P_{2,d} = 154,7 \text{ kN} \leq \frac{280 \text{ kN}}{1,1} = 254,5 \text{ kN}$$

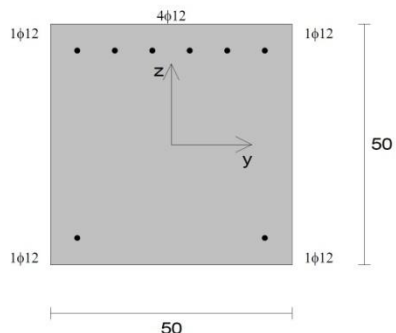
Izberem začasno prednapeto geotehnično sidro 4T15S (4 vrvno) $R_{t,k} = 743$ kN.

$$P_{3,d} = 600,6 \text{ kN} \leq \frac{743 \text{ kN}}{1,1} = 675,5 \text{ kN}$$

5.4.3.5 Kontrola nosilnosti armirano betonske brane (grede)

C 25/30
 f_j 500 MPa
 σ

Arm. od roba 5.0 cm
 $\mu = 0.36\%$

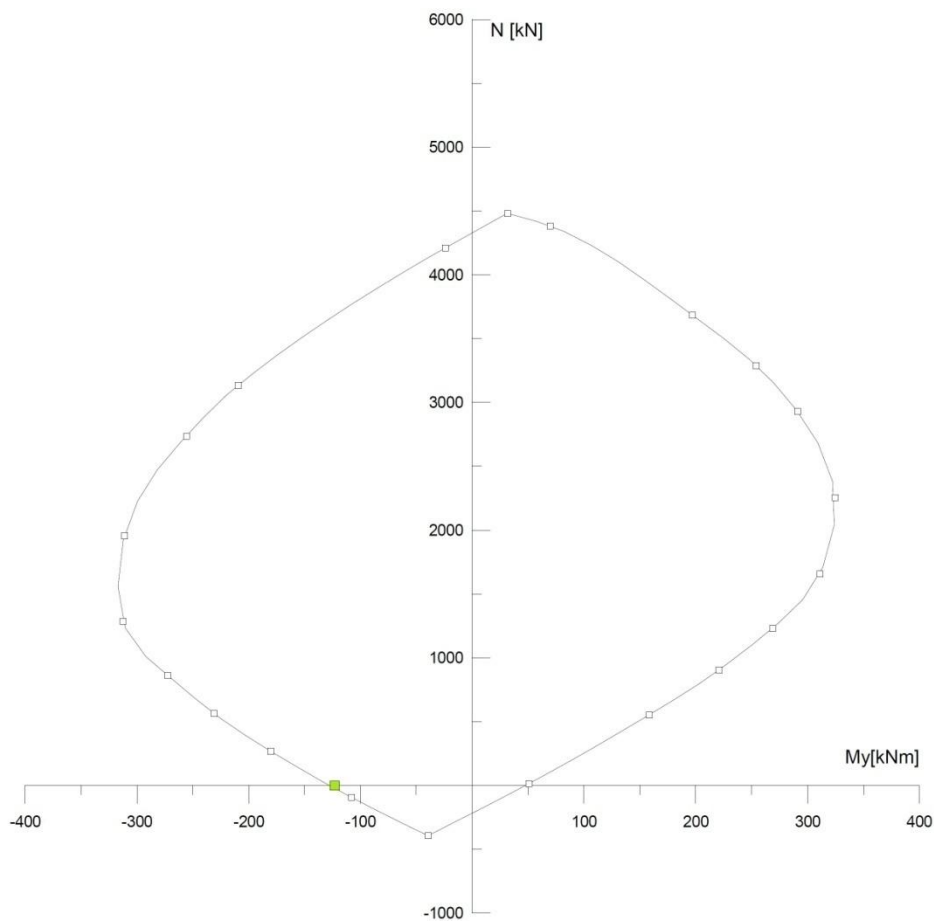


Oznake diagramov Eurocode

Projektno stanje	α	Znak
Osnovno	0.85	○
Osnovno ali potres	1.00	□
Nezgodno	1.00	△

Materialni faktorji

Projektno stanje	Beton	Jeklo
Osnovno	1.50	1.15
Nezgodno	1.30	1.00

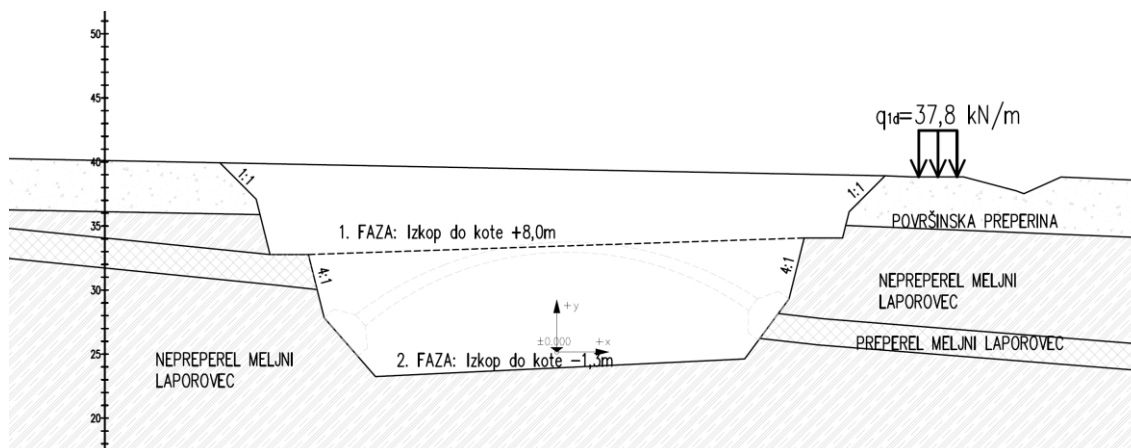


Osnovno projektno stanje ali potres po EC (alfa = 1.00)

Vpliv	N	My	Mz	Faktor	
	[kN]	[kNm]	[kNm]	obt	komb
Stalna		-123		1.00	
Vsota		-123			

5.4.4 Prerez 3-3

Kontrolo stabilnosti vkopa smo izvedli tudi v prečnem profilu 147. Na tem mestu je višinska razlika med koto nivelete in terena 14 metrov. Na spodnji sliki je prikazan računski model z upoštevanimi materiali in obtežbo.



Slika 69: Računska shema Prereza 3-3

5.4.4.1 Karakteristike podpornih elementov

Višina vkopa je v Prerezu 3-3 precej nižja kot v prejšnjih prerezih, zato v tem profilu ni bilo potrebno vgraditi dodatnih podpornih ukrepov. Uporabi se le brizgani beton za zaščito brežine pred preperevanjem.

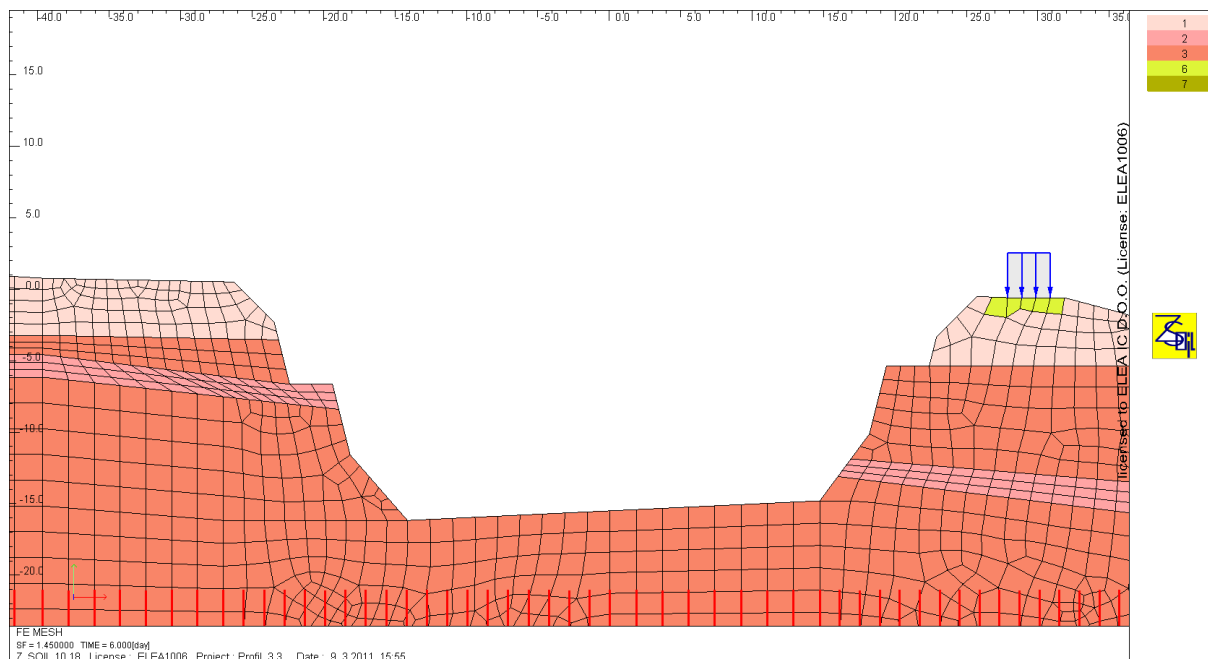
Preglednica 15: Karakteristike podpornih ukrepov

Element	γ [kN/m ³]	Raster [m]	Geometrija	E [MPa]	Št. elementa
Brizgani beton	25,00	1,00	0,1 / 1,00 m	10000	6

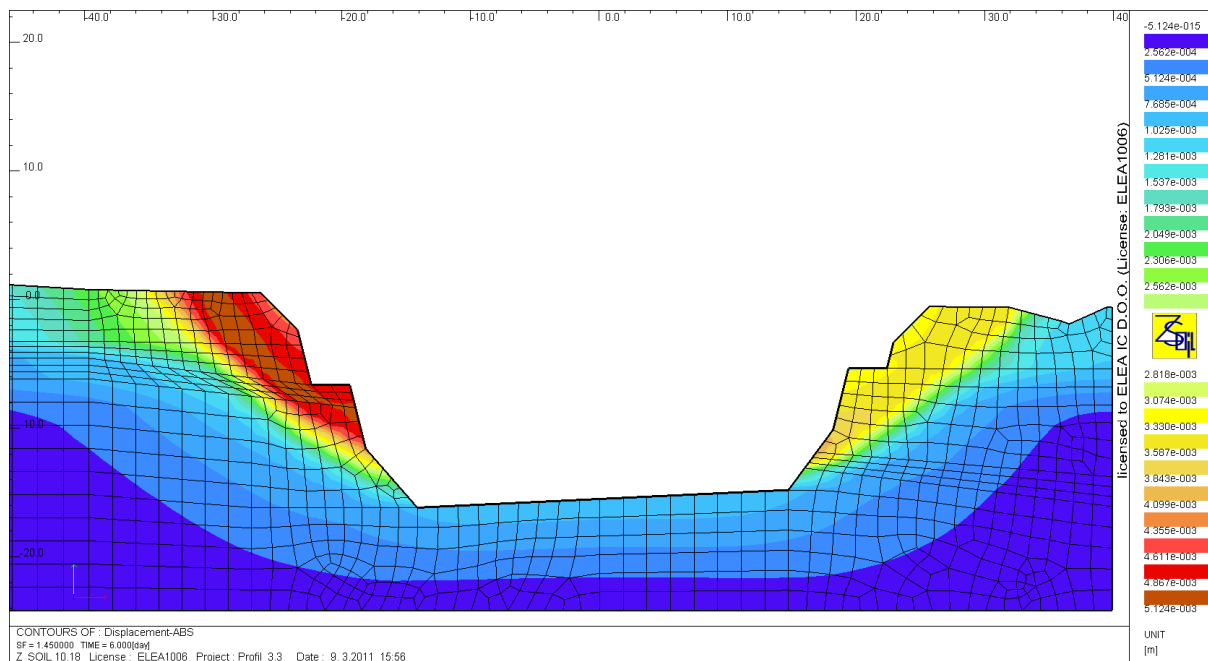
5.4.4.2 Faze izgradnje in faze računa

- obstoječe stanje: določitev primarnih napetosti v zemljini,
- začetna varnost: določitev začetne varnosti, ki mora biti $\gamma_R = 1,00$,
- izkop: izkop vkopa do kote 5,8 m (merjeno od kote nivelete) v naklonu 4:1,
- vgradnja podpornih ukrepov: zaščita brežin z brizganim betonom,
- izkop: izkop vkopa do končne kote -1,3 m,
- končna varnost: določitev končnega faktorja varnosti, ki mora znašati vsaj $\gamma_R = 1,25$.

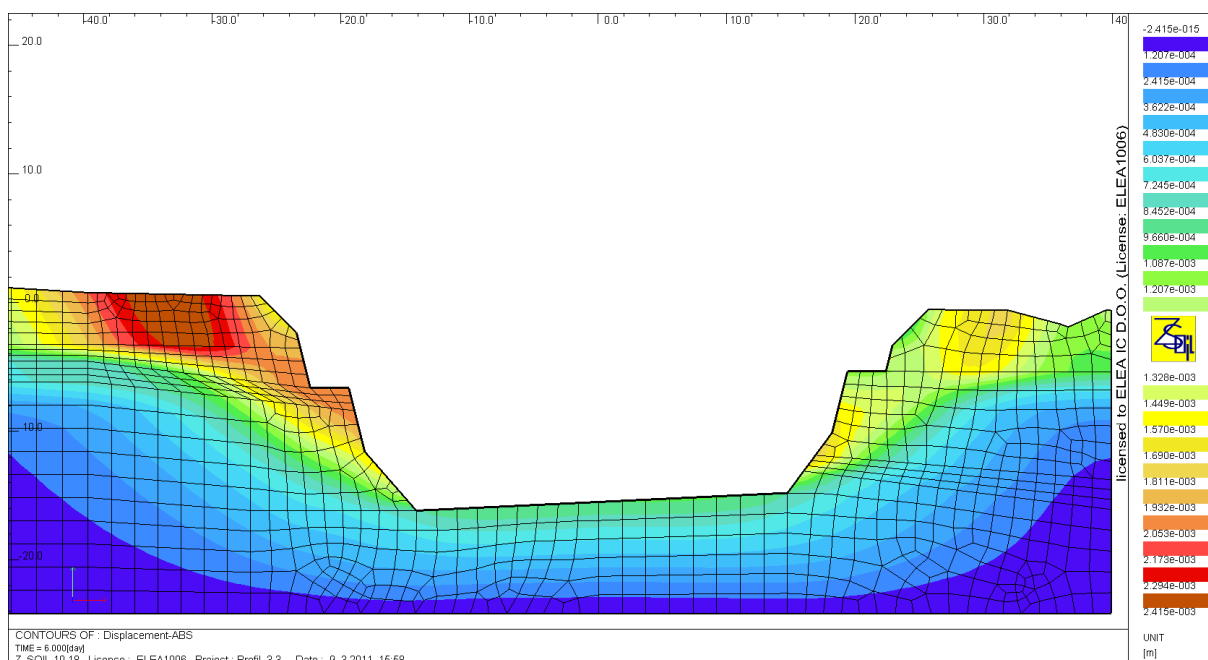
5.4.4.3 Rezultati izračuna (Prerez 3-3)



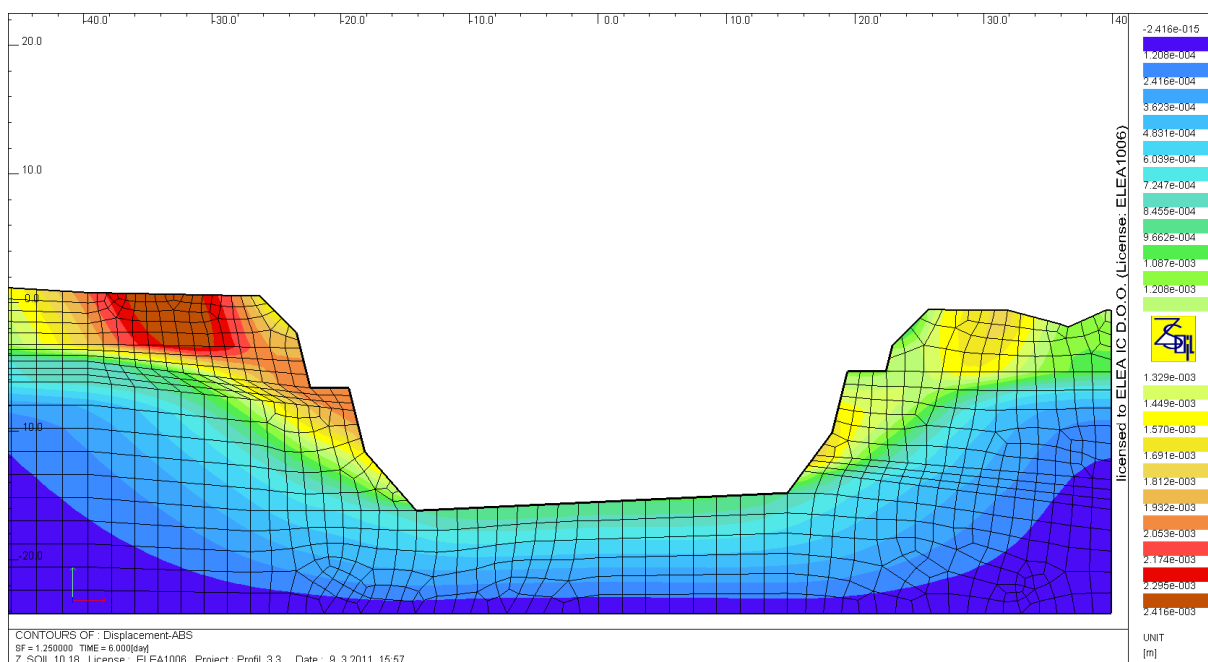
Slika 70: Računski model Prereza 3-3



Slika 71: Porušni mehanizem pri varnosti $\gamma_R = 1,45$



Slika 72: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 1,0$ $u_{max} = 0,24$ cm



Slika 73: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 1,25$ $u_{max} = 0,24$ cm

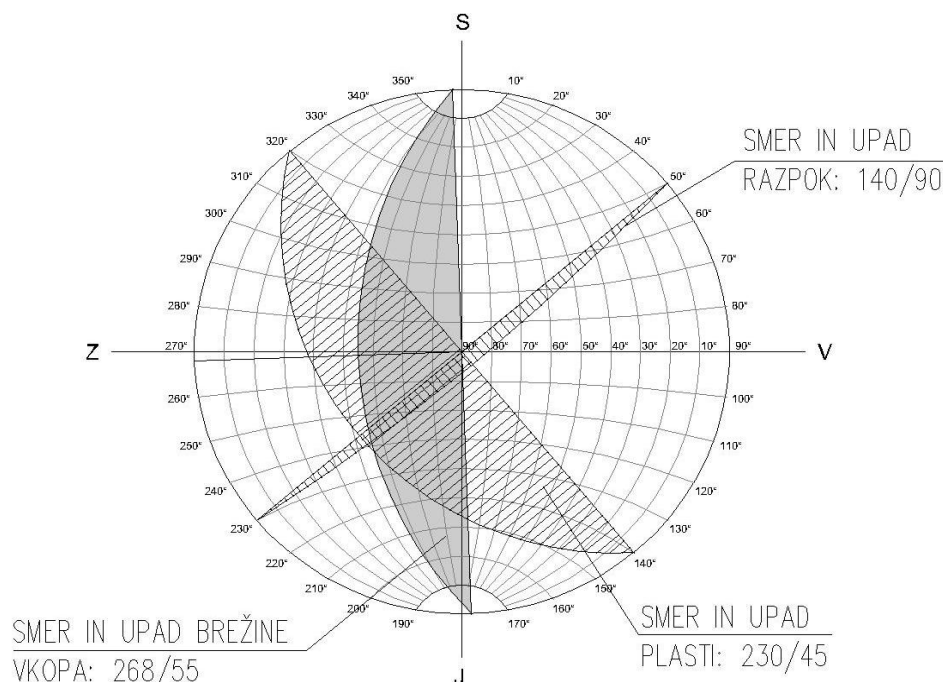
5.4.5 Strukturna analiza stabilnosti

Iz terenskih preiskav, ki smo jih podali v poglavju 4.2.2, smo določili upade in smeri diskontinuitet. Na tem odseku se struktura tal hitro spreminja, zato bo potrebno narediti

strukturne analize tudi med samim izkopom vkopa iz popisa brežin. Vseeno smo naredili analizo zdrsa klina, ki je povsem verjeten iz popisa brežine izdanka IZD-1.

