

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*



Visokošolski program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Peter Jemec

Vpliv raziskovalnega rova na gradnjo dvopasovnega predora Šentvid

Diplomska naloga št.: 225

Mentor:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

Angelo Žigon

Ljubljana, 19. 4. 2006

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **Peter Jemec** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:

»Vpliv raziskovalnega rova na gradnjo dvopasovnega predora Šentvid«.

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske separatoteke FGG.

Ljubljana, 03. 04. 06

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji:

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.19 (043.2)
Avtor:	Peter Jemec
Mentor:	Doc. dr. Janko Logar
Somentor:	Angelo Žigon, udig.
Naslov:	Vpliv raziskovalnega rova na gradnjo dvopasovnega predora Šentvid
Obseg in oprema:	190 str., 7 pregl., 123 sl., 90 pril.
Ključne besede:	raziskovalni rov, dvopasovni predor, izkop predora, podpiranje, pomiki, notranje statične količine, numerična analiza

Izvleček

Diplomsko delo obravnava vpliv predhodne gradnje raziskovalnega rova na kasnejšo gradnjo dvopasovnega predora. Delo se navezuje na dejansko izvedena dela v predoru Šentvid. V uvodu povzame vsebino, opiše problem ter pojasni namene in cilje. V nadaljevanju je predstavljen predorski sistem Šentvid vključno z raziskovalnim rovom in geloškimi pogoji gradnje. Opisana je uporabljena metoda gradnje, principi in klasifikacija. Delo vsebuje še zaključke iz literature iz tega področja. Na kratko je opisan uporabljeni programski paket s karakteristikami vseh bistvenih uporabljenih materialov in konstitutivnimi modeli. Računsko delo se prične z dvodimenzionalnimi analizami vplivov mreže, obtežne funkcije, hribinskih karakteristik, konstitutivnih modelov in računske natančnosti. Nadaljuje se s tridimenzionalnimi analizami, kjer so predstavljene vse bistvene spremembe okolne hribine ob gradnji predora ter vplivi na oblogo predora in raziskovalnega rova. Za analizo vpliva rova na dvopasovni predor sledijo štiri računi v dveh zelo različnih hribinskih pogojih. Poleg samih rezultatov s primerjavami in zaključkom, najdemo v delu tudi več drugih uporabnih rezultatov in spoznanj. Vpliv rova se z uporabljenimi predpostavkami izkaže za minimalnega. Ob uporabi drugih materialnih modelov, variranju nadkritja, predvsem pa velikosti izkopa, pa bi vpliv manjšega izkopa na večjega verjetno bil večji.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTARISTIC INFORMATION

UDC:	624.19 (043.2)
Author:	Peter Jemec
Supervisor:	Assist. Prof. dr. Janko Logar
Cosupervisor:	Angelo Žigon, M.Sc. civ. eng.
Title:	Influence of the exploration gallery on the Šentvid two lane tunnel construction
Notes:	190 p., 7 tab., 123 fig., 90 enc.
Key words:	exploration gallery, two lane tunnel, tunnel excavation, support, deformations, sectional forces, numerical analysis

Abstract

Thesis work is dealing with influence of the previously executed exploration gallery on later two lane tunnel construction. Work refers to actual realization in tunnel Šentvid. First the scope of the document is introduced following by description of the problem and explaining the purpose and goals. Continuing with the document the Šentvid tunnel system is presented with special chapters on exploration gallery and encountered geological conditions. Used tunnel method, principles and classification are described. Presenting the conclusions derived from literature on this topic is followed by program description including basics on used materials and applied constitutive models. Calculation part starts with two dimensional analyses for derivation of the influence of mesh density, load function, rock mass properties, constitutive models and divergency tolerance. This part is followed by three dimensional analyses where all basic modification of the surrounding rock by tunnel excavation and influence on the tunnel and exploration gallery lining is introduced. For analysing of the influence of the gallery on the two lane tunnel four calculations in two rock types are carried out. In this work beside results with comparisons and conclusions we also find other applicable results and comprehensions. With used presumptions the influence of the gallery is minimal. Using other material models, variation of the overburden and especially excavation size, the influence of the smaller excavation on a bigger excavation profile could be increased.

ZAHVALA

Za strokovno pomoč pri nastajanju diplomske naloge se zahvaljujem mentorju doc. dr. Janku Logarju ter somentorju Angelu Žigonu udig., ki sta me z dragocenimi navodili uspešno vodila do zaključka dela.

Dodatno se za strokovno pomoč zahvaljujem še sodelavcem v podjetju Elea IC, še posebno vodji skupine za nizke gradnje in projektiranje predorov Marku Žibertu udig. ter direktorju Angelu Žigonu za uporabo računalniške opreme podjetja.

Zahvaljujem se Thomasu Zimmermannu iz podjetja Zace Seviles Ltd, ki mi je zagotovil brezplačno verzijo programa Z_SOIL.PC 3D in mi s tem omogočil izvedbo tega diplomskega dela.

Hvala staršem in sestri za podporo med študijem in Ani Kozjan za drobne nasvete pri urejanju diplomskega dela.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
1.1	Predstavitev diplomskega dela	1
1.2	Opis problema.....	2
1.3	Namen in cilji naloge	3
2	PREDSTAVITEV PROJEKTA	4
2.1	Predstavitev predorskega sistema.....	4
2.2	Predstavitev raziskovalnega rova.....	6
2.3	Geologija.....	9
2.4	Nova avstrijska metoda - princip	14
2.5	Hribinske kategorije in podpiranje	19
2.5.1	Raziskovalni rov	19
2.5.1.1	Hribinska kategorija B.....	20
2.5.1.2	Hribinska kategorija C	22
2.5.2	Dvopasovni predor	24
2.5.2.1	Hribinska kategorija C2	25
2.5.3	Hribinska kategorija C3	27
3	PREGLED DOSEDANJEGA DELA	30
4	OPIS MATERIALOV, PROGRAMSKEGA PAKETA IN KONSTITUTIVNIH MODELOV.....	32
4.1	Z_Soil	32
4.2	Opis elementov in splošne analize.....	34
4.2.1	Uporabljeni elementi	34
4.2.2	Faze izkopa	35
4.2.3	Računski in časovni koraki.....	35
4.2.4	Eksistenčne funkcije	36
4.2.5	Obtežne funkcije	36
4.2.6	Uporabjeni materiali	37
4.2.6.1	Brizgani beton	37
4.2.6.2	Sidra	40

4.2.6.3	Kotaktni elementi	40
4.3	Konstitutivni modeli	43
4.3.1	Mohr Coulomb	43
4.3.2	Hoek Brown	43
4.3.3	Anizotropni »Multilaminate« model	46
5	UMERJANJE MODELA (2D ANALIZE)	49
5.1	Opis modela	49
5.2	Vpliv mreže	51
5.2.1	Pomiki	52
5.2.2	Notranje statične količine	56
5.2.3	Plastične cone	60
5.2.4	Zaključek	60
5.3	Vpliv dilatacijskega kota	61
5.3.1	Pomiki	62
5.3.2	Notranje statične količine	64
5.3.3	Zaključek	67
5.4	Vpliv konstitutivnega modela	68
5.4.1	Hribinski tip RMT 2max	69
5.4.1.1	Pomiki	69
5.4.1.2	Notranje statične količine	70
5.4.1.3	Plastične cone	72
5.4.2	Hribinski tip RMT 3min	72
5.4.2.1	Pomiki	72
5.4.2.2	Notranje statične količine	73
5.4.2.3	Plastične cone	74
5.4.3	Hribinski tip RMT 3min z novo obtežno funkcijo	74
5.4.3.1	Pomiki	76
5.4.3.2	Notranje statične količine	77
5.4.3.3	Plastične cone	78
5.4.4	Vpliv konstitutivnega modela pri predoru Šentvid	79
5.4.4.1	Geologija in računski model	79

5.4.4.2	Konvergence in obtežne funkcije	82
5.4.4.3	Analiza pomikov	84
5.4.4.4	Plastične cone	84
5.4.5	Zaključek.....	85
5.5	Vpliv tolerance	87
5.5.1	Pomiki.....	87
5.5.2	Notranje statične količine	88
5.5.3	Zaključek.....	89
6	3D ANALIZE	90
6.1	Dvopasovni predor (primerjava z 2D).....	90
6.1.1	Opis modela.....	91
6.1.2	Pomiki.....	93
6.1.3	Notranje statične količine	96
6.1.4	Plastične cone	98
6.1.5	Napetosti in trajektorije napetosti	98
6.1.5.1	Prečno	98
6.1.5.2	Vzdolžno	100
6.1.6	Zaključek.....	101
6.2	Dvopasovni predor z rovom	103
6.2.1	Model	103
6.2.2	Pomiki.....	104
6.2.3	Notranje statične količine	107
6.2.4	Napetosti in trajektorije napetosti	109
6.2.4.1	Prečno	109
6.2.4.2	Vzdolžno	110
6.2.5	Zaključek.....	111
6.3	Primerjave.....	112
6.3.1	Opis modelov.....	112
6.3.2	Pomiki.....	114
6.3.2.1	Vertikalni pomiki.....	115
6.3.2.2	Horizontalni pomiki	118

6.3.2.3	Vzdolžni pomiki	119
6.3.3	Notranje statične količine	122
6.3.4	Napetosti	124
6.3.4.1	Hribinski tip RMT 2max	124
6.3.4.2	Hribinski tip RMT 3min	128
6.3.4.3	Primerjava med hribinskima tipoma	130
6.3.5	Zaključek	132
7	ZAKLJUČEK	134
8	VIRI	137
9	PRILOGE	139
9.1	Priloge P5.2	139
9.2	Priloge P5.3	151
9.3	Priloge P5.4	157
9.4	Priloge P6.1	173
9.5	Priloge P6.2	187

KAZALO TABEL

Tabela 2.1: Razporeditev različnih tipov hribin.....	11
Tabela 2.2: Ocena hribinske trdnosti po Hoek-Brownovem kriteriju.....	13
Tabela 2.3: Hribinska klasifikacija raziskovalnega rova.....	19
Tabela 2.4: Hribinska klasifikacija dvopasovnega predora.....	24
Tabela 5.1: Vhodni parametri za hribinski tip RMT2max pri različnih porušnih kriterijih.....	69
Tabela 5.2: Vhodni parametri za hribinski tip RMT3min pri različnih porušnih kriterijih.....	72
Tabela 5.3: Višji vhodni parametri za hribinski tip RMT3min pri različnih porušnih kriterijih.	76

KAZALO SLIK

Slika 2.1.1: Pregledna situacija celotne trase avtocestnega odseka Šentvid - Koseze.	5
Slika 2.1.2: Pregledna situacija predorskega sistema Šentvid.	5
Slika 2.1.3: 3D situacija severnega dela predorskega sistema z kavernama.	6
Slika 2.2.1: Predvidena in dejanska situacija razskovalnega rova.	8
Slika 2.3.1: Vzdolžna geološka profila na mestu leve kaverne.	13
Slika 2.4.1: Swellex ekspanzijska sidra.	16
Slika 2.4.2: SN sidra.	17
Slika 2.4.3: IBO sidra.	17
Slika 2.4.4: TH jekleni loki.	17
Slika 2.4.5: Palični nosilci.	17
Slika 2.4.6: Kontrolnik napetosti v oblogi.	18
Slika 2.5.1: Sistem podpiranja raziskovalnega rova v hribinski kategoriji B.	21
Slika 2.5.2: Sistem podpiranja raziskovalnega rova v hribinski kategoriji C.	23
Slika 2.5.3: Sistem podpiranja dvopasovnega predora v hribinski kategoriji C2.	26
Slika 2.5.4: Sistem podpiranja dvopasovnega predora v hribinski kategoriji C3.	28
Slika 4.2.1: Idealiziran prikaz časovnih korakov in računskih korakov v analizi po MKE.	36
Slika 4.2.2: Časovno odvisen razvoj elastičnega modula Webru.	38
Slika 4.2.3: Časovno odvisen razvoj elastičnega modula po Dingu.	39
Slika 4.2.4: Porušitev vzdolž kontaktne ploskve.	41
Slika 4.2.5: Mohr-Coulombov zakon trenja za kontakt.	41
Slika 4.2.6: Razlike v končnem rezultatu ob uporabi kontaktnih elementov.	42
Slika 4.3.1: Mohr-Coulombov kriterij tečenja.	43
Slika 4.3.2: Razmerje med maksimalnimi in minimalnimi glavnimi napetostmi za Hoek-Brownov kriterij in za ekvivalenten Mohr-Coulombov kriterij.	45
Slika 4.3.3: Vpliv skrivalosti na pomike.	46
Slika 4.3.4: Funkcija plastičnega tečenja in plastičnega potenciala.	47
Slika 4.3.5: Rezultati UDEC simulacij za kote 0°, 30°, 60°, 90°.	48
Slika 4.3.6: Razvoj deformacij z večanjem globine porušitvene cone.	48
Slika 5.1.1: Uporabljeni materiali.	50

Slika 5.1.2: Potek analize.....	50
Slika 5.2.1: Materialne karakteristike.....	51
Slika 5.2.2: Modeliranje obloge pri različni gostoti mreže.....	52
Slika 5.2.3: Moment pri mreži 3 (M3).....	52
Slika 5.2.4: Moment pri mreži 4 (M4).....	52
Slika 5.2.5: Prikaz lokacij analiziranih pomikov.....	53
Slika 5.2.6: Vertikalni in horizontalni pomiki za analize treh različnih gostot mreže.....	53
Slika 5.2.7: Razlika pomikov med M1 in M3 absolutno in pa relativno.....	54
Slika 5.2.8: Nova obtežna funkcija kalote.....	55
Slika 5.2.9: Vertikalne in horizontalne deformacije z novo obtežno funkcijo.....	55
Slika 5.2.10: Absolutna in relativna razlika pomikov med mrežama M1 in M3 z novo obtežno funkcijo.....	56
Slika 5.2.11: Ovojnice osnih sil in momentov.....	57
Slika 5.2.12: Absolutna razlika v osnih silah in momentih med mrežama M1 in M4.....	57
Slika 5.2.13: Relativna razlika notranjih sil med M1 in M4.....	58
Slika 5.2.14: Interakcijski diagram.....	58
Slika 5.2.15: Ovojnice osnih sil in momentov pri novi obtežni funkciji.....	59
Slika 5.2.16 : Interakcijski diagram pri novi obtežni funkciji.....	60
Slika 5.3.1: Rahel in gost sestav kroglic med striženjem.....	61
Slika 5.3.2: Vertikalni in horizontalni pomiki pri dilatacijskem kotu $\Psi=0$	63
Slika 5.3.3: Absolutna in relativna razlika horizontalnih in vertikalnih pomikov med M1 in M3 pri dilatacijskem kotu $\Psi=0$	63
Slika 5.3.4: Vpliv dilatacijskega kota na deformacije.....	64
Slika 5.3.5: Ovojnice osnih sil in momentov za različne gostote mrež.....	65
Slika 5.3.6: Absolutna razlika v osnih silah in momentih med mrežama M1 in M3.....	65
Slika 5.3.7: Relativna razlika v osnih silah in momentih med mrežama M1 in M3.....	66
Slika 5.3.8: Vpliv dilatacijskega kota na osne sile in momente.....	66
Slika 5.3.9: Interakcijski diagram pri različni vrednosti dilatacijskega kota.....	67
Slika 5.4.1: Primerjava pomikov pri različnih porušnih kriterijih v hribinskem tipu RMT2max.....	70

Slika 5.4.2: Primerjava osnih sil in momentov pri različnih porušnih kriterijih v hribinskem tipu RMT2max.	71
Slika 5.4.3: Interakcijski diagram za različne konstitutivne modele pri hribinskem tipu RMT2max.	71
Slika 5.4.4: Primerjava pomikov pri različnih porušnih kriterijih v hribinskem tipu RMT3min.	73
Slika 5.4.5: Primerjava osnih sil in momentov pri različnih porušnih kriterijih v hribinskem tipu RMT3min.	74
Slika 5.4.6: Nova definicija računskih korakov.	75
Slika 5.4.7: Primerjava pomikov pri različnih porušnih kriterijih v hribinskem tipu RMT3min, ob upoštevanju nove obtežne funkcije in višjih parametrov.	76
Slika 5.4.8: Primerjava osnih sil in momentov pri različnih porušnih kriterijih v hribinskem tipu RMT3min, ob upoštevanju nove obtežne funkcije in višjih parametrov.	77
Slika 5.4.9: Interakcijski diagram ob upoštevanju novih predpostavk.	78
Slika 5.4.10: Geološki profil na stacionaži 1180.	80
Slika 5.4.11: Geološki profil na stacionaži 1156.	80
Slika 5.4.12: Računski model na stacionaži 1180.	81
Slika 5.4.13: Računski model na stacionaži 1156.	81
Slika 5.4.14: Merjene deformacije na stacionaži 1180.	82
Slika 5.4.15: Merjene deformacije na stacionaži 1156.	82
Slika 5.4.16: Obtežne funkcije.	83
Slika 5.4.17: Primerjava izračunanih vertikalnih pomikov z dejanskimi.	83
Slika 5.5.1: Iterativni proces računa, linearizacija in konvergenčna toleranca.	87
Slika 5.5.2: Primerjava vertikalnih in horizontalnih pomikov pri različnih tolerancah.	88
Slika 5.5.3: Ovojnica osnih sil in momentov pri različnih tolerancah.	88
Slika 6.1.1: Potek izkopa in vgradnje podpornih elementov v 3D analizi.	92
Slika 6.1.2: 3D Model	92
Slika 6.1.3: Oddaljenost analiziranih točk od robnih pogojev.	93
Slika 6.1.4: Primerjava vertikalnih in horizontalnih pomikov med 2D in 3D analizo.	95
Slika 6.1.5: Analiza pomikov dobljenih iz 3D modela.	95
Slika 6.1.6: Elementa v 2D.	96

Slika 6.1.7: Elementa v 3D.....	96
Slika 6.1.8: Primerjava osnih sil in momentov v temenu in zgornjem delu boka predorske obloge med 2D in 3D modelom.	97
Slika 6.1.9: Vertikalne napetosti v prečnem prerezu pred gradnjo in po gradnji dvopasovnega predora.	99
Slika 6.1.10: Površine vertikalnih napetosti.	100
Slika 6.1.11: Vertikalne napetosti v vzdolžnem prerezu pred gradnjo in po gradnji dvopasovnega predora.	101
Slika 6.2.1: Oblogi iz brizganega betona v 3D modelu.....	103
Slika 6.2.2: Analizirani pomiki.....	104
Slika 6.2.3: Stacionaža analiziranih pomikov.	104
Slika 6.2.4: Pomiki v oblogi raziskovalnega rova. Negativni pomik v vzdolžni smeri pomeni pomik v smeri naraščanja stacionaže.....	105
Slika 6.2.5: Dvig temenske točke.	106
Slika 6.2.6: Izmerjen dvig temenske točke.....	106
Slika 6.2.7: Prikaz pozicije analiziranih elementov v oblogi raziskovalnega rova.	107
Slika 6.2.8: Razvoj osnih sil in momentov v oblogi raziskovalnega rova v času same gradnje rova in nadalje ob gradnji dvopasovnega predora.....	108
Slika 6.2.9: Interakcijski diagram za oblogo rova.	108
Slika 6.2.10: Vzdožna razpoka v raziskovalnem rovu na višini 1 m nad niveleto.....	109
Slika 6.2.11: Vertikalne napetosti v različnih gradbenih fazah.....	110
Slika 6.2.12: Vertikalne napetosti v različnih gradbenih fazah.....	111
Slika 6.3.1: Definicija računskih korakov v modelu s hribinskimi karakteristikami RMT 3min.	113
Slika 6.3.2: Konstrukcijski elementi.....	114
Slika 6.3.3: Prikaz eksistenčnih funkcij lupin.	114
Slika 6.3.4: Prikaz stacionaž.....	114
Slika 6.3.5: Primerjave vertikalnih pomikov.....	117
Slika 6.3.6: Prikaz vertikalnih pomikov temena.....	117
Slika 6.3.7: Primerjava horizontalnih pomikov v hribinskem tipu RMT 2max in RMT 3min za primer gradnje rova pred izvedbo predora in za primer ko se rov ne izvede.	119

Slika 6.3.8: Horizontalni pomiki v začetnem delu izkopa.....	119
Slika 6.3.9: Vzdolžni pomik temenske točke dvopasovnega predora.....	120
Slika 6.3.10: Merjeni vzdolžni pomiki.....	121
Slika 6.3.11: Prečne razpoke na mestu lokov v oblogi raziskovalnega rova.....	121
Slika 6.3.12: Prikaz analiziranih elementov.....	122
Slika 6.3.13: Ovojnice osnih sil.....	124
Slika 6.3.14: ovojnice upogibnih momentov.....	124
Slika 6.3.15: Vertikalne napetosti na stacionaži 24,75, ko je čelo izkopa na stacionaži 22,5.	125
Slika 6.3.16: Vertikalne napetosti na stacionaži 24,75, ko je čelo izkopa na stacionaži 24... 126	126
Slika 6.3.17: Vertikalne napetosti na stacionaži 24,75, ko je čelo izkopa na stacionaži 25,5.	126
Slika 6.3.18: Vertikalne napetosti na stacionaži 24,75, ko je čelo izkopa na stacionaži 27... 127	127
Slika 6.3.19: Vertikalne napetosti na stacionaži 24,75 – končno stanje.....	127
Slika 6.3.20: Vertikalne napetosti na stacionaži 20,5, ko je izkop na stacionaži 19.	128
Slika 6.3.21: Vertikalne napetosti na stacionaži 20,5, ko je izkop na stacionaži 20.	129
Slika 6.3.22: Vertikalne napetosti na stacionaži 20,5, ko je izkop na stacionaži 21.	129
Slika 6.3.23: Vertikalne napetosti na stacionaži 20,5, ko je izkop na stacionaži 22.	130
Slika 6.3.24: Končne vertikalne napetosti.....	130
Slika 6.3.25: Primerjava vertikalnih napetosti med hribinskim tipom RMT 2max in RMT 3min pred čelom izkopa kalote.	131
Slika 6.3.26: Primerjava vertikalnih napetosti med hribinskim tipom RMT 2max in RMT 3min – končno stanje.....	132

KAZALO PRILOG

Slika P5.2. 1: Deformacije pri mreži 1 (M1) po izkopu kalote.	140
Slika P5.2. 2: Končne deformacije pri mreži 1 (M1).	140
Slika P5.2. 3: Deformacije pri mreži 2 (M2) po izkopu kalote.	141
Slika P5.2. 4: Končne deformacije pri mreži 2 (M2).	141
Slika P5.2. 5: Deformacije pri mreži 3 (M3) po izkopu kalote.	142
Slika P5.2. 6: Končne deformacije pri mreži 3 (M3).	142
Slika P5.2. 7: Deformacije pri mreži 1 (M1) in novi obtežni funkciji po izkopu kalote.	143
Slika P5.2. 8: Končne deformacije pri mreži 1 (M1) in novi obtežni funkciji.	143
Slika P5.2. 9: Deformacije pri mreži 2 (M2) in novi obtežni funkciji po izkopu kalote.	144
Slika P5.2. 10: Končne deformacije pri mreži 2 (M2) in novi obtežni funkciji.	144
Slika P5.2. 11: Deformacije pri mreži 3 (M3) in novi obtežni funkciji po izkopu kalote.	145
Slika P5.2. 12: Končne deformacije pri mreži 3 (M3) in novi obtežni funkciji.	145
Slika P5.2. 13: Osna sila in moment pri mreži 1 (M1).	146
Slika P5.2. 14: Osna sila in moment pri mreži 2 (M2).	146
Slika P5.2. 15: Osna sila in moment pri mreži 3 (M3).	147
Slika P5.2. 16: Osna sila in moment pri mreži 4 (M4).	147
Slika P5.2. 17: Plastična območja pri mreži 1 (M1) po izkopu kalote.	148
Slika P5.2. 18: Plastična območja pri mreži 1 (M1) po izvedbi predora.	148
Slika P5.2. 19: Plastična območja pri mreži 2 (M2) po izkopu kalote.	149
Slika P5.2. 20: Plastična območja pri mreži 2 (M2) po izvedbi predora.	149
Slika P5.2. 21: Plastična območja pri mreži 3 (M3) po izkopu kalote.	150
Slika P5.2. 22: Plastična območja pri mreži 3 (M3) po izvedbi predora.	150
Slika P5.3. 1: Deformacije pri mreži 1 (M1) in pri $\Psi=0$ po izkopu kalote.	152
Slika P5.3. 2: Končne deformacije pri mreži 1 (M1) in pri $\Psi=0$	152
Slika P5.3. 3: Deformacije pri mreži 2 (M2) in pri $\Psi=0$ po izkopu kalote.	153
Slika P5.3. 4: Končne deformacije pri mreži 2 (M2) in pri $\Psi=0$	153
Slika P5.3. 5: Deformacije pri mreži 3 (M3) in pri $\Psi=0$ po izkopu kalote.	154
Slika P5.3. 6: Končne deformacije pri mreži 3 (M3) in pri $\Psi=0$	154

Slika P5.3. 7: Osna sila in moment pri mreži 1 (M1) in pri $\Psi=0$.	155
Slika P5.3. 8: Osna sila in moment pri mreži 2 (M2) in pri $\Psi=0$.	155
Slika P5.3. 9: Osna sila in moment pri mreži 3 (M3) in pri $\Psi=0$.	156
Slika P5.4. 1: Deformacije pri modelu HB.	158
Slika P5.4. 2: Deformacije pri modelu MC.	158
Slika P5.4. 3: Deformacije pri modelu ML.	159
Slika P5.4. 4: Osna sila in moment pri modelu HB.	159
Slika P5.4. 5: Osna sila in moment pri modelu MC.	160
Slika P5.4. 6: Osna sila in moment pri modelu ML.	160
Slika P5.4. 7: Plastična območja pri modelu HB.	161
Slika P5.4. 8: Plastična območja pri modelu MC.	161
Slika P5.4. 9: Plastična območja pri modelu ML.	162
Slika P5.4. 10: Plastična območja pri modelu MC v hribinskem tipu 3min.	162
Slika P5.4. 11: Plastična območja pri modelu HB v hribinskem tipu 3min.	163
Slika P5.4. 12: Plastična območja pri modelu ML v hribinskem tipu 3min.	163
Slika P5.4. 13: Deformacije po izkopu stopnice pri modelu HB v 3min in novo funkcijo.	164
Slika P5.4. 14: Končne deformacije pri modelu HB v 3min in novo funkcijo.	164
Slika P5.4. 15: Deformacije po izkopu stopnice pri modelu MC v 3min in novo funkcijo.	165
Slika P5.4. 16: Končne deformacije pri modelu MC v 3min in novo funkcijo.	165
Slika P5.4. 17: Deformacije po izkopu stopnice pri modelu ML v 3min in novo funkcijo.	166
Slika P5.4. 18: Končne deformacije pri modelu MC v 3min in novo funkcijo.	166
Slika P5.4. 19: Plastična območja pri modelu MC v 3min in novo funkcijo.	167
Slika P5.4. 20: Plastična območja pri modelu HB v 3min in novo funkcijo.	167
Slika P5.4. 21: Plastična območja pri modelu ML v 3min in novo funkcijo.	168
Slika P5.4. 22: Deformacije na stacionaži 1180 z modelom MC.	169
Slika P5.4. 23: Deformacije na stacionaži 1180 z modelom ML.	169
Slika P5.4. 24: Deformacije na stacionaži 1156 z modelom MC.	170
Slika P5.4. 25: Deformacije na stacionaži 1180 z modelom ML.	170
Slika P5.4. 26: Plastične cone na stacionaži 1180 z modelom MC.	171
Slika P5.4. 27: Plastične cone na stacionaži 1180 z modelom ML.	171

Slika P5.4. 28: Plastične cone na stacionaži 1156 z modelom MC.....	172
Slika P5.4. 29: Plastične cone na stacionaži 1156 z modelom ML.....	172
Slika P6.1. 1: Deformacije 3D modela po izkopu kalote (samo obloga).....	174
Slika P6.1. 2: Deformacije 3D modela po izkopu kalote.....	174
Slika P6.1. 3: Deformacije 2D modela po izkopu kalote.....	175
Slika P6.1. 4: Končne deformacije modela 3D.....	176
Slika P6.1. 5: Končne deformacije modela 2D.....	176
Slika P6.1. 6: Osna sila in moment 2D modela.....	177
Slika P6.1. 7: Moment 3D modela.....	178
Slika P6.1. 8: Osna sila 3D modela.....	178
Slika P6.1. 9: Osne sile v sidrih 2D modela.....	179
Slika P6.1. 10: Osne sile v sidrih 3D modela.....	179
Slika P6.1. 11: Osne sile v oblogi (lupini) dvopasovnega predora.....	180
Slika P6.1. 12: Moment v oblogi (lupini) dvopasovnega predora.....	180
Slika P6.1. 13: Plastična območja po izkopu kalote - 2D model.....	181
Slika P6.1. 14: Plastična območja po izkopu kalote - 3D model.....	181
Slika P6.1. 15: Plastična območja po izvedbi predora - 2D model.....	182
Slika P6.1. 16: Plastična območja po izvedbi predora - 3D model.....	182
Slika P6.1. 17: Začetne vertikalne napetosti v prečnem prerezu.....	183
Slika P6.1. 18: Končno stanje vertikalnih napetosti v prečnem prerezu.....	183
Slika P6.1. 19: Smeri glavnih napetosti v primarnem stanju v prečnem prerezu.....	184
Slika P6.1. 20: Preusmeritev napetosti v prečnem prerezu po izvedbi predora.....	184
Slika P6.1. 21: Začetne vertikalne napetosti v vzdolžnem prerezu.....	185
Slika P6.1. 22: Končno stanje vertikalnih napetosti v vzdolžnem prerezu.....	185
Slika P6.1. 23: Smeri glavnih napetosti v primarnem stanju v vzdolžnem prerezu.....	186
Slika P6.1. 24: Preusmeritev napetosti v vzdolžnem prerezu pri izvedbi predora.....	186
Slika P6.2. 1: Osne sile v oblogi rova.....	188
Slika P6.2. 2: Osne sile v oblogi rova pri izkopu kalote dvopasovnega predora.....	188
Slika P6.2. 3: Momenti v oblogi rova.....	189

Slika P6.2. 4: Moment v oblogi rova pri izkopu kalote dvopasovnega predora.....	189
Slika P6.2. 5: Vertikalne napetosti v prečnem prerezu po izvedbi raziskovalnega rova.....	190
Slika P6.2. 6: Vertikalne napetosti v prečnem prerezu po izvedbi dvopasovnega predora....	190

1 UVOD

1.1 Predstavitev diplomskega dela

Diplomsko delo predstavlja vpliv raziskovalnega rova na naknadno izvedbo dvopasovnega predora.

Delo je deljeno na več delov:

Poglavje 2 predstavlja splošni opis tehničnih karakteristik, princip izkopa in podpiranja predora, opis vseh sestavnih delov primarne podgradnje ter hribinske klasifikacije.

Poglavje 3 predstavlja dosedanje delo na podobni problematiki.

Poglavje 4 opisuje uporabljene materiale in njihove karakteristike. Vsebuje opis programskega paketa in konstitutivnih modelov uporabljenih v diplomskem delu.

V poglavju 5 so izvedene 2D analize za preverjanje vpliva mreže, materialnih parametrov, računske natančnosti ter konstitutivnih modelov. V tem poglavju se analize navezujejo tudi na dejansko geologijo pri predoru Šentvid in so usklajene z merjenimi deformacijami na določenih prečnih prerezih.

Poglavje 6 vsebuje 3D analize gradnje predora v treh različnih tipih hribine. V prvem delu je modelirana le gradnja dvopasovnega predora v enakih hribinskih pogojih kot 2D analize ter primerjave rezultatov med njima. V drugem delu je dodan raziskovalni rov kjer je prikazan vpliv gradnje dvopasovnega predora na obstoječi, že zgrajeni rov. Tretji del poglavja pa je deljen na dva dela glede na geologijo. Tu so izvedene 4 analize za primerjavo deformacij,

notranjih statičnih količin in vertikalnih napetosti v hribini za primer dvopasovnega predora in dvopasovnega predora s predhodno izvedenim raziskovalnim rovom.

V poglavju 7, so povzeti končni rezultati 3D analiz z opažanji in izkušnjami pridobljenimi na gradbišču med gradnjo.

Uporabljeni viri so predstavljeni v poglavju 8.

V zadnjem poglavju, poglavju 9 se nahajajo priloge, kjer so priloženi vsi bistveni grafični izrisi rezultatov iz programa.

Povzetki posameznih obravnavanih rezultatov, primerjav in vplivov se nahajo na koncu posameznega poglavja.

1.2 Opis problema

Pri večjih projektih se pojavlja vprašanje natančnosti geološko-geomehanskih podatkov, kjer pa lahko preliminarni raziskovalni rov zagotovi zelo natančne vhodne podatke za nadaljnjo izvedbo večjih podzemnih objektov. Še posebno pri predorih z velikim nadkritjem, kjer je poznavanje gologije nezadostno in je pravilna prognoza geologije možna le z izvedbo raziskovalnega rova.

S tem pridobimo zelo natančne podatke o geologiji, hidrogeologiji in tektoniki, s čemer se optimizira in olajša projektiranje, gradnjo in časovni plan izvedbe z minimalnim rizikom. Predvidi se lahko večino podpornih ukrepov, deformacijskih toleranc, odvodnjavanje in rizike gradnje. S tem pa dosežemo zelo natančno finančno oceno predora za naročnika.

Samoumevno je seveda, da se začetna cena predora poveča na račun gradnje raziskovalnega rova. V tej ceni pa ni le izkop in podpiranje rova. Za učinkovito in celotno poznavanje okolne hribine izkopenega rova in naknadno predora je potrebno poleg standardnih meritev med predorogradnjo izvajati še program geološko-geomehanskih raziskav in-situ in v laboratoriju.

Pri večjih projektih predorov kot so npr. železniški predori v zahtevnih geoloških pogojih, kjer je lahko nadkritje in dolžina predorov precej velika, je gradnja raziskovalnega rova pravzaprav nujna. V tem primeru je možno, da se raziskovalni rov izvede v prečnem prerezu naknadnega predora ali vzporedno z glavno cevjo ter služi kot zasilni izhod, prvo pomoč in servisna dela. V drugem primeru se stroški izvedbe še nekoliko povečajo, saj so potrebna dodatna končna dela, predvsem pa močnejše podpiranje zaradi vpliva izkopa glavnih cevi. V zelo spreminjajočih in slabih geoloških pogojih pa mora biti lokacija rova v prerezu predora, saj s tem omogoča najboljše poznavanje hribinskih razmer.

V tem diplomskem delu je vzet dejanski primer, kjer je lokacija raziskovalnega rova v prečnem prerezu dvopasovnega predora in s tem tudi vpliv verjetno največji.

1.3 Namen in cilji naloge

Namen naloge je ugotoviti vpliv raziskovalnega rova na gradnjo dvopasovnega predora. Cilj je bil izvesti 2D in 3D izračune s katerimi se pridobi pomike, notranje statične količine v oblogi in napetosti v okoljni hribini, primerjati rezultate med sabo ter ugotoviti ugodne ali neugodne učinke te rešitve ter velikost vpliva.

2 PREDSTAVITEV PROJEKTA

Poglavje predstavlja projekt predorskega sistema Šentvid, splošni opis tehničnih karakteristik, princip izkopa in podpiranja predora z vsemi sestavnimi deli primarnega podpiranja ter hribinske klasifikacije.

2.1 Predstavitev predorskega sistema

Avtocestni odsek Šentvid – Koseze je vključen v Nacionalni program izgradnje avtocest kot del avtoceste Karavanke – Obrežje, ki bo gorenjsko avtocesto navezal na AC obroč okoli Ljubljane. Izgradnja polnega priključka te avtoceste na Celovško cesto v Ljubljani je bil trd oreh strokovnjakov že nekaj let, saj je bilo potrebno najti rešitev za polni priključek na avtocesto, ki poteka v predoru pod Celovško cesto in se konča 1 km južneje v Pržanu.

Obstoječa trasa gorenjske avtoceste se zaključi pri priključku Brod. Od tu se leva in desna os trase razmakneta v vstopno izstopni krak do galerije Šentvid, koder se trasa dvigne na nivo Celovške ceste. V vmesnem pasu se predvidi pričetek trase odseka AC Šentvid - Koseze. Celotna dolžina trase je 5550 m od tega 1450 m odpade na predor Šentvid (Sliki 2.1.1 in 2.1.2.)

Trasa na severnem delu prečka gosto poseljeno območje z dvema močnima prometnima žilama, železnico in Celovško cesto. Zaradi časovnih in prostorskih pogojev je predor na severnem delu sestav že obstoječih in na novo zasnovanih konstrukcijskih sklopov. Vsi sklopi se gradijo sukcesivno v več fazah. V izgotovljenem stanju bo predor deloval kot funkcionalno enoten objekt s skupno opremo.

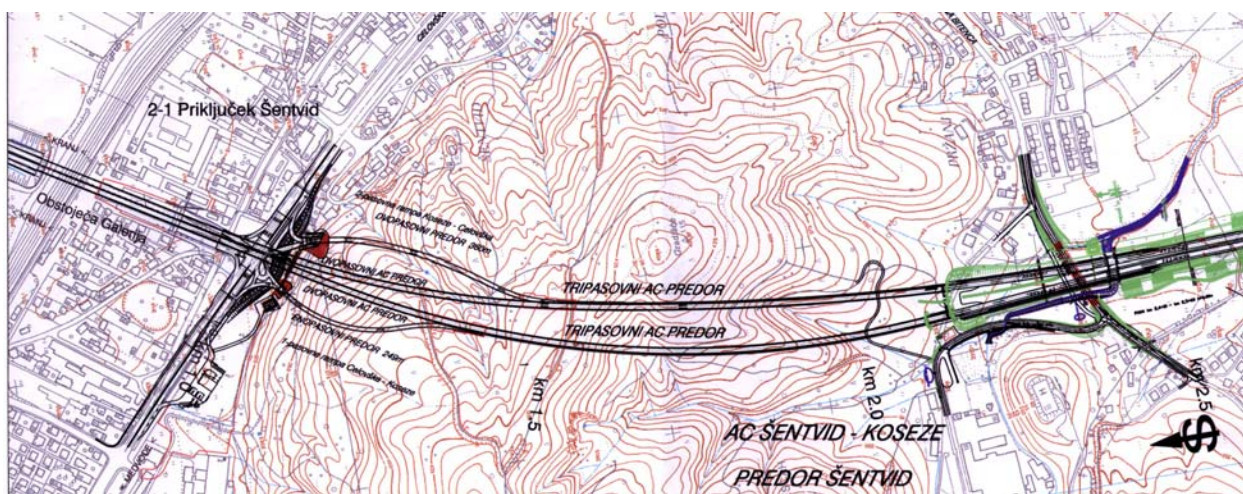
Predor se prične z vstopom v dvocelično konstrukcijo, pravokotnega profila obstoječe galerije Šentvid. Nadaljevanje predora tvori novi del pokritega vkopa vse do podnivojskega prečkanja Celovške ceste. Neposredno za prečkanjem Celovške ceste se osi predorskih cevi razmakneta. V območju med skrajnim robom celovške ceste in vstopom v rudarski del predora, se predvidi

vezno konstrukcijo v obliki pokritega vkopa. Trasa končno vstopi v hribinski del predora, ki se dober kilometer kasneje zaključen z enotnim portalnim območjem v polkrožni obliki.

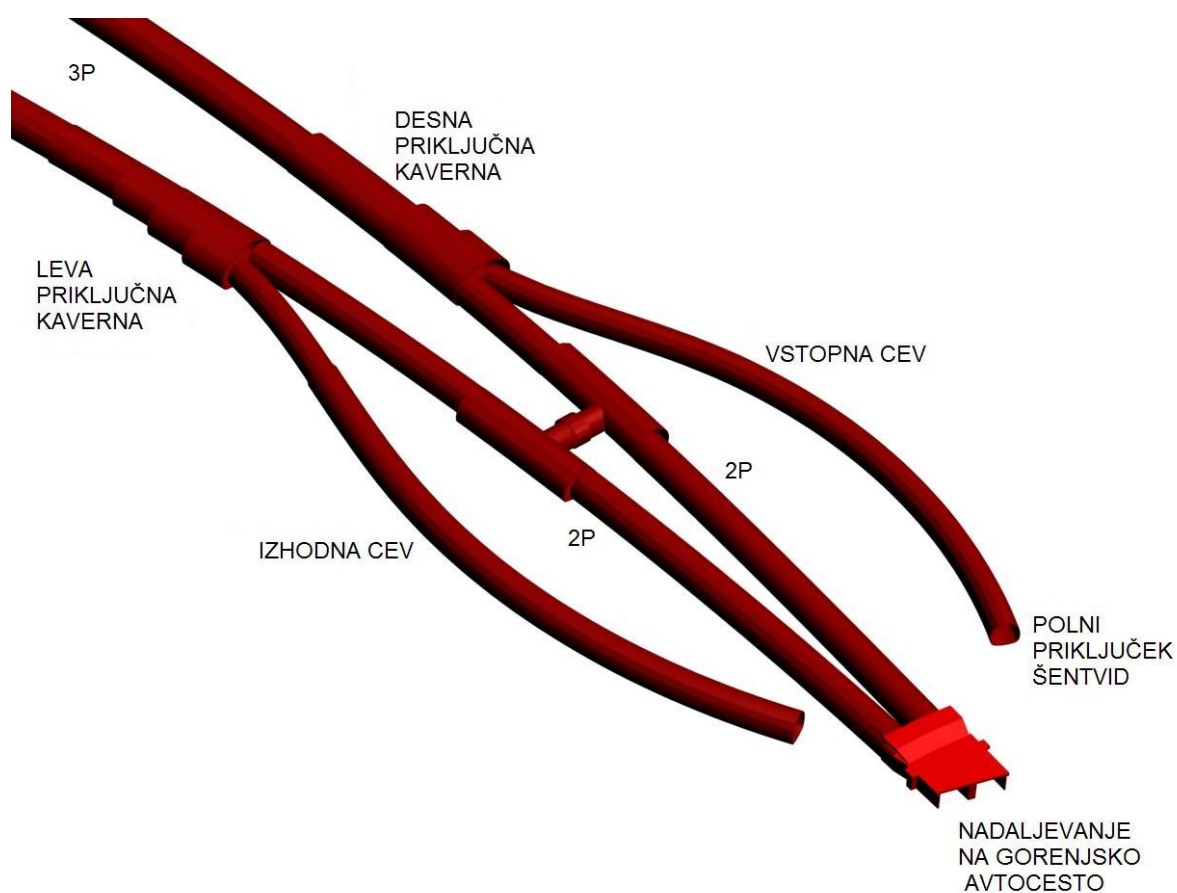
Povprečna dolžina cevi je 1480 m od tega 1060 m v hribinskem izkopu in 390 m v pokritem vkopu. Največja višina nadkritja predora je 100m.



Slika 2.1.1: Pregledna situacija celotne trase avtocestnega odseka Šentvid - Koseze.



Slika 2.1.2: Pregledna situacija predorskega sistema Šentvid.



Slika 2.1.3: 3D situacija severnega dela predorskega sistema z kavernama

2.2 Predstavitev raziskovalnega rova

Zaradi zasnove predora Šentvid, ki omogoča polni priključek Celovške ceste na AC odsek Šentvid – Koseze z izvedbo dveh obvoznih cevi ter priključitev teh cevi na glavni dvopasovni cevi s ti. kaverno svetle širine 24 m, se je zahteva po dobrem poznavanju hribine in njenih mehanskih karakteristik močno povečala. Tako je glavna cev gledano s severa najprej dvopasovna, se nato razširi na kratkem odseku kaverne in se nadaljuje kot tropasovna cev.

Ker raziskovanje s površja, z namenom iskanja optimalne lokacije, ne daje zadovoljajočih rezultatov, je bila odločitev o izvedbi raziskovalnega rova samoumevna z gledišča izredne zahtevnosti izgradnje in umestitve priključne kaverne ter pestrosti geološke sestave

Šentviškega hriba. Dodatno so se v rovu med izkopom izvajale geološko-geomehanske raziskave, od tod imenovanje raziskovalni rov.

Sočasno z gradnjo raziskovalnega rova je bil izvajalec dolžan izvajati meritve in različne raziskave terena kot npr. udarno vrtanje in vrtanje na jedro, vzorčenje, terenske in laboratorijske geomehanske preiskave ter geofizikalne preiskave.

Trasa rova je zasnovana z namenom zagotoviti optimalno lokacijo kasneje zgrajene kaverne ter zagotoviti čimveč podatkov in meritev na bodoči trasi predora. Portal na vznožju Šentviškega hriba je lociran tako, da nima vpliva na začasni obvoz Celovške ceste in izgradnjo začasne oporne konstrukcije, hkrati pa zagotavlja dovolj prostora za namestitev potrebnih inštalacij in omogoča enostaven dostop do javnega cestnega omrežja za odvoz izkopnega materiala.

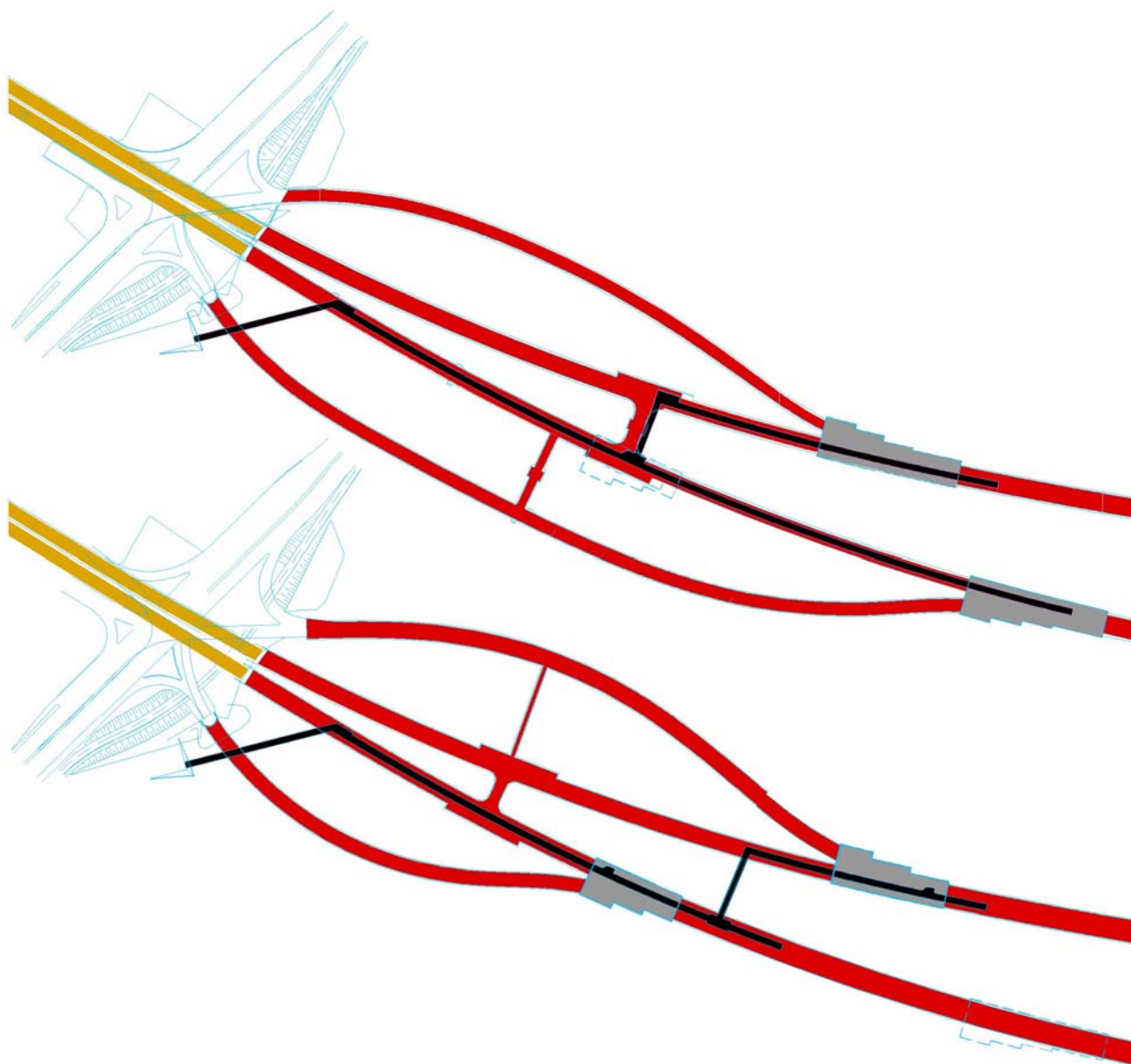
Vse predikcije in projektne rešitve v predorogradnji vsebujejo neko stopnjo tveganja. Z izvedbo raziskovalnega rova se sicer dodatnimi stroški zmanjša stopnja tveganja, saj se zaradi poznavanja hribinske mase:

- izdelava natančnejše projekta z boljšo predikcijo
- popisi del in s tem ponudbena in izvedbena cena je znana
- zmanjša se tveganje pri gradnji
- zmanjša se tveganje nekontroliranega naraščanja stroškov in časa izvedbe
- izvajalec se lahko pripravi, saj v vsakem koraku natančno ve kaj pričakuje

Dela na rovu so bila razčlenjena na tri dele in sicer:

- gradbena dela na izkopu
- geološke raziskave v rovu in s površja
- kontinuirno geološko kartiranje in dnevna geomehanska spremljava pomikov in njihova interpretacija

Trasa raziskovalnega rova z razpisom ni bila fiksno določena, temveč je bila odvisna od trenutnih geoloških razmer in zahtev po izvedenih raziskavah.



Slika 2.2.1: Predvidena in dejanska situacija raziskovalnega rova.

Slika 2.2.1 prikazuje situacijo priključka (rdeča) in kavern (siva) ter raziskovalnega rova (črna) pri predorskem sistemu Šentvid.

Zgornja situacija prikazuje predvidene dolžine raziskovalnega rova in predvidni lokaciji kavern na osnovi stare gološke predikcije. Spodnja situacija pa prikazuje dejansko izveden raziskovalni rov in novi lokaciji kavern.

Iz slike je razvidno, da je dejanska dolžina raziskovalnega rova precej krajša (cca. 575 m) od predvidene (cca. 800 m), saj se je z njim izkazalo, da je geologija precej drugačna kot je bila

sprva predvidena. S tem se je bistveno spremenila lokacija desne kaverne in s tem tudi potek trase desne (vstopne) priključne cevi. Lokacija leve kaverne pa se bistveno ni spremenila.

2.3 Geologija

Hribinski pogoji vzdolž trase predora so v glavnem slabi. Med majem 2004 in februarjem 2005 je bil izkopan raziskovalni rov vzdolž izbranih odsekov trase ter bila izvedena detaljna dela. Zaradi teh raziskav se je močno povečalo geološko in geotehnično znanje o Šentviškem hribu. Podatki raziskav so zbrani v GIS bazi podatkov. Statistična ocena in razvoj geološkega modela v 3D prostoru je omogočil:

- definicijo 4-ih tipov hribine (RMT 1 do RMT 4), ki predstavljajo materiale s svojstvenimi geološkimi karakteristikami in geotehničnimi lastnostmi (tabela 2.1).
- določitev parametrov hribine za konstrukcijske izračune.
- definicijo 8-ih geoloških domen (domene A do H) vzdolž raziskovalnega rova, ki predstavljajo tipično drugačne geološke in geotehnične pogoje.

Kamninska podlaga je zgrajena iz permo-karbonskih meta-sedimentov, to je iz meta peščenjakov (1), meta-meljcev (2) in skrilavcev (3). Lokalno so kamnine intenzivno pretrte in razpadle v zemljinam podobne tektonske materiale (4). Plasti vpadajo subhorizontalno proti J, V in S in so tektonsko prizadete. Plasti so bile podvržene površinskemu preperevanju in so ponavadi preperele do globine približno 5 do 10 m.

Razporeditev različnih materialov pogosto izgleda kaotično. Ker ne moremo bočno slediti plastem, kar je posledica premikov ob prelomih oziroma narivih, je napoved geoloških značilnosti vzdolž predora zahtevna. Razporeditev različnih tipov kamnin, kakor je prikazano v tabeli 2.1, temelji na podatkih iz površinskih izdankov, podatkov iz vrtin ter podatkov pridobljenih v raziskovalnem rovu.

Tektonski zdrob v debelini prek 5 m je bil opazovan v površinskih izdankih. Le-ta naj bi bil vezan na narivne cone, ki so bile naknadno razkosane s sistemi mlajših prelomov. Ta narivna cona se nahaja nad in/ali pod nivojem predora/kaverne.

Kamninska podlaga je prekrita z do pet metrov debelim pokrovom preperine in grušča. Iz zračnih posnetkov je na severnem pobočju Velike Trate videti plazovita območja, ki pa so trenutno neaktivna.

Zelo verjetno je, da se je naletelo na telo plazu pri vhodnem predoru v raziskovalni rov, kjer najdemo popolnoma kaotičen material zelo slabih karakteristik. Zelo slaba je bila tudi vezanost materiala vzdolž stropa predora. Ocena največje debeline plazu je približno 20 m.

Preperinski pokrov se smatra za nebistvenega pri izgradnji kavern.

Območje projekta je pretrpelo močne tektonske deformacije v večih fazah. Zgodovina tektonskih deformacij je bila narejena na podlagi razpoložljive literature in terenskih opažanj ter ovrednotenja podatkov diskontinuitet.

Prva deformacijska faza, kompresija približne smeri sever-jug, je vodila k nastanku položnih narivov. Področje projekta se nahaja na južnem obrobju Južnih Alp. Položne strižne in prelomne cone so tipično orientirane približno vzporedno s skrilavostjo in plastovitostjo flišnih sekvenc. Glavne narivne ploskve, karakterizirane s tektonskim zdrobom, ki lahko presega debeline 10 m, vpadajo proti severu. Te glavne narivne ploskve očitno potekajo nad oziroma pod traso predora. Struktura predora lahko sreča spodnjo glavno narivno ploskev na območju južnega portala. Sekundarne vzporedne strižne cone so prisotne skozi celotno hribino, predvsem v plasteh (lečah) šibkih skrilavcev. Sistem prelomov z vpadom proti jugu kaže podobne karakteristike kot sekundarne strižne cone, ki vpadajo proti severu. Položne strižne cone različnih debelin in njihov geotehnični vpliv so bile prisotne ves čas izkopa raziskovalnega rova. Zaglinjeni tektonski zdrobi so predvsem v zvezi s položnimi strižnimi conami.



Druga deformacijska faza, ekstenzija smeri severozahod-jugovzhod, je vodila k nastanku srednje strmih do strmih normalnih prelomov smeri severovzhod-jugovzhod. Debeline prelomnih materialov vzdolž teh prelomov so manjše od 10 m, tipično manjše od 5 m. Več teh srednje strmih prelomov je bilo srečanih med izkopom raziskovalnega rova. Položne strižne cone so pogosto premaknjene vzdolž teh normalnih prelomov, čeprav se lahko sekundarni normalni prelomi končujejo ob položnih strižnih conah.

V zadnji deformacijski fazi so nastali srednje strmi do strmi prelomi s poševnimi premiki, ki so premaknili pravzaprav vse položne strižne cone. Ti strmi prelomi potekajo v smeri VSV-ZJZ in

S(SZ)-J(JV). Skrilavi materiali, s subvertikalno skrilavostjo, so pogosto “vlečeni” vzdolž teh močnejših srednje strmih do strmih prelomov.

Več glavnih prelomov je bilo potrjenih z geofizikalnimi preiskavami.

Tabela 2.1: Razporeditev različnih tipov hribin.

Tip hribine	Litologija	Glavne klasifikacijske karakteristike	
Tip	Prevladuje	Opis	Tipične karakteristike
RMT1	Menjavanje meta-peščenjaka in meta-meljevca, meta-peščenjaka prevladuje	Razpokana kamnina. Skrilavost < 150 mm. Strižne deformacije majhne do zmerne. Dobra vezana, visoka kohezija kamnine.	Razpoke: F4 (6-20 cm). RQD: tipično 0%, lokalno < 40%. CR: tipično > 90%.
			
RMT2	Meta-meljevec, s tankimi plastmi/lečami meta-peščenjaka, lokalno s plastmi skrilavca.	Razpokana kamnina. Skrilavost < 30 mm. Strižne deformacije zmerne do velike. Nizka kohezija. Povečana prisotnost vode.	Razpoke: F5:2-6 cm. RQD: tipično 0%, redko < 40%. CR: pogosto < 90%.
			


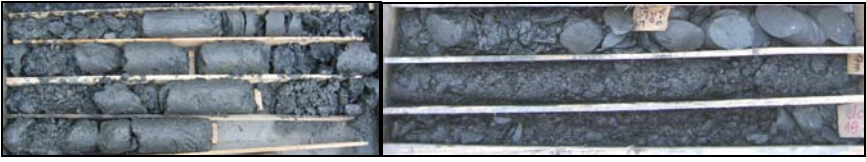
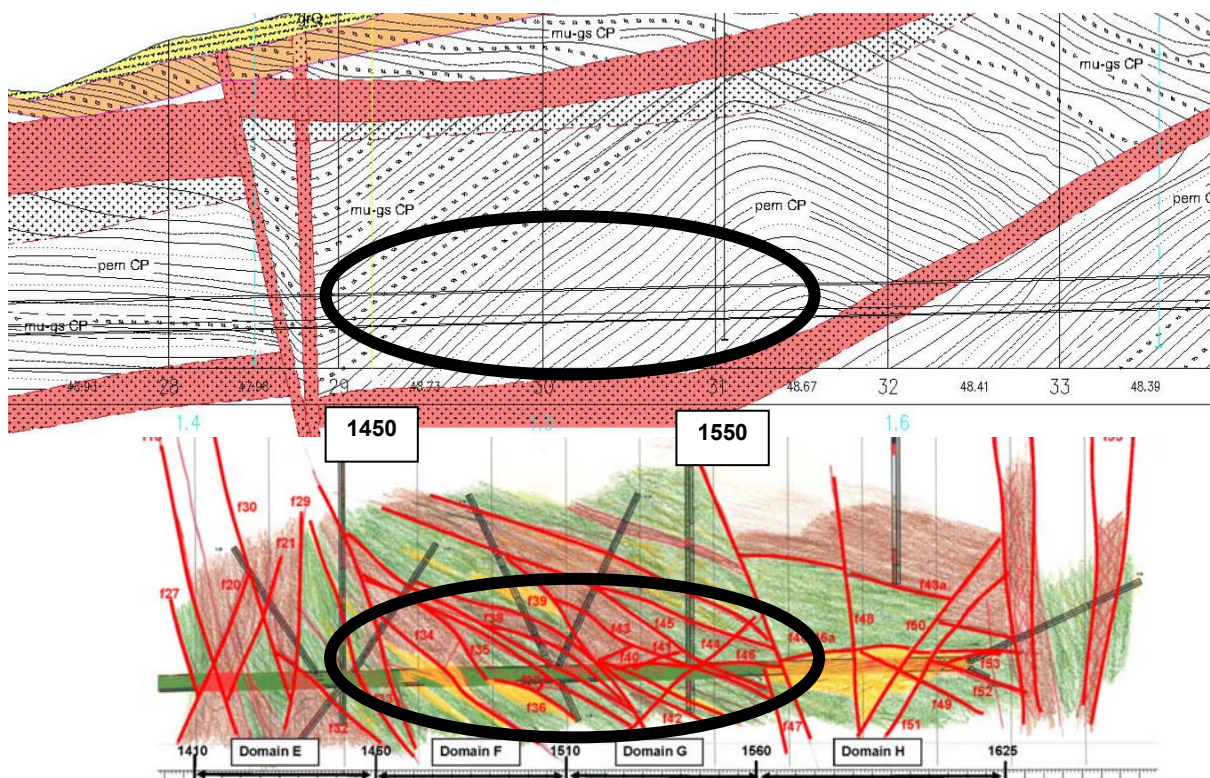
RMT3	Skrilavci, občasne plasti meta-peščenjaka.	Izražena močna foliacija (razmik <10 mm). Delno razpadlo v glino. Strižne deformacije zelo velike. Ponavadi vezano na položne in strme strižne ploskve. Zelo nizka kohezija. Debelina lahko preseže 10 m.	Razpoke: <2 cm. RQD: vedno 0%. CR: ponavadi < 80%, pogosto < 70%.
			
RMT4	Tektonska breča, tektonski zdrob.	Podobno preperini, kaotično. Prevladuje osnova iz plastične tektonske gline. Ponavadi povezano s skrjavci. Strižne deformacije zelo velike. Tipično vezano na položne prelome. Debeline < 5 m na nivoju predora .	Razpoke: <2 cm, z zaglinjenim tektonskim zdrobom. RQD: vedno 0%. CR: različno, odvisno od vsebnosti gline.
			

Tabela 2.2: Ocena hribinske trdnosti po Hoek-Brownovem kriteriju.

RMT		Vhodni parametri				Izhodni parametri					
		γ [kN/m ²]	σ_{ci} [MPa]	m_i	GSI	ϕ [°]	c [MPa]	E [MPa]	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]	σ_{cm} [MPa]
1	max	27	30	13	40	46	0.383	3080	-0.025	0.992	4.775
	min	26	20	13	30	40	0.259	1414	-0.008	0.344	2.510
2	max	26	20	7	30	34	0.214	1414	-0.002	0.344	1.826
	min	25	10	7	20	26	0.121	562	-0.003	0.080	0.670
3	max	25	8	6	20	23	0.104	503	-0.003	0.064	0.493
	min	24	5	6	15	19	0.071	298	-0.001	0.025	0.252
4	max	23	5	6	10	17	0.054	224	-0.001	0.014	0.196
	min	22	3	6	10	15	0.044	173	-0.001	0.009	0.118
γ	teža intaktne hribine			ϕ	efektivni strižni kot			σ_t	natezna trdnost		
σ_{ci}	UCS intaktne hribine			c	efektivna kohezija			σ_c	enoosna tlačna trdnost		
m_i	H-B konstanta			E	elastični modul			σ_{cm}	globalna trdnost		
GSI	H-B index trdnosti										

Dva vzdolžna geološka profila leve cevi med stacionažama 1450 in 1550 prikazuje slika 2.3.1. Zgornja slika prikazuje prvotno predikcijo geoloških razmer, kjer lahko vidimo, da je med tema stacionažama geološka situacija zelo ugodna.



Slika 2.3.1: Vzdolžna geološka profila na mestu leve kaverne.

Spodnji geloški profil pa je rezultat raziskovalnega rova. Opazna je očitna razlika med prvotno predikcijo, ki je bila izvedena na osnovi površinskih vrtanj, ter med dejanskimi razmerami. Razvidna je precej bolj kompleksna sestava tal z veliko informacij o tektoniki hribine.

2.4 Nova avstrijska metoda - princip

Nova avstrijska metoda (NATM) je filozofija splošnega ampak praktičnega pristopa h gradnji predora. Cilj je doseči dobro premišljeno, varno in ekonomično načrtovanje.

Je koncept, ki upošteva geološko formacijo okoljne hribine izkopanega predora kot obtežbo in nosilni lok. Ta pogled ločuje NATM od mnogih ostalih filozofij projektiranja predorov, kjer se predvideva, da se celotna teža okoljne hribine prenese na oblogo.

Ko se koplje predor, se napetosti v okoljni hribini preoblikujejo z več vmesnimi koraki z prerazporeditvijo napetosti dokler se ne doseže novo stanje ravnovesja. Uspešna uporaba NATM zahteva upoštevanje določenih načel:

- Izbira primerne oblike prereza mora upoštevati začetne pogoje napetosti in trdnosti hribine. Kot rezultat dobimo primerno obliko prečnega prereza predora, brez možnih lokacij koncentracij napetosti, ki pomembno pripomore k stabilnosti
- Sekvenca izkopa in vgradnja podporja mora biti izvedena tako, da deformacije okoljne hribine ostanejo dovolj majhne, da se s tem prepreči zmanjšanje trdnosti hribine.
- Izvajati je potrebno natančne in previdne izkopne metode in s tem omejevati vplive na hribino izven mej izkopa.
- Upoštevati je potrebno hidrogeološke razmere. Voda, še posebno, ko se pojavi z velikim pritiskom, mora biti drenirana, da se prepreči negativni vpliv na trdnost hribine in da se zmanjša vodni pritisk.
- Obloga mora biti relativno tanka in podajna s polnim kontaktom z zaledno hribino, z namenom zmanjšati delež obtežbe, ki jo prevzame obloga. Komponenti obloge

- predora, kot sta brizgani beton in jekleni lokovi, morata biti izbrana in dimenzionirana tako, da pripomoreta k vzdrževanju prvotne trdnosti hribine
- Izbrani podporni elementi morajo biti prilagodljivi spremenljivim geološkim pogojem vzdolž nivelete predora, z namenom zmanjševanja bistvenih predelav osnovnega podpornega sistema ob napredovanju.
 - Merjenje deformacij je integralen del NATM-ja, in nujno potreben ne samo v smislu varnosti predora, ampak tudi za preverjanje projektnih rešitev pred vgradnjo končne notranje obloge. Navadno uporabljen inštrumentarij sestoji iz konvergenčnih igel z odbojnimi prizmami za 3-D merjenje deformacij za določitev deformacij v primarni oblogi, ekstenziometri za vrednotenje obnašanja hribine okoli izkopa, merilne celice, inklinometre, merilce deformacij, niveliranje, itd.

Ta splošna načela se lahko aplicirajo na vse specifične tehnike izkopa in podpiranja.

Zgodovinske izkušnje kažejo, da brizgani beton in hribinska sidra najbolj ekonomično zadostijo tehničnim pogojem NATM-ja. Prav tako se poleg dodatnih podpornih elementov navadno kot del primarnega podpiranja uporabljajo še lahki jekleni lokovi in jeklene žične mreže.

Uporaba NATM-ja je predvidena v dveh ločenih fazah vgradnje obloge. Primarna obloga je vgrajena takoj ali zelo hitro po izkopu. Za zagotovitev dodatne stabilnosti med izkopom se primarna obloga vključi k celotni oblogi. Primarna obloga mora ustrezno stabilizirati hribinske deformacije. Sekundarna ali notranja obloga poveča varnost in zagotovi gladko in kontinuirano površino ter izboljša hidroizolacijo predora. Gladka notranja površina služi zahtevam pretoka zraka. Za popolno vodo neprepustnost se med primarno in sekundarno oblogo vgradi sloj hidroizolacije.

Uporaba metode NATM zahteva tesen kontakt projektanta z gradbiščem, saj je končno načrtovanje izdelano med izkopom. Interpretacija merjenih podatkov pa zahteva preverjanje projekta in prilagoditve projektnih rešitev, medtem ko se izvedba predora nadaljuje.

Prednosti te vrste gradnje so v prilagodljivosti v vseh goloških pogojih, različnih geometrijskih oblikah ter ekonomska učinkovitost v različnih hribinskih pogojih.

Osnovni podporni elementi po NATM so:

- Brizgani cementni beton

Brizgani cementni beton se uporablja za preprečitev rahljanja hribine in kot podporni element. Obloga iz brizganega cementnega betona zapre razpoke v hribini, prepreči izpadanje hribine in s tem zruške. Vzdrževanje začetne trdnosti hribine je pomembno zaradi vzpostavitve oboka, ki se formira v hribini neposredno okrog izkopnega profila predora. Brizgani cementni beton se lahko armira z armaturnimi mrežami. Kot alternativa se za armiranje obloge iz cementnega brizganega betona lahko uporabi jeklena ali polipropilenska vlakna.

- Armaturne mreže

Za posamezne hribinske kategorije bo brizgani cementni beton armiran z armaturnimi mrežami, da se izboljša njegova strižna in natezna trdnost. V kolikor se brizgani cementni beton uporablja za lokalno podpiranje ali za prekritje, uporaba armaturnih mrež ni potrebna.

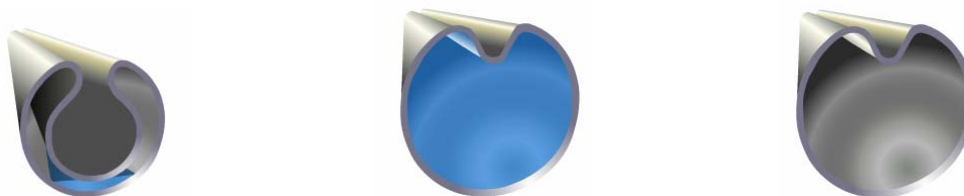
- Sidra

Sidra so eden glavnih podpornih elementov pri sodobni gradnji predorov, ki omogočajo povečanje samonosilnosti hribine. Sidra se vgradi sistematično, kot del standardnega podpornega sistema. V odvisnosti od lastnosti hribine, se uporabljajo različne vrste sider:

Swellex sidra: ekspanzijska sidra (slika 2.4.1)

SN sidra: trenjska sidra, vgrajena v vrtine z uporabo sidrne malte oz. veziva med nosilnim jeklenim delom sidra in okolno hribino (Slika 2.4.2)

IBO sidra: injekcijska sidra (slika 2.4.3)



Slika 2.4.1: Swellex ekspanzijska sidra.



Slika 2.4.2: SN sidra.



Slika 2.4.3: IBO sidra

Število sider, njihova dolžina, nosilnost ter razporeditev po obsegu izkopa predora je odvisno od hribinske kategorije.

- Jekleni loki (jekleni segmenti)

Jekleni loki primarno služijo kot začasni podporni element in omogočajo varno delo na čelu predora, pred vgradnjo primarne obloge iz brizganega cementnega betona ali preden brizgani cementni beton doseže ustrezno trdnost. Kjer so zahtevane injekcijske sulice (cevi), se jekleni loki uporabljajo za določitev smeri vrtnja in za podprtje cevi med izkopom naslednjega koraka. Mnogokrat se uporabljajo TH jekleni loki (slika 2.4.4) pa tudi palični nosilci (slika 2.4.5).



Slika 2.4.4: TH jekleni loki.



Slika 2.4.5: Palični nosilci.

- Jeklene deske

Jeklene deske so izdelane iz 3-4 mm debele jeklene pločevine. Jeklene deske se uporabljajo za začasno podporje na čelu predora, v nevezanih materialih, za preprečitev izpadanja materiala med izkopom. Deske se vgrajujejo vedno en korak pred izkopom.

- Injekcijske sulice (cevi)

Injekcijske cevi ali jeklene sulice imajo podoben namen, kot jeklene deske, uporabljajo pa se jih za tista območja okrog čela izkopa, kjer so pričakovani zruški, v nizko kohezivnih in grobozrnatih hribinah.

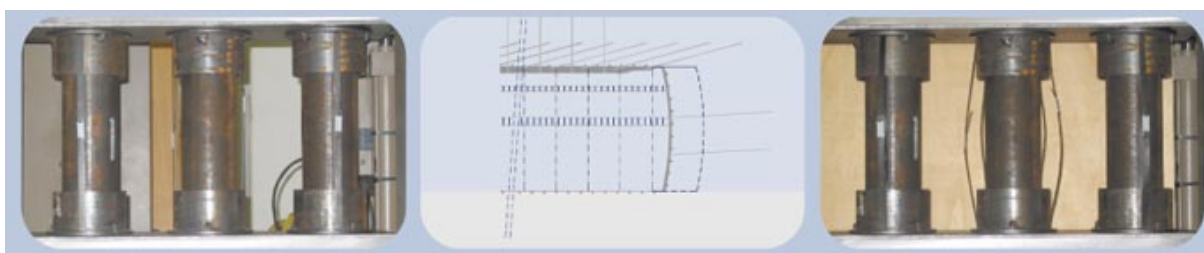
- Jekleni cevni ščit

V območjih, kjer se pojavijo izjemno nizkonosilne hribine in diskontinuitete, je umestno vgraditi jekleni cevni ščit, sestavljen iz blago nagnjenih jeklenih cevi, zunanjega premera najmanj 110 mm, ki so perforirane in po vgradnji zainjektirane z ustreznim cementnim vezivom. Jeklene cevi morajo biti perforirane, tako da injektirna masa maksimalno zapolni vse prazne prostore med cevjo in okoliško kamnino. Vrtine v jeklenih ceveh naj imajo premer 1 cm na razdalji 80 cm z zamikom 15°. Vodocementni faktor v/c naj znaša 0.35 ali manj. Prav tako se zadevni podporni element lahko uporabi v območju portalov pred pričetkom izkopa hribinskega dela predora.

Cevni ščit se vgradi v območju majhnega nadkritja (do 2 – 3 premere predora) za zmanjšanje posedkov in povečanje varnosti izkopa in stabilnosti čela.

- Kontrolnik napetosti v oblogi (LSC – Lining Stress Controller)

Za kontrolo normalnih (osnih) napetosti v predorski oblogi pri velikih deformacijah v pogojih visoke stisljivosti hribin se zunanjo oblogo razdeli v vzdolžne odseke z dilatacijami. V teh



Slika 2.4.6: Kontrolnik napetosti v oblogi.

deformacijskih režah so tangencialno na prečni prerez predora vgrajeni jekleni elementi z določeno nosilnostjo (slika 2.4.6), ki je prilagojena nosilnosti primarne obloge.

2.5 Hribinske kategorije in podpiranje

2.5.1 Raziskovalni rov

Hribinska klasifikacija temelji na principih NATM, vendar ne sledi popolnoma avstrijskim standardom OENORM B 2203, z izjemo razširitev. Klasifikacija izhaja iz treh razredov (A, B, C), ki so določeni glede na pričakovane deformacije in zahteve po razdelitvi izkopnega profila, dolžina koraka, izkopne sekvence, možnost pojava podtalnice in podpiranju.

Tabela 2.3: Hribinska klasifikacija raziskovalnega rova.

HRIBINSKA KATEGORIJA	KRATEK OPIS
A	Hribina podvržena manjšim porušitvam
B	Močno strukturno poškodovana hribina
C	Hribina pod povečanim napetostnim stanjem
PC	Območje portalov
B2 razširitev TIP1	Močno strukturno poškodovana hribina
C2 razširitev TIP1	Hribina pod povečanim napetostnim stanjem
B2 razširitev TIP2	Isto kot B2 TIP 1, vendar enostranska razširitev
C2 razširitev TIP2	Isto kot C2 TIP 1, vendar enostranska razširitev

Velikost prečnega prereza raziskovalnega rova je določena s potrebnim svetlim profilom za namestitev in uporabo predorske gradbene opreme. Velikost profila je prav tako zadostna za obratovanje predorskega prometa in stransko namestitev transportne poti za izkopni material. Razširitve služijo za izvedbo geloško-geomehanskih raziskav.

Raziskovalni rov je lociran v kaloti kasnejšega dvopasovnega predora.

Skladno s principi NATM primarna obloga v celoti zadostuje za stabilizacijo izkopa, zato ni potrebna dodatna notranja obloga predora. Poleg tega je raziskovalni rov začasna konstrukcija in je med izkopom predora odstranjena.

2.5.1.1 Hribinska kategorija B

Izkopni profil je polni izkop brez talnega oboka, kot je to prikazano na sliki 2.5.1.

Lastnosti hribine

To je zelo drobljiva hribina, ki ima to značilnost, da se lahko zaradi odkopa plastična območja razširijo precej daleč v okolno hribino. S takojšnjo vgradnjo podpornih elementov po izkopu, so deformacije v veliki meri preprečene. V primeru zakasnitve pri vgradnji podporja ali pa nezadostne količine podpornih elementov se deformabilnostne in trdnostne lastnosti hribine močno zmanjšajo in povečajo se pritiski na podporje. Stabilnostne razmere nepodgrajenega dela v taki hribini so kratkotrajne, ravno tako pa je majhen tudi razpon nepodgrajenega dela. Nevarnost, da pride do nenadnih zruškov stropa, boka in čela v taki hribini, je zelo velika.

Izkop

Odkopavanje je razdeljeno na izkop kalote in stopnice. Dolžina odseka izkopa je od 1,3 m do 1,7 m v kalotnem delu in ne večja kot 3,4 m v območju talnega oboka.

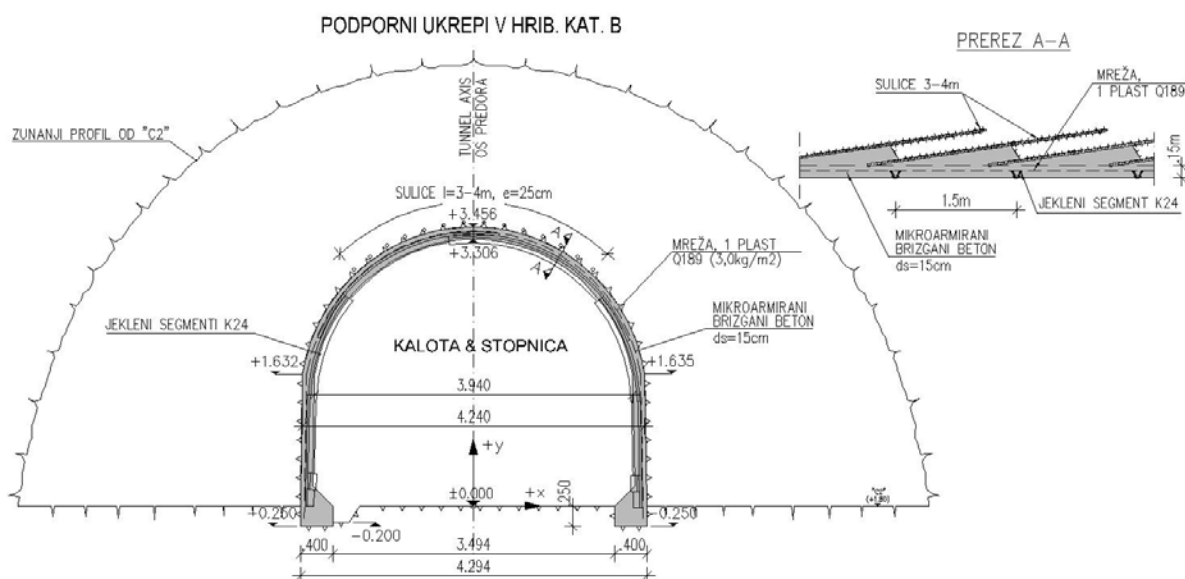
Izkop se lahko izvede s konturnim miniranjem, vendar pa se potrebno hribino, ki ima slabše trdnostne karakteristike, odkoplje z rezkalnim strojem ali predorskim bagrom. Prav tako je izkopan talni obok in vgrajen betonski talni lok.

Potek in čas vgradnje podpornih elementov

Strop predora in boke se sistematično podgrajuje, podporje je vgrajeno po vsakem izkopnem koraku. Pred naslednjo fazo izkopa je podporje v celoti vgrajeno. Predvsem za večje prostore se strop ojača z vgrajenimi sulicami. Glede na geotehnične pogoje se vgradi talni obok, ki pa od čela ni oddaljen več kot 4,5 m.

Po izkopu dolžine približno 1,5 m se namesti jeklen lok K24 ter zabrizga z mikroarmiranim brizganim betonom debeline 15 cm ojačanim s plastjo mreže Q189.

Prvotno so bila predvidena še hribinska sidra za izboljšavo okoljne hribine, vendar so se naknadno opustila, zaradi hitrejšega napredovanja in uporabo mikroarmiranega brizganega betona.