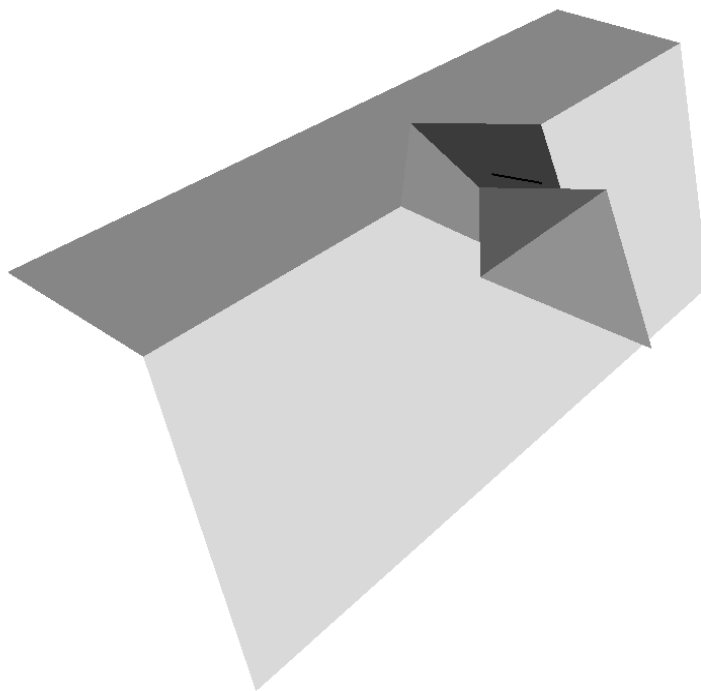
5.4.5.1 Geometrija kamninske mase - klina

Da si lažje predstavljamo smeri in upade vseh diskontinuitet ter njihov vpliv na brežino, jih prikažemo v Schmidtovi projekciji.



Slika 74: Smeri in upadi diskontinuitet prikazane v Schmitovi projekciji

Ker je brežina vkopa prekinjena z vmesnimi bermami, je geometrija klina omejena na višino terase ter širino berme. Geometrija klina, ki ga definirata sistema diskontinuitet in brežina vkopa, je prikazana na spodnji sliki.



Slika 75: Geometrija klina na brežini vkopa

5.4.5.2 Karakteristike diskontinuitet

V modelu je upoštevana strižna trdnost vzdolž dveh po lastnosti in velikosti različnih ploskev. Prva predpostavljena drsna ploskev poteka vzdolž plastovitosti fliša, njena smer in upad sta 230/45. Strižna parametra, ki opišeta trdnost vzdolž njene drsine, sta:

- kohezija $c = 0$,
- strižni kot $\varphi = 25^\circ$.

Druga predpostavljena drsna ploskev poteka vzdolž razpok. Smer in upad razpok je 140/90. Za drsno ploskev vzdolž razpok v izračunu upoštevamo naslednja strižna parametra:

- kohezija $c = 5\text{kPa}$,
- strižni kot $\varphi = 35^\circ$.

5.4.5.3 Izračun in ugotovitve

Kontrolo stabilnosti klina smo izvedli s programom Swedge. Poleg lastne teže bloka smo v razpoki upoštevali obtežbo viseče vode. Da dosežemo zadostno varnost ($\gamma_R = 1,25$), je potrebno klin sidrati v zaledno hribino s silo $F_d = 310\text{ kN}$. Silo prevzamemo s pasivnimi sidri v sistemskem rastru $2 \times 2\text{ m}$, kar znese: 1 sidro na 4 m^2 površine.

Sila, ki jo prevzame eno sidro, P_{4d} :

$$P_{4,d} = \frac{F_d}{n} = \frac{310 \text{ kN}}{4} = 77,5 \text{ kN}$$

n ... število sider, ki prevzame obremenitev

Pasivno sidro je potrebno sidrati z zadostno dolžino v zaledno hribino. Potrebna dolžina veznega dela pasivnega sidra l_v izračunamo:

$$l_v \geq \frac{P_{4,d} \cdot \gamma_a}{\emptyset \cdot \pi \cdot \tau_u} = \frac{77,5 \text{ kN} \cdot 1,1}{76 \text{ mm} \cdot \pi \cdot 200 \text{ kPa}} = 1,8 \text{ m}$$

γ_a ... delni faktor, ki upošteva neugodne odklone odpora sidra na izvlek

\emptyset ... premer vrtalne krone pasivnega sidra

τ_u ... strižna trdnost med malto in zaledno hribino

Skupna dolžina pasivnega sidra l_i :

$$l_i \geq l_p + l_v = 2 \text{ m} + 1,8 \text{ m} = 3,8 \text{ m}$$

l_v ... dolžina veznega dela sidra

l_p ... dolžina prostega dela sidra

Da dosežemo zadostno varnost proti zdrsni klina, je potrebno vgraditi pasivna sidra IBO-R32L natezne nosilnosti $R_{t,k} = 160 \text{ kN}$, skupne dolžine $l_i = 4 \text{ m}$.

5.5 Dimenzioniranje nosilne konstrukcije

Nosilno konstrukcijo pokritega vkopa smo preverili v Prerezu 1-1, kjer je zasip konstrukcije z zemljino najvišji in v Prerezu 3-3, kjer jo preči lokalna cesta. Upoštevali smo vplive, ki so podani v Evrokod standardih.

5.5.1 Vplivi na nosilno konstrukcijo

5.5.1.1 Lastna teža (g_k)

V modelu je upoštevana lastna teža betonske ločne konstrukcije, ki je definirana s prostorninsko težo betona in geometrijo.

5.5.1.2 Obtežba zemljine

Na ločno konstrukcijo deluje v horizontalni in vertikalni smeri zemeljski pritisk zasipa.

a) Vertikalni pritisk $q_{3,v}$

$$q_{3,v} = h \cdot \gamma_z$$

γ_z ... prostorninska teža zasipa iz zemljine

h ... višina zasipa

b) Horizontalni pritisk $q_{4,h}$, (mirni zemeljski pritisk)

$$q_{4,h} = h \cdot \gamma_z \cdot K_0$$

$$K_0 = 1 - \sin\varphi_z$$

K_0 ... koeficient mirnega zemeljskega pritiska

φ_z ... strižni kot zasipnega klina ($\varphi_z = 35^\circ$)

5.5.1.3 Krčenje betona ($q_{a,t}$)

Celotno krčenje betona sestoji iz dveh delov:

- zaradi sušenja (ε_{cd}),
- avtogenega krčenja (ε_{ca}).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Za lažje operiranje s računskim modelom, smo krčenje upoštevali kot temperaturno spremembo:

$$\Delta t = \frac{\varepsilon_{cs}}{\alpha_t} = \frac{-0,00343\%}{1,2 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{C}}} = -28,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

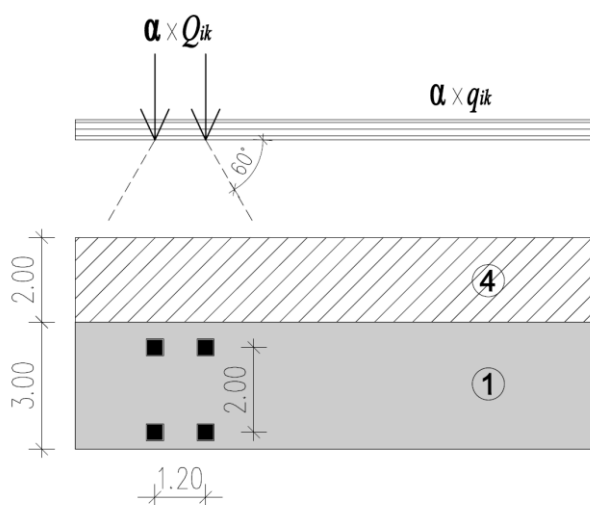
α_t ... temperaturni koeficient linearnega raztezka betona

5.5.1.4 Prometna obtežba

V Prerezu 2-2 smo obok obremenili s prometno obtežbo v skladu s standardom EC1 (SIST EN 1991-2: 2004, str. 35-38). Upoštevali smo en prometni pas širine 3 m in preostali pas. Obremenitev smo izračunali tako, da smo točkovno obtežbo (TS) spremenili v porazdeljeno, ter jo prišteli porazdeljeni obtežbi (UDL).

Preglednica 16: Obtežbeni model LM 1 - karakteristične vrednosti

Lega	Koncentrirana obtežba TS	Porazdeljena obtežba UDL
	Osna obtežba Q_{ik} [kN]	q_{ik} ali q_{rk} [kN/m ²]
Pas 1	300	9
Preostali del (q_{rk})	0	2,5



Slika 76: Obtežni model LM1 (SIST EN 1991-2: 2004, str. 37,38)

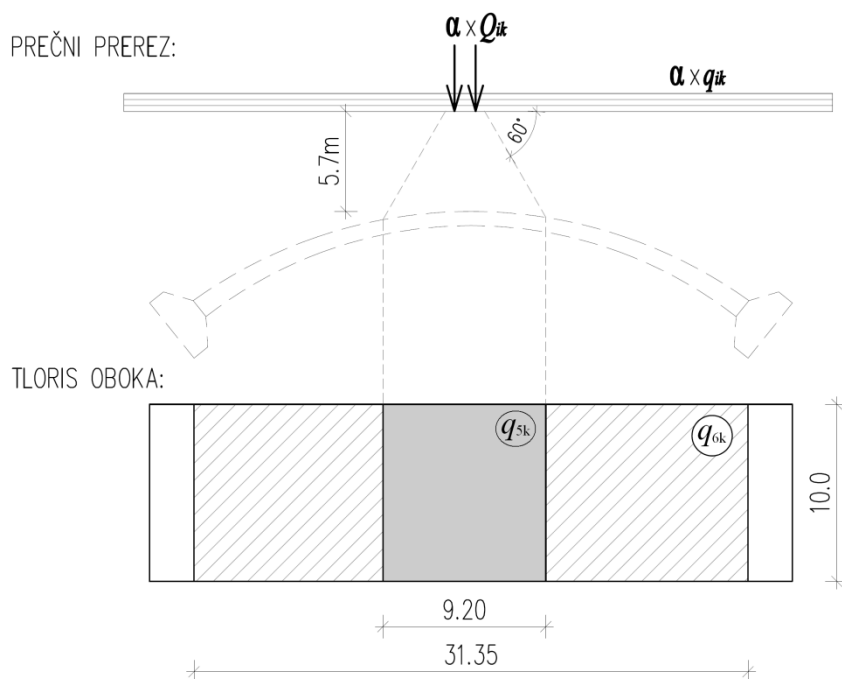
Za ceste, ki niso obremenjene z gostim prometom, lahko obtežbe, v skladu s standardom, zmanjšamo za faktor $\alpha = 0,8$:

$$Q_{Ik} = 300 \text{ kN} \cdot \alpha = 240 \text{ kN}$$

$$q_{Ik} = 9 \text{ kN/m}^2 \cdot \alpha = 7,2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot \alpha = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Ker se nosilna konstrukcija pokritega vkopa nahaja nekaj metrov pod prometnico, lahko vrednost obtežbe prometa upoštevamo z raznosom pod kotom 30° od vertikale (SIST EN 1991-2: 2004, str. 57):



Slika 77: Shematski prikaz distribucije prometne obremenitve na AB obok

$$q_{5k} = \frac{Q_{1k}}{(10 \text{ m} \cdot 9,2 \text{ m})} = 2,94 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{6k} = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Vpliv prometa na nosilno konstrukcijo je praktično zanemarljiv v primerjavi z vplivom zasipnega materiala.

5.5.1.5 Podajnost temeljnih tal

V računskem modelu smo upoštevali podajnost temeljnih tal kot Winklerjev polprostor, ki ga opišemo z modulom reakcije tal k . Po definiciji je modul reakcije tal enak količniku med obremenitvijo in posedkom tal.

$$k = \frac{\sigma_{tal} [\text{kN/m}^2]}{\rho_{tal} [\text{m}]}$$

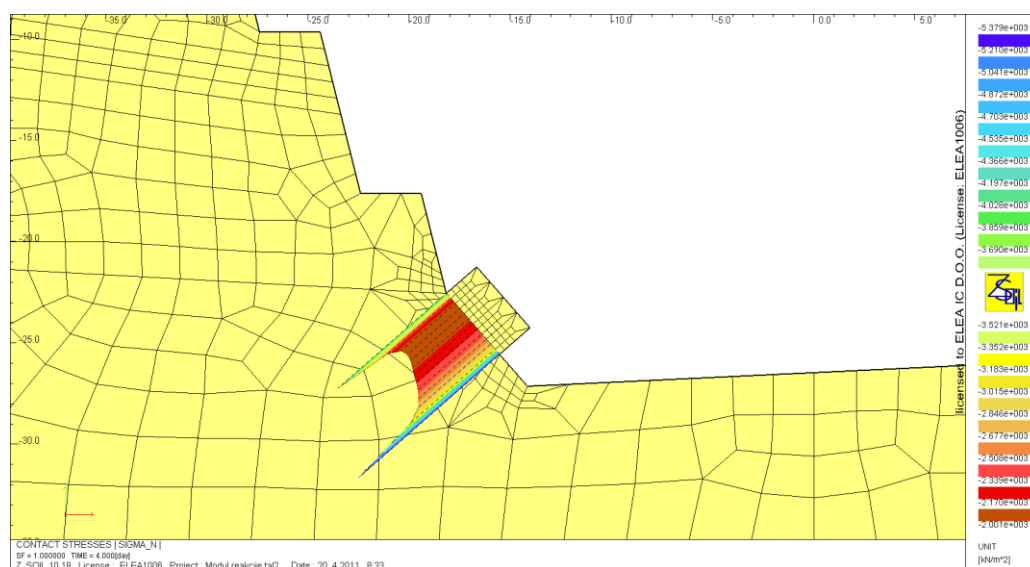
Modul reakcije tal smo določili tako, da smo modelirali obliko temeljev in ga obremenili s karakteristično stalno obtežbo. Na bremenski ploskvi smo tako odčitali napetosti in posedek temeljnih tal.

Posedek in napetost smo izračunali s programsko opremo Z_soil. Pri tem smo spremenili karakteristike temeljnih tal s pomočjo RocLab-a. Strižne vrednosti in elastični modul hribine smo spremenili, ker se Hoek in Brown strižni parametri odvisni od glavnih napetosti v zemljini. Glavna napetost ($\sigma_{3,max}$) pod obremenjenim temeljem je bistveno večja, kot v naravnem stanju v brežini. Prav tako smo znižali parameter D na vrednost 0, ker lahko z natančnim izkopom preprečimo poškodovanost v zaledju hribine (Miščević in Števanić, 2005).

Preglednica 17: Karakteristike temeljnih tal

Parametri	σ_c [MPa]	GSI -	m_i -	D -	E_i [MPa]	$\sigma_{3,max}$ [MPa]	φ [°]	c [kPa]	E [MPa]
Kompakten fliš	5,6	36	7	0	1200	1,2	25	175	1450

Izračun napetosti pod temeljem pri karakteristični obtežbi (MSU).



Slika 78: Napetosti pod temeljem, pri karakteristični obremenitvi

Vrednost modula reakcije tal znaša:

$$k = \frac{\sigma_{tal}}{\rho_{tal}} = \frac{2550 \text{ kN/m}^2}{0,0124 \text{ m}} =$$

$$k = 205000 \text{ kN/m}^3$$

5.5.2 Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja

5.5.2.1 Mejno stanja nosilnosti MSN

Kombinacije vplivov za stalna in začasna projektna stanja se določi po naslednji enačbi:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$... karakteristična vrednost stalnih vplivov

$Q_{k,1}$... karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva

$Q_{k,i}$... karakteristična vrednost ostalih spremenljivih vplivov

$\gamma_{G,j}$... delni faktor varnosti za stalni vpliv

$\gamma_{Q,i}$... delni faktor varnosti za spremenljiv vpliv

$\Psi_{0,i}$... faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivega vpliva

V našem primeru se ne bomo natančno posvetili dimenzioniranju nosilne konstrukcije. Zanima nas okvirna ocena dimenzij nosilnih konstrukcij. Mejno stanje nosilnosti smo določili po naslednji kombinaciji:

- Prerez 1-1: $1,35 g_k + 1,35 q_{3,v} + 1,35 q_{4,h} + 1,0 q_{a,t}$

- Prerez 2-2: $1,35 g_k + 1,35 q_{3,v} + 1,35 q_{4,h} + 1,35 q_{5,k} + 1,35 q_{6,k} + 1,0 q_{a,t}$

5.5.2.2 Mejno stanje uporabnosti MSU

Upoštevati je potrebno naslednji dve kombinaciji vplivov:

- pogosta vrednost (kontrola pomikov)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,i} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- kvazi stalna kombinacija (dolgotrajni časovni vplivi-lezenje, krčenje...)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

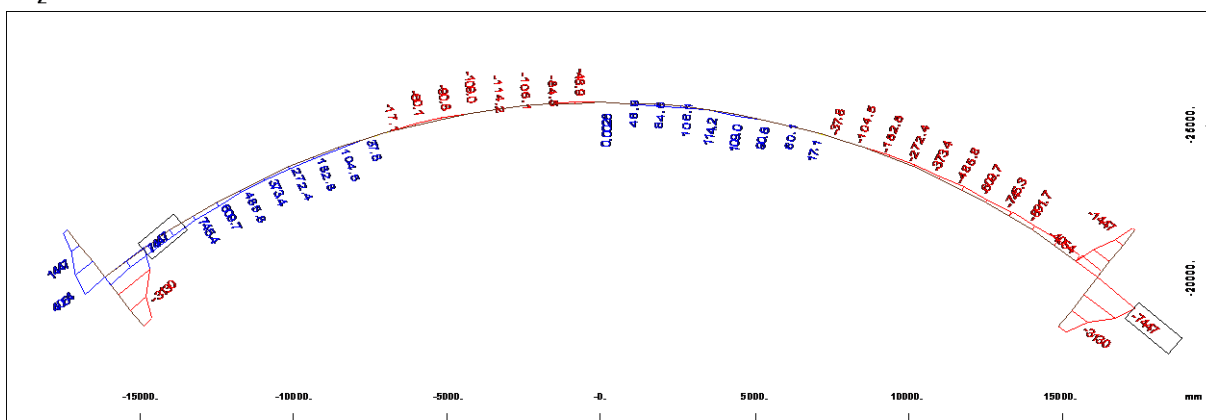
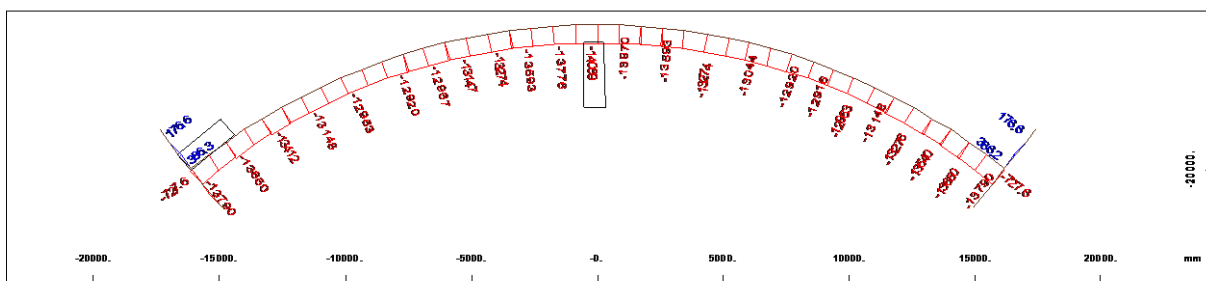
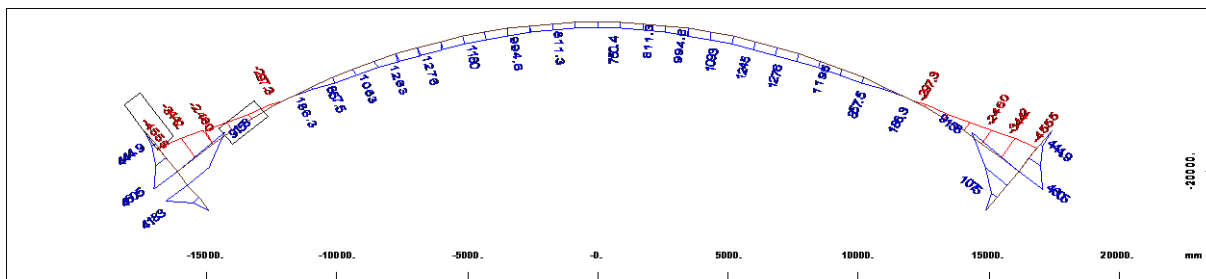
Mejno stanje uporabnosti smo določili po naslednji kombinaciji:

- Prerez 1-1: $1,0 g_k + 1,0 q_{3,v} + 1,0 q_{4,h} + 1,0 q_{a,t}$

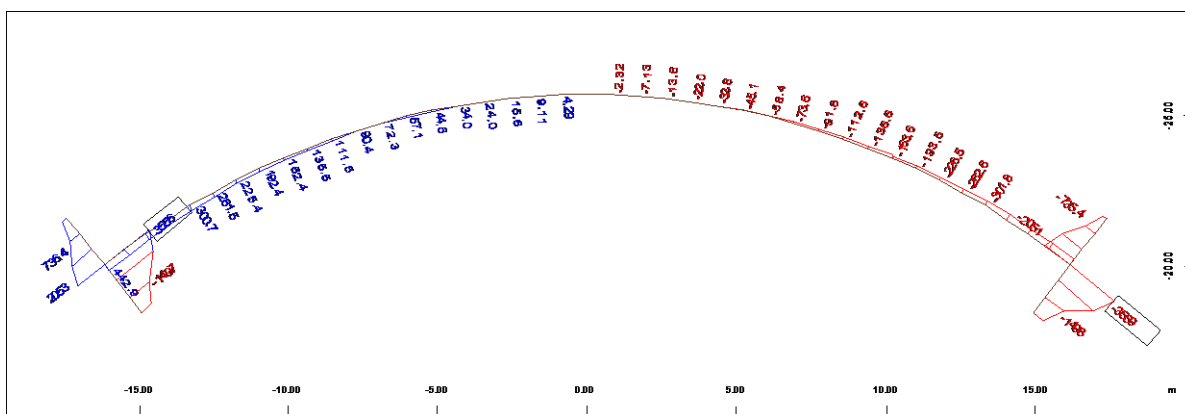
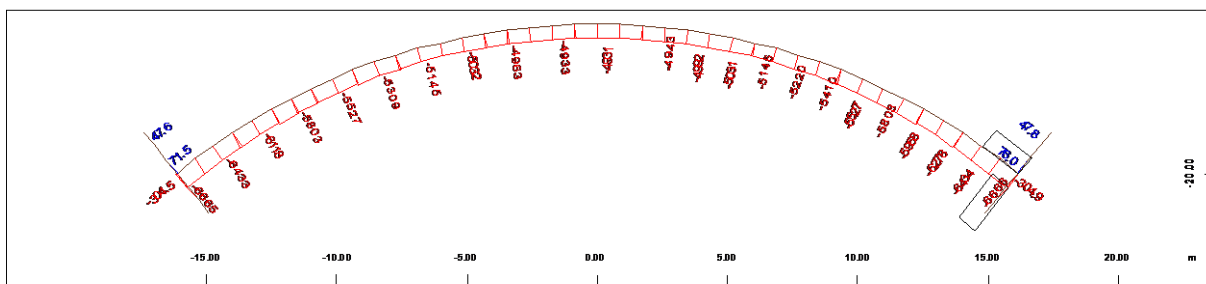
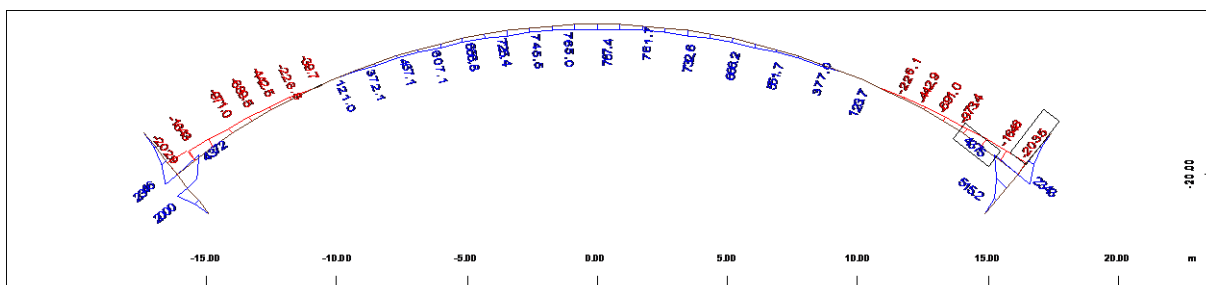
- Prerez 2-2: $1,0 g_k + 1,0 q_{3,v} + 1,0 q_{4,h} + 1,0 q_{5,k} + 1,0 q_{6,k} + 1,0 q_{a,t}$

5.5.3 Diagrami notranjih statičnih količin v konstrukciji

5.5.3.1 Prerez 1-1



5.5.3.2 Prerez 3-3



5.5.4 Kontrola nosilnosti

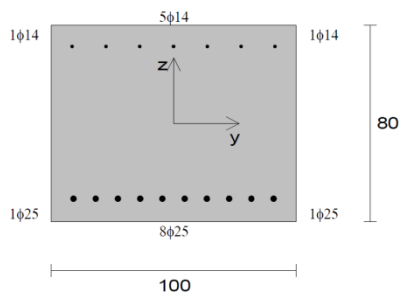
Kontrolo nosilnosti prereza smo izvedli v Prerezu 1-1, kjer je obremenitev največja. Potrebno armaturo smo določili pri vpetju oboka, v temenu in v temelju.

5.5.4.1 Teme loka

a) Glavna armatura

C 35/45
 $f_j = 500 \text{ MPa}$

Arm. od roba 8.0 cm
 $\mu = 0.75\%$

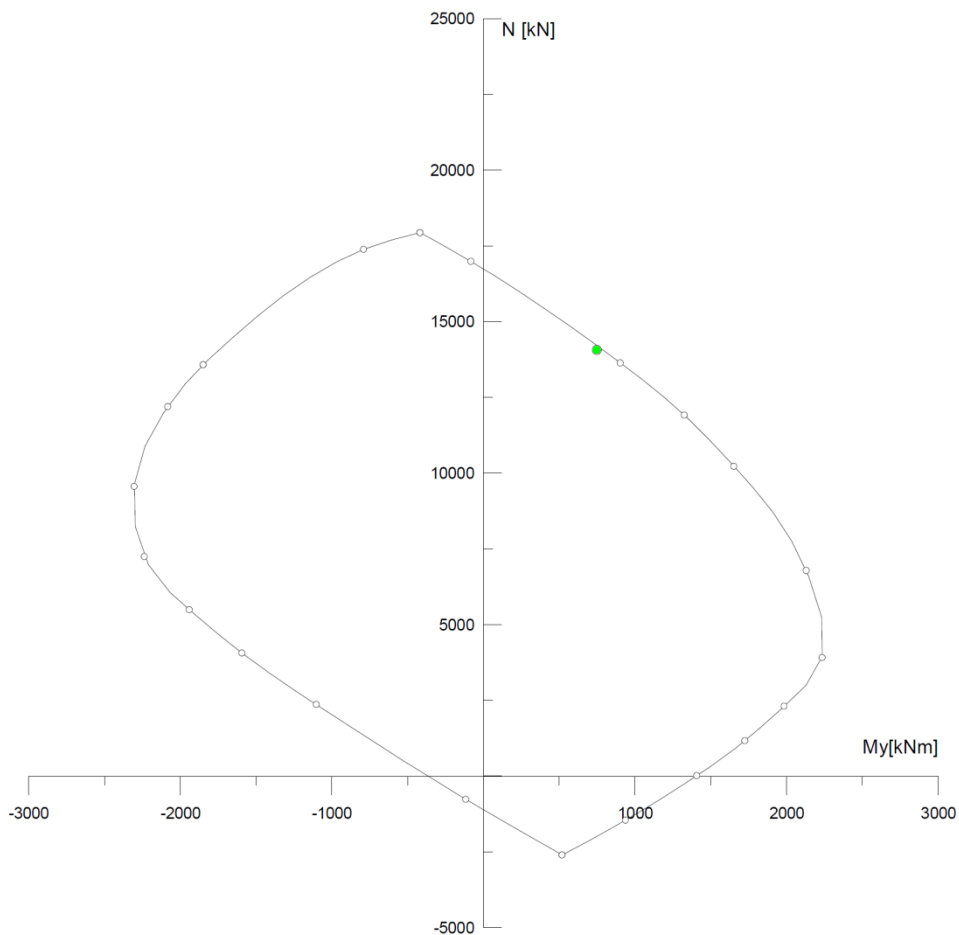


Oznake diagramov Eurocode

Projektno stanje	α	Znak
Osnovno	0.85	○
Osnovno ali potres	1.00	□
Nezgodno	1.00	△

Materialni faktorji

Projektno stanje	Beton	Jeklo
Osnovno	1.50	1.15
Nezgodno	1.30	1.00



Osnovno projektno stanje po EC (alfa = 0.85)

Vpliv	N	My	Mz	Faktor	
	[kN]	[kNm]	[kNm]	obt	komb
Stalna	14070	750		1.00	
Vsota	14070	750			

b) Strižna armatura

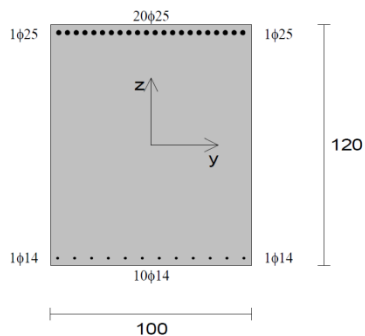
V temenu loka po definiciji ni strižne sile. Vgradi se minimalna strižna armatura, ki ima tudi konstrukcijsko funkcijo v fazi gradnje.

5.5.4.2 Vpetje loka

a) Glavna armatura

C 35/45
 $f_j = 500 \text{ MPa}$

Arm. od roba 3.0 cm
 $\mu = 1.05\%$

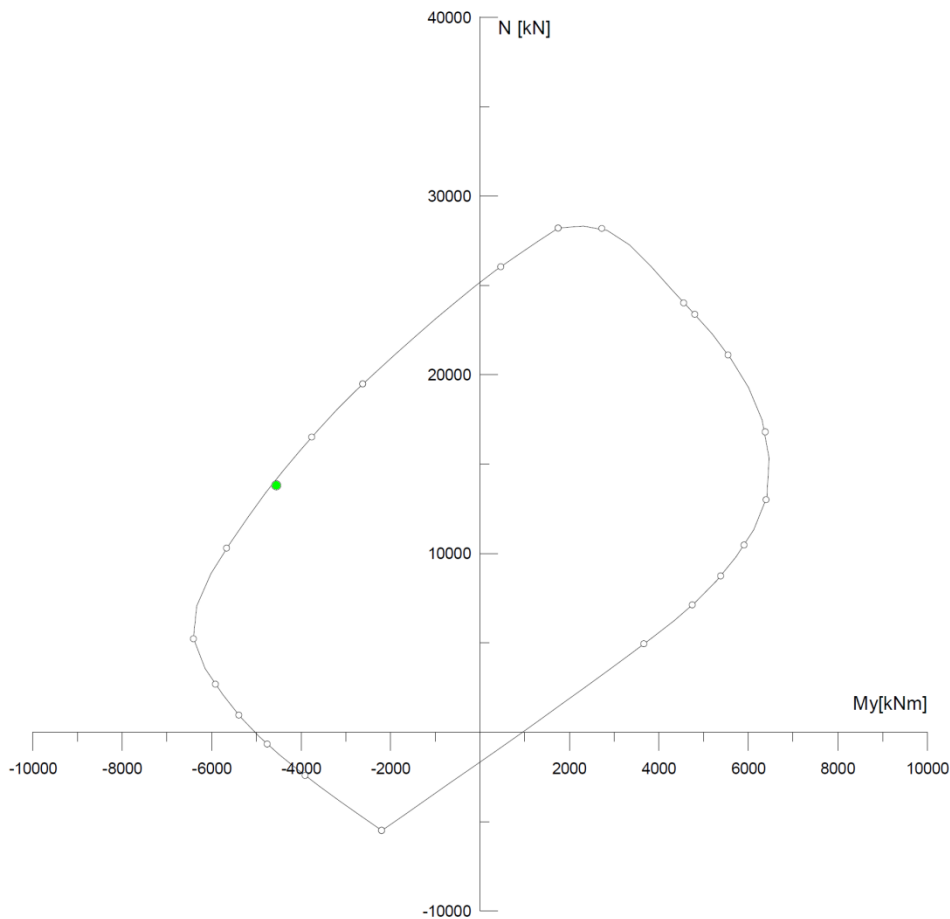


Oznake diagramov Eurocode

Projektno stanje	α	Znak
Osnovno	0.85	○
Osnovno ali potres	1.00	□
Nezgodno	1.00	△

Materialni faktorji

Projektno stanje	Beton	Jeklo
Osnovno	1.50	1.15
Nezgodno	1.30	1.00



Osnovno projektno stanje po EC (alfa = 0.85)

Vpliv	N	My	Mz	Faktor	
	[kN]	[kNm]	[kNm]	obt	komb
Stalna	13800	-4550		1.00	
Vsota	13800	-4550			

b) Strižna armatura

• Geometrija in karakteristike prereza:

b [cm] =	100	...širina prereza
h [cm] =	120	...višina prereza
a [cm] =	10	...razdalja med težiščem glavne armature in robom
d [cm] =	110	...statična višina

$A_{s,req}$ =	59 cm ²	...potrebna armatura v prerezu
$A_{s,prov}$ =	59 cm ²	...dodana armatura v prerezu

C	35 /45	...beton	f_{cd} =	2,33 kN/cm ²
S	500	...jeklo	f_{yd} =	43,48 kN/cm ²

• Obremenitev prereza:

V_{ed} [kN] =	1050	... projektna strižna sila v prerezu
$V_{ed,red}$ * [kN] =	1050	... reducirana projektna strižna sila

• Kontrole strižnega prereza:

Največja strižna sila, ki jo lahko prenese betonski prerez $V_{rd,max}$:

$$v = 0,516$$
$$V_{rd,max} \text{ [kN]} = 5779,2 < V_{ed} \quad \text{Opomba: Betonski prerez je ustrezen.}$$

Mejna prečna sila $V_{rd,c}$, do katere prečne armature elementa ni potrebno računati:

$$k = 1,4264 \quad \text{...koeficient višine prereza}$$
$$\rho l = 0,0054 < 0,02 \quad \text{...delež ustrezno zasidrane vzdolžne armature}$$

$$V_{rd,c} \text{ [kN]} = 499,92 \quad \text{Opomba: Potrebno je dodati strižno armaturo.}$$

• Potrebna strižna armatura:

$$\frac{A_{sw}}{s \cdot n} = \frac{Vd}{z \cdot f_{yd}}$$

Potrebna strižna armatura v prerezu (A_{sw}):

$$A_{sw}/s = 0,2516 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

s [cm] =	20	...razdalja med stremeni
n =	3	...število strižnih ravnin

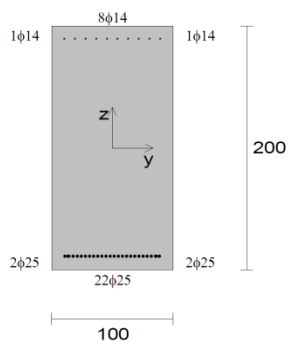
$$A_{sw} \text{ [cm}^2\text{]} = 1,6771 \quad \text{Izberem premer palice } \Phi \text{ [mm]} = 14$$

5.5.4.3 Temelj

a) Glavna armatura

C 25/30
 σ_j 500 MPa

Arm. od roba 10.0 cm
 $\mu = 0.72\%$

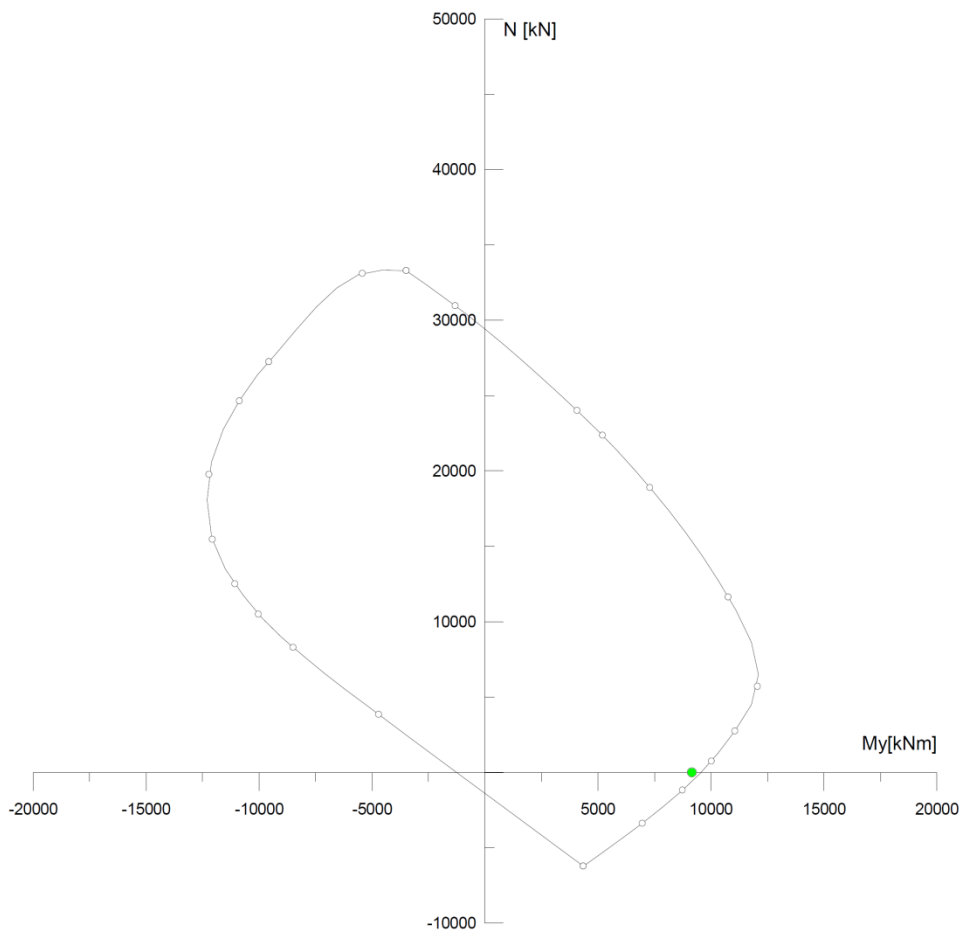


Oznake diagramov Eurocode

Projektno stanje	α	Znak
Osnovno	0.85	○
Osnovno ali potres	1.00	□
Nezgodno	1.00	△

Materialni faktorji

Projektno stanje	Beton	Jeklo
Osnovno	1.50	1.15
Nezgodno	1.30	1.00



Osnovno projektno stanje po EC (alfa = 0.85)