HRIBINSKA KATEGORIJA B

Dolžina koraka
T&B 1,3-1,7m

LEGENDA
T KALOTA
B STOPNICA
I TALNI OBOK
F IZKOPNO ČELO
R STROP
S BOK
Tl..... ZAČ. TALNI OBOK

LOKACIJA	ČAS VGRADNJE	PODPORJE	Količina/m ds=15cm
KALOTA & STOPNICA IZKOPNA KOLIČINA			13.03 m ³
R, S	pred izkopom naslednjega koraka	mikro armirani brizgani beton, ds=15, MB25	8.89 m ²
R, S	pred izkopom naslednjega koraka	mikro armirani brizgani beton za temelj, MB25	0.24 m ²
R, S	pred izkopom naslednjega koraka	mreža 1 plast Q189 (3,0kg/m ² ena plast)	0.027 t
R, S	pred izkopom naslednjega koraka	jekleni segment K24	0.212 t
R	pred izkopom naslednjega koraka	sulice 1 1/2", s=4mm, l=3m	9.33 kos

OPOMBA: KOLIČINE SO IZRAČUNANE ZA KORAK DOLŽINE 1,5m

KOLIČINE PODANE V TABELI SO TEORETIČNE BREZ UPOŠTEVANJA TOLERANC

Slika 2.5.1: Sistem podpiranja raziskovalnega rova v hribinski kategoriji B.

2.5.1.2 Hribinska kategorija C

Izkopni profil je razdeljen na polni izkop in talni obok, kot je to prikazano na na sliki 2.5.2. Načrtovani talni obok (vključno s temeljnimi gredami) je del podporja in se zgradi med izkopom predora, na določeni maksimalni razdalji od čela predora.

Lastnosti hribine

Zaradi izkopa se v hribini pojavijo povečana napetostna stanja. Za to hribinsko kategorijo je značilno, da se v kohezivni zemljini zaradi izkopa pojavijo plastične cone, ki se širijo daleč v okolno hribino, v krhki hribini pa se pojavijo porušitve v obliki drobljenja in razpokanosti ter končno prava porušitev. Ravno tako se v tej hribini lahko pojavijo učinki stiskanja podporja. Učinki izkopa se v obliki zmerne časovno odvisne reakcije kažejo na podporju. Prav tako se deformacije le počasi umirjajo.

Izkop

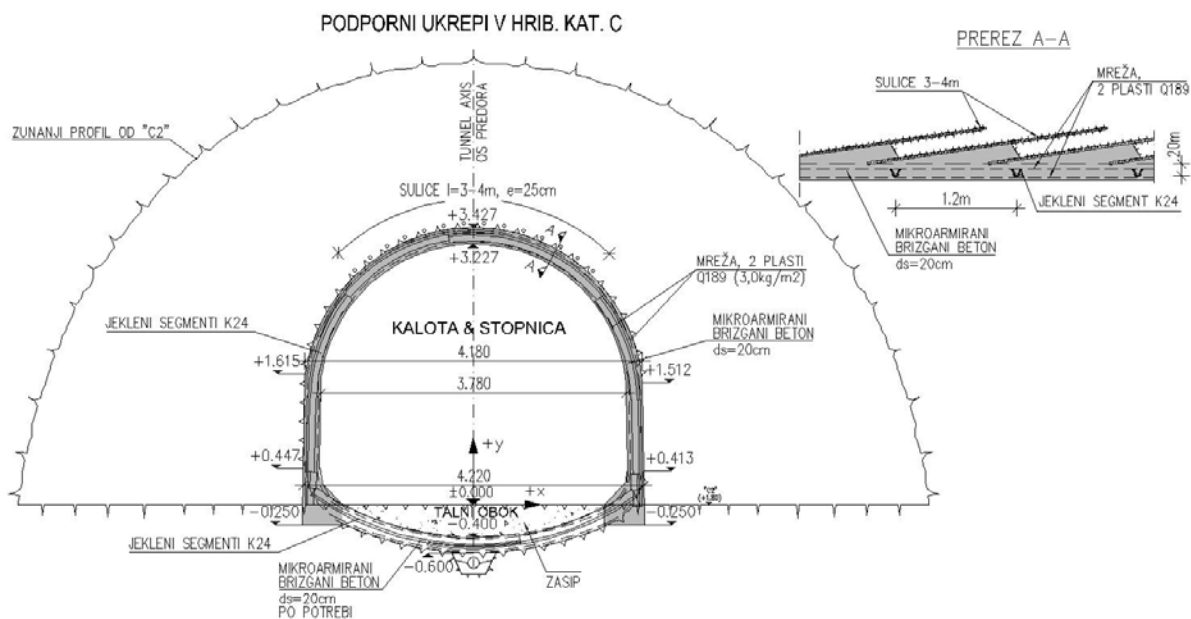
Izkopni profil je razdeljen v kaloto in talni obok. Dolžina izkopnega koraka v območju kalote je med 1,0 m in 1,3 m in v območju talnega oboka ne več kot 2,6 m. Izkop se izvede s konturnim miniranjem, rezkalnim strojem ali s predorskim izkopnim bagrom. Zaščitno plast brizganega cementnega betona se nanese takoj po izkopu.

Potek in čas vgradnje podpornih elementov

Vsi podporni elementi so vgrajeni sistematično in to vedno pred vsakim naslednjim izkopnim korakom. Vgradnja sulic je izvedena v celotnem predelu stropa.

V skladu z geotehničnimi razmerami je talni obok z brizganim betonom vgrajen, vendar ne kasneje kot 4,5 m za čelom kalote.

Po izkopu kalote dolžine približno 1,2 m se namesti jeklen lok K24 ter zabrizga z mikroarmiranim brizganim betonom debeline 20 cm ojačanim z dvema plastema armaturne mreže Q189. Prvotno so bila predvidena še hribinska sidra za izboljšavo okoljne hribine, vendar so se naknadno opustila, zaradi hitrejšega napredovanja in uporabo mikroarmiranega brizganega betona.



HRIBINSKA KATEGORIJA C	
-------------------------------	--

Dolžina koraka	
T&B	1,0–1,3m
I	max. 6,0m v celi širini

LEGENDA	
T KALOTA
B STOPNICA
I TALNI OBOK
F IZKOPNO ČELO
R STROP
S BOK
TI ZAČ. TALNI OBOK

LOKACIJA	ČAS VGRADNJE	PODPORJE	Količina/m ds=20cm
KALOTA & STOPNICA IZKOPNA KOLIČINA			12.48 m ³
R, S	pred izkopom naslednjega koraka	mikro armirani brizgani beton, ds=20, MB25	8,63 m ²
R, S	pred izkopom naslednjega koraka	mreža 2 plasti Q189 (3,0kg/m ² ena plast)	0.052 t
R, S	pred izkopom naslednjega koraka	jekleni segment K24	0.265 t
R	pred izkopom naslednjega koraka	sulice 1 1/2", s=4mm, l=3m	11.66 kos
TALNI OBOK IZKOPNA KOLIČINA			1.69 m ³
I	pred izkopom naslednjega koraka	mikro armirani brizgani beton, ds=20, MB25, po potrebi	4.25 m ²
I	pred izkopom naslednjega koraka	mreža 2 plasti Q189 (3,0kg/m ² ena plast), po potrebi	0.026 t
I	pred izkopom naslednjega koraka	jekleni segment K24	0.108 t
I	po izkopu talnega oboka	zasutje z izkopanim materialom	0.91 m ³

OPOMBA: KOLIČINE SO IZRAČUNANE ZA KORAK DOLŽINE 1,2m

KOLIČINE PODANE V TABELI SO TEORETIČNE BREZ UPOŠTEVANJA TOLERANC

Slika 2.5.2: Sistem podpiranja raziskovalnega rova v hribinski kategoriji C.

2.5.2 Dvopasovni predor

Hribinska klasifikacija za potrebe izvedbe predora je v splošnem osnovana na avstrijskih standardih OENORM B 2203 (izdaja 1994-10). V avstrijski klasifikaciji je upoštevano obnašanje hribine okoli predora po izkopu in se navezuje tudi na pričakovane deformacije. Poleg tega so upoštevane zahteve porazdelitve prečnega izkopnega profila, možne dolžine koraka napredovanja, zaporedje izkopa, talne vode in zahteve za vgradnjo podpornih elementov.

V skladu z osnovnimi principi NATM, ki zajemajo “in situ” spremljavo in program geomehanskih meritev, je med gradnjo predora sproti preverjana predpostavljena hribinska klasifikacija.

Izračun izmer in količin je narejen z upoštevanjem hribinskih kategorij, ki so prikazane v naslednji preglednici. Podana razdelitev na različne hribinske kategorije, lahko odstopa od ocenjene.

Tabela 2.4: Hribinska klasifikacija dvopasovnega predora.

HRIBINSKA KATEGORIJA	KRATEK OPIS
A1	Stabilni hribinski pogoji
A2	Hribina podvržena manjšim porušitvam
B1	Delno nevezana in razpokana hribina
B2	Močno strukturno poškodovana hribina
B3	Nevezana hribina z nizko kohezijo
C1	Hribina podvržena hribinskim udarom
C2	Hribina pod povečanim napetostnim stanjem
C3	Hribina pod močno povečanim napetostnim stanjem
C4	Mehke, iztisljive in hribine podvržene tečenju
C5	Hribine podvržene nabrekanju

V predoru Šentvid na dvopasovnem delu sta predvidena C2 in C3 hribinska tipa podpiranja.

V nadaljevanju sta tudi opisani tidve hribinski kategoriji kateri sta bili upoštevani v nadaljnjih analizah.

2.5.2.1 Hribinska kategorija C2

Lastnosti hribine

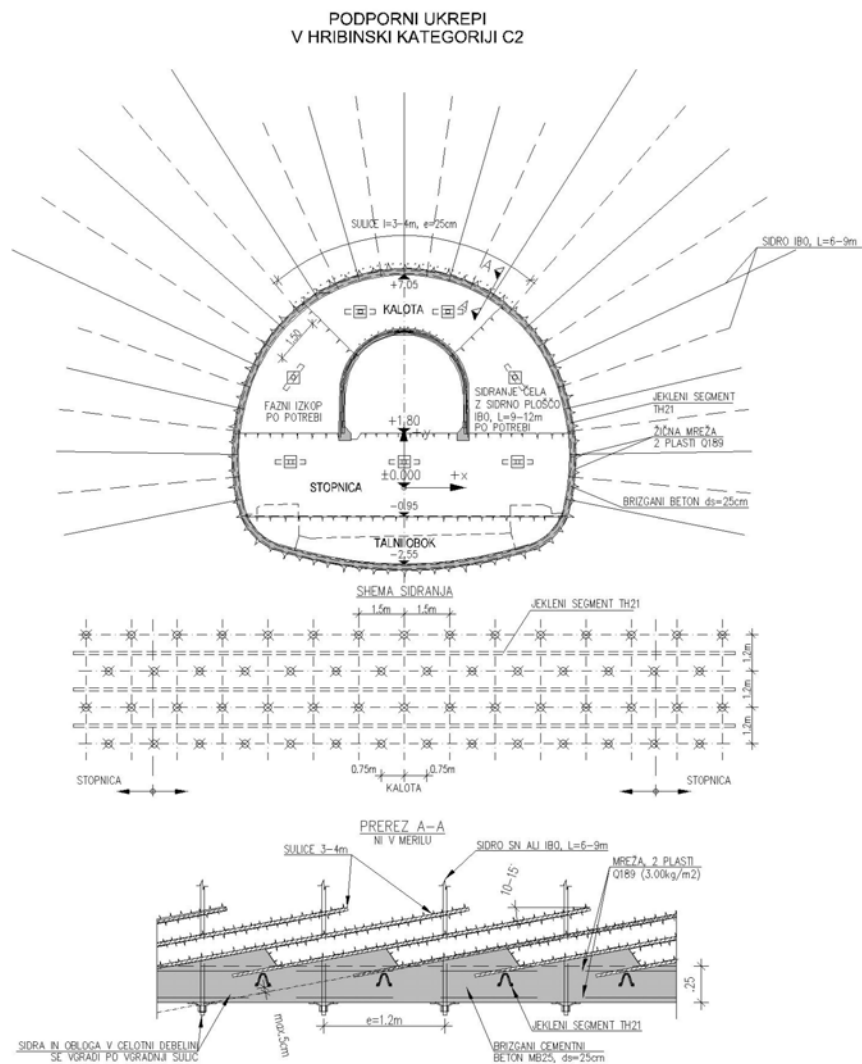
Zaradi izkopa se v hribini pojavijo povečana napetostna stanja. Za to hribinsko kategorijo je značilno, da se v kohezivni zemljini zaradi izkopa pojavijo plastične cone, ki se širijo daleč v okolno hribino, v krhki hribini pa se pojavijo porušitve v obliki drobljenja in razpokanosti ter končno prava porušitev. Ravno tako se v tej hribini lahko pojavijo učinki stiskanja podporja. Učinki izkopa se v obliki zmerne časovno odvisne reakcije kažejo na podporju. Prav tako se deformacije le počasi umirjajo.

Izkop

Izkopni profil je razdeljen v kaloto, stopnico ter talni obok. Dolžina izkopnega koraka v območju kalote je med 1,0 m in 1,3 m in v območju stopnice ne več kot 2,6 m. V primeru izkopa betonskega talnega oboka je maksimalna dolžina napredovanja 4,0 m. V primeru izkopa talnega oboka v brizganem betonu je maksimalna dolžina napredovanja 3,0 m. Izkop se izvede s konturnim miniranjem, rezkalnim strojem ali s predorskim izkopnim bagrom. Zaščitno plast brizganega cementnega betona je nanešena takoj po izkopu. Čelo izkopa se varuje z večjim podpornim jedrom oz. nadaljnjo delitvijo kalote.

Potek in čas vgradnje podpornih elementov

Vse podporne elemente se vgradi sistematično in to pred naslednjim izkopom kalote ali stopnice oz. kolikor dopušča oblika podpornega jedra. Vgradnja sulic je izvedena preko celotnega stropa. Na čelu se izvaja podpiranje z armirnim brizganim betonom in hribinskimi sidri z elementi za raznos obtežbe. Možna je potreba po nadaljnji delitvi izkopa kalote. V skladu z geotehničnimi razmerami mora biti vgrajen talni obok, vendar ne kasneje kot 150 m za čelom kalote. Razdalja zapiranja talnega oboka je odvisna od spremljave deformacij



HRIB. KAT. C2 - bb v talnem oboku		LEGENDA	
Dotžina koraka		T KALOTA	
T	1,0m - 1,3m	B STOPNICA	
B	2,6m	I TALNI OBOK	
I	3,0m	F IZKOPNO ČELO	
		R STROP	
		S BOK	
		TI..... ZAČ.TALNI OBOK	
LOKACIJA	ČAS VGRADNJE	PODPORNI UKREP	Količina/m
KALOTA			
R, S	med izkopom	odstranitev brizganega betona, $d_s=15$	6,63 m ²
R, S	med izkopom	odstranitev mreže 1 plasti Q189 (3,0kg/m ² ens plast)	0,052 t
R, S	med izkopom	odstranitev jeklenege segmenta K24	0,173 t
R	med izkopom	odstranitev sulice, $s=4m$, $l=3m$	11,66 kos
F	po izkopu	brizgani beton za zavoranje čela $d_s=5cm-10cm$ (lokarno)	35 m ²
R	po izkopu	sidranje čela IBO, $l=9-12m$ (po potrebi)	
R	pred izkopom naslednjega koraka	brizgani beton, $d_s=25cm$	16,60 m ²
R	pred izkopom naslednjega koraka	žična mreža 2 plasti Q189 (3,0kg/m ²)	0,100 t
R	pred izkopom naslednjega koraka	jeekleni segmenti TH21	0,291 t
R	največ en korak za izkopnim čelom	SI ali IBO sidra $l=6-9m$	7,92 kos
R	pred izkopom naslednjega koraka	sulice, $s=4m$, $l=3-4m$	26,67 kos
R	pred izkopom naslednjega koraka	jeeklene deske $l=1,6-2,0m$ (po potrebi)	
STOPNICA			
F	po izkopu	sidranje čela IBO, $l=9m$ (po potrebi)	31,12 m ³
S	pred izkopom naslednjega koraka	brizgani beton, $d_s=25cm$	5,57 m ²
S	pred izkopom naslednjega koraka	žična mreža 2 plasti Q189 (3,0kg/m ²)	0,0334 t
S	pred izkopom naslednjega koraka	jeekleni segmenti TH21	0,098 t
S	največ en korak za izkopnim čelom	SI ali IBO sidra $l=6m$	4,17 kos
TALNI OBOK			
I	pred izkopom naslednjega koraka	brizgani beton, $d_s=25cm$	15,06 m ³
I	pred izkopom naslednjega koraka	žična mreža 2 plasti Q189 (3,0kg/m ²)	11,31 m ²
			0,068 t

OPOMBA: KOLIČINE SO IZRAČUNANE ZA KORAK DOLŽINE 1,2m
IZKOPNE KOLIČINE V TABELI SO TEORETIČNE BREZ TOLERANC

Slika 2.5.3: Sistem podpiranja dvopasovnega predora v hribinski kategoriji C2

primarne obloge in se lahko ustrezno zmanjša, če se ugotovi, da trend deformacij ne kaže na stabilne razmere. Razdalja se lahko skrajša tudi v primeru, da izvajalec ne more zapreti manjkajoče dolžine talnega oboka v sprejemljivem času.

Podrobno risbo in opis podpornih elementov prikazuje slika 2.5.3.

2.5.3 Hribinska kategorija C3

Lastnosti hribine

V tej hribini se lahko pojavijo močno povečana napetostna stanja, ki so posledica izkopa.

Prav tako se v hribinski kategoriji C3 lahko v bližini odkopa pojavijo večje porušene cone, kar lahko povzroči nenadne premike hribine v odkopane prostore. Deformacije se potem zelo počasi umirijo. Podporni elementi so zaradi tega pogostokrat prekomerno obremenjeni.

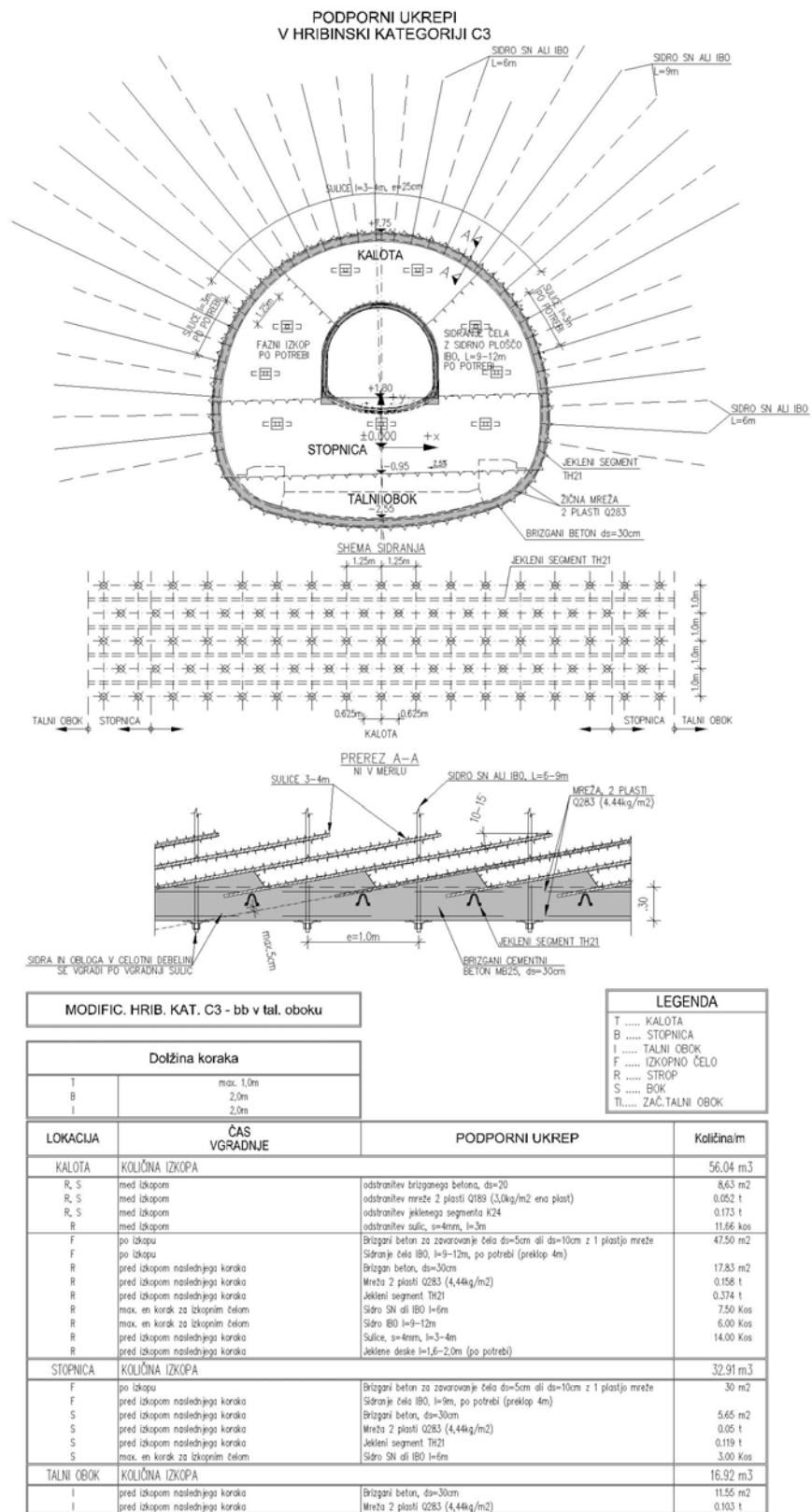
Izkop

Zelo pomembna je razdelitev izkopnega profila v kaloto, stopnico in talni obok. V večini primerov se mora čelo kalote podpreti s podpornim jedrom. Dolžina koraka ne presega 1,0 m v kaloti in 2,0 m v stopnici. V talnem oboku je maksimalna dolžina napredovanja 2,0 m.

Izkop je potrebno narediti bodisi s konturnim miniranjem, bodisi z rezkalnim strojem ali pa s predorskim izkopnim bagrom. Zaščitni sloj brizganega cementnega betona je vgrajen takoj po izkopu.

Na vseh izpostavljenih površinah je vgrajeno učinkovito podporje. Velikost deformacij zaradi odkopa, pogosto zahteva posebne ukrepe kot so npr.: deformacijske reže in uporabo visoko deformabilnega podporja. Vgrajeni podporni elementi morajo zagotoviti stabilno triosno napetostno stanje v hribini.

V primeru, da skrajšanje izkopnega koraka in povečanje zaščite stropa z daljšimi sulicami ter povečanje podpernega jedra na čelu kalote ne zadovoljujejo stabilnostnih razmer, mora biti izkopni profil v kaloti dodatno razdeljen. Možna rešitev je razdelitev kalote na polovico ali še na stranske izkopne odseke (galerije). V primeru pojava velikih vertikalnih pomikov celotnega izkopnega dela, morajo biti izvedeni dodatni ukrepi, kot so razširitev pete kalote in



Slika 2.5.4: Sistem podpiranja dvopasovnega predora v hribinski kategoriji C3.

sidranje ter utrjevanje temeljne cone, na katero se opira obok iz brizganega cementnega betona ter po potrebi izvesti začasni talni obok v kaloti.

Potek in čas vgradnje podpornih elementov

Vse podporne elemente se vgradi sistematično in to pred naslednjim izkopom kalote ali stopnice oz. kolikor dopušča oblika podpornega jedra. Vgradnja sulic je izvedena preko celotnega stropa. Na čelu je podpiranje z armirnim brizganim betonom in hribinskimi sidri z elementi za raznos obtežbe. V primeru pojava stiskanja hribine se v oblogo iz brizganega betona vgradi deformacijske reže in deformacijske elemente (LSC).

Mnogokrat je potrebna razdelitev izkopnega profila kalote in stopnice na posamezne izkopne faze. Prav tako se izdelata talni obok, ki pa ni oddaljen več kot 30 m za čelom kalote. Razdalja zapiranja talnega oboka je odvisna od spremljave deformacij primarne obloge in se ustrezno zmanjša, če se ugotovi, da trend deformacij ne kaže na stabilne razmere. Razdalja se lahko skrajša tudi v primeru, da izvajalec ne more zapreti manjkajoče dolžine talnega oboka v sprejemljivem času.

Podrobno risbo in opis podpornih elementov prikazuje slika 2.5.4.

3 PREGLED DOSEDANJEGA DELA

Ob pregledovanju literature ni bilo najti veliko dela opravljenega na tem področju, kjer bi avtorje posebno zanimal vpliv manjšega izkopa na večjega. Poleg svetovnega spleta je bilo pregledano še knjižnično gradivo.

Avtor Johann Brandl je leta 1995 na univerzi v Leobnu na inštitutu za geomehaniko, predorogradnjo in nizke gradnje, izdelal doktorsko dizertacijo s praktično enakim naslovom. Izvedene so tridimenzionalne simulacije, kjer so preiskuvane različne variante. Predvsem se sprašuje pri kateri velikosti raziskovalnega rova, materialnih karakteristikah in nadkritjih prihaja do sprememb oziroma v katerem slučaju prihaja do vpliva. Preproste tridimenzionalne analize so bile izvedene s programskim paketom ABAQUS.

Nadalje pa je izvedena primerjava na dvocevnem predoru Langen, kjer se je v eni cevi izvedel raziskovalni rov, medtem ko v drugi cevi ne.

Dizertacijo poleg grafičnih rezultatov zaključuje s povzetkom, da je še posebno v slabši hribini potrebno računati s slabim vplivom na gradnjo glavnega predora. Še posebno na čelu izkopa raziskovalni rov reducira togost, kjer je potrebno dodatno podpiranje rova. Primer predora Langen je pokazal, da je zaradi raziskovalnega rova potrebno močnejše podpiranje, večji nadprofil in krajša dolžina izkopa.

Prednost rova pa je v preddreniranju hribine in boljšem poznavanju geloško-geomehanskih pogojev.

Vzporedno z gradnjo predora je na določenih odsekih potekalo tudi 3D geodetsko merjenje merskih točk pred izkopnim čelom, ki ga je izvajala katedra za mehaniko tal z laboratorijem fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani.

Predstavljeni so predvsem rezultati konvergenčnih meritev z geotehnično interpretacijo, analizirajo velikost vplivnega območja pred čelom, obnašanje hribinske mase med približevanjem in prečenjem tektonske prelomnice oz. tektonske cone, razvoj razpok v oblogi iz mikroarmiranega brizganega betona, primerjavo pomikov, izmerjenih med gradnjo

raziskovalnega rova, in pomikov izmerjenih pred čelom glavnega predora ter poškodbe brizganega betona.

Meritve sicer ne vključujejo analiz vpliva rova na gradnjo predora, vendar je del diplomskega dela namenjen tudi vplivom večjega izkopa na predhodno vgrajeno oblogo manjšega rova.

Tako so računske analize v nekaterih delih kvalitativno primerjane s temi meritvami.

4 OPIS MATERIALOV, PROGRAMSKEGA PAKETA IN KONSTITUTIVNIH MODELIV

Poglavje opisuje uporabljene materiale in njihove karakteristike. Vsebuje opis programskega paketa in konstitutivnih modelov uporabljenih v diplomskem delu.

4.1 Z_Soil

Orodje na bazi Windows operacijskega sistema, ki ponuja enoten pristop do numeričnih simulacij v mehaniki zemljin in kamnin, podzemnih objektov, izkopov, interakcijo zemljine, objekta ter podzemne vode, kot tudi termalne analize.

Z_SOIL:PC je kontinuirano nadgrajevano inženirsko programsko orodje za analize geotehničnih objektov, vključno s temeljenjem in tokom podzemne vode in temelji na metodi končnih elementov. Program je uporabljan za vse vrste analiz in projektnih rešitev pokrivajoč vse možne scenarije v realnosti vključno s problemi stabilnosti in konsolidacije.

Program je bil razvit na sevisu Zace (Zace Services) od leta 1984 dalje. Zadnja verzija je bila razvita z ekipo sestavljeno iz A.Truty, A.Urbanski, K.Podles, S.Commend in Th.Zimmermann z sodelovanjem A. Wroblewski in raziskovalnimi izkušnjami Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne, Cracow University of Technology, U.C.Berkeley, Caltech, in Stanford University.

Nelinearni osnosimetrični, ravninski okvir in 3D gonilniki ponujajo eno ali dvo-fazne (prisotnost vode) analize z kombinacijo naslednjih algoritmičnih opcij:

- avtomatični izračun začetnega stanja napetosti vključno s stacionarnim tokom podzemne vode: kombinacija težnosti in začetnih napetosti dovoljuje samodejno izvajanje najbolj kompleksnih začetnih pogojev, vključno z obstoječimi konstrukcijami.
- stabilnostne analize: skozi C-fi redukcijo in stanjem napetosti algoritem vodi do zaupanja vrednih rezultatov za varnostni faktor in porušno drsino za večino splošnih geometrijskih

problemov, z možnostjo lokalnih materialnih karakteristik, kot tudi kontaktnih elementov.

- analize porušne sile in analize deformacij.
- prednapetostni pogoji (sidra)
- izkop in faze gradnje: možnost kombiniranja s katerokoli sekvenco gonilnika, dopuščanje odstranjevanja in dodajanja konstrukcijskih delov, obtežb, robnih pogojev itd., možnost kontrole obremenjevanja oz. razbremenjevanja z namenom simulacije tri-dimenzionalnega vpliva v dvo-dimenzionalnem modelu. Kontinuirano preverjanje varnosti.
- konsolidacijo, volumetrično in deviatorično lezenje (časovno odvisen proces)
- tok, stalen ali začasen, polno ali delno zasičenost, s časovno odvisnimi začetnimi pogoji; poljuben tok podzemne vode s prosto gladino, kot tudi dotok kot je dež, neprepustne cone, v kontaktu ali v razmaknjenem stanju z deformacijo hribine.
- termično analizo ali analizo prehoda vlage: analiza termičnega prehoda ali analiza prehoda vlage je možno izvesti v predprocesorju z definiranjem časovne zgodovine temperature z upoštevanjem tudi kasneje v mehanični analizi.
- skyline, frontal ali sparse solverji

Tipični inženirski problemi, ki so bili rešeni s tem programom, vključujejo temeljenje in zemeljska dela, vključno s predori, podzemnimi skladišči, rudarstvom, izkopi in nasipi v cestogradnji in železnici, jezove,časne in končne oporne konstrukcije in hidravlične konstrukcije.

Omogoča uporabo mnogo konstitutivnih modelov za simulacijo nelinearnega in časovno odvisnega obnašanja zemljin po modelih Tresca, Mohr-Coulomb, Rankine, Drucker-Prager-Cap, and Cam-clay, anizotropnem multi-laminate modelu za skrilav medij, model Hoek-Brown za kamnine,

Menétrey-Willam (z mehčanjem) za betone in Biot model za konsolidacijo in dvo-fazne probleme. Omogoča pa še model uporabnika, kjer je možno uvesti svoj konstitutivni model.

Knjižnica elementov v 2D in 3D programu vsebuje nelinearne končne elemente ter osnosimetrične elemente, kateri optimalno predstavljajo nelinearne konstitutivne modele

zemljin velikokrat združeno z nestisljivim ali raztezalnim obnašanjem. Več nelinearnih konstrukcijskih elementov dopolnjuje knjižnico, vključno z linearnimi ali nelinearnimi nosilci s členki, linearno ali nelinearno lupino (vključno z armiranim betonom), membrane, geotekstil, armaturo, elemente paličja, neskončen medij in strižne kontaktne elemente (prepustne ali neprepustne).

S programom simuliramo mnoge vrste obtežb in napetostne pogoje hribin, kot npr.:

- gravitacijsko polje in začetna napetostna stanja,
- stanje in pritisk vode, vključujoč časovno odvisne robne pogoje,
- drenirano in nedrenirano stanje zemljin,
- eksplicitno definiranje sekvenc izkopa in sekvenc gradnje konstrukcije
- vsiljene pomike,
- koncentrirane ali ploskovne obtežbe predpisane na robovih modela ali v mediju zemljine
- kontrolo obteževanja oz. razbremenjevanja
- neskončen ali pol-neskončen medij.

4.2 Opis elementov in splošne analize

Dvodimenzionalni izračuni so izvedeni z uporabo verzije Z_SOIL 6.24, tridimenzionalni izračuni pa z verzijo Z_SOIL 6.23.

4.2.1 Uporabljeni elementi

V analizah so uporabljeni trije tipi končnih elementov:

1. kontinuum
2. konstrukcijska elementa (gredni element pri 2D in osni palični oz. kabelski element)
3. elementi za opis stika med hribino in konstrukcijo (kontaktni element)

Okolna hribina je modelirana z uporabo štirivozliščnih, štiristranih elementov tipa kontinuum. Za te elemente so bile določene linearno elastične, nelinearno plastične karakteristike materiala z uporabo treh različnih konstitutivnih modelov.

Zunanja obloga predora je bila modelirana z uporabo grednih elementov. Notranje statične količine teh elementov so dobljene na podlagi elastičnih materialnih lastnosti. Privzeta sta dva različna materiala za razlikovanje karakteristik svežega in strjenega betona.

Osnji palični / kabelski elementi so bili uporabljeni za modeliranje sider. Za ta tip elementov so bile določene linearno elastične, idealno plastične lastnosti materiala.

Materialne lastnosti kontaktnih elementov so določene s strižnim kotom, dilatacijskim kotom in kohezijo. Elastična togost površine stika se avtomatično nastavi glede na lastnosti okolnega materiala.

V 3D analizah pa se namesto grednih elementov za modeliranje obloge iz brizganega betona uporabi lupina, katera ima prav tako elastične lastnosti ter dva različna materiala za razlikovanje karakteristik svežega in strjenega betona.

4.2.2 Faze izkopa

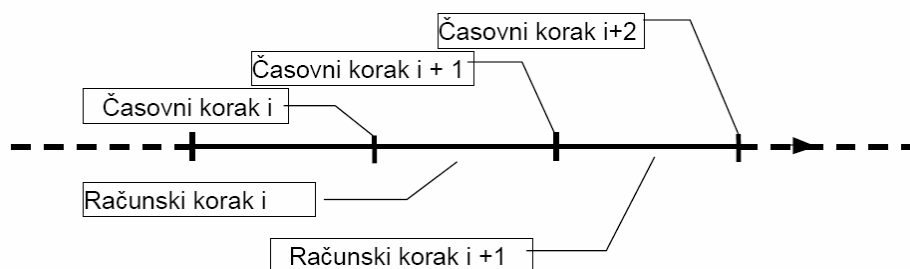
V izračunu po metodi končnih elementov je upoštevan časovni raspored posameznih faz izkopa. Končni rezultati so rezultati posameznih faz izkopa, integrirani po času. Vključene so sledeče faze izkopa:

- izkop kalote
- izkop stopnice
- izkop talnega oboka

4.2.3 Računski in časovni koraki

Analiza po metodi končnih elementov se izvaja v časovnih računskih korakih (slika 4.2.1). V vsakem časovnem koraku se model s končnimi elementi spremeni glede na fazo izkopa,

spremembo obtežbe ali vgradnjo podporja. Sledi iterativni račun napetosti in deformacij v ustreznem računskem koraku in če je doseženo ravnotežje, se izvaja naslednji računski korak. Časovna sprememba trdnosti betona je upoštevana z uporabo dveh različnih vrednosti za Youngov modul v sledečih računskih korakih. Časovni koraki z ustreznimi spremembami modela s končnimi elementi so prikazani pri opisu vsakega modela.



Slika 4.2.1: Idealiziran prikaz časovnih korakov in računskih korakov v analizi po MKE.

4.2.4 Eksistenčne funkcije

Eksistenčne funkcije (EF) kontrolirajo faze izkopa in različne korake v vgradnji podporja. Kažejo, v katerem računskem koraku se pojavljajo določeni elementi znotraj modela končnih elementov. Potek eksistenčnih funkcij je prikazan pri opisu vsakega modela.

4.2.5 Obtežne funkcije

V izračunu po metodi končnih elementov je bistveno simulirati časovno prerazporeditev napetosti vsled faznosti izkopa. Material na izkopnem čelu se med izkopom odstrani, zato je čelo ne nudi odpora in se napetosti, pravokotne na ravnino izkopa, reducirajo na vrednost nič. Ta sprememba v napetostnem stanju povzroča prerazporeditev napetosti v materialu v bližini površine izkopa. Za ponazoritev te časovno odvisne spremembe v napetostnem stanju in za zagotovitev stabilnosti računa končnih elementov so bile uporabljene vozliščne obtežbe na

prosti površini za ohranjanje ravnotežja neposredno po odstranitvi izkopanega materiala. Te napetosti so reducirane v sledečih časovnih korakih v računu po MKE glede na specifične obtežne funkcije (LF). Na ta način vrednost 0,7 obtežne funkcije pomeni 70% prvotnih napetosti, pravokotnih na predlagano izkopno površino, medtem ko se 30% vrednosti porazdeli v okolno hribino. Definiranje obtežne funkcije za izkopani material ponazarja vpetost, ki jo bližina izkopnega čela zagotavlja za radialne deformacije v izbranih prerezih. Na ta način v 2D modelih simuliramo vpliv 3. dimenzije.

Obtežne funkcije so zato uporabljene le v dvo-dimenzionalnih izračunih, medtem ko se napetosti pri tri-dimenzionalnem modelu po izkopu v trenutku reducirajo na nič.

Potek obtežnih funkcij je prikazan pri opisu vsakega modela.

4.2.6 Uporabjeni materiali

4.2.6.1 Brizgani beton

Za modeliranje obloge iz brizganega betona sta bila uporabljena dva elementa, in sicer gredni element v dvodimenzionalnih analizah in element tanke lupine v trodimenzionalnih analizah. Oba elementa imata elastične karakteristike ter dva materiala v smislu nižjega (mlad beton) in višjega (staran beton) elastičnega modula.

Prikaz razvoja elastičnega modula v odvisnosti od časa je prikazan po predlogu dveh avtorjev, katere povzemajo Max John, Bruno Mattle in Thomas Zoidl: Berucksichtigung des Materialverhaltens des jungen Spritzbetons bei Standsicherheitsuntersuchungen fur Verkehrstunnel, tunnelbau 2002.

Razvoj elastičnega modula je difiniran po enačbi:

$$E(t)=E_{28} * a_{REF} * \exp (c_{REF} / t^n)$$

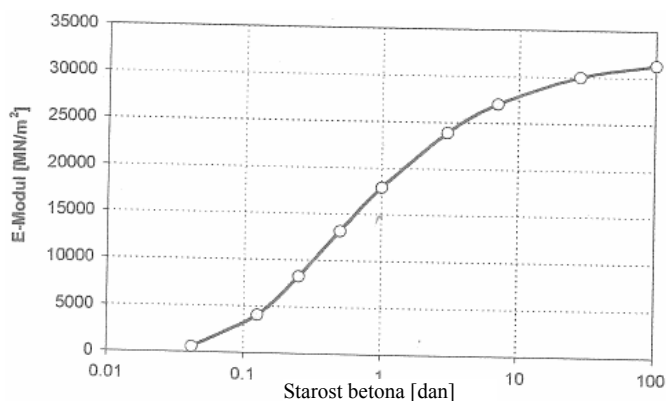
Pri čemer Weber podaja parametre za nearmiran beton:

$$a_{REF} = 1.084$$

$$c_{REF} = -0.596$$

$$n = 0.6$$

$$E_{28} = 30\,000 \text{ MN/m}^2, E_{28} \text{ modul po 28 dneh}$$



Slika 4.2.2: Časovno odvisen razvoj elastičnega modula Webru.

Razvoj elastičnega modula pri različnem armiranju brizganega betona, in sicer pri 20, 40 in 60kg/m³ podaja Ding (slika 4.2.3). Konstante pri enačbi se spremenijo, tako da se krivulja bolje prilega trem poskusom. Naslednje konstante v enačbi podajo dobro ujemanje z mikroarmiranim betonom.

$$a_{REF} = 1.14$$

$$c_{REF} = -0.353$$

$$n = 1.17$$

$$E_{ref} = 32\,720 \text{ MN/m}^2$$

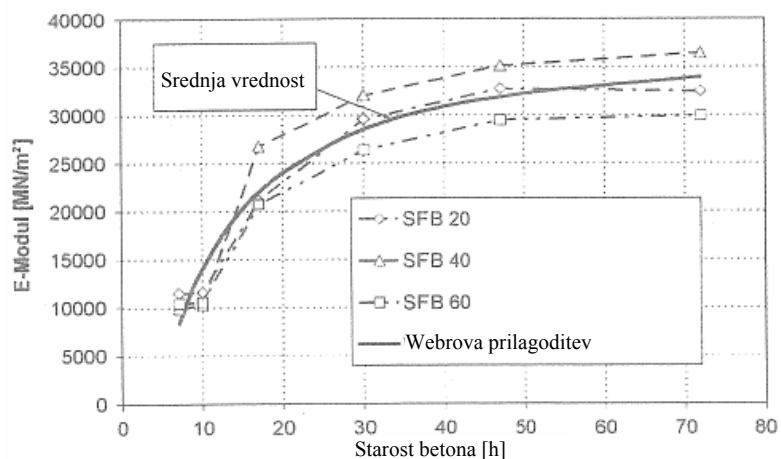
V priporočilih za dimenzioniranje brizganega betona podzemnih objektov iz publikacije AFTES-a sledi več možnosti, kjer se brizgani beton deli na:

Zaščitno plast: v tem primeru brizgani beton deluje kot vezivo, ki povečuje kohezijo ter preprečuje destrukcijo hribine. Globina podpornega sistema znaša od nekaj milimetrov do decimetra in ni mišljena za nosilnost.

Konstrukcijska plast: drugi tip podpiranja mora biti načrtovan kot kompozitna konstrukcija z združeno uporabo oboka hribine in plastjo brizganega betona. V teh pogojih brizgani beton podpira hribino, da obdrži svojo kohezijo na omejeni globini (v območju nekaj decimetrov do metra) in deluje kot 'most' med zaporednimi podpornimi elementi (kot npr. hribinska sidra). Plast mora biti armirana z armaturnimi mrežami ali mikrovlakni.

Konstrukcijski obroč: v tem primeru mora biti brizgani beton dimenzioniran, da prenese osne sile in upogibne momente. Armiranje obloge je nujno.

Te tri oblike se ne izključujejo oziroma niso jasno razmejene. Mnogokrat strukturalna plast deluje kot zaščitna, prav tako lahko strukturalna plast lokalno deluje kot strukturalni obroč.



Slika 4.2.3: Časovno odvisen razvoj elastičnega modula po Dingu.

Načrtovanje podporja oziroma brizganega betona se lahko deli na dva dela:

- vpliv izkopa na pomike in stabilnost,
- preveritev nosilnosti obloge.

Vsaka kategorija temelji na drugačnih metodah analize oziroma drugačnih materialnih karakteristikah.

Za analize pomikov in stabilnostne analize se za izkope do dolžine, ki znaša 2 do 3 prečne premere izkopa uporabi prilagojen modul elastičnosti brizganega betona v območju 7000 do 15000 MPa, pri čemer je vrednost 7000 bolj primerna za hitri napredek izkopa. Za predore z nizkim nadkritjem se za predikcijo posedkov uporabi nižji modul, za obremenitev obloge pa višji.

4.2.6.2 Sidra

Sidra so eden glavnih podpornih elementov pri sodobni gradnji predorov, ki omogočajo povečanje samonosilnosti hribine. Za modeliranje sider so bili uporabljeni osni palični oz. kabelski elementi. Določene so jim linearno elastične, idealno plastične lastnosti materiala. Predpisana je natezna trdnost sidra, ki pri določenem prečnem prerezu doseže mejo tečenja.

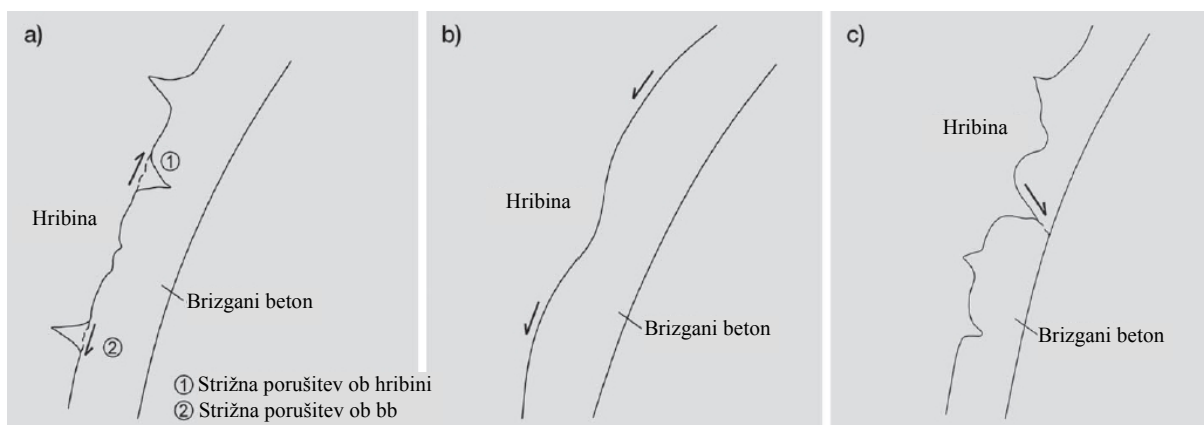
4.2.6.3 Kontaktni elementi

Za modeliranje kontakta (stika) med zemljino in konstrukcijo se lahko v numeričnih modelih uporabi kontaktne elemente.

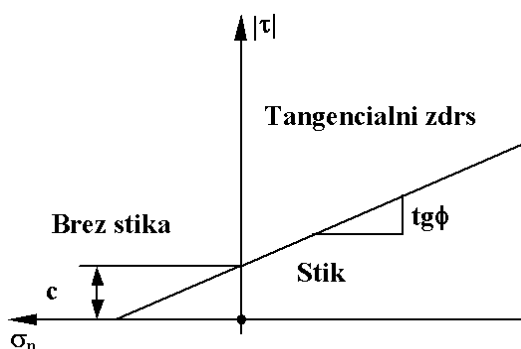
Redistribucija napetosti zaradi izkopa predora in prenos obtežbe na predorsko podporje je lahko v numeričnih simulacijah realistično modelirano le z uporabo kontaktnega elementa ustreznih karakteristik med hribino in predorsko oblogo.

Površina izkopa, ki predstavlja kontaktno ploskev med konstrukcijo in okolno hribino je odvisna od metod izkopa, konstrukcije same in od hribinskih karakteristik.

Napetosti se na kontaktno ploskev prenašajo skozi radialne tlačne in tangencialne napetosti in so odvisne od razmerja togosti, ukrivljenosti, debeline brizganega betona in teksture kontaktne ploskve oziroma od tega ali sta sosednja materiala v stiku ali sta razmaknjena ($\sigma_n < 0$).



Slika 4.2.4: Porušitev vzdolž kontaktne ploskve zaradi: a) strižne porušitve ob hribini oz. brizganem betonu; b) lezenja v primeru gladke površine izkopa; c) lezenja skupaj s strižno porušitvijo v tanki lupini iz brizganega betona.



Slika 4.2.5: Mohr-Coulombov zakon trenja za kontakt.

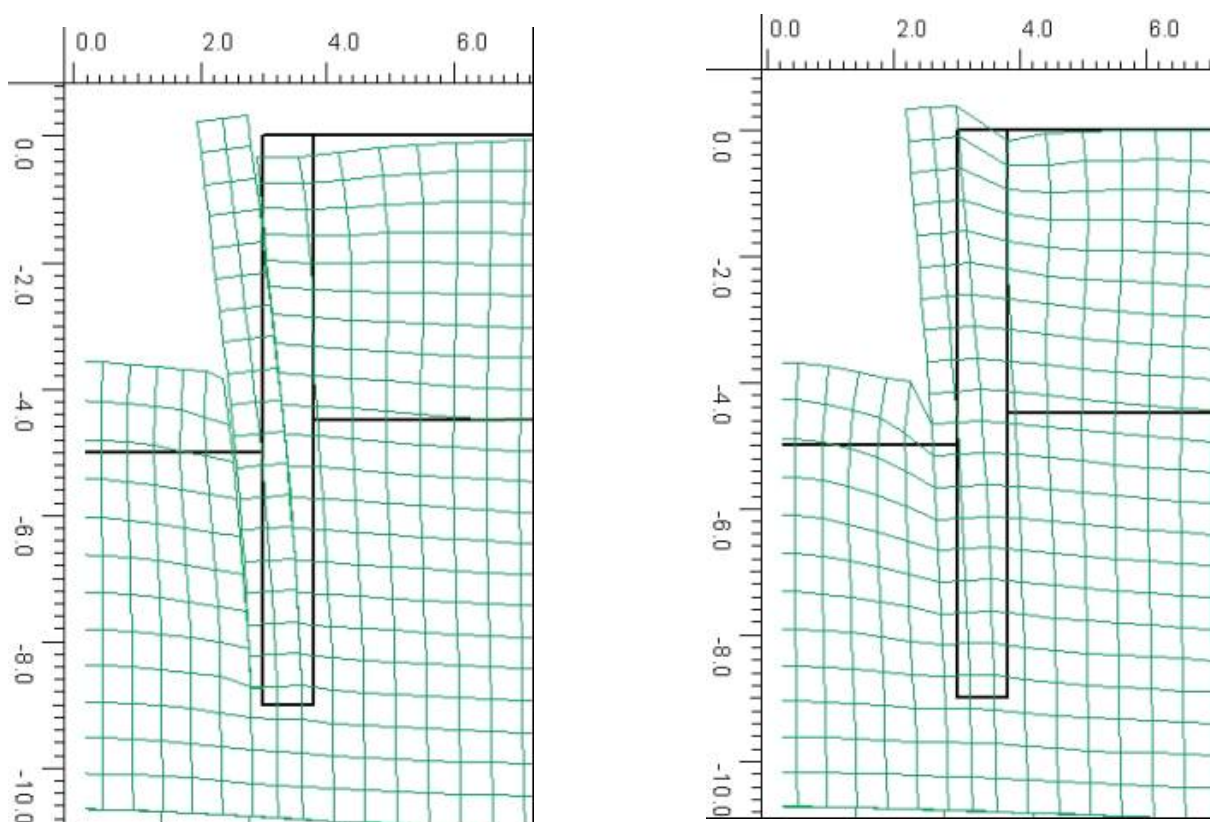
1. Pogoj obstoja stika: $|\tau| \leq \tan(\varphi) \cdot |\sigma_n| + c$
2. Tangencialni zdrs: $|\tau| > \tan(\varphi) \cdot |\sigma_n| + c$
3. Stik ne obstaja: hribina v nategu ($\sigma_n < 0$)

Ob določitvi parametrov se zavedamo, da ima beton običajno precej boljše mehanske karakteristike, saj ga v nasprotnem primeru ne bi potrebovali. Stik med materialoma je najšibkejša točka. Torej maksimalne karakteristike kontakta ne smejo presežati karakteristik

okoljne hribine. Teoretično minimalne karakteristike vodijo k idealnem zdrs. Realistični parametri pa so nekje vmes.

Parametri kontakta so odvisni od metodologije izkopa (mineranje povzroči razrahljanje v okoljni hribini) ter tipa hribine (teksture, trdnosti, razpok, itd.)

Enostaven primer, kjer so v levem primeru uporabljeni kontaktni elementi, medtem ko v desnem ne, prikazuje slika 4.2.6.

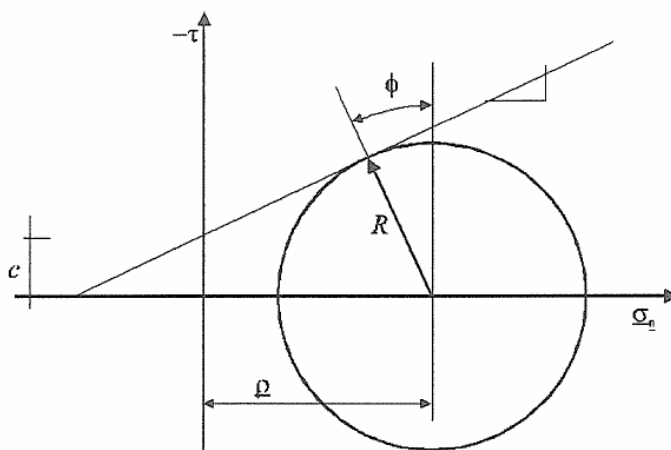


Slika 4.2.6: Razlike v končnem rezultatu ob uporabi kontaktnih elementov.

4.3 Konstitutivni modeli

4.3.1 Mohr Coulomb

Mohr-Coulombov kriterij je najbolj pogosto uporabljen v mehaniki zemljin. Tradicionalno je trdnost zemljine opisana s kohezijo 'c' in strižnim kotom ' ϕ '. Kriterij določa, da je strižna napetost potrebna za tečenje odvisna od kohezije, kota trenja in normalnega pritiska na strižno ploskev.



Slika 4.3.1: Mohr-Coulombov kriterij tečenja.

kjer: $|\tau| = c + \sigma_n \tan \phi$

4.3.2 Hoek Brown

Splošen Hoek-Brownov kriterij predstavlja nelinearno ploskev plastičnega tečenja, ki definira trdnost hribine v odvisnosti od glavnih napetosti. Napove trdnostne ovojnice dobro skladne z ovojnicami pridobljenimi iz laboratorijskega triaksialnega preiskusa na intaktnem vzorcu kamnin in z zapaženimi poružitvami v razpokani hribini.

Splošen Hoek-Brown-ov kriterij je nelinearen in povezuje maksimalne in minimalne efektivne glavne napetosti (σ_1 in σ_3) pri poružitvi po naslednji enačbi:

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

kjer so:

- σ_1' in σ_3' osne maksimalne in minimalne efektivne glavne normalne napetosti,
- σ_{ci} je enoosna tlačna trdnost (UCS) na intaktnem vzorcu kamnine,
- m_b je reducirana vrednost (za hribinsko maso) materialne konstante m_i (za intaktno hribino),
- s in a sta materialni konstanti odvisni od karakteristik hribinske mase

V večini primerov je praktično nemogoče izvesti triaksialne preiskuse na vzorcih hribinske mase v takem merilu kot bi bilo potrebno za ločitev direktnih vrednosti za splošno Hoek-Brownovo enačbo. Zato je potrebno bolj praktično ocenjevanje materialnih konstant m_b , s in a . Spodnje enačbe predstavljajo empirično zvezo med parametri:

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

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

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/5} - e^{-20/3} \right)$$

kjer so:

- GSI (Geological Strength Index) je klasifikacijski sistem za kamnine, ki se ga določi z opazovanji na terenu. Rezultat je GSI vrednost med 0 in 100,
- m_i je materialna konstanta za intaktno hribino
- parameter D je faktor, ki je odvisen od stopnje poškodbe zaradi izkopa oziroma miniranja in relaksacije napetosti. Faktor varira od 0 za hribino brez poškodb do 1 za zelo poškodovano hribino.

Enosno tlačno trdnost dobimo, če predpostavimo $\sigma_3' = 0$:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} * s^a$$

Natezno trdnost dobimo, če predpostavimo $\sigma_1' = \sigma_3' = \sigma_t$:

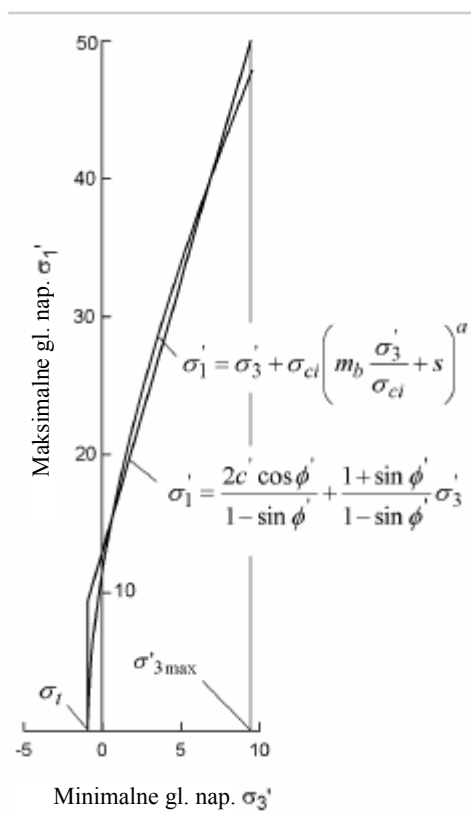
$$\sigma_t = -\sigma_{ci} * s / m_b$$

Enačba predstavlja pogoje dvoosnega natega. Hoek je pokazal, da je za krhke materiale enosna natezna trdnost enaka dvoosni.

V računalniških programih, ki nimajo vgrajenih Hoek-Brownovega modela, si lahko pomagamo tako, da ga nadomestimo z linearno aproksimacijo z Mohr-Coulombovim modelom.

Povezava z Mohr-Coulombovim kriterijem v linearnem razmerju je prikazana na sliki 4.3.2.

Prilagajanje vključuje ravnotežje ploščin nad in pod Mohr-Coulombovo krivuljo. Rezultat za notranji kot trenja in kohezijo predstavljata naslednji enačbi:



$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n} \right] (s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \left(6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1+a)(2+a))}}$$

Kjer je: $\sigma_{3n} = \sigma_{3max}' / \sigma_{ci}$

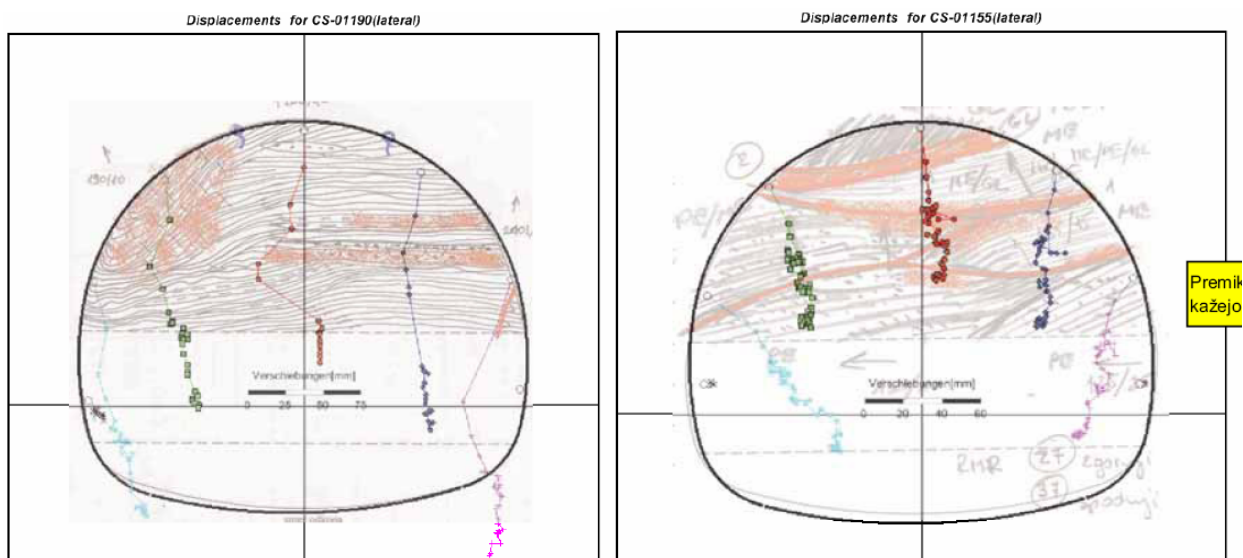
Slika 4.3.2: Razmerje med maksimalnimi in minimalnimi glavnimi napetostmi za Hoek-Brownov kriterij in za ekvivalenten Mohr-Coulombov kriterij.

4.3.3 Anizotropni »Multilaminate« model

Pri gradnji oz. merjenju deformacij med gradnjo predora Šentvid smo ugotovili, da so deformacije v veliki meri odvisne od skrilavosti.

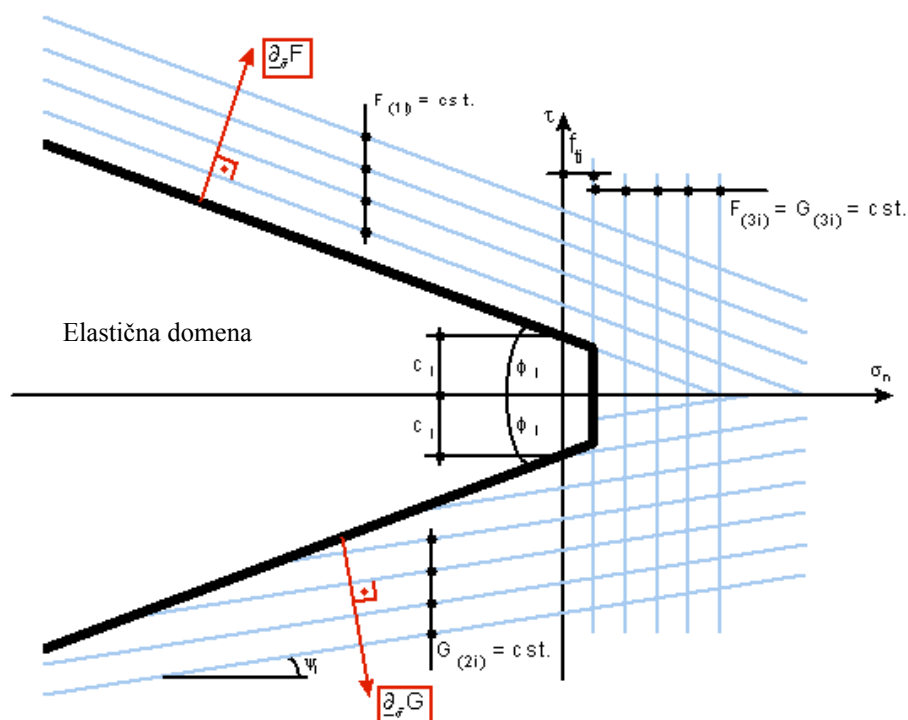
V primeru horizontalne skrilavosti (plastovitosti) dominirajo vertikalne deformacije. Deformacije so pretežno pravokotne na plastovitost. Opaža pa se velika razlika med vertikalnimi in horizontalnimi deformacijami (glej sliko 4.3.3 - levo).

V primeru plastovitosti pod naklonom horizontalna komponenta pomika narašča v primerjavi z vertikalno. Opažajo se deformacije, ki so pravokotne na skrilavost ali pa določen premik vzdolž skrilave hribine (glej sliko 4.3.3 - desno).



Slika 4.3.3: Vpliv skrilavosti na pomike

V tem primeru je za hribino uporabljen anizotropni »multilaminate« konstitutivni model. Anizotropen elasto-plastičen model, ki opisuje obnašanje plastovitega medija, prevzema določen tip Coulombovih pogojev povezanih z preddefiniranimi šibkimi sloji pod določenimi koti. Šibke plasti skrilave hribine se opiše s kotom naklona, strižnim kotom, kohezijo in dilatacijskim kotom. Določena je lahko tudi natezna trdnost. Na vsaki ravnini mora biti zadoščen Mohr-Coulombov plastični pogoj in pa pogoj natezne trdnosti.



Slika 4.3.4: Funkcija plastičnega tečenja in plastičnega potenciala.

Pogoj plastičnega tečenja in plastičnega potenciala se izpelje za vsako ravnino $i = 1, \dots, 3$:

$$\begin{aligned} F^{(1i)} &= \tau + \sigma_n \operatorname{tg} \phi^i - c^i \\ F^{(2i)} &= -\tau + \sigma_n \operatorname{tg} \phi^i - c^i \\ F^{(3i)} &= \sigma_n - f_t \end{aligned}$$

Vpliv orientacije diskontinuet (razpokanosti) na obnašanje predora prikazujejo tudi sliki 4.3.5 in 4.3.6.

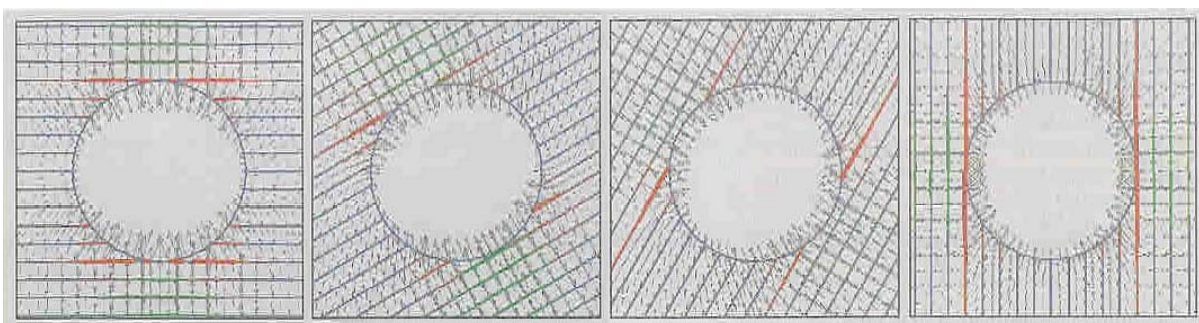
Avtorji Andreas Goricki, Edward A Button, Wulf Schubert, Markus Potsch in Roland Leitner so v publikaciji Felsbau predstavili analize, ki se ukvarjajo s to problematiko orientacije diskontinuet ter vplivom le teh na pomike in mehanizme porušitve okolne hribine.

Slika 4.3.5 prikazuje vektorje pomikov (siva), strižne deformacije (rdeča) in odpiranje skrilave hribine (zelena) za posamezne kote skrilavosti 0° , 30° , 60° in 90° . Rezultati prikazujejo vpliv skrilavosti in njene orientacije na obliko deformacij. Večina deformacij se zgodi ali z zdrsom ali z odpiranjem skrilave hribine. Vidi se tudi, da so največji pomiki

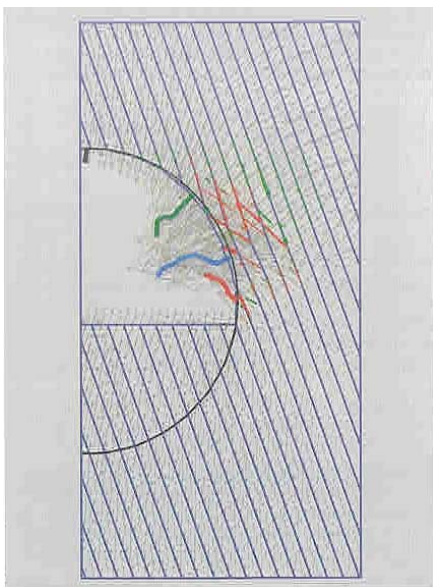
pravokotno na skrnavost. Strižne deformacije pa se pojavljajo v bližini izkopa, kjer se diskontinuitete sekajo z izkopom.

Rezultat drugega modela, kjer je dodan dodaten niz diskontinuitet, prikazuje slika 4.3.6.

Začetni vektorji pomikov so podobni kot pri modelu z enim samim nizom diskontinuitet. Ko pa se preseže strižna trdnost in se pojavi porušitev, vektorji pomikov pokažejo nepravilno obliko, kjer se dominantni vpliv na vektorje pomikov spremeni.



Slika 4.3.5: Rezultati UDEC simulacij za kote 0° , 30° , 60° , 90° .



Slika 4.3.6: Razvoj deformacij z večanjem globine porušitvene cone. Vektorji pomikov kažejo izmeničen pomik (pravokoten in strižen). Strižne deformacije so prikazane rdeče, medtem ko odpiranje skrnave hribine zeleno.

5 UMERJANJE MODELA (2D ANALIZE)

V tem poglavju so izvedene 2D analize za preverjanje vpliva mreže, parametrov, tolerance ter konstitutivnih modelov. Analize se navezujejo tudi na dejansko geologijo pri predoru Šentvid ter so usklajene z merjenimi deformacijami na določenih prečnih prerezih.

Umerjanje oziroma vrednotenje opisanih vplivov je izvedeno v C2 hribinskem tipu podpiranja s hribinskimi karakteristikami srednje velikosti med nižjimi in višjimi vrednostmi, kot so uporabljene kasneje v 3D analizah.

5.1 Opis modela

V analizi je upoštevana dejanska geometrija prečnega prereza predora hribinskega tipa C2 s fazami izkopa deljeno na kaloto, stopnico in talni obok.

Nadkritje pri vseh modelih znaša 100 m nad niveleto predora. Od tega je zaradi velikosti modela oziroma števila končnih elementov modelirano približno 36 m, ostalo pa nadomeščeno z ekvivalentno obtežbo, približno 64 m nadkritja, kar je prednost predvsem v kasnejših 3D analizah.

Slika 5.1.1 prikazuje uporabljene materiale ter njihov tip v modelu. Hribina je modelirana s prostorskimi elementi ter tremi različnimi konstitutivnimi modeli: Mohr-Coulomb, Hoek-Brown in Multilaminate. Pod talnim obokom predora se ob izkopu poveča elastični modul. Obloga brizganega betona je modelirana s konstrukcijskim elementom nosilca debeline 15 cm za raziskovalni rov ter 25 cm za predorsko oblogo. Element ima elastične karakteristike ter dva materiala v smislu nižjega (svež beton) in višjega (staran beton) elastičnega modula. H konstrukcijskim elementom spadajo še sidra, ki so predpostavljena kot paličje, torej samo osno nosilna v rastru 1.5 m tangencialno na prečni prerez predora in 1.2 m vzdolžno. Stik med hribino in oblogo iz brizganega betona je modeliran s kontaktnimi elementi Mohr-Coulombovih karakteristik. Vse materialne karakteristike so podane in opisane kasneje pri vsaki analizi posebej.

Potek izkopa in vgradnje podpornih ukrepov prikazuje slika 5.1.2. S slike je razvidna tudi sprostitvev napetosti na čelu (obtežna funkcija).

Ob izkopu kalote oziroma pred vgradnjo podporja v kaloti se sprosti 60% napetosti, nakar se vgradi brizgani beton z nižjim elastičnim modulom vključno s kontaktnimi elementi. V koraku 3 sledi vgradnja hribinskih sider ter ob nadaljni 20 % sprostitvi napetosti v četrtem koraku sprememba karakteristik svežega betona v staran beton. Obtežna funkcija ima pred izkopom stopnice vrednost nič, saj se predpostavlja, da se v hribinskem tipu C2 kalota izvaja do 150 m pred stopnico in talnim obokom.

Podobno sledita tudi izkopa stopnice in talnega oboka z vgradnjo podporja, le da je tu sprostitvev napetosti pred vgradnjo podporja nekoliko manjša. Razvidno je tudi, da vrednost obtežne funkcije stopnice ob izkopu talnega oboka ni nič, saj se stopnica izvaja le do 6 m pred talnim obokom. V koraku 12 ob koncu analize je vrednost vseh obtežnih funkcij enaka nič. Obtežna funkcija je za vse 2D analize enaka (slika 5.1.2), le pri vplivu mreže v točki 5.2, se v drugem delu spremeni (slika 5.2.8).

Materiali uporabljeni v analizi		
Material	Številka materiala	Tip materiala
Hribina		
RT 1	M1	C, MC, HB, ML
Hribina - razbremenilne karakteristike		
RT 1 - razbr.	M2	C, MC, HB, ML
Obloga brizganega betona - svež		
Brizgani beton d _s = 15 cm	M3	S, B
Brizgani beton d _s = 25 cm	M5	S, B
Obloga brizganega betona - staran		
Brizgani beton d _s = 15 cm	M4	S, B
Brizgani beton d _s = 25 cm	M6	S, B
Sidro		
IBO, nosilnost 250 kN	M7	S, T
Kontakt		
Kontakt: hribina - brizgani beton	M8	I, C

Legenda	
Prostorski elementi	C
Mohr Coulomb	C, MC
Hoek Brown	C, HB
Multilaminat	C, ML
Konstrukcijski elementi	S
Nosilec	S, B
Paliče (sidro)	S, T
Kontaktini elementi	I
Kontakt	I, C

Slika 5.1.1: Uporabljeni materiali.

Definicija računskih korakov										
Korak	Izkop			Podpiranje						
Začetno stanje	TH			TH			B			
	TH			SC	A	INT				
Korak 1	1			f		INT				
Korak 2	0,4			h	A	INT				
Korak 3	0,2	B		h	A	INT	SC	A	INT	
Korak 4				h	A	INT				
Korak 5	0	1		h	A	INT	f	A	INT	Inv
Korak 6	-	0,6		h	A	INT	h	A	INT	
Korak 7	-	0,5		h	A	INT	h	A	INT	SC
Korak 8	-		Inv	h	A	INT	h	A	INT	
Korak 9	-		1	h	A	INT	h	A	INT	
Korak 10	-		0,6	h	A	INT	h	A	INT	f
Korak 11	-	0	0	h	A	INT	h	A	INT	h
Korak 12	-	0	0	h	A	INT	h	A	INT	h
	Konec analize									
EF	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
LF	1	2	3							
Legenda	TH Kalota	A Sidro	INT Kontaktni elementi	SC Brizgani beton	f Svež	h staran	EF Eksistenčna funkcija	LF Obtežna funkcija		

Slika 5.1.2: Potek analize.

5.2 Vpliv mreže

Zaradi kasnejših 3D analiz je bilo najprej potrebno analizirati vpliv mreže, saj so te analize časovno in pa spominsko za računalnik zelo zahtevne. Z namenom pravilnega končnega rezultata je analiza treh modelov vsebovala primerjave pomikov in notranjih statičnih količin v predorski oblogi, sidrih ter primerjavo plastičnih območij v okolni hribini.

Materialne karakteristike so podane na sliki 5.2.1.

Materialne karakteristike									
Material	Številka materiala	Modul elastičnosti kN/m ²	Poissonov koeficient	Specifična teža γ/γ' kN/m ³	Prečni prerez m ²	Kohezija kN/m ²	Strižni kot °	Dilatacijski kot °	K ₀
Hribina									
RT 1	M 1	1.000.000	0,25	27	-	100	30	20,0	0,50
Hribina - razbremenilne karakteristike									
RT 1 - razbr.	M 2	3.000.000	0,25	27	-	100	30	20,0	0,50
Obloga brizganega betona - svež									
Brizgani beton ds = 15 cm	M 3	7.500.000	0,22	24	0,15	-	-	-	-
Brizgani beton ds = 25 cm	M 5	7.500.000	0,22	24	0,25	-	-	-	-
Obloga brizganega betona - staran									
Brizgani beton ds = 15 cm	M 4	15.000.000	0,22	24	0,15	-	-	-	-
Brizgani beton ds = 25 cm	M 6	15.000.000	0,22	24	0,25	-	-	-	-
Sidro									
IBO, nosilnost 250 kN	M 7	210.000.000	0,3	78,5	0,000706858	-	$f_c = f_t =$	294260 kN/m ²	-
Kontakt									
Kontakt: hribina - brizgani beton	M 8	$K_n = 0,1$		$K_t / K_n = 0,01$		50	21,0	14,0	-

Prečni prerez sidra in dovoljena napetost:	
Premer	30 mm
Površina prečnega prereza	0,0007069 m ²
Nosilnost	208 kN
Napetost	294260 kN/m ²

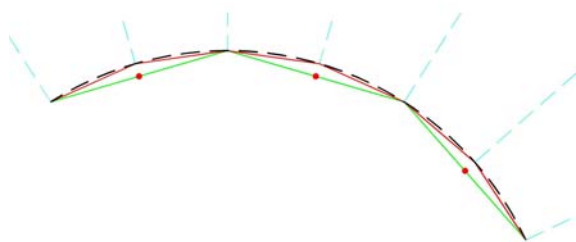
Slika 5.2.1: Materialne karakteristike.

Mrežo končnih elementov pri prvi mreži (M1) je narekoval raster sider. Torej ima prva mreža najmanjše število elementov, le 631 konstrukcijskih in prostorskih elementov.

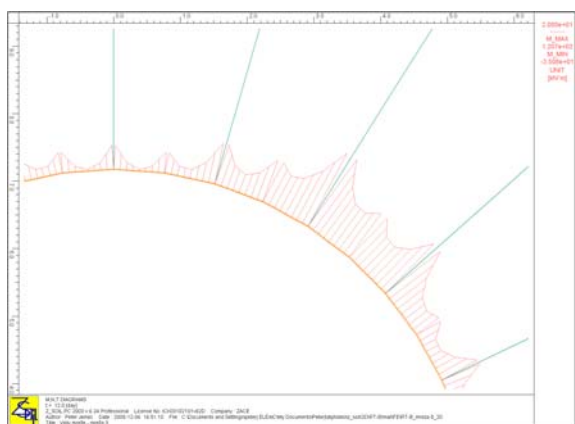
V drugi mreži (M2) se število elementov poveča skoraj za štirikrat, saj se M1 zgosti, tako da se vsaka stranica elementa deli na dva dela. Nadalje se M2 deli še enkrat ter tako dobi tretjo (M3), zelo gosto mrežo končnih elementov. Število konstrukcijskih in prostorskih elementov v tej mreži znaša 8860.

Ob gostitvi mreže pride v oblogi krožne oblike do nezveznih prehodov, kar vodi k drugačni obliki in vrednosti momentov, saj osna sila povzroča dodatni moment. Ta prehod prikazuje slika 5.2.2, razliko v rezultatih pa sliki 5.2.3 in 5.2.4. Zaradi tega vpliva je analizirana dodatna mreža (M4), kjer so popravljene koordinate vozlišč, tako da je prehod bolj zvezen. S sliko je razviden drugačen potek momentne črte ter za 15% manjši maksimalni moment pri M4.

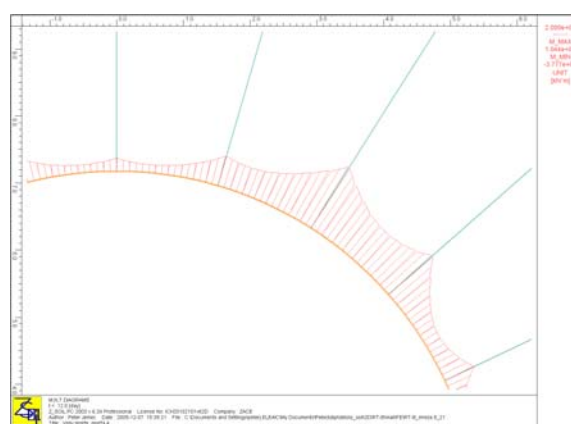
Ostali rezultati kot so osna, pomiki ter plastificirane cone se praktično ne spremenijo. Modeli oziroma mreže posameznih modelov so prikazani v dodatku P5.2.



Slika 5.2.2: Modeliranje obloge pri različni gostoti mreže. Prekinjena črna črta prikazuje dejansko sredinsko črto brizganega betona. Zelena črta prikazuje modeliranje brizganega betona pri grobi mreži, medtem ko rdeče pike na njej delitev elementa na dva dela. Rdeča črta pa bolj pravilen, veliko bolj zvezen prehod.



Slika 5.2.3: Moment pri mreži 3 (M3).

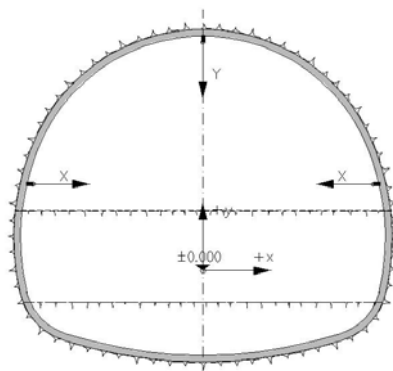


Slika 5.2.4: Moment pri mreži 4 (M4).

5.2.1 Pomiki

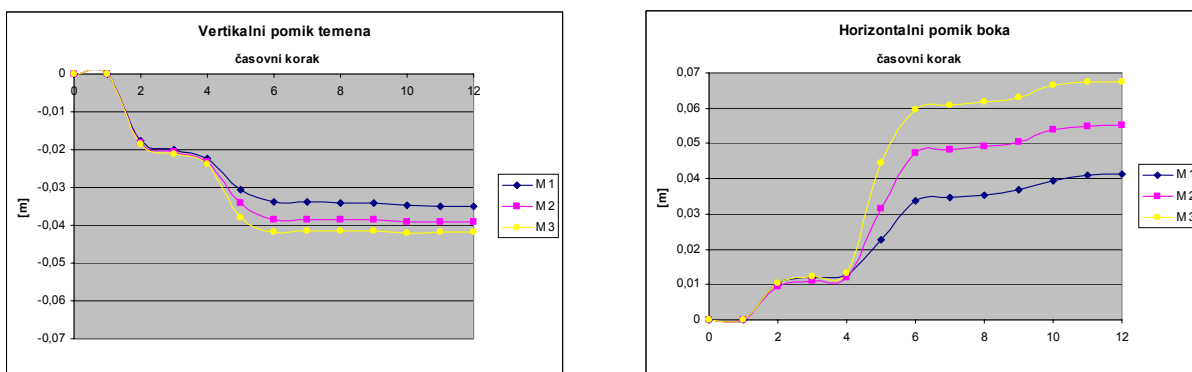
Pomiki so primerjani v treh točkah v oblogi predora. Vertikalni pomik je prikazan v temenu, horizontalni pa v kalotnem delu v bokih predora, kot kaže slika 5.2.5. Slika 5.2.6 prikazuje vertikalne in horizontalne pomike vseh treh mrež v odvisnosti od časovnih korakov. S slik je razvidno, da je pomik M1 najmanjši, kar je tudi pričakovati. Vendar je pomik do četrtega koraka, ko je sproščeni 80% napetosti praktično enak. Šele po sprostitvi ostalih 20% oz.

popolni sprostitvi napetosti v kaloti se pojavijo razlike, ne tako velike v temenu v vertikalni smeri kot horizontalni v bokih.



Slika 5.2.5: Prikaz lokacij analiziranih pomikov.

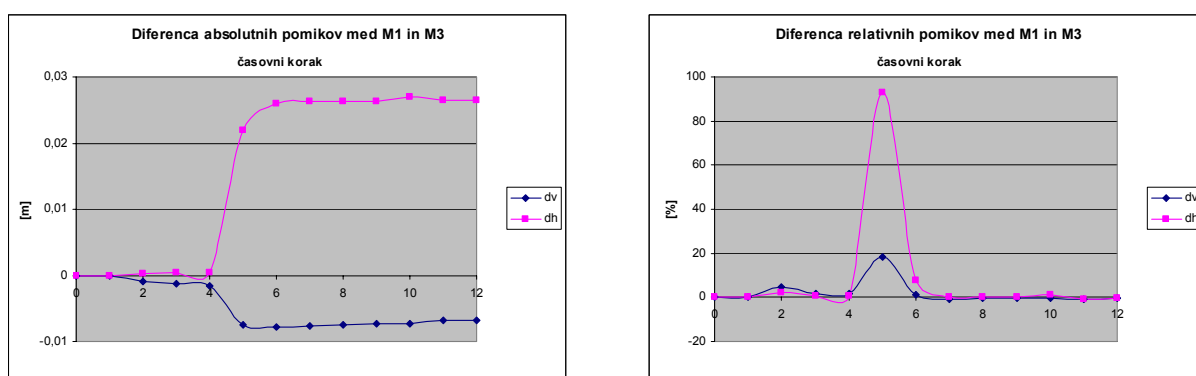
Bistvena razlika pomikov med M1 in M3 se zgodi v petem ter še malenkost v šestem časovnem koraku. V vertikalni smeri v temenu predora se največja razlika v pomiku pojavi v petem časovnem koraku, ko se napetosti pravokotno na ravnino reducirajo na vrednost nič. Tako je do petega koraka pri M3 vertikalni pomik večji za 0,15 cm, v petem koraku pa se razlika poveča na 0,75 cm, kar znaša približno 20%. Nato se pomik do konca analize bistveno ne razlikuje.



Slika 5.2.6: Vertikalni in horizontalni pomiki za analize treh različnih gostot mreže.

V horizontalni smeri je situacija podobna, le da se tu razlika poveča dodatno še v šestem koraku ob izkopu stopnice. Tu se znaten del deformacij izvrši ob sprostitvi napetosti v petem

koraku, približno 2,2 cm razlike kar znese skoraj 100%. To bi lahko pripisali numerični napaki, zato je v nadaljevanju izveden še en niz analiz z obtežno funkcijo, katera v petem koraku ne reducira napetosti na vrednost nič. Dodatna razlika velikosti 0,25 cm v horizontalni smeri se pojavi še v šestem koraku. Te rezultate prikazuje slika 5.2.7. Grafični izris deformacij je dodan v prilogi P5.2 na slikah P5.2.1 do P5.2.6. Iz teh prilog je pri M3 v petem koraku razvidna velika plastična deformacija ob peti kaloti, kjer je zaradi goste mreže tu velika deformacija. Najverjetneje bi se ob gostitvi mreže ta deformacija še povečala.



Slika 5.2.7: Razlika pomikov med M1 in M3 absolutno in pa relativno. Vertikalni pomik predstavlja modra črta z oznako dv, horizontalni pa roza z oznako dh.

Razvidno je tudi, da se oblika deformacij do četrtega koraka bistveno ne razlikuje med mrežami. Torej se razlika zgodi ob zadnji 20% sprostitvi napetosti. Zato je bil izveden nov niz izračunov s spremenjeno obtežno funkcijo v kaloti (slika 5.2.8).

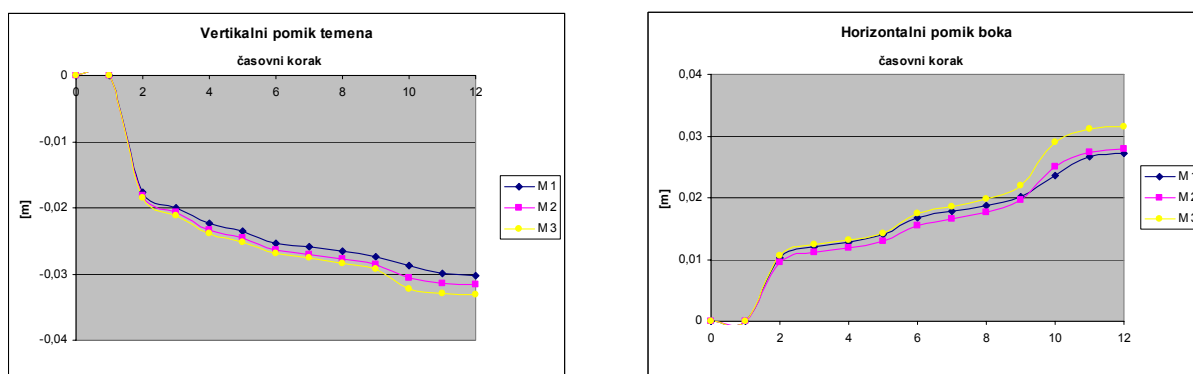
Obtežna funkcija ostaja do četrtega koraka enaka, medtem ko se napetosti reducirajo šele proti zadnjemu koraku.

Slika 5.2.9 ponovno prikazuje vertikalne in horizontalne pomike v vsakem koraku, tokrat z omenjeno spremembo obtežne funkcije. Deformacije verjetno ne odražajo realnega stanja, saj je deformacija pred vgradnjo obloge prevelika glede na končno deformacijo, opazi pa se minimalne razlike med mrežami. Iz prevelike deformacije pred vgradnjo obloge in nenavadnega razvoja deformacij gre sklepati o nerealni obtežni funkciji. Največja razlika v deformacijah se zgodi v desetem koraku (slika 5.2.10) ob izkopu talnega oboka, kjer je povečanje za približno 20%, kar pa absolutno znaša manj kot 5 mm.

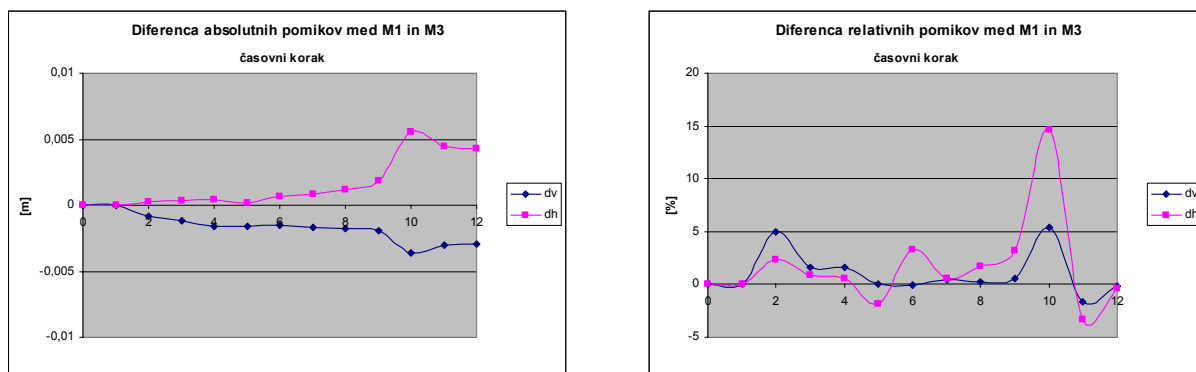
Rezultati izračunov so priloženi v prilogi P5.2, kjer na slikah P5.2.7 do P5.2.12 ni opaznih razlik v obliki deformacij v petem koraku.

Definicija računskih korakov																				
Korak	Izkop			Podpiranje																
Začetno stanje				<table border="1"> <tr><th colspan="3">TH</th></tr> <tr><th>SC</th><th>A</th><th>INT</th></tr> <tr><td></td><td></td><td></td></tr> </table>								TH			SC	A	INT			
TH																				
SC	A	INT																		
Korak 1	1			<table border="1"> <tr><th colspan="3">TH</th></tr> <tr><th>SC</th><th>A</th><th>INT</th></tr> <tr><td></td><td></td><td></td></tr> </table>								TH			SC	A	INT			
TH																				
SC	A	INT																		
Korak 2	0,4			<table border="1"> <tr><th colspan="3">TH</th></tr> <tr><th>SC</th><th>A</th><th>INT</th></tr> <tr><td>f</td><td>A</td><td>INT</td></tr> </table>								TH			SC	A	INT	f	A	INT
TH																				
SC	A	INT																		
f	A	INT																		
Korak 3	0,3			<table border="1"> <tr><th colspan="3">TH</th></tr> <tr><th>SC</th><th>A</th><th>INT</th></tr> <tr><td>f</td><td>A</td><td>INT</td></tr> </table>								TH			SC	A	INT	f	A	INT
TH																				
SC	A	INT																		
f	A	INT																		
Korak 4	0,2	B		<table border="1"> <tr><th colspan="3">TH</th></tr> <tr><th>SC</th><th>A</th><th>INT</th></tr> <tr><td>f</td><td>A</td><td>INT</td></tr> </table>								TH			SC	A	INT	f	A	INT
TH																				
SC	A	INT																		
f	A	INT																		
Korak 5	1	1		<table border="1"> <tr><th colspan="3">TH</th></tr> <tr><th>SC</th><th>A</th><th>INT</th></tr> <tr><td>h</td><td>A</td><td>INT</td></tr> </table>								TH			SC	A	INT	h	A	INT
TH																				
SC	A	INT																		
h	A	INT																		
Korak 6	1	0,6		<table border="1"> <tr><th colspan="3">TH</th></tr> <tr><th>SC</th><th>A</th><th>INT</th></tr> <tr><td>h</td><td>A</td><td>INT</td></tr> </table>								TH			SC	A	INT	h	A	INT
TH																				
SC	A	INT																		
h	A	INT																		
Korak 7	1	0,5		<table border="1"> <tr><th colspan="3">TH</th></tr> <tr><th>SC</th><th>A</th><th>INT</th></tr> <tr><td>h</td><td>A</td><td>INT</td></tr> </table>								TH			SC	A	INT	h	A	INT
TH																				
SC	A	INT																		
h	A	INT																		
Korak 8	1	0,4	Inv	<table border="1"> <tr><th colspan="3">TH</th></tr> <tr><th>SC</th><th>A</th><th>INT</th></tr> <tr><td>h</td><td>A</td><td>INT</td></tr> </table>								TH			SC	A	INT	h	A	INT
TH																				
SC	A	INT																		
h	A	INT																		
Korak 9	1	1	1	<table border="1"> <tr><th colspan="3">TH</th></tr> <tr><th>SC</th><th>A</th><th>INT</th></tr> <tr><td>h</td><td>A</td><td>INT</td></tr> </table>								TH			SC	A	INT	h	A	INT
TH																				
SC	A	INT																		
h	A	INT																		
Korak 10	1	0,6		<table border="1"> <tr><th colspan="3">TH</th></tr> <tr><th>SC</th><th>A</th><th>INT</th></tr> <tr><td>h</td><td>A</td><td>INT</td></tr> </table>								TH			SC	A	INT	h	A	INT
TH																				
SC	A	INT																		
h	A	INT																		
Korak 11	0	0	0	<table border="1"> <tr><th colspan="3">TH</th></tr> <tr><th>SC</th><th>A</th><th>INT</th></tr> <tr><td>h</td><td>A</td><td>INT</td></tr> </table>								TH			SC	A	INT	h	A	INT
TH																				
SC	A	INT																		
h	A	INT																		
Korak 12	0	0	0	<table border="1"> <tr><th colspan="3">TH</th></tr> <tr><th>SC</th><th>A</th><th>INT</th></tr> <tr><td>h</td><td>A</td><td>INT</td></tr> </table>								TH			SC	A	INT	h	A	INT
TH																				
SC	A	INT																		
h	A	INT																		
Konec analize																				
EF	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11									
LF	1	2	3																	
Legenda	TH	Kalota			A	Sidro			EF				Eksistenčna funkcija							
	B	Stopnica			INT	Kotaktni elementi			LF				Obtežna funkcija							
	Inv	Talni obok			SC	Brizgani beton														
					f	Svež														
				h	staran															

Slika 5.2.8: Nova obtežna funkcija kalote.



Slika 5.2.9: Vertikalne in horizontalne deformacije z novo obtežno funkcijo.



Slika 5.2.10: Absolutna in relativna razlika pomikov med mrežama M1 in M3 z novo obtežno funkcijo. Pomen oznak je enak kot pri sliki 5.2.7

5.2.2 Notranje statične količine

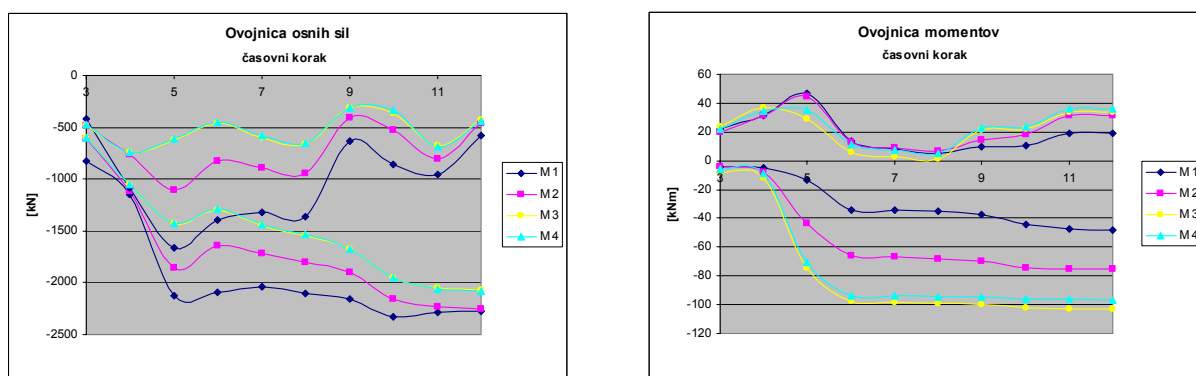
Tu je uporabljena začetna obtežna funkcija, z razliko od analize deformacij so notranje statične količine primerjane še s četrto mrežo (M4), kjer so popravljene koordinate vozlišč za bolj zvezen prehod modelirane obloge iz brizganega betona.

Ovojnica osnih sil in momentov v odvisnosti od časov je prikazana na sliki 5.2.11. V tretjem in četrtem koraku so notranje sile podane le v oblogi kalote, ko je beton še svež oz. z nižjim elastičnim modulom. Na grafih so podane ovojnice, kar pomeni, da sta prikazani minimalna in maksimalna osna sila oz. moment izmed vseh elementov v vsakem koraku posebej. Torej se notranje sile v oblogi v vseh časovnih korakih gibljejo med tema dvema krivuljama.

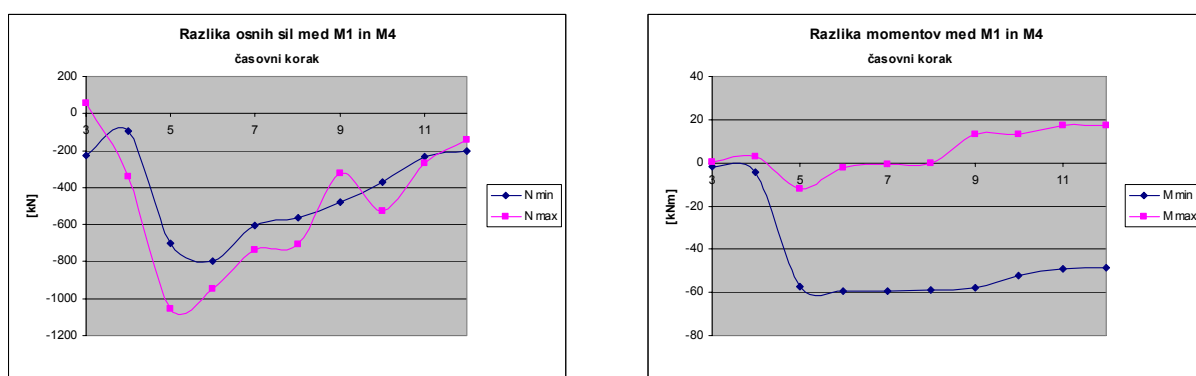
V prvih dveh korakih, ob vgradnji obloge, se osne sile, še manj pa momenti bistveno ne razlikujejo med različnimi gostotami mrež. Večje razlike nastanejo v petem koraku pri osni sili ter petem in šestem koraku v momentu ob sprostitvi napetosti v kaloti ter izkopu stopnice. Večji momenti pri bolj gosti mreži so v večini pogojeni z večjo ukrivljenostjo obloge zaradi večje horizontalne deformacije ob peti kalote, katere so predstavljene v analizi deformacij. Osne sile so generalno kar precej nižje pri gostih mrežah, še posebej v začetku analize in se proti koncu približajo vrednostim grobe mreže, vendar so še vedno nekoliko nižje.

Pričakovano narastejo ob vgradnji obloge v talnem oboku. Momenti se po šestem koraku bistveno ne spreminjajo pri nobeni mreži. Nekoliko se povečajo le ob vgradnji talnega oboka pri grobi mreži.

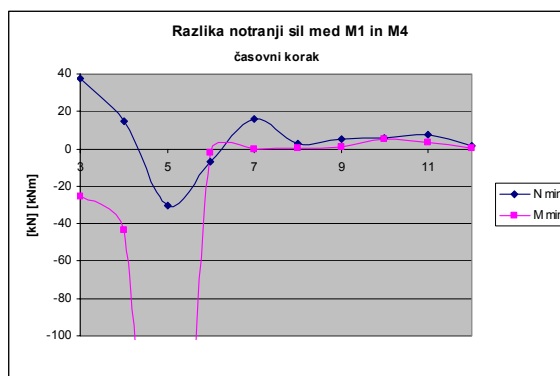
Slika 5.2.12 prikazuje absolutno razliko (M1-M4), slika 5.2.13 pa relativno razliko. Iz grafov je razvidno povečanje sil in momentov kot je že opisano. Dodatno je videti, da se razlika tako pri minimalni kot tudi pri maksimalni osni sili proti koncu analize manjša. Prav tako se manjša absolutna vrednost razlike momenta. Relativni prikaz razlike se osredotoča le na minimalne vrednosti momentov in osnih sil (največje absolutne), saj so te relevantne za nadaljnje dimenzioniranje podporja. Iz grafa je prav tako razvidno, da je peti korak odločilen, saj se moment relativno poveča kar za 300%, kar na grafu zaradi ostalih majhnih vrednosti ni prikazano. Slika 5.2.14 prikazuje še obravnavan vpliv mreže na praktično dimenzioniranje. Grafični izpis momentov in osnih sil vključno s silami v sidrih so priložene v prilogi P5.2.



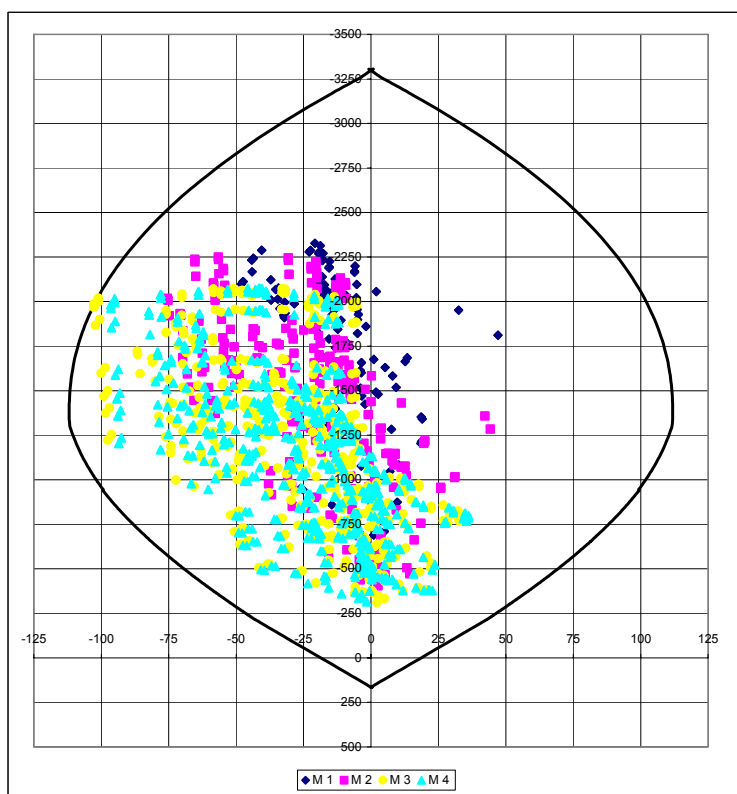
Slika 5.2.11: Ovojnice osnih sil in momentov.



Slika 5.2.12: Absolutna razlika v osnih silah in momentih med mrežama M1 in M4.



Slika 5.2.13: Relativna razlika notranjih sil med M1 in M4.

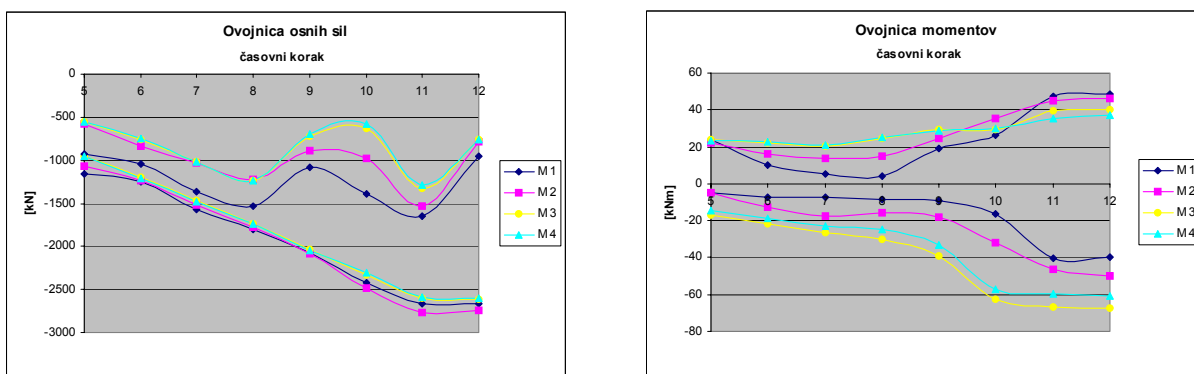


Slika 5.2.14: Interakcijski diagram

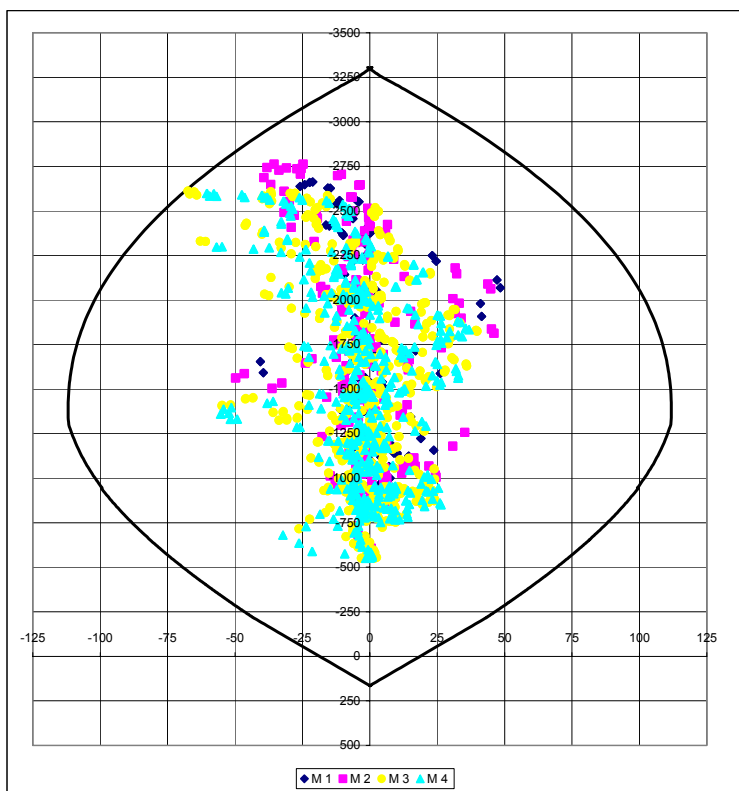
V diagramu je upoštevan dejanski prečni prerez obloge iz betona C20/25 armiranega z armaturno mrežo Q189 na obeh straneh obloge. Materialni varnostni faktorji so upoštevani kot jih predpisuje EC2, medtem ko je varnostni faktor za obtežbo 1.

Vse točke so znotraj ovojnice, kar bi se ob upoštevanju varnostnega faktorja pri M3 in M4 spremenilo in bi bilo potrebno močnejše podpiranje predora, medtem ko bi pri grobi mreži M1 zadostovala 20 cm debela obloga, vendar bi to pomenilo neduktilno porušitev.

Primerjavo osnih sil in momentov pri upoštevanju nove obtežne funkcije prikazuje slika 5.2.15. Razviden je praktično identičen potek osne sile pri vseh gostotah mreže. Ob manjši redukciji napetosti pred vgradnjo obloge se osne sile močno povečajo, razlike med momenti pa zmanjšajo. Interakcijski diagram (slika 5.2.16) prikazuje kako velik vpliv ima redukcija napetosti na čelu (obtežna funkcija). Če je bil v prejšnji analizi za podporje problematičen prevelik moment, je v tem primeru problematična prevelika osna sila. Kot je že omenjeno v analizi pomikov je predpostavljena obtežna funkcija napačna, kar se vidi tudi v razvoju osne sile v oblogi predora, saj se povečuje linearno od začetka gradnje do zaključka in ni bistvenega povečanja ob zaključem talnem oboku, kar je običajno.



Slika 5.2.15: Ovojnice osnih sil in momentov pri novi obtežni funkciji.



Slika 5.2.16 : Interakcijski diagram pri novi obtežni funkciji.

Diagram upošteva enake vhodne podatke kot diagram na sliki 5.2.14.

5.2.3 Plastične cone

Grafični prikaz plastičnih območij med gradnjo predora v različnih fazah je priložen v Prilogi P5.2 na slikah P5.2.17 do P5.2.22.

Ob primerjanju rezultatov dobljenih pri različnih gostotah mreže se lahko zaključi le, da gostota mreže nima bistvenega vpliva na razvoj plastičnih območij v okolni hribini. Razlika je predvsem v bolj zvezenem prehodu med plastičnimi in ostalimi območji pri gostejših mrežah.

5.2.4 Zaključek

V analizah so obravnavani vertikalni pomiki temena ter horizontalni pomiki boka, kjer je lepo razviden vpliv mreže na te količine. Očitno prihaja ob sprostitvi napetosti ob nezaključenem oboku do numerične napake, kjer ob koncentraciji napetosti ob peti kalote prihaja do večjih

plastičnih deformacij. Kljub veliki razliki v gostoti mreže pa se temenski pomik v vseh mrežah bistveno ne razlikuje. V primeru nepopolne sprostitve napetosti v kaloti, kar je analizirano z novo obtežno funkcijo, pa so pomiki precej podobni, tako v obliki, kot tudi v velikosti.

Do večjih razlik razumljivo prihaja v momentih, kjer večja horizontalna deformacija boka povzroča večjo ukrivljenost obloge kalote. Dodatno večji moment povzročajo tudi sidra, ki v krajšem konstruktivnem elementu obloge povzroči višje robne vrednosti. Ob sicer novi, nerealni obtežni funkciji pa se te razlike zelo zmanjšajo. Povsem drugače je z osnimi silami, ki se sicer v začetnih korakih razlikujejo, se pa proti koncu gradnje zelo izenačijo. Rezultati pa pokažejo celo višje osne sile pri bolj grobi mreži.

Ob primerjanju rezultatov dobljenih pri različnih gostotah mreže se lahko zaključi le, da gostota mreže nima bistvenega vpliva na razvoj plastičnih območij v okolni hribini.

Za detaljne 2D analize bi bila groba mreža (M1) verjetno le nekoliko premalo natančna in bi bilo smiselno uporabljati gostoto približno enako drugi mreži (M2). Ob predpostavki, da 3D analize niso namenjene detajlnemu dimenzioniranju, pa gostota prve mreže (M1) popolnoma zadostuje za zadovoljive končne rezultate ob sprejemljivi hitrosti računanja in obdelovanja podatkov.

5.3 Vpliv dilatacijskega kota

Najenostavnejši prikaz dilatacijskega kota oz. kota razmikanja prikazuje slika 5.3.1, ki prikazuje sestav togih kroglic v rahlem in gostem stanju.

Sestav v rahlem stanju je nestabilen in se bo zrušil že ob manjši strižni obremenitvi. Gost sestav pa se lahko pod vplivom strižne obremenitve deformira samo, če kroglice v vsaki vrsti zdrsnejo čez kroglice v predhodni vrsti, kar ima za posledico povečanje prostornine.



Slika 5.3.1: Rahel in gost sestav kroglic med striženjem

Volumen gostega sestava kroglic se med striženjem povečuje, volumen rahlega sestava pa zmanjšuje. Zrnate – nekoherentne zemljine se med striženjem deformirajo na enak način, čeprav so zrna nepravilnih oblik.

Torej dilatacijski kot opisuje obnašanje nekoherentnih zrnatih zemljin med strižnim obremenjevanjem vse do porušitve.

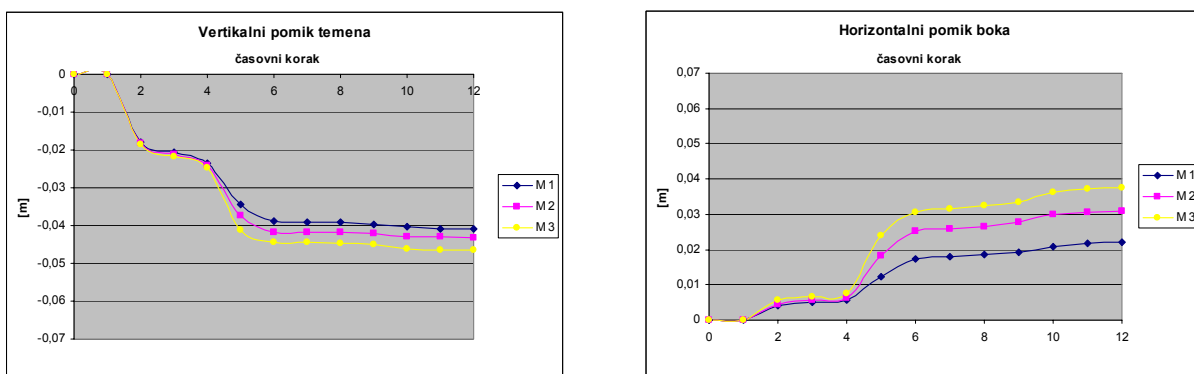
5.3.1 Pomiki

Pomiki so analizirani enako kot v prejšnjih modelih v treh točkah v oblogi predora. Vertikalni pomik je prikazan v temenu, horizontalni pa v kalotnem delu v bokih predora, kot kaže slika 5.2.5.

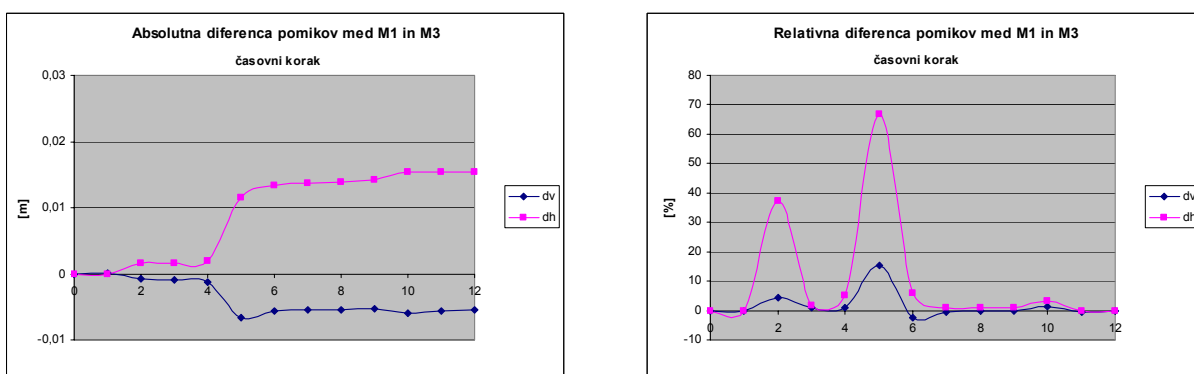
S slike 5.3.2 so razvidni pomiki teh treh točk za različne gostote mreže pri vrednosti dilatacijskega kota nič. Opazi se nekoliko manjše pomike v vertikalni smeri in bistveno manjše, približno 100%, v horizontalni smeri proti modelom z dilatacijskim kotom, ki znaša dve tretjini strižnega kota. Te razlike prikazuje slika 5.3.4, kjer so prikazane le minimalne (M1) in maksimalne (M3) deformacije. Ob znižanju dilatacijskega kota na minimum oziroma vrednost nič, se razlike v horizontalnih pomikih absolutno bistveno zmanjšajo.

Gledano relativno med M1 in M3 pa ta razlika še vedno ostaja približno enaka. Torej je horizontalni pomik pri M3 še vedno dvakrat večji od M1. S slike 5.3.3 je razvidno, da se razlika v pomikih poveča že v drugem koraku ter nadalje v petem z razliko od višje vrednosti dilatacijskega kota, kjer je ta sprememba opazna le v petem koraku. Groba mreža (M1) v tem primeru daje kar zadovoljive rezultate v smislu vertikalnih pomikov, kjer je razlika le okoli 0,5 cm oz. 13%, medtem ko so horizontalni pomiki precej večji pri gosti mreži (M3).

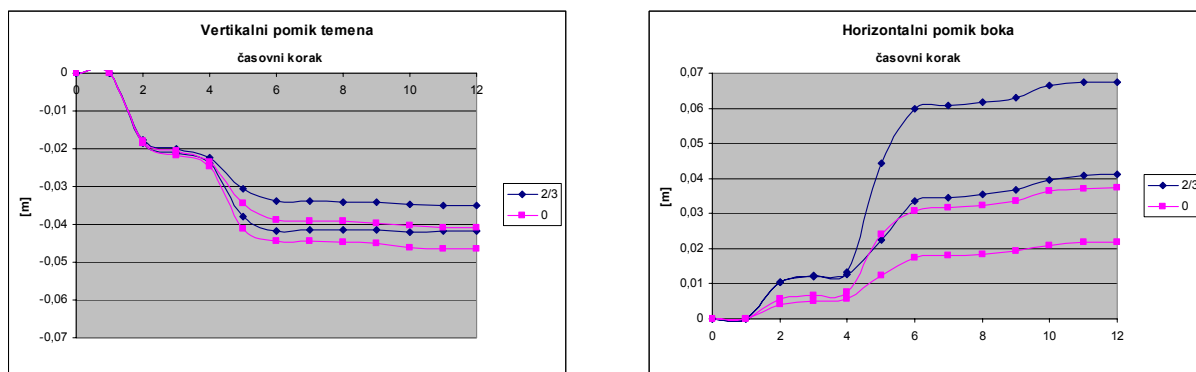
Poleg prikazanih rezultatov je v prilogi P5.3 dodan še grafični prikaz rezultatov analiz na slikah P5.3.1 do P5.3.6.



Slika 5.3.2: Vertikalni in horizontalni pomiki pri dilatacijskem kotu $\Psi=0$.



Slika 5.3.3: Absolutna in relativna razlika horizontalnih in vertikalnih pomikov med M1 in M3 pri dilatacijskem kotu $\Psi=0$. Modra črta prikazuje vertikalno smer, medtem ko roza horizontalno smer



Slika 5.3.4: Vpliv dilatacijskega kota na deformacije. Modra črta prikazuje deformacije pri M1 in M3 z upoštevanjem dilatacijskega kota v vrednosti dveh tretjin strižnega kota. Roza črta prikazuje deformacije, ko je vrednost dilatacijskega kota reducirana na minimum oz. nič.

5.3.2 Notranje statične količine

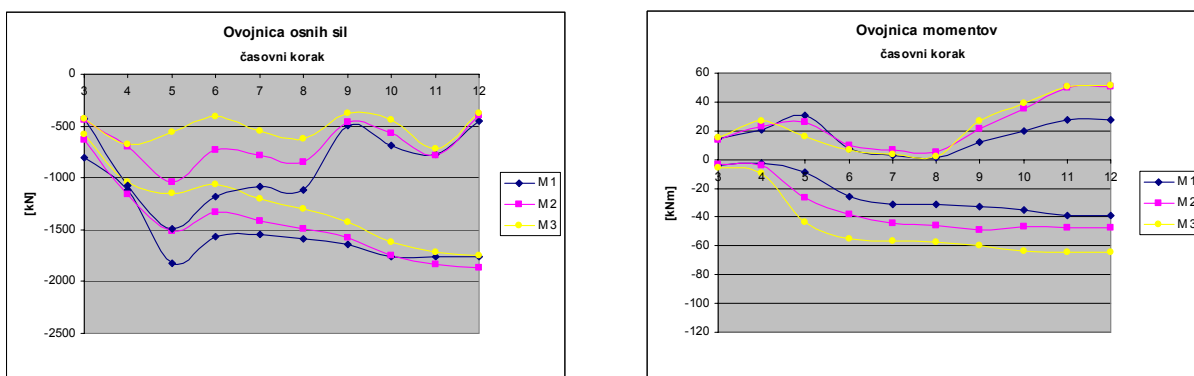
Spremljan je bil tudi potek notranjih statičnih količin, saj je ob drugačnih deformacijah pričakovati tudi spremembo v osnih silah in momentih. Primerjave so izvedene na mrežah M1, M2, M3, medtem ko je četrta izpuščena.

Tudi tu rezultati kažejo bistveno manjše razlike oz. manjši vpliv gostote mreže. Kvalitativno je potek osnih sil (slika 5.3.5) skozi časovne korake zelo podoben prejšnjim analizam.

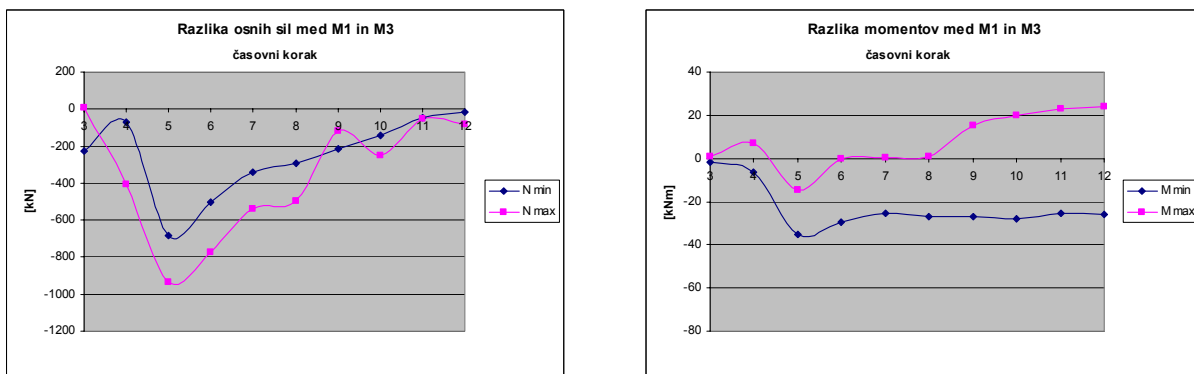
Največje razlike v osnih silah (prikazano na sliki 5.3.6) še vedno nastanejo v petem koraku ter se do konca analize praktično izenačijo. Maksimalno absolutno vrednost pa tokrat doseže analiza s srednjo gostoto mreže M2. Na slikah 5.3.5 in 5.3.6 lahko vidimo, da se največja razlika v momentu pojavi v petem koraku, se v naslednjem koraku že zmanjša in ostane nespremenjena do konca izkopa in podpiranja. Slika 5.3.7 prikazuje še relativno razliko skozi korake, kjer vidimo približno 30 do 40% razliko v momentu in osni sili v tretjem koraku. Relativno se razlika v momentu med M1 in M3 iz tretjega do četrtega koraka poveča za približno 110%, dalje iz četrtega do petega pa za 185%. Ob analiziranju še četrte mreže z zveznejšo oblogo bi bile razlike med momenti verjetno še nekoliko manjše, zaradi že opisanega vpliva osne sile na povečanje momenta. Grafični prikaz momentov in osnih sil vključno s sidri se nahaja v prilogi P5.3 na slikah P5.3.7 do P5.3.9.

Vpliv dilatacijskega kota na osno silo in moment prikazuje slika 5.3.8. Iz grafa bi se lahko zaključilo, da nižji dilatacijski kot pomeni manjšo osno silo ter zaradi manjših horizontalnih deformacij in manjše ukrivljenosti manjši moment. Praktično pa bi bilo smiselno analizirati izkop in podpiranje predora s hribinskimi karakteristikami, ki upoštevajo neničelen dilatacijski kot, saj smo s tem na varni strani.

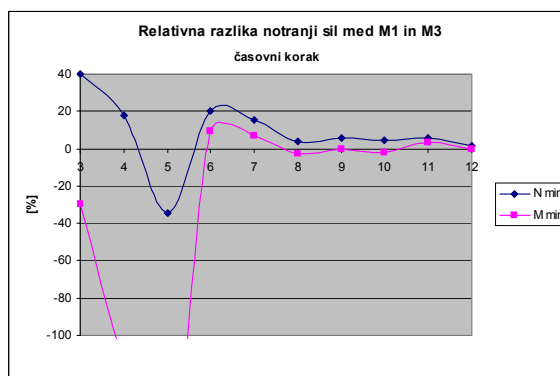
Primer razlike na praktičnem primeru prikazuje slika 5.3.9, kjer lahko vidimo, da ob upoštevanju različnih vrednosti dilatacijskega kota dobimo šibkejše ali močnejše podporne ukrepe oz. debelino brizganega betona.



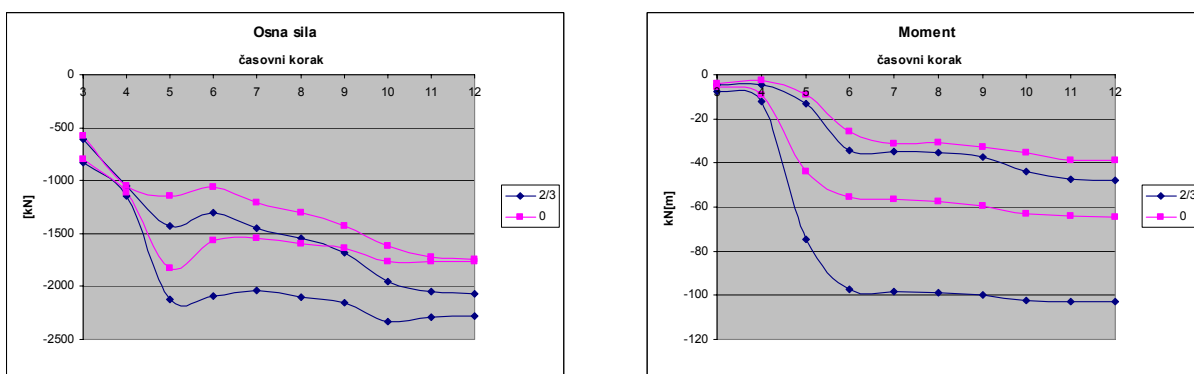
Slika 5.3.5: Ovojnice osnih sil in momentov za različne gostote mrež.



Slika 5.3.6: Absolutna razlika v osnih silah in momentih med mrežama M1 in M3.

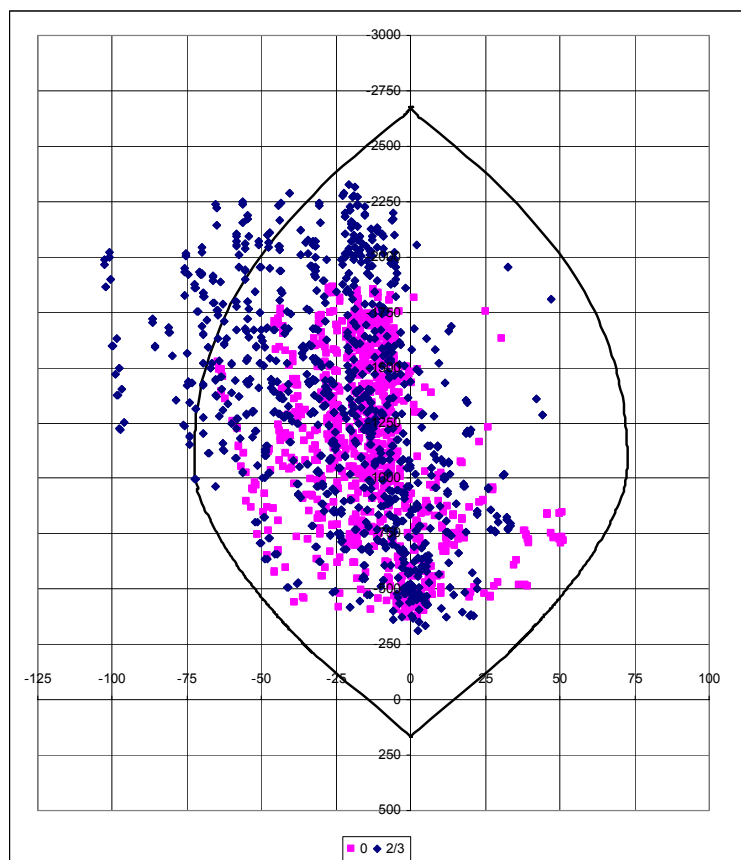


Slika 5.3.7: Relativna razlika v osnih silah in momentih med mrežama M1 in M3.



Slika 5.3.8: Vpliv dilatacijskega kota na osne sile in momente. Modra črta prikazuje notranje sile pri M1 in M3 z upoštevanjem dilatacijskega kota v vrednosti dveh tretjin strižnega kota, roza črta pa, ko je vrednost dilatacijskega kota reducirana na minimum oziroma nič.

Slika 5.3.9 prikazuje dva niza osnih sil in momentov. Modre točke prikazujejo rezultat analize kjer znaša vrednost dilatacijskega kota dve tretjini strižnega kota. Roza točke pa prikazujejo rezultate, ko je vrednost dilatacijskega kota pet stopinj. Debelina brizganega betona v tem primeru je 20 cm, medtem ko je vse ostalo enako prejšnjemu diagramu (slika 5.2.14). Vidimo lahko, da lahko sprememba dilatacijskega kota močno vpliva na končni rezultat dimenzioniranja.



Slika 5.3.9: Interakcijski diagram pri različni vrednosti dilatacijskega kota.

5.3.3 Zaključek

Analize pokažejo velik vpliv dilatacijskega kota. Ob enakih analizah kot v točki 5.2 pridemo do precej drugačnih rezultatov. Predvsem je velika razlika v plastični deformaciji ob izkopu in sprostitvi napetosti v kaloti, kar pa ima velik vpliv na vse rezultate. Horizontalni pomiki so ob upoštevanju minimalnega kota skoraj pol manjše, medtem ko vertikalne ostajajo približno enake. Relativna razlika med mrežami pa se ohranja.

Razlike med momenti in osnimi silami med mrežami so v tem primeru zelo majhne. Zato ob vhodnih podatkih groba mreža (M1) pravzaprav že daje zelo zadovoljive rezultate.

V praksi bi bilo smiselno notranje statične količine analizirati s hribinskimi karakteristikami, ki upoštevajo neničelen dilatacijski kot oz. ob upoštevanju dve tretjini strižnega kota, saj smo s tem na varni strani.

V večini analiz pa ob upoštevanju dilatacijskega kota v vrednosti nič račun divergera. Zato se v nadaljnjih 3D analizah zaradi časovne zahtevnosti računa uporabi dilatacijski kot v vrednosti dveh tretjin strižnega kota. Ta vrednost dilatacijskega kota je najverjetneje previsoka, vendar gre v nadaljevanju za relativne analize rezultatov 3D računov, zato velikost tega parametra ni tako odločujoča. Upoštevanje dilatacijskega kota, ki znaša 30 stopinj manj od strižnega kota, bi bila verjetno bolj pravilna.

5.4 Vpliv konstitutivnega modela

V tem poglavju so analizirani različni konstitutivni modeli (Mohr-Coulomb, Hoek-Brown in Multilaminate), kateri so opisani v poglavju 4.3. Gostota mreže je izbrana na podlagi kasnejših tridimenzionalnih analiz.

Analize vsebujejo primerjave pomikov glede na velikost in obliko, primerjavo osnih sil in momentov ter velikost in obliko plasičnih območij v okolni hribini izkopa.

Tu se analize navezujejo na dejansko geologijo oziroma geomehanske parametre in diskontinuitete pri predorskem sistemu Šentvid. Geologija in geološki pogoji so opisani v poglavju 2.3, kjer je dodana tudi tabela minimalnih in maksimalnih karakteristik za vsak hribinski tip.

Za nadaljne analize sta bila izbrana hribinska tipa RMT 2 ter RMT 3. Vsled večje razlike med tema nizoma karakteristik so bile pri RMT 2 izbrane maksimalne karakteristike (2_{max}) ter minimalne karakteristike (3_{min}) pri RMT 3.

Tako se analiza pomikov, notranjih statičnih količin in plasičnih con deli na 2 dela, in sicer boljšo (2_{max}) in slabšo (3_{min}) hribino. Za analizo v boljših pogojih je predviden C2 hribinski tip podpiranja, medtem ko za predorogradnjo v slabših hribinskih razmerah C3 s 30 cm brizganega betona. Raster sider in oblika obloge ostaja med tipoma zaradi lažjih analiz enaka.

Nadalje pa so predstavljeni tudi dejanski porušni mehanizmi pri dvopasovnem predoru s povratnimi analizami na določeni stacionaži in znanim geološkim profilom in merjenimi deformacijami.

5.4.1 Hribinski tip RMT 2max

Za en niz analiz je bil izbran hribinski tip RMT2max s karakteristikami, ki jih prikazuje tabela 5.1. Materialne karakteristike so razdeljene v dva niza. Spodnja vrstica predstavlja razbremenitvene parametre hribine. Po stolpcih so podane skupne karakteristike, katere so pri vseh treh modelih enake. Nadalje so predstavljeni še parametri za posamezne konstitutivne modele. Podpiranje hribine se izvaja s C2 tipom podpiranja, z rastrom sider in debelino betona opisanim v poglavju 2.5.2.1 ter predpostavljeno redukcijo napetosti po obtežni funkciji 1 (slika 5.1.2).

Tabela 5.1: Vhodni parametri za hribinski tip RMT2max pri različnih porušnih kriterijih.

Skupne karakteristike				Hoek - Brown		Mohr - Coulomb			Multilaminate			
Modul elastičnosti kN/m ²	Poissonov koeficient	Specifična teža γ/γ' kN/m ³	K_0	f_c kN/m ²	f_t kN/m ²	Kohezija kN/m ²	Strižni kot	Dilatacijski kot	naklon	Kohezija kN/m ²	Strižni kot	Dilatacijski kot
1.400.000	0,25	26	0,44	344	15	214	34	22	0	0	25	16
4.200.000	0,25	26	0,44	344	15	214	34	22	0	0	25	16

5.4.1.1 Pomiki

Kot v vseh dvodimenzionalnih analizah je tudi tu izvedena primerjava vertikalnih in horizontalnih pomikov (Slika 5.4.1).

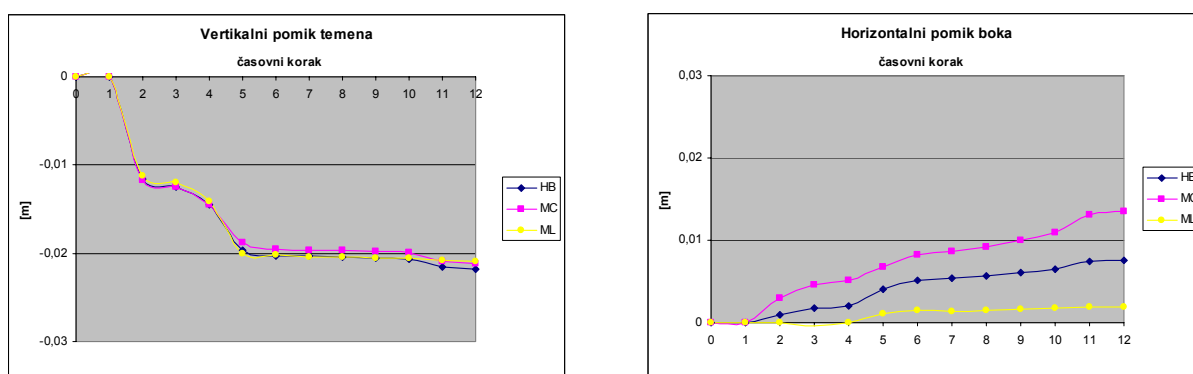
Zaradi višjih karakteristik so pomiki pričakovano manjši. Opazi se tudi mnogo manjše horizontalne pomike, ki so generalno le približno 50% velikosti vertikalnega pomika, kar je posledica visokega strižnega kota, oz visoke tlačne trdnosti hribine.

V primerjavi vertikalnih pomikov ni razlike oziroma nikakršnega vpliva konstitutivnega modela, kar pa za horizontalno smer ne moremo reči. Pojavlja se dvakratna razlika med HB in MC, medtem ko pri ML zaznamo le minimalne horizontalne pomike. Kot je že opisano v

poglavju 4.3.3 se s tem modelom dobi predvsem pomike pravokotno in vzporedno s skriljavostjo, ki je v tem primeru horizontalna.

Razlika med HB in MC je razvidna predvsem ob izkopu kalote, ko prihaja do plastičnih deformacij ob peti kalote ter še nekoliko ob izkopu talnega oboka.

Programski grafični izpis je priložen v dodatku P5.4. s slik P5.4.1 do P5.4.3 je lepo razviden drugačen potek deformacij pri ML modelu glede na ostala dva modela.



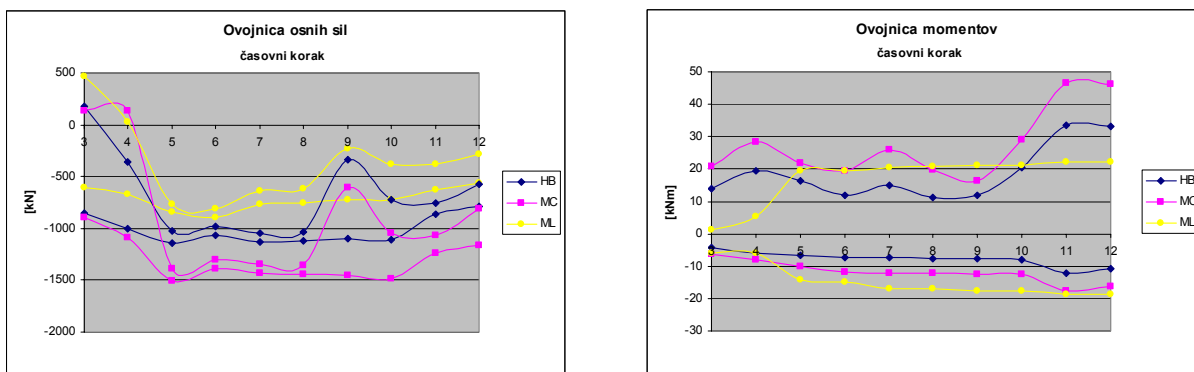
Slika 5.4.1: Primerjava pomikov pri različnih porušnih kriterijih v hribinskem tipu RMT2max.

Oznaka HB prikazuje Hoek – Brownov porušni kriterij, analogno MC Mohr-Coulombovega ter ML multilaminat.

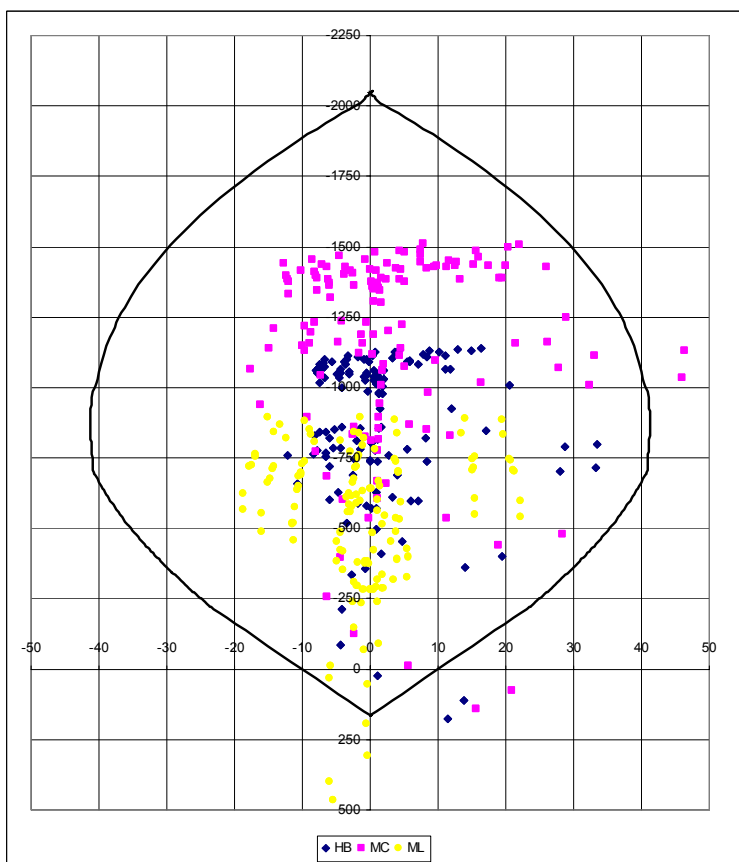
5.4.1.2 Notranje statične količine

Ob spremljanju notranjih statičnih količin skozi računске korake opazimo precej podoben potek osnih sil in momentov pri MC in HB, medtem ko se pri modelu ML precej razlikuje. V prvih dveh korakih ob vgradnji svežega brizganega betona v kaloti sta osni sili skoraj enaki, medtem ko se pozitivni moment že nekoliko razlikuje. Nato pri MC osna sila naraste ter skozi nadaljnje korake poteka vzporedno s HB (slika 5.4.2). Približno enako velja tudi za moment, ki je ponovno pričakovano največji pri HB zaradi največjega horizontalnega pomika. Ob precej manjši osni sili pri ML v primerjavi z ostalima dvema modeloma je v prilogi P5.4 iz

slik P5.4.4 do P5.4.6 opaziti povsem drugačna momentna obremenitev obloge. Grafični prikaz momenta in osne sile v interakcijskem diagramu je prikazan na sliki 5.4.3.



Slika 5.4.2: Primerjava osnih sil in momentov pri različnih porušnih kriterijih v hribinskem tipu RMT2max.



Slika 5.4.3: Interakcijski diagram za različne konstitutivne modele pri hribinskem tipu RMT2max.

Upoštevana debelina brizganega betona je 15cm. Kot je razvidno tanka obloga, če zanemarimo maloverjetne natege, zadošča za prenos notranjih sil ML in HB modela, medtem ko se točke MC modela že nahajajo v zgornjem delu in pa izven ovojnice.

5.4.1.3 Plastične cone

Ob izrisu plastičnih območij (priloga P5.4) okrog izkopa predora je razvidno nekoliko širše plastično območje pri HB, medtem ko se pri ML plastificirajo povsem druga območja. Večina plastifikacije hribine v modelu ML se zgodi z odpiranjem skrkljave hribine ter v območjih strižnih deformacij v bližini izkopa, kjer se diskontinuitete sekajo z izkopom.

5.4.2 Hribinski tip RMT 3min

Analogno kot pri hribinskem tipu RMT 2max so analize izvedene tudi za hribinski tip RMT 3min. Karakteristike za ta tip prikazuje tabela 5.2.

Parametri so povzeti iz tabele 2.2. Ob slabših hribinskih karakteristikah je obtežna funkcija in podpiranje hribine enako kot pri 2max, le debelina brizganega betona se poveča na 30cm.

Tabela 5.2: Vhodni parametri za hribinski tip RMT3min pri različnih porušnih kriterijih.

Skupne karakteristike				Hoek - Brown		Mohr - Coulomb			Multilaminate			
Modul elastičnosti kN/m ²	Poissonov koeficient	Specifična teža γ/γ' kN/m ³	K_0	f_c kN/m ²	f_t kN/m ²	Kohezija kN/m ²	Strižni kot	Dilatacijski kot	naklon	Kohezija kN/m ²	Strižni kot	Dilatacijski kot
300.000	0,30	24	0,67	25	1	70	19	13	0	0	10	7
900.000	0,30	24	0,67	25	1	70	19	13	0	0	10	7

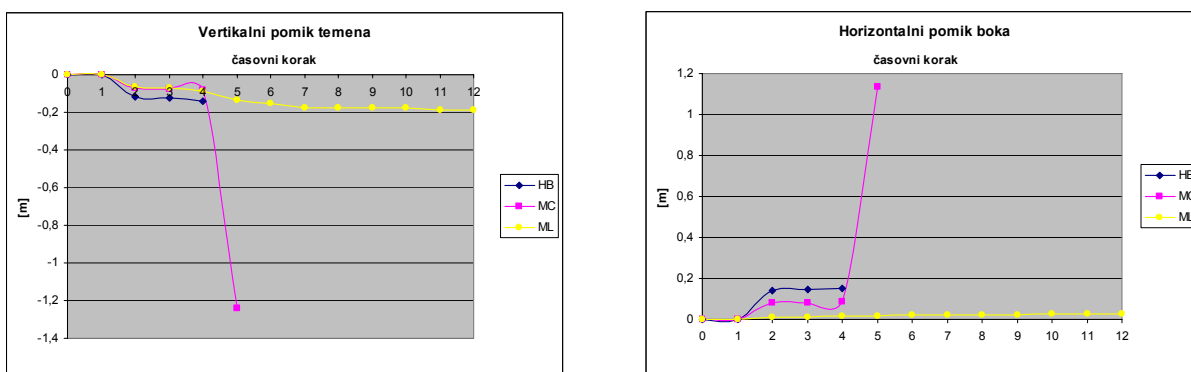
5.4.2.1 Pomiki

Ob analizi gradnje predora pri tako nizkih parametrih je razvidno, da nastopajo zelo veliki pomiki oz. stiskanje predora. Praktično se predor ob teh predpostavkah poruši.

S slike 5.4.4 so v petem koraku razvidni zelo veliki pomiki pri MC modelu, kar praktično pomeni porušitev, medtem ko pri analizi s HB porušnim kriterijem račun ob redukciji napetosti v kaloti, že korak prej, divergira. Pri analizi z ML modelom pa je videti zmerne pomike, predvsem v vertikalni smeri, medtem ko jih v horizontalni smeri praktično ni. Ob

tem gre poudariti, da se pri ML modelu zgodijo hipne porušitve, brez večjih duktilnih deformacij.

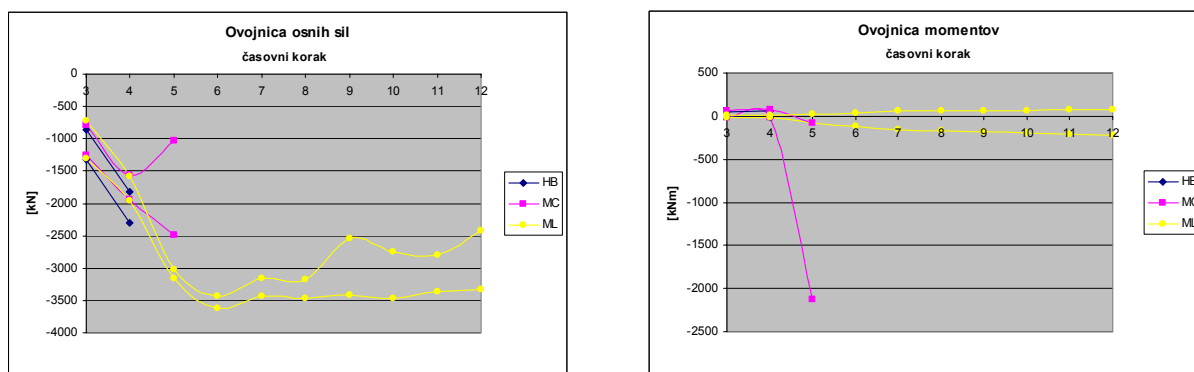
Iz teh rezultatov je razvidno, da je podpiranje prešibko, obtežna funkcija pa napačno predpostavljena. Običajno se v tako šibki hribini talni obok zapira že po 30 m od čela kalote ali celo še prej. Torej se najverjetneje še ne zgodi popolna redukcija napetosti v kaloti pred izkopom v stopnici. Prav tako je prevelika prva sprostitvev napetosti ob izkopu in pred vgradnjo podporja. Nadalje se ob takih pogojih poglubi talni obok, vgradijo daljša sidra med katerimi se zgosti raster. Ob izredno neugodnih pogojih se vgradi tudi sidra v talnem oboku, saj se ob deformacijah v dodatku P5.4 na slikah P5.4.13 do P5.4.18 lepo vidi dvig talnega oboka.



Slika 5.4.4: Primerjava pomikov pri različnih porušnih kriterijih v hribinskem tipu RMT3min.

5.4.2.2 Notranje statične količine

Ob porušitvi predora je pravzaprav brezpredmetno preverjati notranje statične količine a so vseeno prikazane na sliki 5.4.5. S slike je razviden dokaj enak potek osne sile v začetnih korakih tri in štiri do sprostitve napetosti v kaloti, ko pride do porušitve. Ob predpostavki elastičnih karakteristik betona pa moment narašča prek vseh meja.



Slika 5.4.5: Primerjava osnih sil in momentov pri različnih porušnih kriterijih v hribinskem tipu RMT3min.

5.4.2.3 Plastične cone

Analiza plastičnih con ob koncu izkopa in podpiranja je nemogoča, zato so prikazana plastična območja v četrtem koraku. Programski grafični izris je dodan v prilogi P5.4.

S slik P5.4.10 do P5.4.12 so opazna obširna plastična območja pri vseh kriterijih. Pri MC modelu je plastifikacija omejena na določen del ob izkopu, pri modelu ML se tvori tipična oblika plastifikacije, medtem ko je pri HB modelu plastificirano veliko območje že v četrtem koraku in se razumljivo že ob manjši redukciji napetosti pravokotno na ravnino izkopa hribina zruši.

5.4.3 Hribinski tip RMT 3min z novo obtežno funkcijo

Z namenom preveriti vpliv konstitutivnega modela tudi v slabših hribinskih pogojih ter pokazati vpliv korakov izkopa in obtežne funkcije je izveden še en niz analiz.

Prikaz drugačnih korakov izkopa in podpiranja ter spremenjene obtežne funkcije prikazuje slika 5.4.6. Razmerje izkopa in podpiranja ostaja enako, le izkop talnega oboka in podpiranje se izvede nekoliko prej. Sproščanje napetosti na čelu pa je nekoliko manjše in se popolno

sprosti ob vgradnji celotnega podporja. Tako je simulirana zelo kratka razdalja med izkopnimi čeli in hitro vgrajevanje podpornih elementov.

Definicija računskih korakov																		
Korak	Izkop			Podpiranje														
Začetno stanje				<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">TH</th> </tr> <tr> <th>SC</th> <th>A</th> <th>INT</th> </tr> </thead> </table>									TH			SC	A	INT
TH																		
SC	A	INT																
Korak 1	1			f	A	INT												
Korak 2	0,5						B											
Korak 3	0,4	B					SC	A	INT									
Korak 4	0,3	1		h	A	INT												
Korak 5	I	0,6		h	A	INT	f		INT		Inv							
Korak 6	I	0,5	Inv							SC	INT							
Korak 7	I	0,3	1	h	A	INT	h	A	INT									
Korak 8	I	I	0,6	h	A	INT	h	A	INT	f	INT							
Korak 9	I	I	0,5	h	A	INT	h	A	INT	h	INT							
Korak 10	I	I	0,3	h	A	INT	h	A	INT	h	INT							
Korak 11	0	0	0	h	A	INT	h	A	INT	h	INT							
Korak 12	0	0	0	h	A	INT	h	A	INT	h	INT							
Konec analize																		
EF	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11							
LF	1	2	3															
Legenda	TH	Kalota		A	Sidro		EF	Eksistenčna funkcija										
	B	Stopnica		INT	Kotaktni elementi		LF	Obtežna funkcija										
	Inv	Talni obok		SC	Brizgani beton													
				f	Svež													
			h	staran														

Slika 5.4.6: Nova definicija računskih korakov.

Ob izkopu kalote in pred vgradnjo podporja se sprosti 50% napetosti. Nadaljnjih 20% napetosti se sprosti do staranega betona in izkopa stopnice, ki sledi kmalu. Ob izkopu stopnice se sprosti 40% napetosti ter se ob nadaljnjih 20% že izvaja talni obok. V desetem koraku je podporje popolnoma vgrajeno, vključno s staranim brizganim betonom, ko se napetosti reducirajo na vrednost 0. Taka računaska predpostavka prinese velike notranje sile v oblogi, ki pa se reducirajo z nadaljnjimi ukrepi, opisanimi kasneje.

Poleg spremenjene obtežne funkcije in sekvence del, so v tem nizu analiz tudi malenkostno višje hribinske karakteristike. Tabela 5.3 prikazuje višjo tlačno trdnost pri modelu HB in linearno aproksimacijo modela MC, pri 95 m nadkritja.

Tabela 5.3: Višji vhodni parametri za hribinski tip RMT3min pri različnih porušnih kriterijih.

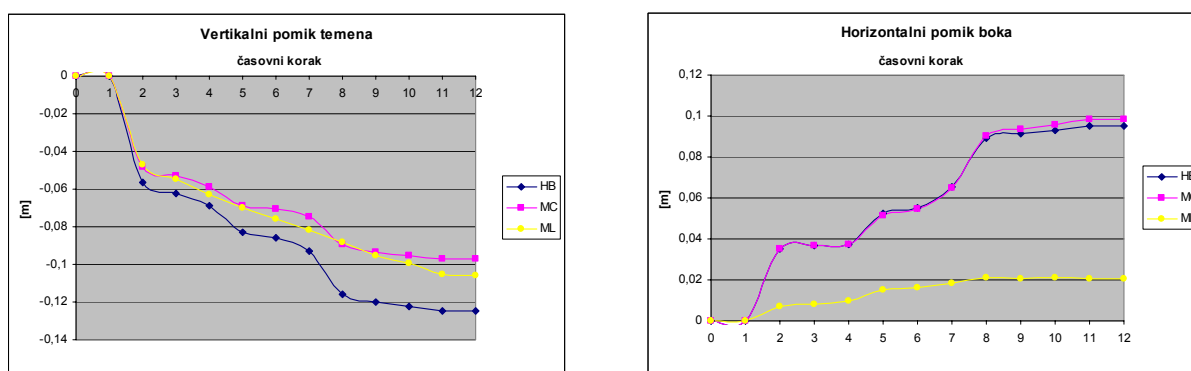
Skupne karakteristike				Hoek - Brown		Mohr - Coulomb			Multilaminate			
Modul elastičnosti kN/m ²	Poissonov koeficient	Specifična teža γ/γ' kN/m ³	K_0	f_c kN/m ²	f_t kN/m ²	Kohezija kN/m ²	Strižni kot	Dilatacijski kot	naklon	Kohezija kN/m ²	Strižni kot	Dilatacijski kot
300.000	0,30	24	0,61	34	1	100	21,5	15	0	0	10	7
1.500.000	0,30	24	0,61	34	1	100	21,5	15	0	0	10	7

5.4.3.1 Pomiki

Ob analiziranju pomikov vseh modelov po računskih korakih s slike 5.4.7 je razvidno, da se vertikalni pomiki relativno dobro ujemajo, medtem ko v horizontalni smeri ponovno izstopa model ML.

Anliza pokaže zelo dobro ujemanje med modelom HB in modelom MC. Razlika je le v vertikalnem pomiku, kjer se s HB modelom doseže približno 25% večjo deformacijo, ki ni posledica izkopnih korakov in obtežne funkcije, ampak skozi račun zvezno raste. Razlike in enakosti med MC in ML se gibljejo blizu spoznanj iz analiz vpliva mreže. Vertikalni pomiki so do izkopa talnega oboka praktično identični, medtem ko je horizontalni pomik modela ML skoraj ničen, v nasprotju z modelom MC, kjer je horizontalni pomik približno enak vertikalnemu, kar gre pripisati nizkemu strižnemu kotu.

Iz programskega grafičnega izrisa deformacij s slik P5.4.13 do P5.4.18 v prilogi 5.4 je razvidno rahlo dvigovanje talnega oboka, kar se nadalje rešuje z globljim in sidranim talnim obokom. Ob še nižjem strižnem kotu bi bilo to dvigovanje mnogo večje.

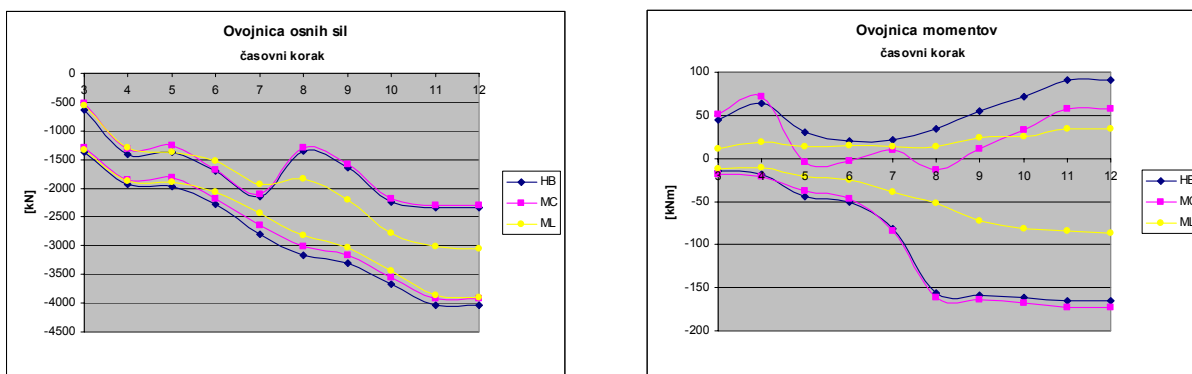


Slika 5.4.7: Primerjava pomikov pri različnih porušnih kriterijih v hribinskem tipu RMT3min, ob upoštevanju nove obtežne funkcije in višjih parametrov.

5.4.3.2 Notranje statične količine

Na sliki 5.4.8, ki prikazuje razvoj osnih sil in momentov ob novih predpostavkah, vidimo zelo podoben potek in velikosti osnih sil pri vseh modelih. Kot že v vseh analizah izstopa moment pri modelu ML. Iz grafov gre zaključiti močno ujemanje modela MC in HB.

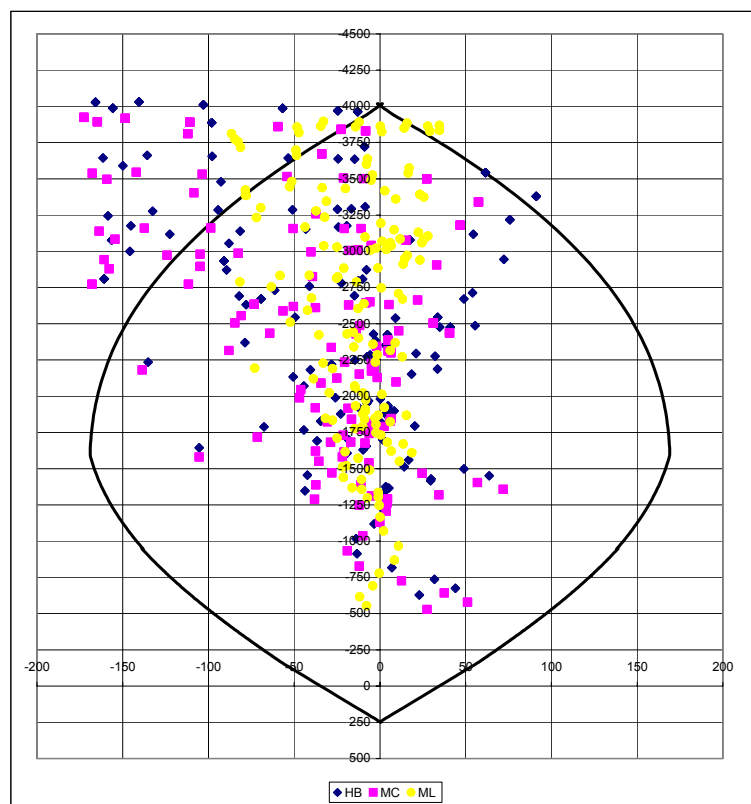
Interakcijski diagram na sliki 5.4.9 prikazuje previsoke obremenitve obloge. Pri dobrem ujemanju osnih sil med modeli pa je moment pri modelu ML približno 85 kNm manjši, kar je splošno razmerje oziroma značilnost ML modelov, saj je ukrivljenost obloge zaradi majhnih horizontalnih pomikov majhna.



Slika 5.4.8: Primerjava osnih sil in momentov pri različnih porušnih kriterijih v hribinskem tipu RMT3min, ob upoštevanju nove obtežne funkcije in višjih parametrov.

Iz diagrama je razvidno, da debelina brizgana betona 30cm in dve armaturni mreži Q283 ne zadostujejo.

Nadalje bi bilo potrebno račun ponoviti z globljim talnim obokom, večjimi in gostejšimi sidri. Osne sile in momenti se nadalje znižajo še z vgradnjo duktilnih deformacijskih elementov, ki kontrolirajo osno silo in ustvarijo momenti členek.



Slika 5.4.9: Interakcijski diagram ob upoštevanju novih predpostavk.