Vpliv	N	My	Mz	Faktor	
	[kN]	[kNm]	[kNm]	obt	komb
Stalna		9160		1.00	
Vsota		9160			

b) Strižna armatura

• Geometrija in karakteristike prereza:

b [cm] =	100	...širina prereza
h [cm] =	120	...višina prereza
a [cm] =	10	...razdalja med težiščem glavne armature in robom
d [cm] =	110	...statična višina

$A_{s,req}$ =	59 cm ²	...potrebna armatura v prerezu
$A_{s,prov}$ =	59 cm ²	...dodana armatura v prerezu

C	35 /45	...beton	f_{cd} =	2,33 kN/cm ²
S	500	...jeklo	f_{yd} =	43,48 kN/cm ²

• Obremenitev prereza:

V_{ed} [kN] =	1050	... projektna strižna sila v prerezu
$V_{ed,red}^*$ [kN] =	1050	... reducirana projektna strižna sila

• Kontrole strižnega prereza:

Največja strižna sila, ki jo lahko prenese betonski prerez $V_{rd,max}$:

$$v = 0,516$$
$$V_{rd,max} \text{ [kN]} = 5779,2 < V_{ed} \quad \text{Opomba: Betonski prerez je ustrezen.}$$

Mejna prečna sila $V_{rd,c}$, do katere prečne armature elementa ni potrebno računati:

$$k = 1,4264 \quad \text{...koeficient višine prereza}$$
$$\rho l = 0,0054 < 0,02 \quad \text{...delež ustrezno zasidrane vzdolžne armature}$$

$$V_{rd,c} \text{ [kN]} = 499,92 \quad \text{Opomba: Potrebno je dodati strižno armaturo.}$$

• Potrebna strižna armatura:

$$\frac{A_{sw}}{s \cdot n} = \frac{Vd}{z \cdot f_{yd}}$$

Potrebna strižna armatura v prerezu (A_{sw}):

$$A_{sw}/s = 0,2516 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

s [cm] =	20	...razdalja med stremeni
n =	3	...število strižnih ravnin

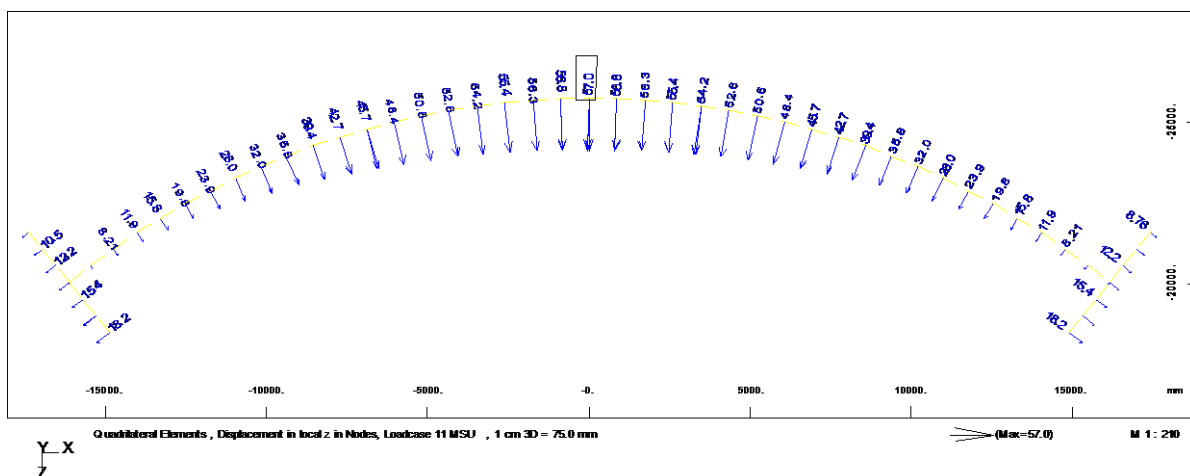
$$A_{sw} \text{ [cm}^2\text{]} = 1,6771 \quad \text{Izberem premer palice } \Phi \text{ [mm]} = 14$$

• Dodatna sila v vzdolžni armaturi:

$$\Delta F_{td} \text{ [kN]} = 525 \quad \text{...dodatna natezna sila v vzdolžni armaturi}$$

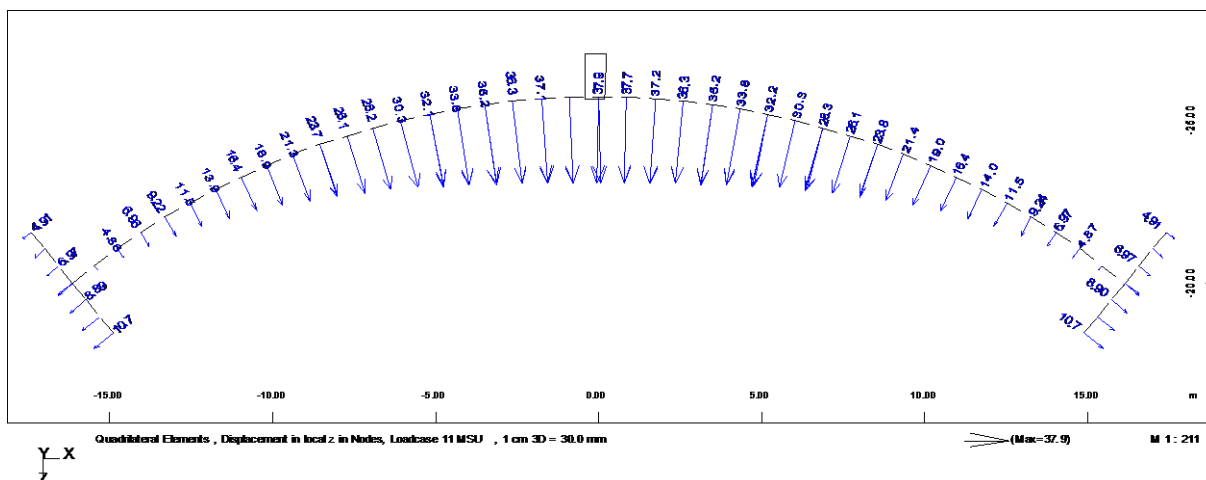
5.5.5 Kontrola mejnega stanja uporabnosti

5.5.5.1 Prerez 1-1



Vertikalni pomik v temenu loka znaša 57 mm, kar znaša manj kot 1/500 razpona. V standardu ni podanih omejitev za ločne konstrukcije.

5.5.5.2 Prerez 3-3



Na tem mestu so obremenitve manjše in posledično tudi deformacije. Pomik v temenu loka znaša 37,9 mm, kar znaša manj kot 1/700 razpona ločne konstrukcije.

5.6 Temeljenje nosilne konstrukcije oboka

Kontrolo temeljenja smo preverili v skladu z Evrokodom 7-1, ki obravnava plitvo temeljenje na pasovnih in točkovnih temeljih. Pri načrtovanju plitvega temeljenja je treba preveriti naslednja mejna stanja:

- izguba globalne stabilnosti,
- prekoračitev nosilnosti temelja,
- porušitev zaradi zdrsa,
- odpoved konstrukcije zaradi premikov temeljev,
- prekomerni posedki,
- prekomerni dvigi temeljnih tal zaradi nabrekanja, zmrzovanja...,
- nesprejemljive vibracije.

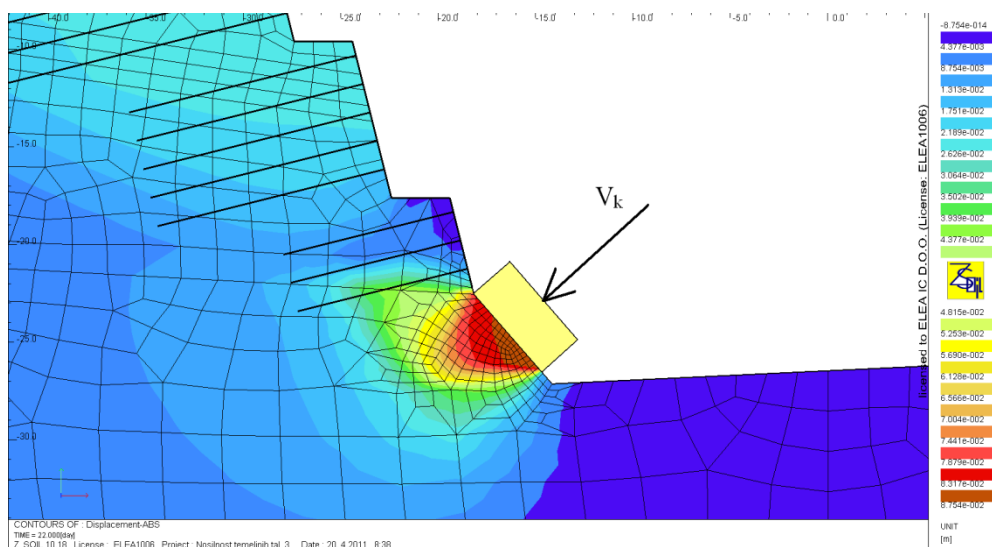
Za našo konstrukcijo smo preverili prekoračitev nosilnosti temelja in stabilnost temeljnih tal. Ker je kamnina razpokana, bi bilo potrebno poleg globalne stabilnosti preveriti strukturne porušitve. Za strukturne analize bi potrebovali upade in smeri diskontinuitet, ki jih pa nimamo, zato se bomo osredotočili na stabilnost homogenega oziroma razpokanega materiala.

5.6.1 Karakteristike temeljnih tal

Uporabili smo iste materialne karakteristike tal kot pri določitvi podajnosti temeljnih tal (poglavje 5.5.1.5).

5.6.2 Postopek izračuna

Poenostavljena metoda za nosilnost temeljnih tal v kamninah je opisana v Evrokodu 7-1 dodatek G. Dobljene vrednosti so zgolj informativne, zato smo se odločili, da določimo nosilnost temeljnih tal s pomočjo MKE. Model smo zasnovali tako, da je kar se da realen (oblika temelja, dimenzije,...). Nato smo temelj obremenili z normalno silo ter jo postopoma povečevali. Tako smo dobili maksimalno silo, ki jo lahko temeljna tla prenesejo. Ob porušitvi se pojavi porušni mehanizem, kot ga opisuje teorija.



Slika 79: Porušni mehanizem pri maksimalni obremenitvi

5.6.3 Kontrola nosilnosti

Mejno stanje nosilnosti (MSN) preverimo v skladu z nacionalnem dodatkom k Evrokodu 7-1 z naborom delnih faktorjev, ki ga določa projektni pristop 2.

Preglednica 18: Preglednica delnih faktorjev za plitvo temeljenje

Projektni pristop	Odpornost tal	Vplivi ali učinki vplivov
PP2 (plitvo temeljenje)	$\gamma_{R,e} = \gamma_{R,v} = 1,40$	$\gamma_G = 1,35; \gamma_{G,neug} = 1,00; \gamma_Q = 1,50$

Nosilnost tal preverimo po neenačbi:

$$V_d \leq R_d$$

V_d ... navpični projektni vpliv na temelj

R_d ... odpornost (nosilnost) tal

Odpornost tal smo določili, kot smo opisali v postopku izračuna. V 30 korakih smo linearno povečevali obtežbo od 0,0 kN do 30000 kN. Do porušitve je prišlo v 21 računskem koraku (slika 79).

$$R_k = \left(\frac{30000 \text{ kN}}{30} \right) \cdot 21 = 21000 \text{ kN}$$

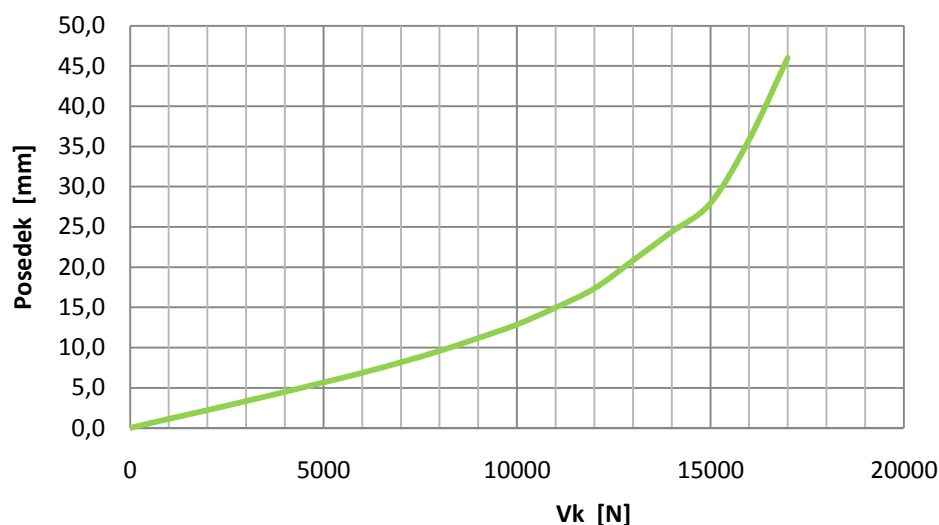
$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,e}} = \frac{21000 \text{ kN}}{1,40} = 15000 \text{ kN}$$

$$R_d = 15000 \text{ kN} > 13800 \text{ kN}$$

Iz terenskih preiskav, ki smo jih podali v poglavju 4.4.2, smo določili upade in smeri diskontinuitet. Na tem odseku se struktura tal hitro spreminja, zato bo potrebno narediti strukturno analizo nosilnosti temeljnih tal med samim izkopom iz popisa brežine.

5.6.4 Kontrola mejnega stanja uporabnosti

V našem primeru posedka pod temeljem nismo kontrolirali, smo pa pri računu notranjih statičnih količin upoštevali podajnost temeljnih tal. Na sliki 80 je prikazan posedek pod temeljnimi tlemi odvisen od sile V_k , ki deluje normalno na temeljna tla.



Slika 80: Posedek pod temeljem v odvisnosti od normalne sile

5.7 Zasip

Za zasip nad nosilno konstrukcijo pokritega vkopa se uporabi izkopni material. Pred tem je potrebno izvesti drenažni sloj, ki odvaja meteorno vodo, ki pronica po razpokah. Kot drenažni sloj se uporabi drobljenec večje frakcije. Med drenažnim slojem in zasipom je potrebno vgraditi filtrni geosintetik, ki preprečuje, da bi prepereli delci vstopili v drenažni sloj in tako zmanjšali vodoprepustnost drenažnega sloja. Vse zasipe je potrebno vgraditi v slojih ter jih ustrezno utrditi, da ne bi prišlo do prevelikih posedkov po končani gradnji.

5.8 Popis in vrednotenje gradbenih del in materialov

Grobo oceno stroškov izgradnje pokritega vkopa smo zasnovali na podlagi trenutnih cen gradbenih del in materialov. Vrednost elektro–strojne opreme smo povzeli iz predorogradnje.

Preglednica 19: Rekapitulacija stroškov izgradnje pokritega vkopa.

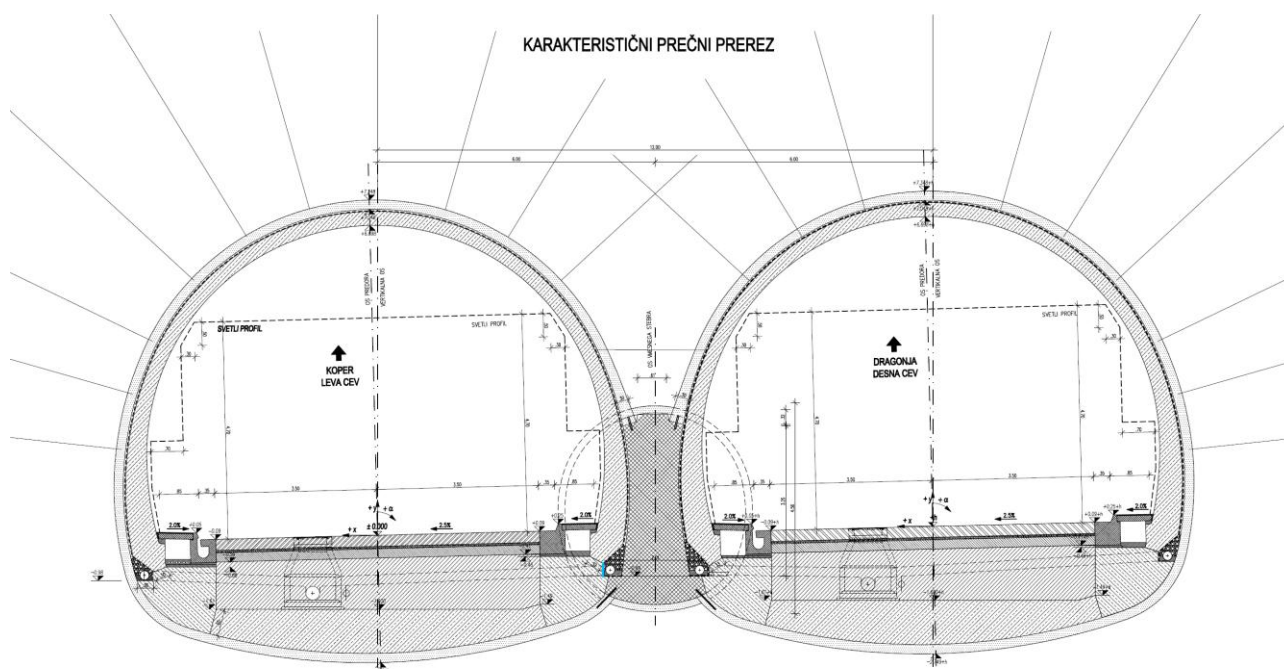
VRSTA DEL	VREDNOST DEL [€]	DELEŽ
Zemeljska dela	4.104.569 €	40 %
Varovanje vkopa	833.794 €	8 %
Gradbeno obrtniška dela	3.163.105 €	31 %
Izgradnja vozišča in opreme	788.000 €	8 %
Elektro-strojna oprema	1.274.000 €	13 %
CENA	10.163.468 €	
CENA /m¹	31.272 €	

V primeru, da so geološko-geomehanske razmere drugačne, kot smo jih ocenili, bi se ob izbrani obliki nosilne konstrukcije pokritega vkopa vrednost del iz naslova varovanja vkopa spremenila. To pomeni, da na zanesljivost ocene stroškov izgradnje najbolj vplivajo izbrani podporni ukrepi, ki pa predstavljajo le 8% celotne investicije.