5.4.3.3 Plastične cone

Plastične cone so priložene v prilogi P5.4. Opazna so nekoliko obsežnejša območja plastifikacije pri modelu HB na sliki P5.4.20, medtem ko je situacija pri ostalih dveh podobna kot pri prejšnjih predpostavkah, le nekoliko manjša.

5.4.4 Vpliv konstitutivnega modela pri predoru Šentvid

V tem poglavju sta prikazani povratni analizi na dveh stacionažah (leva cev 1180 in desna cev 1156) dvopasovnega predora pri dejanskih geološko-geotehničnih pogojih.

Analizi prikazujeta vpliv konstitutivnega modela na pomike in nadalje na plastifikacijo okolne hribine. Prvič je uporabljen Mohr-Coulombov konstitutivni model, ki pa ne podaja dejanskih pomikov. Tako je v nadaljevanju uporabljen še anizotropni model multilaminatnega modela s skrtilavostjo pod dejanskim naklonom.

5.4.4.1 Geologija in računski model

Geološka profila prikazujeta sliki 5.4.10 (stacionaža 1180) in 5.4.11 (stacionaža 1156). Na slikah 5.4.12 in 5.4.13 pa sledita modela v programu.

Izkop predora na stacionaži 1180 se je izvajal predvsem v skrtilavih meta-meljevcih v stopnici in spodnjem delu predora (RMT 3) ter v srednjem delu kalote (RMT 2). V vrhu kalote so se pojavljali skrtilavi glinavci (RMT 3), ki so bili tektonsko poškodovani. Prav tako so se skrtilavi glinavci pojavljali v srednjem delu kalote, omejeni navzgor in navzdol z dvema položnima prelomoma. Nad temi skrtilavimi glinavci se pojavlja tanjši pas pretrtih peščenjakov.

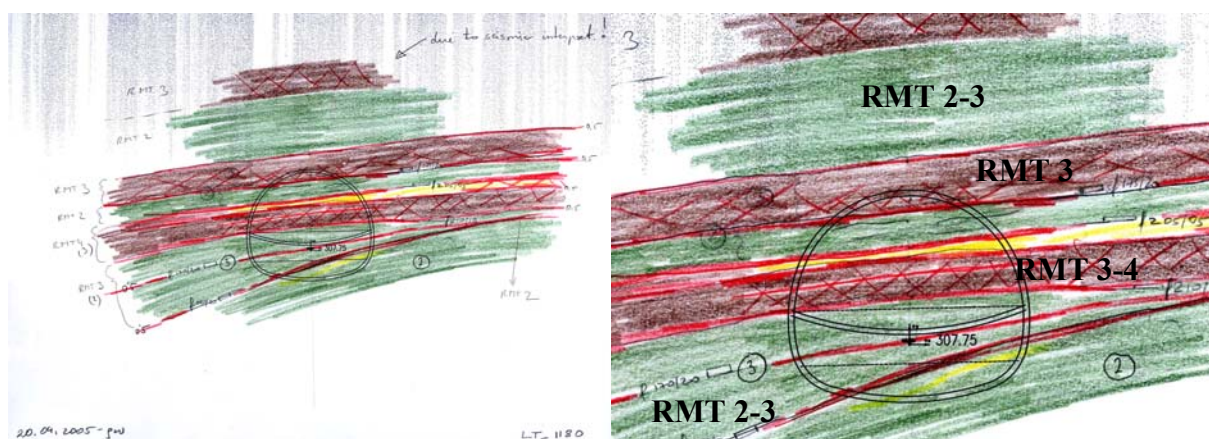
Skrtilavost je subhorizontalna oz. vpada pod zelo blagim kotom ($5-10^\circ$) proti jugu-jugozahodu (vpad v čelo). Upoštevan kot skrtilavosti (5°) je prikazan na sliki 5.4.12.

Cev predora na tej stacionaži sekata dve močnejši prelomni coni. Ti položni prelomni coni tipično spremljajo skrtilavi glinavci in tektonski materiali (tektonski zdrob in tektonska breča) (RMT 3 – RMT 4). Prvo prelomno cono smo zabeležili v stropu kalote in vpada položno proti jugu-jugovzhodu. Drugo prelomno cono sledimo v srednjem delu kalote. Ta prelomna cona položno vpada proti jugu-jugozahodu.

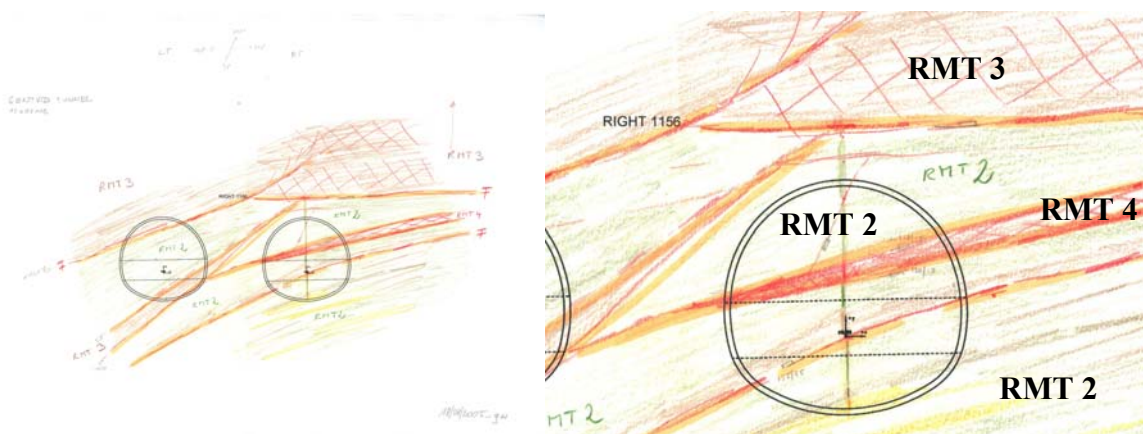
V stopnici predora na tej stacionaži sekata predorsko cev še dva preloma/strižni coni. Prvi vpada položno proti jugu-jugovzhodu, drugi pa položno proti vzhodu. Debelina obeh con je manjša od 0,5 m. Zaradi obeh prelomov so kamnine v bližini razpokane.

Nad krono predora se nahaja plast pretrtega in skrilavega meta-meljevca s polami glin, zato je na tem območju hribina modelirana s tipom hribine RMT 3.

Hribinske pogoje še dodatno slabša dotok podtalne vode. Dotoki iz čela so na tej stacionaži ocenjeni na 0,5 l/min. Dotoki vode so vezani predvsem na horizonte ob prelomnih conah. Izkop začasnega talnega oboka je sledil cca. 6-7 m za izkopom kalote. Razdalja izkopa stopnice in končnega talnega oboka ni preseгла 30 m od čela kalote. Nadkritje na tej stacionaži znaša približno 48 m nad nivoletu.



Slika 5.4.10: Geološki profil na stacionaži 1180.



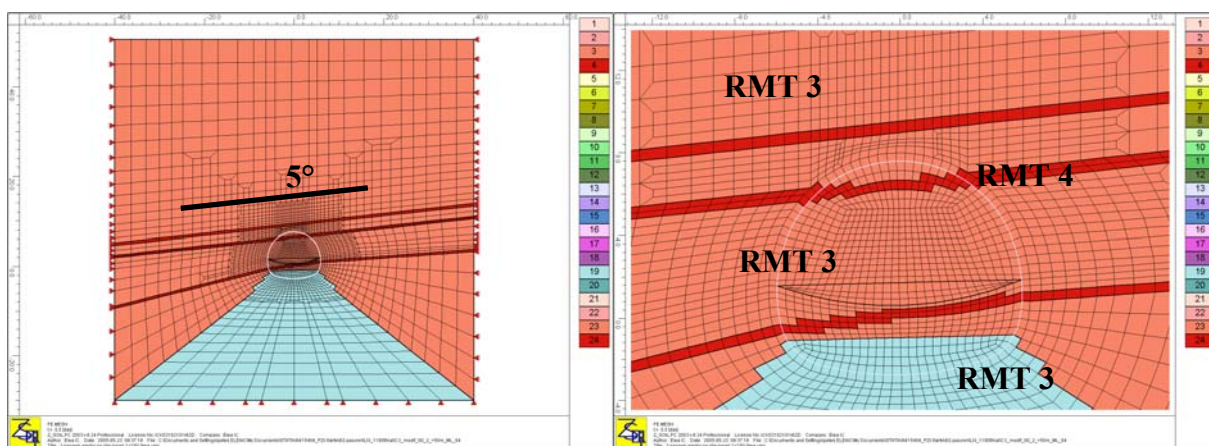
Slika 5.4.11: Geološki profil na stacionaži 1156.

Izkop predora na stacionaži 1156 je pretežno potekal v hribinskem tipu RMT 2, ki je zastopan z meta meljevci, podrejeno glinavci in meta peščenjaki. V srednjem delu kalote predor seka

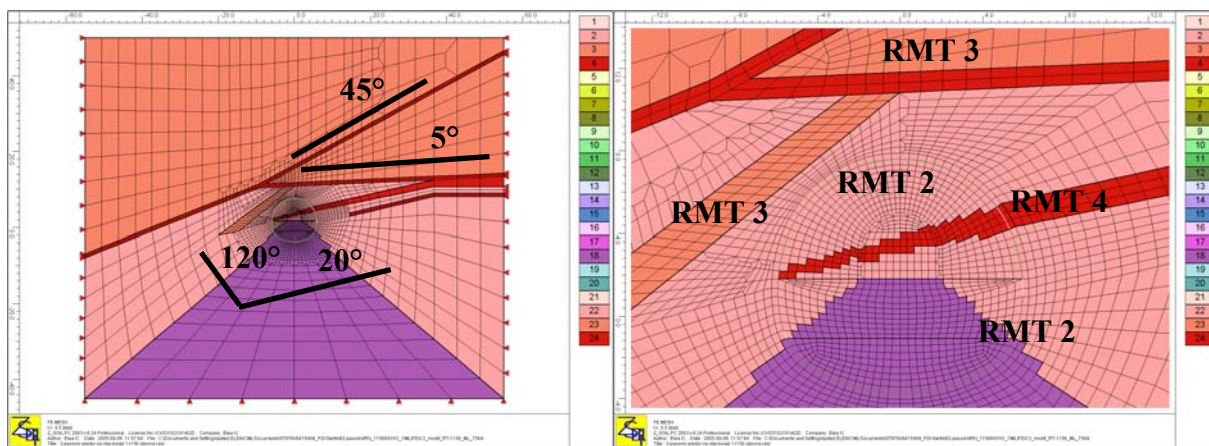
položna prelomna cona z vpadom proti SV. Debelina te cone je približno 1 m. Zastopana je z glinavci, tektonsko brečo in tektonskim zdrobom (RMT 4). V stopnici predor seka še ena šibkejša prelomna cona, ki je vzporedna tej.

V neposredni bližini predora potekata še dve izrazitejši prelomni coni. Prva poteka nekaj metrov nad stropom predora in vpada srednje strmo proti jugu. Debelina te cone je prek 10 m. Zastopana je pretežno z glinavci, tektonsko brečo in tektonskim zdrobom (RMT3, delno RMT4).

Levo od predorske cevi poteka srednje strma prelomna cona, debeline približno 1 m, s srednje strmim vpadom proti SSV. Zastopana je pretežno z glinavci, podrejeno s tektonsko brečo (RMT3). Zaznana je bila skrtilavost v dveh smereh. V hribinskem tipu RMT 2 pod kotom 20° in 120° , medtem ko v hribinskem tipu RMT 3 pod kotom 5° in 45° , kot kaže slika 5.4.13.



Slika 5.4.12: Računski model na stacionaži 1180.

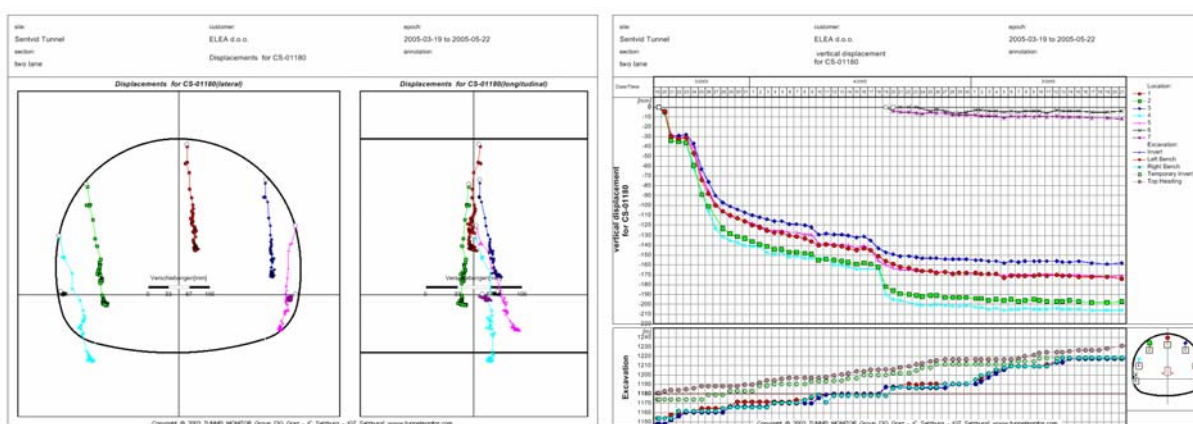


Slika 5.4.13: Računski model na stacionaži 1156.

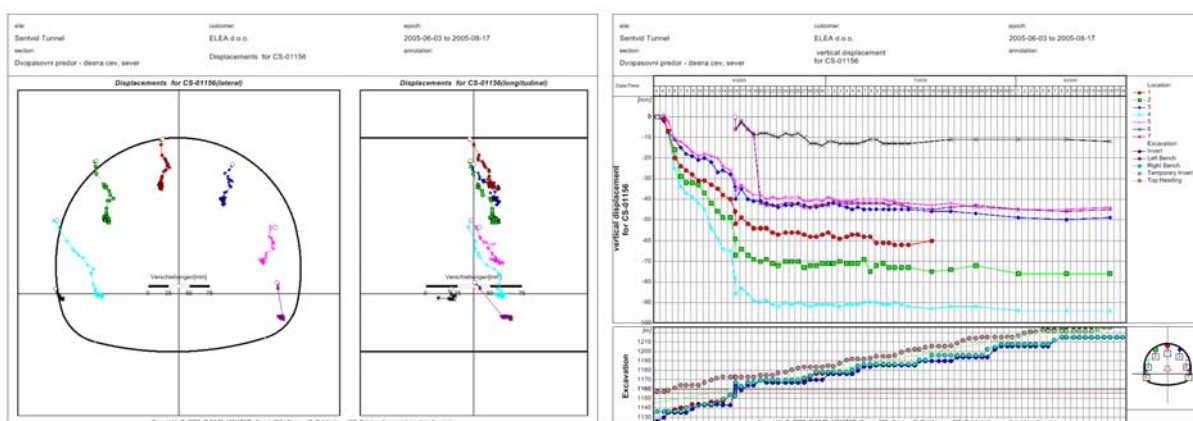
5.4.4.2 Konvergenca in obtežne funkcije

Eden od nizov vhodnih podatkov so tudi merjeni pomiki v analiziranem prerezu.

Levi del na slikah 5.4.14 in 5.4.15 prikazuje obliko deformacij v prečnem in vzdolžnem prerezu, medtem ko desni del prikaže razvoj in velikost deformacij v oblogi predora v časovni odvisnosti. S slik so razvidne deformacije, ki so smerno predvsem pogojene s smerjo skrilavosti ter tipom hribine, časovno pa predvsem z napredkom oziroma dogodkom izkopa.



Slika 5.4.14: Merjene deformacije na stacionaži 1180.

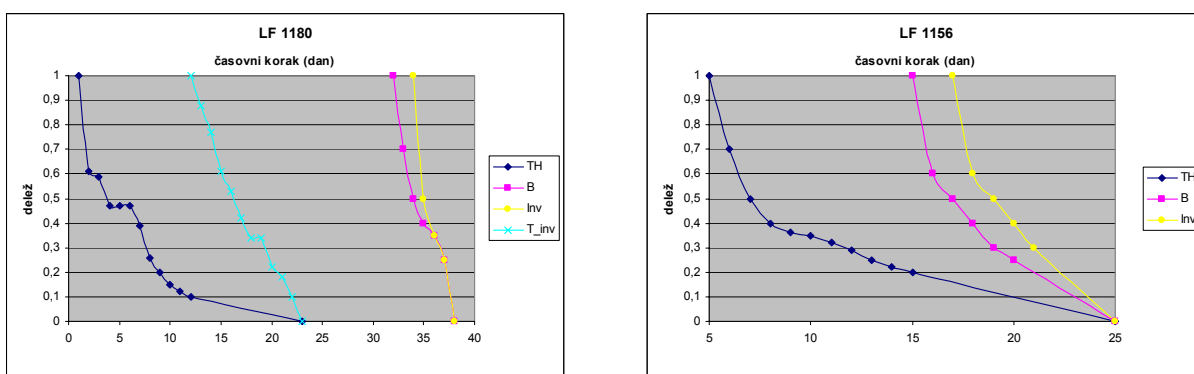


Slika 5.4.15: Merjene deformacije na stacionaži 1156.

Iz časovnih odvisnosti pomikov so bile določene obtežne funkcije za posamezne izkope (slika 5.4.16). Slika 5.4.17 prikazuje primerjavo merjenih vertikalnih pomikov z izračunanim

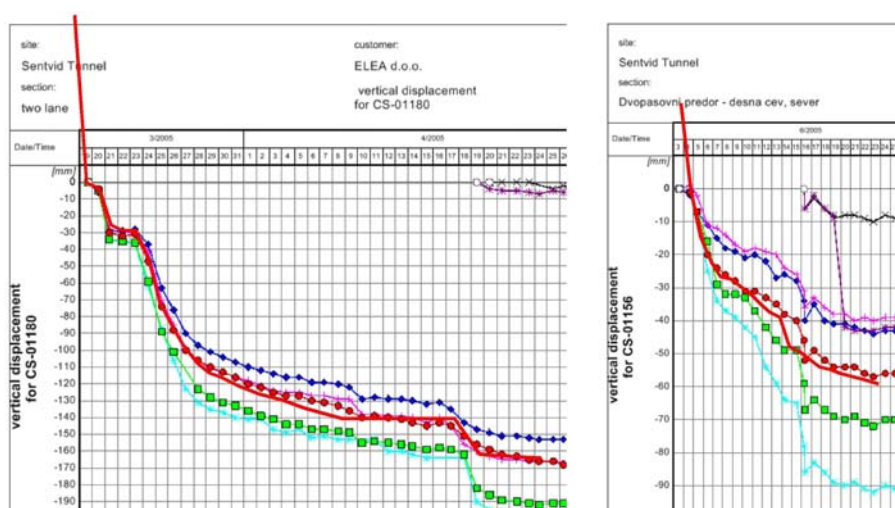
vertikalnim pomikom temena. Za velikost nemerjenih deformacij od izkopa do ničelne meritve je bilo predpostavljeno 50% celotnega pomika zaradi izkopa kalote.

S slike je razvidno skoraj popolno prileganje računskih deformacij z merjenimi, kar potrjuje pravilnost obtežnih funkcij. Primerjava izračunanega pomika med različnima konstitutivnima modeloma Mohr-Coulomb in Multilaminate, kot pri analizah v točki 5.4.1.1, ponovno ne pokaže bistvene razlike.



Slika 5.4.16: Obtežne funkcije: levi graf prikazuje funkcije za analizo na stacionaži 1180 leve cevi ter desni graf za analizo na stacionaži 1156 desne cevi.

Temno modra krivulja (TH) je funkcija kalote, roza (B) stopnice, rumena (Inv) talnega oboka ter svetlo modra (t_inv) začasnega talnega oboka.



Slika 5.4.17: Primerjava izračunanih vertikalnih pomikov z dejanskimi.

Rdeče krivulje prikazujejo vertikalni pomik temena. Odebeljena črta predstavlja rezultat analize, medtem ko rdeča s točkami merjene pomike. Leva slika je primerjava za profil 1180, desna pa za profil 1156.

5.4.4.3 Analiza pomikov

V prilogi P5.4 so na slikah P5.4.22 do P5.4.25 dodani grafični izrisi deformacij v prečnem prerezu, kjer je razvidna razlika v končnem rezultatu pomika med Multilaminat in Mohr-Coulombovim kriterijem.

Opazno je veliko neskladje merjenih pomikov s pomiki dobljenimi ob upoštevanju modela MC. Na stacionaži 1180 leve cevi, kjer so praktično merjeni le vertikalni pomiki, daje model ML zelo realistične rezultate.

Podobno se ponovi tudi na stacionaži 1156 desne cevi, kjer so merjeni nekoliko večji horizontalni pomiki v levem boku.

5.4.4.4 Plastične cone

Vpliv orientacije diskontinuet (razpokanosti) na obnašanje predora prikazujejo tudi slike 4.3.5 in 4.3.6.

Avtorji Andreas Goricki, Edward A Button, Wulf Schubert, Markus Potsch in Roland Leitner so v publikaciji Felsbau predstavili analize, ki se ukvarjajo s to problematiko orientacije diskontinuet ter vplivom le teh na pomike in mehanizme porušitve okoljne hribine.

Slika 4.3.5 prikazuje vektorje pomikov (siva), strižne deformacije (rdeča) in odpiranje skriljave hribine (zelena) za posamezne kote skrilavosti 0° , 30° , 60° in 90° . Rezultati prikazujejo vpliv skrilavosti in njene orientacije na obliko deformacij. Večina deformacij se zgodi ali z zdrsom ali z odpiranjem skrilave hribine. Vidi se tudi, da so največji pomiki pravokotno na skrilavost. Strižne deformacije pa se pojavljajo v bližini izkopa, kjer se diskontinuitete sekajo z izkopom.

Rezultat drugega modela kjer je dodan dodaten niz diskontinuitet prikazuje slika 4.3.6. Začetni vektorji pomikov so podobni kot pri modelu z enim samim nizom diskontinuitet. Ko pa se preseže stična trdnost in se pojavi porušitev, vektorji pomikov pokažejo nepravilno obliko, kjer se dominantni vpliv na vektorje pomikov spremeni.

V prilogi P5.4 so dodane slike plastičnih območij za obravnavani stacionaži in konstitutivna modela. Sliki P5.4.26 in P5.4.28 prikazujeta plastična območja modela MC, kjer opazimo plastifikacijo predvsem slabše nosilne okolne hribine (RMT 4 in RMT 3). Pri modelu ML pridemo do že znanih rezultatov in spoznanj. Predvsem na stacionaži 1180 se območje plastifikacije hribine, ob upoštevanemu naklonu skrilavosti 5° , ne razlikuje od prejšnjih analiz. Plastična območja na stacionaži 1156 se desno od predora tvorijo predvsem vzdolž skrilavosti. Levo od predorske cevi pa plastifikacija deljena na strižni zdrs in odpiranje razpok v hribinskem tipu RMT 3 ter odpiranje razpok v hribinskem tipu RMT 2.

5.4.5 Zaključek

Poglavje vsebuje analize različnih konstitutivnih modelov v geoloških pogojih gradnje predora Šentvid. Analize so deljene na tri dele: boljše (RMT 2max) in slabše (RMT 3min) hribinske pogoje ter povratni analizi na določenih stacionažah.

Analize pomikov pokažejo povsem drugačne rezultate modela multilaminat (ML) od ostalih dveh: Mohr-Coulomba (MC) in Hoek-Browna (HB). V vertikalnih pomikih temena sicer ne prihaja do nobenih razlik med modeli, medtem ko je velika razlika v horizontalnih v bokih. Pri tem gre poudariti, da je bila plastovitost predpostavljena horizontalno. Ker pa pri tem modelu prihaja predvsem do deformacij pravokotno na plastovitost, se ne pojavljajo velike horizontalne deformacije boka. Največje horizontalne deformacije se pojavljajo pri modelu MC.

Tudi najvišje osne sile in momenti se pojavijo pri MC, medtem ko najnižje pri ML. Pojavlja se nekoliko širše plastično območje pri HB, medtem ko se pri ML plastificirajo povsem druga območja. Večina plastifikacije hribine v modelu ML se zgodi z odpiranjem skrilave hribine ter v območjih strižnih deformacij v bližini izkopa, kjer se diskontinuitete sekajo z izkopom.

Analize v nizu hribinskih karakteristik RMT 3min so pokazale na zelo nastabilne razmere oziroma poruštov predora že ob izkopu kalote. V drugem nizu analiz ob drugačni redukciji napetosti in nekoliko višjih hribinskih karakteristikah, se pojavijo večje deformacije in visoke obremenitve obloge. Le pri ML konstitutivnem modelu je predor v obeh primerih stabilen. Poudariti pa je potrebno, da v tem modelu prihaja do hipnih poruštov.

V povratnih analizah je bil namen pojasniti porušne mehanizme hribine, katere je bilo moč dobiti le z modelom ML, kjer le ta model zadovoljivo opiše tako skrjav medij.

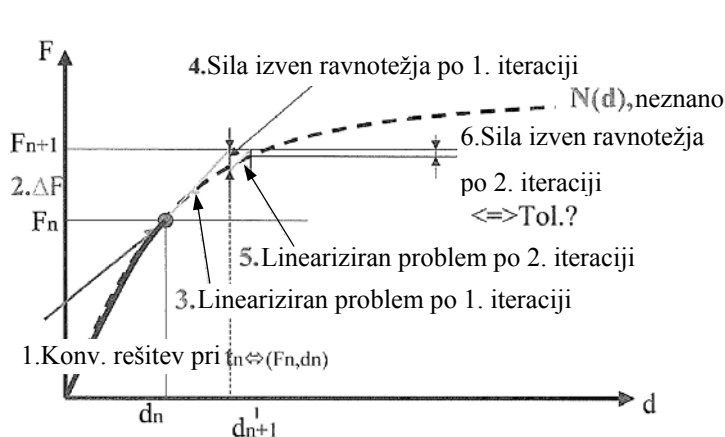
Analize vertikalnih pomikov v časovni odvisnosti so pokazale na pravilno redukcijo napetosti na čelu izkopa. Oblike pomikov v prečnem prerezu pa kažejo na popolno ujemanje z dejanskim stanjem. Plastična območja hribine se ujemajo s preliminarnimi analizami in rezultati mnogih avtorjev, ki so analizirali skrjav hribino. V primeru horizontalne skrjavosti se hribina nad temenom relaksira in 'obesi' na predorsko oblogo.

HB konstitutivni model se je v slabši (3min) hribini izkazal za malenkost bolj nestabilen kot MC, medtem ko v boljši (2max) le ne prihaja do velikih razlik. Zato se v nadaljnjih 3D analizah, ki prav tako zajema gradnjo v slabi hribini, uporabi Mohr-Coulombov konstitutivni model. Uporaba ML bi bila smiselna ob modeliranju tudi vseh ostalih diskontinuitet. Ker pa namen 3D analiz niso primerjave z dejanskimi pomiki, se ta model ne uporabi.

5.5 Vpliv tolerance

V tem poglavju je preverjeno koliko tolerance vpliva na končni rezultat, saj lahko v 3D računih z veliko elementi višja tolerance pomeni veliko krajši čas računa.

Računski proces prikazuje slika 5.5.1. Analiza se prične s silo 1 ter nadalje iterativno išče ravnovesje oziroma minimum, ki je predpisan s toleranco. Analizirani so pomiki in notranje sile za tolerance 0.5%, 1%, 5% in 10%. Uporabljen je model in materialne karakteristike iz analiz vplivov gostote mreže.

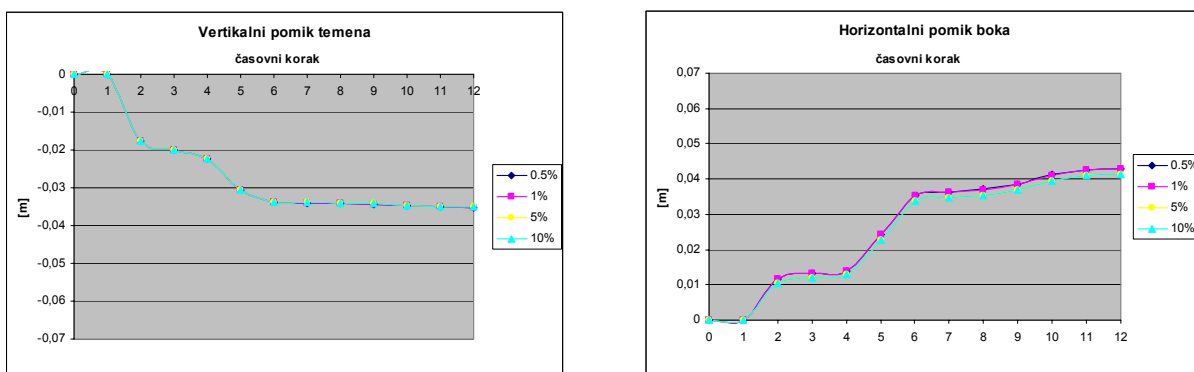


Slika 5.5.1: Iterativni proces računa, linearizacija in konvergenčna tolerance.

5.5.1 Pomiki

Slika 5.5.2 prikazuje primerjavo analiziranih vertikalni pomikov temena ter horizontalnih pomikov boka po sliki 5.2.5.

Razlika v pomikih je minimalna oziroma v vertikalni smeri praktično nična, medtem ko je v horizontalni smeri razlika manjša od 4%.

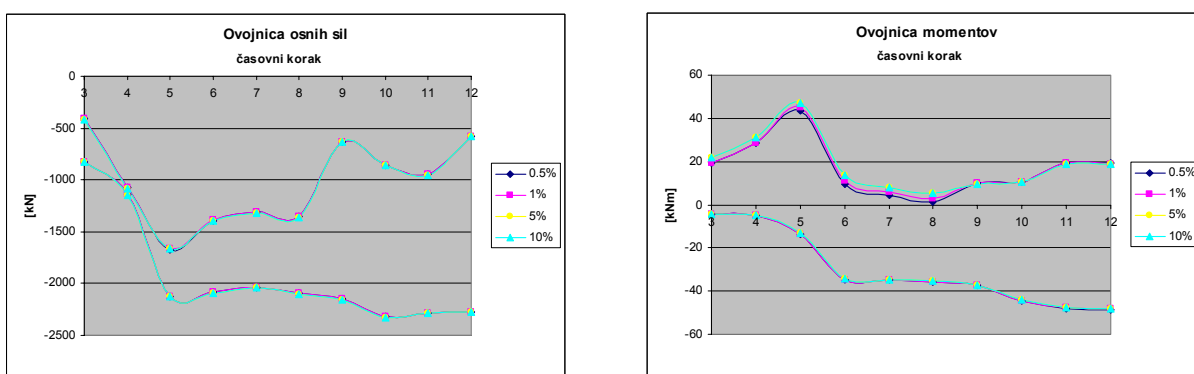


Slika 5.5.2: Primerjava vertikalnih in horizontalnih pomikov pri različnih tolerancah.

5.5.2 Notranje statične količine

Pri minimalnih razlikah v pomikih so pričakovano tudi razlike v osnih silah in momentih minimalne oziroma nične, kot prikazuje slika 5.5.3.

Velikosti osnih sil po računskih korakih so v vseh štirih modelih z različnimi tolerancami praktično identične. Opazna je le manjša razlika v momentih vsled manjše razlike v horizontalnih pomikih ob odprtem talnem oboku, medtem ko je maksimalna absolutna vrednost momenta v vseh štirih primerih enaka.



Slika 5.5.3: Ovojnica osnih sil in momentov pri različnih tolerancah.

5.5.3 Zaključek

Ob prikazanih rezultatih, kjer je razviden zelo majhen vpliv tolerance in ob dejstvu, da so nadaljnji 3D modeli računsko zelo zahtevni, je v nadaljevanju uporabljena toleranca 5%.

6 3D ANALIZE

V prvem in drugem delu so izvedeni 3D računi s hribinskimi karakteristikami uporabljenimi v 2D analizah pri vplivu mreže.

V točki 6.1 so prikazane primerjave rezultatov (pomikov, notranjih statičnih količin in plastičnih območij) s primerljivimi rezultati dobljenimi z 2D računi ter spremembe napetostnih stanj v okolni hribini zaradi gradnje dvopasovnega predora.

Dodatno je v točki 6.2 modeliran raziskovalni rov z namenom spremljati deformacije, povečanje notranjih statičnih količin v oblogi raziskovalnega rova ter spremembe napetostnih stanj ob že zgrajenem raziskovalnem rovu ter ob nadaljnji gradnji dvopasovnega predora.

V tretjem delu sledijo štiri 3D računi: enkrat samo dvopasovni predor in drugič dvopasovni predor z raziskovalnim rovom. V dveh analizah je upoštevan RMT 2max niz hribinskih karakteristik, v ostalih dveh pa RMT 3min.

Na podoben način kot v 2D analizah je izdelana primerjava pomikov, notranjih statičnih količin in napetosti v okolni hribini za primer, ko se gradi le dvopasovni predor v primerjavi s primerom, ko se pred njim že izvede raziskovalni rov.

6.1 Dvopasovni predor (primerjava z 2D)

Namen 3D računa je analizirati in primerjati dobljene rezultate z 2D analizami ter prikazati spremembo napetostnih stanj v hribini, prečno in vzdolžno na predor.

Primerjave z 2D analizami so smiselne za nadaljnje praktično delo, saj bo ugotovljeno ali je bila izbira oziroma potek obtežne funkcije pravilen.

6.1.1 Opis modela

V analizi je upoštevana dejanska geometrija prečnega prereza predora, hribinskega tipa C2, s fazo izkopa deljeno na kaloto, stopnico in talni obok.

Nadkritje je delno modelirano, delno pa nadomeščeno z ekvivalentno obtežbo kot v prejšnjih 2D analizah. Hribina je modelirana z Mohr-Coulombovim konstitutivnim modelom s karakteristikami s slike 5.2.1. Pod talnim obokom predora se ob izkopu poveča elastični modul.

Obloga brizganega betona je modelirana s konstrukcijskim elementom tanke lupine, debeline 25 cm. Element ima elastične karakteristike ter dva materiala v smislu nižjega (svež beton) in višjega (staran beton) elastičnega modula. H konstrukcijskim elementom spadajo še sidra, ki so predpostavljena kot paličje, torej samo osno nosilna, v rastru 1,5 m tangencialno na prečni prerez predora in 1,2 m v vzdolžni smeri predora. Stik med hribino in oblogo iz brizganega betona je modeliran s kontaktnimi elementi.

Potek izkopa in vgradnje podpornih ukrepov je podoben 2D analizam, le da tu ni uporabljenih obtežnih funkcij in se napetosti ob izkopu popolno sprostijo. Definicijo računskih korakov prikazuje slika 6.1.1.

Računski potek se prične z izkopom kalote, kateremu ob izkopu naslednjega koraka sledi vgradnja svežega brizganega betona in kontakta v prvem koraku. Tako enako do konca kalote, pri čemer se po dveh korakih vgrajenega brizganega betona spremenijo njegove karakteristike iz svežega v staran beton. Med tema korakoma se vgrajujejo še hribinska sidra.

Ob končanem izkopu in podpiranju kalote, se izvede še izkop in podpiranje stopnice ter talnega oboka, na medsebojni razdalji šestih metrov.

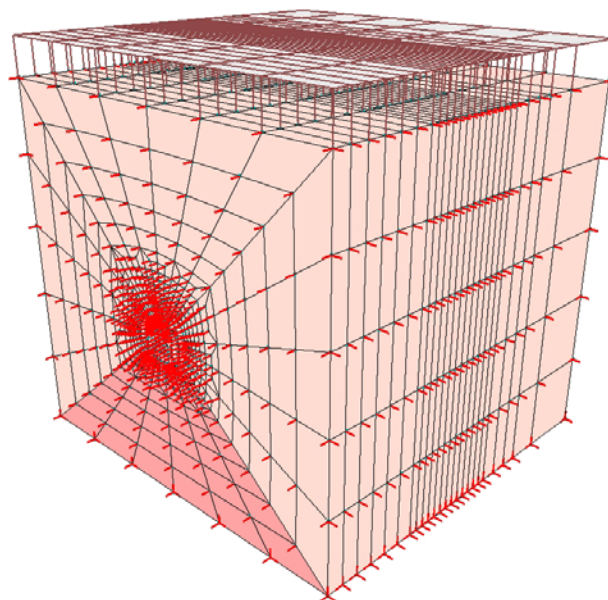
Sicer se ob takih hribinskih pogojih kalota lahko izvede tudi dlje, vendar je ob upoštevanju izkopnega koraka 1,5 m, sekvence del ter vseh elementov podpiranja, že sedaj velikost modela zelo velika, računski čas pa velik.

Slika 6.1.2 prikazuje model z robnimi pogoji in ekvivalentno obtežbo preostalega nadkritja, medtem ko slika 6.1.3 prikazuje vzdolžni prerez modela, kjer so med drugim vidne tudi eksistenčne funkcije izkopa kalote, stopnice in talnega oboka.

Definicija računskih korakov																			
Mesto izkopa in podpiranja	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Dolžina izkopa in podpiranja [Stacionaža]	3	3	3	3	3	3	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	3	6	9	12	15	18	19,5	21	22,5	24	25,5	27	28,5	30	31,5	33	34,5	36	37,5
	TH																		
	B																		
	Inv																		
Korak	Čas																		
1	0,5	TH 1																	
2	1	TH 2 + SC-f 1 + INT 1																	
3	1,5	TH 3 + SC-f 2 + INT 2 + A 1																	
4	2	TH 4 + SC-f 3 + INT 3 + SC-h 1 + A 2																	
5	2,5	TH 5 + SC-f 4 + INT 4 + SC-h 2 + A 3																	
		I																	
21	10,5	B 1																	
22	11	B 2 + SC-f 1 + INT 1																	
23	11,5	B 3 + SC-f 2 + INT 2 + A 1																	
24	12																		
25	12,5	B 5 + SC-f 4 + INT 4 + SC-h 2 + A 3																	
26	13	B 6 + SC-f 5 + INT 5 + SC-h 3 + A 4																	
27	13,5	B 7, 8 + SC-f 6 + INT 6 + SC-h 4 + A 5																	
28	14	B 9, 10 + SC-f 7, 8 + INT 7, 8 + SC-h 5 + A 6																	
29	14,5	B 11, 12 + SC-f 9, 10 + INT 9, 10 + SC-h 6 + A 7, 8																	
30	15	B 13, 14 + SC-f 11, 12 + INT 11, 12 + SC-h 7, 8 + A 9, 10																	
		I																	
34	17	SC-h 15, 16																	
35	17,5	SC-f 17, 18 + INT 17, 18 + SC-h 13, 14																	
36	18	SC-h 15, 16																	
37	18,5	SC-h 17, 18																	
38	19	I																	
Konec analize																			

Legenda	TH	Kalota (izkop)	A	Sidro	f	Svež
	B	Stopnica (izkop)	INT	Kotaktni elementi	h	staran
	Inv	Talni obok (izkop)	SC	Brizgani beton		

Slika 6.1.1: Potek izkopa in vgradnje podpornih elementov v 3D analizi.



Slika 6.1.2: 3D Model

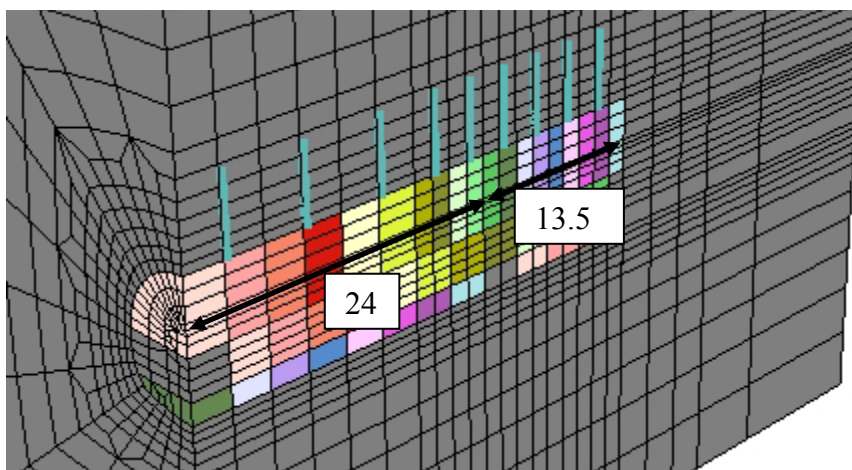
Od prvega do šestega koraka znaša dolžina izkopa 3 m, z namenom čim manjšega vpliva robnih pogojev. Naslednji izkopni koraki so dolžine 1,5 m. Stacionaža, ki predstavlja oddaljenost točk in elementov od robnih pogojev, je uvedena za lažje predstavljanje kasnejših rezultatov, saj se ti sklicujejo nanjo.

Koraki predstavljajo računske korake, medtem ko je čas predpostavljen v dnevih. Torej se v enem dnevu izkoplje in podpre 2 koraka v kaloti. Zaradi zmanjšanja števila korakov sta izkop in podpiranje združena. Tako sta ob času izkopa na prejšnjem mestu izkopa vgrajena še obloga in hribinska sidra.

6.1.2 Pomiki

Primerjave pomikov med 3D in 2D računoma so izvedene v istih točkah obloge predora, kot v 2D analizah in kot jih prikazujeta sliki 5.2.5 in 6.1.3.

Za prikaz pomikov 3D računa je bila izbrana stacionaža 24, saj je ta lokacija že dovolj oddaljena od robnih pogojev in pogojev izkopa na čelu. Na tej stacionaži je že tudi realen izkopni korak 1,5 m, ki je modeliran od stacionaže 18 naprej.



Slika 6.1.3: Oddaljenost analiziranih točk od robnih pogojev. Stacionaža 24 pomeni 24 m od robnih pogojev. Oddaljenost od čela izkopa znaša 13,5 m.

Rezultate analiz pomikov v odvisnosti od časa prikazuje slika 6.1.4. Časovni koraki 2D računa so delno prilagojeni 3D računu, vendar pa zaradi velikosti korakov in razlike v velikosti modela ter nujnih predpostavk pri 2D računu (obtežne funkcije) ni mogoče popolno prileganje.

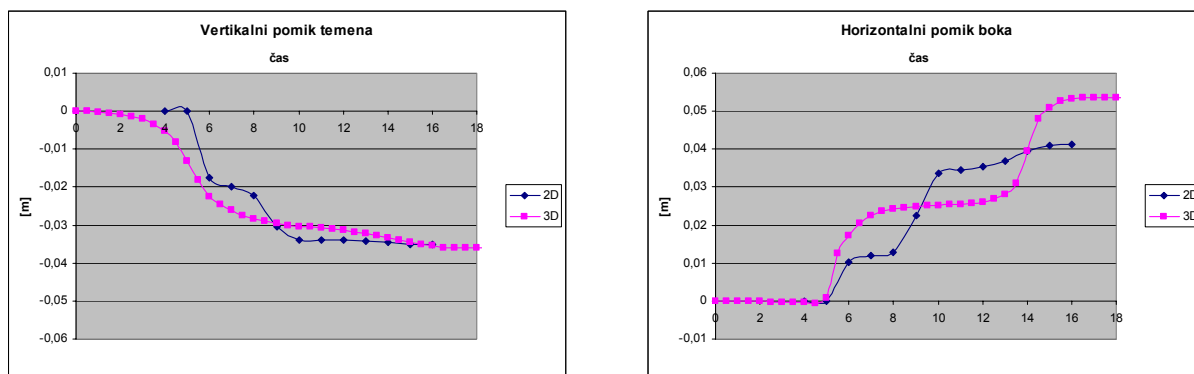
Opažajo se zelo majhne razlike v absolutnem vertikalnem pomiku, kjer se končen pomik razlikuje le za približno 3%. Vendar predpostavljen 3D pomik vsebuje še preddeformacijo, katere pa v 2D analizah ni mogoče izračunati. Slika 6.1.5 predstavlja dejanski vertikalni pomik ob neupoštevanju preddeformacije, katera znaša približno 13 mm oziroma 35% celotne deformacije. Ob predpostavki, da se meritev deformacij prične ob vgradnji obloge iz brizganega betona, dobimo novo krivuljo pomikov, katera je tudi merjena med gradnjo predora. Za načrtovanje deformacijskih toleranc preddeformacija ni pomembna. Pomembna je le merjena deformacija in pa nemerjena deformacija oziroma deformacija, ki se zgodi med izkopom in ničelno meritvijo. Ta razlika v tem primeru, z vsemi že opisanimi predpostavkami, znaša 5 mm oziroma približno 22% končne deformacije. V praksi se upoštevajo vrednosti okoli 50% merjene deformacije kalote, kar bi tu pomenilo 6 mm. Ob upoštevanju izračunane razlike med pomikoma 5 mm in pomikom kalote 12 mm, dobimo vrednost 40%.

Končno, ob neupoštevanju preddeformacije, lahko razberemo, da je vertikalni pomik iz 2D analize nekoliko večji od pomika iz 3D analize.

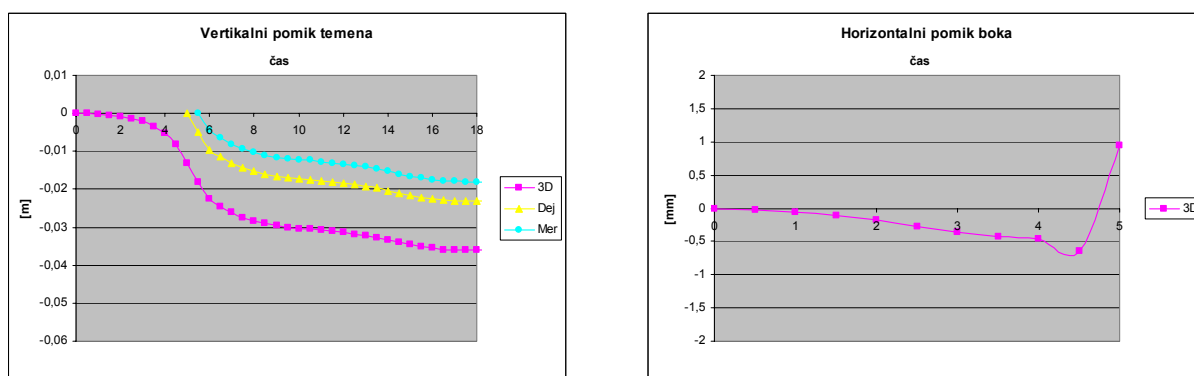
Razlike v horizontalni smeri, ob upoštevanju tretje dimenzije, pa so nekoliko večje. Tu s slike 6.1.5 lepo vidimo, da v horizontalni smeri nimamo enakega trenda preddeformacij kot v vertikalni smeri. Ob približevanju izkopa se opaža zelo majhen pomik navzven iz predora. Te vrednosti so zelo majhne in so verjetno močno povezane z mehanskimi karakteristikami hribine, tako smerno kot v smislu velikostnega reda. Ko pa z izkopom nadaljujemo mimo opazovane točke, pomik v hipu močno naraste. Iz tega bi se dalo zaključiti, da v horizontalni smeri v hribini s takimi karakteristikami in ob upoštevanju, da so računske predpostavke pravilne, nimamo horizontalne preddeformacije oziroma je ta zelo majhna in obratno usmerjena..

Ob primerjanju 2D in 3D horizontalnih pomikov se opazi tudi večji vpliv izkopa kalote in stopnice v 3D računu.

Zavedati se je potrebno, da je vseh računih (analizah) upoštevano praktično idealno stanje oziroma izvajanje del, v smislu izkopa, kvalitete vgradnje in same kvalitete vgrajenih materialov, brez upoštevanja vseh ostalih vplivov, ki lahko negativno vplivajo na kvaliteto izvedbe, posledično pa drugačno stanje, tudi pomikov.



Slika 6.1.4: Primerjava vertikalnih in horizontalnih pomikov med 2D in 3D analizo.



Slika 6.1.5: Analiza pomikov dobljenih iz 3D modela.

Levo: primerjava računskih pomikov (3D) z dejanskimi (Dej) brez upoštevanja preddeformacije in merjenimi (Mer) med gradnjo.

Desno: v večjem merilu prikazana horizontalna komponenta pomika boka ob približevanju izkopa.

Do sedaj je primerjava pomikov temeljila le na analizi dveh točk, vsake v svoji smeri. V prilogi P6.1 so dodani grafični izrisi deformacij obeh analiz v različnih časih gradnje.

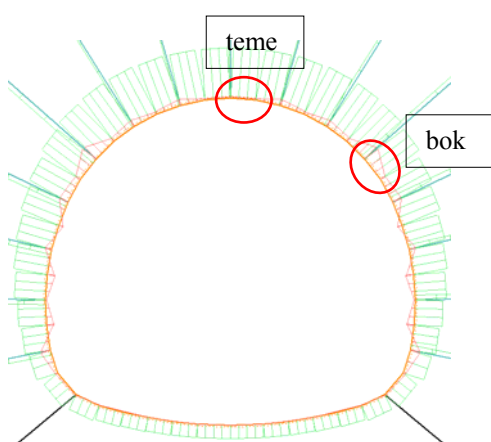
Sliki P6.1.1 in P6.1.2 prikazujeta deformacije ob izkopu kalote v 3D modelu, medtem ko slika P6.1.3 kaže deformacije modela 2D ob istem času.

Razviden je praktično enak potek deformacij v smislu oblike, medtem ko se velikosti le nekoliko razlikujejo. Kot je pričakovati s slike 6.1.4 so deformacije obloge ob upoštevanju vseh treh dimenzij večje za približno 5 mm do 10 mm.

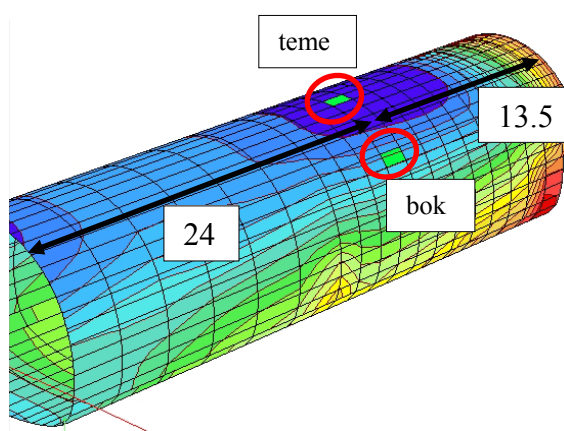
Do podobnih zaključkov se pride tudi ob primerjavi pomikov 3D modela (Slika P6.1.4) ter 2D modela (Slika P6.1.5) ob koncu izkopa in podpiranja. Tudi tu se razlike gibljejo do 15 mm.

6.1.3 Notranje statične količine

Za primerjavo osne sile in momenta med dvodimenzionalnim in tridimenzionalnim računom sta bila izbrana dva elementa, kjer nastopajo maksimalne vrednosti. Temenski element nosilca oziroma tanke plošče za največjo osno silo ter element nosilca oziroma tanke plošče v zgornjem boku predora za največji moment, kot prikazujeta sliki 6.1.6 in 6.1.7. V 3D modelu je ponovno izbrana stacionaža 24. Vse analize momentov trodimenzionalnih modelov se nanašajo na moment v prečnem prerezu predora, saj so ti momenti večji od vzdolžnih in tudi primerljivi z momentami iz dvodimenzionalnih analiz.



Slika 6.1.6: Elementa v 2D



Slika 6.1.7: Elementa v 3D

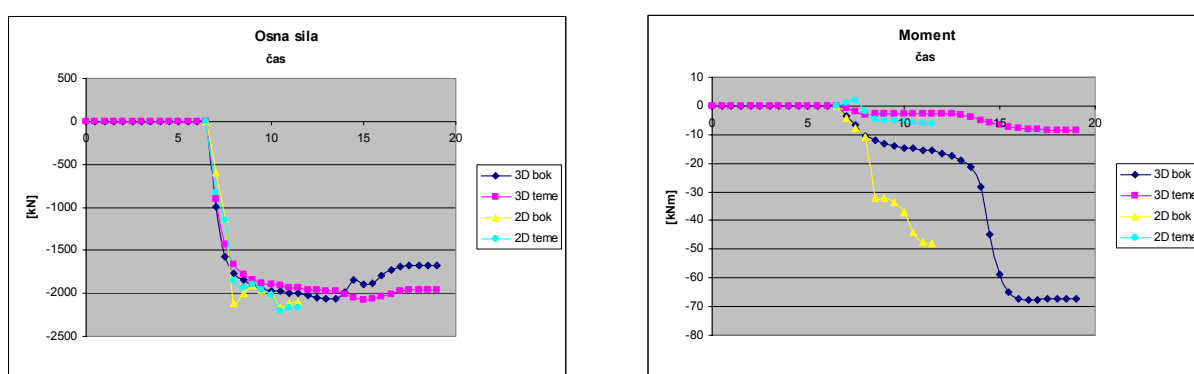
Zaradi bistveno večjega števila korakov v modelu 3D in drugega časa vgradnje obloge med modeloma, je čas 2D modela prilagojen 3D modelu kar se tiče vgradnje obloge, medtem ko se ostali koraki razlikujejo (slika 6.1.8).

Na sliki sta prikazana osna sila in moment obeh modelov na omenjenih lokacijah v predoru. Ob analizi osnih sil ni opaznih bistvenih sprememb, ne v obliki krivulje, ne v vrednostih. Ob korektnem podalšanju krivulje dobljene iz 2D modela, bi se osna sila temenskega elementa

praktično pokrila s temenskim elementom 3D modela, medtem ko v zgornjem boku prihaja do manjših sprememb, predvsem ob izkopu in vgradnji podpornih ukrepov v kaloti in zaprtju talnega oboka. Generalno pa so osne sile v 2D malenkostno, približno 6%, višje od 3D.

Ob analizi momentov bi se dalo zaključiti, da je relativna razlika v obeh območjih približno enaka in se vrti okoli 35%, medtem ko oblike krivulj sovpadajo. To razliko gre pripisati delno večji horizontalni deformaciji v 3D modelu, kot tudi programskemu izpisu rezultatov, ki v 2D modelih izpiše vrednosti na sredini elementa, medtem ko je npr. moment na robu elementa lahko tudi višji, kar pa tudi ni najbolj realna vrednost.

To prikazuje slika P6.1.6, priložena v prilogi P6.1, kjer so prikazane notranje statične količine 2D modela, kjer znaša moment 71 kNm. Ob primerjanju z izrisom momentov 3D modela (Slika P6.1.7) se vidi, da je razlika vendarle minimalna, celo da je moment 3D modela nekoliko manjši od momenta 2D modela. Dodatno je razviden zelo podoben potek momentne črte pri obeh modelih in praktično popolnoma enak potek osne sile v prečnem prerezu (Slika P6.1.8: osna sila 3D modela).



Slika 6.1.8: Primerjava osnih sil in momentov v temenu in zgornjem delu boka predorske obloge med 2D in 3D modelom.

V prilogi so tudi izrisi osnih sil v sidrih (Slika P6.1.9 – 2D in Slika P6.1.10 – 3D), kjer je razvidna zelo podobna obremenitev sider med modeloma. Predvsem so obremenjena bočna sidra, najbolj v zgornjem boku, kjer dosežejo mejne vrednosti nosilnosti, medtem ko so temenska sidra manj izkoriščena.

Sliki P6.1.11 in P6.1.12 v prilogi P6.1 prikazujeta osne sile in momente v lupini predora. Ob uporabljenih predpostavkah je razvidno, da je lokacija največjih obremenitev, osnih sil in momentov, približno 1D od čela izkopa predora, pri čemer D pomeni širino predora.

6.1.4 Plastične cone

Za primerjavo tvorjenja plastičnih območij, ki so posledica izkopa, nastanejo pa s prerazporeditvijo oziroma povečanjem napetosti, sta izbrana čas ob dokončanju kalote in čas ob dokončanju predora. Rdeča območja prikazujejo plastificirano hribino, medtem ko zelena prikazujejo hribino, ki je bila v plastičnem stanju in je prešla nazaj v elastično.

Sliki P6.1.13 in P6.1.15 v prilogi P6.1 prikazujeta plastifikacijo hribine v 2D modelu. Sliki P6.1.14 in P6.1.16 pa plastifikacijo hribine 3D modela ob primerljivem času.

Ob primerjavi ni bistevih razlik med modeloma. V 3D modelu se hribina v temenu plastificira ob izkopu ter se ob dokončanju razbremeni, za razliko od 2D modela, kjer je ta hribina ves čas gradnje v elastičnem območju. Dodatno je v 3D modelu ob izkopu kalote in dokončanju gradnje več razbremenjenih območij.

6.1.5 Napetosti in trajektorije napetosti

Ob izkopu predorske cevi prihaja do prerazporeditve napetosti v okolni hribini. Napetosti se ob bokih in pred čelom izkopa povečajo, medtem ko se na izkopnem robu reducirajo na vrednost nič (robni pogoj). To poglavje prikazuje prerazporeditev oziroma povečanje vertikalnih napetosti v prečnem in vzdolžnem prerezu predora.

Tlačne napetosti, normalno negativnih vrednosti, so zaradi boljše predstave prikazane pozitivno. Višina ravnine opazovanih napetosti je na koti 1 m nad niveleto.

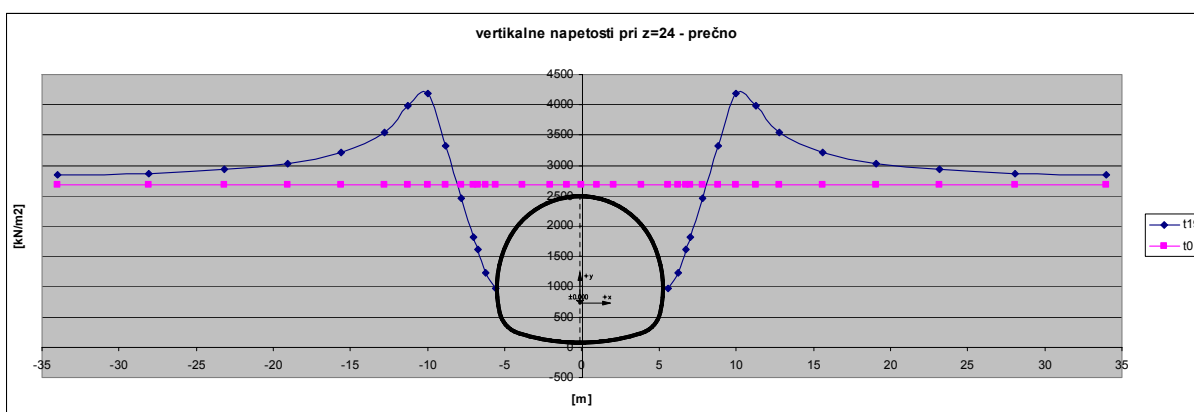
6.1.5.1 Prečno

Prerazporeditev vertikalnih napetostnih stanj v prečnem prerezu prikazuje slika 6.1.9, kjer linija 't0' predstavlja začetne napetosti, linija 't19' pa napetosti po zgrajenem predoru.

V prilogi P6.1 je na slikah P6.1.17 in P6.1.18 prikazan še programski izris efektivnih vertikalnih napetosti v začetnem in končnem stanju.

S slike 6.1.9 se vidi, da je vpliv izkopa širok, saj sega do robnih pogojev, kjer pa je prirastek napetosti že majhen. Vertikalne napetosti na robovih izkopa predora se v trenutku izkopa reducirajo na vrednost nič, ter se nato ob vgradnji podporja povečajo. V tem primeru obloga iz brizganega betona, vključno s sidri nudi takšen odpor, da je velikost vertikalnih napetosti približno 1000 kPa. Nato pa napetost z oddaljenostjo od predora narašča in doseže svoj maksimum približno 10 m od osi oziroma 4,5 m od roba predora ter znaša približno 4200 kPa. Torej se napetost v tem območju od začetne vertikalne napetosti 2675 kPa poveča za približno 1500 kPa.

Na sliki 6.1.10 je prikazana površina napetosti, kjer je površina povečanja napetosti (nad začetnimi napetostmi) enaka površini zmanjšanja napetosti (pod začetnimi napetostmi) ob predoru.

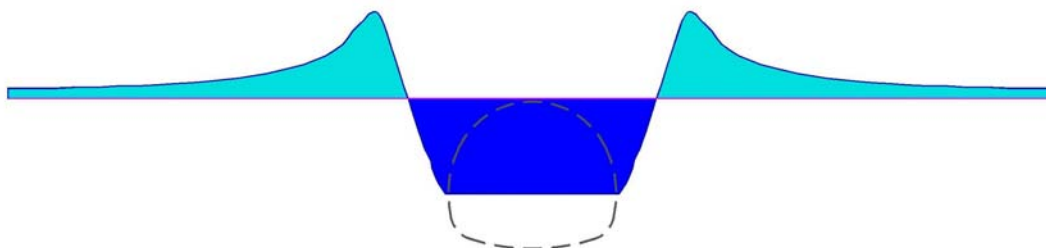


Slika 6.1.9: Vertikalne napetosti v prečnem prerezu pred gradnjo in po gradnji dvopasovnega predora.

Programski izris prikazuje še napetosti v temenu in talnem oboku, kjer so vrednosti prav tako nizke, in sicer okoli 450 kPa v temenu in pa zelo nizke 150 kPa v talnem oboku.

Sliki P6.1.19 in P6.1.20 v prilogi prikazujeta trajektorije napetosti oziroma smer glavnih napetosti v začetnem in končnem stanju. V začetnem stanju je razmerje med vertikalnimi in

horizontalnimi napetostmi odvisno od k_0 , ki je upoštevan z $1 - \sin\varphi$, v nadaljevanju pa se po prerazporeditvi napetosti tvori lok, kjer se vidi preusmeritev glavnih napetosti. Ob izkopu se na izkopnem robu pojavijo le strižne napetosti, ob vgradnji podporja pa ponovno normalne, z velikostjo odvisno od togosti konstrukcije.



Slika 6.1.10: Površine vertikalnih napetosti.

Svetlo modra površina prikazuje pozitivne napetosti oziroma povečanje napetosti, medtem ko temno modra prikazuje površino zmanjšanja napetosti zaradi gradnje predora.

Površina povečanja je enaka površini zmanjšanja.

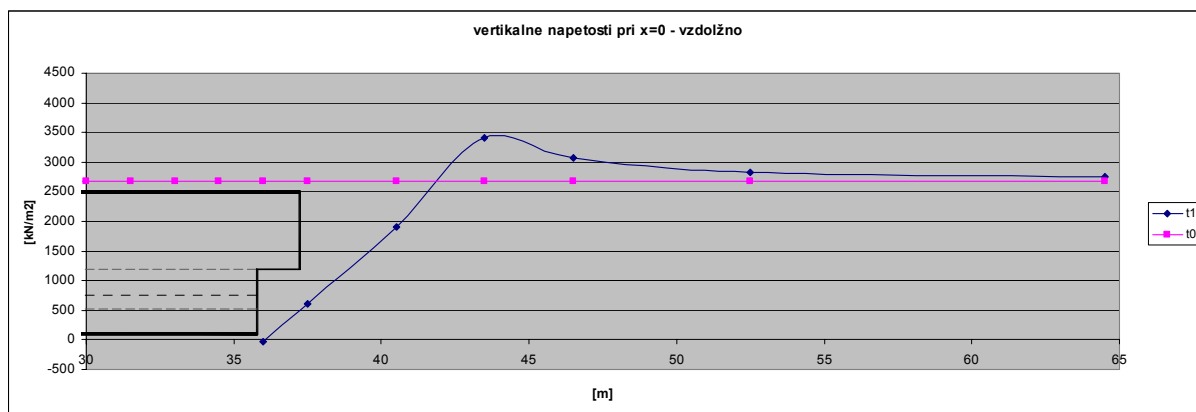
6.1.5.2 Vzdolžno

Podobno kot v prečnem prerezu se tudi v vzdolžnem prerezu vertikalne napetosti zaradi izkopa spremenijo. Ob neupoštevanju čelnega podpiranja v modelu so napetosti na čelu nič (slika 6.1.11). Napetosti se pred čelom izkopa povečujejo in dosežejo vrednost začetnih na oddaljenosti približno 4,5 m pred čelom kalote. Maksimalne vrednosti, približno 800 kPa večje od začetnih, so dosežene okoli 6,5 m pred čelom kalote, ter nato padajo proti robnim pogojem, kjer je razlika oziroma vpliv izkopa zelo majhen.

Sliki P6.1.21 in P6.1.22 v prilogi prikazujeta ne tako močen vpliv oziroma povečanje vertikalnih napetosti v vzdolžnem prerezu. Razvidna (tudi iz prečnih prerezov) pa je močna relaksacija napetosti pod talnim obokom in nad temenom predora, ki sega močno proti površju.

Sliki P6.1.23 in P6.1.24 ponovno prikazujeta smeri glavnih napetosti, tokrat v vzdolžni smeri. Razvidna je prerazporeditev oziroma spremenjena smer glavih napetosti na čelu, kjer se

napetosti prenašajo pred čelo izkopa in tvorijo nosilni steber. Ostale napetosti pa se prenašajo nazaj, približno $1D$ za čelo izkopa, na predorsko oblogo. Od tod tudi razlog največjih obremenitev brizganega betona.



Slika 6.1.11: Vertikalne napetosti v vzdolžnem prerezu pred gradnjo in po gradnji dvopasovnega predora.

6.1.6 Zaključek

Namen opisanega 3D računa je bil analizirati in primerjati dobljene rezultate z 2D analizami ter prikazati spremembo napetostnih stanj prečno in vzdolžno na predor.

Primerjava pomikov pokaže zelo dobro ujemanje med 2D in 3D računom, kjer so vertikalni končni pomiki z upoštevanjem preddeformacije enaki. Ob neupoštevanju preddeformacije in nemerjene deformacije, pa 2D analiza daje večje deformacije in je nekako na varni strani.

Večje ujemanje je v horizontalni deformaciji, kjer je pokazano, da ne prihaja do preddeformacij.

Nadalje se tudi osne sile skoraj popolnoma ujemajo, medtem ko v momentih prihaja do večjih vrednosti v 3D modelu, ki je delno posledica programskega izpisa. Primerjave obremenitev v prečnih prerezih kažejo na zelo dobro ujemanje, kot tudi ujemanje obremenitev hribinskih sider.

Plastifikacija okolne hribine, ki je posledica prerazporeditve napetosti, se bistveno ne razlikuje med 2D in 3D računom.

V analizi vertikalnih napetosti v prečnem prerezu se lepo vidi, da je na območju predora površina povečanja napetosti enaka površini zmanjšanja napetosti. V vzdolžnem prerezu se napetosti brez podpiranja čela reducirajo na nič. V obeh prerezih se da določiti povečanje oziroma steber povečanih vertikalnih napetosti. Dodatno so prikazane še smeri glavnih napetosti, ki nakazujejo samonosilni lok hribine.

Primerjave z 2D analizo so smiselne za nadaljnje praktično delo, saj so pokazale na zelo dobro ujemanje vseh rezultatov. Iz tega sledi, da je obtežna funkcija dokaj pravilno izbrana in da kljub zelo enostavni 2D analizi dobimo zelo dobre rezultate.

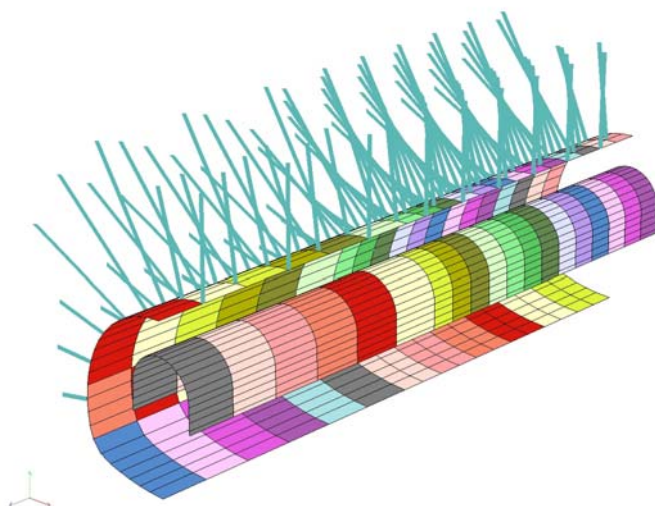
6.2 Dvopasovni predor z rovom

Glede na to, da je tema tega dela predvsem vpliv raziskovalnega rova na gradnjo dvopasovnega predora, je v tem poglavju najprej preverjen vpliv oziroma spremembe na že zgrajenem raziskovalnem rovu, ob približevanju izkopa dvopasovnega predora.

Dodatno je v prejšnji model dodan raziskovalni rov s podpiranjem za hribinsko kategorijo B. Analizirani so dodatni pomiki, povečanje notranjih statičnih količin ter spremembe napetostnih stanj v okolni hribini.

6.2.1 Model

V analizi je upoštevana dejanska geometrija prečnega prereza raziskovalnega rova hribinskega tipa B z eno fazo izkopa. Nadkritje je delno modelirano, delno pa nadomeščeno z ekvivalentno obtežbo kot v prejšnjih analizah. Hribina je modelirana z Mohr-Coulombovim konstitutivnim modelom s karakteristikami s slike 5.2.1. Pod talnim obokom predora se ob izkopu poveča elastični modul.



Slika 6.2.1: Oblogi iz brizganega betona v 3D modelu.

Na sliki so razvidne eksistenčne funkcije obloge brizganega betona za rov in predor (predorska obloga je prikazana polovično).

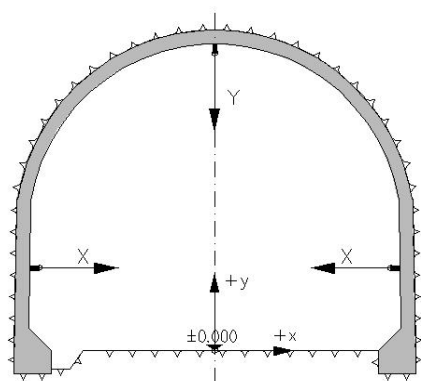
Dodatno se vidi leva polovica hribinskih sider.

Obloga rova iz brizganega betona je modelirana s konstrukcijskim elementom tanke lupine debeline 15 cm. Sidra se za podpiranje rova ne uporabljajo. Vse ostalo pa je enako kot pri modelu dvopasovnega predora.

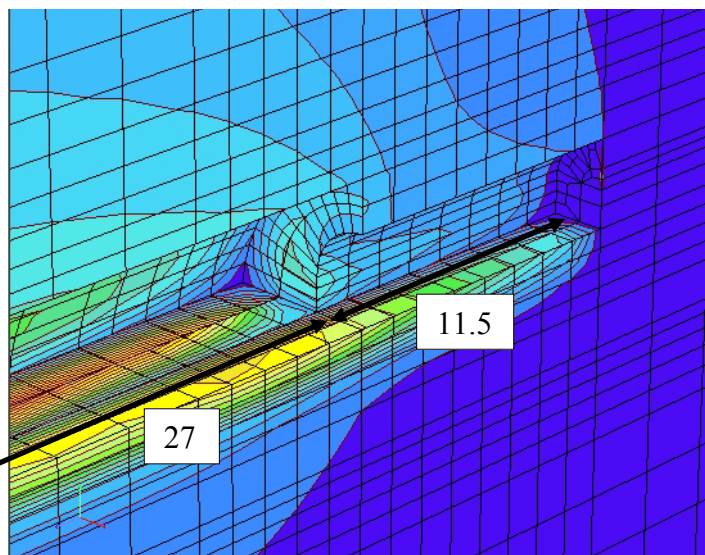
Potek izkopa in vgradnje podpornih ukrepov je enak prejšnjemu modelu, kot prikazuje slika 6.1.1, le da se izkop dvopasovnega predora prične kasneje (korak 5,5), po izkopu in podpiranju celotnega raziskovalnega rova. Predpostavljen čas napredka v rovu znaša 6 m oziroma štiri izkopne korake na dan.

6.2.2 Pomiki

Podobno kot pri dvopasovnem predoru so analizirane tri točke v oblogi rova. Pravzaprav zaradi simetrije samo dve (teme in bok), kot prikazujeta sliki 6.2.2 in 6.2.3. Dodatno je tu poleg horizontalnega pomika boka in vertikalnega pomika temena, prikazan še vzdolžni pomik temena. Obravnavani prerez se nahaja na stacionaži 27.



Slika 6.2.2: Analizirani pomiki.

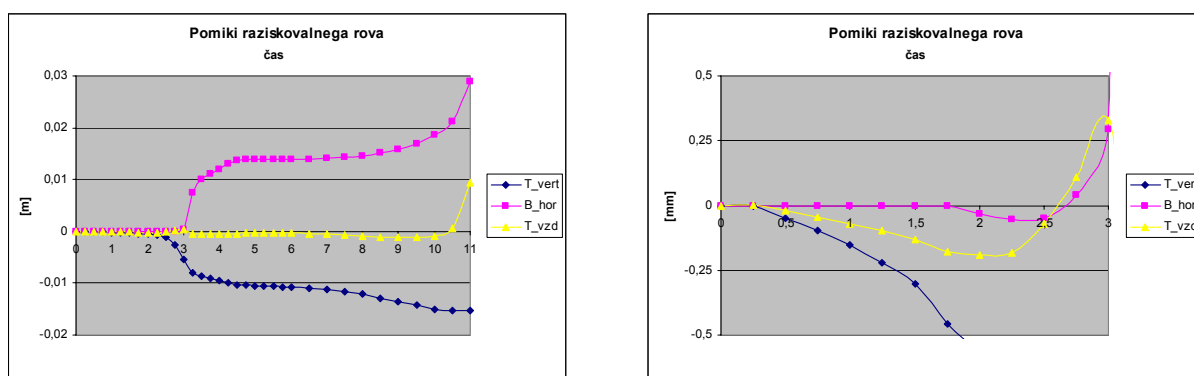


Slika 6.2.3: Stacionaža analiziranih pomikov.

Slika 6.2.4 levo prikazuje omenjene pomike skozi celoten čas gradnje raziskovalnega rova in dvopasovnega predora do analizirane stacionaže. Desno pa so pomiki prikazani v večjem merilu le do tretjega koraka.

Ob primerjavi vertikalnih in horizontalnih pomikov, pridemo do istih zaključkov kot v točki 6.1.2, kjer je opažena predeformacija v vertikalni smeri, medtem ko v horizontalni ne. Prav tako je trend pomika boka, ob približevanju izkopu navzven, ter se hipno spremeni, ko izkop doseže obravnavano stacionažo. Pomik neukrivljenega boka je ob neizvajanju talnega oboka večji od pomika temena.

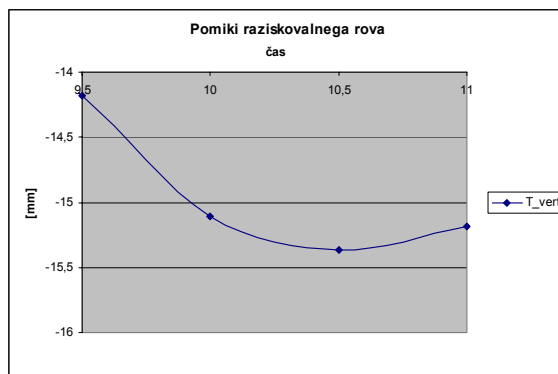
Ob približevanju izkopa analizirani stacionaži se temenska točka oddaljuje od izkopa, vendar je ta pomik pri tako majhni površini izkopa tudi zelo majhen. Ko pa je izkop rova na stacionaži 27, se teme za dvakratno vrednost prejšnjega pomika premakne proti izkopu. Enak trend pomika temena se zgodi tudi ob izkopu dvopasovnega predora, le da so velikost relativno precej večje, saj vzdolžni pomik doseže vrednost 1 cm. Z grafov je razviden tudi precej večji vpliv gradnje dvopasovnega predora na horizontalne deformacije (110% povečanje) rova kot na vertikalne (45% povečanje), kar verjetno pomeni tudi precejšnje povečanje momenta v oblogi raziskovalnega rova. Razlog teh deformacij gre iskati v neizvajanju talnega oboka v rovu.



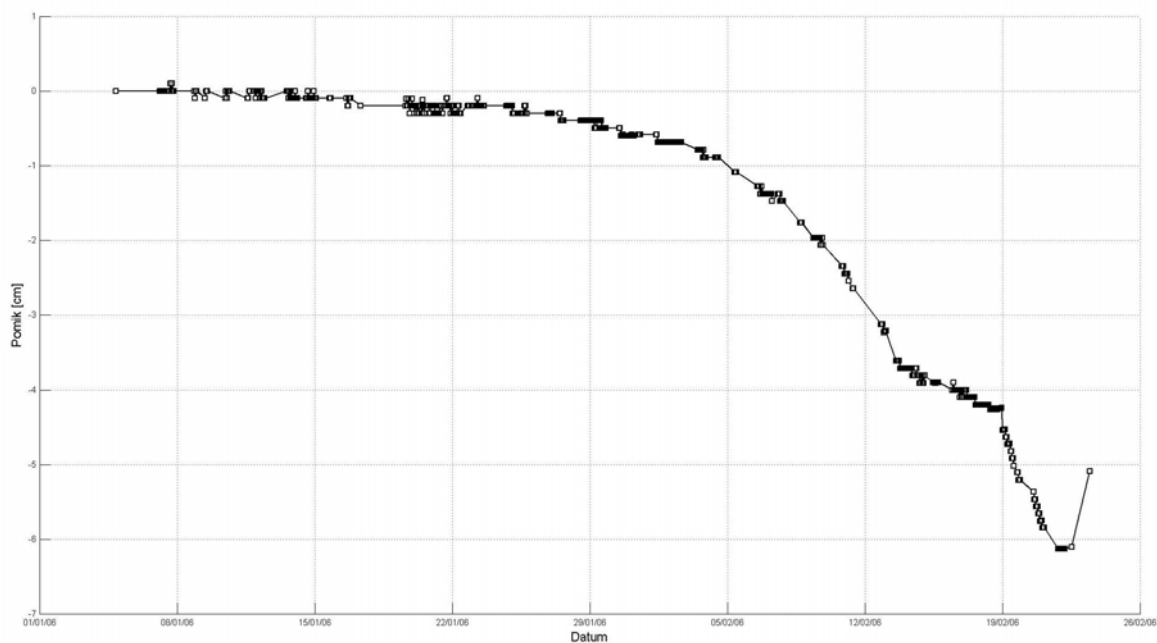
Slika 6.2.4: Pomiki v oblogi raziskovalnega rova. Negativni pomik v vzdolžni smeri pomeni pomik v smeri naraščanja stacionaže.

Ob analizi vertikalnega pomika se v enajstem koraku pri približevanju izkopa dvopasovnega predora pojavi dvig temena (slika 6.2.5). Med gradnjo predora je Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo izvajala tudi 3D meritve pomikov obloge za analizo teh mehanizmov. Slika 6.2.6

prikazuje eno od teh meritev. Dvig temena gre pripisati razbremenitvi hribine ob čelu izkopa predora.



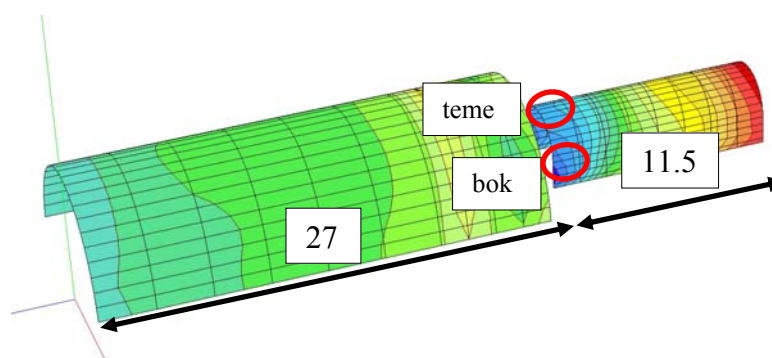
Slika 6.2.5: Dvig temenske točke.