6 VARIANTA S PREDOROM

6.1 Idejna zasnova konstrukcije

Običajno se gradi levo in desno predorsko cev na zadostni osni razdalji, da se izognemo medsebojnemu vplivu. Hitra cesta Koper – Dragonja je zasnovana tako, da levi in desni pas ločuje razmeroma ozek pas. To nam pogojuje način izvedbe predora s centralnim armirano betonskim stebrom. Način izvedbe smo že opisali v poglavju 2.3.3 (Primeri). Tak način izgradnje nam ustreza, ker z izkopom centralnega predora pridobimo geološki popis hribine ter tako lažje določimo ustrezne podporne ukrepe za glavni predorski cevi. V našem diplomskem delu se bomo zaradi pomanjkanja geoloških podatkov omejili na obsežnost določevanja podporja. Karakteristični prečni prerez predora je prikazan na spodnji risbi.



Slika 81: Karakteristični prečni prerez predora

6.2 Geomehanske karakteristike tal

V računskem modelu smo uporabili podobne geomehanske karakteristike kamnin, kot smo jih določili pri varianti s pokritim vkopom. Ker se vpliv glavne napetosti ($\sigma_{3,max}$) pri izgradnji predora nekoliko drugače vrednoti, se upoštevane vrednosti materialnih parametrov pri varianti s predorom nekoliko razlikujejo od variante s pokritim vkopom. Vrednosti materialnih parametrov hribin smo določili s pomočjo RocLaba.

Preglednica 20: Uporabljene karakteristike hribin pri varianti s predorom

Karakteristike hribin	Kamnina	Preperel fliš		Kompakten fliš	
		1	2	3	4
Globina h	[m]	5	16	10	25
Geološki trdnostni indeks GSI	-	25	25	36	36
Faktor izkopa D	-	0	0	0,2	0,2
Prostorninska teža γ	[kN/m ³]	21	21	23	23
Strižni kot φ	[°]	42	34	41	34
Kohezija c	[kPa]	18	34	37	62
Poissonov količnik ν	-	0,25	0,25	0,3	0,3
Obremenitveni modul E_{oed}	[MPa]	725	725	1480	1480
Razbremenitveni modul E_{ur}	[MPa]	1800	1800	3285	3285

V računski analizi smo materialne karakteristike hribine podali s Hardening soil modelom.

6.3 Upoštevanje standardov

Za izračun smo uporabili varnostne faktorje po Evrokodu 7- projektni pristop 1 (SIST EN 1997-1), ki smo jih opisali v poglavju 5.2.

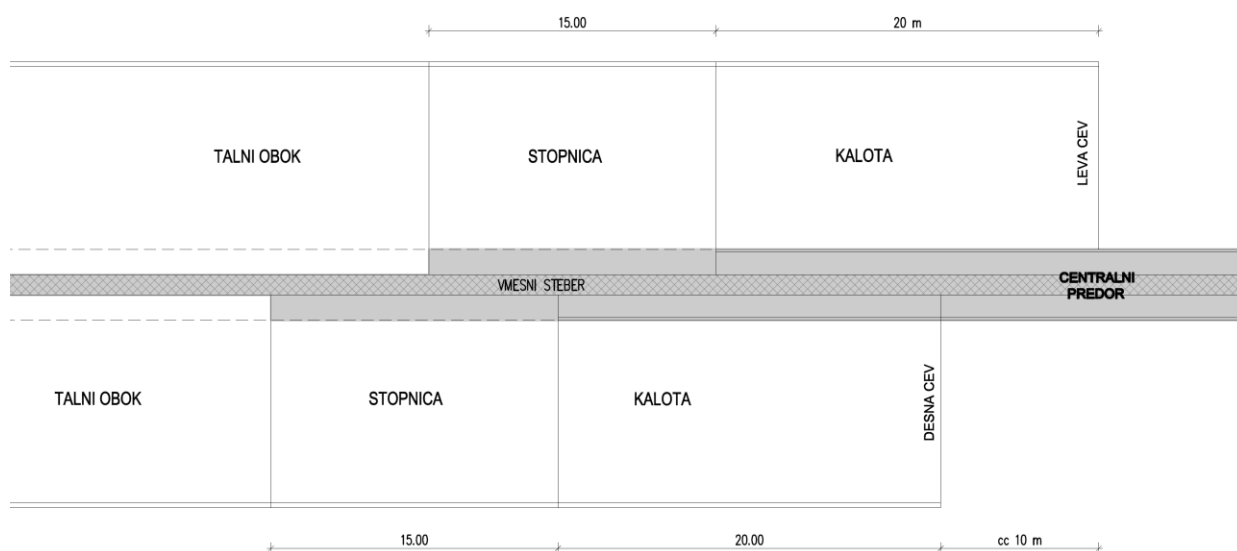
6.4 Faze izgradnje in faze računa

V računu po metodi končnih elementov je upoštevan časovni razpored posameznih faz izkopa. Pri izgradnji predora si generalno sledijo sledeče faze izkopa:

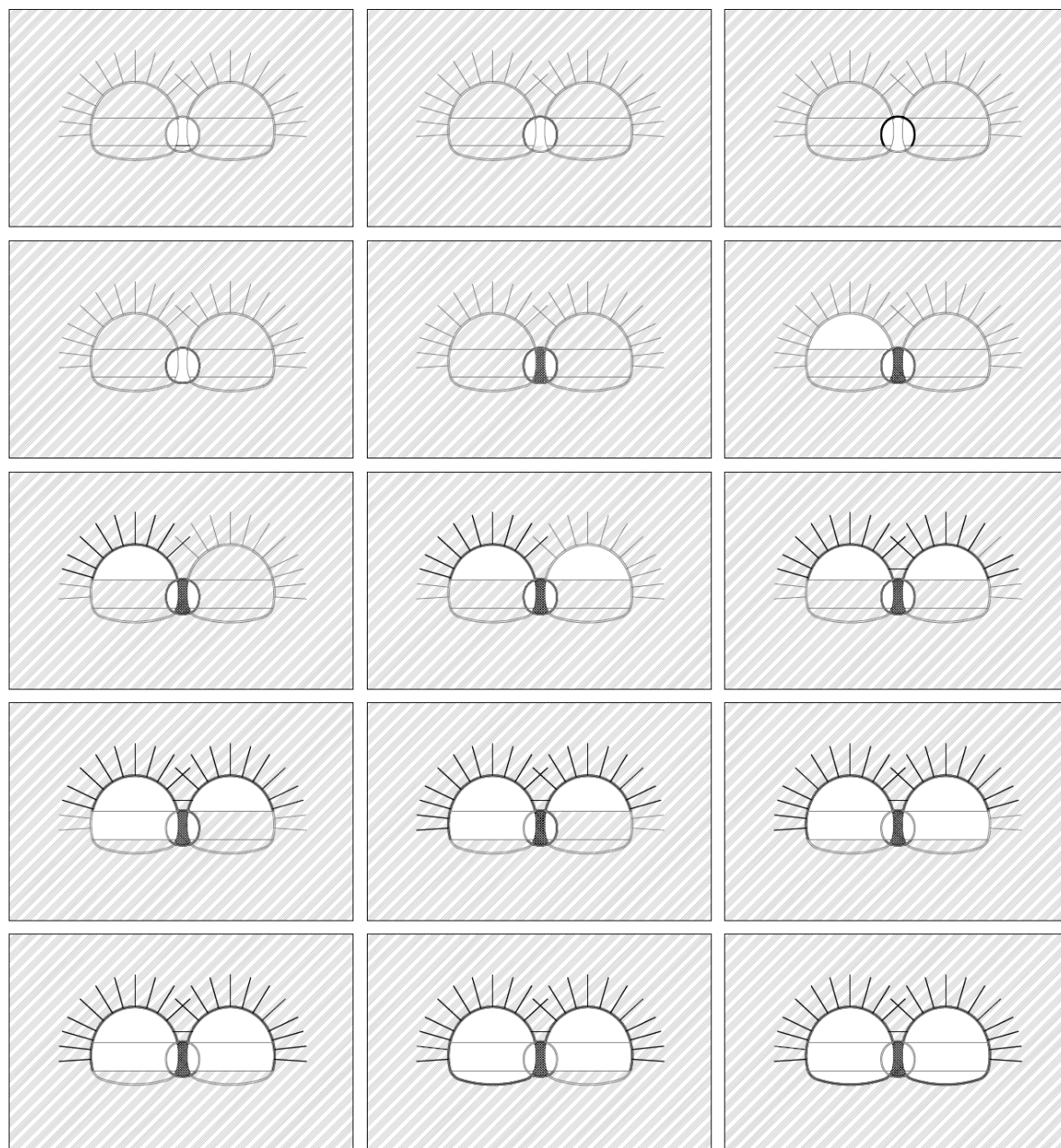
- izkop kalote,
- izkop stopnice,
- izkop talnega oboka.

Podrobnejši opis faze izgradnje in faze računa za naš predor:

- obstoječe stanje: določitev primarnih napetosti v zemljini,
- začetna varnost: določitev začetne varnosti, ki mora biti $\gamma_R = 1,00$,
- izkop: izkop kalote centralnega predora,
- vgradnja brizganega betona deb. 15 cm po obodu izkopa,
- izkop: izkop stopnice centralnega predora,
- vgradnja brizganega betona deb. 15 cm po obodu izkopa,
- izgradnja nosilnega armiranobetonskega stebra v centralnem predoru,
- izkop: izkop kalote leve predorske cevi,
- vgradnja podpornih elementov: brizgani beton deb. 25 oz. 20 cm, vgradnja pasivnih sider,
- izkop: izkop kalote desne predorske cevi,
- vgradnja podpornih elementov: brizgani beton deb. 25 oz. 20 cm, vgradnja pasivnih sider,
- izkop: izkop stopnice leve predorske cevi,
- vgradnja podpornih elementov: brizgani beton deb. 25 oz. 20 cm, vgradnja pasivnih sider,
- izkop: izkop stopnice desne predorske cevi,
- vgradnja podpornih elementov: brizgani beton deb. 25 oz. 20 cm, vgradnja pasivnih sider,
- izkop: izkop talnega oboka leve predorske cevi,
- vgradnja podpornih elementov: brizgani beton deb. 25 oz. 20 cm,
- izkop: izkop talnega oboka desne predorske cevi,
- vgradnja podpornih elementov: brizgani beton deb. 25 oz. 20 cm,
- končna varnost: določitev končnega faktorja varnosti, ki mora znašati vsaj $\gamma_R = 1,25$.



Slika 82: Tlorisni potek napredovanja izgradnje predora



Slika 83: Faznost poteka gradnje predora

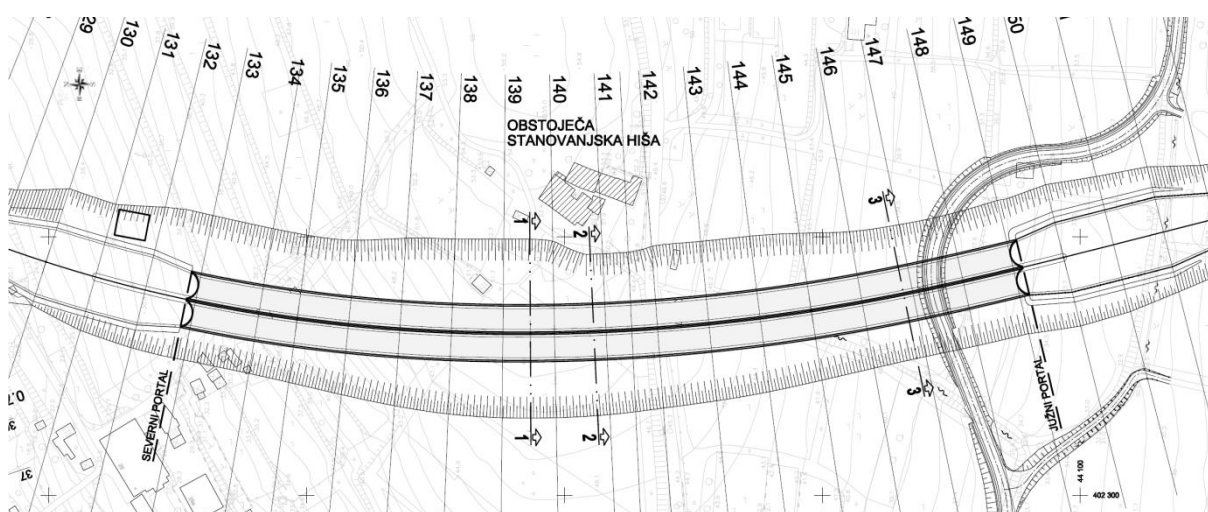
6.5 Časovna razporeditev napetosti

Zaradi 2D opisa 3D modela je v izračunu po MKE bistveno simulirati časovno razporeditev napetosti med samo faznostjo izkopa. Material na izkopnem čelu se med izkopom odstrani, zato čelo ne nudi odpora. Napetost pravokotno na površino izkopa se reducira na vrednost nič. Sprememba v napetostnem stanju povzroči prerazporeditev napetosti v materialu v okolico izkopa. Razporeditev napetosti v računu po MKE reduciramo v računskih korakih z obtežno

funkcijo. Vrednost 0,6 obtežne funkcije pomeni, da se 60% prvotnih napetosti prerazporedi na hribino, medtem ko se 40% vrednosti razporedi med podporne ukrepe in bližnjo hribino.

6.6 Podpiranje predora

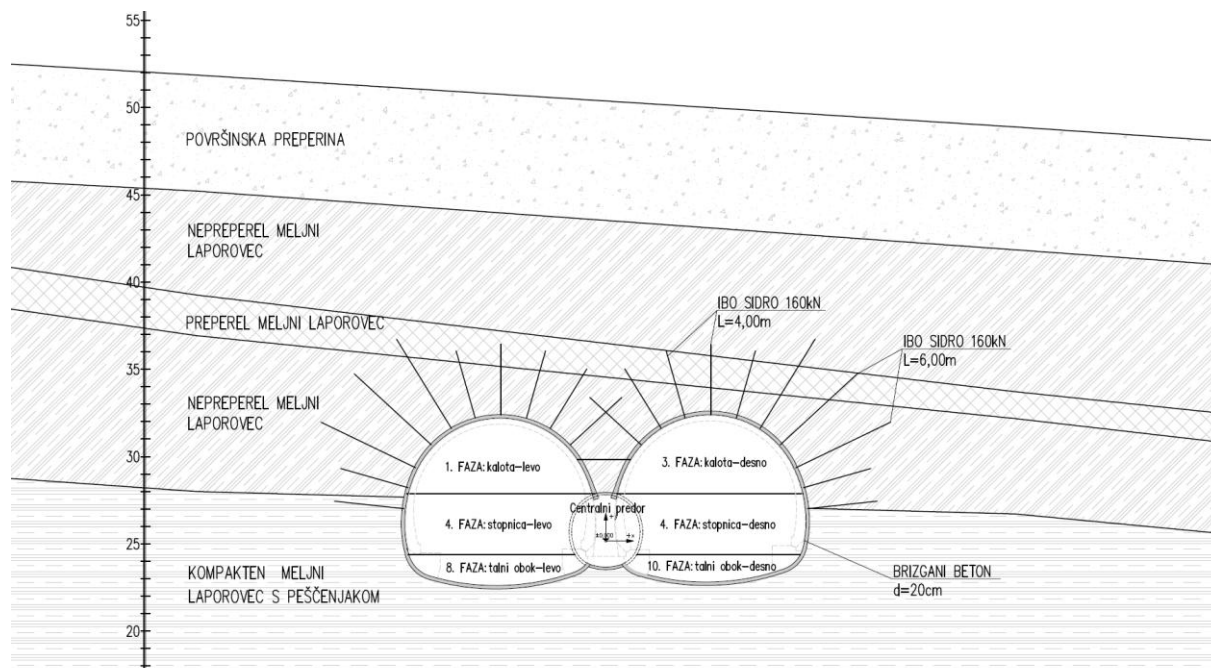
Podporne ukrepe smo določili na istih mestih kot pri pokritem vkopu. V Prerezu 1-1, kjer je višinska razlika med niveleto cestišča in koto terena najvišja in v Prerezu 3-3, kjer je višina nadkritja relativno majhna in s tem zmanjšana samonosilnost hribine. Prerezi so prikazani na spodnji situaciji.



Slika 84: Tlorisna situacija predora

6.6.1 Prerez 1-1

Na tem mestu je višinska razlika med koto nivelete in koto terena najvišja. Sestavo tal smo določili na podlagi terenskih preiskav, ki jih je opravilo podjetje GEOINŽENIRING d.o.o., in raziskav, ki smo jih opravili sami. Na sl. 85 je prikazan računski model z upoštevanimi materiali.



Slika 85: Računska shema v Prerezu 1-1

6.6.1.1 Karakteristike podpornih elementov

Poleg karakteristik zemljin, ki smo jih podali v poglavju 6.2, smo v modelu upoštevali podporne elemente z naslednjimi karakteristikami:

Preglednica 21: Karakteristike podpornih ukrepov

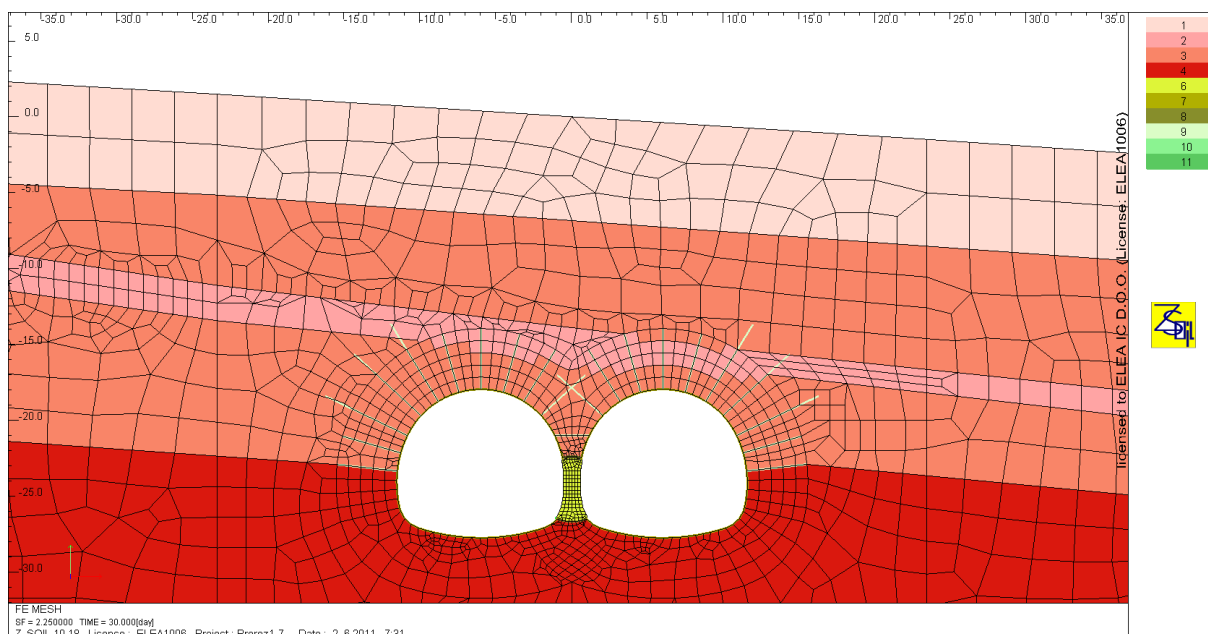
Element	γ [kN/m ³]	Raster [m]	Geometrija	E [MPa]	Št. elementa
Brizgani beton	25,00	1,00	0,15 / 1,00 m	20000	6
Brizgani beton	25,00	1,00	0,25 / 1,00 m	20000	7
Pasivno sidro	-	1,50	$\varnothing = 32$ mm	210000	8