Slika 6.2.6: Izmerjen dvig temenske točke.

6.2.3 Notranje statične količine

Izbrana elementa obloge raziskovalnega rova za analizo osnih sil in momentov sta na približno istih pozicijah kot analizirane točke pomikov. Slika 6.2.7 prikazuje pozicijo analiziranih elementov v temenu in boku na stacionaži 27.



Slika 6.2.7: Prikaz pozicije analiziranih elementov v oblogi raziskovalnega rova.

Po preliminarni analizi rezultatov osnih sil in momentov je bilo razvidno, da na teh mestih nastopajo najvišje osne sile in momenti.

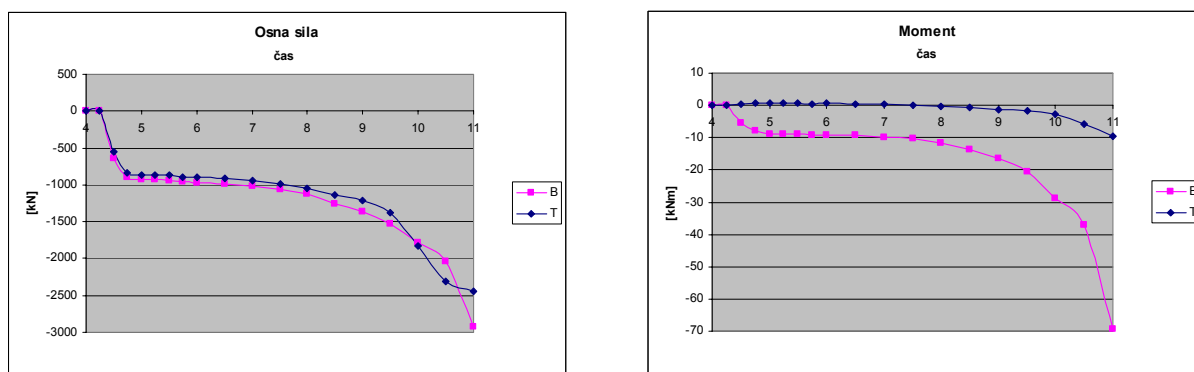
Ob izkopu in podpiranju raziskovalnega rova osne sile ne presežejo vrednosti 1200 kN ter momenti niso višji od 15 kNm, kar prikazujeta sliki P6.2.1 in P6.2.3 v prilogi P6.2.

S slik je razvidno mesto največjih obremenitev obloge, ki je ponovno približno 1D za čelom izkopa. Najvišji momenti nastopajo v boku rova na višini približno 1 m nad njegovo niveleto, medtem ko so osne sile zvezno enake po obodu.

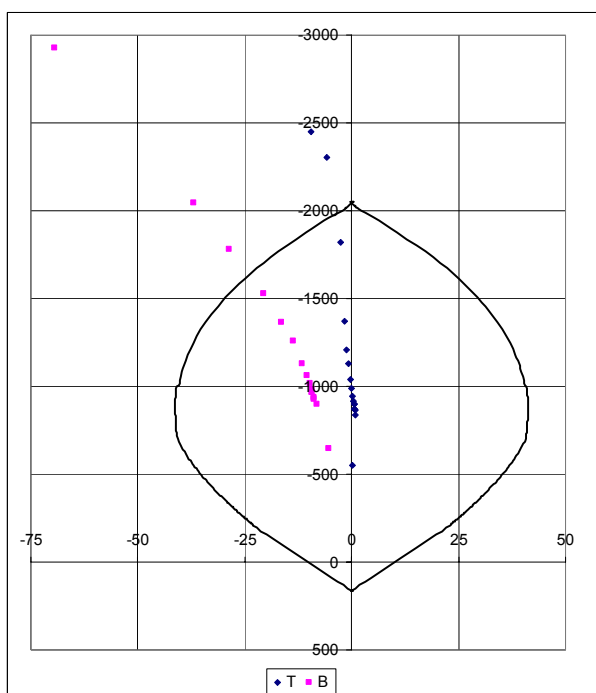
S slike 6.2.8 je razvidno povečanje osnih sil in momentov ob izkopu dvopasovnega predora.

V trenutku izkopa dvopasovnega predora na stacionaži 3 se že opazi povečanje notranjih statičnih količin, ki je na začetku še zelo majhno, nadalje pa zelo hitro raste. Tako obremenitve že tri korake (približno 4,5 m) pred stacionažo 27 presežejo nosilnost obloge, kar prikazuje slika 6.2.9.

V prilogi je dodan še grafični izris osne sile in momenta na slikah P6.2.2 in P6.2.4. S slik je razviden obravnavan vpliv, ki za te količine sega približno 9 do 10 m pred čelo dvopasovnega predora. Momenti v boku močno presežejo kapaciteto obloge, kar je bilo opazovano tudi na terenu, saj je bila obloga mnogokrat razpokana.



Slika 6.2.8: Razvoj osnih sil in momentov v oblogi raziskovalnega rova v času same gradnje rova in nadalje ob gradnji dvopasovnega predora. Oznaka 'B' predstavlja bok, medtem ko 'T' teme rova.



Slika 6.2.9: Interakcijski diagram za oblogo rova.

Ob približevanju izkopa dvopasovnega predora analiziranemu odseku, moment in osna sila presežeta nosilnost obloge rova

Velikost razpok je včasih znašala tudi do 20 cm. Slika 6.2.10 prikazuje vzdolžno razpoko na višini približno 1 m. Drugi razlog za razpoke so tudi velike strižne napetosti, ki pa tu niso analizirane. Jasno pa je, da ob visokih momentih nastopajo tudi velike strižne sile. V šibkih hribinah se razvijejo tudi prečne razpoke zaradi vzdolžnega pomika rova na čelu izkopa dvopasovnega predora, predvsem na mestih lokov, kjer je očitno šibka točka vzdolžne nosilnosti obloge.



Slika 6.2.10: Vzdožna razpoka v raziskovalnem rovu na višini 1 m nad niveleto.

6.2.4 Napetosti in trajektorije napetosti

Za analizo, kako velikost izkopa vpliva na povečanje in prerazporeditev vertikalnih napetosti v okolni hribini, sta bili izbrani dve gradbeni fazi: izkop in podprtje raziskovalnega rova in končno stanje po izvedbi dvopasovnega predora.

Analiza je narejena za prečni profil na stacionaži 24 in vzdolžni profil po osi predora. Horizontalna ravnina obravnavanih rezultatov je tokrat 2 m nad niveleto dvopasovnega predora, saj je dno raziskovalnega rova na višini 1,8 m.

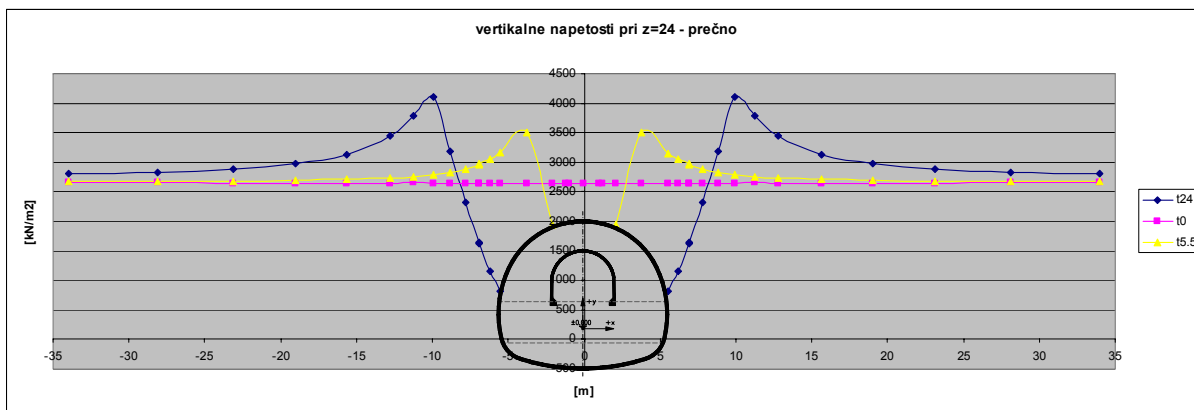
6.2.4.1 Prečno

Slika 6.2.11 prikazuje različni napetostni stanji pri različni velikosti izkopa.

Majhen izkop raziskovalnega rova v tej hribini povzroči zelo omejeno spremembo, kjer povečanje vertikalnih napetosti absolutno ne sega daleč, relativno pa nekje do $4D_r$, pri čemer je D_r širina raziskovalnega rova. Širina modela v analizah je znašala 3D dvopasovnega predora, od njegovega roba do robnih pogojev. Ob razširitvi modela bi za večji izkop najverjetneje prišli do približno enakega relativnega rezultata.

Relativna oddaljenost maksimalnih vertikalnih napetosti od izkopa se pri različnih velikostih izkopa nekoliko razlikuje. Pri manjšem profilu znaša ta oddaljenost $0,5D_r$, medtem ko pri večjem $0,4D$, in ni odvisna od izvedbe rova.

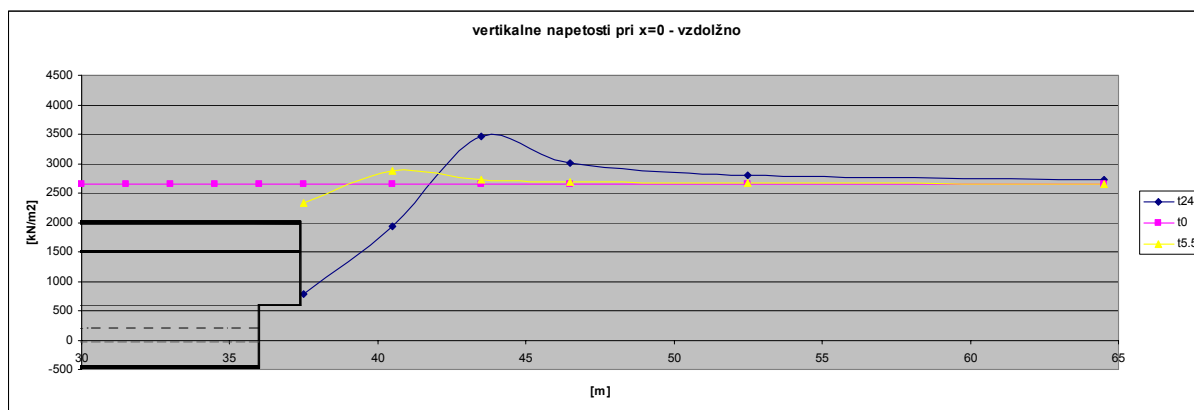
Sliki P6.2.5 in P6.2.6 v prilogi P6.2 prikazujeta še programski grafični izris vertikalnih napetosti pri različnih površinah izkopa.



Slika 6.2.11: Vertikalne napetosti v različnih gradbenih fazah. Začetno stanje prikazuje krivulja 't0', čas 't5,5' predstavlja čas dokončanja rova, medtem ko 't24' končno stanje.

6.2.4.2 Vzdolžno

Zelo podobno kot v prečnem prerezu je tudi v vzdolžnem prerezu sprememba vertikalnih napetosti pri različnih velikostih izkopa različna. Slika 6.2.12 prikazuje zelo blago spremembo vertikalnih napetosti pri izkopu raziskovalnega rova, medtem ko pri izkopu dvopasovnega predora ni bistvenih razlik, ko primerjamo s točko 6.1.5.2, čeprav ti rezultati niso povsem primerljivi, saj so izpisi na drugačnih višinah.



Slika 6.2.12: Vertikalne napetosti v različnih gradbenih fazah.

6.2.5 Zaključek

Iz prikazanih rezultatov, predvsem pomikov in notranjih statičnih količin je razvidno, da ni dovolj le dimenzioniranje obloge na pritiske med gradnjo samega rova. Kritični obtežni primeri nastopajo pri gradnji naknadnega večjega predora, kjer krožna oblika in predvsem zaključen talni obok rova pripomoreta k večji stabilnosti celotnega sistema. Zelo verjetno je, da bi ob bolj zvezni (krožni) obliki raziskovalnega rova ta bolje deloval, v smislu močnega podpornega jedra, kjer ob krožnem boku ne bi prihajalo do tako velikih momentov, posledično pa ne do tako velikih razpok.

Za še slabše hribinske pogoje je bil predviden talni obok in debelejša obloga, ki pa v tem poglavju ni zajeta. Smiselno bi bilo uporabiti močnejše podporje s talnim obokom že v teh hribinskih pogojih.

Velika prednost je bilo tudi merjenje konvergenč v rovu med samo gradnjo dvopasovnega predora, katere je izvajala fakulteta za gradbeništvo, za svoje analize obnašanja hribine. Ob nekaterih povzetkih iz rezultatov se vidi ujemanje računskih rezultatov z dejanskim stanjem v predoru.

6.3 Primerjave

V zadnjem računskem delu so izvedeni štiri 3D računi z namenom ugotoviti vpliv raziskovalnega rova na gradnjo dvopasovnega predora oziroma analizo pomikov, notranjih statičnih količin v oblogi dvopasovnega predora in napetostna stanja v okolni hribini.

Analize so razdeljene na dva dela v smislu hribinskih karakteristik, kjer sta upoštevana dva niza karakteristik: RMT 2max (tabela 5.1) in RMT 3min (tabela 5.3).

Za omenjene analize je bilo potrebno za vsak niz karakteristik izvesti 2 računa: enkrat z raziskovalnim rovom in enkrat brez njega.

6.3.1 Opis modelov

Za analizi s hribinskimi karakteristikami RMT 2max sta bila uporabljena modela iz točke 6.1 (brez raziskovalnega rova) in točke 6.2 (z raziskovalnim rovom).

Za analizi v slabših hribinskih pogojih pa sta bila modelirana dva nova modela s podpiranjem raziskovalnega rova po sliki 2.5.2 s talnim obokom. Oblika lupine dvopasovnega predora ostaja enaka prejšnjim modelom, le debelina se poveča na 30 cm. Raster sider prečno na predor prav tako ostaja enak, medtem ko se vzdolžno zaradi izkopnega koraka, ki znaša 1 m, zgostijo na ta raster.

Potek gradnje je podoben prejšnjim 3D analizam, le da je vsled slabših hribinskih pogojev izkopni korak zmanjšan na 1 m. Definicijo računskih korakov modela z raziskovalnim rovom prikazuje slika 6.3.1.

Računski potek se prične z izkopom raziskovalnega rova brez delitve na kaloto in talni obok, kateremu ob izkopu naslednjega koraka sledi vgradnja svežega brizganega betona in kontaktnih elementov v prejšnjem koraku. Koraki se ponavljajo, pri čemer se po štirih korakih vgrajenega brizganega betona spremenijo njegove karakteristike iz svežega v staran.

Ob končanem raziskovalnem rovu se v računskem koraku 31 prične izkop in podpiranje kalote dvopasovnega predora ter po dokončanju le te, še stopnica in talni obok na medsebojni razdalji štirih metrov.

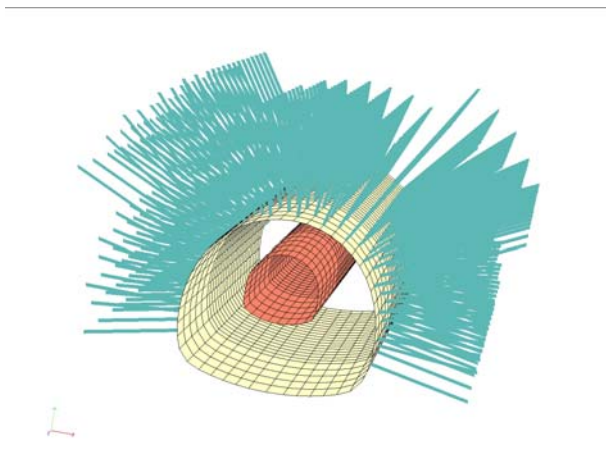
Definicija računskih korakov																			
Mesto izkopa in podpiranja	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	-	29	30
Dolžina izkopa in podpiranja	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	-	1	1
[Stacionaža]	2	4	6	8	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	-	34	35
Raziskovalni rov	TH (+ Inv)																		
Dvopasovni predor	TH																		
	B																		
	Inv																		
Korak	Čas																		
1	0,5	TH 1																	
2	1	TH 2 + SC-f 1 + INT 1																	
3	1,5	TH 3 + SC-f 2 + INT 2																	
4	2	TH 4 + SC-f 3 + INT 3																	
5	2,5	TH 5 + SC-f 4 + INT 4																	
6	3	TH 6 + SC-f 5 + INT 5 + SC-h 1																	
I	I	I																	
30	15	TH 30 + SC-f 29 + INT 30 + SC-h 25																	
I	I	I																	
31	15,5	TH 1 - SC-h 1 - INT 1 + SC-h 26																	
32	16	TH 2 + SC-f 1 + INT 1 - SC-h 2 - INT 2 + SC-h 27																	
33	16,5	TH 3 + SC-f 2 + INT 2 + A 1 - SC-h 3 - INT 3 + SC-h 28																	
34	17	TH 4 + SC-f 3 + INT 3 + SC-h 1 + A 2 - SC-h 4 - INT 4 + SC-h 29																	
35	17,5	TH 5 + SC-f 4 + INT 4 + SC-h 2 + A 3 - SC-h 5 - INT 5 + SC-h 30																	
36	18	TH 6 + SC-f 5 + INT 5 + SC-h 3 + A 4 - SC-h 6 - INT 6																	
I	I	I																	
61	30,5	B 1																	
62	31	B 2 + SC-f 1 + INT 1																	
63	31,5	B 3 + SC-f 2 + INT 2 + A 1																	
64	32	B 4 + SC-f 3 + INT 3 + SC-h 1 + A 2																	
65	32,5	B 5 + SC-f 4 + INT 4 + SC-h 2 + A 3																	
66	33	B 6,7 + SC-f 5 + INT 5 + SC-h 3 + A 4																	
67	33,5	B 8,9 + SC-f 6,7 + INT 6,7 + SC-h 4 + A 5																	
68	34	B 10,11 + SC-f 8,9 + INT 8,9 + SC-h 5 + A 6,7																	
69	34,5	B 12,13 + SC-f 10,11 + INT 10,11 + SC-h 6,7 + A 8,9																	
70	35	B 14,15 + SC-f 12,13 + INT 12,13 + SC-h 8,9 + A 10,11																	
I	I	I																	
76	38	B 26,27 + SC-f 24,25 + INT 24,25 + SC-h 20,21																	
77	38,5	SC-f 26,27 + INT 26,27 + SC-h 22,23																	
78	39	SC-h 24,25																	
79	39,5	SC-h 26,27																	
80	40	I																	
Konec analize																			

Legenda	TH	Kalota (izkop)	A	Sidro	f	Svež
	B	Stopnica (izkop)	INT	Kotaktni elementi	h	stاران
	Inv	Talni obok (izkop)	SC	Brizgani beton		

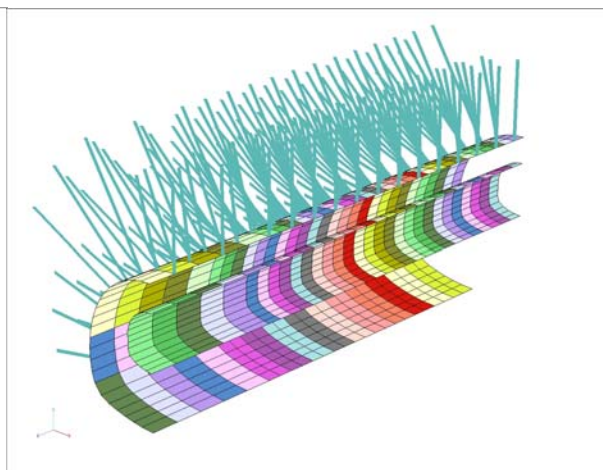
Slika 6.3.1: Definicija računskih korakov v modelu s hribinskimi karakteristikami RMT 3min.

Sekvenca del je zelo podobna dejanskemu izvajanju del, saj se v slabih hribinskih pogojih stopnica običajno ne izvaja več kot 30 m za čelom kalote oziroma je potrebno hitro zapiranje talnega oboka.

Na sliki 6.3.2 sta prikazani lupini modela z gostim rastrom hribinskih sider. Za pravilno faznost izkopa in vgradnje podporja je bilo pri modelu z raziskovalnim rovom uporabljenih 359 eksistenčnih funkcij. Slika 6.3.3 prikazuje le eksistenčne funkcije lupin.



Slika 6.3.2: Konstrukcijski elementi.

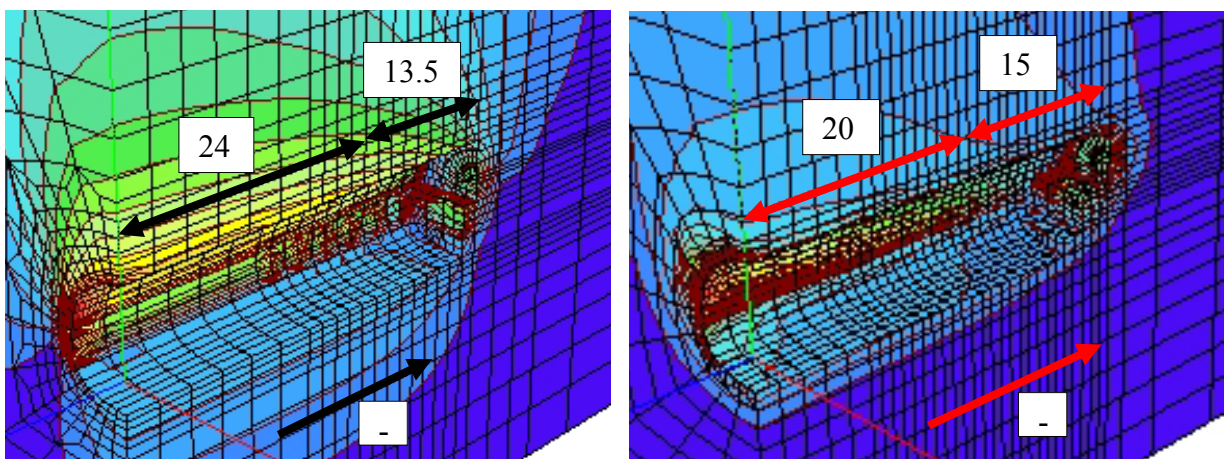


Slika 6.3.3: Prikaz eksistenčnih funkcij lupin.

6.3.2 Pomiki

Analizirani so pomiki dveh točk v treh smereh. In sicer vertikalni in vzdolžni pomik temenske točke in horizontalni pomik boka po sliki 5.2.5.

Levi grafi na slikah prikazujejo pomike modela s hribinskimi karakteristikami RMT 2max, medtem ko desni RMT 3min. Pomiki 2max so analizirani in primerjani na stacionaži 24, medtem ko 3min na stacionaži 20, kot prikazuje slika 6.3.4.



Slika 6.3.4: Prikaz stacionaž: Levo: stacionaža 24, modela 2max; desno: stacionaža 20 modela, 3min.

Ker je računski čas modelov brez raziskovalnega rova krajši, je bil začetek računa grafično prestavljen, tako da se analize končajo v istem časovnem koraku.

6.3.2.1 Vertikalni pomiki

S slike 6.3.5 se vidi različne poteke vertikalnih pomikov pri različnih hribinskih pogojih.

V boljših hribinskih pogojih je končni pomik točke, ki se nahaja v temenu dvopasovnega predora, enak. Pri izvedbi rova, znašajo deformacije približno 5 mm, kar znaša približno 20% končnega pomika dvopasovnega predora. V primeru, ko se rov ne izvaja, opazimo precej večjo preddeformacijo, kjer sta ob izkopu na obravnavani stacionaži pomika že skoraj enake velikosti ter se ob izkopu preostalega dela kalote izenačita. Ob izkopu stopnice in kalote pa razlik v vertikalnem pomiku ni. Rumena črta ('dif') predstavlja razliko med pomikoma ob neupoštevanju pomika vsled raziskovalnega rova. Torej je skupen vertikalni pomik temena dvopasovnega predora v primeru gradnje rova približno 5 mm oziroma 25% manjši od primera, ko se rov ne izvaja.

Ob upoštevanju preddeformacije do koraka 10,5, pa se ta razlika zmanjša (krivulja 'dif-n'). Dobimo razliko nemerjene deformacije, ki znaša 2 mm. Preden se vgradi brizgani beton (predpostavljeno: z merskimi točkami in ničelno meritvijo) se razlika še nekoliko zmanjša in znaša le 1,1 mm (linija 'dif-m'), kar predstavlja razliko v merjeni deformaciji. Ta razlika kasneje vpliva na notranje statične količine. Iz manjšega pomika gre pričakovati nekoliko manjše obremenitve v osni sili, moment pa je v veliki meri odvisen od prečnih deformacij.

V hribinah s slabšimi hribinskimi karakteristikami pa raziskovalni rov deluje kot togo jedro, kar se da zaključiti ob manjšem pomiku v modelu, kjer se rov izvaja. Kljub začetnemu pomiku približno 2,5 cm zaradi predhodnega izkopa rova, se pomika točke že v enaindvajsetem koraku, pri izkopu na stacionaži 17, tri metre pred obravnavano stacionažo, izenačita.

Krivulje razlik 'dif' ponovno predstavljajo razlike v vertikalnem pomiku. Ob upoštevanju preddeformacije se krivulje popolnoma prekrijejo, kar bi lahko pomenilo enake obremenitve na oblogo.

Pomik temena zaradi izkopa rova je v 3min približno petkrat večji od 2_{max} . Ob upoštevanju, da je izkop rova v 3min (talni obok) nekoliko večji od 2_{max} , pa je ta razlika nekoliko manjša. Pomik zaradi izkopa predora pa deset do dvanajstkrat večji, odvisno od primera.

Končni skupni vertikalni pomik temena predora v hribini RMT 2_{max} je 4,5 krat večji od pomika pri izkopu rova. V hribini RMT 3min pa ta faktor znaša devet. Jasno je, da velikost pomika ni linerano povezana s površino izkopa. Iz te analize pa se vidi tudi, da relativne razlike v velikosti izkopa za različne hribinske karakteristike niso linearno odvisne.

Na levem grafu na sliki 6.3.5 vidimo, da izkop na čelu raziskovalnega rova nima več vpliva na deformacije na obravnavani stacionaži. Tudi ob izkopu kalote dvopasovnega predora je ta vpliv minimalen. Deformacije pri izkopu kalote predora se umirijo na vrednosti nekaj manj kot 2 cm, kar pomeni, da bi pri tej hribinski trdnosti brez kakršnihkoli zadržkov še naprej izvajali kaloto. Pri visoki koheziji in strižnem kotu, je tudi dodaten vertikalni pomik zaradi izkopa stopnice in talnega oboka zelo majhen.

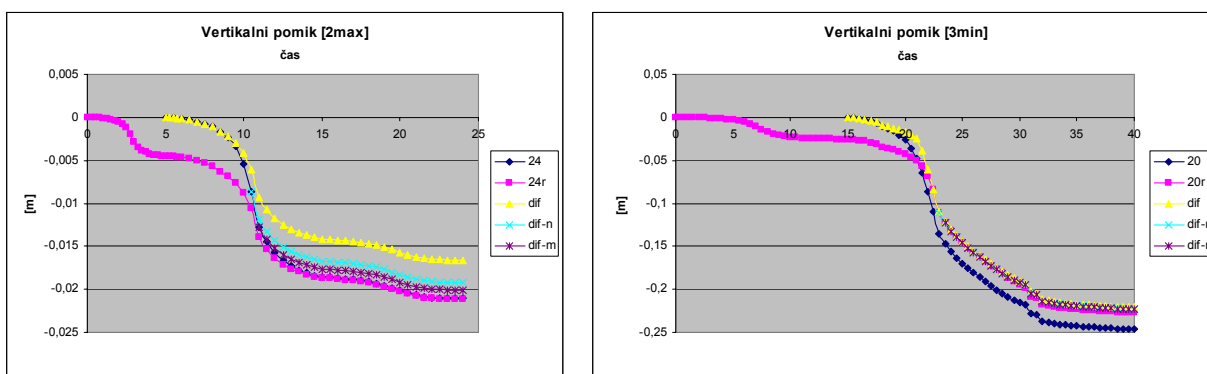
Povsem drugače prikazuje desni graf, kjer se trend deformacij ne umirja ampak deformacije rastejo z enako hitrostjo. Deformacije se sicer ob izkopu kalote in stopnice še precej povečajo, vendar se v trenutku vgradnje talnega oboka praktično popolnoma umirijo.

V točki 6.1.2 je bilo ugotovljeno, da znaša nemerjena deformacija v obravnavanih hribinskih pogojih približno 40% končnega merjenega pomika kalote. Na sliki 6.3.6 so prikazani skupni, dejanski in pa merjeni vertikalni pomiki za obravnavana niza karakteristik. Ob analogni analizi in enakih predpostavkah kot v točki 6.1.2, v teh pogojih dobimo precej drugačne rezultate. V boljših pogojih znaša nemerjena deformacija kar 70% končne deformacije kalote. Za 3min pa pravzaprav ta analiza ni pravilna, saj se deformacije kalote pred izvedbo talnega oboka sploh niso umirile in je rezultat predvsem odvisen od razdalje med čelom kalote in zaprtjem talnega oboka. V tem nerelevantnem primeru ta deformacija znaša le 15% 'končne' deformacije kalote.

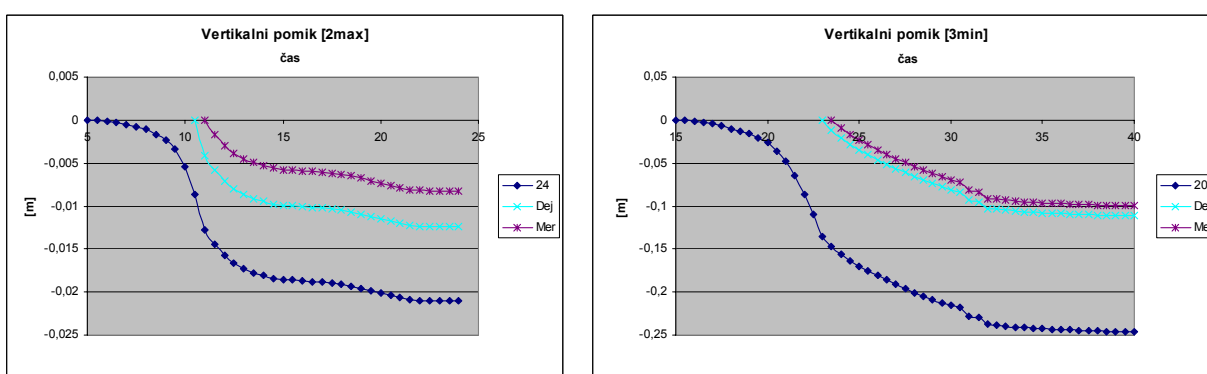
Iz tega sledi, da predikcija nemerjene deformacije res znaša okoli 50% deformacije kalote, je pa zelo odvisna od hribinske trdnosti, kjer je v boljših hribinah večja in v slabših manjša. Ni pa je mogoče določiti v zelo slabih hribinskih pogojih.

Ob upoštevanju dobljenih rezultatov je možno iz konvergenčnih merjenj približno določiti dejanski pomik predora ter v 2D analizah lažje in natančneje določiti obtežno funkcijo izkopa kalote.

Iz predstavljenih analiz je razvidno, da je velikostni red pomikov v fazi preddeformacije približno enak končni merjeni deformaciji in da je preddeformacija relativno višja v boljših hribinskih pogojih.



Slika 6.3.5: Primerjave vertikalnih pomikov. Oznaka 'r' pomeni model z raziskovalnim rovom.



Slika 6.3.6: Prikaz vertikalnih pomikov temena: dejanskih ('Dej') in merjenih ('Mer') za oba niza hribinskih karakteristik.

6.3.2.2 Horizontalni pomiki

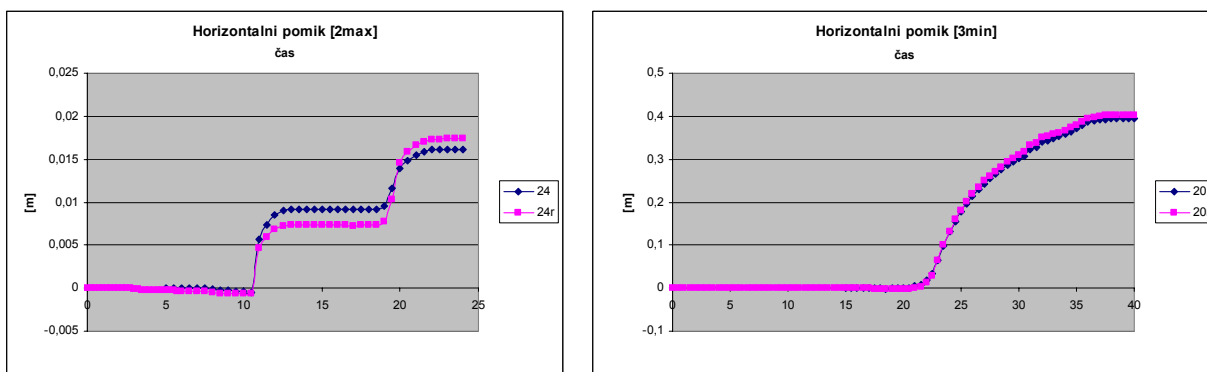
Tudi v horizontalnih pomikih ni bistvenih razlik med modelom z raziskovalnim rovom in modelom brez njega (slika 6.3.7). Oznaka 'r' pomeni pomike modela z rovom.

S slike 6.3.8, kjer so prikazani horizontalni pomiki v začetnih korakih v večjem merilu, vidimo, da je horizontalni pomik zaradi izkopa raziskovalnega rova v boljši hribini usmerjen navzven, ter da se točka ob napredovanju izkopa rova ne pomakne proti izkopu. Potrebno je poudariti, da to ni pomik boka rova ampak točka, ki se nahaja v boku kasnejšega dvopasovnega predora (bok rova se najverjetnje horizontalno pomakne na stran izkopa).

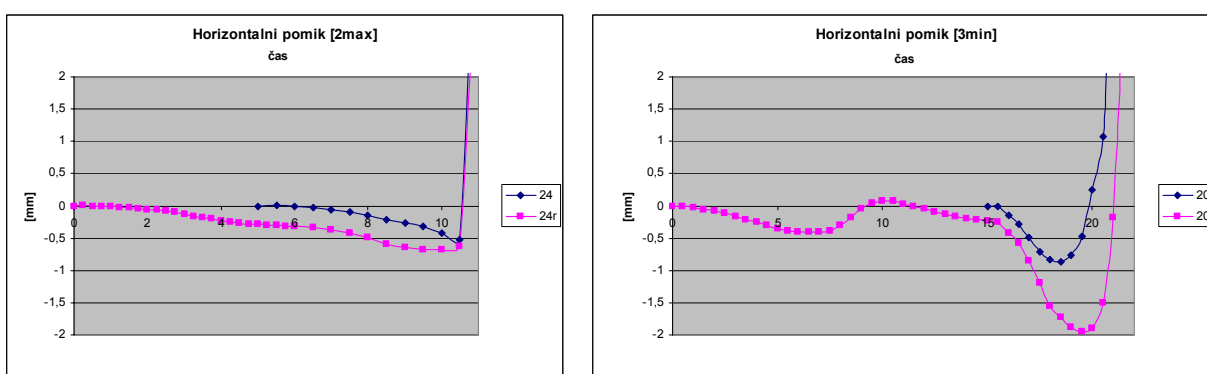
Razlog za tako obnašanje bi lahko bil, da se na tem območju (levo od te točke) tvori stranski steber povečanih vertikalnih napetosti. V hribini s slabšo nosilnostjo je trend pomika ob približevanju čela rova enak, potem pa se ob izkopu točka premakne nazaj.

Pri primerjavi pomikov ob izkopu predora nastaja večja razlika, tako velikostno, kot tudi smerno. Medtem ko je v boljši hribini ob izkopu na obravnavani stacionaži pomik obeh modelov enak, prihaja do večjih razlik v slabši hribini. Zaprta lupina raziskovanega rova zagotavlja večjo horizontalno togost, kot v primeru če rova ni. Zato se 12 m pred izkopom kalote predora (izkop na stacionaži 12) že zazna horizontalne pomike v predor, medtem ko se ob vgrajenem rovu to zgodi tri metre kasneje.

Nadaljnji pomik v slabših hribinskih pogojih pa se ne razlikuje oziroma raziskovalni rov nima praktično nobenega vpliva nanj. Do manjših sprememb prihaja v kategoriji 2_{max} , kjer je pri izkopu kalote pomik modela z rovom nekoliko manjši. Ob izkopu stopnice in talnega oboka pa očitno rov brez zaprtega talnega oboka nima dovolj velike horizontalne togosti pred čelom kalote predora, da bi še naprej zagotavljal manjši pomik. Tako je končni horizontalni pomik boka predora, kjer je prej izveden raziskovalni rov, za 7% večji. Ob upoštevanju rezultatov iz točke 6.1.2, da v horizontalni smeri ni preddeformacije in da je nemerjena deformacija manjša kot v vertikalni smeri, gre nadalje, zaradi te večje deformacije, pričakovati nekoliko večje upogibne momente v oblogi.



Slika 6.3.7: Primerjava horizontalnih pomikov v hribinskem tipu RMT 2max in RMT 3min za primer gradnje rova pred izvedbo predora in za primer ko se rov ne izvede.



Slika 6.3.8: Horizontalni pomiki v začetnem delu izkopa.

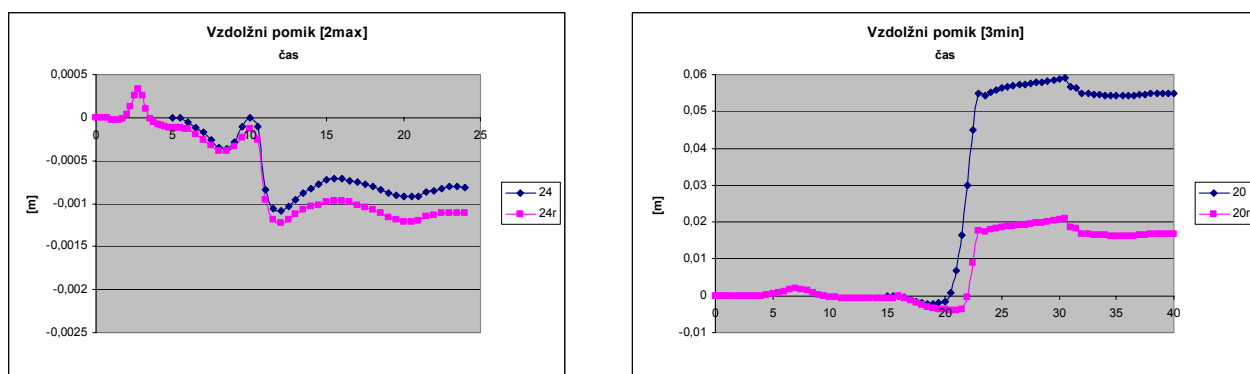
6.3.2.3 Vzdolžni pomiki

Vzdolžni pomiki so po pričakovanju večji v slabših hribinah, kjer šibka hribina ne zagotavlja velike nosilnosti pred čelom izkopa. S tem je povezana tudi velika preddeformacija. Račun pa pokaže, da je trend pomikov v tako različnih hribininah povsem drugačen. Slika 6.3.9 prikazuje vzdolžne pomike vseh štirih modelov.

V boljši hribini (levi graf) se ob pričetku izkopa raziskovalnega rova točka v temenu dvopasovnega predora najprej malenkostno pomika v smeri izkopa. Ko pa se izkop bliža stacionaži 24, se pomik odvija proti izkopu. V trenutku ko je izkop na obravnavani stacionaži, trend pomika spremeni smer ter se točka ponovno pomika v smeri izkopa. Ti pomiki so zaradi

dobre hribine in majhnosti izkopa zelo majhni. Enako, le z večjo magnitudo se ponovi pri večjem izkopu, kjer opazimo velik relativni pomik v smeri naraščanja stacionaže. Ponovno ob izkopu na stacionaži 24 pomik hipno spremeni smer. Relativni pomik pa je velik. Ta pojav bi lahko pripisali tvorbi nosilnega stebra pred čelom izkopa, kjer je smer glavnih napetosti v smeri izkopa s tem pa tudi deformacije.

Ob nadaljevanju pomik ponovno spremeni smer proti smeri stacionaže, vendar v manjšem iznosu. Še tretjič se trend ponovi ob izkopu stopnice in talnega oboka. Ob primerjavi modela z rovom vidimo, da je pomik predora kjer je prej zgrajen rov še nekoliko večji. Verjetno zaradi večje vertikalne togosti pred čelom izkopa, ki jo omogoča dovolj toga obloga rova. Zaključili bi lahko, da je končni vzdolžni pomik temena v dobrih hribinah v smeri stacionaže. Ta trend je bil zaznan tudi v konvegenčnih meritvah, ki jih prikazuje slika 6.3.10.



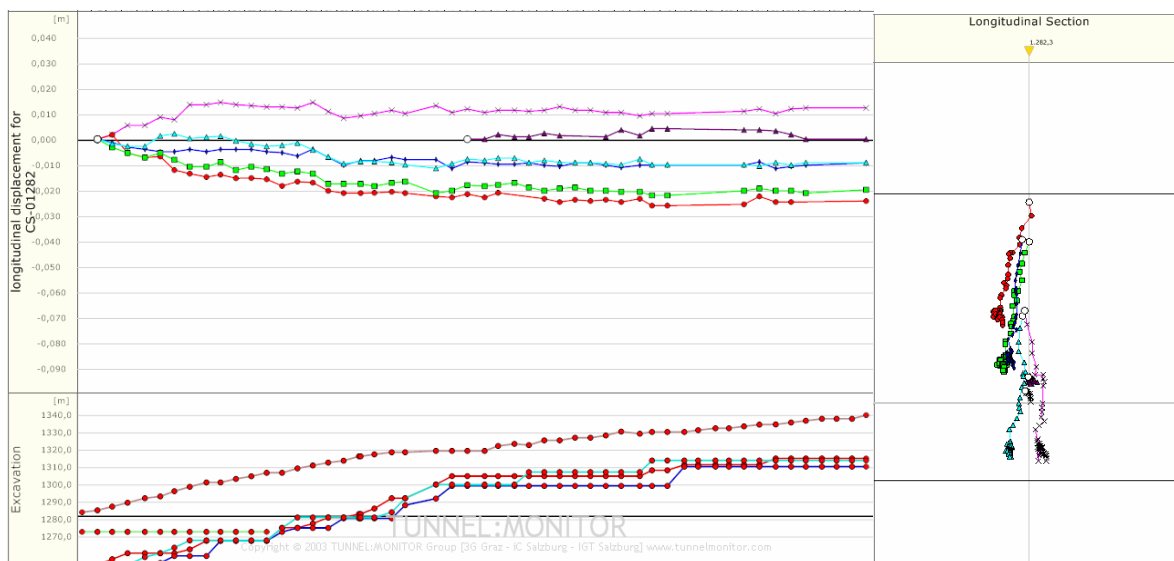
Slika 6.3.9: Vzdolžni pomik temenske točke dvopasovnega predora. Negativni pomik pomeni pomik v smeri napredovanja izkopa.

Pri analizi vzdolžnih pomikov v slabši hribini pa vidimo velike vzdolžne premike. Tokrat proti smeri izkopa. Ko je izkop še dlje od obravnavane stacionaže, se opazi blag vpliv, kjer se točka pomika s smerjo izkopa. Ob približevanju izkopa pa se smer spremeni ter deformacije hitro narastejo. Ob izkopu na stacionaži 20 deformacija že doseže končno vrednost deformacije, ki znaša 5,5 cm. Ob nadaljnjem izkopu kalote se deformacije povečajo še za 0,5 cm in se ob zaprtju talnega oboka tudi približno toliko zmanjšajo.

Podobno kot pri horizontalnih pomikih, opazimo v primeru vgrajenega raziskovalnega rova kasnejšo spremembo v smeri deformacij, kar omogoča toga lupina rova. Rov s svojo togostjo opravlja funkcijo podpornega jedra oziroma kot neko močno sidro, ki utrjuje hribino pred in

na čelu. Zato tu opazimo še največji računski vpliv raziskovalnega rova, saj so vzdolžne deformacije skoraj za 300% manjše.

Seveda pa ta pomik (2 cm) v temenu predora pomeni tudi precejšen vzdolžen pomik obloge rova. Ob takih pomikih je jasno, da se v oblogi raziskovalnega rova pojavijo prečne razpoke, kar prikazuje slika 6.3.11.



Slika 6.3.10: Merjeni vzdolžni pomiki.

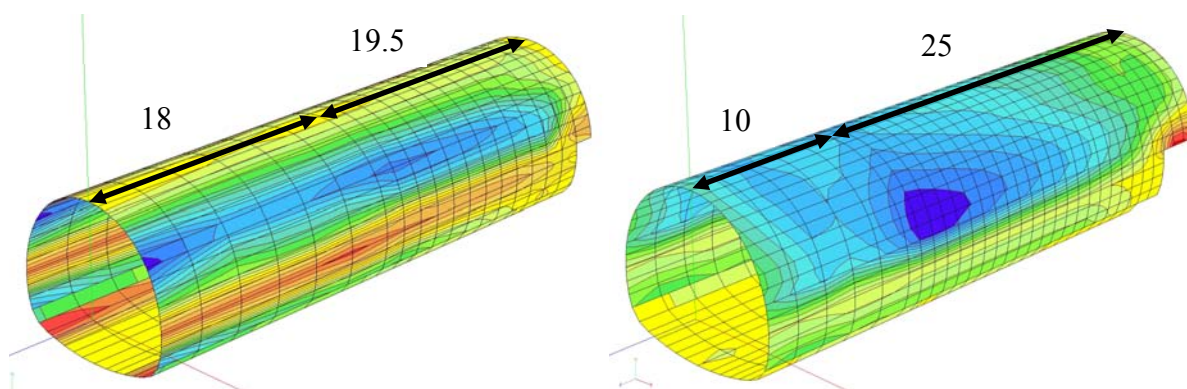


Slika 6.3.11: Prečne razpoke na mestu lokov v oblogi raziskovalnega rova.

6.3.3 Notranje statične količine

Kot v določenih 2D modelih v prejšnjih točkah so tudi tu izdelane ovojnice osnih sil in momentov. Ker so bili modeli izdelani tako, da je v začetnih izkopskih korakih in podpiranju dolžina koraka dvakratna dolžina realnega koraka, izpisi notranjih statičnih količin ne upoštevajo teh prvih elementov lupine.

Slika 6.3.12 prikazuje kateri elementi so upoštevani v analizi, kjer se v nizu hribinskih karakteristik RMT 2max upoštevajo elementi od stacionaže 18 naprej in od stacionaže 10 naprej v nizu hribinskih karakteristik RMT 3min.



Slika 6.3.12: Prikaz analiziranih elementov.

Levo: analizirani elementi v modelih RMT 2max. Desno: analizirani elementi v modelih RMT 3min.

Vpliv raziskovalnega rova na notranje statične količine v oblogi dvopasovnega predora je opazen v boljši hribini, medtem ko je vpliv v slabši hribini praktično nič.

Ovojnice osnih sil in momentov prikazujeta sliki 6.3.13 in 6.3.14. Leva grafa sta rezultat modelov z nizom hribinskih karakteristik RMT 2max, desna pa RMT 3min. Roza krivulje (z oznako 'r') predstavljajo rezultate modelov v katerem se najprej izvede raziskovalni rov.

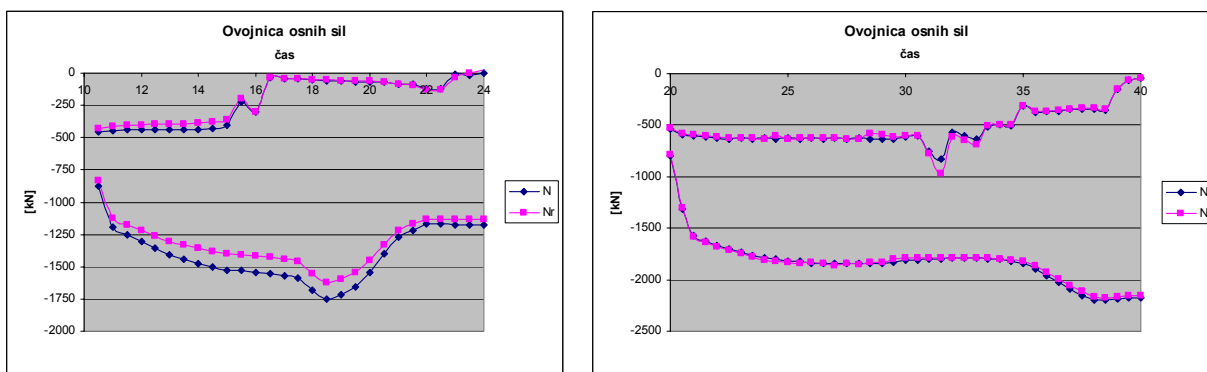
Že iz vertikalnih pomikov je bilo sklepati, da je v boljših hribinskih pogojih osna sila v oblogi predora manjša, ko se gradi rov. Iz grafa je razvidna maksimalna osna obremenitev, ki ni ob

dokončanju predora, temveč ko je izkop oddaljen približno 1D in je ob izvedbi rova približno 8% manjša. Osnova sila ves čas podpiranja kalote raste ter je največja ob zapiranju talnega oboka ter kasneje pade. Raziskovalni rov utrjuje hribino in prevzema del obtežbe na čelu. Odtod manjše osne sile. Ob dokončanju dvopasovnega predora pa bistvene razlike v osni sili med modeloma ni. Podobno se zgodi pri momentu. Največji je ob odprtju talnega oboka, ko se povečajo predvsem horizontalne deformacije v boku. Ob večji horizontalni togosti rova bi tudi moment bil manjši, vendar temu ni tako in sta momenta približno enaka. Za razliko od osne sile se razlika pojavi v zadnjih korakih, kjer je moment pri modelu z rovom manjši. Iz večjega horizontalnega pomika je bilo pričakovati tudi večji moment, očitno pa temu ni povsem tako. Gledano dolgotrajno nosilnost je manjši končni moment ugoden, vendar pa najverjetneje rezultat v zadnjih korakih ni povsem realen, saj se v boljših pogojih stopnica in talni obok nikoli ne približata tako močno.

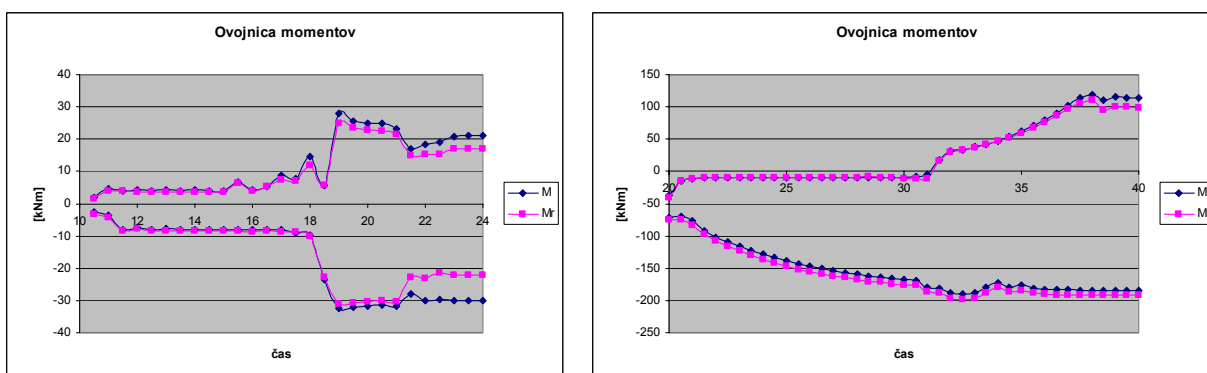
Grafa osnih sil in momentov v slabših hribinskih pogojih kažeta na ničen vpliv raziskovalnega rova. Rezultat gre pričakovati tudi iz analize pomikov, kjer je v točki 6.3.2.1 prikazana linija merjenih deformacij, ki se ne razlikuje od ostalih. Dodatno je tudi horizontalni pomik boka enak v obeh primerih.

Spremembe v osni sili skozi gradnjo niso tako velike kot v boljših pogojih. Praktično rastejo oziroma delno stegnirajo ter so največje na koncu, ko se čeli stopnice in talnega oboka zelo približata čelu kalote. Lupina v tem trenutku prevzame največjo obremenitev in s tem se deformacije umirijo. Tudi moment skozi gradnjo ves čas raste. Večanje negativnega momenta (zunanja stran) se ob zaprtju talnega oboka ustavi. Zaradi večanja obtežbe pa se pojavi precej večji pozitivni (notranja stran). Iz horizontalnih pomikov tudi sledi, da je moment pri predoru z rovom 5% večji od momenta pri predoru brez rova.

Ob primerjavi obremenitev v različnih hribinskih pogojih opazimo ne tako veliko razliko v osnih silah. V slabši hribini je osna sila večja le za približno 25%. Mnogo večja je razlika v momentu, kjer je moment v slabši hribini kar šestkrat večji. Razlika pa ob uporabi gostejšega rastra sider in globljega talnega oboka (slika 2.5.4), le ne bi bila tako velika.



Slika 6.3.13: Ovojnice osnih sil.



Slika 6.3.14: ovojnice upogibnih momentov

6.3.4 Napetosti

Analize napetosti so izvedene v prečnem prerezu na določeni stacionaži. Primerjane so vertikalne napetosti v okolni hribini za primer, ko se pred izkopom dvopasovnega predora izvede najprej raziskovalni rov ter primer, ko se predor izvede brez rova.

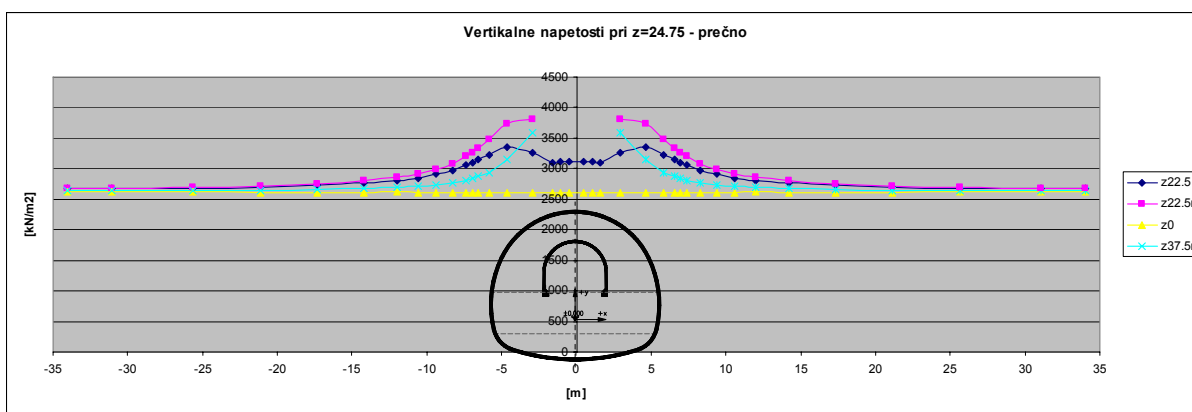
Analize so deljene na boljši (RMT 2max) in slabši (RMT 3min) niz hribinskih karakteristik.

6.3.4.1 Hribinski tip RMT 2max

Analiza vertikalnih napetosti je izvedena na stacionaži 24,75. Prikazano je povečanje napetosti v večih korakih.

Slika 6.3.15 prikazuje začetne vertikalne napetosti, ki so posledica lastne teže hribine. Svetlo modra krivulja (z37.5r) prikazuje napetosti, ko je stacionaža izkopa rova na 37,5 oziroma ob dokončanju raziskovalnega rova. Vzdolžno v sredini elementa ni možen izpis rezultata povsem pri lupini rova, zato ni možno z gotovostjo trditi, da napetosti proti rovu padejo, kot se je to zgodilo v analizi v točki 6.2.4.1. Jasno pa je, da se nosilni steber formira precej bližje izkopu. Najverjetneje pa napetosti proti rovu hipno in močno padejo.

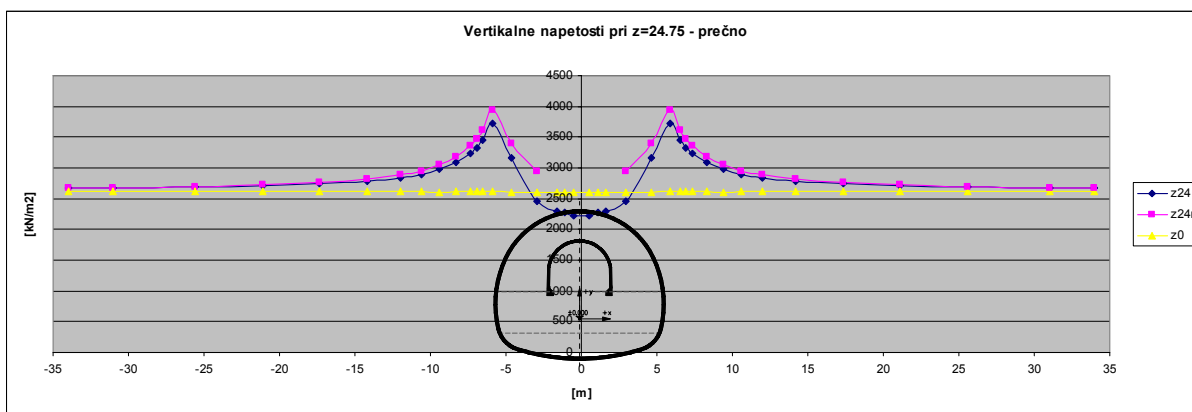
Primerjavo med modeloma prikazujeta modra (z22.5) in roza (z22.5r) krivulja, kjer 'r' ponovno označuje model z rovom. Prirastek napetosti, ko je izkop na stacionaži 22,5, je večji v modelu z rovom. Hribina prenaša večji del obtežbe, saj relativno slabo nosilna obloga rova ni zmožna prenašati tako velike obtežbe. Pred čelom kalote predora se tvori nosilni steber, katerega pa rov ni zmožen prenašati in se večina napetosti prenaša na prednji bok izkopa.



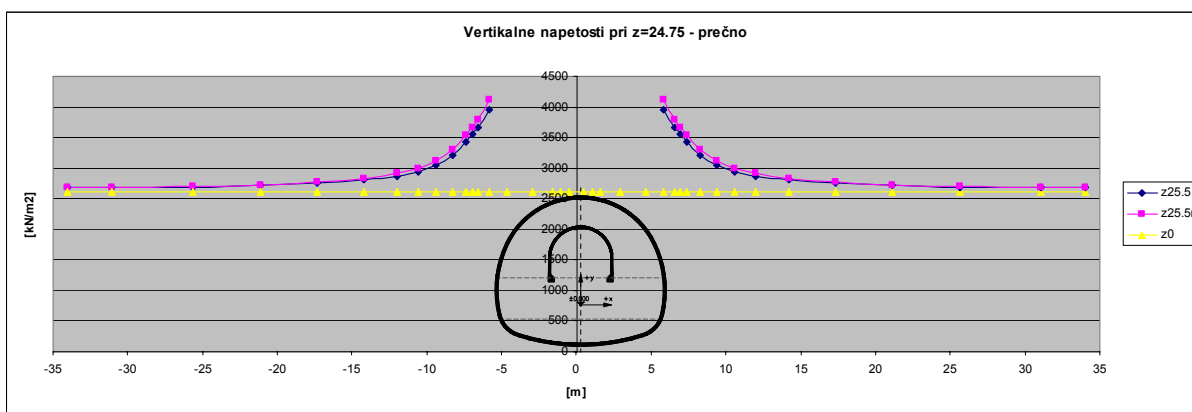
Slika 6.3.15: Vertikalne napetosti na stacionaži 24,75, ko je čelo izkopa na stacionaži 22,5.

Ob približevanju izkopa, ko je ta oddaljen 0,75 m (stacionaža 24), se napetosti v bokih predora povečajo, ob bokih rova pa padejo. Točka maksimalnih vertikalnih obremenitev se oddaljuje od izkopa, napetosti na čelu izkopa pa padajo. Rov le ponuja horizontalno togost, s tem pa zagotavlja tudi nekoliko višjo vertikalno nosilnost, kar prikazuje slika 6.3.16.

Stanje napetosti, ko izkop kalote predora za 0,75 m preide obravnavano stacionažo, prikazuje slika 6.3.17. Napetosti na robu izkopa še nekoliko narastejo ter se med seboj že zelo izenačijo.



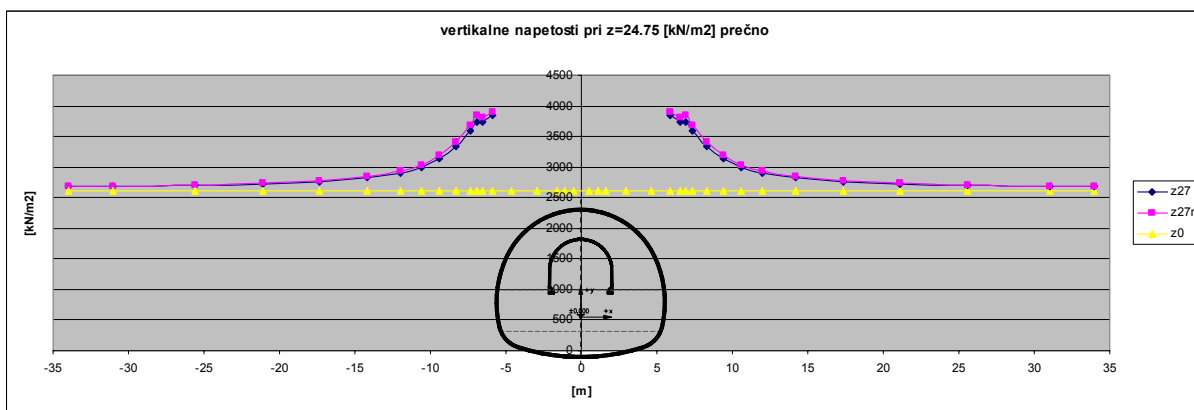
Slika 6.3.16: Vertikalne napetosti na stacionaži 24,75, ko je čelo izkopa na stacionaži 24.



Slika 6.3.17: Vertikalne napetosti na stacionaži 24,75, ko je čelo izkopa na stacionaži 25,5.

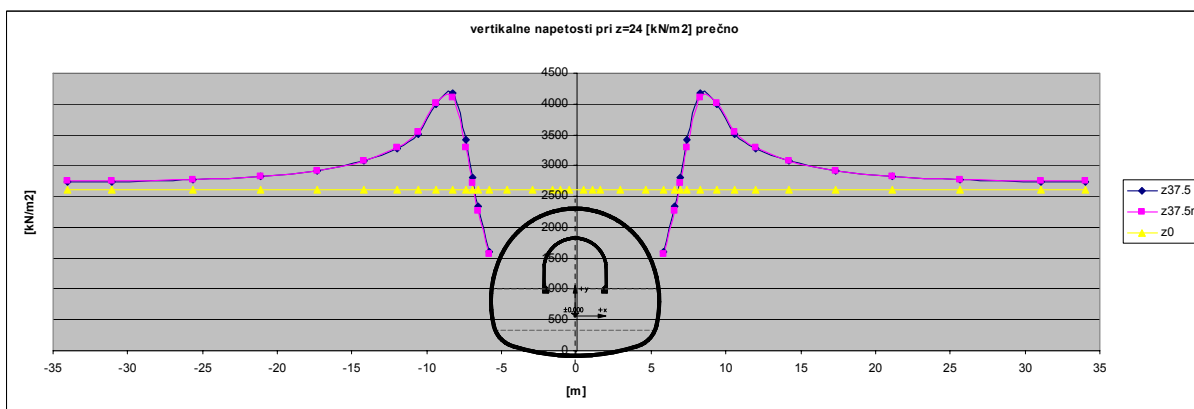
Pri oddaljevanju izkopa kalote predora napetosti nekoliko padejo (slika 6.3.18). Iz prejšnjih točk o obremenitvi, ki je največja 1D za izkopom, bi sledilo, da napetosti ob nadaljevanju izkopa ponovno narastejo.

Končno stanje vertikalnih napetosti, ko se izvede še stopnica in talni obok, prikazuje slika 6.3.19. Napetosti so od obravnavanih časov najvišje. Glede na to, da je obravnavana stacionaža približno za 1,5D oddaljena od čela predora, pa so najverjetneje te napetosti že nekoliko nižje od maksimalnih. Najvišje napetosti, približno 4100 kPa so relativno blizu obloge dvopasovnega predora, le 0,25D.



Slika 6.3.18: Vertikalne napetosti na stacionaži 24,75, ko je čelo izkopa na stacionaži 27.

Ves čas izkopa kalote predora so bile napetosti, kjer se izvaja rov, višje. Pri drugem delu izkopa predora pa so napetosti modela brez rova malenkostno višje. Opazen je tudi popolnoma enak trend in oddaljenost maksimalnih vertikalnih napetosti.

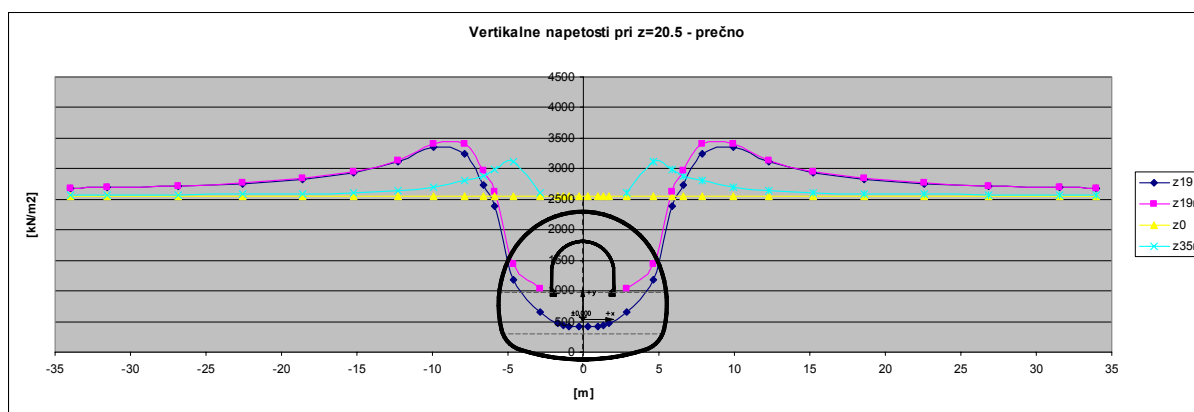


Slika 6.3.19: Vertikalne napetosti na stacionaži 24,75 – končno stanje.

6.3.4.2 Hribinski tip RMT 3min

Prikaz in analiza vertikalnih napetosti v slabši hribini je izvedena na stacionaži 20,5. Kot v prejšnji točki so tudi tu prikazani rezultati v večih korakih.

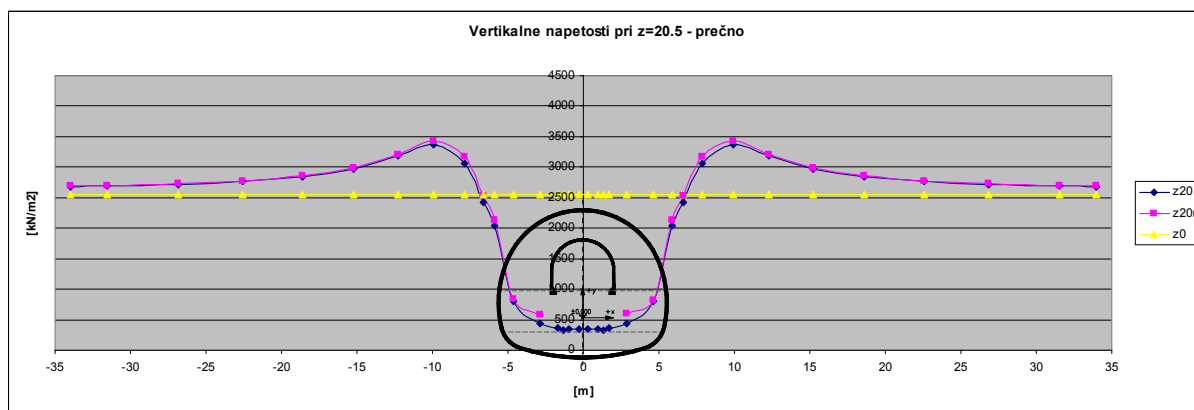
Na sliki 6.3.20 vidimo napetosti pri izvedbi raziskovalnega rova in napetosti, ko je izkop kalote 1,5 m pred prerezom, na stacionaži 19. Začetne napetosti so zaradi nekoliko lažje hribine nižje. Po izvedbi rova ni opazno tako veliko povečanje napetosti, kjer so maksimalne napetosti oddaljene za približno $0,75D_r$. Ob približevanju izkopa se ekstrem napetosti močno pomika izven izkopa, medtem ko na čelu zaradi šibke hribine močno pade. Raziskovalni rov z zaprtim talnim obokom nudi odpor, kjer so lahko napetosti nekoliko višje.



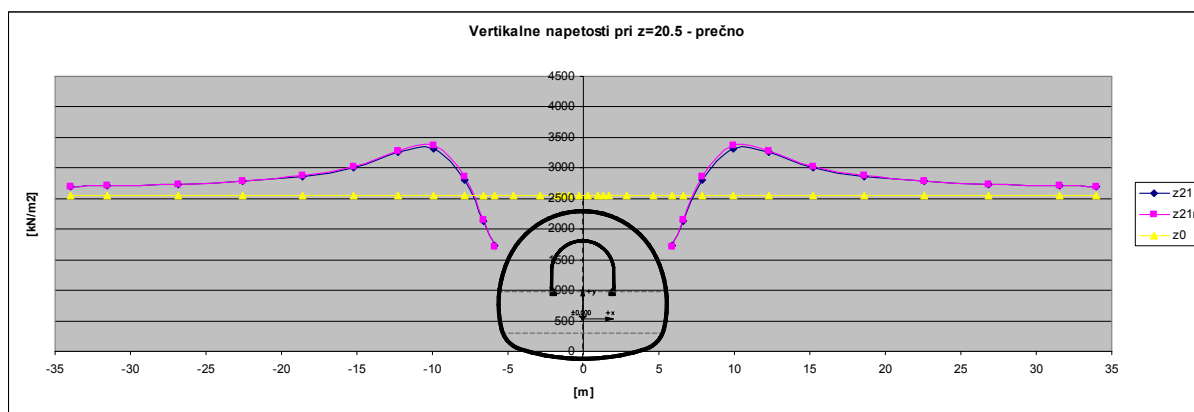
Slika 6.3.20: Vertikalne napetosti na stacionaži 20,5, ko je izkop na stacionaži 19.

Ko pa se izkop kalote predora približuje, se napetosti izenačujejo, kar prikazuje slika 6.3.21. Težišče območja maksimalnih vertikalnih napetosti se še nekoliko pomakne izven izkopa. Rov pa v tem času nima več sposobnosti utrepanja hribine, saj so napetosti v boku rova skoraj enake, kot če rova ne bi bilo.

Slika 6.3.22 prikazuje napetosti, ko se izkop kalote predora že oddaljuje od obravnavanega območja in se nahaja na stacionaži 21. Razlike so minimalne, saj se maksimalne napetosti razlikujejo le še za 1%.



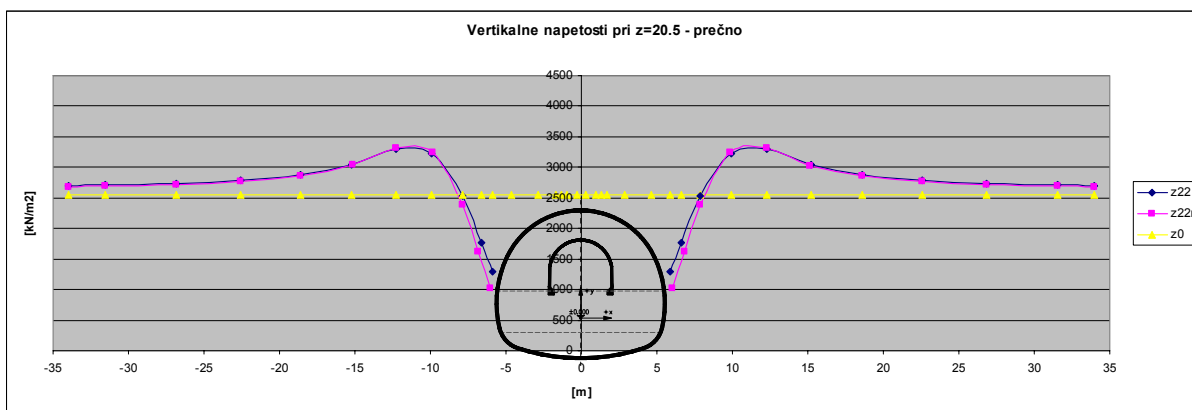
Slika 6.3.21: Vertikalne napetosti na stacionaži 20,5, ko je izkop na stacionaži 20.



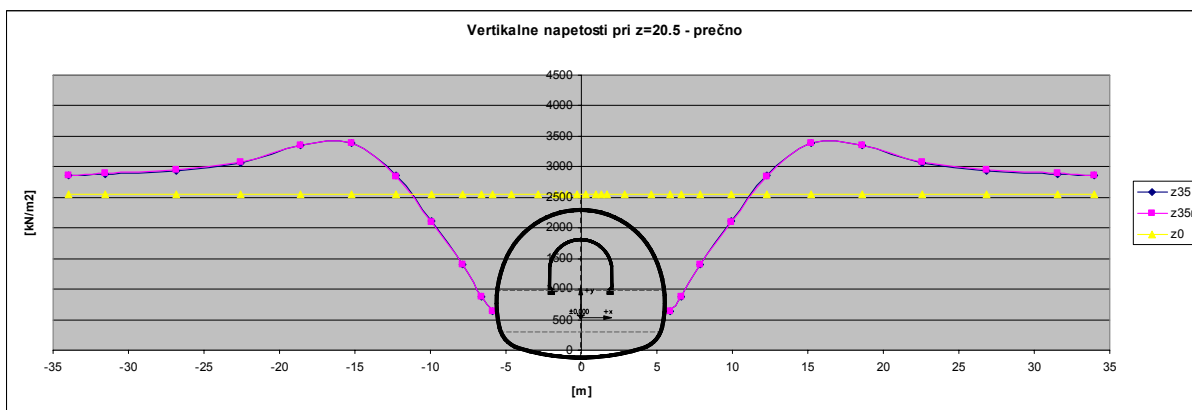
Slika 6.3.22: Vertikalne napetosti na stacionaži 20,5, ko je izkop na stacionaži 21.

Po naslednjem izkopnem koraku se pojavi manjša razlika v bokih dvopasovnega predora, kjer so napetosti pri modelu z rovom nekoliko nižje. Slika 6.3.23 prikazuje napetosti po izkopu na stacionaži 22.

Končno stanje napetosti prikazuje slika 6.3.24. S slike je razvidno popolnoma enako vertikalno napetostno stanje. Torej v končnem stanju v okolni hribini z uporabljenimi predpostavkami ne prihaja do nikakršnih razlik v napetostih. Območje največjih vertikalnih napetosti pa se v tako slabih hribinah nahaja približno $1D$ od roba izkopa predora. Iz grafov je razvidno še, da napetost nikoli ne preseže 3500 kPa ter da je povečanje napetosti mnogo bolj razporejeno skozi prečni prerez, kjer je ob robnih pogojih še veliko povečanje.



Slika 6.3.23: Vertikalne napetosti na stacionaži 20,5, ko je izkop na stacionaži 22.



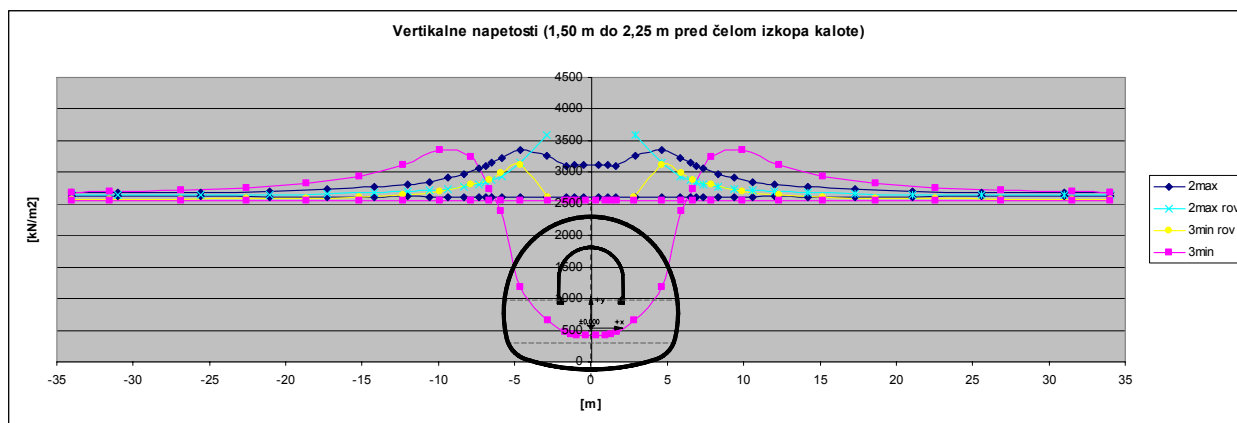
Slika 6.3.24: Končne vertikalne napetosti.

6.3.4.3 Primerjava med hribinskima tipoma

Primerjava vertikalnih napetosti v prečnem profilu med hribinskim tipom RMT 2max in RMT 3min je izvedena v dveh primerih. Primerjano je povečanje napetosti v bokih predora oziroma zmanjšanje napetosti pred čelom izkopa kalote (slika 6.3.25) in povečanje napetosti v bokih predora v končnem stanju (slika 6.3.26).

Na sliki 6.3.25 je dodatno prikazan še potek napetosti pri različnih hribinskih pogojih po izvedbi raziskovalnega rova, kjer vidimo precej drugačno prerazporeditev napetosti. V boljših hribinskih pogojih vertikalne napetosti proti oblogi brizganega betona močno narastejo,

medtem ko v slabših v oddaljenosti $0,75D_r$ od roba izkopa dosežejo maksimum in proti oblogi hitro padejo. Vzdolžno v sredini elementa ni možen izpis rezultata povsem pri lupini rova, zato ni možno z gotovostjo trditi, da v boljši hribini napetosti proti rovu padejo, kot se to zgodi v slabših hribinskih pogojih. Jasno pa je, da se nosilni steber formira precej bližje izkopu. Najverjetneje pa napetosti v hribini RMT 2max proti rovu hipno in močneje padejo. Kot pri izkopu rova, tudi pri izkopu kalote dvopasovnega predora prihaja do velikih razlik v vertikalnih napetostih v okolni hribini. Razultata za različna tipa hribine nista povsem primerljiva, saj prihaja do razlik med razdaljama med čelom izkopa in obravnavanim profilom zaradi različnih velikosti končnih elementov v vzdolžni smeri. V hribinskem tipu 2max razdalja med izkopnim čelom kalote in obravnavanim profilom znaša 2,25 m, medtem ko v hribinskem tipu 3min znaša 1,5 m, kar znaša 1,5 elementa v vzdolžni smeri. Z grafa vidimo, da v slabši hribini napetosti pred čelom izkopa močno padejo, skoraj na vrednost nič, medtem ko trdnejša hribina nudi dovoj veliko vertikalno nosilnost, tudi še 1,5 m pred čelom izkopa. Napetosti se prenašajo predvsem v boke pred čelo izkopa, medtem ko je v slabše nosilni hribini že v tej fazi maksimum izven prečnega prereza.

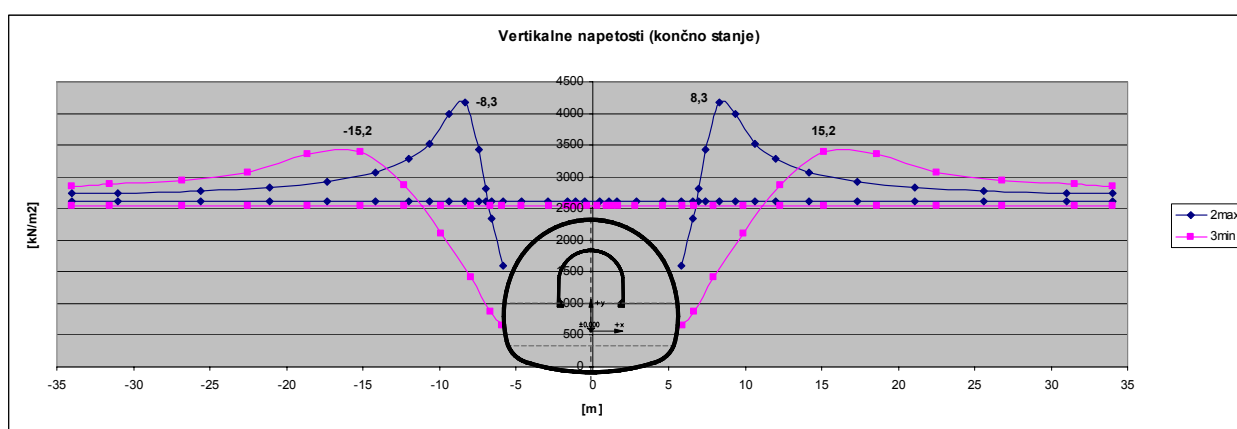


Slika 6.3.25: Primerjava vertikalnih napetosti med hribinskim tipom RMT 2max in RMT 3min pred čelom izkopa kalote.

Z grafa na sliki 6.3.26 vidimo zelo drugačno stanje vertikalnih napetosti v okolni hribini po zgrajenem dvopasovnem predoru. Najvišje napetosti v boljši hribini so le 8,3 m oddaljene od osi predora oziroma približno le 2,5 m od obloge, kar znaša približno $0,25D$. Opazimo zelo

koničast maksimum, dokaj visoke napetosti pri podprtem izkopu in majhne prirastke napetosti pri robnih pogojih.

V slabo nosilnih hribinah je maksimum zelo razpršen, kjer se najvišje vrednosti nahajajo približno 16 m od osi predora oziroma 1D od roba podprtega izkopa. Zaznamo še močno redukcijo ob lupini predora in večje prirastke napetosti pri robnih pogojih. Vidi se tudi, da hribina 2max zmora mnogo višje vertikalne napetosti kot hribina s hribinskimi karakteristikami 3min.



Slika 6.3.26: Primerjava vertikalnih napetosti med hribinskim tipom RMT 2max in RMT 3min – končno stanje.

6.3.5 Zaključek

Analize v dveh, tako zelo različnih hribinah, so se izkazale za ustrezne, saj je vpliv raziskovalnega rova odvisen tudi od nosilnosti hribine. Raziskovalni rov se je ob uporabljenih predpostavkah izkazal ugodno v boljši (RMT 2max) hribini, kjer so pomiki generalno malenkostno manjši s tem pa tudi nekoliko nižje obremenitve. Razlike pa so res minimalne. V slabši (RMT 3min) pa raziskovalni rov nima nikakršnega vpliva oziroma je le ta zanemarljivo majhen. Bistvena razlika se pojavi le v vzdolžnem pomiku, kjer togost rova pripomore k manjšim vzdolžnim pomikom temena dvopasovnega predora. Bržkone pa ob uporabi plastične definicije za lastnosti brizganega betona, temu ne bi bilo povsem tako. Zato smo lahko v raziskovalnem rovu našli tudi razpoke, ki so posledica teh vzdolžnih deformacij.

Napetosti so v primeru izvedbe rova skozi gradnjo predora višje, kot v primeru brez rova. Po dokončanju izkopa in podpiranja pa bistvenih razlik ni več.

Nadalje je bilo ugotovljeno precej drugačno obnašanje hribine pred čelom izkopa, kjer prihaja pri različnih hribinah do različnih preddeformacij. Distribucija vertikalnih napetosti je zelo odvisna od hribinske nosilnosti, kjer v boljši hribini prihaja do bolj koničastih maksimumov, medtem ko je v slabši hribini maksimum bolj razpršen.

Razlike v osnih silah med močno različno nosilnima hribinama niso velike, medtem ko se moment velikostno zelo razlikuje.

7 ZAKLJUČEK

Pri večjih in zahtevnejših projektih predorov se pojavlja vprašanje natančnosti geološko-geomehanskih podatkov, kjer pa lahko preliminarni raziskovalni rov zagotovi zelo natančne vhodne podatke za nadaljnjo izvedbo večjih podzemnih objektov. Še posebno pri predorih z velikim nadkritjem, kjer je poznavanje gologije nezadostno in je pravilna prognoza geologije možna le z izvedbo raziskovalnega rova.

Pri večjih projektih predorov kot so npr. železniški predori v zahtevnih geoloških pogojih, kjer je lahko nadkritje in dolžina predorov precej velika, je gradnja raziskovalnega rova pravzaprav nujna. V tem primeru je možno, da se raziskovalni rov izvede v prečnem prerezu naknadnega predora ali vzporedno z glavno cevjo ter služi kot zasilni izhod, prvo pomoč in servisna dela. V drugem primeru se stroški izvedbe še nekoliko povečajo, saj so potrebna dodatna končna dela, predvsem pa močnejše podpiranje zaradi vpliva izkopa glavnih cevi. V zelo spreminjajočih in slabih geoloških pogojih pa mora biti lokacija rova v prerezu predora, saj s tem omogoča najboljše poznavanje hribinskih razmer.

S tem pridobimo zelo natančne podatke o geologiji, hidrogeologiji in tektoniki pa tudi o obnašanju hribine, s čemer se optimizira in olajša projektiranje, gradnjo in časovni plan izvedbe z minimalnim tveganjem. Predvidi se lahko večino podpornih ukrepov, deformacijskih toleranc, odvodnjavanje in tveganje gradnje. S tem lahko dosežemo zelo natančno finančno oceno predora za naročnika. Prednost za izvajalca pa je, da lahko v vsakem koraku ve kaj pričakovati, se za to hitreje in lažje pripravi. Dodatna prednost je tudi v lažji in bolj točni interpretaciji konvergenčnih meritev.

Samoumevno je seveda, da se začetna cena predora poveča na račun gradnje raziskovalnega rova. V tej ceni pa ni le izkop in podpiranje rova. Za učinkovito in celotno poznavanje okoljne hribine izkopenega rova in naknadno predora je potrebno poleg standardnih meritev med predorogradnjo izvajati še program geološko-geomehanskih raziskav in-situ in v laboratoriju.

Kljub tej višji začetni ceni predora v fazi razpisa, pa se stroški, povezani z izdelavo raziskovalnega rova s pripadajočimi geotehničnimi preiskavami, meritvami in analizami povrnejo s tem, da je projekt izdelan na bistveno višjem nivoju, podpiranje optimalno, rok gradnje realno ocenjen, nepredvidenih zapletov mnogo manj. V konkretnem primeru predora Šentvid je raziskovalni rov omogočil gradnjo priključnih kavern bližje severnima portaloma kot je bilo predvideno na osnovi predhodnih geoloških raziskav in s tem skrajšal skupno dolžino predorskih cevi.

V tem diplomskem delu je vzet dejanski primer, kjer je lokacija raziskovalnega rova v prečnem prerezu dvopasovnega predora in s tem tudi vpliv verjetno največji.

Poleg same analize manjšega izkopa na večjega, je v diplomskem delu izvedenih tudi več 2D analiz za vplive mrež, konstitutivnih modelov, obtežnih funkcij in računske natančnosti, ki so lahko v pomoč lažjemu, hitrejšemu in bolj točnemu analiziranju. Hkrati pa je za en primer pokazano zelo dobro ujemanje rezultatov iz dvodimenzionalnega računa z rezultati tridimenzionalnega računa. S tem so zelo dobro potrjene pravilne predpostavke, katere so nujne v 2D modelih (npr. obtežna funkcija). Računi, vključno s povratnimi analizami, so pokazali dokaj realno stanje v smislu pomikov in notranjih statičnih količin, kjer so dodane tudi slike razpok v najbolj obremenjenih delih oblog raziskovalnega rova.

Iz izvedenih analiz lahko vidimo, da raziskovalni rov pri uporabljenih predpostavkah nima velikega vpliva na kasnejšo gradnjo dvopasovnega predora. V boljši hribini se sicer pojavljajo manjše ugodnosti, vendar je razlika premajhna za morda kasnejšo vgradnjo šibkejšega podporja dvopasovnega predora. V slabših hribinskih masah pa je vpliv raziskovalnega rova pri konkretno uporabljenih dimenzijah praktično nič.

Zavedati se je potrebno, da so računske metode vsebovale veliko predpostavk in da je izkop in vgradnja podporja optimalna, kar pa ni pogosto na gradbiščih. Primerjava računa z dejanskimi pomiki bi bila zaradi kompleksnosti hribine zelo težka, praktično nemogoča. Zaradi te zelo tektonizirane in nehomogene hribine tudi ni mogoča direktna primerjava dveh cevi, kjer bi v eni cevi bil raziskovalni rov in v drugi ne.

Raziskovalni rov deluje ugodno v smislu podpornega jedra, v šibkih hribinah, kjer je čelo izkopa nestabilno. Dodatno se zelo hitro in nedvoumno določi intenziteto in velikost vpliva izkopa na hribinsko maso pred čelom izkopa. Raziskovalni rov predhodno zdrenira hribino, kar je lahko ugodno, lahko pa ima v materialih, ki v vodi hitro razpadajo, ta drenaža tudi negativen vpliv.

Z namenom izboljšati razmere ob izkopu dvopasovnega predora, je potrebno oblogo raziskovalnega rova dimenzionirati ne samo na obremenitve zaradi tega, manjšega izkopa, temveč na obremenitve, ki se pojavijo ob večjem izkopu. V srednjih in slabo nosilnih hribinah je predvsem potrebna izvedba talnega oboka iz brizganega betona.

Računska analiza tega diplomskega dela je lahko le del bolj obširne analize, ki bi vsebovala še izkušnje iz terena, finančno in časovno analizo ter še kaj. Za bolj detajlno analizo in oceno vpliva bi bilo poleg različnih materialnih karakteristik potrebno modelirati še različna nadkritja, varirati površine izkopov ter po možnosti upoštevati še prisotnost vode. V primeru, da imamo opravka s hribino, kateri se ob plastifikaciji geološko-geomehanski parametri znižajo, bi bilo potrebno uporabiti druge modele, ki zajamejo ta vpliv. Ob prvem, manjšem izkopu se v tem območju tvorijo plastična območja. Ob uporabi omenjenih modelov bi bila ta plastična območja zagotovo večja, s tem pa verjetno tudi večji vpliv manjšega izkopa na večjega.

8 VIRI

[1] Johann Brandl, 1995: Richtstollen – Auswirkungen auf den Haupttunnelvortrieb. Dissertation, Montanuniversitat Leoben, Institut für Geomechanik, Tunnelbau und Konstruktiven Tiefbau.

[2] Max John, Bruno Mattle und Thomas Zoidl, 2002: Berücksichtigung des Materialverhaltens des jungen Spritzbetons bei Standsicherheitsuntersuchungen für Verkehrstunnel. Tunnelbau 149-187.

[3] AFTES, 2000: Recommendations for the design of sprayed concrete for underground support.
http://www.aftes.asso.fr/GT_recommandations/fichiers-pdf/beton_projete.pdf (10.01.2006).

[4] Boštjan Pulko, 2000: Vpliv gruščnatih slopov na izboljšanje mehanskih lastnosti malo nosilnih temeljnih tal. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

[5] Evert Hoek, Carlos Carranza-torres, Brent Corkum, 2002: Hoek-Brown failure criterion.
http://www.roscience.com/library/pdf/RL_1.pdf (10.01.2006).

[6] Jessica Krastanov: Einsatz von Kontaktelementen bei numerischen Berechnungen für den Tunnelausbau. Felsbau 21 (2003) Nr. 3.

[7] Rocscience Inc., 2002: RocLab, Rock mass strength analysis using the Hoek-Brown failure criterion.

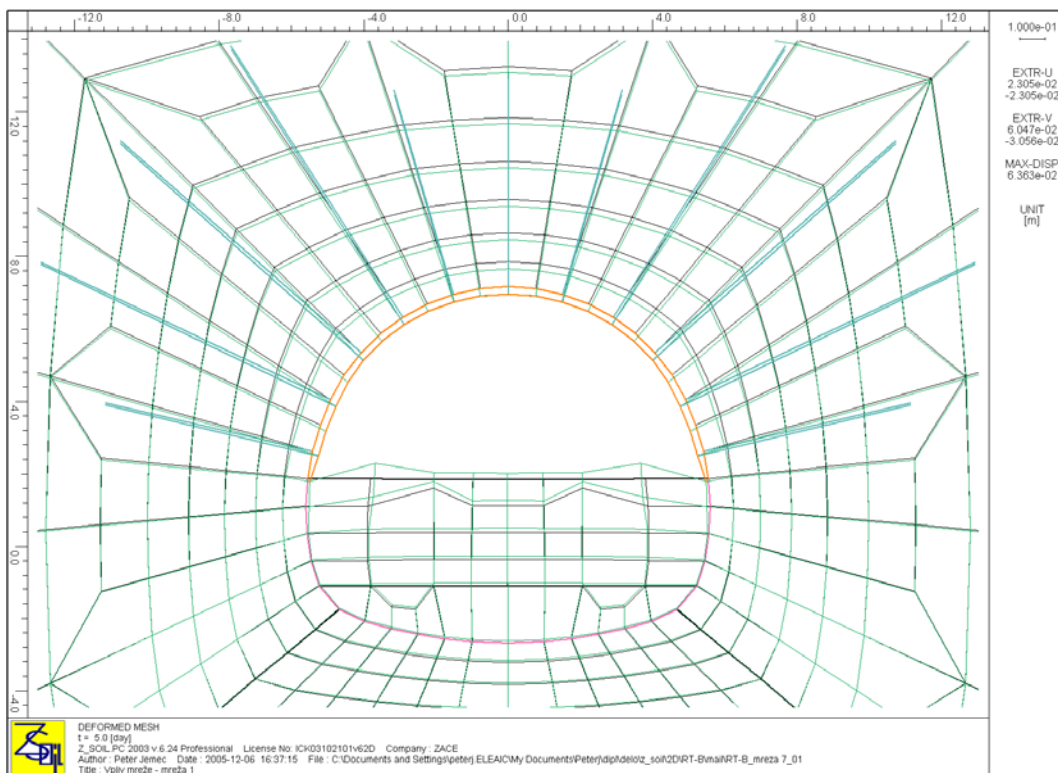
[9] Tom Arild Melbye: Sprayed concrete for rock support, MTB International underground construction group, division of MTB (Switzerland) Ltd., 1994.

- [10] Andreas Goricki, Edward A. Button, Wulf Schubert, Marchus Potsch and Roland Leitner: The influence of discontinuity orientation on the behaviour of tunnels. Felsbau 23 (2005) Nr. 5.
- [11] Gunter Huber, Helmut Westermayr und Otmar Alber: Einfluss der Gefugeorientierung am Strenger Tunnel. Felsbau 23 (2005) Nr. 5.
- [12] Zace Services Ltd.: Z_Soil 2003 User Manual. Elmpress International (Lausanne), 1985-2003.
- [13] Elea iC: Projekt za razpis »Predor Šentvid s polnim priključkom na Celovško cesto«, Julij 2004.
- [14] Elea iC: Geotehnično poročilo, povezovalne kaverne. Končna verzija, februar 2005.
- [15] Guidelines and design criteria for underground structures of road tunnels, 1996. Ljubljana. Dars.
- [16] Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo - katedra za mehaniko tal z laboratorijem: 3D geodetske meritve merskih točk pred izkopnim čelom predora Šentvid, januar 2006.
- [17] Pravilnik o tehničnih normativih in pogojih za projektiranje cestnih predorov v Republiki Sloveniji,
- [18] Elea iC: Tehnične specifikacije za predor Šentvid, marec 2004.
- [19] Elea iC: Tehnično poročilo k desni cevi predora Šentvid, marec 2004.
- [20] Angelo Žigon, Marko Žibert, Peter Jemec: Projektiranje predorskega sistema Šentvid. 7th Intern. Conference on Tunnel Construction & Underground Structures, November 2004, Ljubljana, Slovenia

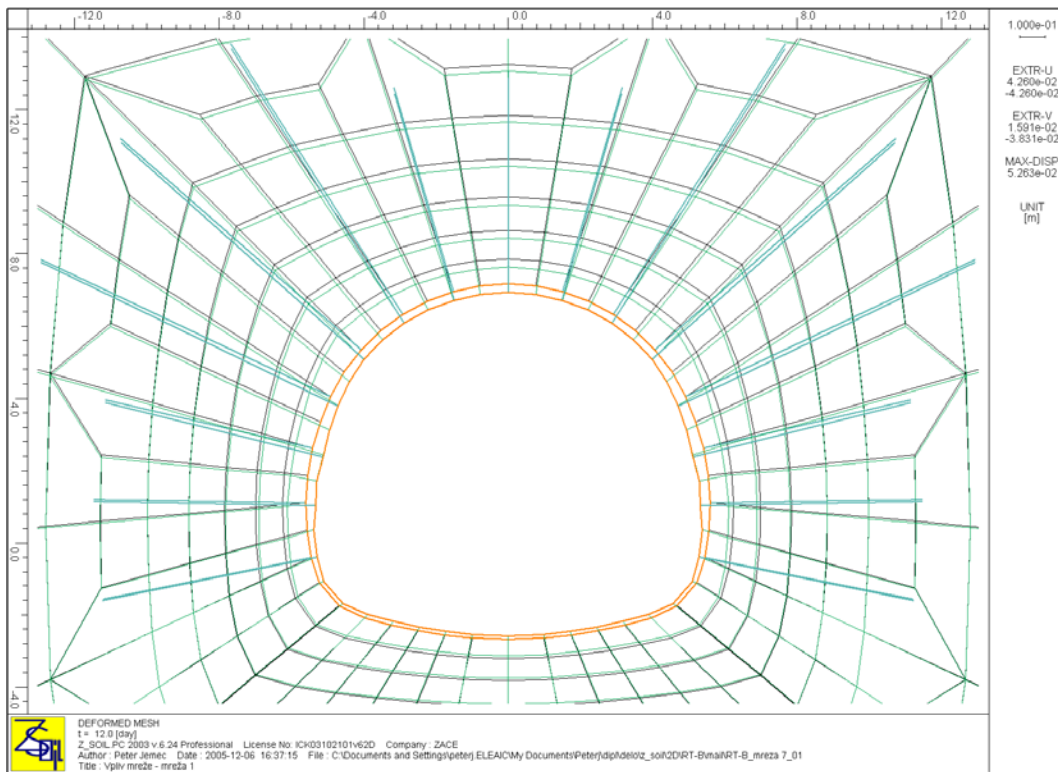
9 PRILOGE

9.1 Priloge P5.2

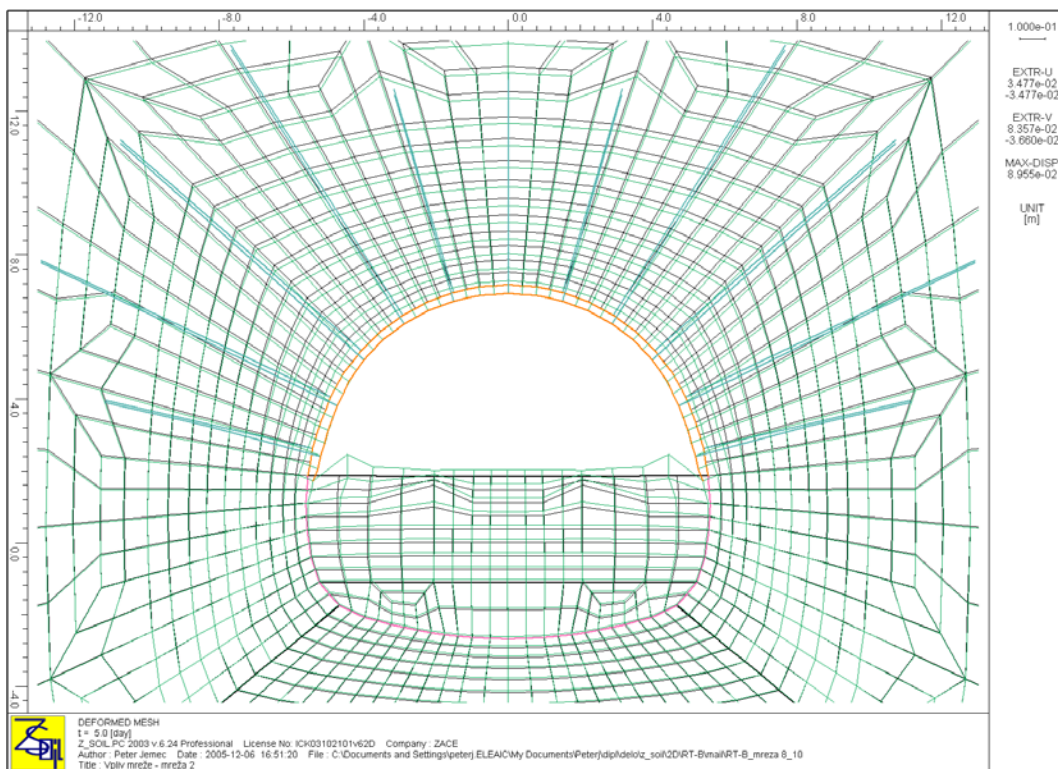
Slika P5.2. 1: Deformacije pri mreži 1 (M1) po izkopu kalote.	140
Slika P5.2. 2: Končne deformacije pri mreži 1 (M1).	140
Slika P5.2. 3: Deformacije pri mreži 2 (M2) po izkopu kalote.	141
Slika P5.2. 4: Končne deformacije pri mreži 2 (M2).	141
Slika P5.2. 5: Deformacije pri mreži 3 (M3) po izkopu kalote.	142
Slika P5.2. 6: Končne deformacije pri mreži 3 (M3).	142
Slika P5.2. 7: Deformacije pri mreži 1 (M1) in novi obtežni funkciji po izkopu kalote.	143
Slika P5.2. 8: Končne deformacije pri mreži 1 (M1) in novi obtežni funkciji.	143
Slika P5.2. 9: Deformacije pri mreži 2 (M2) in novi obtežni funkciji po izkopu kalote.	144
Slika P5.2. 10: Končne deformacije pri mreži 2 (M2) in novi obtežni funkciji.	144
Slika P5.2. 11: Deformacije pri mreži 3 (M3) in novi obtežni funkciji po izkopu kalote.	145
Slika P5.2. 12: Končne deformacije pri mreži 3 (M3) in novi obtežni funkciji.	145
Slika P5.2. 13: Osna sila in moment pri mreži 1 (M1).	146
Slika P5.2. 14: Osna sila in moment pri mreži 2 (M2).	146
Slika P5.2. 15: Osna sila in moment pri mreži 3 (M3).	147
Slika P5.2. 16: Osna sila in moment pri mreži 4 (M4).	147
Slika P5.2. 17: Plastična območja pri mreži 1 (M1) po izkopu kalote.	148
Slika P5.2. 18: Plastična območja pri mreži 1 (M1) po izvedbi predora.	148
Slika P5.2. 19: Plastična območja pri mreži 2 (M2) po izkopu kalote.	149
Slika P5.2. 20: Plastična območja pri mreži 2 (M2) po izvedbi predora.	149
Slika P5.2. 21: Plastična območja pri mreži 3 (M3) po izkopu kalote.	150
Slika P5.2. 22: Plastična območja pri mreži 3 (M3) po izvedbi predora.	150



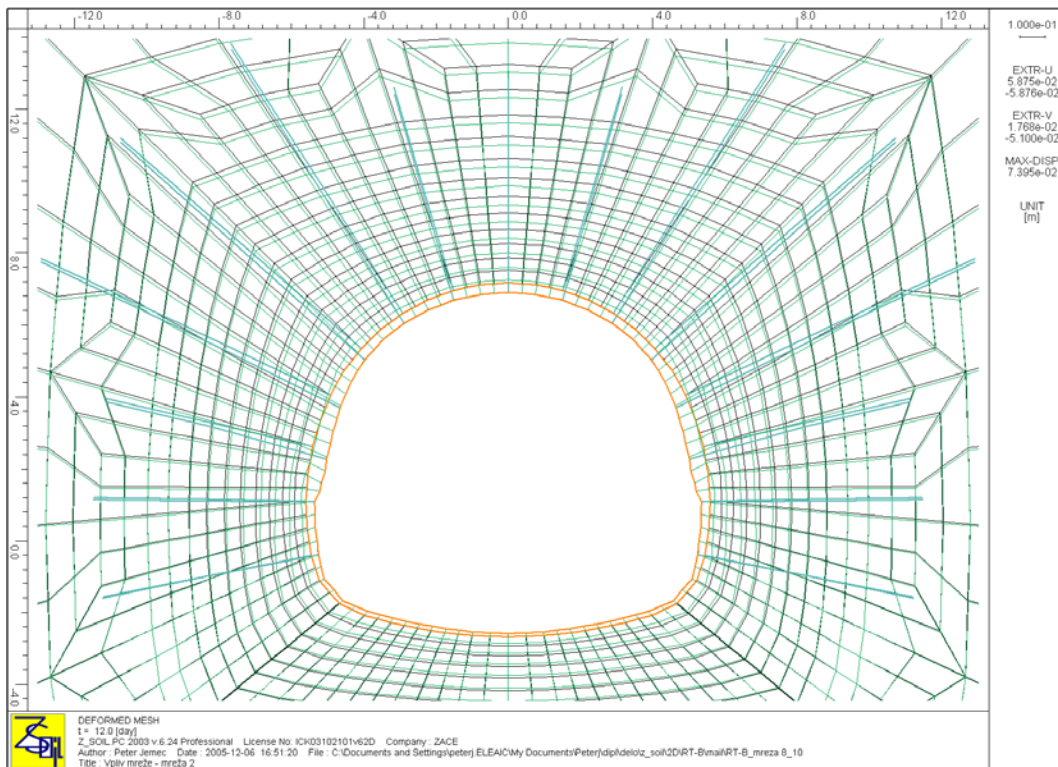
Slika P5.2. 1: Deformacije pri mreži 1 (M1) po izkopu kalote.



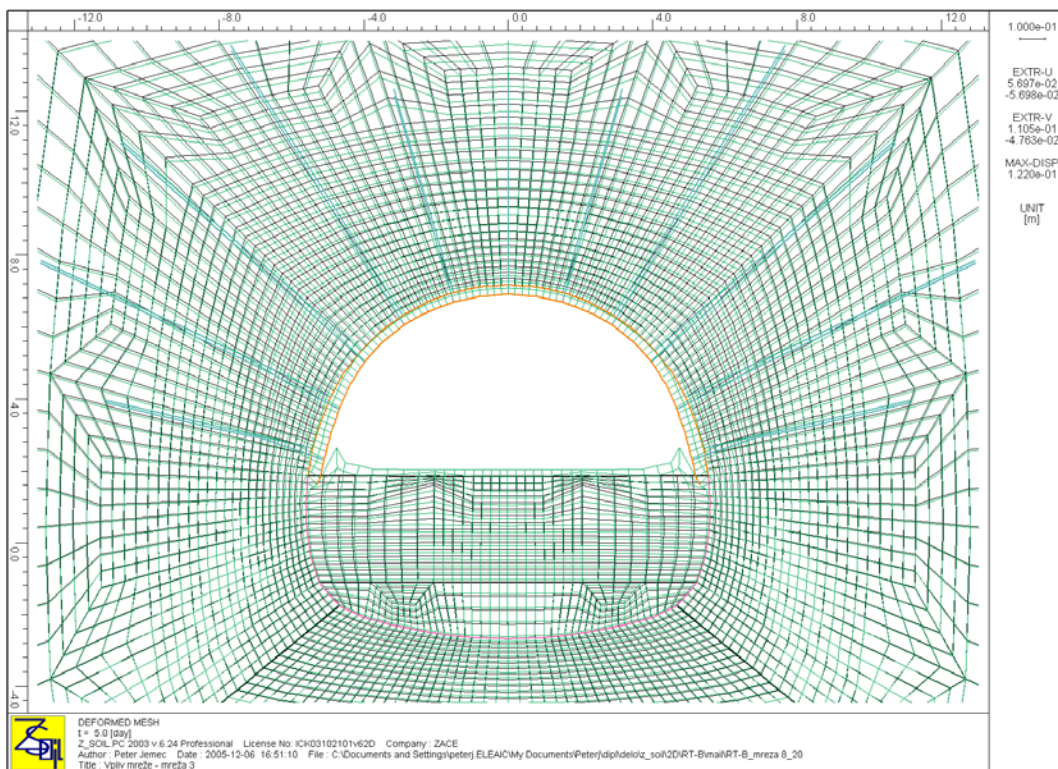
Slika P5.2. 2: Končne deformacije pri mreži 1 (M1).



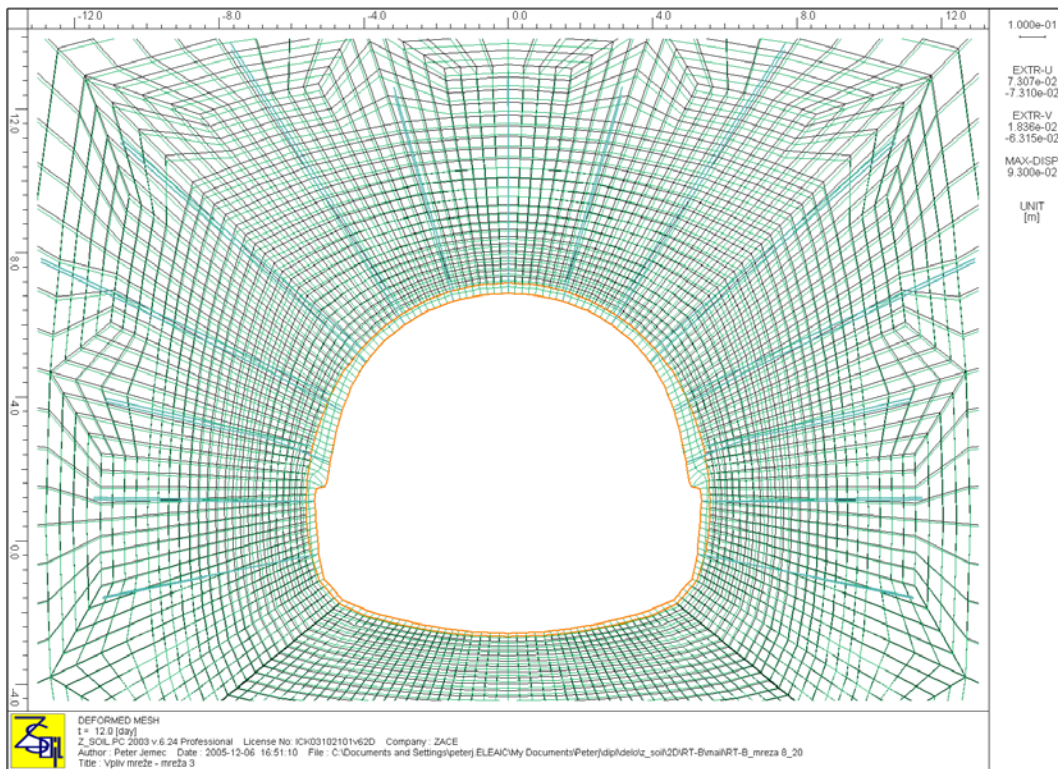
Slika P5.2. 3: Deformacije pri mreži 2 (M2) po izkopu kalote.



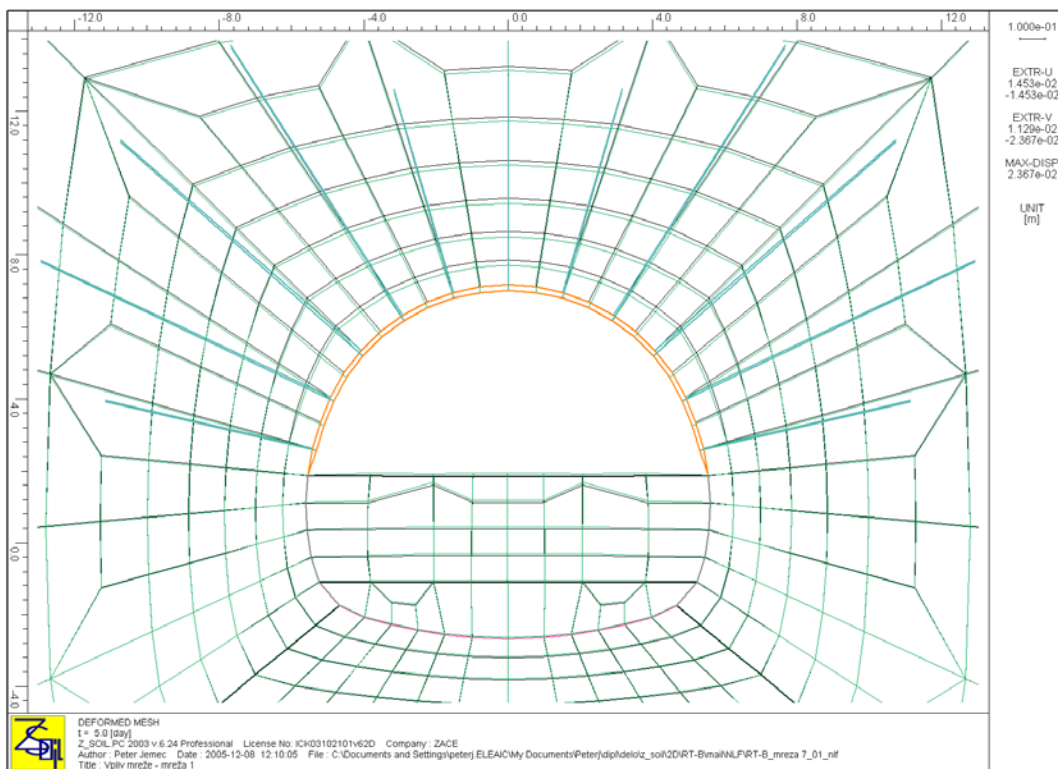
Slika P5.2. 4: Končne deformacije pri mreži 2 (M2).



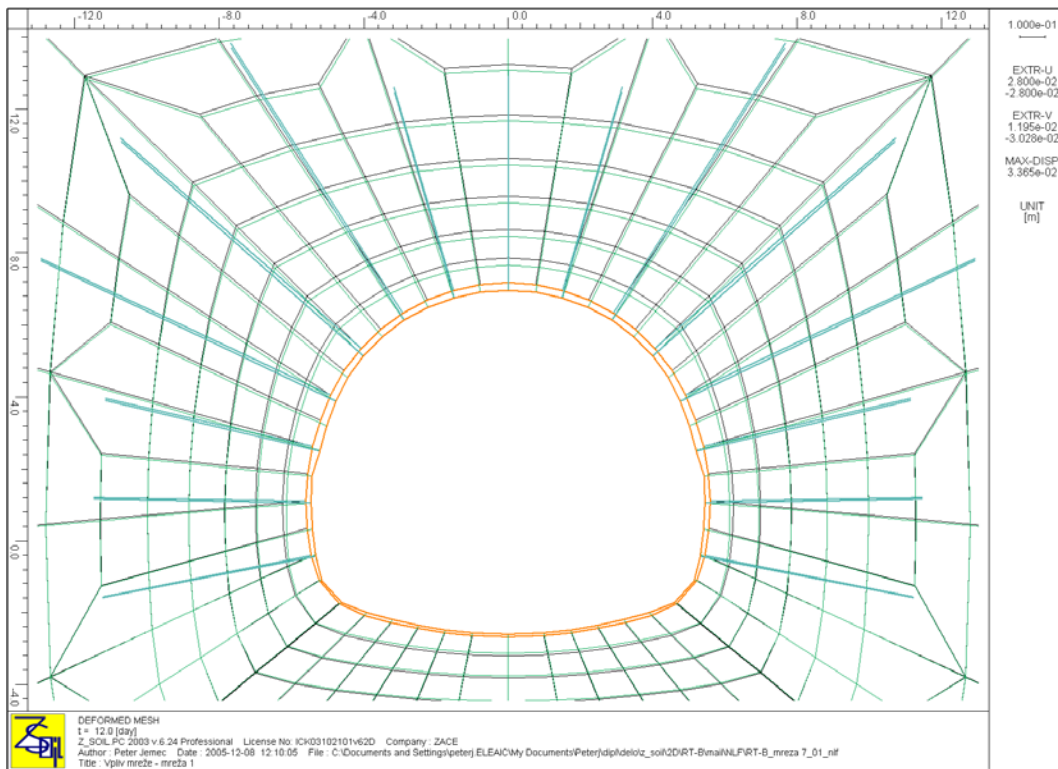
Slika P5.2. 5: Deformacije pri mreži 3 (M3) po izkopu kalote.



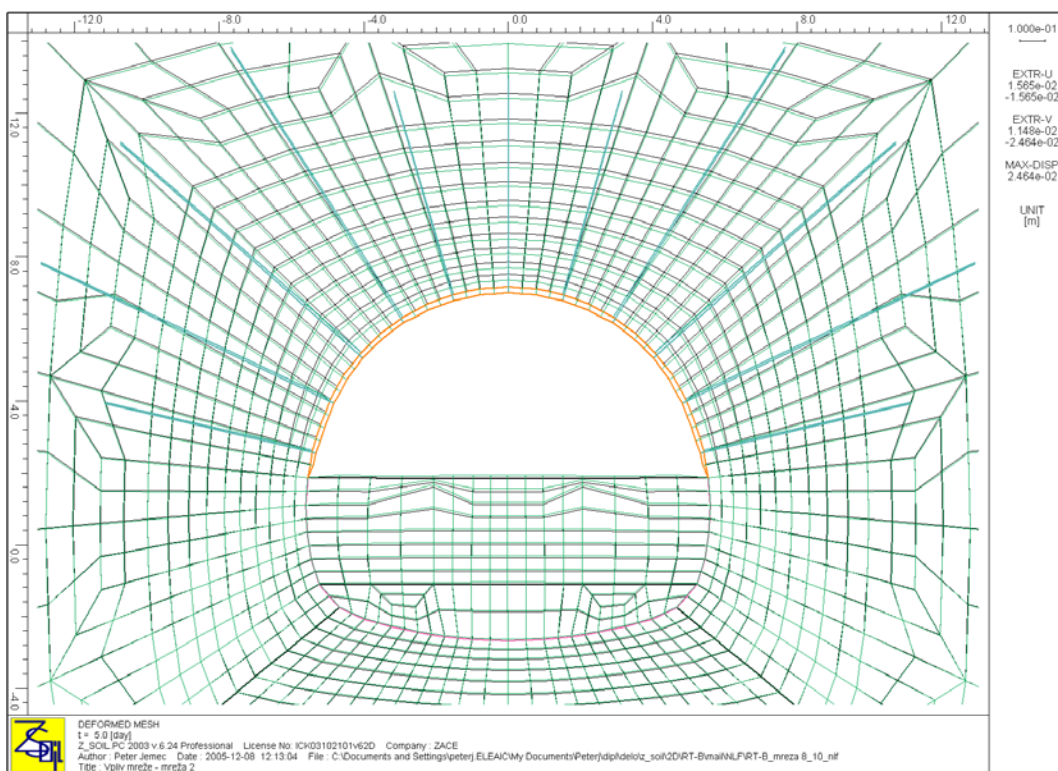
Slika P5.2. 6: Končne deformacije pri mreži 3 (M3).



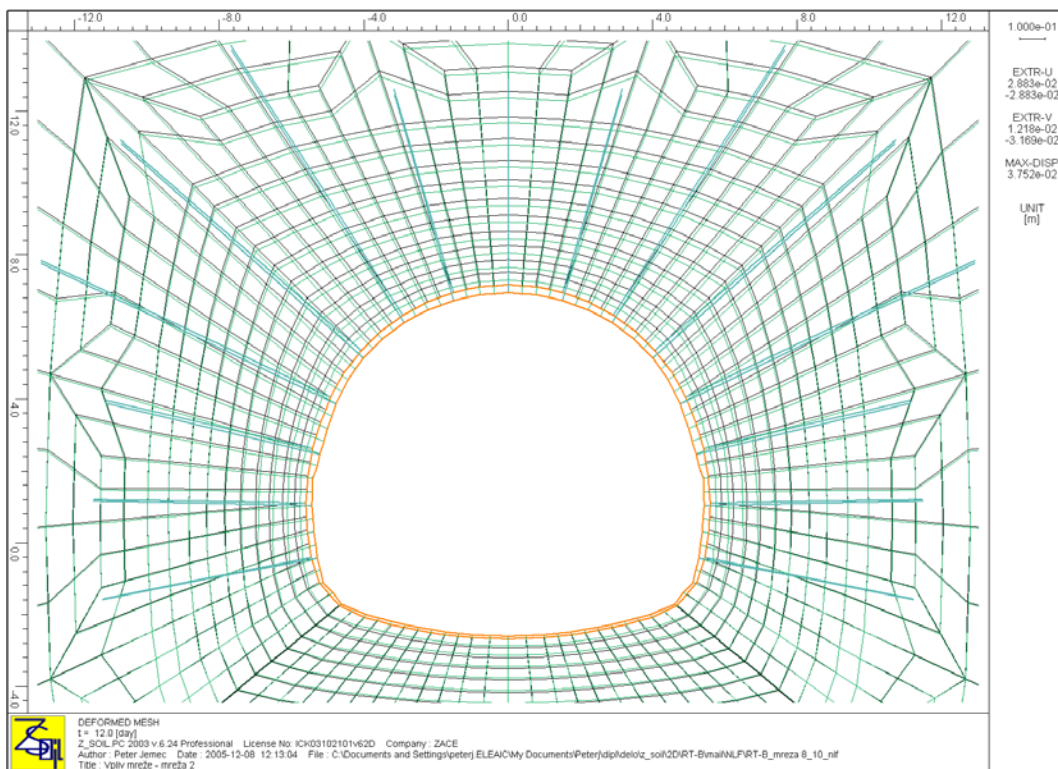
Slika P5.2. 7: Deformacije pri mreži 1 (M1) in novi obtežni funkciji po izkopu kalote.



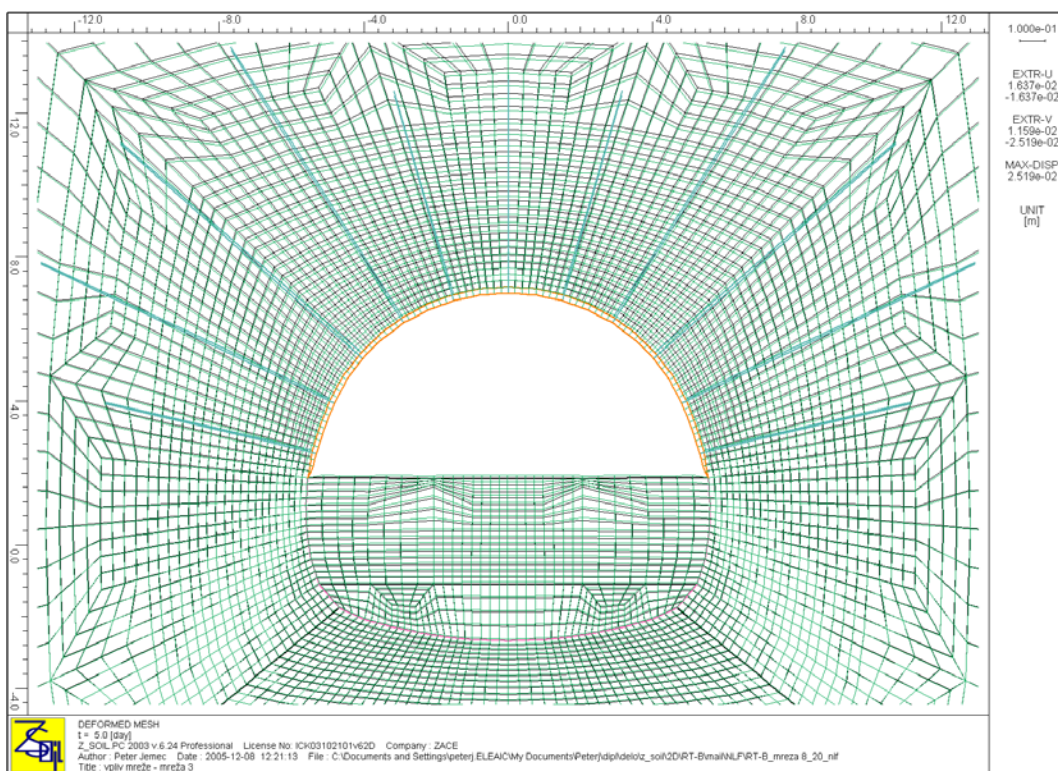
Slika P5.2. 8: Končne deformacije pri mreži 1 (M1) in novi obtežni funkciji.



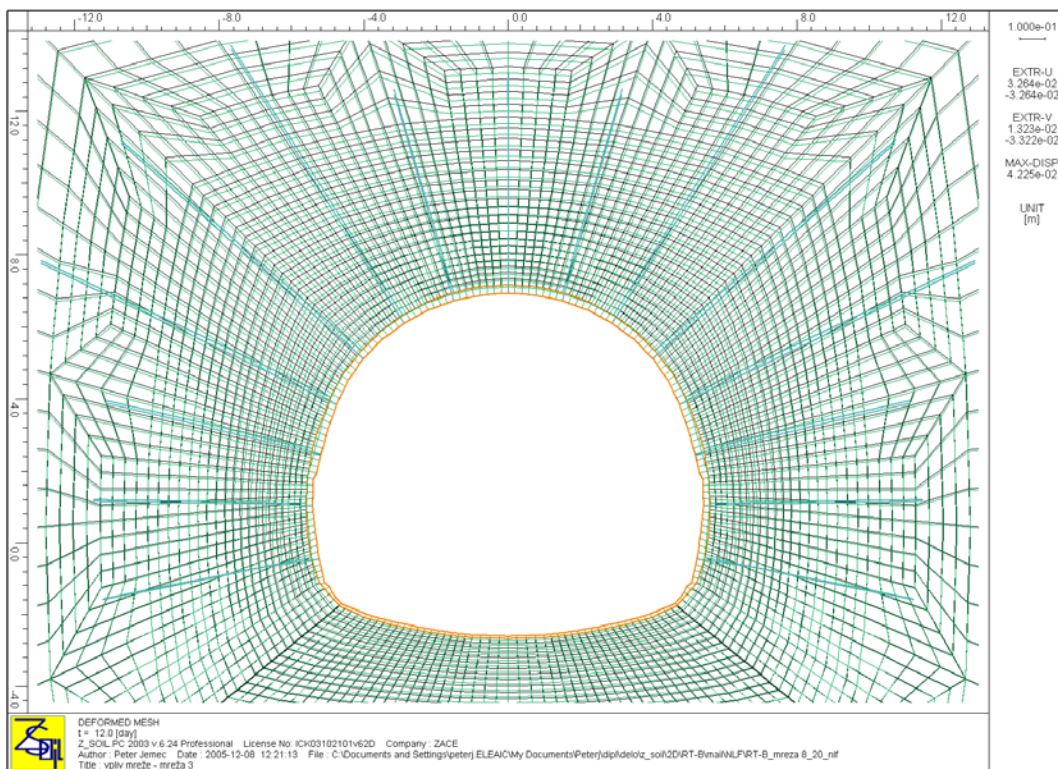
Slika P5.2. 9: Deformacije pri mreži 2 (M2) in novi obtežni funkciji po izkopu kalote.



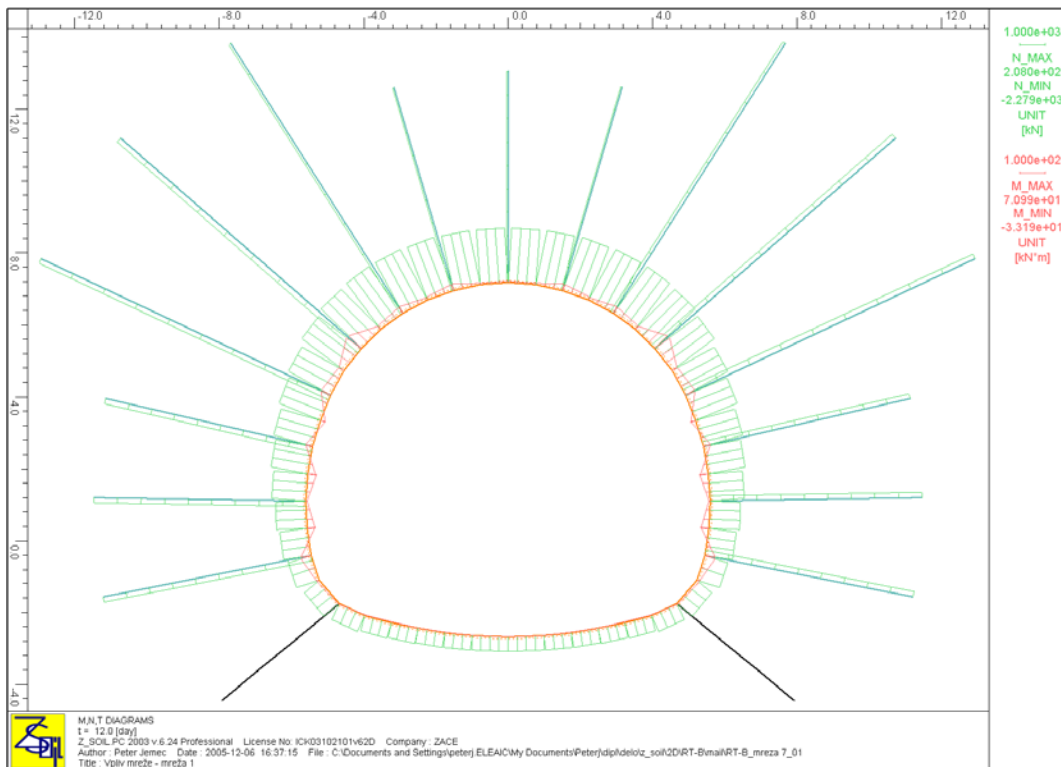
Slika P5.2. 10: Končne deformacije pri mreži 2 (M2) in novi obtežni funkciji.



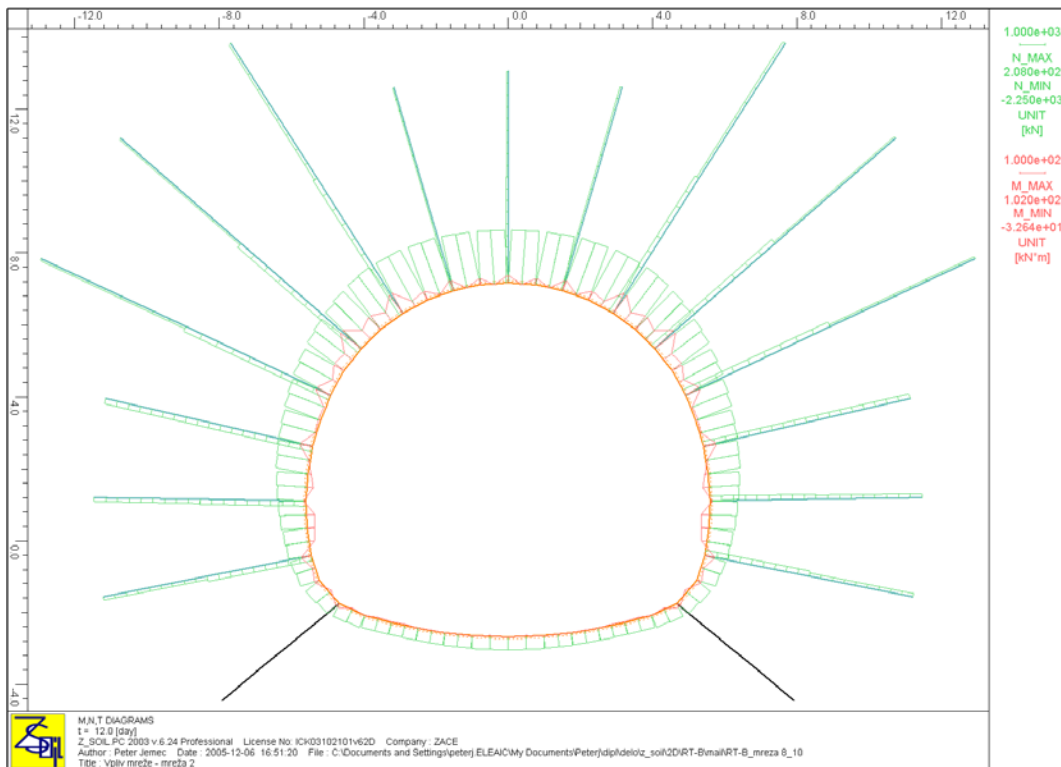
Slika P5.2. 11: Deformacije pri mreži 3 (M3) in novi obtežni funkciji po izkopu kalote.



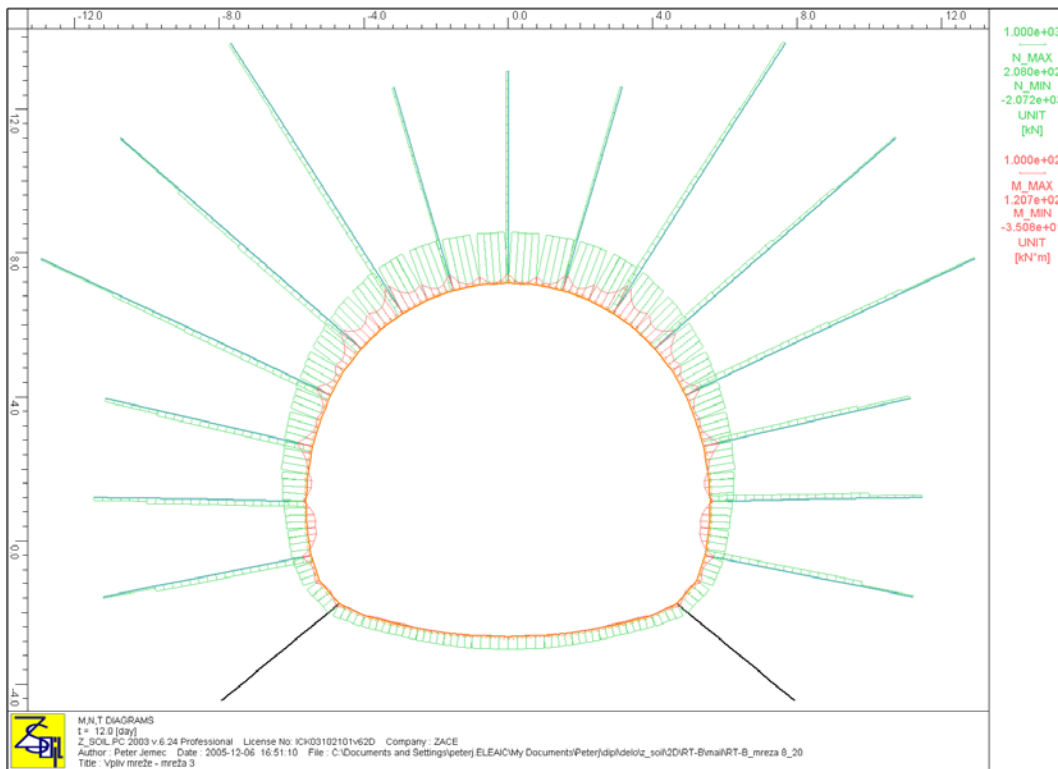
Slika P5.2. 12: Končne deformacije pri mreži 3 (M3) in novi obtežni funkciji.



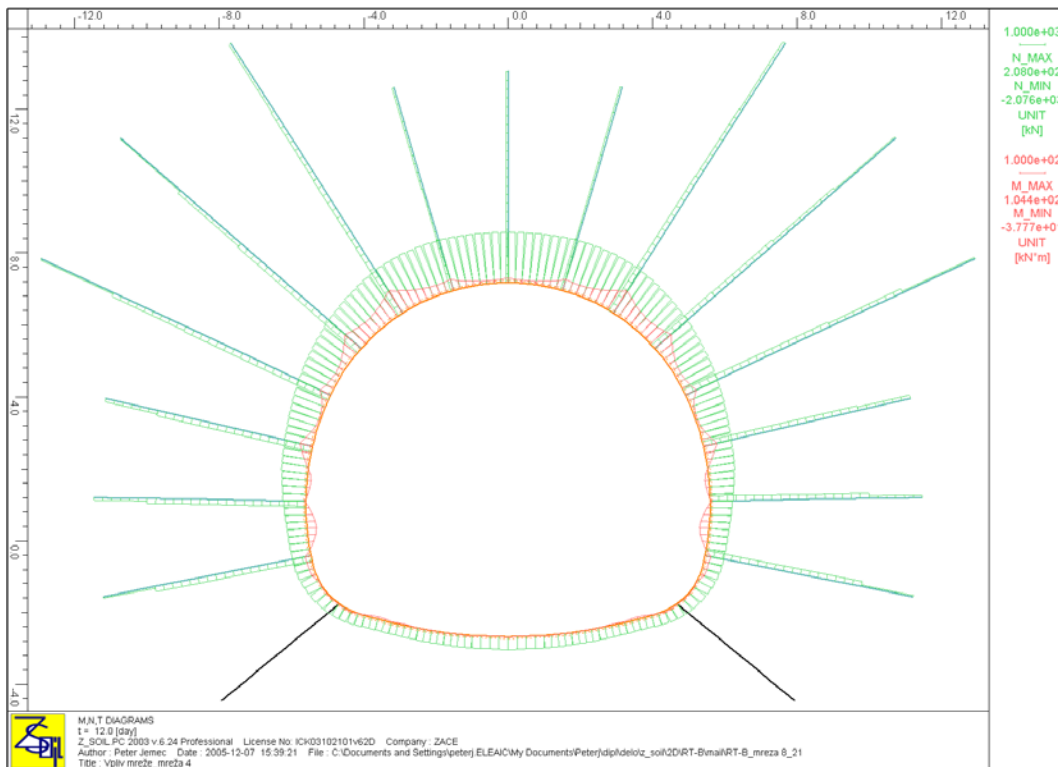
Slika P5.2. 13: Osa sila in moment pri mreži 1 (M1).



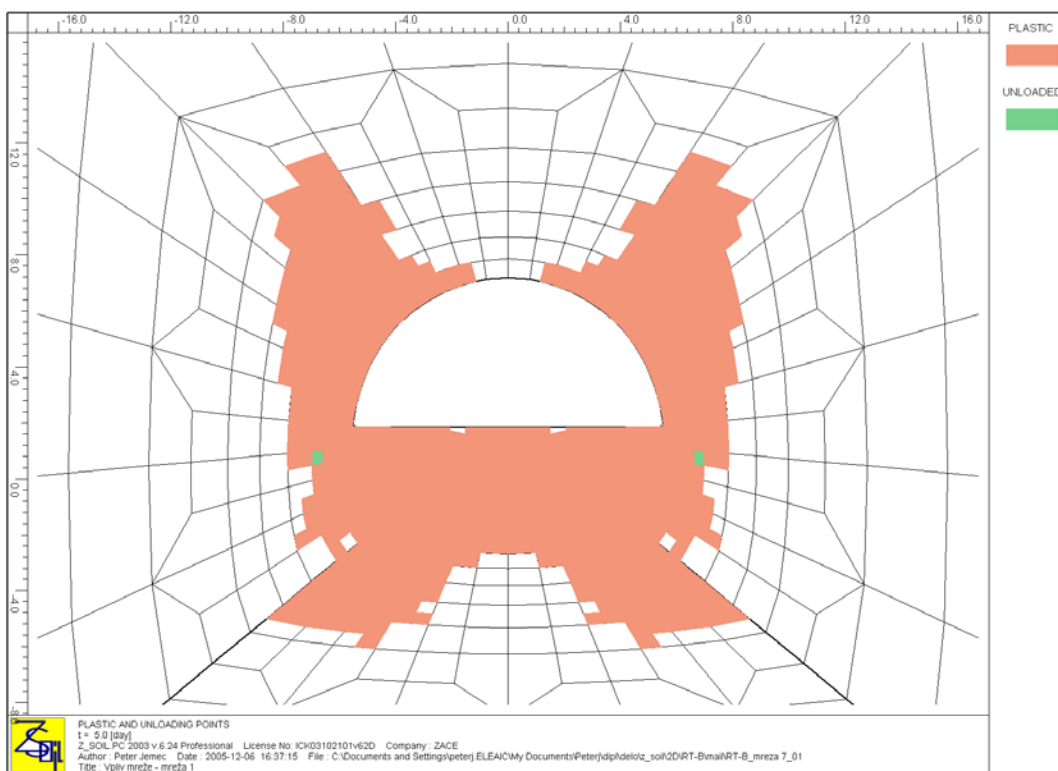
Slika P5.2. 14: Osa sila in moment pri mreži 2 (M2).



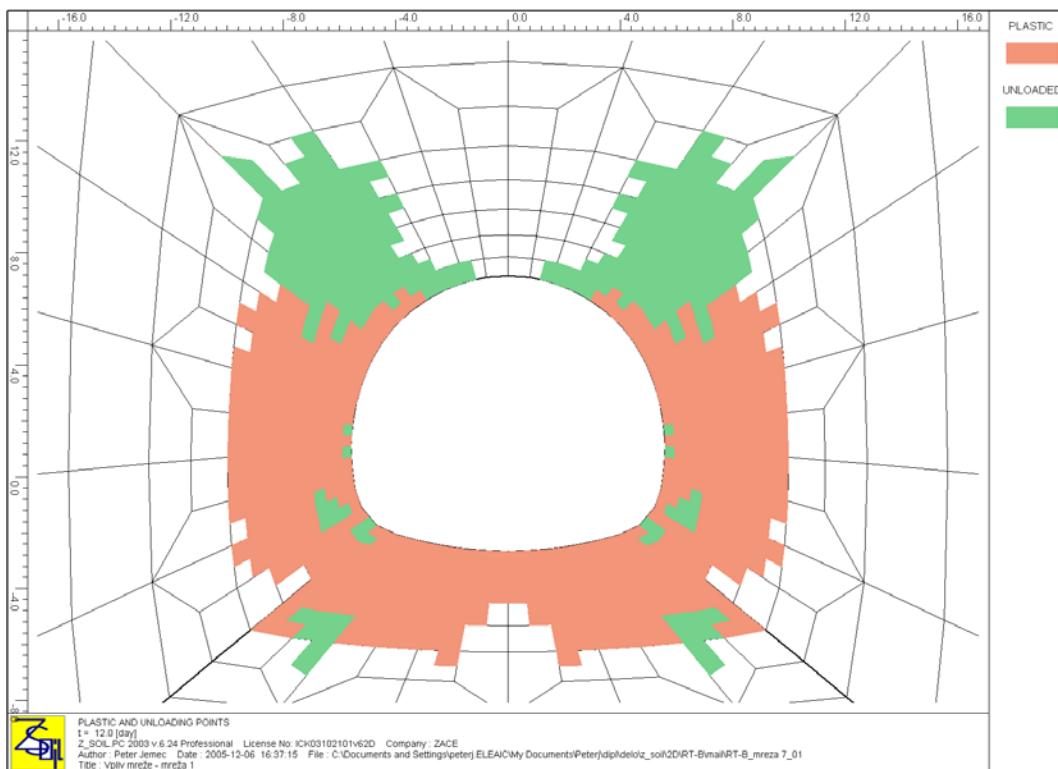
Slika P5.2. 15: Osa sila in moment pri mreži 3 (M3).



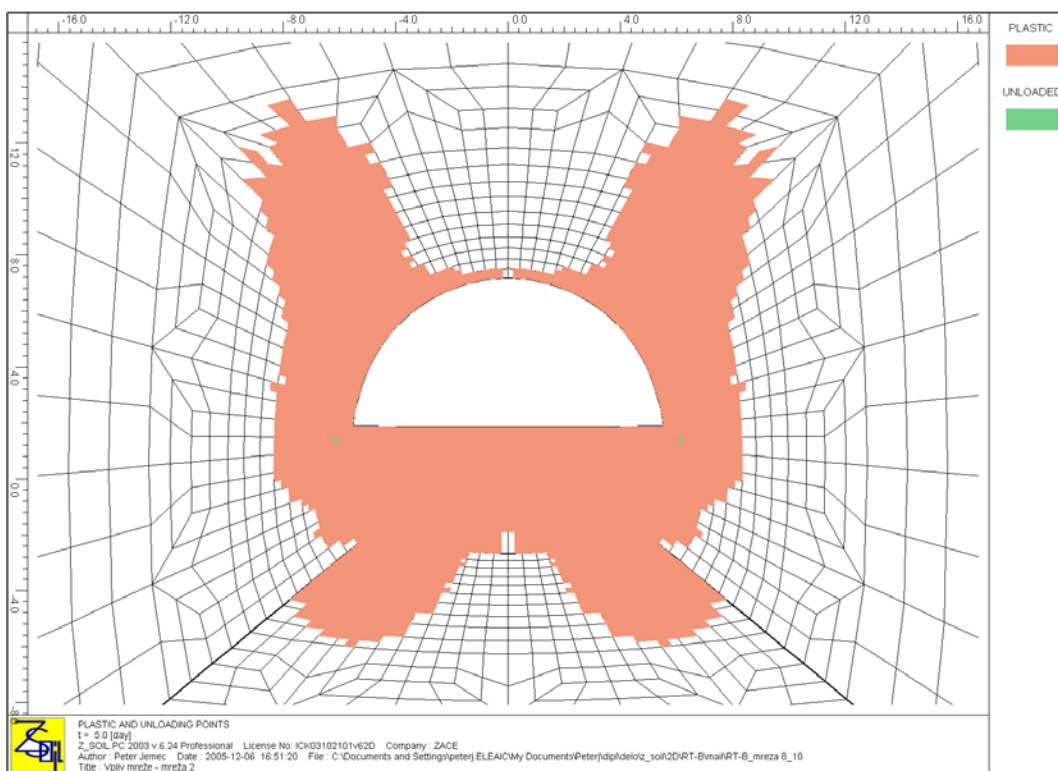
Slika P5.2. 16: Osa sila in moment pri mreži 4 (M4).



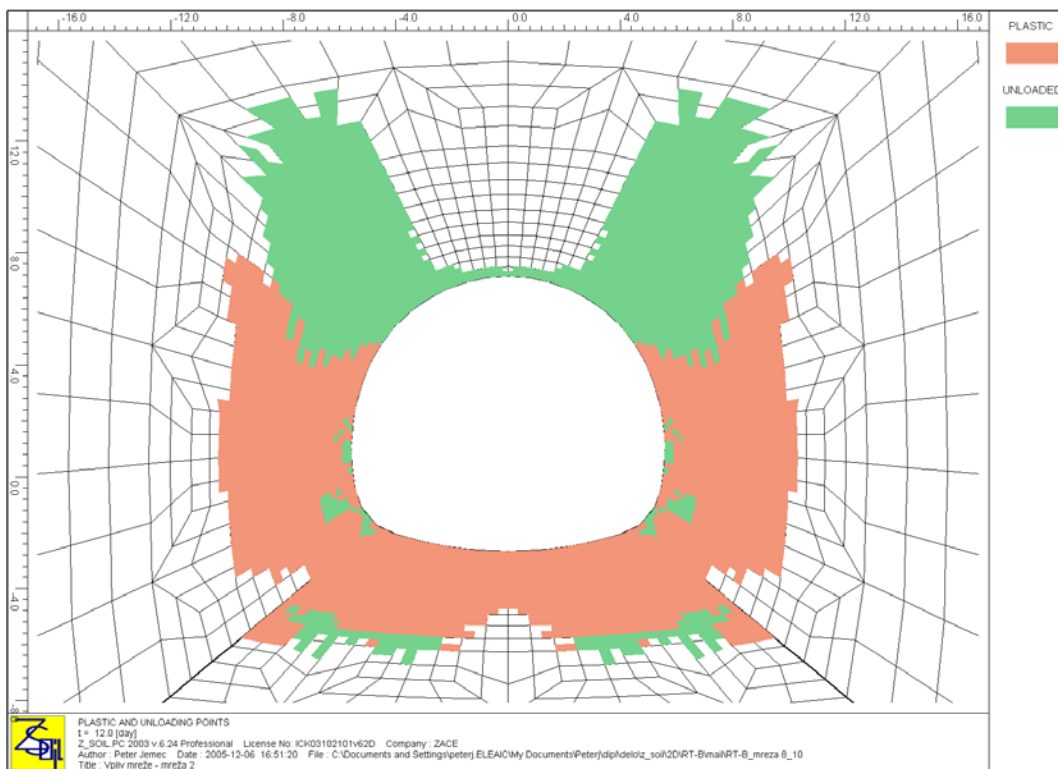
Slika P5.2. 17: Plastična območja pri mreži 1 (M1) po izkopu kalote.



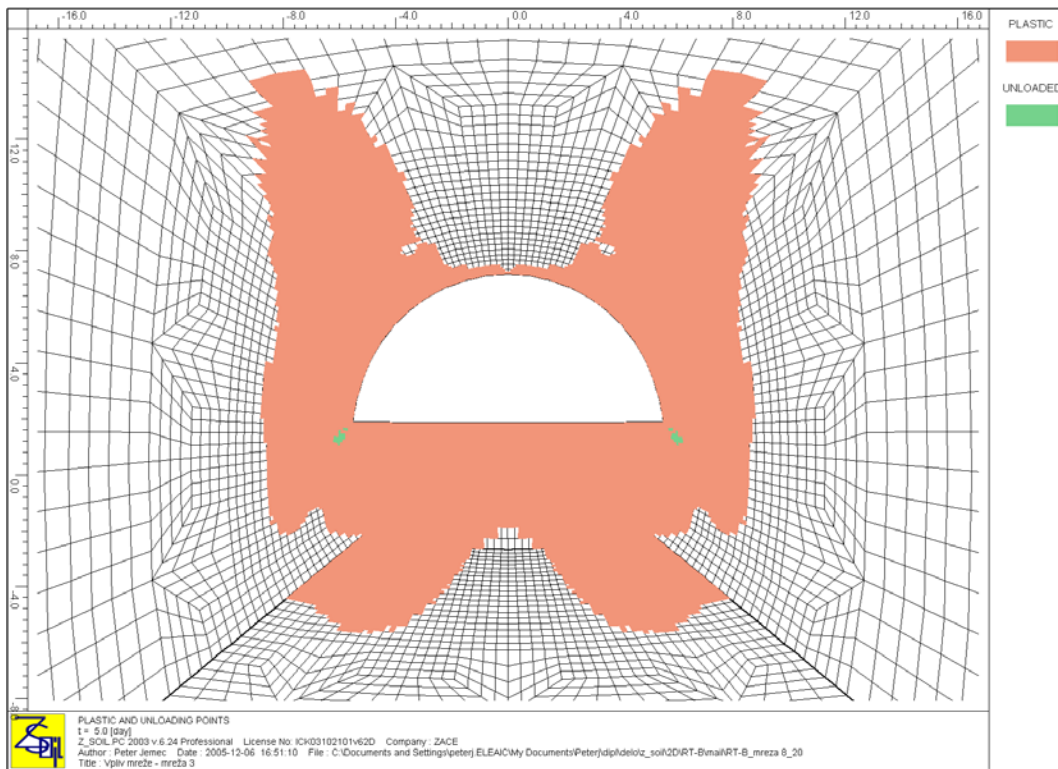
Slika P5.2. 18: Plastična območja pri mreži 1 (M1) po izvedbi predora.



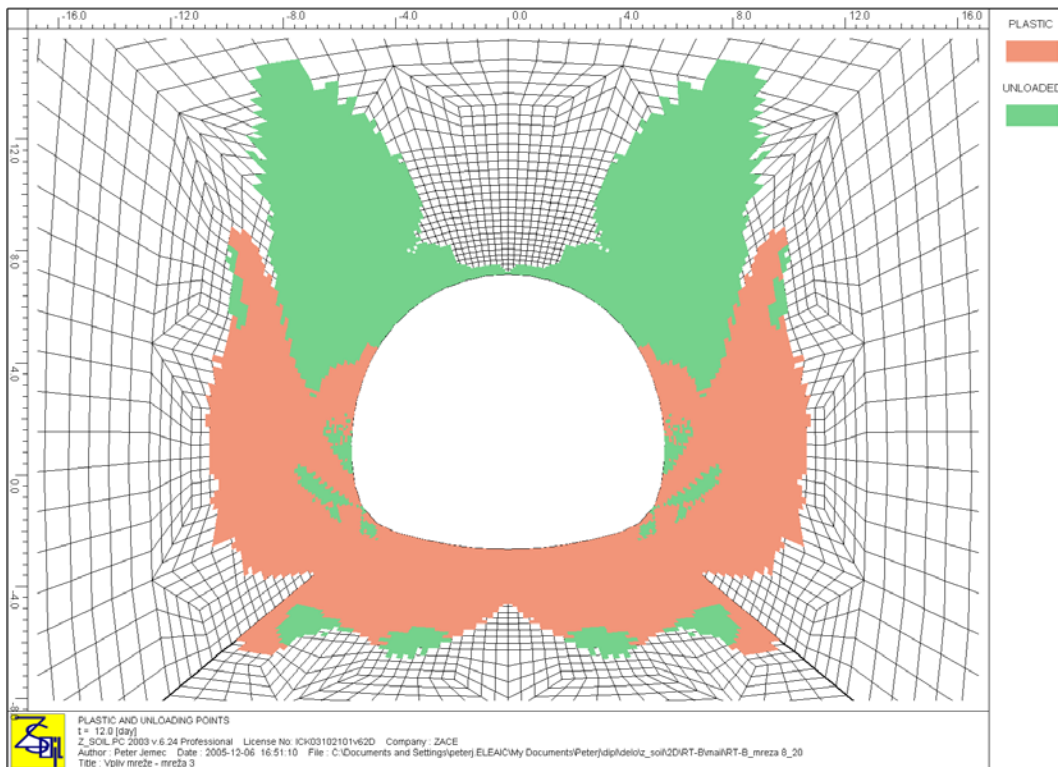
Slika P5.2. 19: Plastična območja pri mreži 2 (M2) po izkopu kalote.



Slika P5.2. 20: Plastična območja pri mreži 2 (M2) po izvedbi predora.



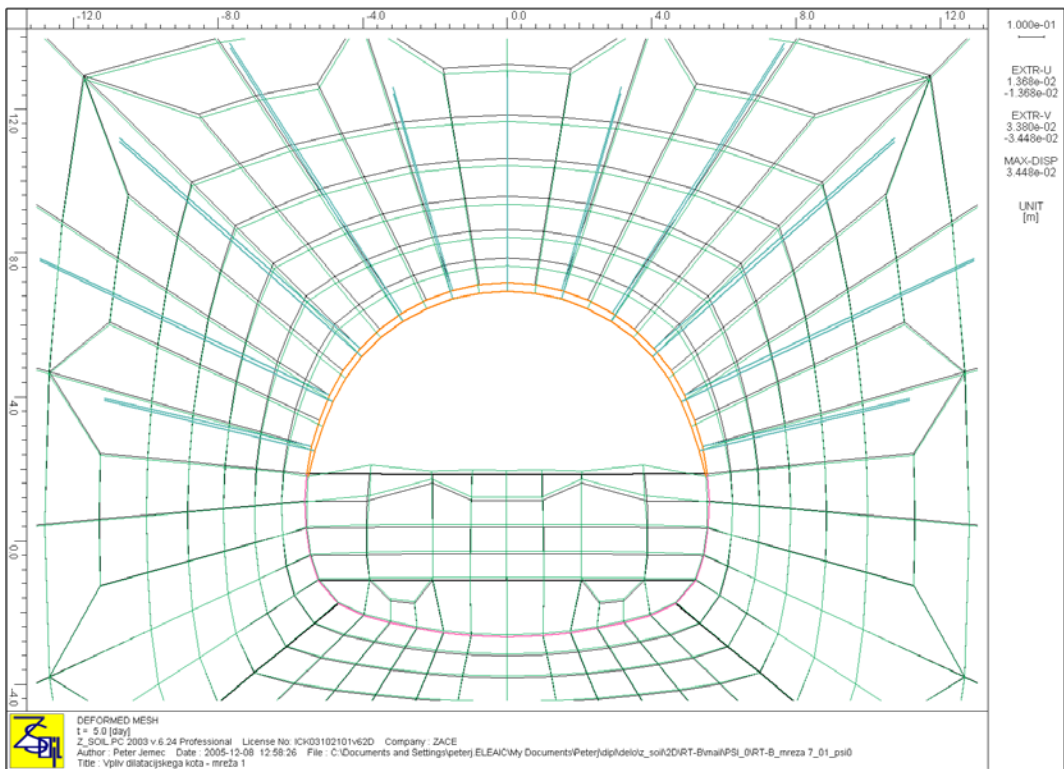
Slika P5.2. 21: Plastična območja pri mreži 3 (M3) po izkopu kalote.



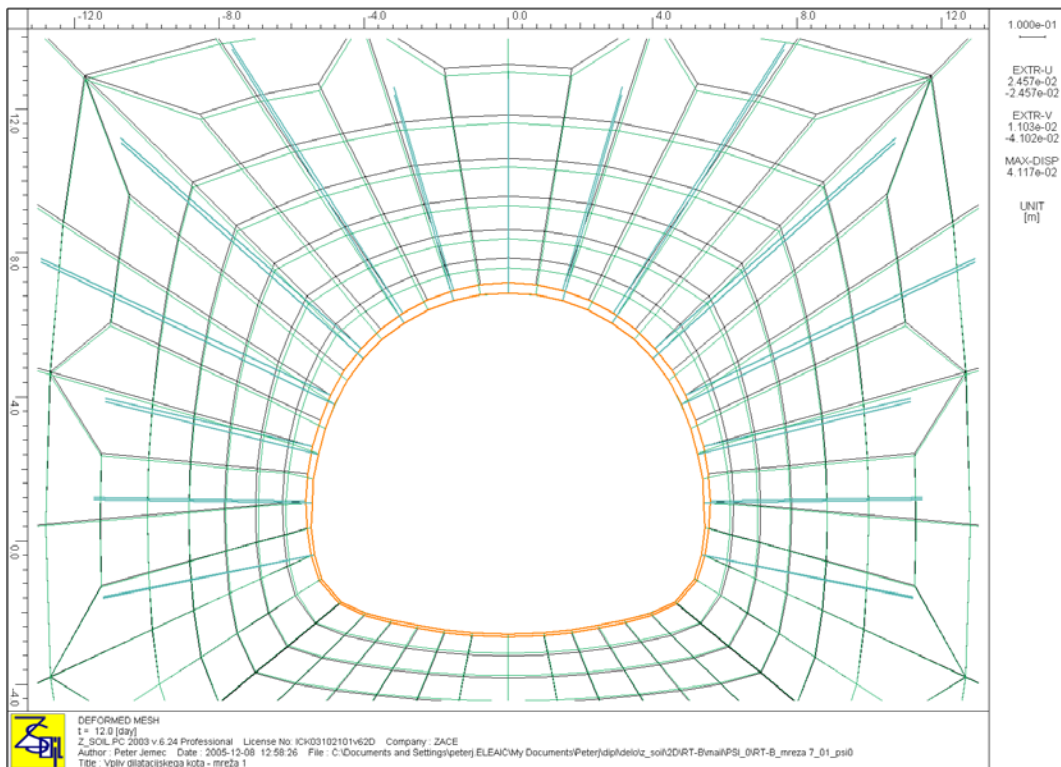
Slika P5.2. 22: Plastična območja pri mreži 3 (M3) po izvedbi predora.