Preglednica 22: Karakteristike pasivnega sidra

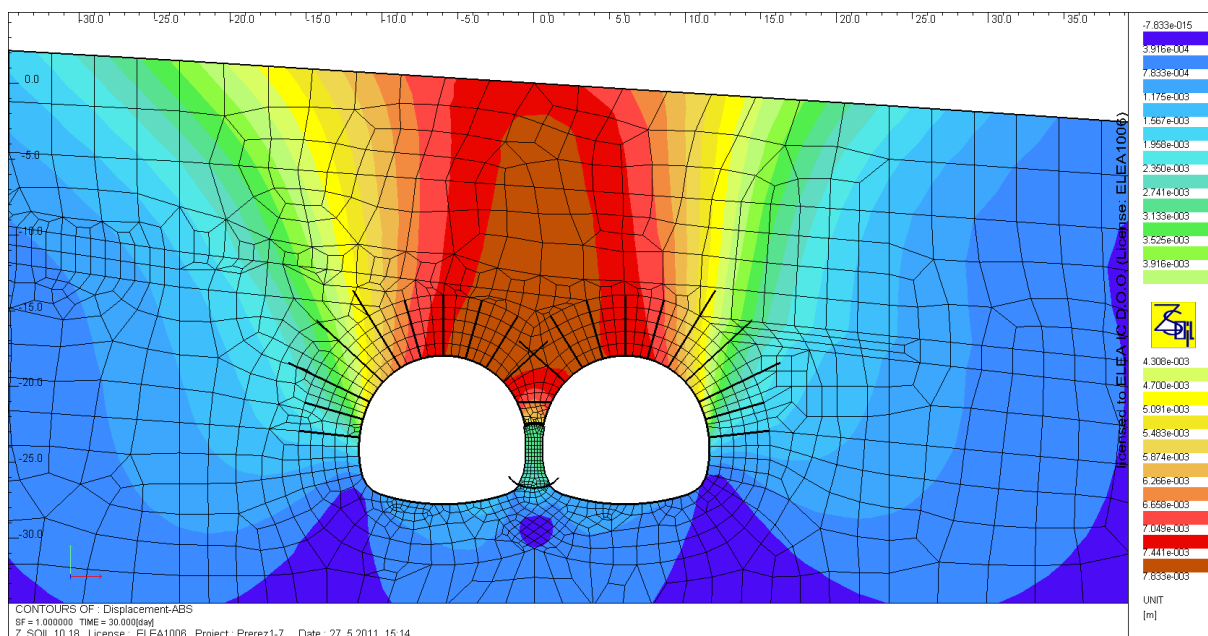
Element	Premer sidra [mm]	Premer krone [mm]	Dolžina [m]	Nosilnost [kN]	τ_u [kN/m ²]
Pasivno sidro	$\varnothing = 32$	$\varnothing = 75$	$L = 4,0; 6,0$	$R_{t,k} = 160$	200

6.6.1.2 Rezultati izračuna (Prerez 1-1)

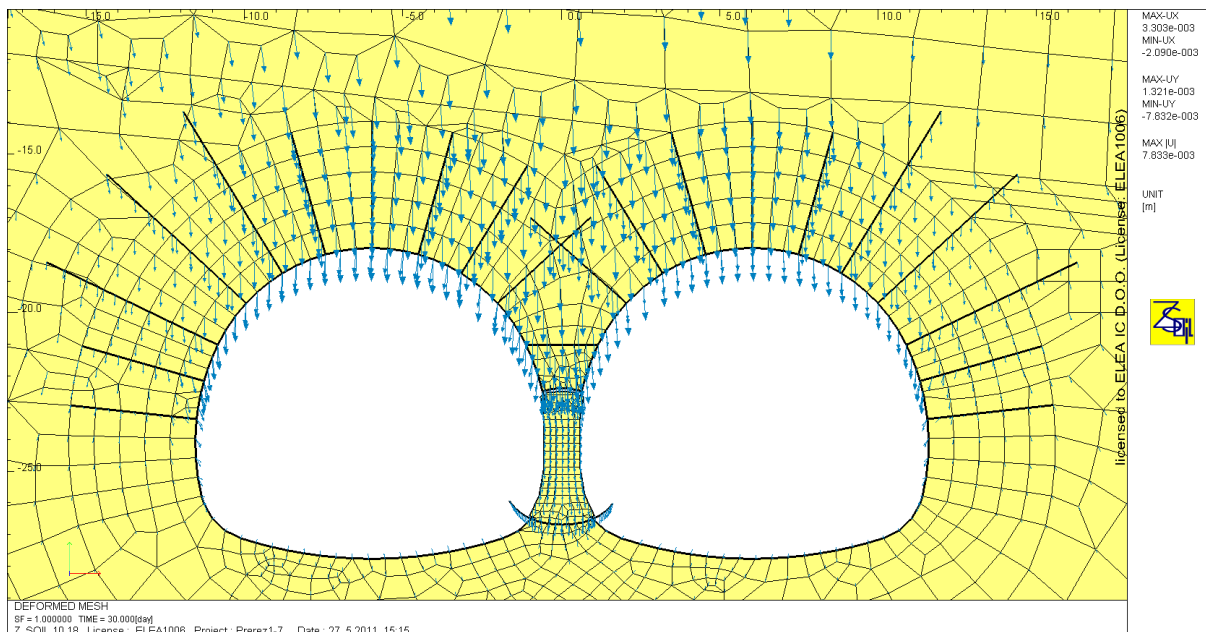
Deformacije zaradi izkopa predorske cevi so minimalne, zato ni pričakovati vplivov na površini.



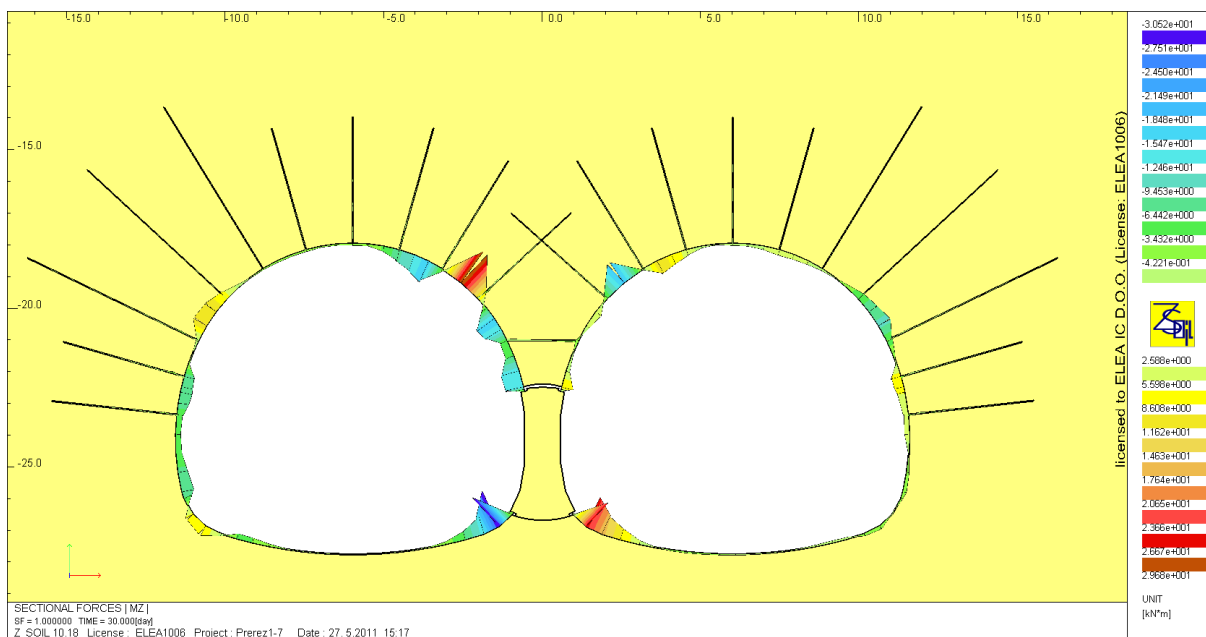
Slika 86: Računski model predora v Prerezu 1-1



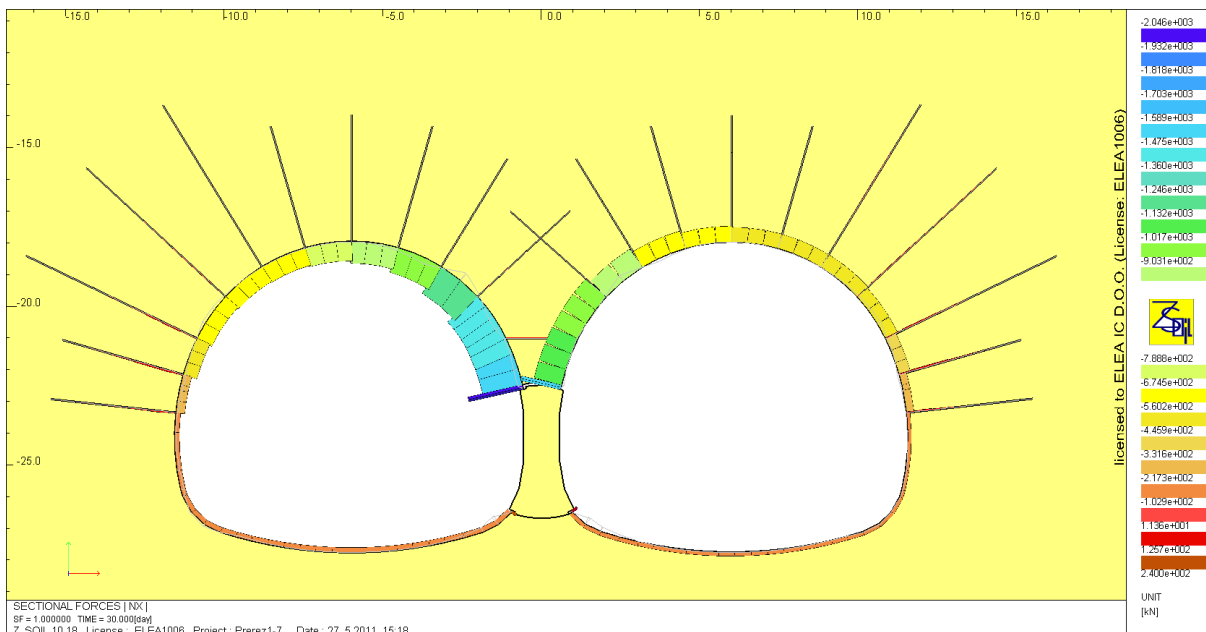
Slika 87: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 1,0$ $u_{max} = 0,78$ cm



Slika 88: Vektorji pomika pri varnosti $\gamma_R = 1,0$ $u_{max} = 0,78$ cm

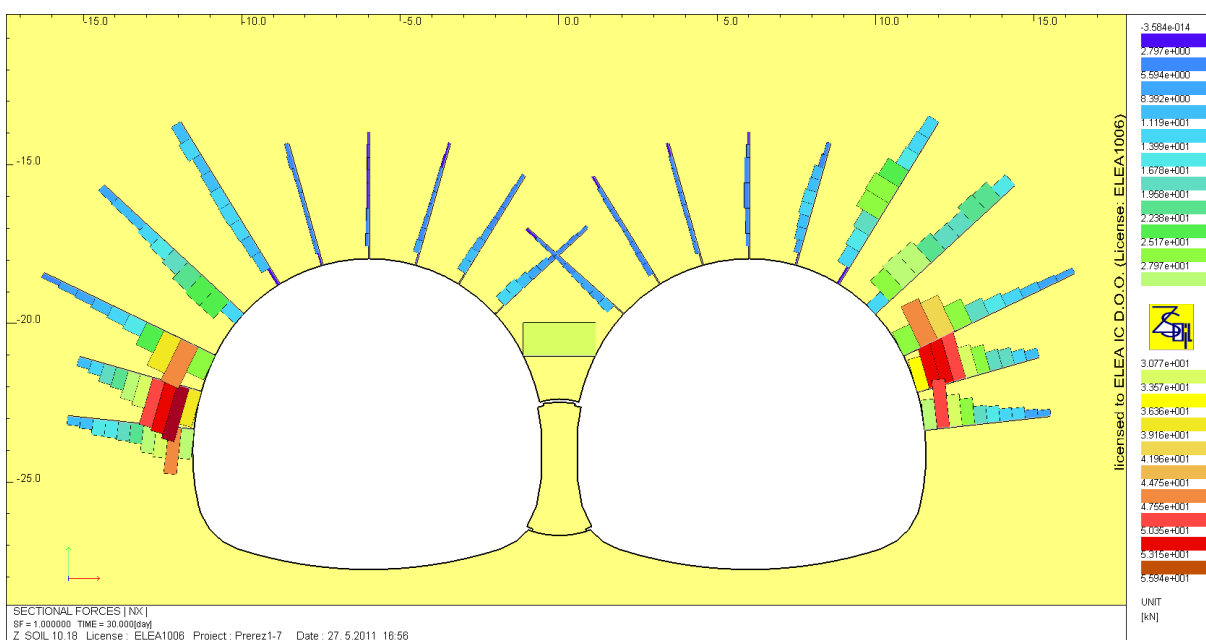


Slika 89: Momenti v obli iz brizganega betona $M_{1,max} = -27,5$ kNm



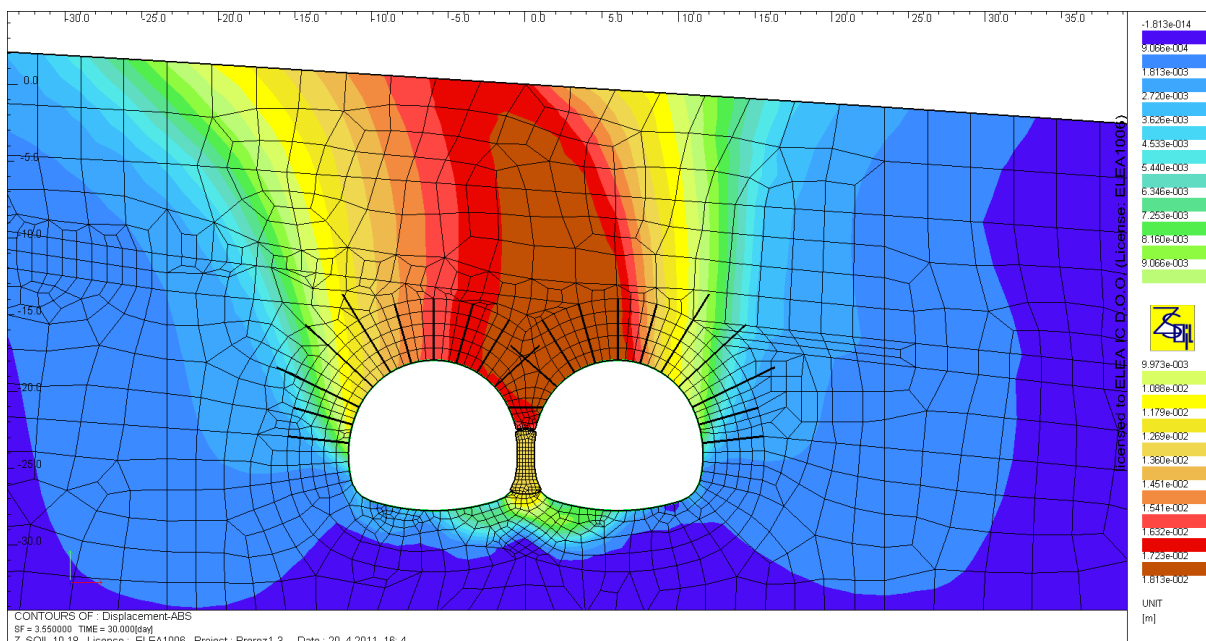
Slika 90: Osne sile v oblogi iz brizganega betona

$$N_{1,min} = -1932 \text{ kN}$$



Slika 91: Osne sile v pasivnih sidrih

$$P_1 = 55,9 \text{ kN}$$



Slika 92: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 3,5$

V preglednici 23 so podane računске vrednosti maksimalnega momenta in osne sile v primarni oblogi (brizgani beton) ter maksimalna osna sila v pasivnem sidru v vseh računskih korakih.

Preglednica 23: Rezultati izračuna po metodi končnih elementov (MSN)

Izračun	Kombinacija 1			Kombinacija 2 (c - ϕ redukcija)		
	Karakt. vrednost	Faktor	Projektna vrednost	Računska vrednost	Faktor	Projektna vrednost
Sidrna sila (pasivno sidro) P_I [kN]	55,9	1,35	75,6	57,4	1,0	57,4
Maksimalni moment $M_{1,max}$ [kNm]	-27,5	1,35	-37,1	-34,4	1,0	-34,4
Oсна sila $N_{1,min}$ [kN]	-1932,0	1,35	-2608,2	-1934,0	1,0	-1934,0

6.6.1.3 Kontrola nosilnosti sider

Osnovna zahteva pri projektiranju za mejno stanje nosilnosti je podana z enačbo:

$$P_d \leq R_{a,d}$$

$R_{a,d}$... projektna vrednost odpora sidra na izvlek

P_d ... projektna obremenitev sidra

c) Projektna vrednost odpora sidra na izvlek se določi po enačbi:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_a}$$

γ_a ... delni faktor, ki upošteva neugodne odklone odpora sidra na izvlek

Za prvi projektni pristop (PP1) je vrednost $\gamma_a = 1,1$.