9.2 Priloge P5.3

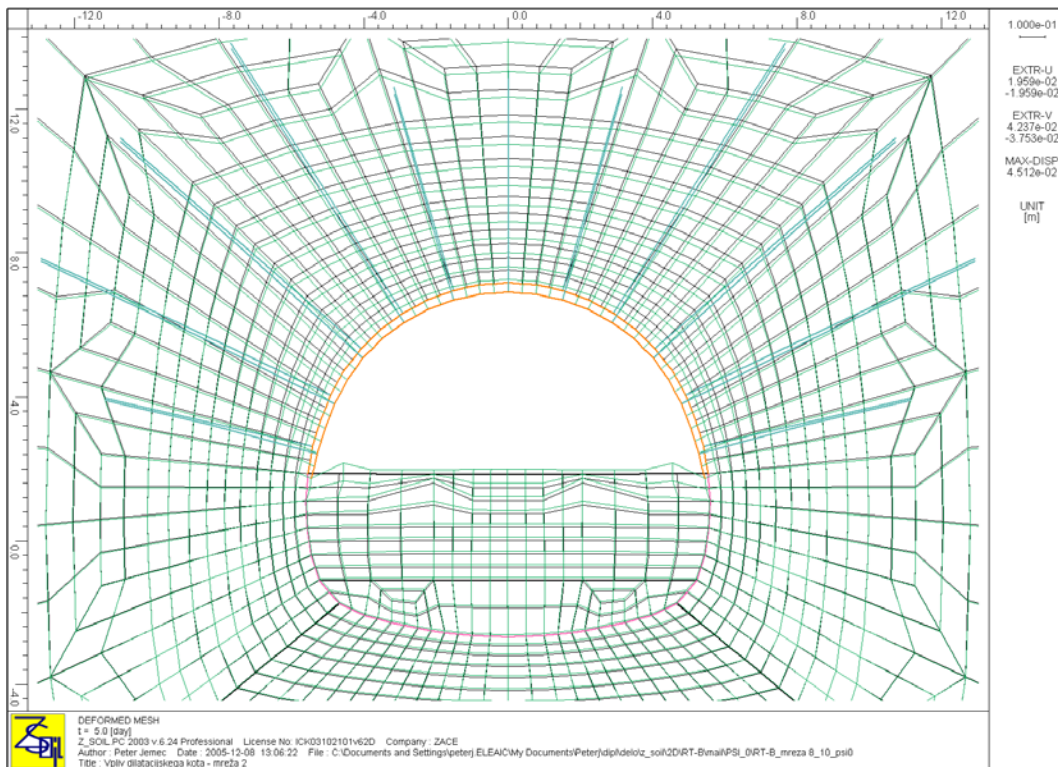
Slika P5.3. 1: Deformacije pri mreži 1 (M1) in pri $\Psi=0$ po izkopu kalote.	152
Slika P5.3. 2: Končne deformacije pri mreži 1 (M1) in pri $\Psi=0$	152
Slika P5.3. 3: Deformacije pri mreži 2 (M2) in pri $\Psi=0$ po izkopu kalote.	153
Slika P5.3. 4: Končne deformacije pri mreži 2 (M2) in pri $\Psi=0$	153
Slika P5.3. 5: Deformacije pri mreži 3 (M3) in pri $\Psi=0$ po izkopu kalote.	154
Slika P5.3. 6: Končne deformacije pri mreži 3 (M3) in pri $\Psi=0$	154
Slika P5.3. 7: Osna sila in moment pri mreži 1 (M1) in pri $\Psi=0$	155
Slika P5.3. 8: Osna sila in moment pri mreži 2 (M2) in pri $\Psi=0$	155
Slika P5.3. 9: Osna sila in moment pri mreži 3 (M3) in pri $\Psi=0$	156



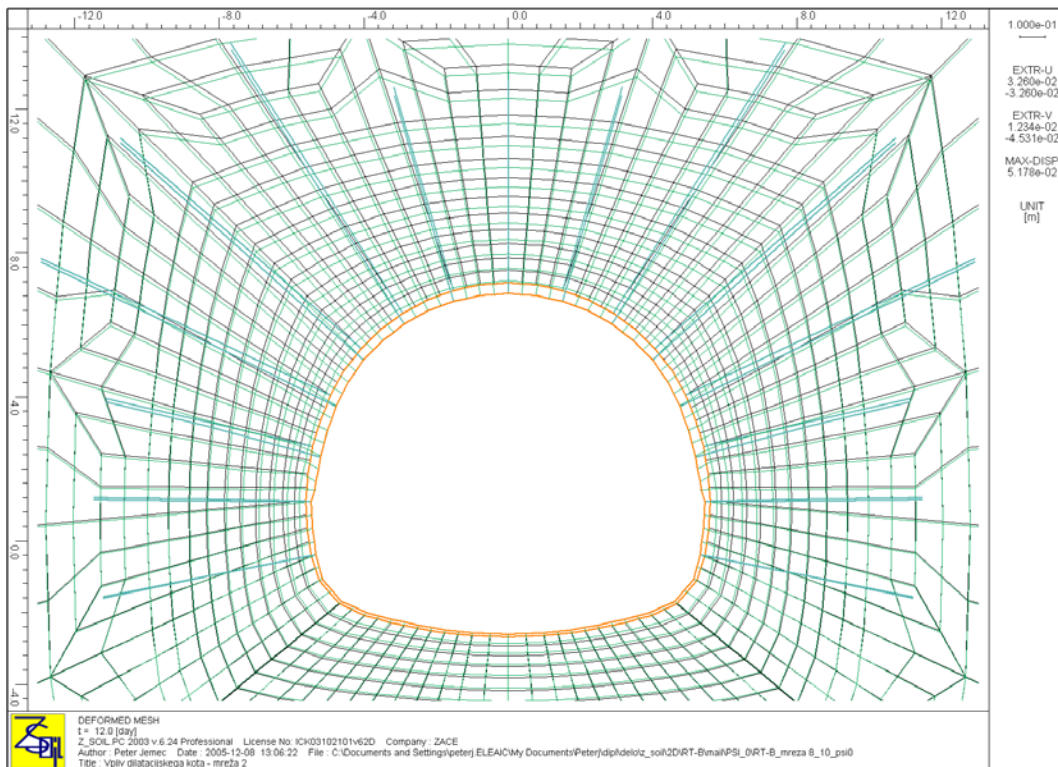
Slika P5.3. 1: Deformacije pri mreži 1 (M1) in pri $\Psi=0$ po izkopu kalote.



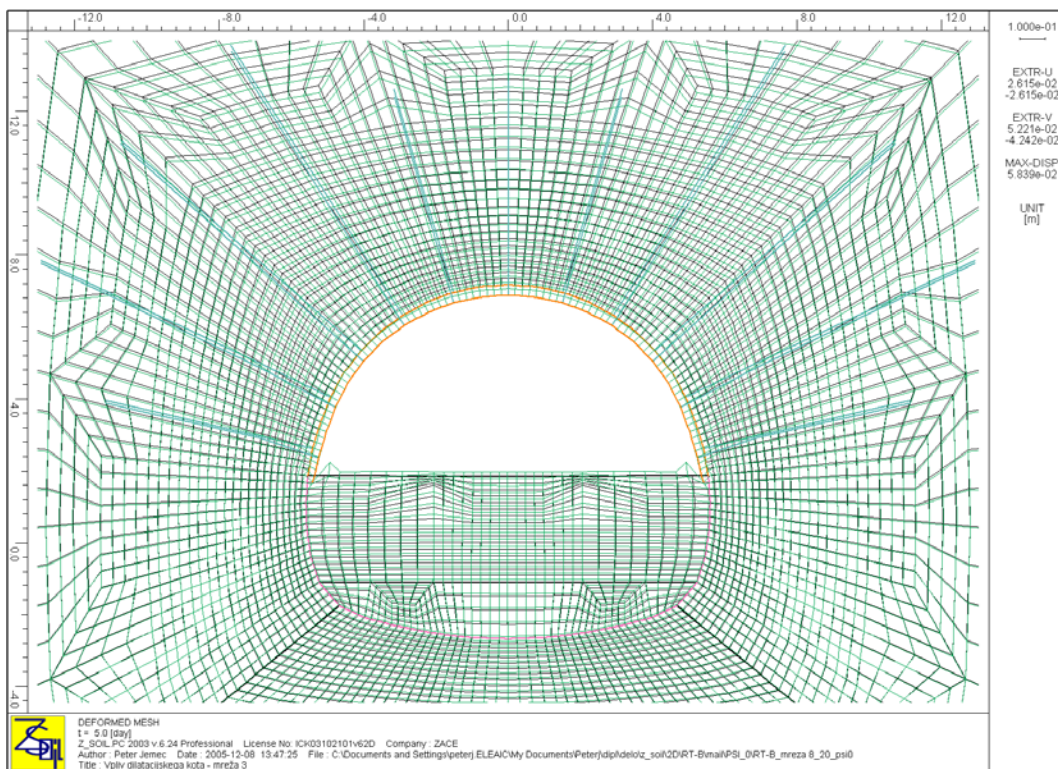
Slika P5.3. 2: Končne deformacije pri mreži 1 (M1) in pri $\Psi=0$.



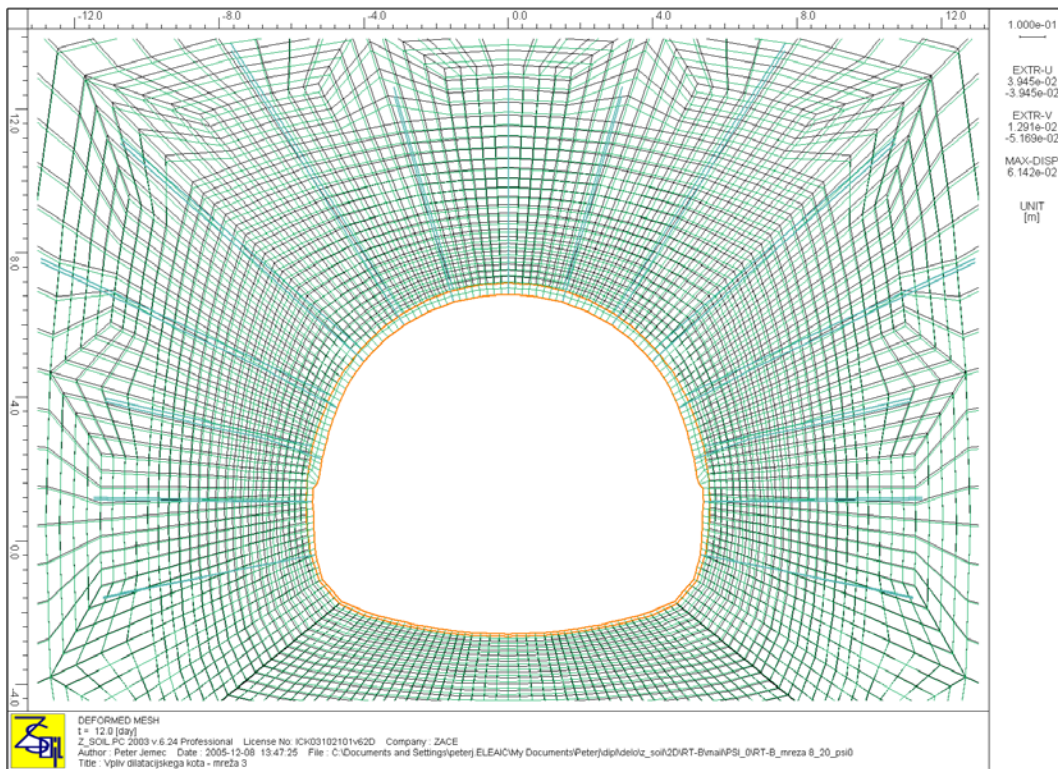
Slika P5.3. 3: Deformacije pri mreži 2 (M2) in pri $\Psi=0$ po izkopu kalote.



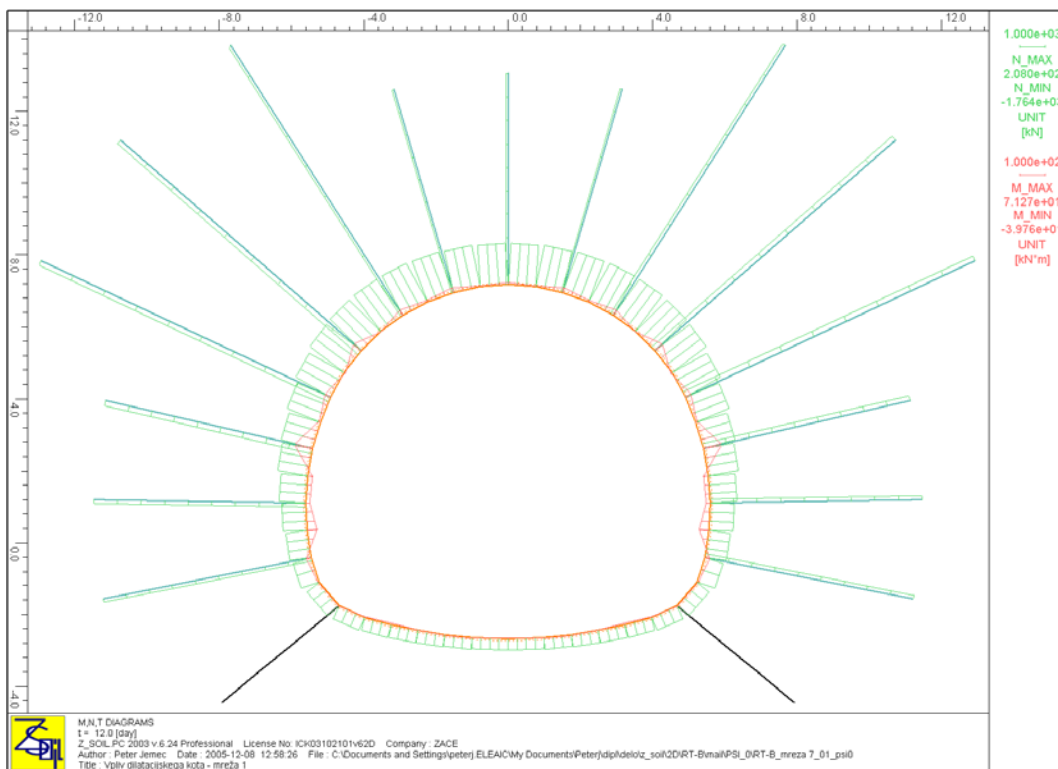
Slika P5.3. 4: Končne deformacije pri mreži 2 (M2) in pri $\Psi=0$.



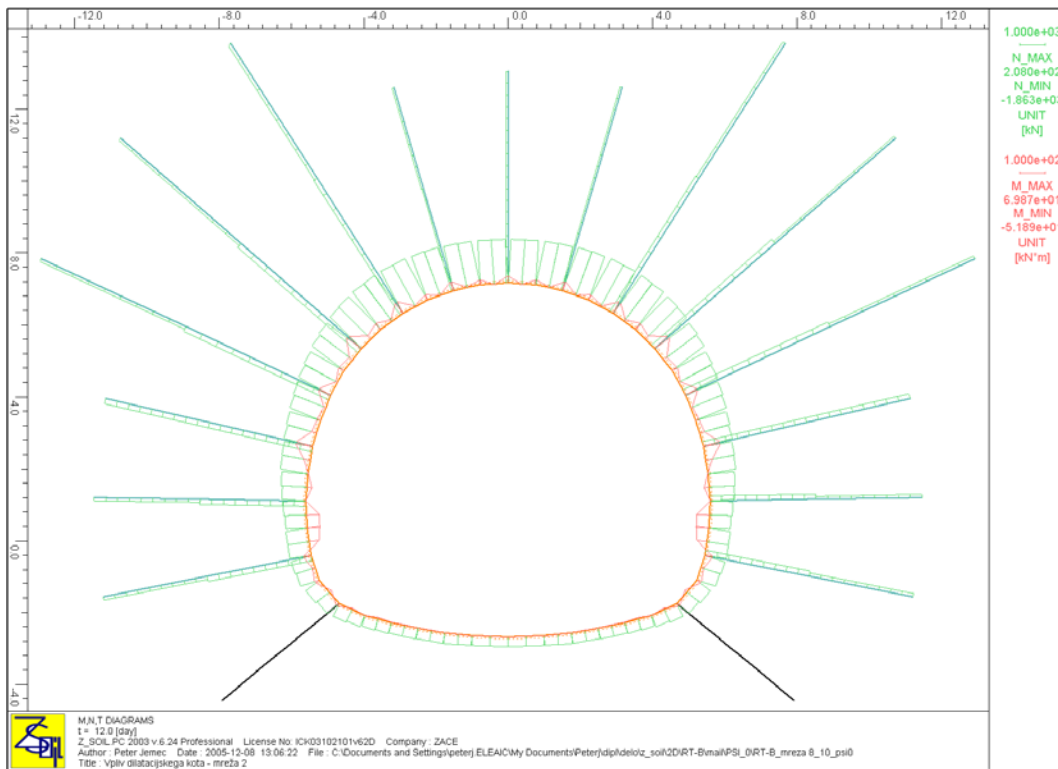
Slika P5.3. 5: Deformacije pri mreži 3 (M3) in pri $\Psi=0$ po izkopu kalote.



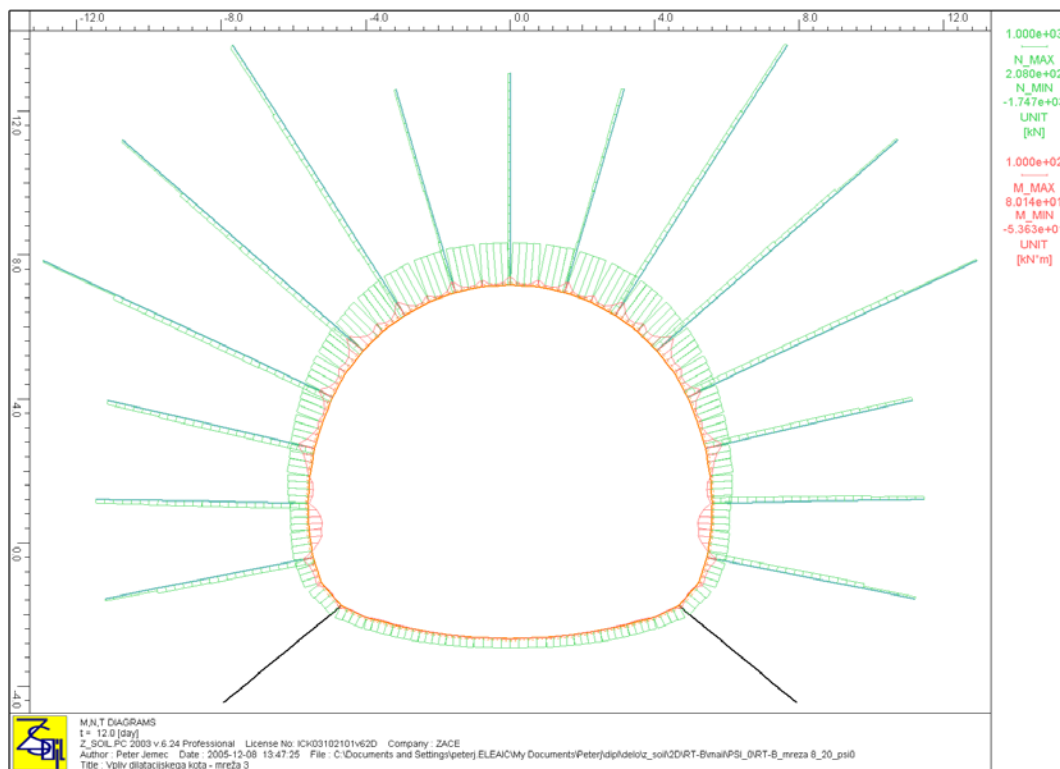
Slika P5.3. 6: Končne deformacije pri mreži 3 (M3) in pri $\Psi=0$.



Slika P5.3. 7: Osnova sila in moment pri mreži 1 (M1) in pri $\Psi=0$.



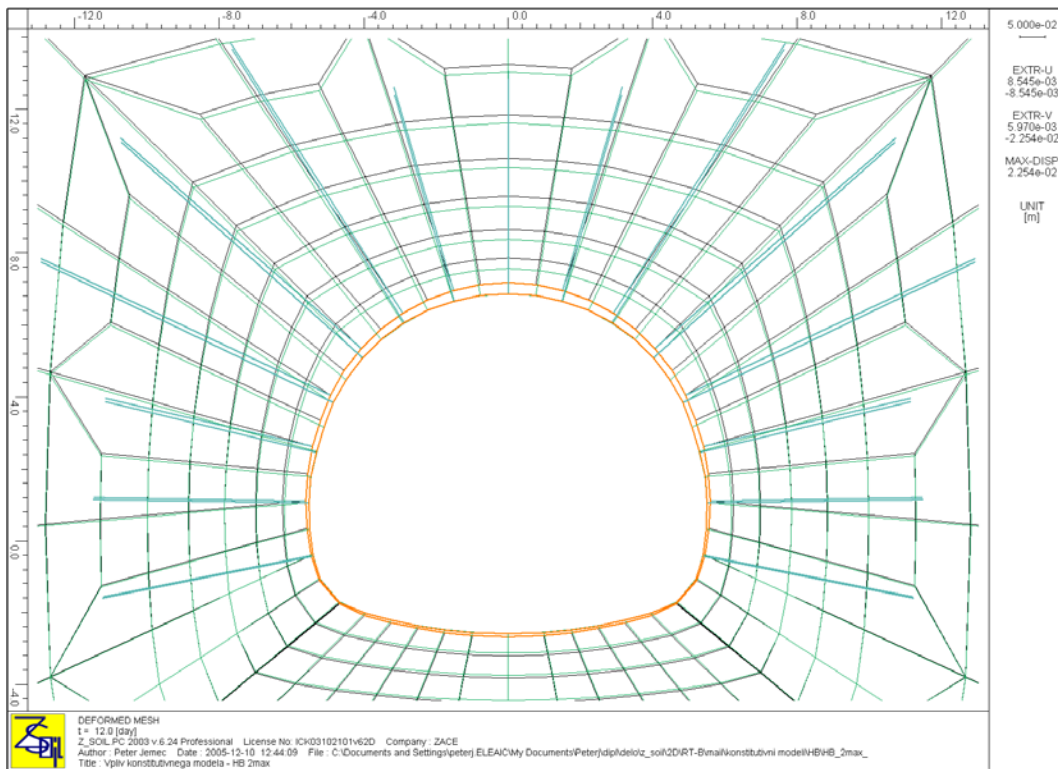
Slika P5.3. 8: Osnova sila in moment pri mreži 2 (M2) in pri $\Psi=0$.



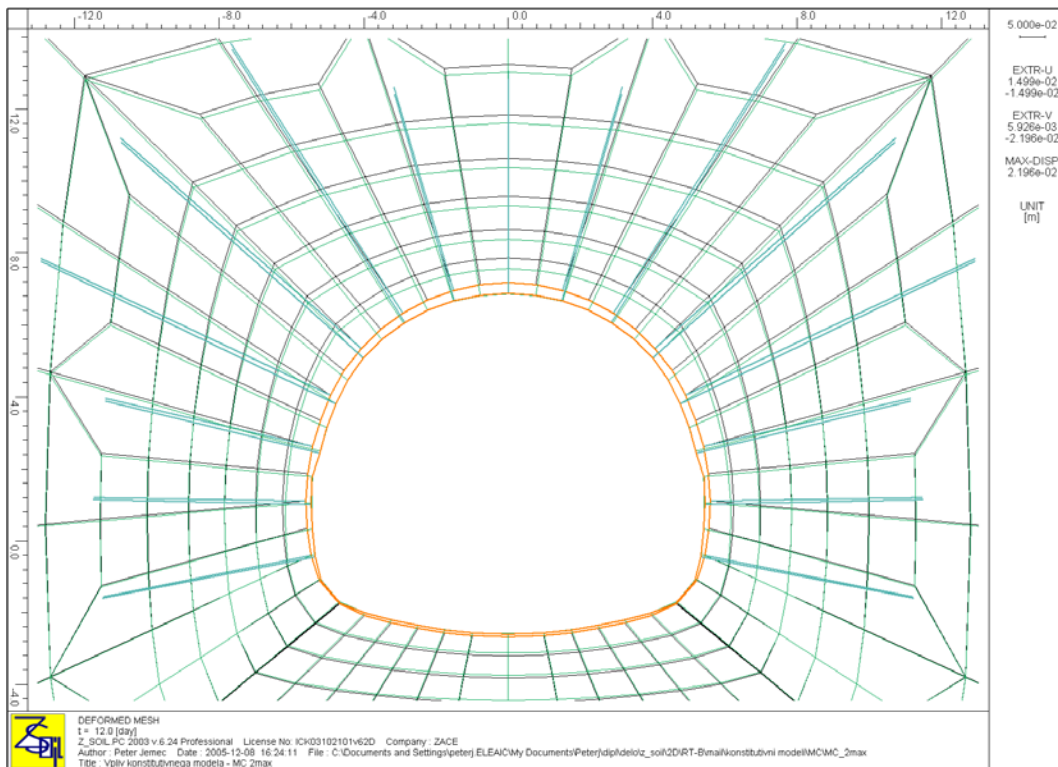
Slika P5.3. 9: Osnova sila in moment pri mreži 3 (M3) in pri $\Psi=0$.

9.3 Priloge P5.4

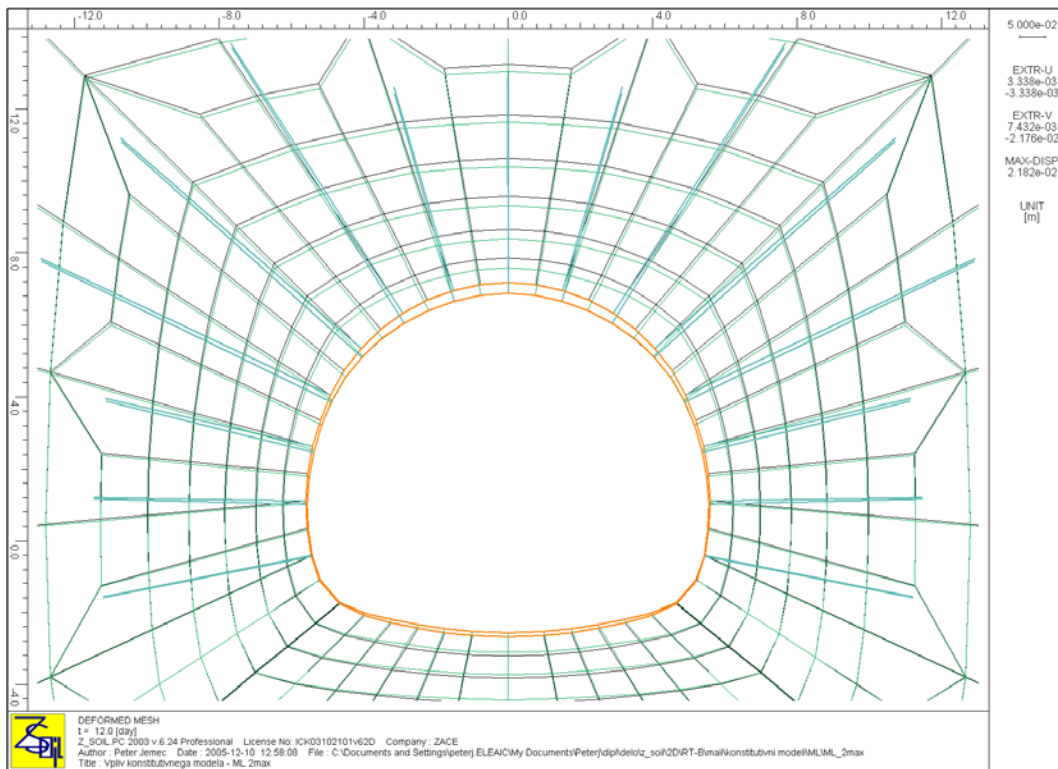
Slika P5.4. 1: Deformacije pri modelu HB.....	158
Slika P5.4. 2: Deformacije pri modelu MC.....	158
Slika P5.4. 3: Deformacije pri modelu ML.....	159
Slika P5.4. 4: Osna sila in moment pri modelu HB.....	159
Slika P5.4. 5: Osna sila in moment pri modelu MC.....	160
Slika P5.4. 6: Osna sila in moment pri modelu ML.....	160
Slika P5.4. 7: Plastična območja pri modelu HB.....	161
Slika P5.4. 8: Plastična območja pri modelu MC.....	161
Slika P5.4. 9: Plastična območja pri modelu ML.....	162
Slika P5.4. 10: Plastična območja pri modelu MC v hribinskem tipu 3min.....	162
Slika P5.4. 11: Plastična območja pri modelu HB v hribinskem tipu 3min.....	163
Slika P5.4. 12: Plastična območja pri modelu ML v hribinskem tipu 3min.....	163
Slika P5.4. 13: Deformacije po izkopu stopnice pri modelu HB v 3min in novo funkcijo....	164
Slika P5.4. 14: Končne deformacije pri modelu HB v 3min in novo funkcijo.....	164
Slika P5.4. 15: Deformacije po izkopu stopnice pri modelu MC v 3min in novo funkcijo... 165	165
Slika P5.4. 16: Končne deformacije pri modelu MC v 3min in novo funkcijo.....	165
Slika P5.4. 17: Deformacije po izkopu stopnice pri modelu ML v 3min in novo funkcijo... 166	166
Slika P5.4. 18: Končne deformacije pri modelu MC v 3min in novo funkcijo.....	166
Slika P5.4. 19: Plastična območja pri modelu MC v 3min in novo funkcijo.....	167
Slika P5.4. 20: Plastična območja pri modelu HB v 3min in novo funkcijo.....	167
Slika P5.4. 21: Plastična območja pri modelu ML v 3min in novo funkcijo.....	168
Slika P5.4. 22: Deformacije na stacionaži 1180 z modelom MC.....	169
Slika P5.4. 23: Deformacije na stacionaži 1180 z modelom ML.....	169
Slika P5.4. 24: Deformacije na stacionaži 1156 z modelom MC.....	170
Slika P5.4. 25: Deformacije na stacionaži 1180 z modelom ML.....	170
Slika P5.4. 26: Plastične cone na stacionaži 1180 z modelom MC.....	171
Slika P5.4. 27: Plastične cone na stacionaži 1180 z modelom ML.....	171
Slika P5.4. 28: Plastične cone na stacionaži 1156 z modelom MC.....	172
Slika P5.4. 29: Plastične cone na stacionaži 1156 z modelom ML.....	172



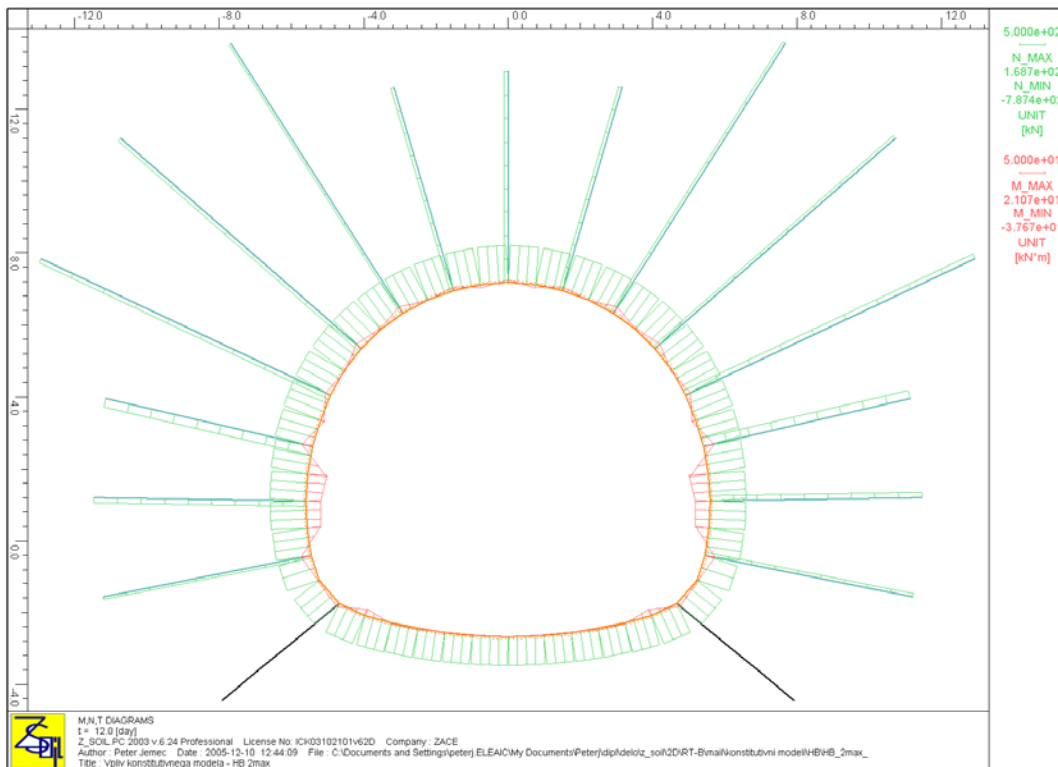
Slika P5.4. 1: Deformacije pri modelu HB.



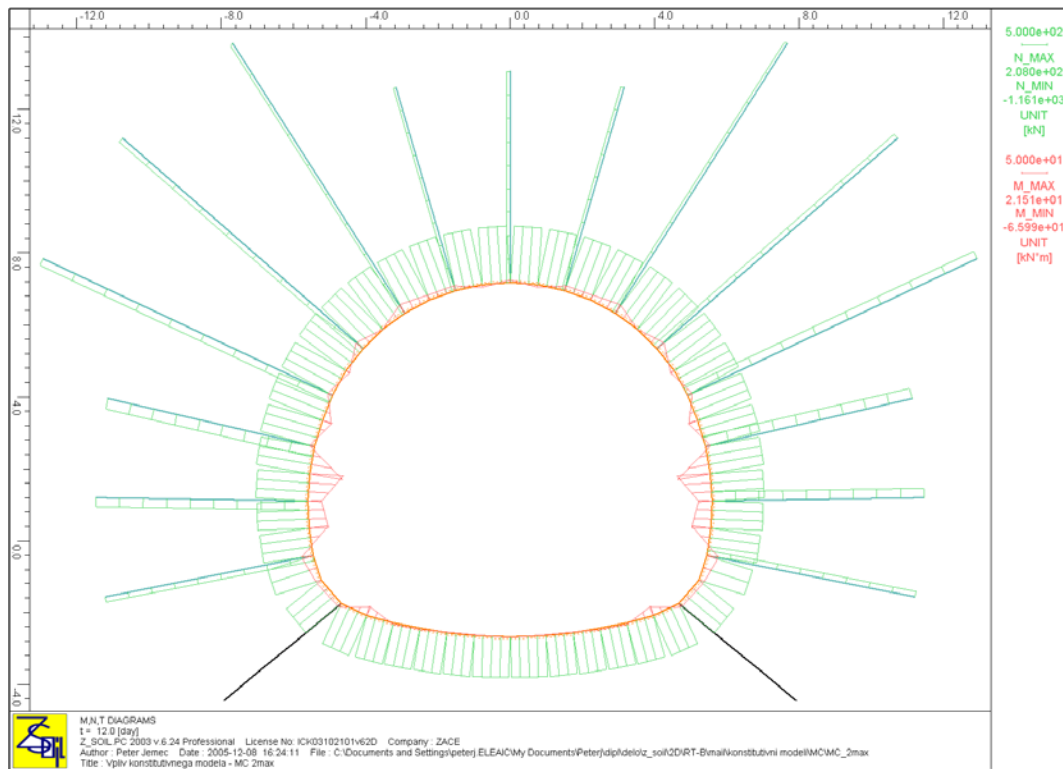
Slika P5.4. 2: Deformacije pri modelu MC.



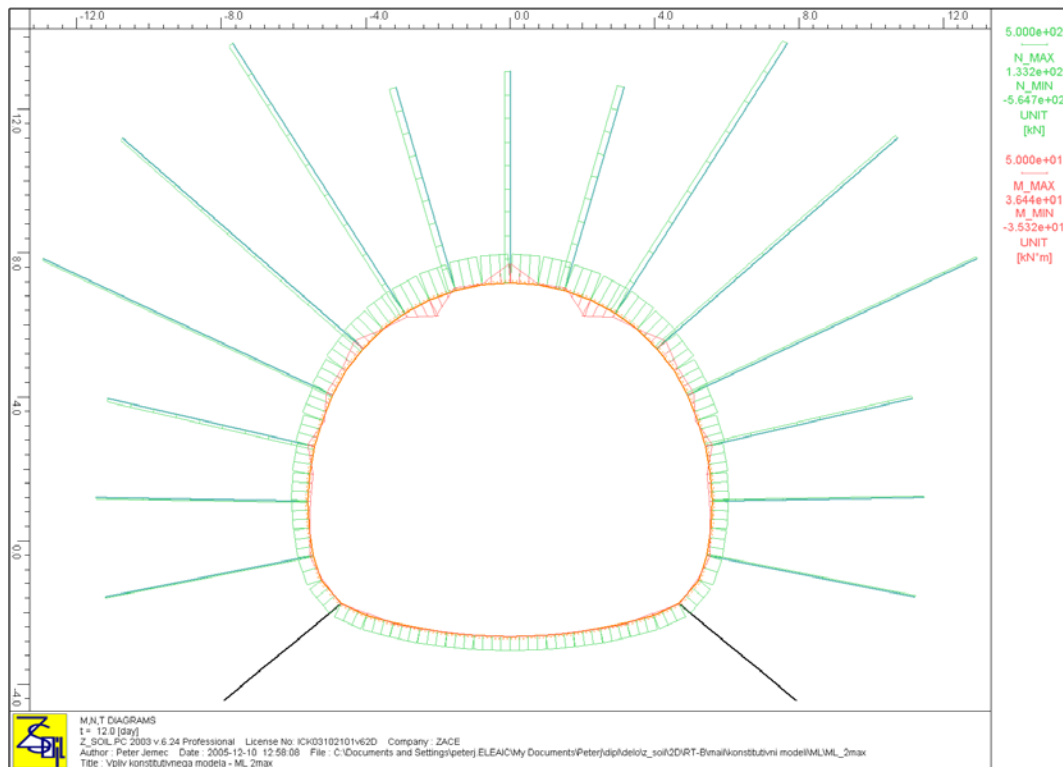
Slika P5.4. 3: Deformacije pri modelu ML.



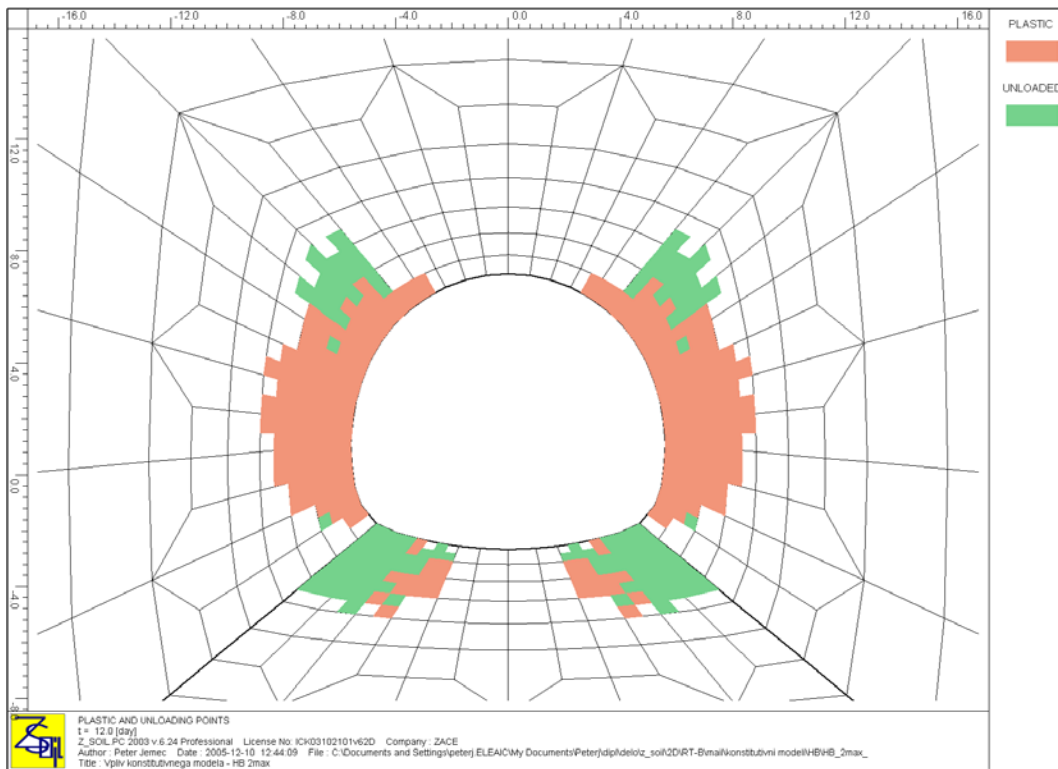
Slika P5.4. 4: Osnova sila in moment pri modelu HB.



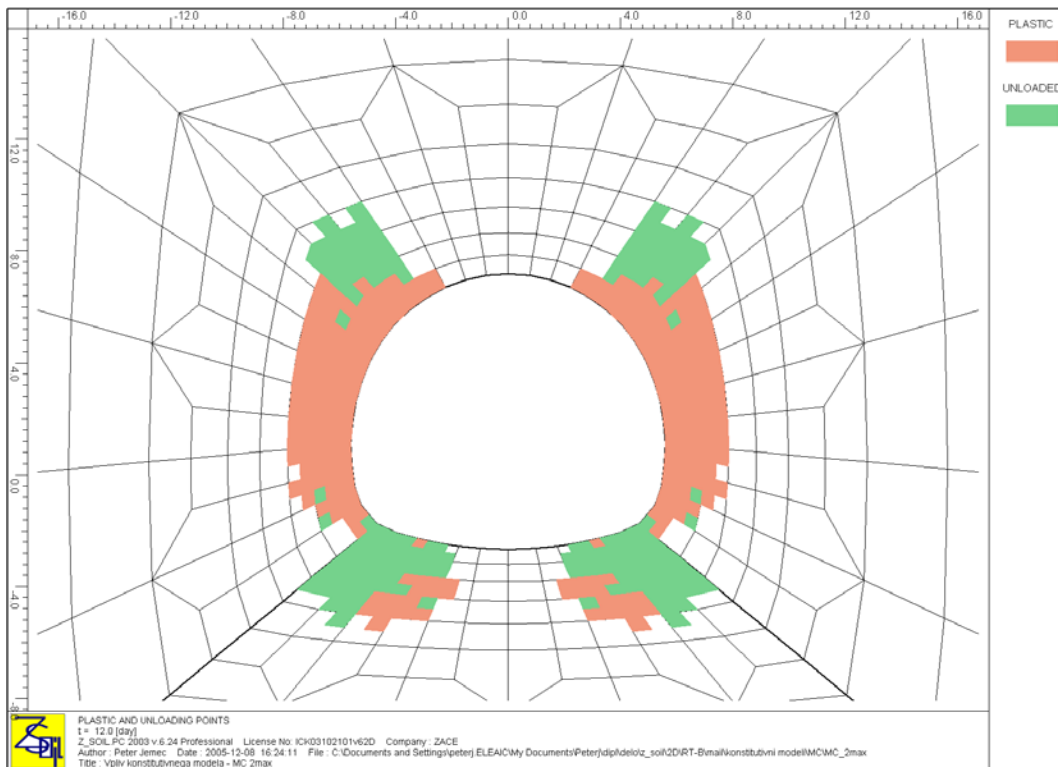
Slika P5.4. 5: Osnova sila in moment pri modelu MC.



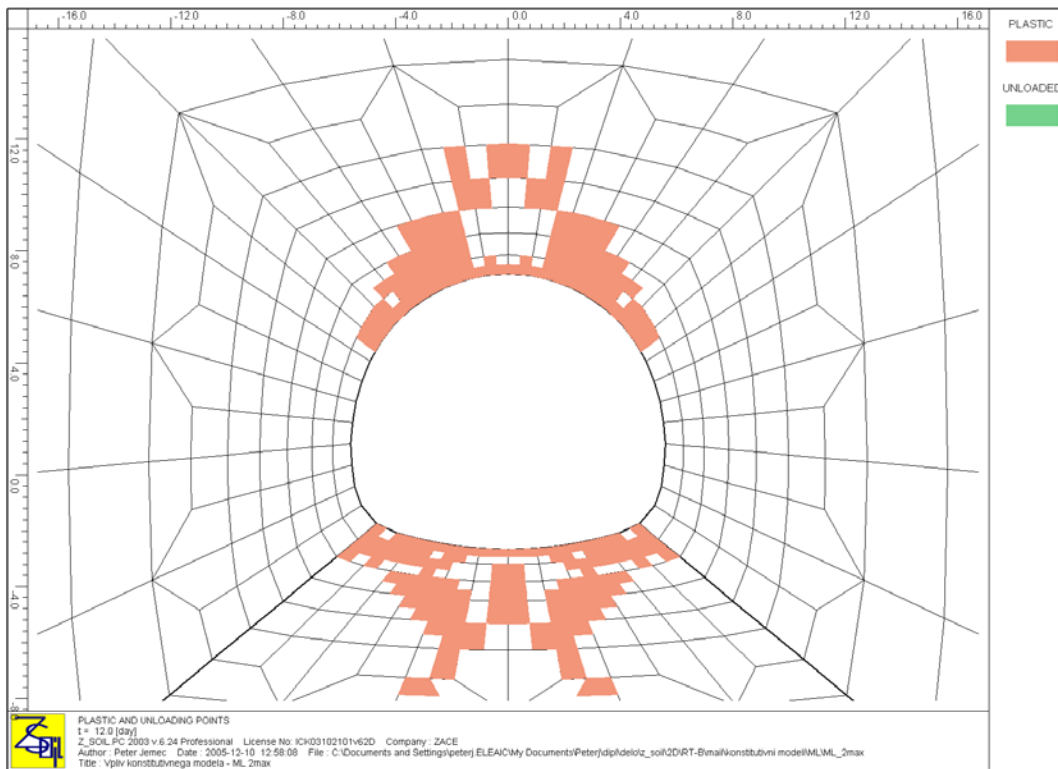
Slika P5.4. 6: Osnova sila in moment pri modelu ML.



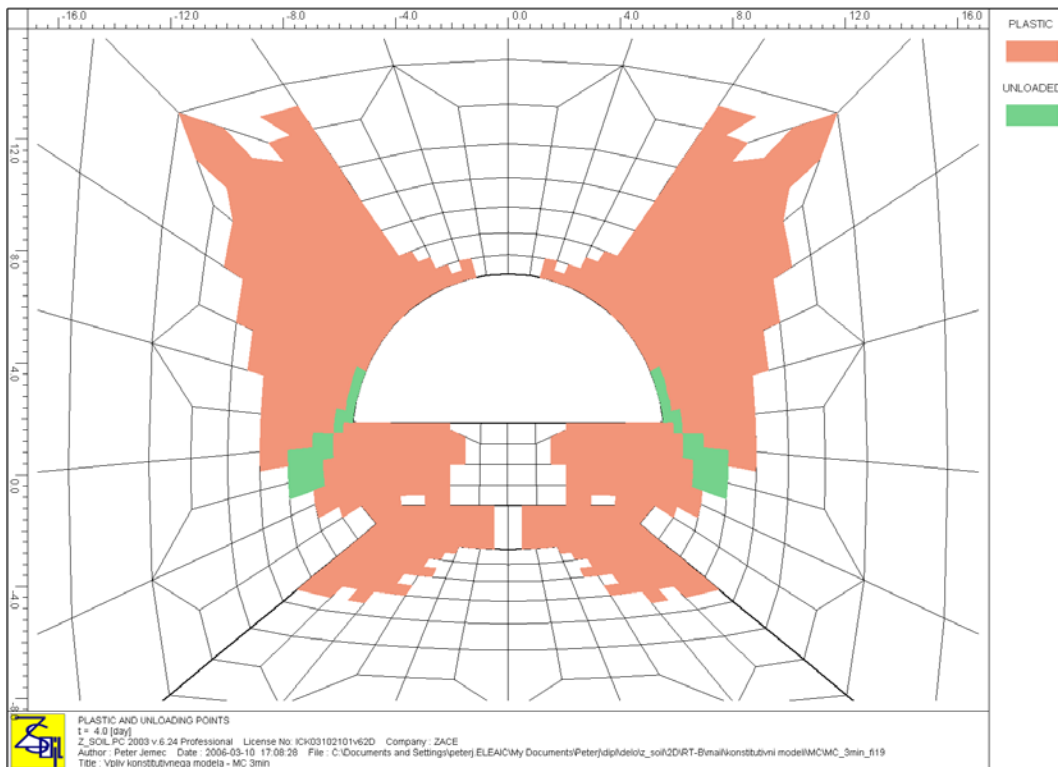
Slika P5.4. 7: Plastična območja pri modelu HB.



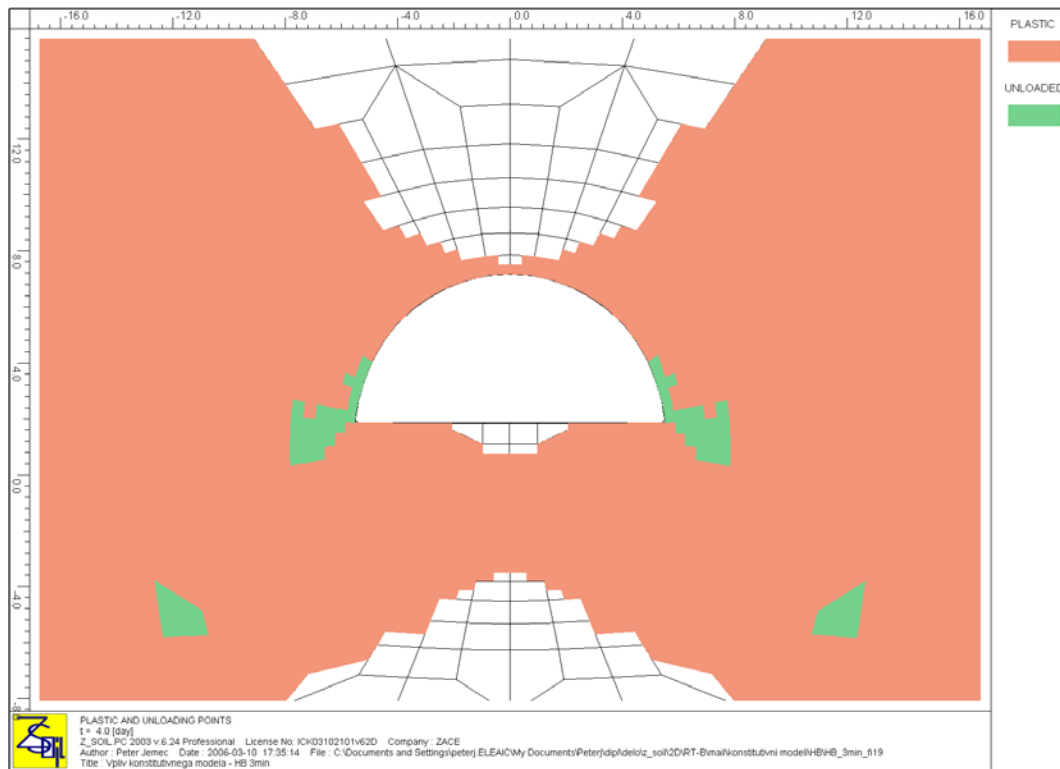
Slika P5.4. 8: Plastična območja pri modelu MC.



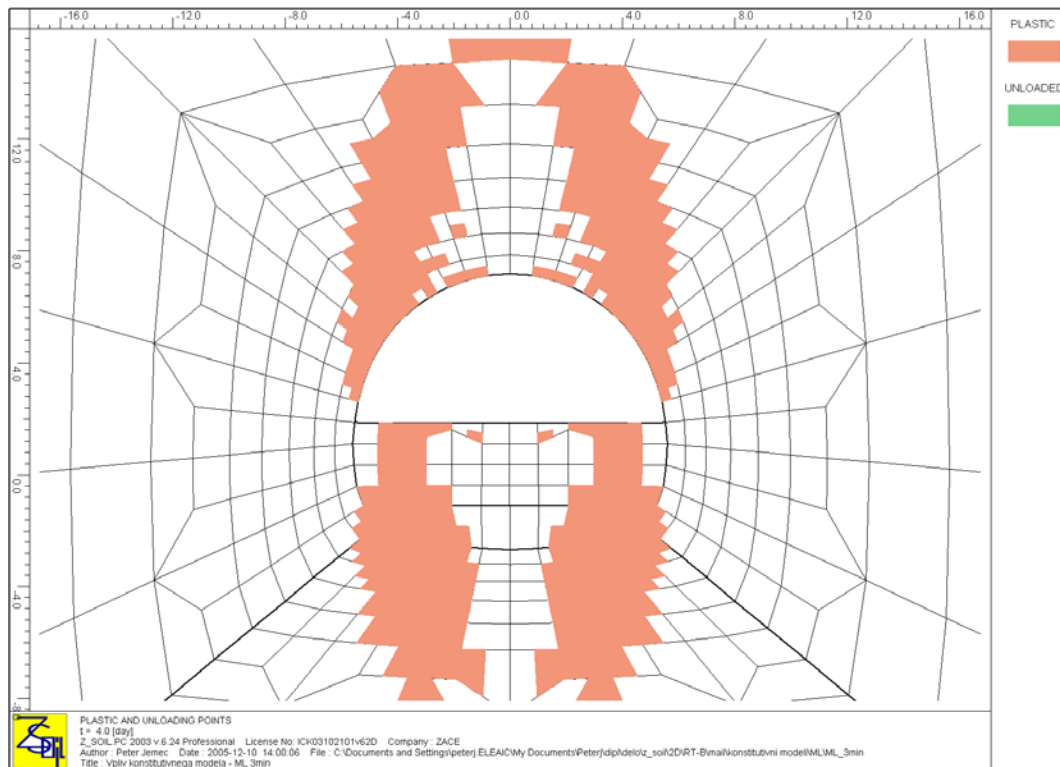
Slika P5.4. 9: Plastična območja pri modelu ML.



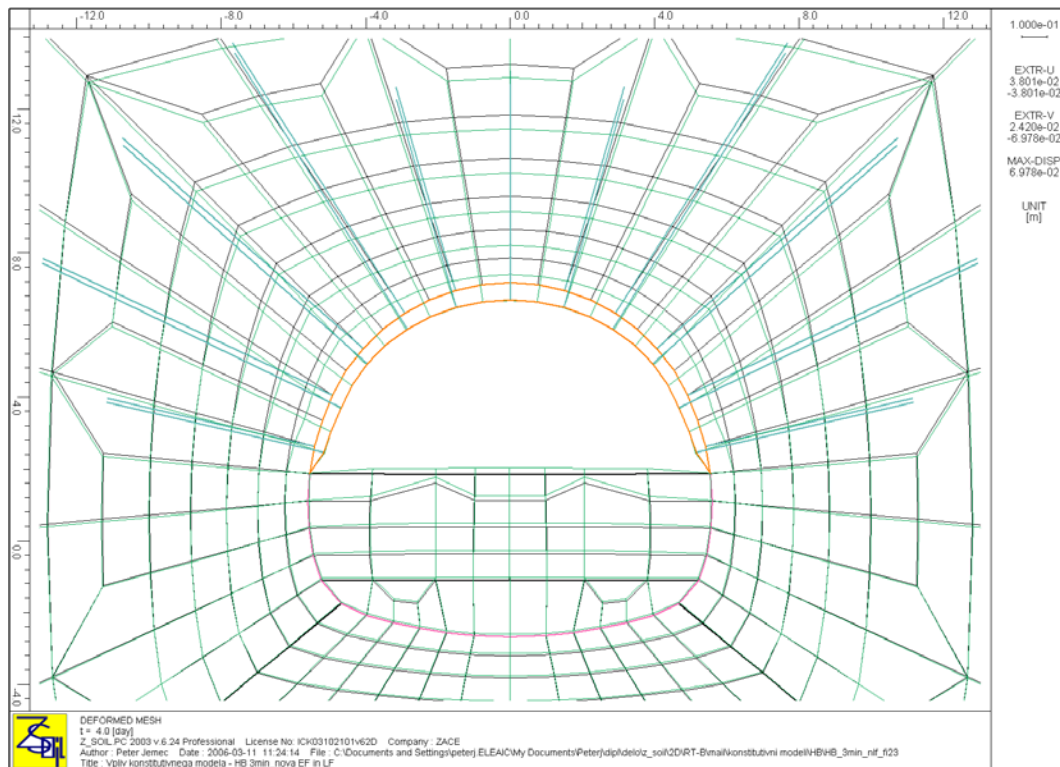
Slika P5.4. 10: Plastična območja pri modelu MC v hribinskem tipu 3min.



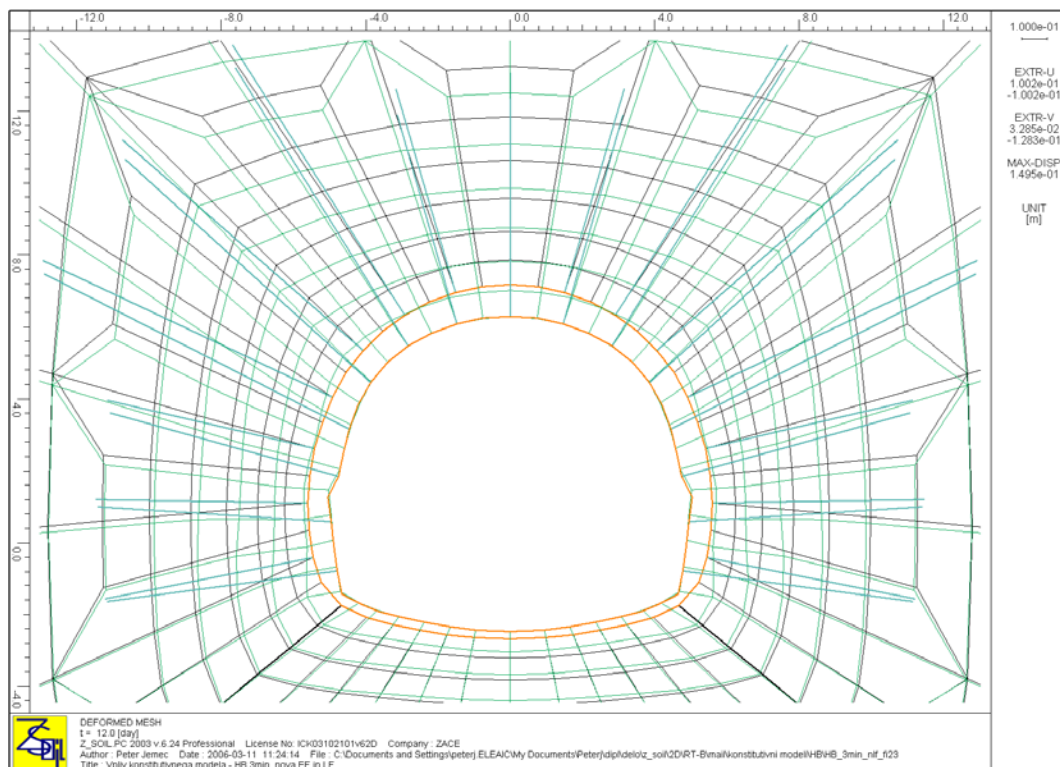
Slika P5.4. 11: Plastična območja pri modelu HB v hribinskem tipu 3min.



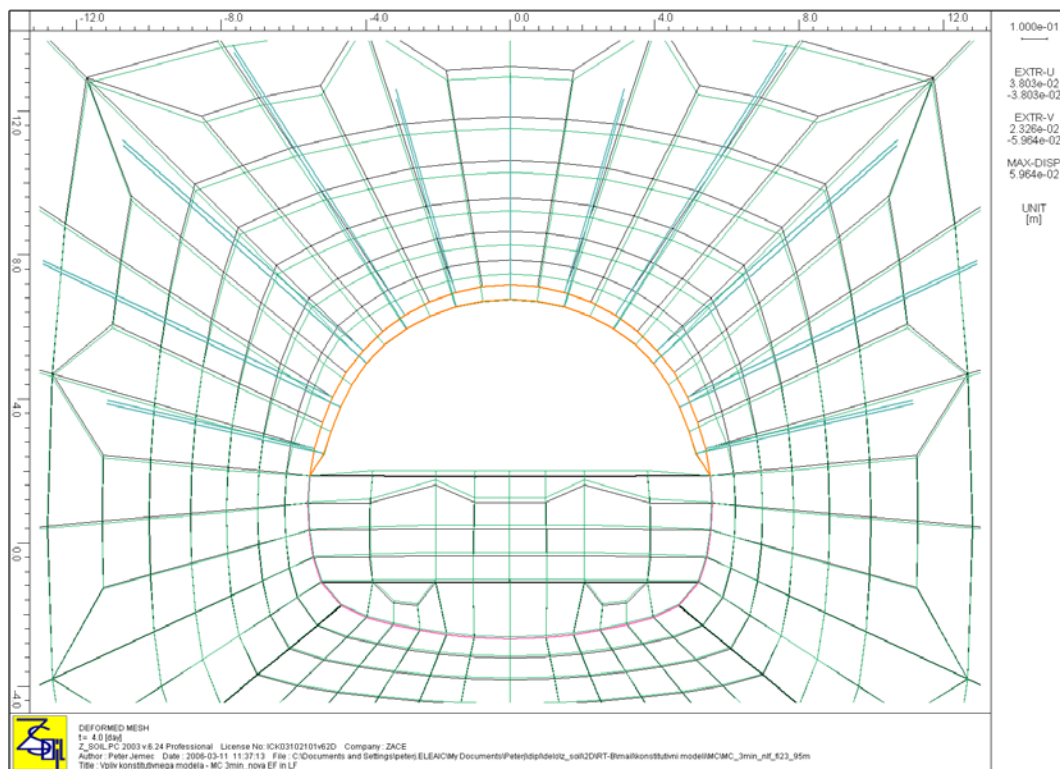
Slika P5.4. 12: Plastična območja pri modelu ML v hribinskem tipu 3min.



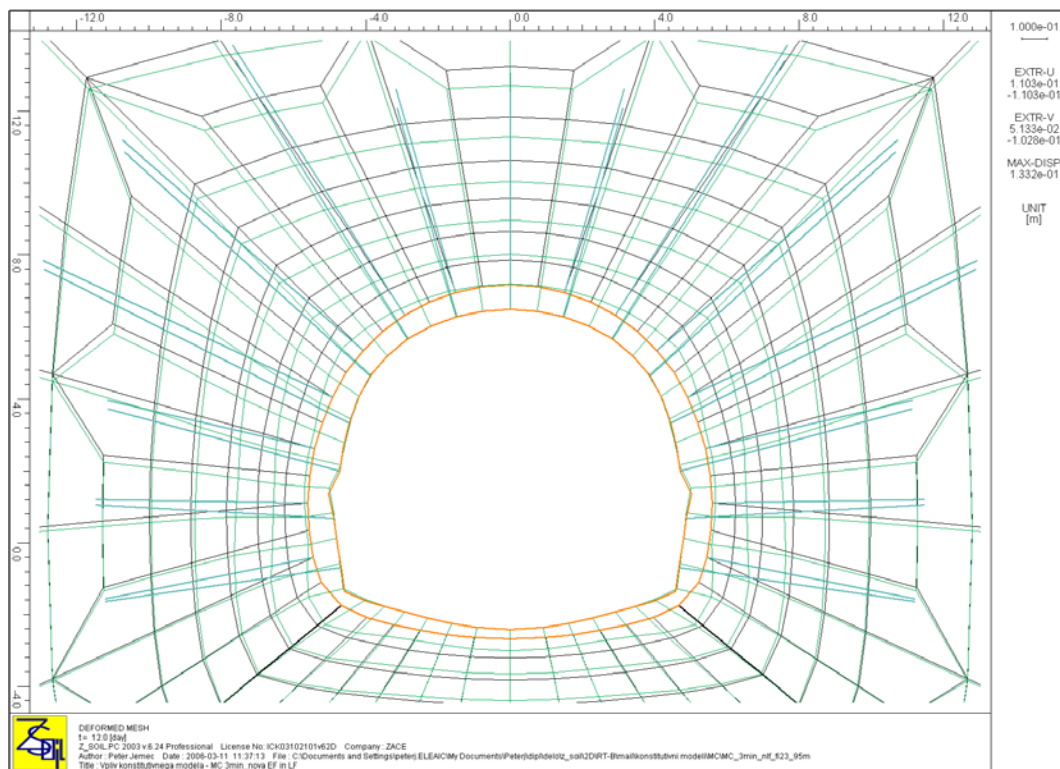
Slika P5.4. 13: Deformacije po izkopu stopnice pri modelu HB v 3min in novo funkcijo.



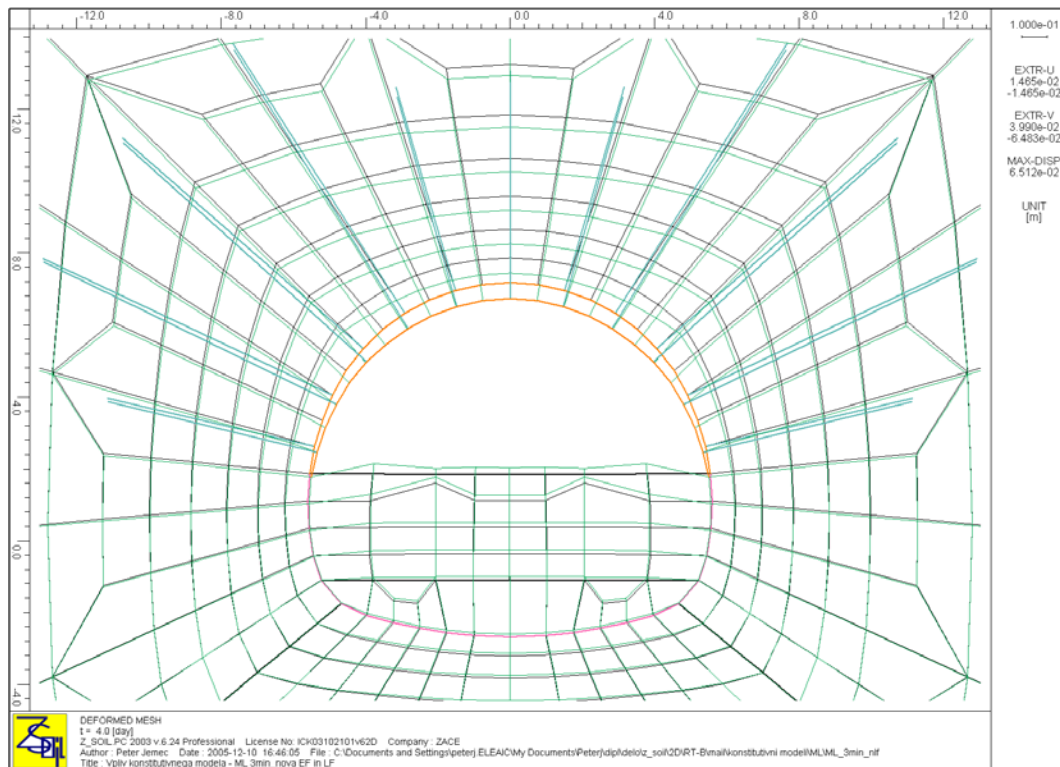
Slika P5.4. 14: Končne deformacije pri modelu HB v 3min in novo funkcijo.



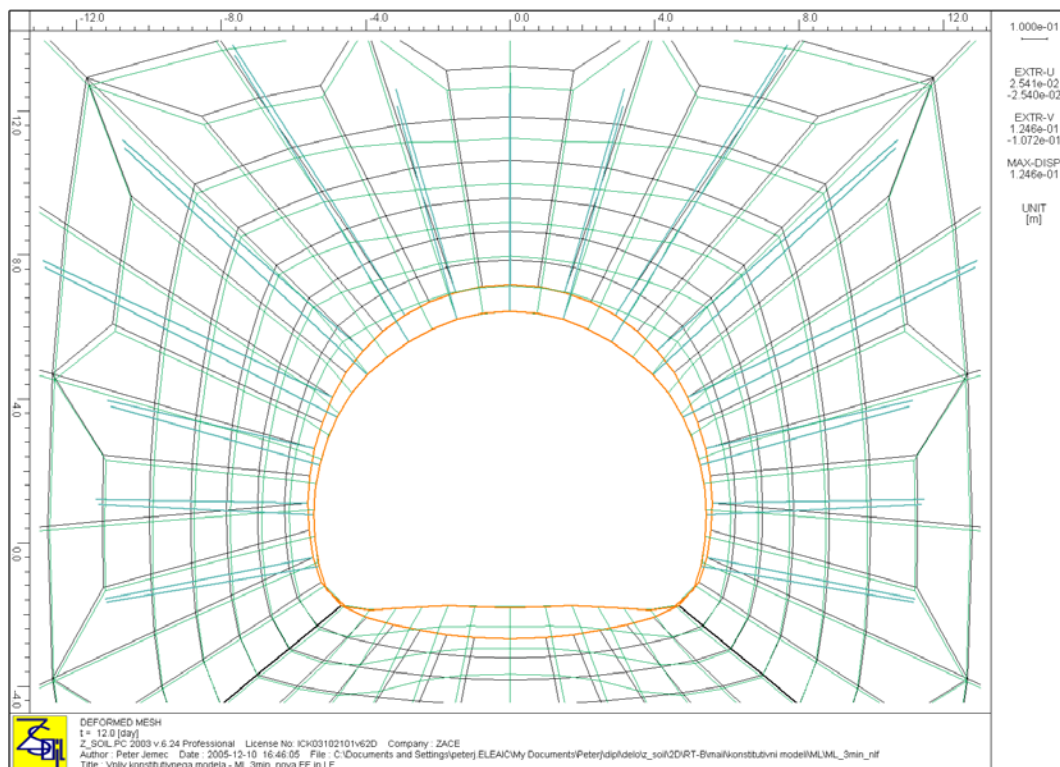
Slika P5.4. 15: Deformacije po izkopu stopnice pri modelu MC v 3min in novo funkcijo.



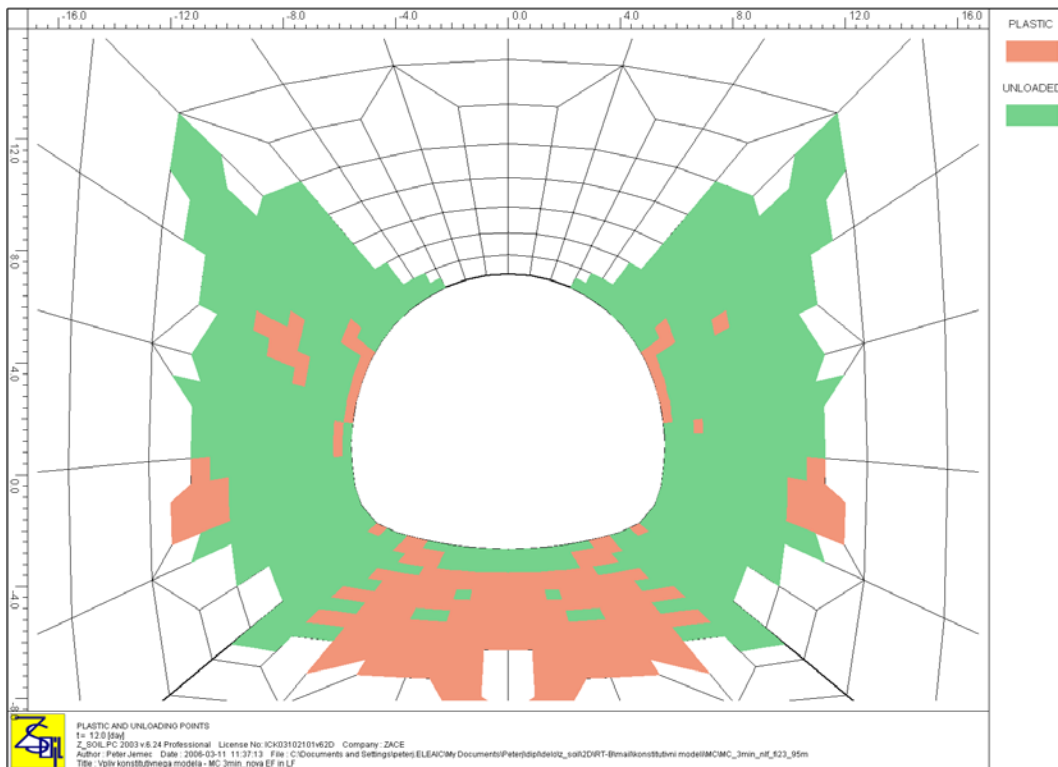
Slika P5.4. 16: Končne deformacije pri modelu MC v 3min in novo funkcijo.



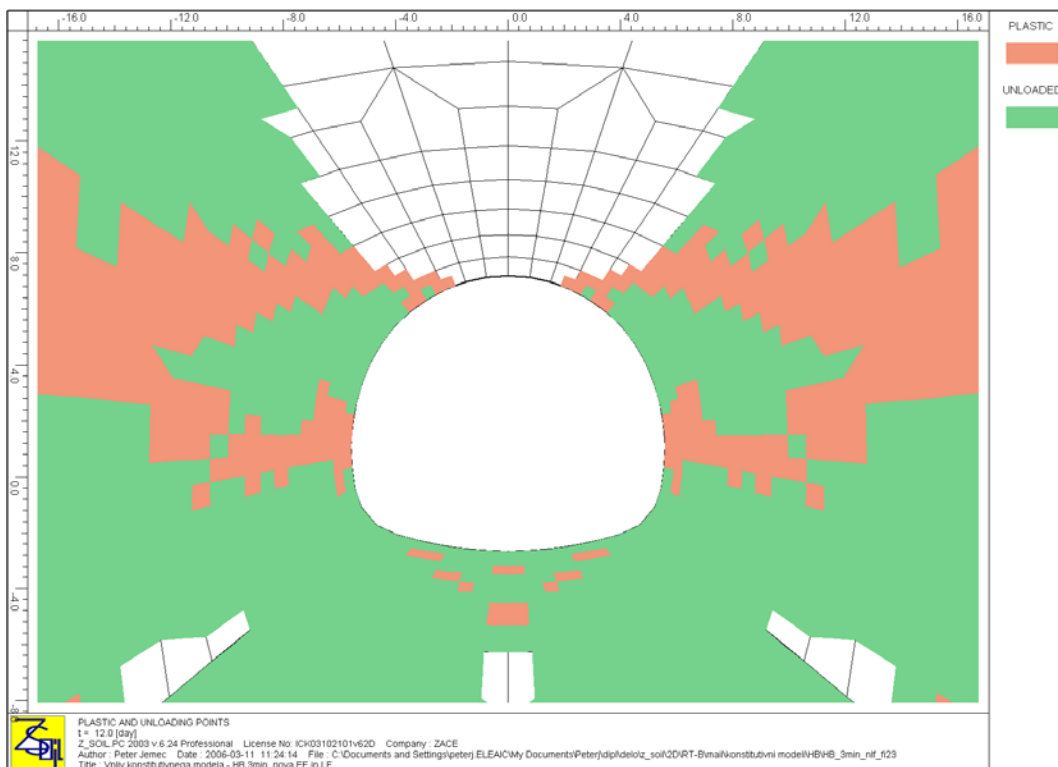
Slika P5.4. 17: Deformacije po izkopu stopnice pri modelu ML v 3min in novo funkcijo.



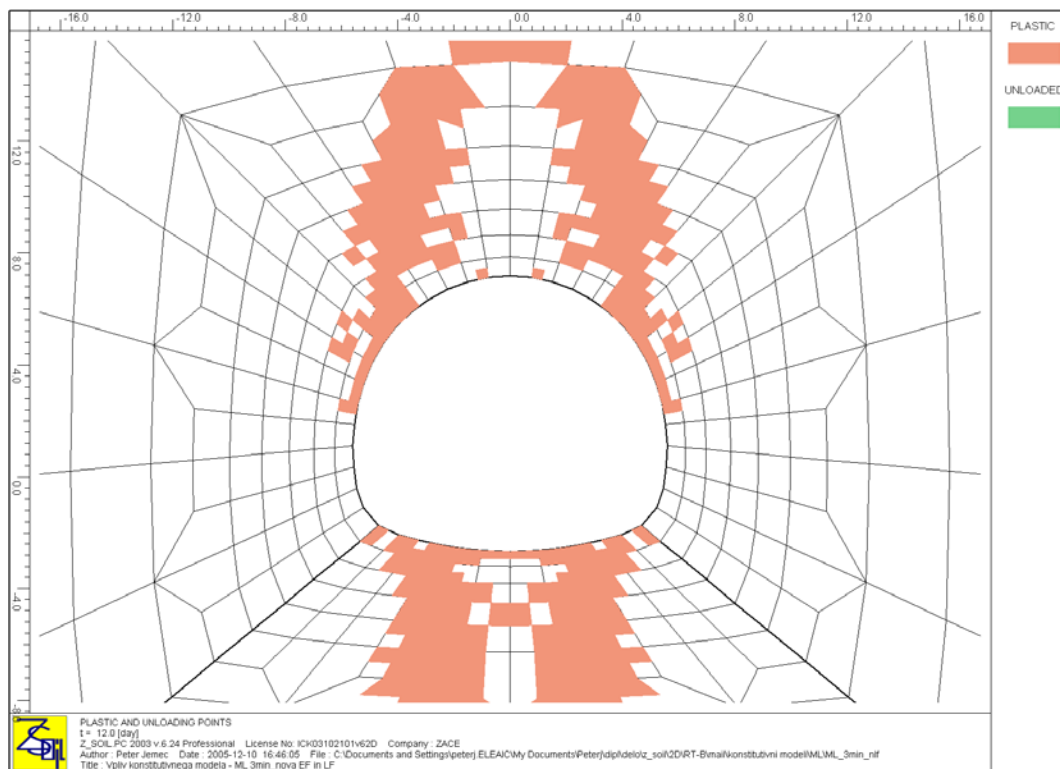
Slika P5.4. 18: Končne deformacije pri modelu MC v 3min in novo funkcijo.