Karakteristično vrednost $R_{a,k}$ določimo z najmanj tremi ustreznostnimi preizkusi na terenu v skladu s standardom EN 1537:1999.

d) Projektna vrednost notranje nosilnosti sidra mora izpolnjevati naslednji pogoj:

$$R_{a,d} \leq R_{t,d}$$

$$R_{1,d} \leq \frac{R_{t,k}}{\gamma_a}$$

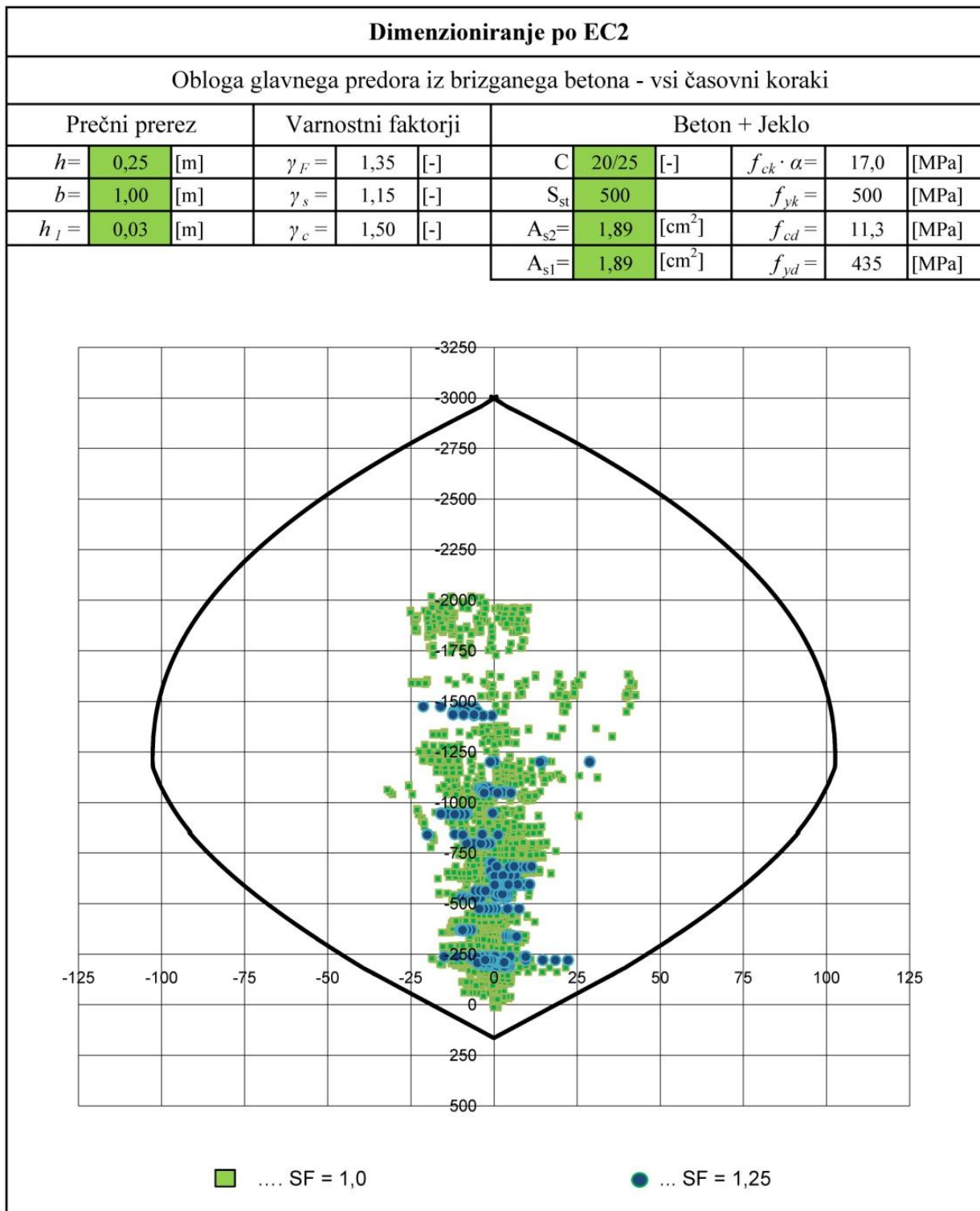
$R_{t,k}$... nosilnost materiala sidra podana v tehnični specifikaciji proizvajalca

Izberem IBO sidro R32L natezne nosilnosti $R_{t,k} = 160$ kN.

$$P_{1,d} = 75,6 \text{ kN} \leq \frac{160 \text{ kN}}{1,1} = 145,45 \text{ kN}$$

6.6.1.4 Kontrola nosilnosti obloge iz brizganega betona

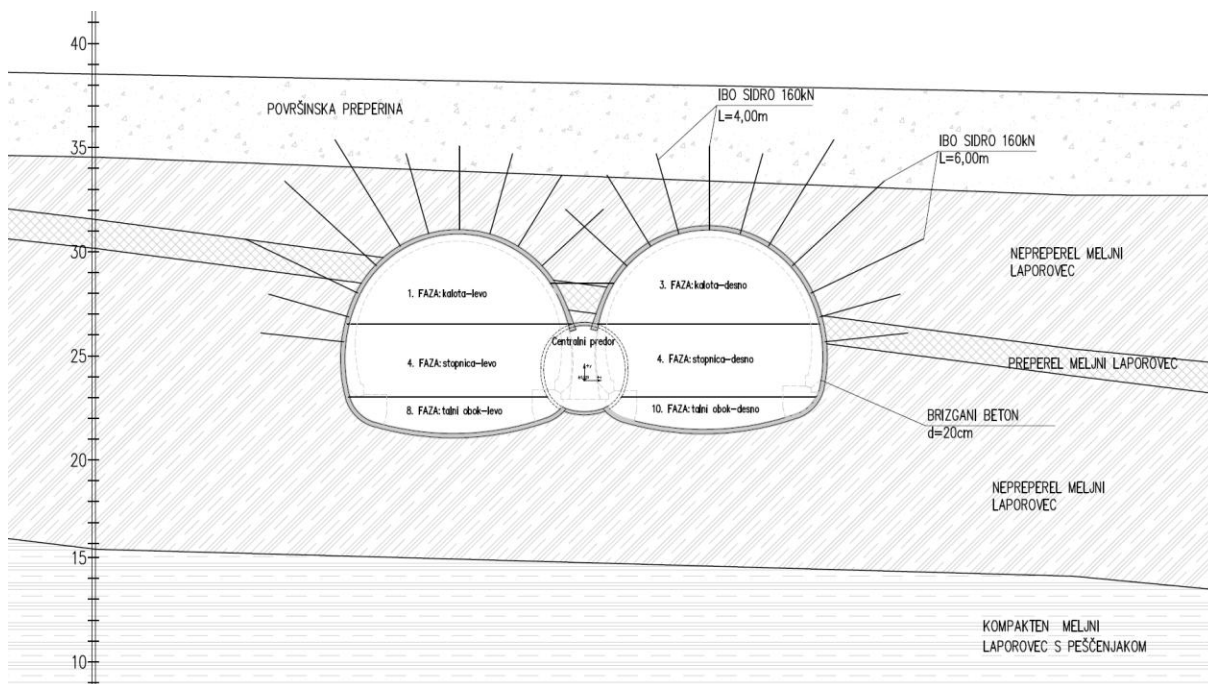
Kontrolo prečnega prereza in armature smo preverili v vseh fazah izgradnje s pomočjo interakcijskega diagrama.



Slika 93: Interakcijski diagram primarne obloge v Prerezu 1-1

6.6.2 Prerez 3-3

Kontrolo smo izvedli tudi v prečnem profilu 147. Na tem mestu je višinska razlika med koto nivelete in terena 14 metrov. Na spodnji sliki je prikazan računski model z upoštevanimi materiali.



Slika 94: Računska shema v Prerezu 3-3

6.6.2.1 Karakteristike podpornih elementov

V modelu smo upoštevali podporne elemente z naslednjimi karakteristikami:

Preglednica 24: Karakteristike podpornih ukrepov

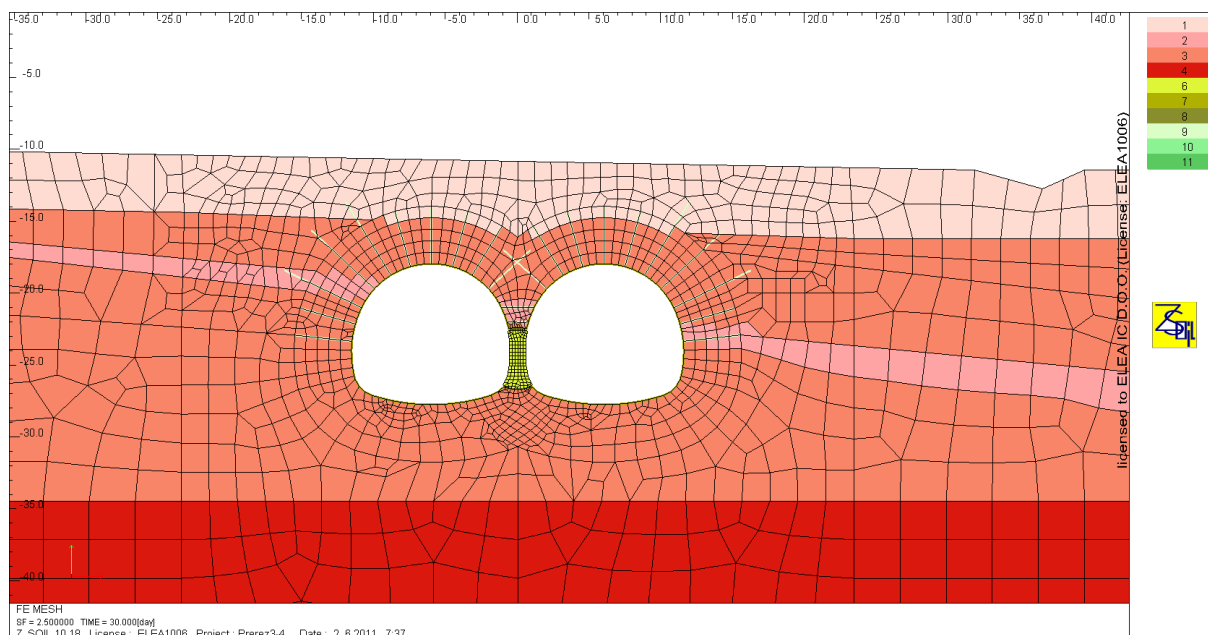
Element	γ [kN/m ³]	Raster [m]	Geometrija	E [MPa]	Št. elementa
Brizgani beton	25,00	1,00	0,15 / 1,00 m	20000	6
Brizgani beton	25,00	1,00	0,20 / 1,00 m	20000	7
Pasivno sidro	-	1,50	$\varnothing = 32$ mm	210000	8

Preglednica 25: Karakteristike pasivnega sidra

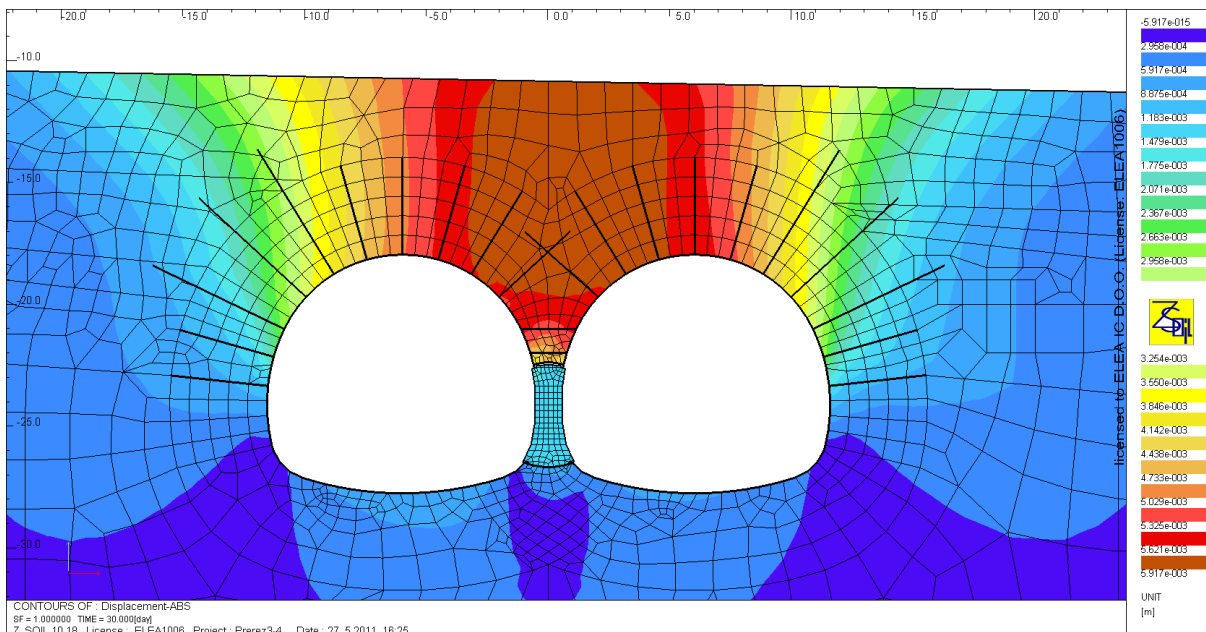
Element	Premer sidra [mm]	Premer krone [mm]	Dolžina [m]	Nosilnost [kN]	τ_u [kN/m ²]
Pasivno sidro	$\varnothing = 32$	$\varnothing = 75$	$L = 4,0; 6,0$	$R_{t,k} = 160$	200

6.6.2.2 Rezultati izračuna (Prerez 3-3)

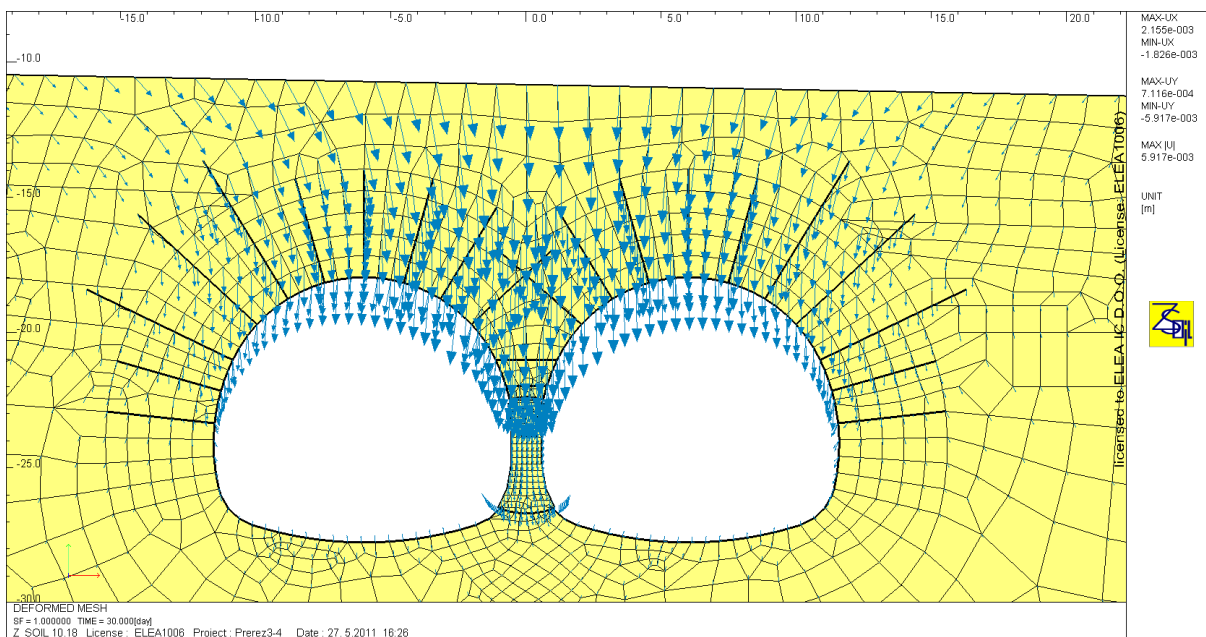
Deformacije zaradi izkopa predorske cevi so tudi v tem prerezu minimalne, zato ni pričakovati vplivov na površini.



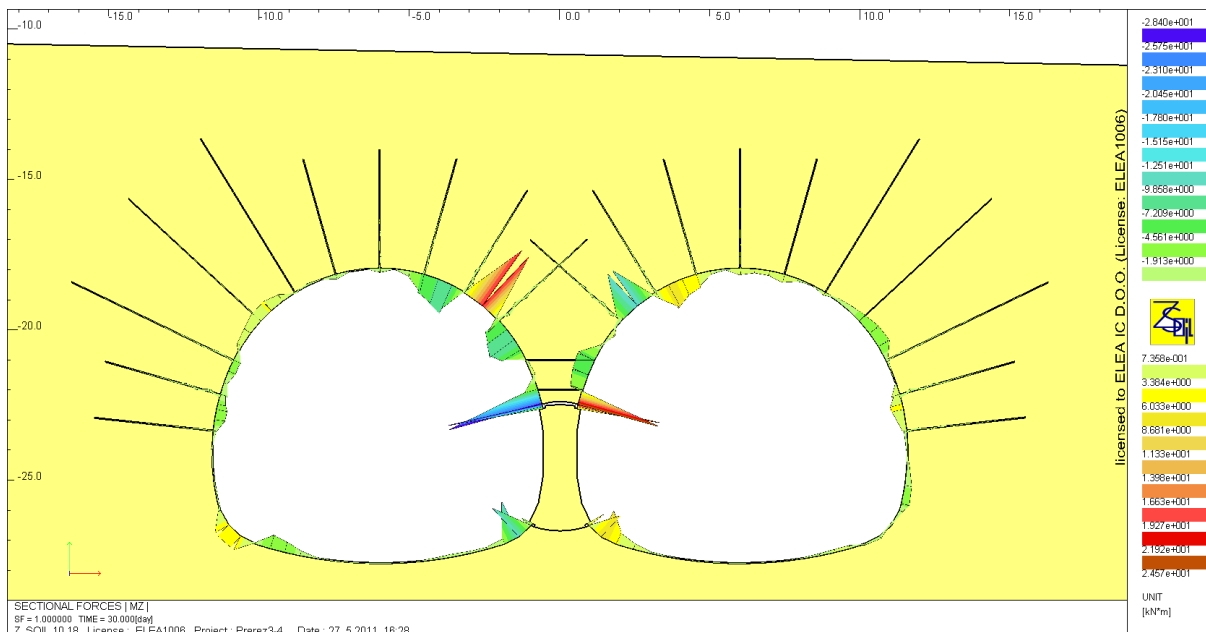
Slika 95: Računski model predora v Prerezu 3-3



Slika 96: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 1,0$ $u_{max} = 0,59$ cm

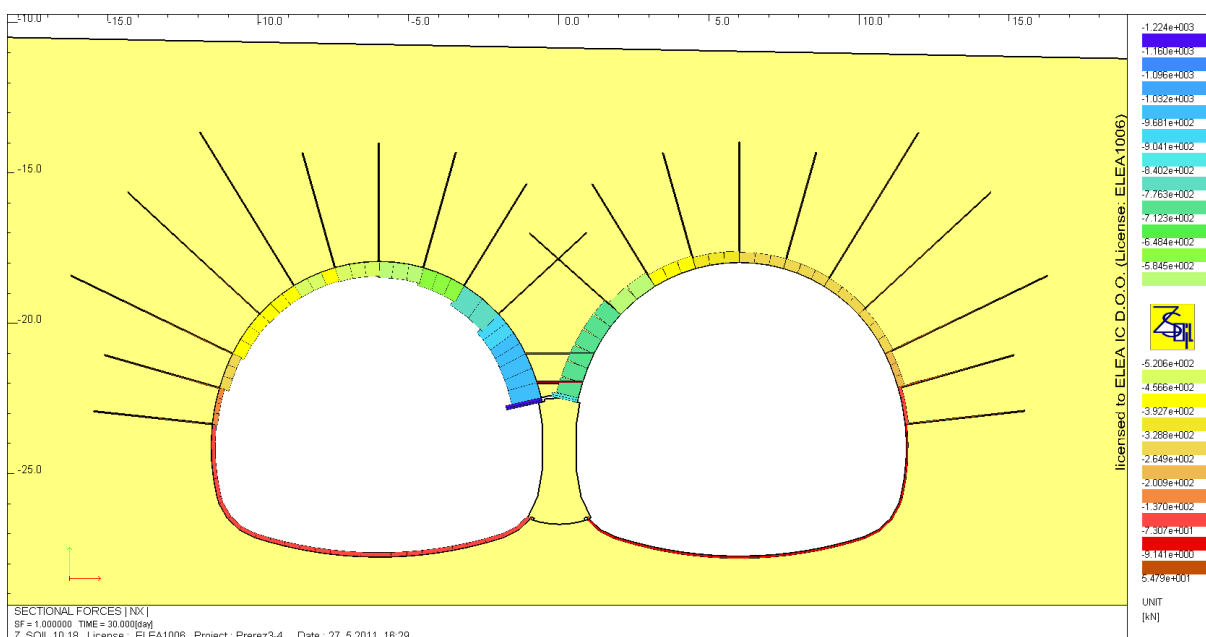


Slika 97: Vektorji pomika pri varnosti $\gamma_R = 1,0$ $u_{max} = 0,59$ cm



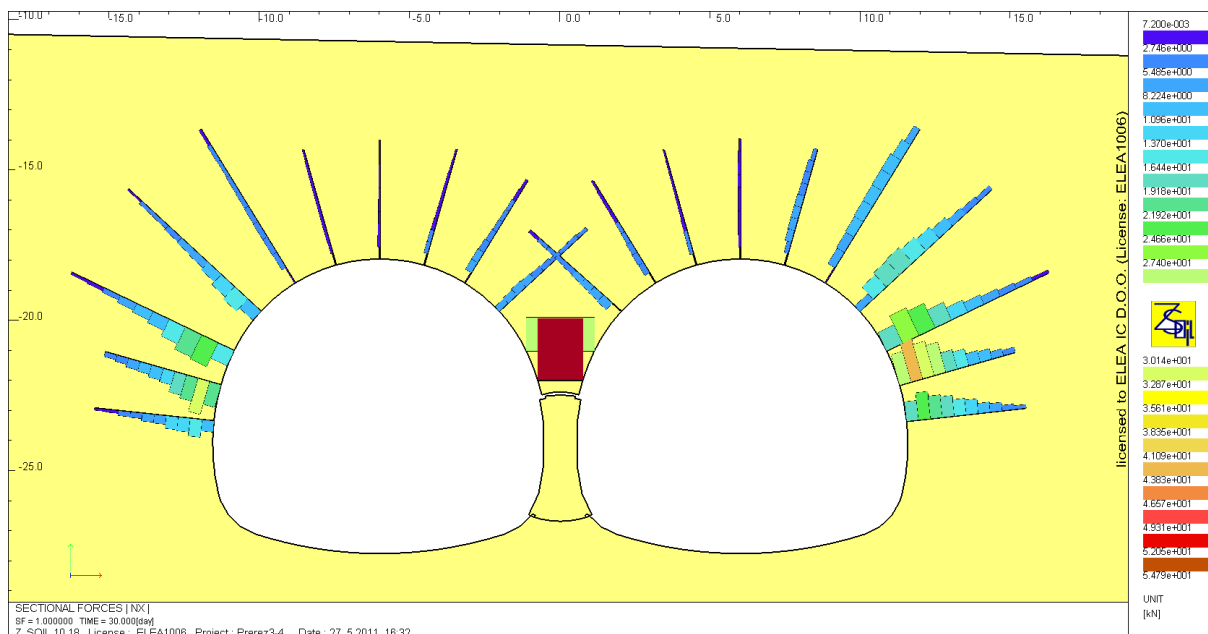
Slika 98: Momenti v oblogi iz brizganega betona

$$M_{2,max} = -25,7 \text{ kNm}$$



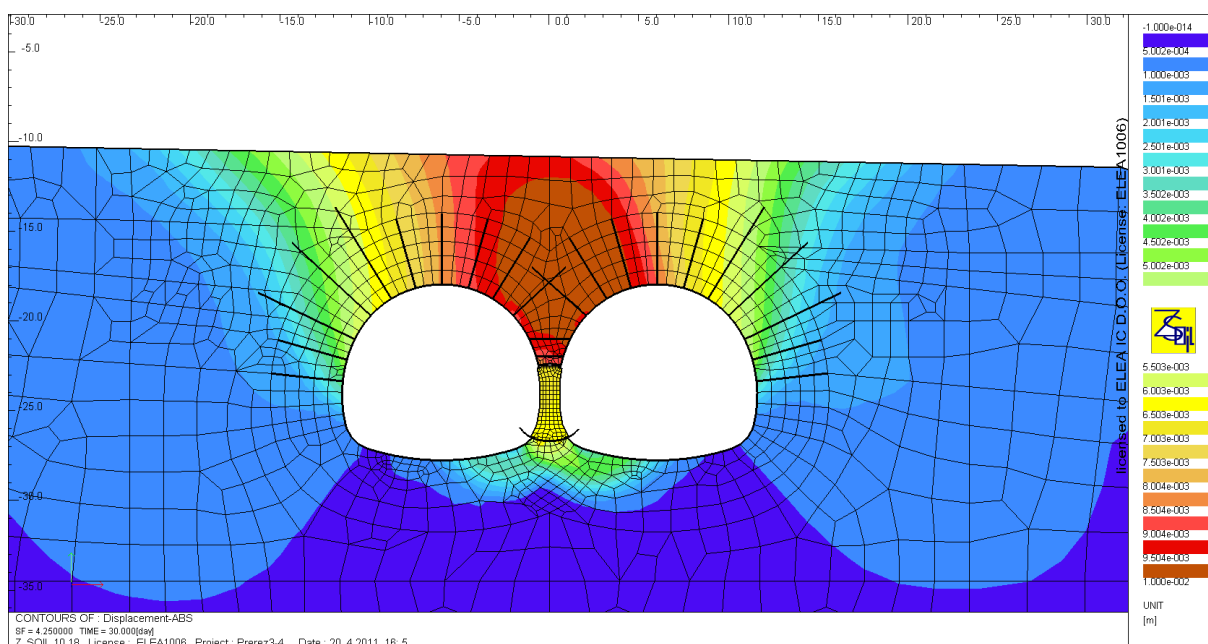
Slika 99: Osne sile v oblogi iz brizganega betona

$$N_{2,min} = -1160 \text{ kN}$$



Slika 100: Osne sile v pasivnih sidrih

$$P_2 = 42,8 \text{ kN}$$



Slika 101: Deformacije pri varnosti $\gamma_R = 4,2$

V preglednici 26 so podane računske vrednosti maksimalnega momenta in osne sile v primarni oblogi (brizgani beton) ter maksimalna osna sila v pasivnem sidru v vseh računskih korakih.

Preglednica 26: Rezultati izračuna po metodi končnih elementov (MSN)

Izračun	Kombinacija 1			Kombinacija 2 ($c - \varphi$ redukcija)		
	Karakt. vrednost	Faktor	Projektna vrednost	Računska vrednost	Faktor	Projektna vrednost
Sidrna sila (pasivno sidro) P_2 [kN]	42,8	1,35	57,7	48,1	1,0	48,1
Maksimalni moment $M_{2,max}$ [kNm]	-24,7	1,35-	-33,3	-25,9	1,0	-25,9
Oсна sila $N_{2,min}$ [kN]	-1158,0	1,35	-1563,3	-1178,0	1,0	-1178,0

6.6.2.3 Kontrola nosilnosti sider

Osnovna zahteva pri projektiranju za mejno stanje nosilnosti je podana z enačbo:

$$P_d \leq R_{a,d}$$

$R_{a,d}$... projektna vrednost odpora sidra na izvlek

P_d ... projektna obremenitev sidra

e) Projektna vrednost odpora sidra na izvlek se določi po enačbi:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_a}$$

γ_a ... delni faktor, ki upošteva neugodne odklone odpora sidra na izvlek

Za prvi projektni pristop (PP1) je vrednost $\gamma_a = 1,1$.

Karakteristično vrednost $R_{a,k}$ določimo z najmanj tremi ustreznostnimi preizkusi na terenu v skladu s standardom EN 1537:1999.

f) Projektna vrednost notranje nosilnosti sidra mora izpolnjevati naslednji pogoj:

$$R_{a,d} \leq R_{t,d}$$

$$R_{1,d} \leq \frac{R_{t,k}}{\gamma_a}$$

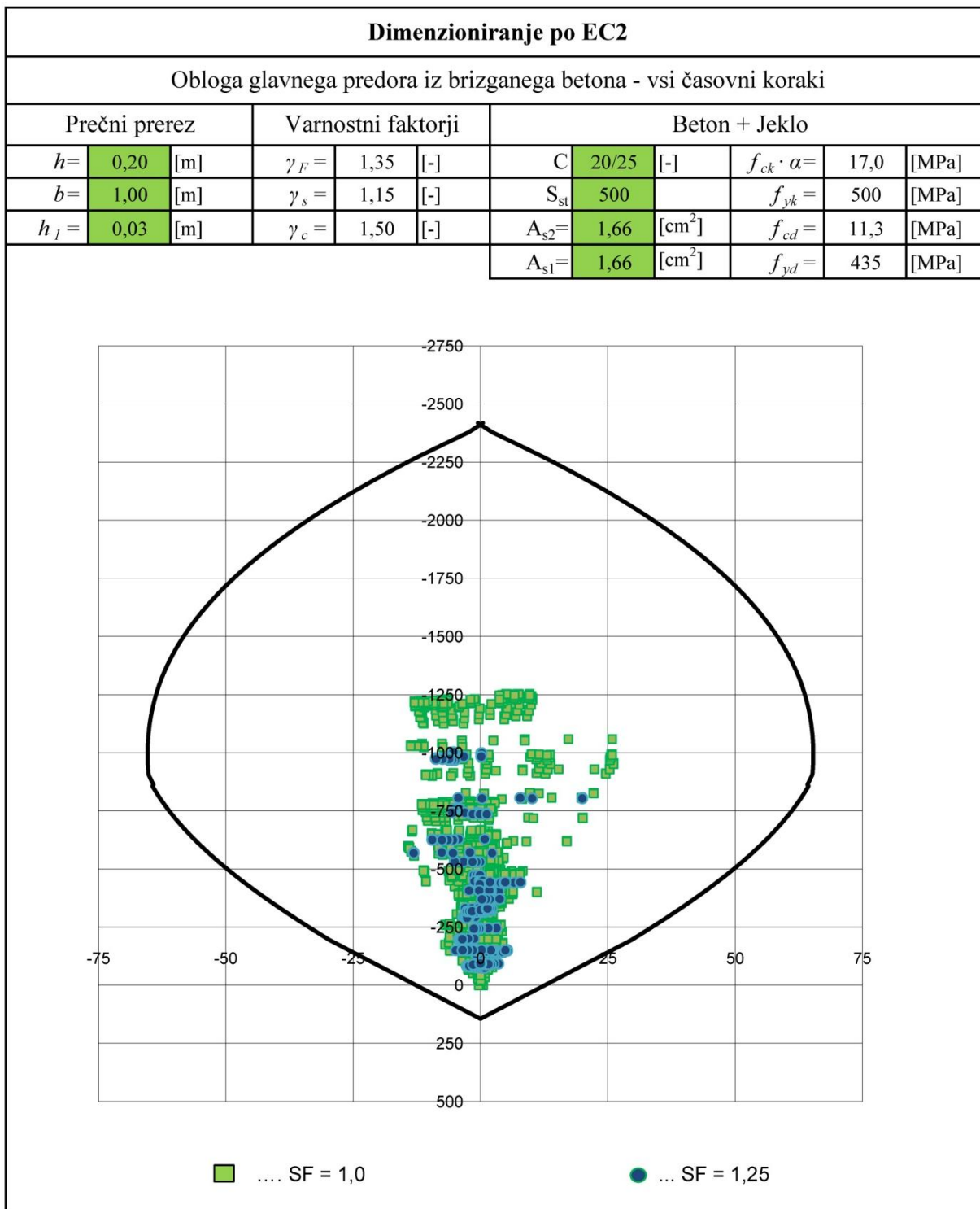
$R_{t,k}$... nosilnost materiala sidra podana v tehnični specifikaciji proizvajalca

Izberem IBO sidro R32L natezne nosilnosti $R_{t,k}=160$ kN.

$$P_{2,d} = 57,7 \text{ kN} \leq \frac{160 \text{ kN}}{1,1} = 145,45 \text{ kN}$$

6.6.2.4 Kontrola nosilnosti obloge iz brizganega betona

Kontrolo prečnega prereza in armature smo preverili v vseh fazah izgradnje s pomočjo interakcijskega diagrama.



Slika 102: Interakcijski diagram primarne obloge v Prerezu 3-3

6.7 Popis in vrednotenje gradbenih del in materialov

Grobo oceno stroškov izgradnje predora smo zasnovali na podlagi trenutnih cen gradbenih del in materialov, ki so bile uporabljene pri izgradnji primerljivega predora.

Preglednica 27 Rekapitulacija stroškov izgradnje predora

OCENA STROŠKOV GRADNJE DVOPASOVNEGA PREDORA Z VMESNIM STEBROM					
Dolžina	L= 320 m	D= 330 m		PREDOR: Škocjanski hrib	
OSNOVNI PODATKI		NIŠE			
Skupna dolžina	650 m	ČISTILNA (65 m)	5	POŽARNA (125 m)	3
VRSTA DEL	KOLIČINA	CENA /enoto	CENA [€]		
PORTAL SEVER					904.250 €
Plato	385 m ²	50 €/m ²	19.250 €		
Pogonska centrala	150 m ²	700 €/m ²	105.000 €		
Komunalni vodi	1000 m	150 €/m	150.000 €		
Izkop in varovanje	1500 m ²	240 €/m ²	360.000 €		
Pokriti vkop	20 m	13.500 €/m	270.000 €		
PORTAL JUG					799.250 €
Plato	385 m ²	50 €/m ²	19.250 €		
Komunalni vodi	1000 m	150 €/m	150.000 €		
Izkop in varovanje	1500 m ²	240 €/m ²	360.000 €		
Pokriti vkop	20 m	13.500 €/m	270.000 €		
IZKOP, PODPIRANJE IN OBLOGA					3.954.530 €
Glavni predor	560 m	5.241 €/m	2.934.914 €		
Portalno območje	90 m	7.131 €/m	641.822 €		
Centralni predor	320 m	1.144 €/m	366.213 €		
Male niše	8 kom	1.448 €/kom	11.581 €		
OPREMA PREDORA					1.274.000 €
Hidrantno omrežje	650 m	430 €/m	279.500 €		
Nadzor in vodenje	650 m	400 €/m	260.000 €		

se nadaljuje ...

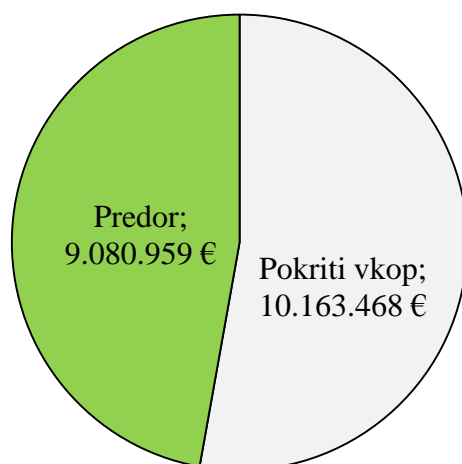
... nadaljevanje preglednice 27

Napajanje	650 m	530 €/m	344.500 €
Prezračevanje	650 m	250 €/m	162.500 €
Razsvetljava	650 m	350 €/m	227.500 €
SKUPAJ VSA DELA			6.932.030 €
Nepredvidena	5%	Gradbena in ostala dela, ki niso vključena v oceni	346.601 €
Ocena tveganja skladno z OGG (<i>OSTERREICHISCHE GESELLSCHAFT FUR GEOMECHANIK</i>) -			
Nepoznana	6%	Investitorju nepoznani stroški, ki so odvisni od faze projektiranja.	415.922 €
Projektna tveganja	5%	Tveganja spremembe projektnih rešitev, dovoljenj...	346.601 €
Geologija	15%	Tveganja izhajajoč iz stopnje raziskanosti terena	1.039.804 €
CENA			9.080.959 €
CENA /m¹			13.971 €/m

7 IZBIRA VARIANTE

7.1 Ekonomski vidik

Če primerjamo ceni izgradnje med predorom in pokritim vkopom, je varianta s predorom ekonomsko ustrežnejša. Pri varianti s pokritim vkopom velik delež k stroškom prispeva izkop in deponiranje flišnih kamnin. Pri izgradnji predora je nekoliko manj izkopnih mas, zato so stroški povezani z deponiranjem manjši. Velik in najbolj spremenljiv delež stroškov pri gradnji predora predstavljajo podporni ukrepi. Cena izgradnje predora v srednje dobrih hribinah se navadno giblje okoli 15.000 €/m¹, v manj nosilnih hribinah se iz naslova podporja cena povzpone na cca 20.000 €/m¹ za posamezno cev. Hribinsko osnovo Škocjanskega hriba sestavljajo flišne kamnine, ki veljajo za dokaj ugodne pri gradnji predorov. Stroški izgradnje so ocenjeni na 13.971 €/m¹.



Slika 103: Grafični prikaz ekonomske vrednosti za posamezno varianto

7.2 Okoljski vidik

Območje Škocjanskega hriba je posejano z oljkami in vinogradi. V primeru izgradnje pokritega vkopa bi bil velik del teh površin uničen. Tako bi čas vzpostavitve prvotnega stanja trajal več let in povzročil finančni izpad dohodka lokalnim pridelovalcem.

Z vidika okoljevarstva in ekonomike bi bila varianta s predorom ustrežnejša od pokritega vkopa.

8 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge smo računsko, tehnološko in ekonomsko preverili možnosti izvedbe pokritega vkopa in predora skozi Škocjanski hrib. Nameravani objekt je del trase hitre ceste med Koprom in Dragonjo.

Za obe varianti smo izdelali študijo izvedljivosti na nivoju idejnega projekta, iz katere je razvidno, da je možna izvedba v obeh variantah. Odsek hitre ceste, ki poteka skozi Škocjanski hrib, se nahaja v bližini obmorskega pasu. Pobočje hriba je zasajeno s trajnimi nasadi oljk in vinsko trto, prav tako se s hriba zajema podtalna voda za namakanje, zato bi bilo potrebno posege v naravo omejiti v čim večji meri.

Obe obravnavani varianti imata svoje prednosti in slabosti. Prednost izvedbe pokritega vkopa najdemo predvsem v hitrejši izvedbi. Upoštevamo pa lahko tudi dejstvo, da je vožnja skozenj prijetnejša. Slabosti, s katerimi se soočamo pri tej varianti, so: velika količina izkopnega materiala in velik poseg v naravni prostor.

V nasprotju z izvedbo načrtovanega pokritega vkopa ima izvedba predora več prednosti. Z izvedbo slednjega bi namreč bistveno zmanjšali vpliv v prostor, predvsem zaradi manjše količine izkopnega materiala.

Varianta s predorom je tako z ekonomskega kot tudi okoljskega vidika primernejša, saj bi z izgradnjo predora manj obremenili okolje, že med samo izgradnjo kot tudi po njej.

Ocenjeni stroški za izvedbo pokritega vkopa znašajo 10.163.468€, za izvedbo predora pa 9.080.959€. Dokazali smo, da je izgradnja predora smotnejša, saj je končna cena izvedbe predora nižja od cene izvedbe pokritega vkopa.

VIRI

Elisas, V., Juran, I. 1991. Soil Nailing for stabilization of Highway Slopes and Excavations. FHWA –RD-89-198. Federal Highway Administration, Washington D.C.

SIST EN 1997-1. 2005. Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila., Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-1. 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – prostorninske teže, lastna teža, koristna obtežba stavb., Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-2. 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 2. del: Prometna obtežba mostov., Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

Hoek, E., Marison, P., Benissi, M. 1998. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and shared masses. The case of the Athens Schist Formation. Bull. Engg. Geol. Env.: str.151-160.

Hoek, E. 2009. Fundamentals of slope design. Keynote address at slope Stability 2009, Santiago, Chile.

Hoek, E. 2011 Practical rock engineering
<http://www.cocscience.com/hoek/corner/> (pridobljeno 10. 12. 2010).

Hoek, E., Brown, E.T. 1988. The Hoek-Brown failure criterion – a 1988 update. Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp.: 31-38 str. Toronto: Civil Engineering Dept., University of Toronto.

Kotnik, R. 2007. Pokriti vkopi, SCT Tehnični informator št. 69, Ljubljana.

Likar, J. 2010. Je gradnja predorov v Sloveniji racionalna?, Srečanje 11. Šukljetov dan, Zbornik, Brdo pri Kranju, 2010, Slovensko geotehnično društvo.

Logar, J. Geotehnične gradnje, FGG Ljubljana, študijsko gradivo
<http://www.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/> (pridobljeno 21. 1. 2011).

Miščević, P., Števanic D. 2005 Granična nosivnost plitkih temelja na stijesnoj masi,
<http://www.casopis-gradjevinar.hr/dokumenti/200605/2.pdf/> (pridobljeno 14. 12. 2010).

Mouratidis, A. S.Lambropoulos, E. Sakoumpenta. 2005. The “Cover and Cut” Method in tunnel and Roadway Construction. Proc. 1th Conference “Earthworks in Europe”, Paris.