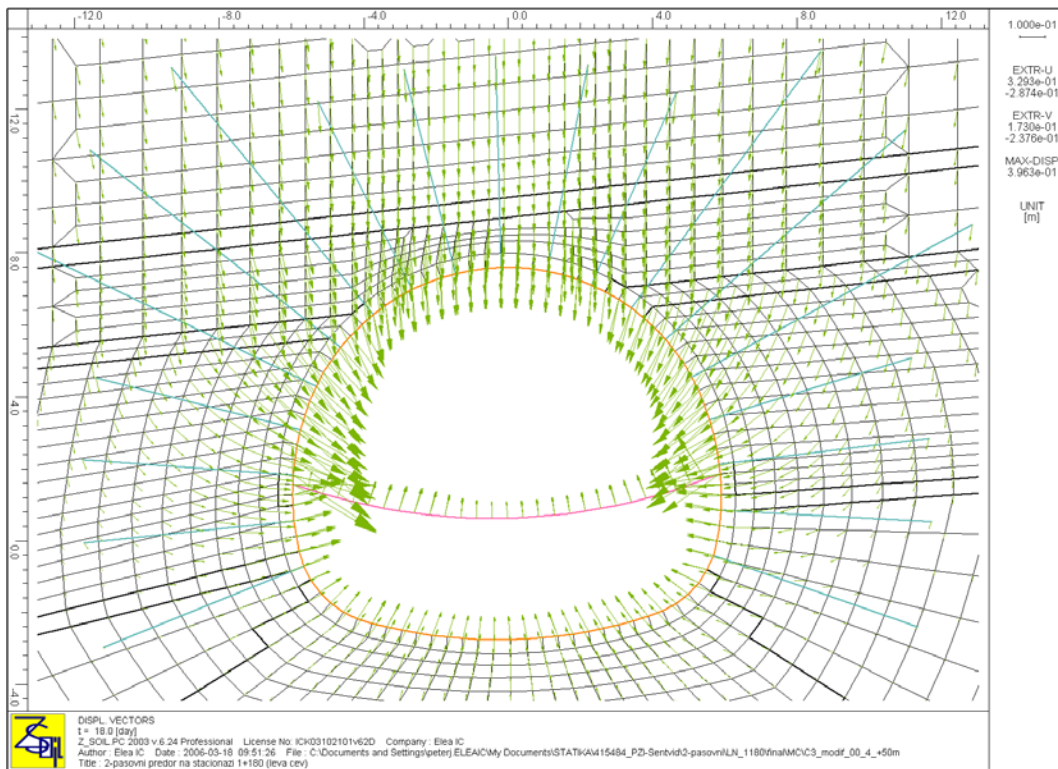
Slika P5.4. 19: Plastična območja pri modelu MC v 3min in novo funkcijo.



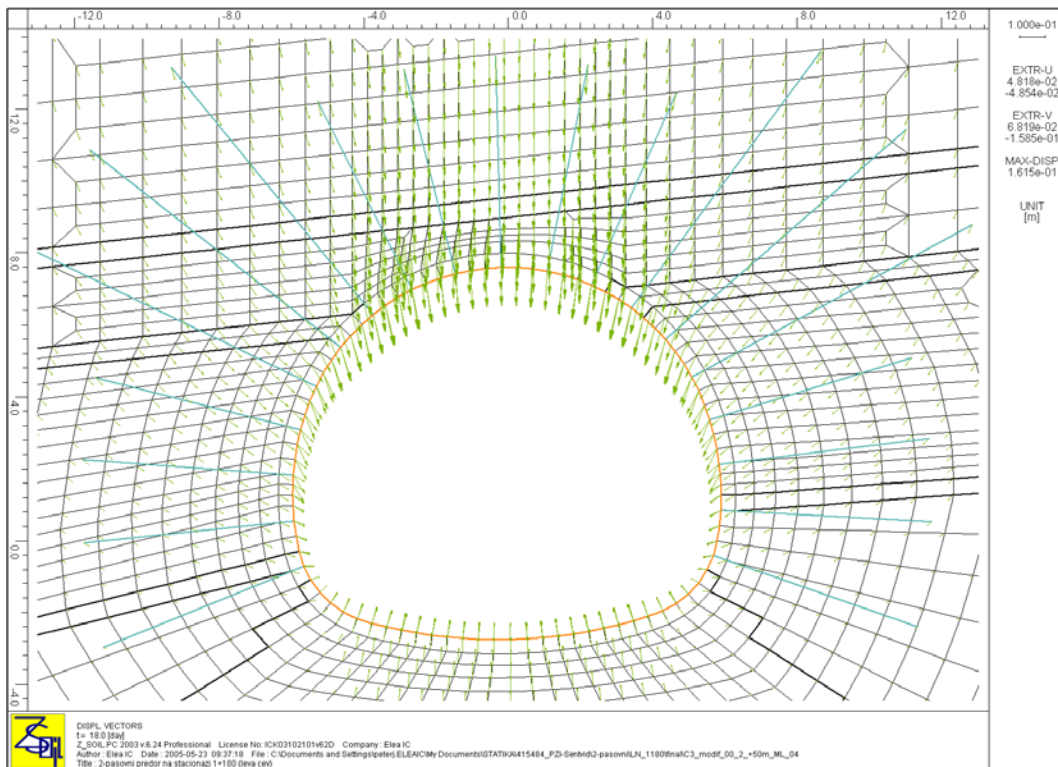
Slika P5.4. 20: Plastična območja pri modelu HB v 3min in novo funkcijo.



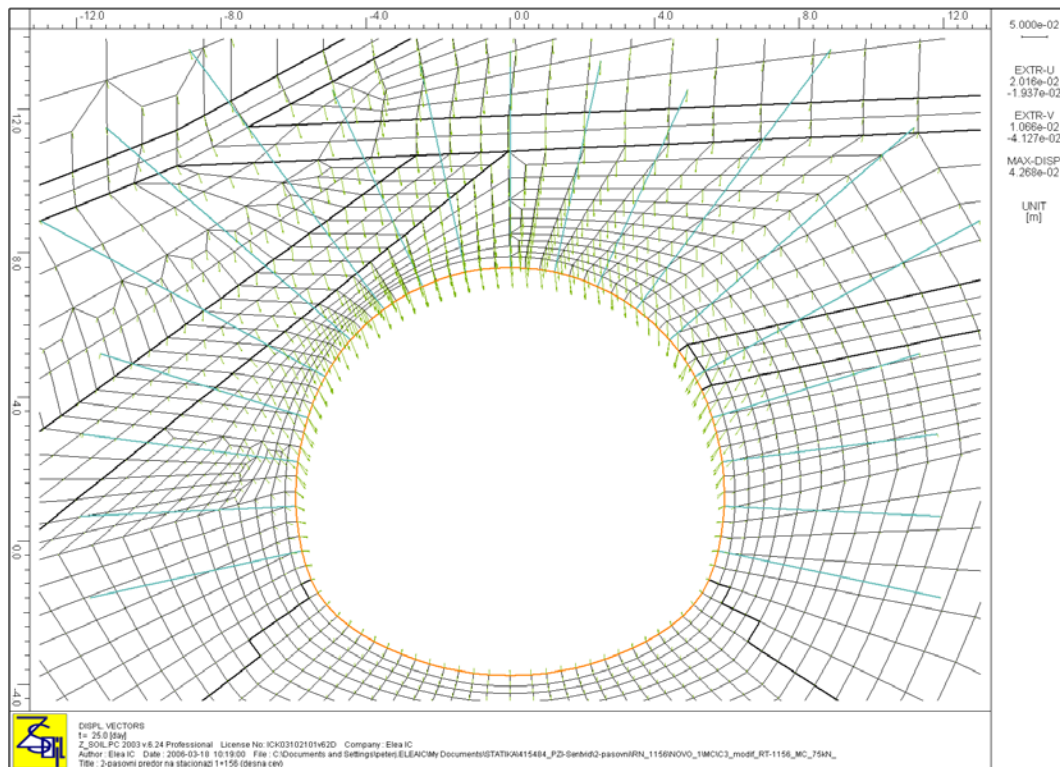
Slika P5.4. 21: Plastična območja pri modelu ML v 3min in novo funkcijo



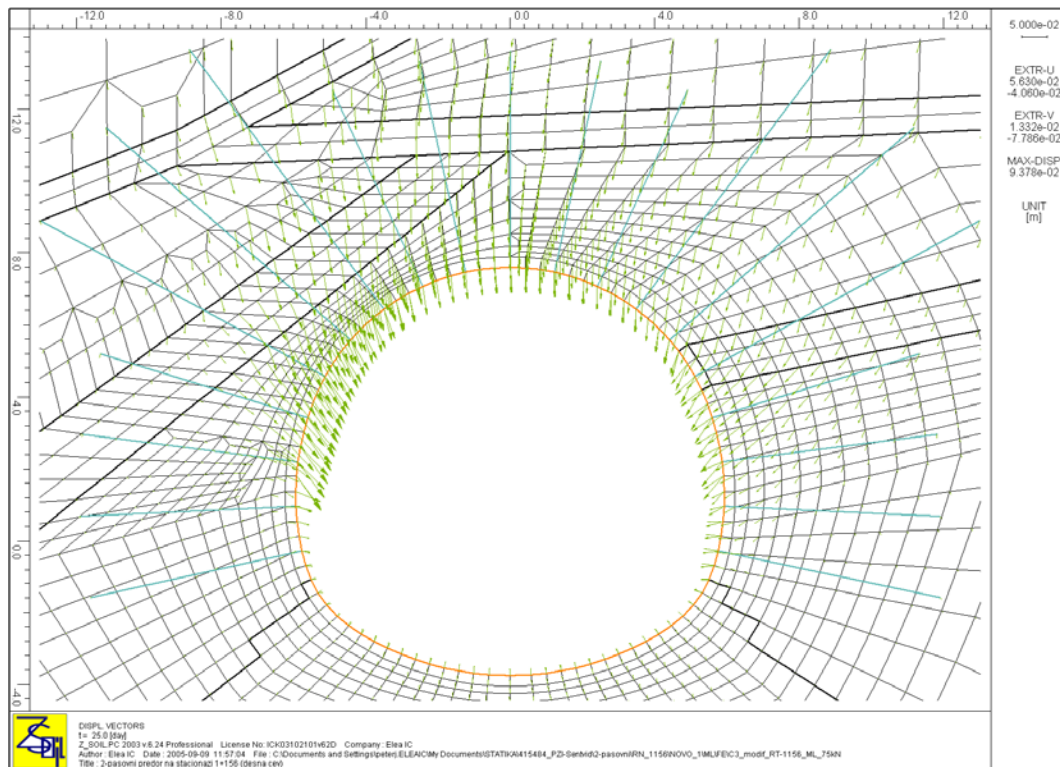
Slika P5.4. 22: Deformacije na stacionaži 1180 z modelom MC.



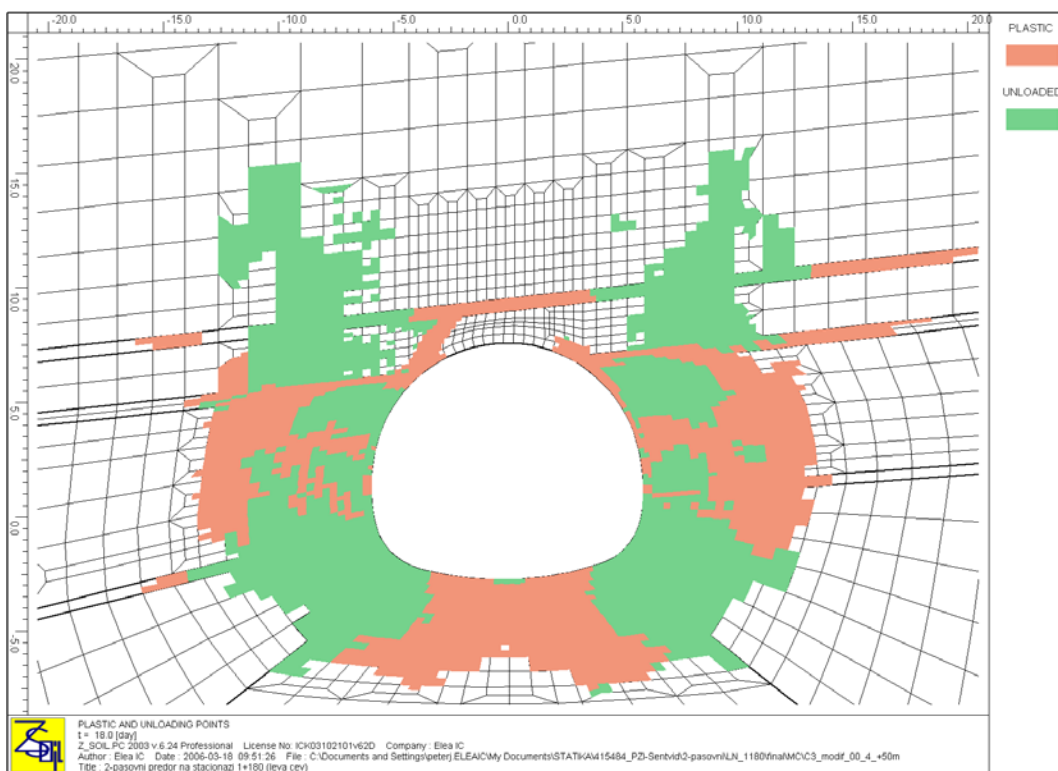
Slika P5.4. 23: Deformacije na stacionaži 1180 z modelom ML.



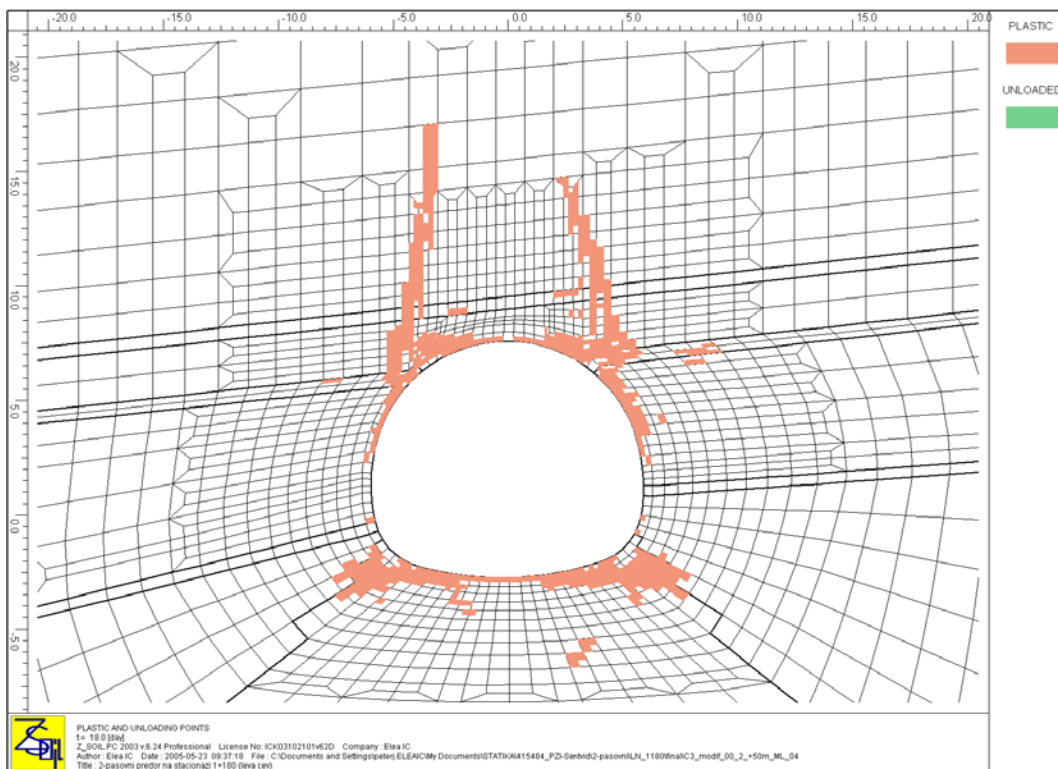
Slika P5.4. 24: Deformacije na stacionu 1156 z modelom MC.



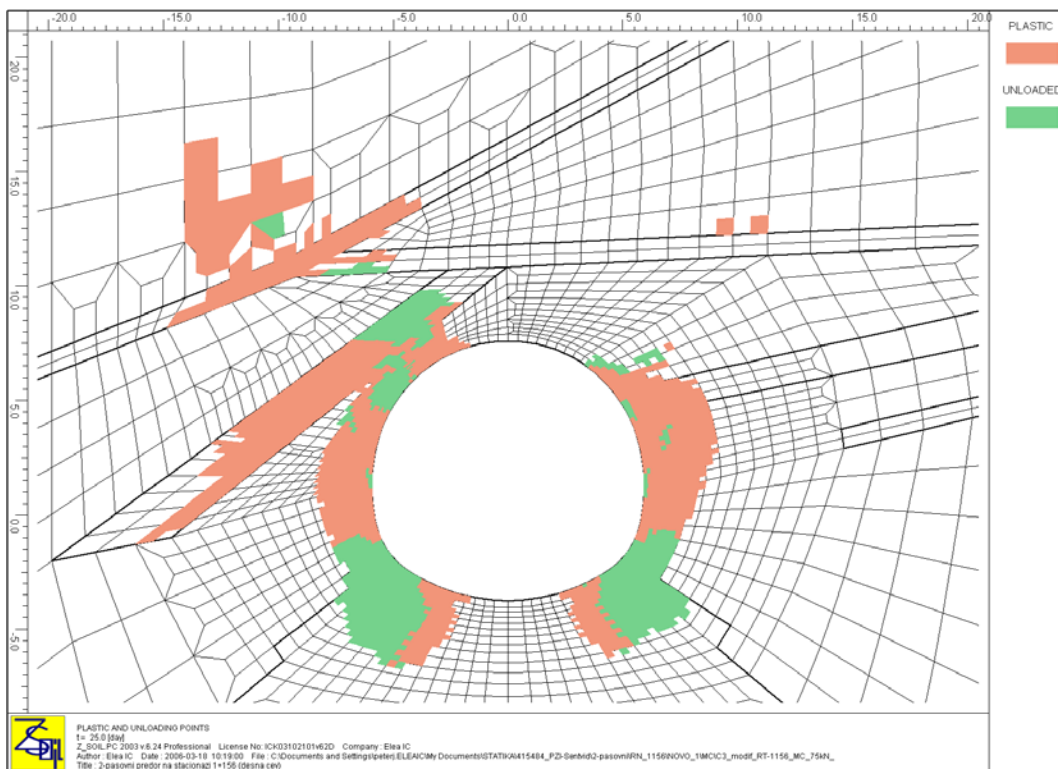
Slika P5.4. 25: Deformacije na stacionu 1180 z modelom ML.



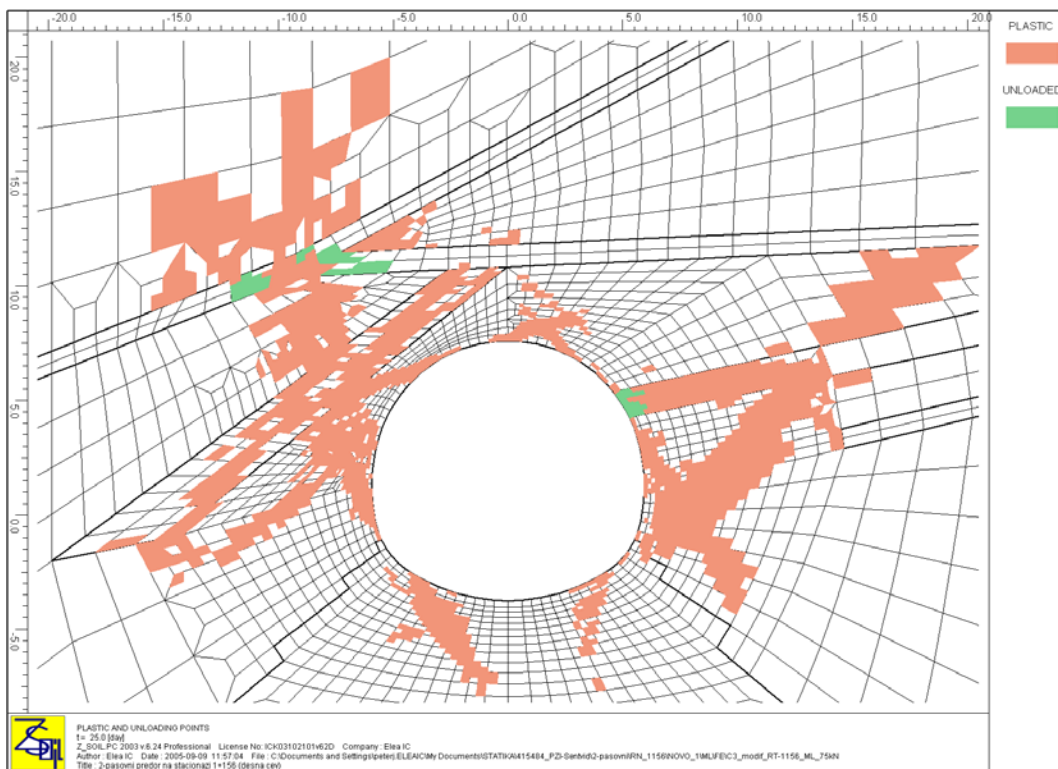
Slika P5.4. 26: Plastične cone na stacionu 1180 z modelom MC.



Slika P5.4. 27: Plastične cone na stacionu 1180 z modelom ML.



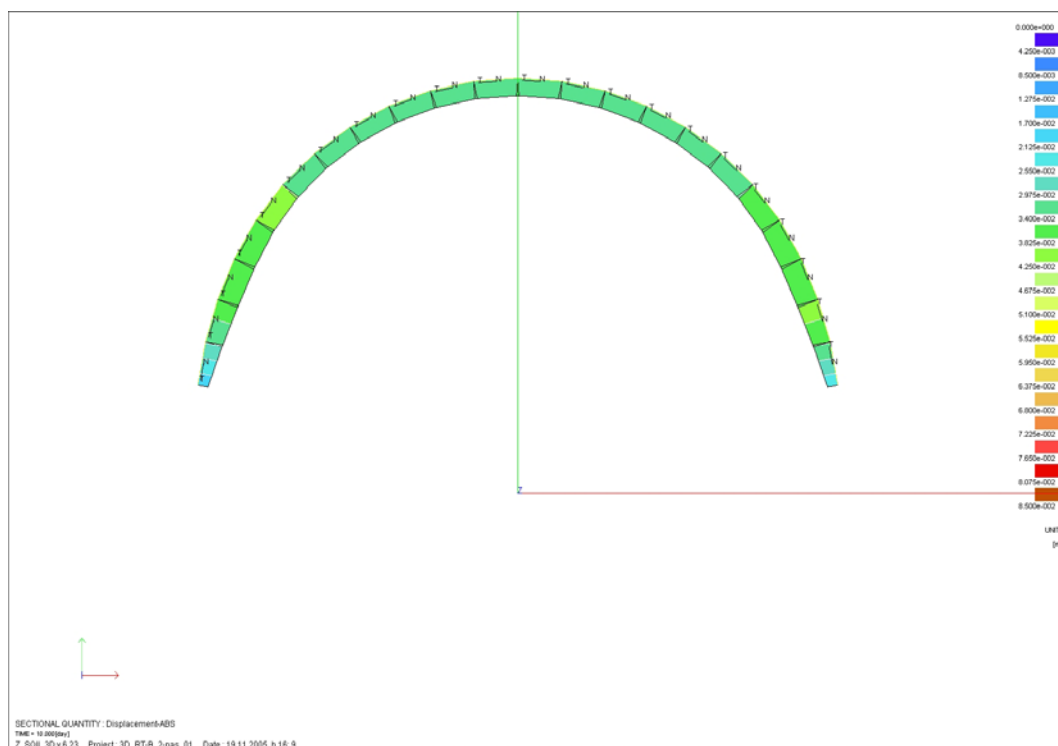
Slika P5.4. 28: Plastične cone na stacionu 1156 z modelom MC.



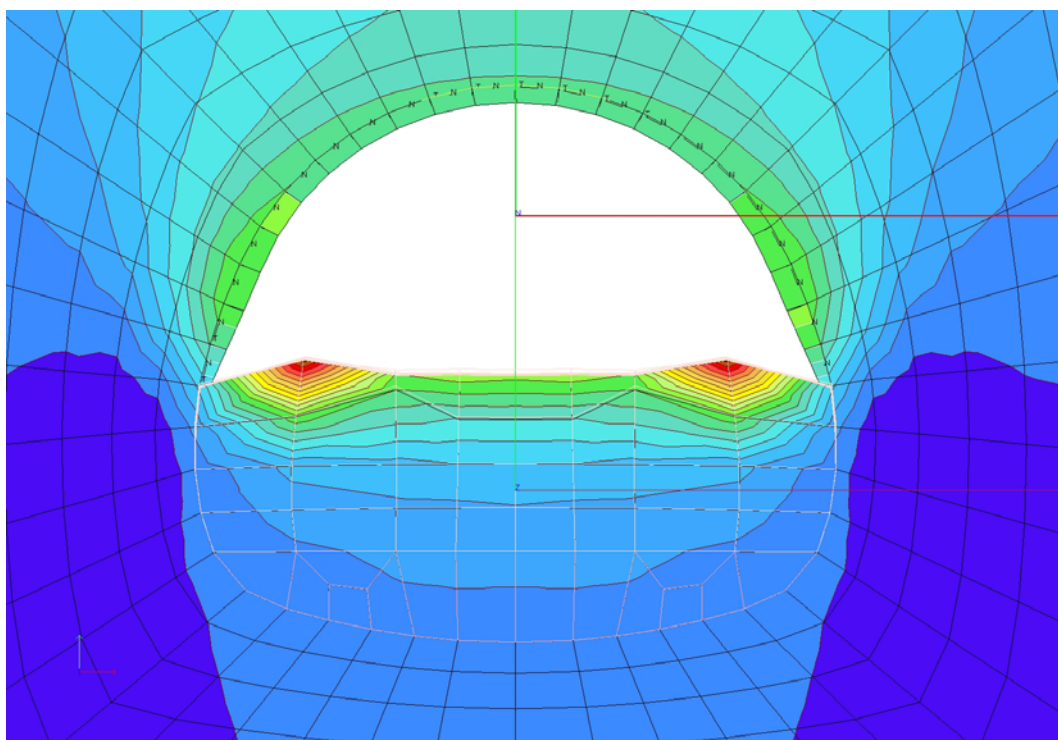
Slika P5.4. 29: Plastične cone na stacionu 1156 z modelom ML.

9.4 Priloge P6.1

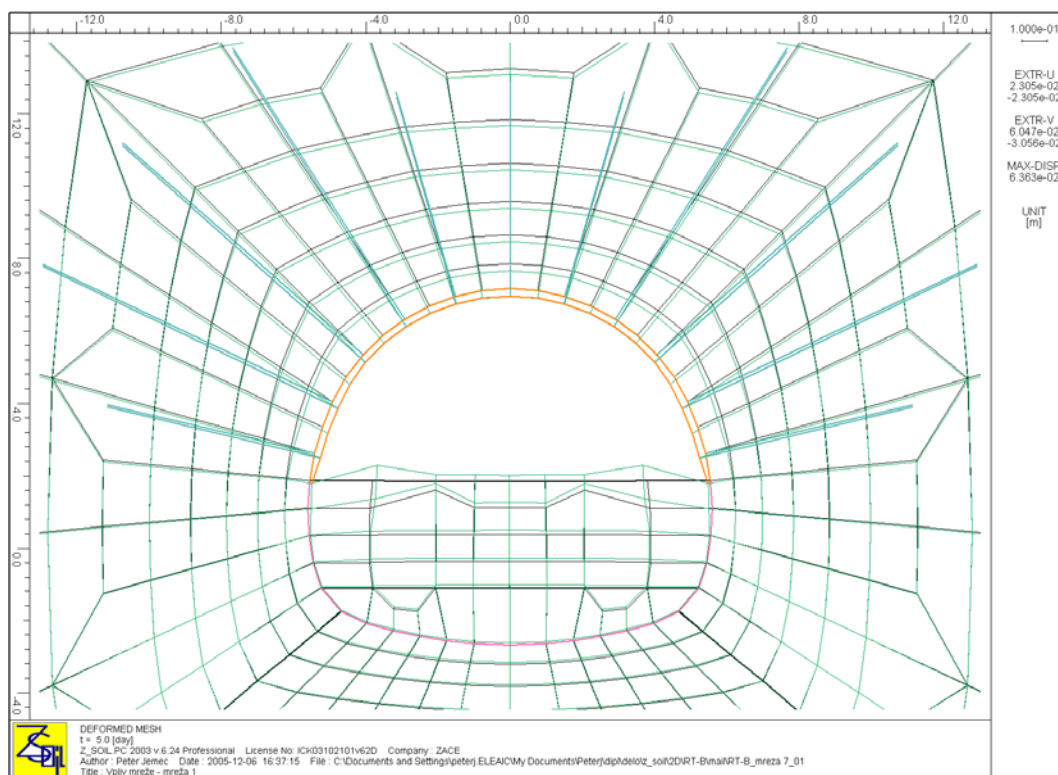
Slika P6.1. 1: Deformacije 3D modela po izkopu kalote (samo obloga).	174
Slika P6.1. 2: Deformacije 3D modela po izkopu kalote.	174
Slika P6.1. 3: Deformacije 2D modela po izkopu kalote.	175
Slika P6.1. 4: Končne deformacije modela 3D.	176
Slika P6.1. 5: Končne deformacije modela 2D.	176
Slika P6.1. 6: Osna sila in moment 2D modela.	177
Slika P6.1. 7: Moment 3D modela.	178
Slika P6.1. 8: Osna sila 3D modela.	178
Slika P6.1. 9: Osne sile v sidrih 2D modela.	179
Slika P6.1. 10: Osne sile v sidrih 3D modela.	179
Slika P6.1. 11: Osne sile v oblogi (lupini) dvopasovnega predora.....	180
Slika P6.1. 12: Moment v oblogi (lupini) dvopasovnega predora.....	180
Slika P6.1. 13: Plastična območja po izkopu kalote - 2D model.	181
Slika P6.1. 14: Plastična območja po izkopu kalote - 3D model.	181
Slika P6.1. 15: Plastična območja po izvedbi predora - 2D model.	182
Slika P6.1. 16: Plastična območja po izvedbi predora - 3D model.	182
Slika P6.1. 17: Začetne vertikalne napetosti v prečnem prerezu.....	183
Slika P6.1. 18: Končno stanje vertikalnih napetosti v prečnem prerezu.	183
Slika P6.1. 19: Smeri glavnih napetosti v primarnem stanju v prečnem prerezu.....	184
Slika P6.1. 20: Preusmeritev napetosti v prečnem prerezu po izvedbi predora.	184
Slika P6.1. 21: Začetne vertikalne napetosti v vzdolžnem prerezu.	185
Slika P6.1. 22: Končno stanje vertikalnih napetosti v vzdolžnem prerezu.	185
Slika P6.1. 23: Smeri glavnih napetosti v primarnem stanju v vzdolžnem prerezu.....	186
Slika P6.1. 24: Preusmeritev napetosti v vzdolžnem prerezu pri izvedbi predora.	186



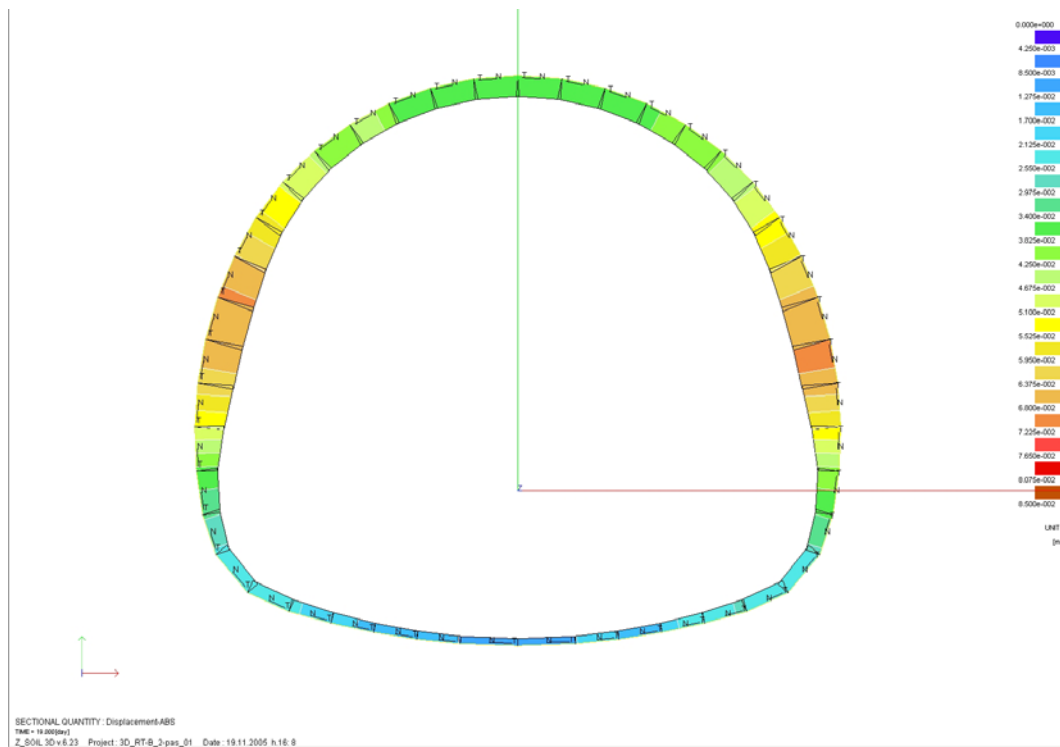
Slika P6.1. 1: Deformacije 3D modela po izkopu kalote (samo obloga).



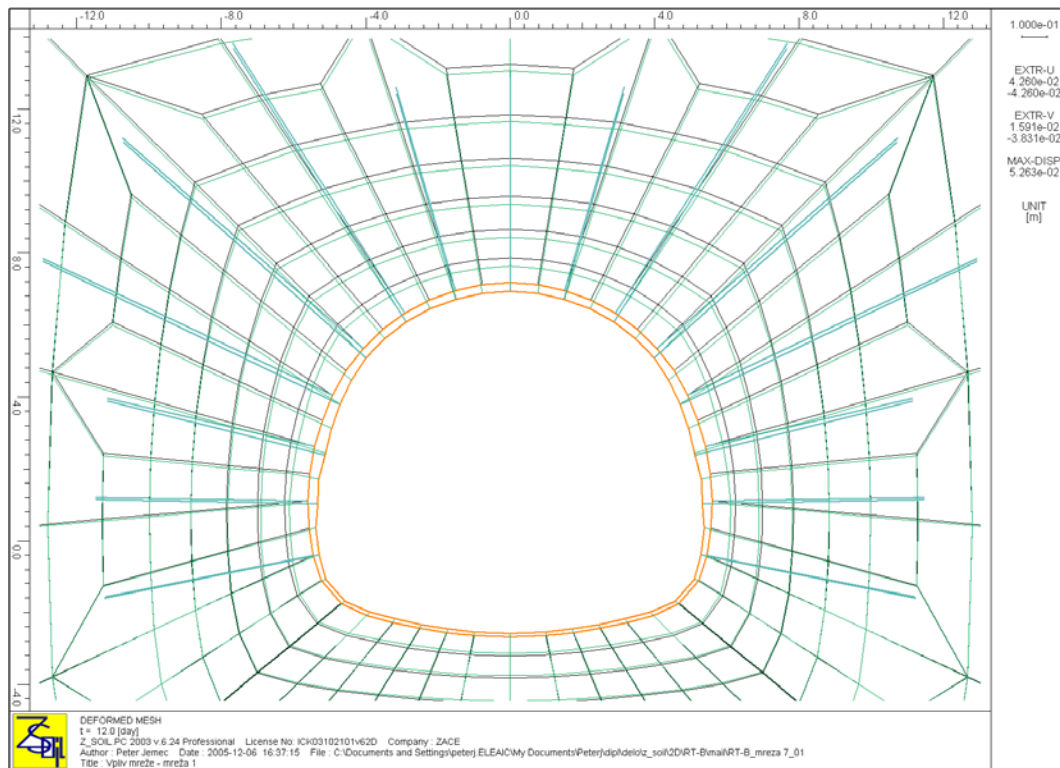
Slika P6.1. 2: Deformacije 3D modela po izkopu kalote.



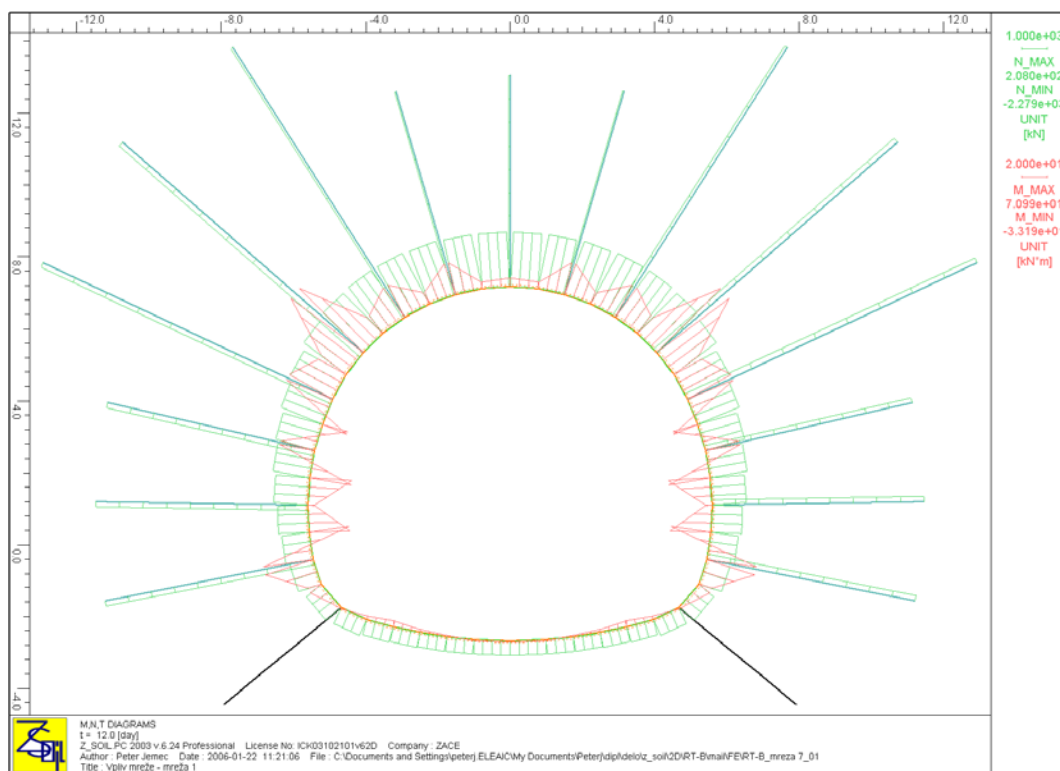
Slika P6.1. 3: Deformacije 2D modela po izkopu kalote.



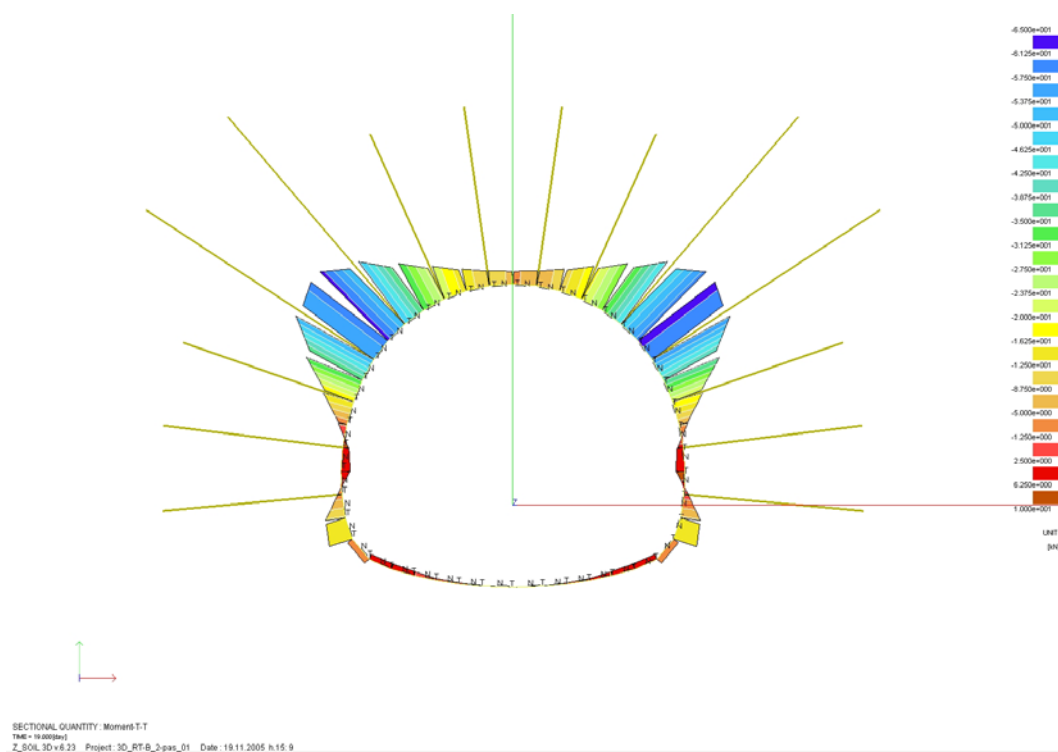
Slika P6.1. 4: Končne deformacije modela 3D.



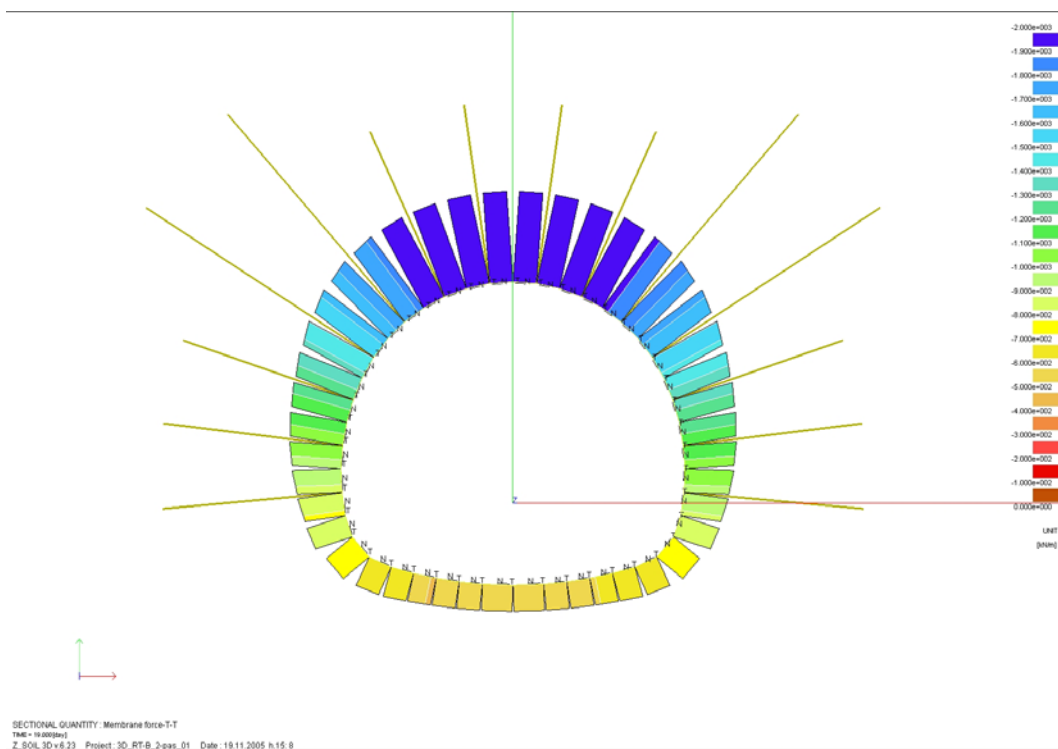
Slika P6.1. 5: Končne deformacije modela 2D.



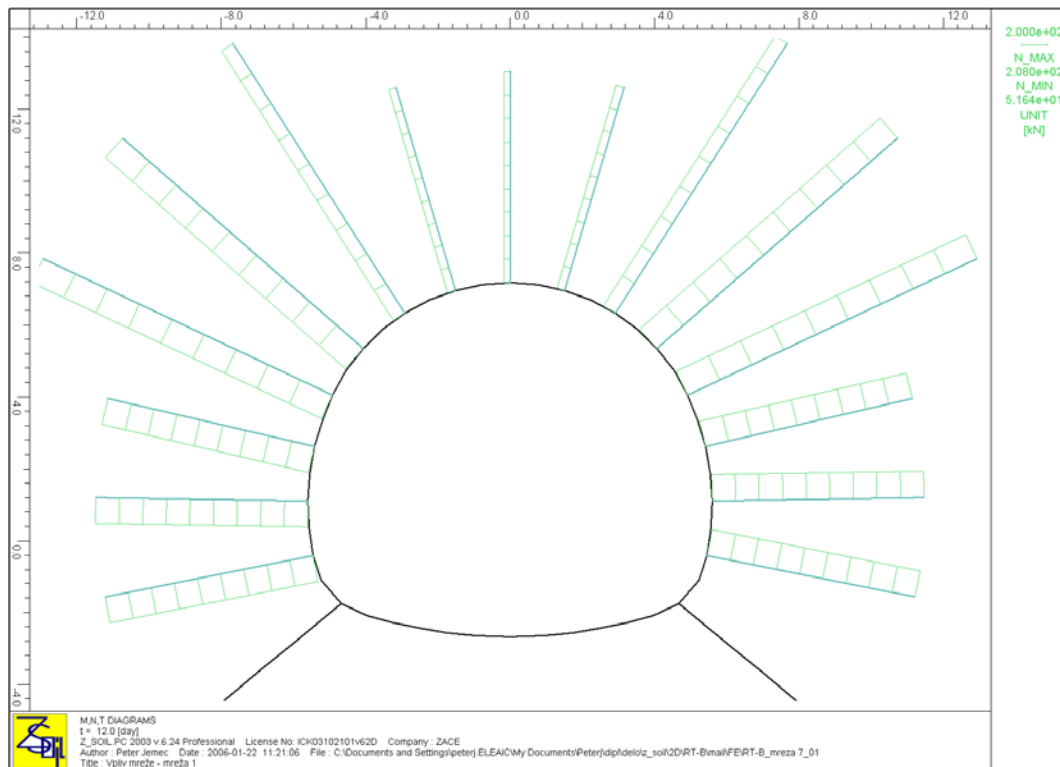
Slika P6.1. 6: Osnova sila in moment 2D modela.



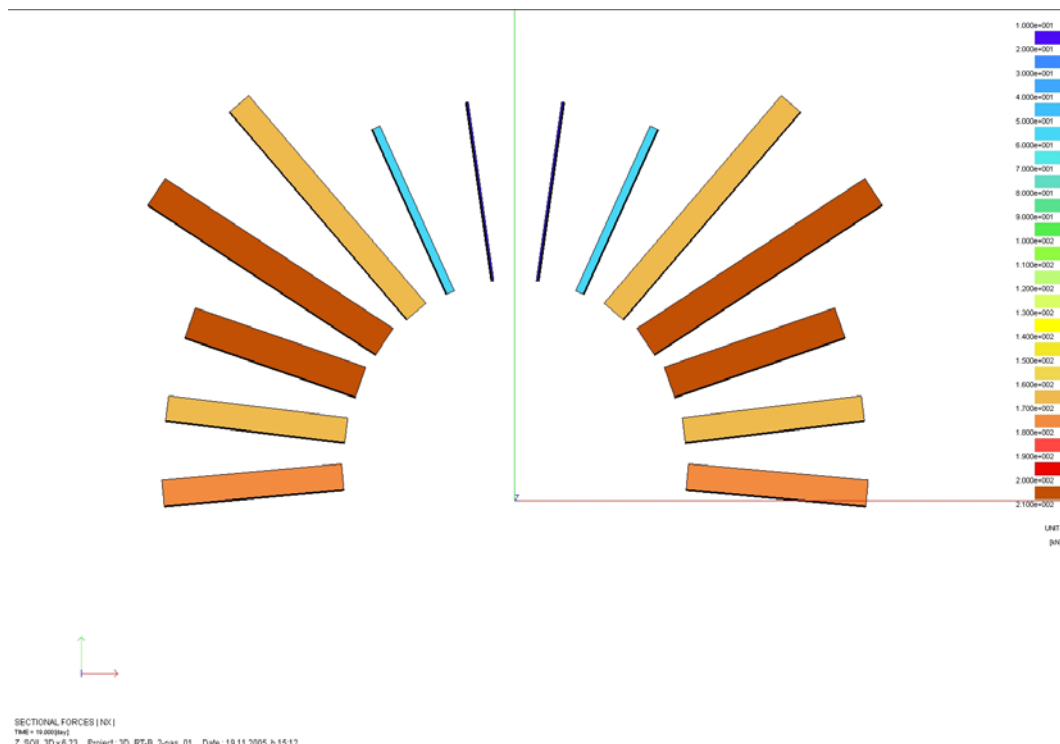
Slika P6.1. 7: Moment 3D modela.



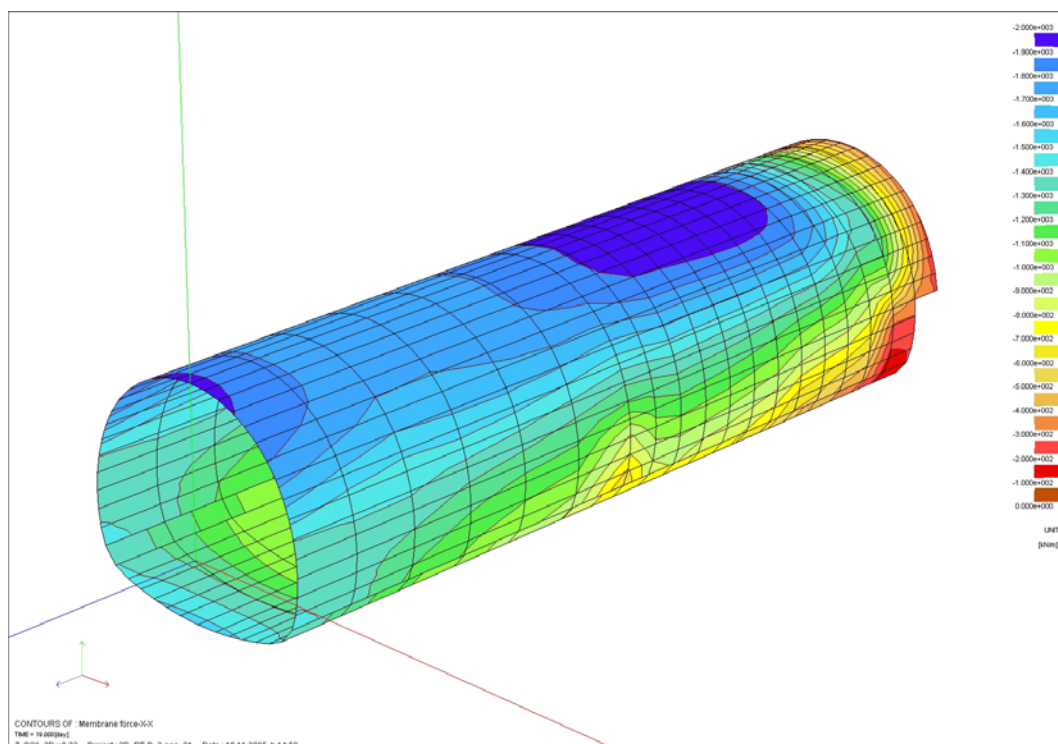
Slika P6.1. 8: Osnova sila 3D modela.



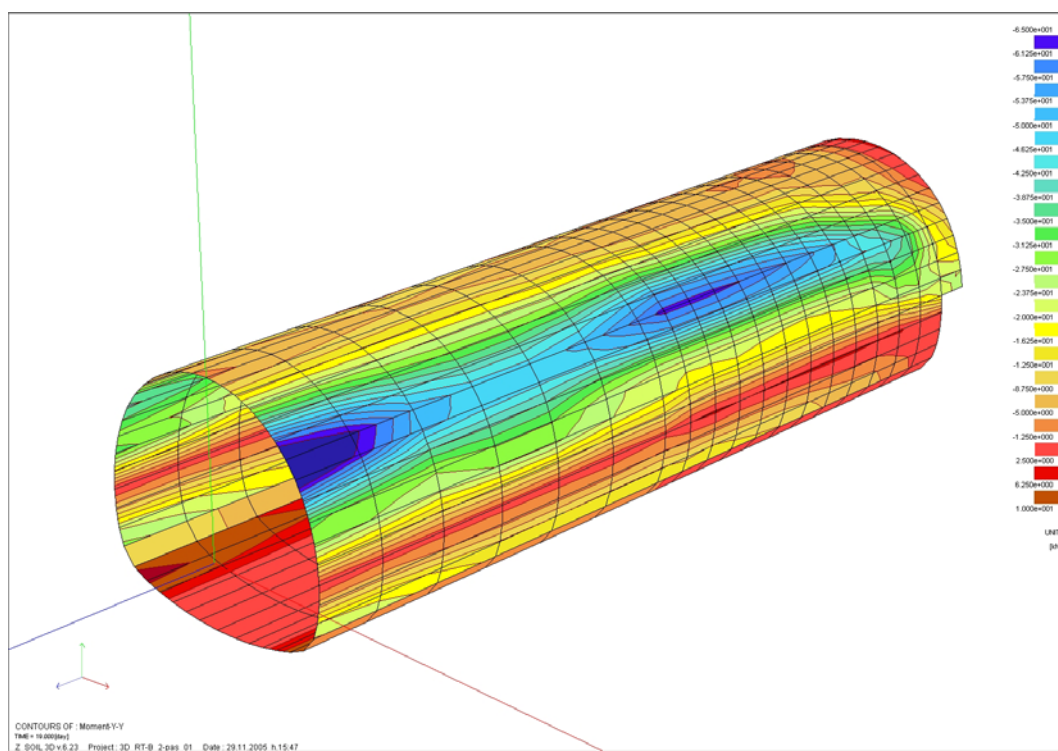
Slika P6.1. 9: Osne sile v sidrih 2D modela.



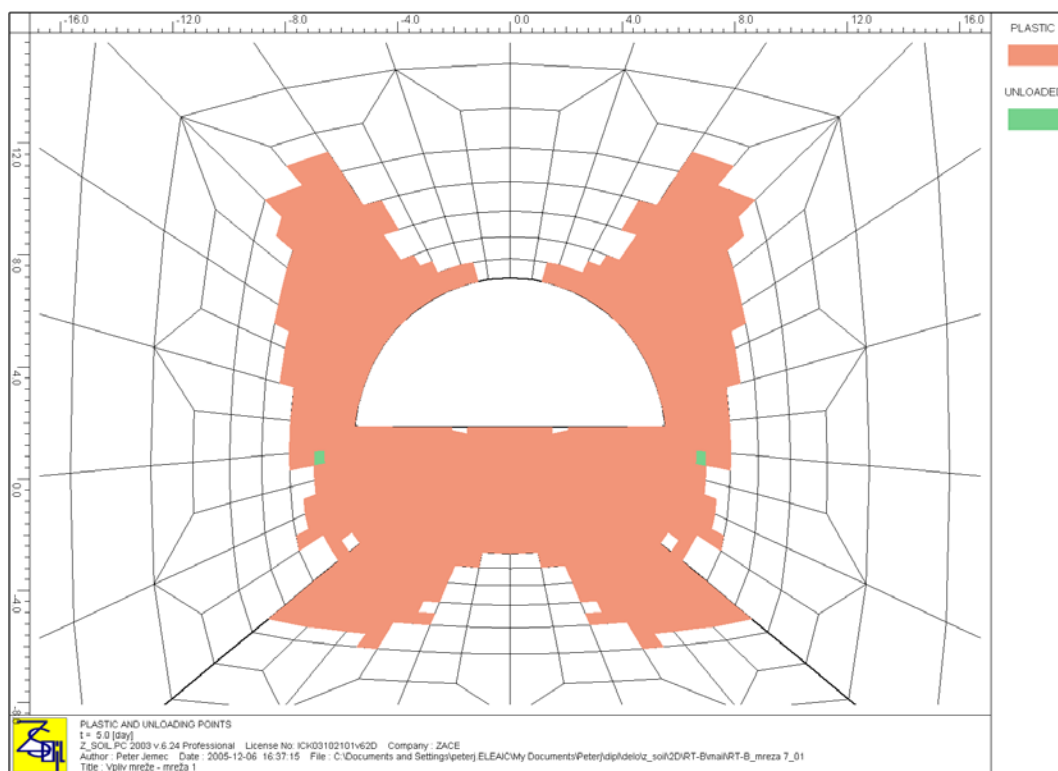
Slika P6.1. 10: Osne sile v sidrih 3D modela.



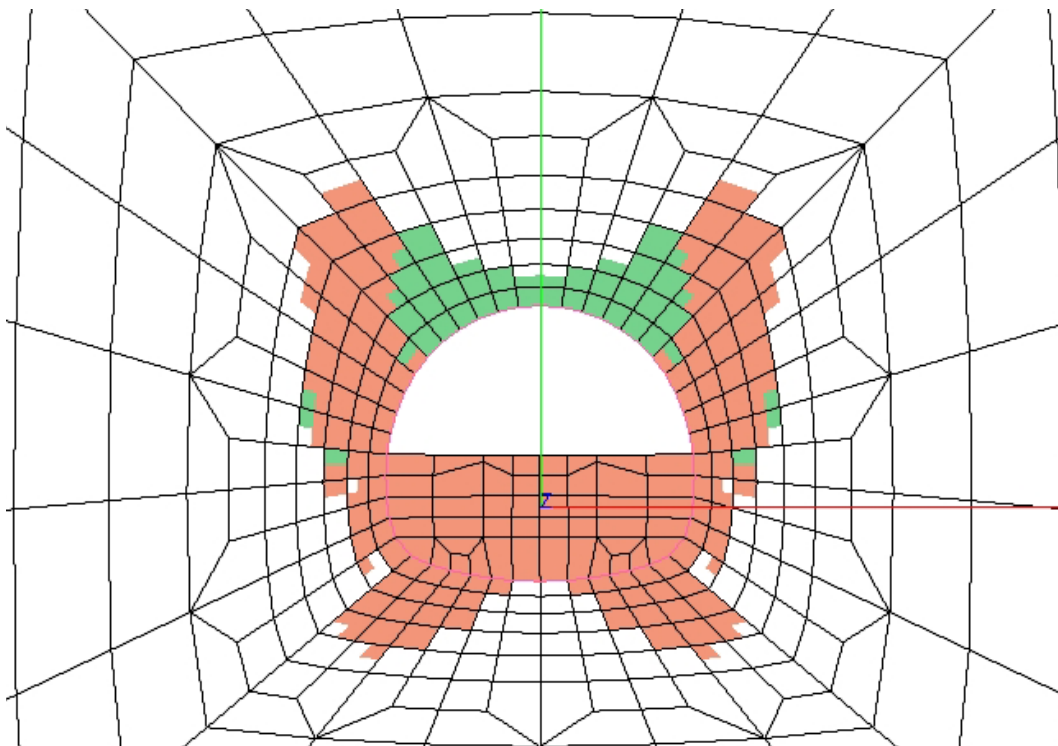
Slika P6.1. 11: Osne sile v oblogi (lupini) dvopasovnega predora.



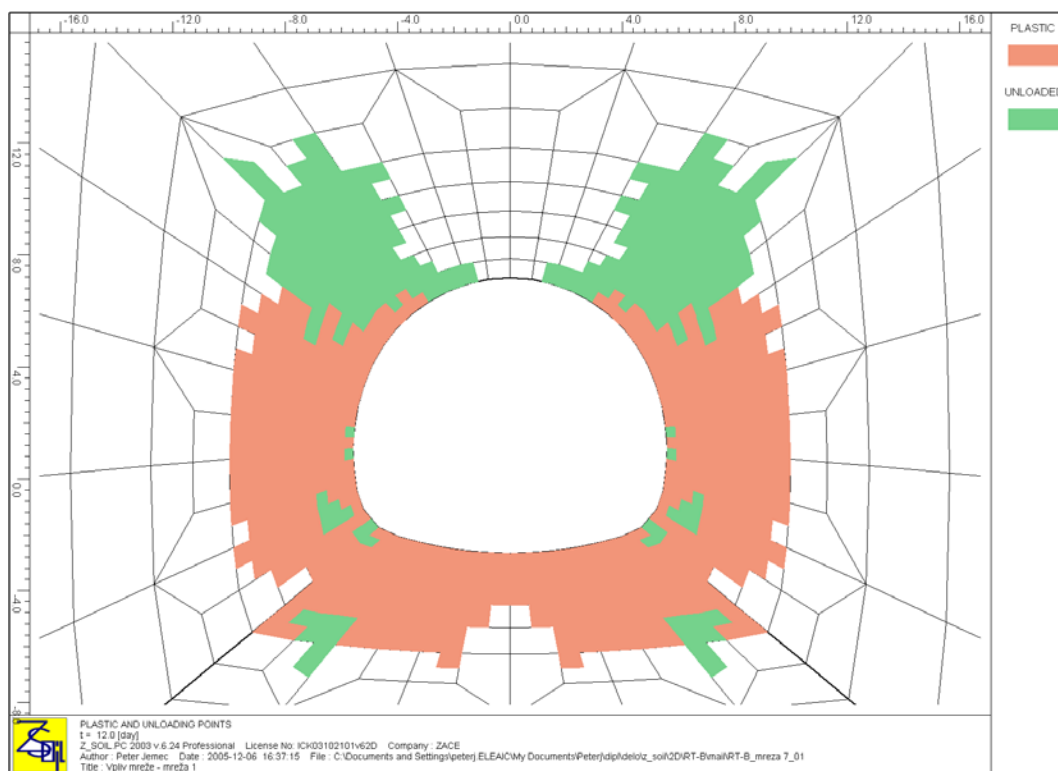
Slika P6.1. 12: Moment v oblogi (lupini) dvopasovnega predora.



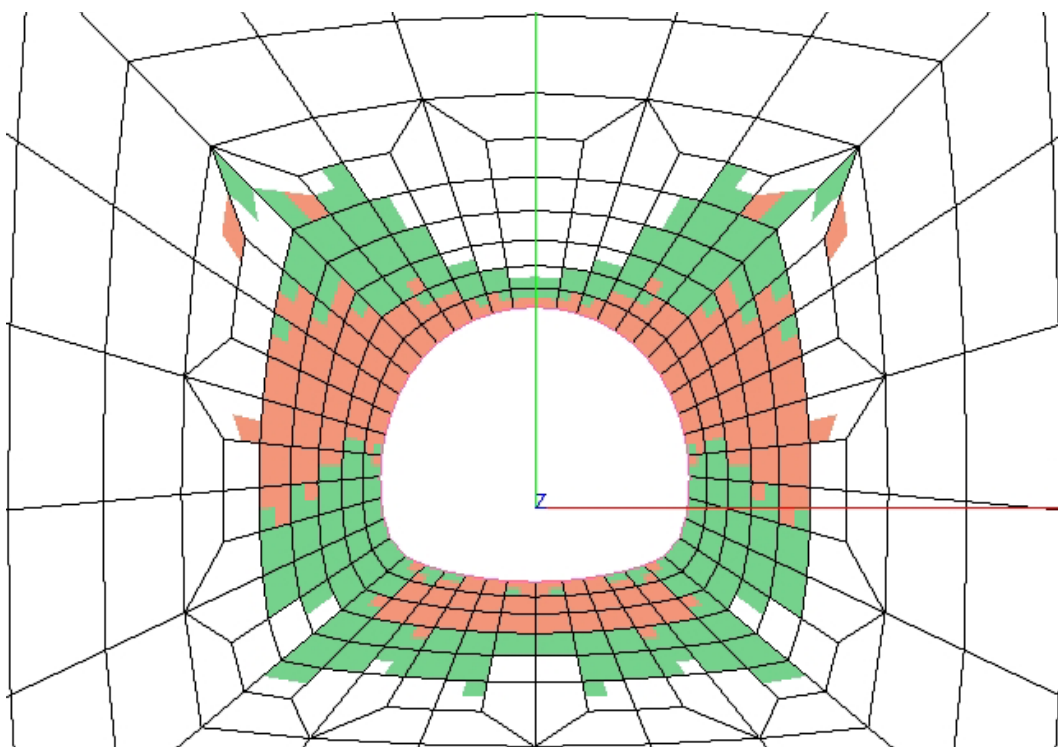
Slika P6.1. 13: Plastična območja po izkopu kalote - 2D model.



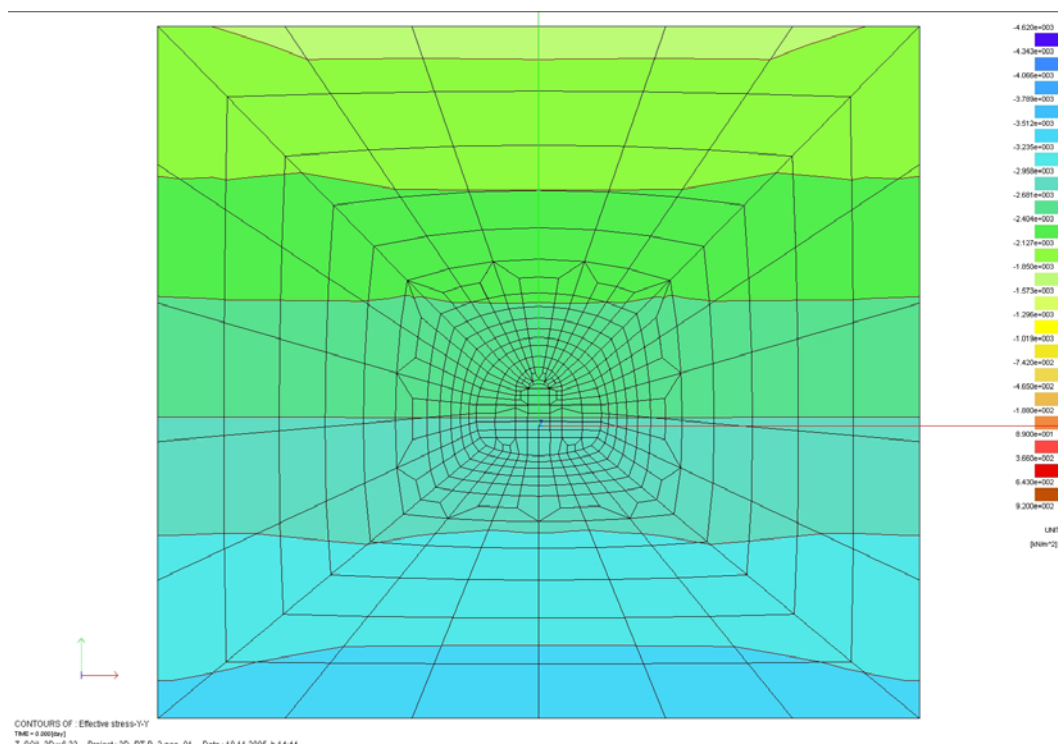
Slika P6.1. 14: Plastična območja po izkopu kalote - 3D model.



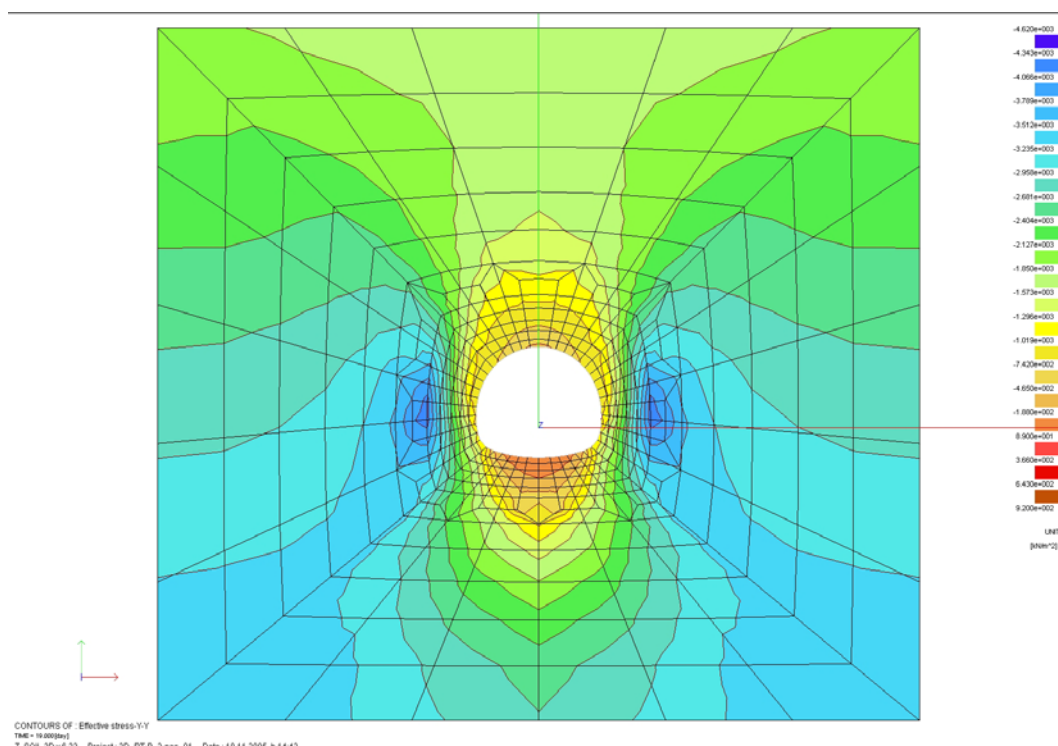
Slika P6.1. 15: Plastična območja po izvedbi predora - 2D model.



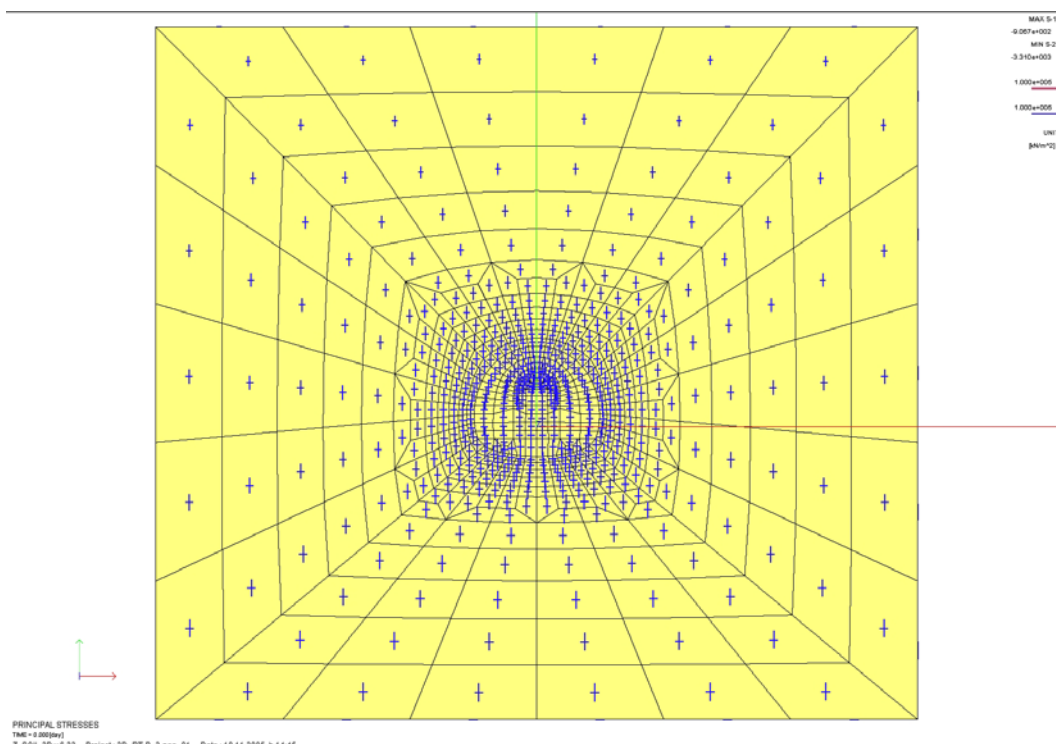
Slika P6.1. 16: Plastična območja po izvedbi predora - 3D model.



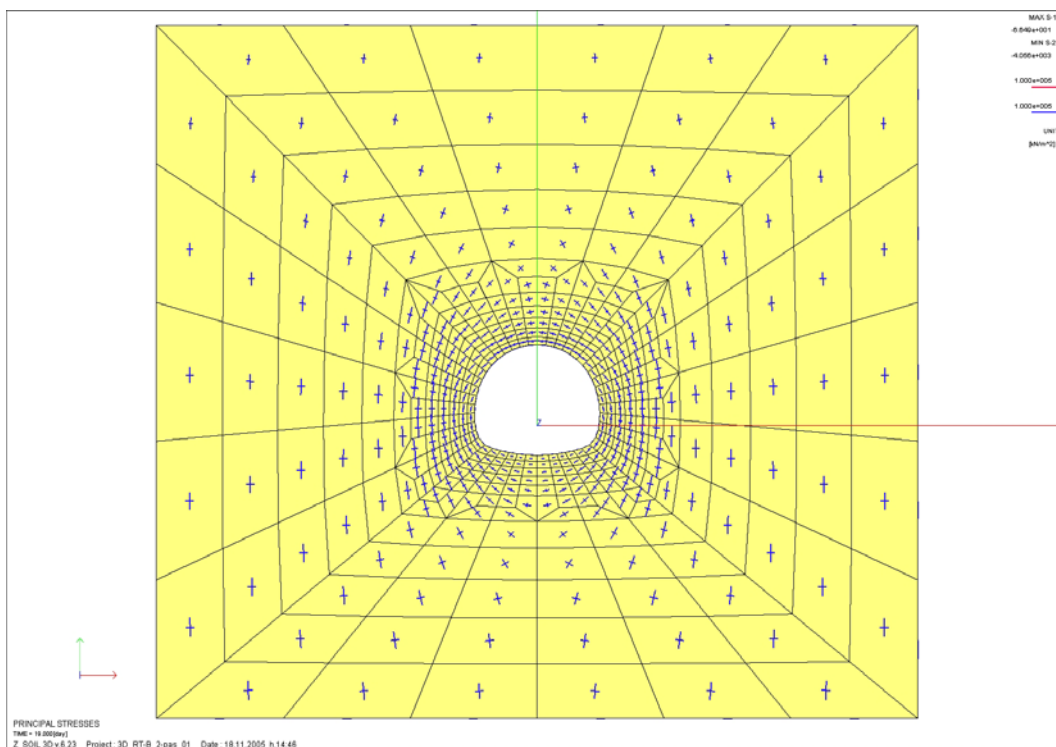
Slika P6.1. 17: Začetne vertikalne napetosti v prečnem prerezu.



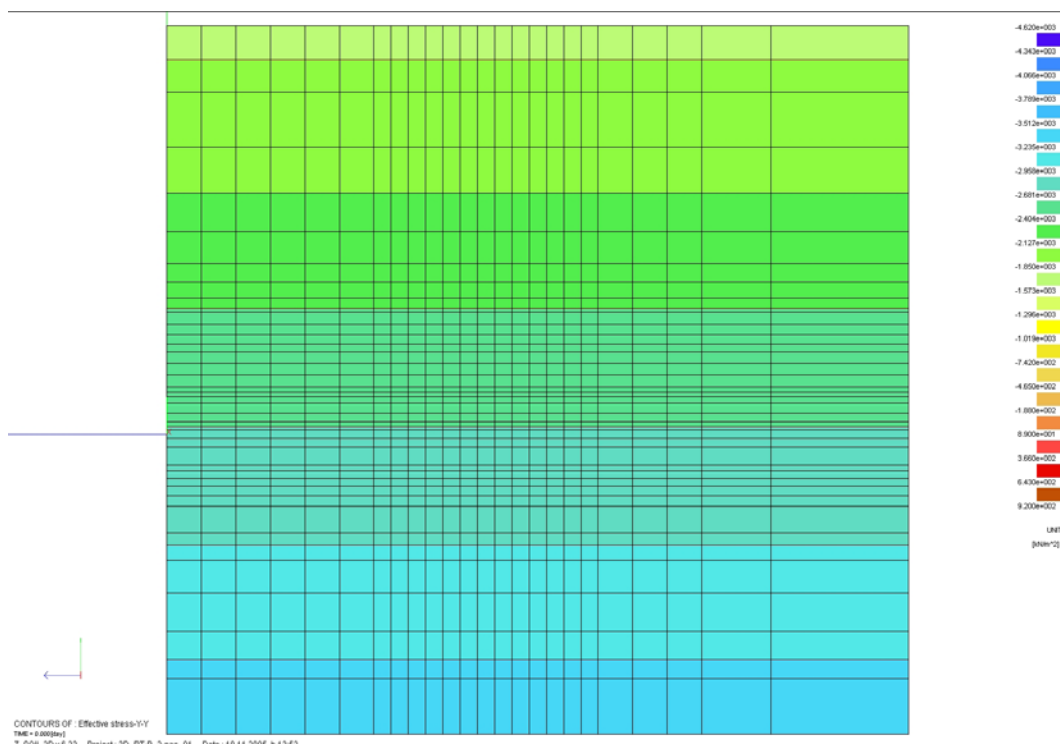
Slika P6.1. 18: Končno stanje vertikalnih napetosti v prečnem prerezu.



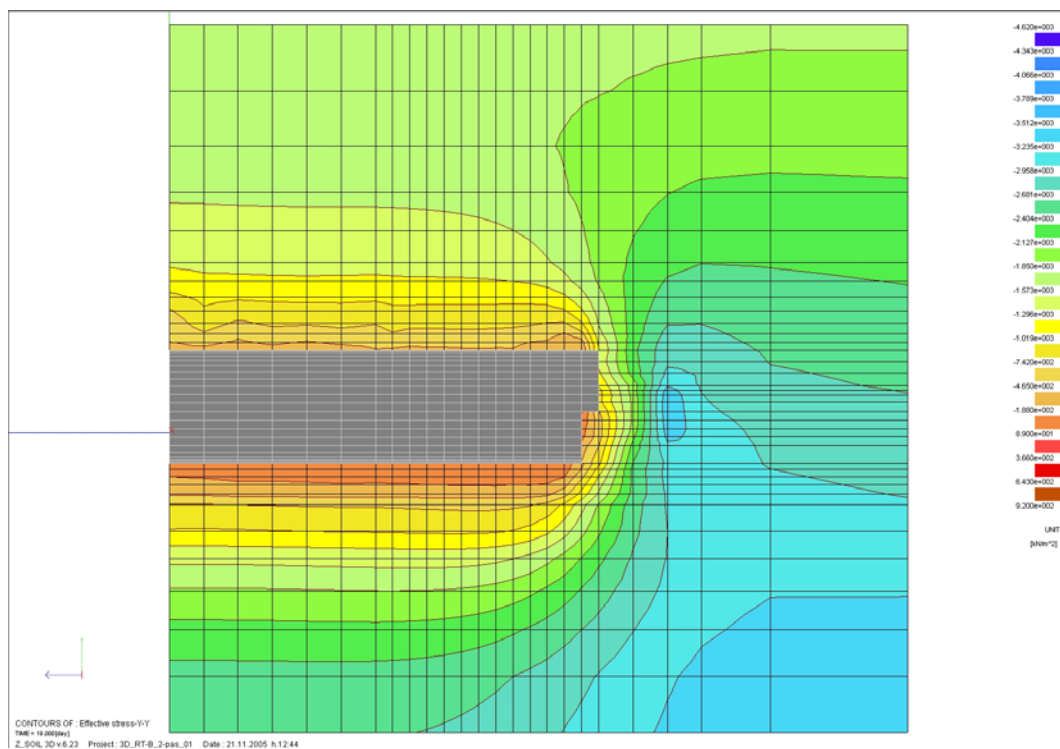
Slika P6.1. 19: Smeri glavnih napetosti v primarnem stanju v prečnem prerezu.



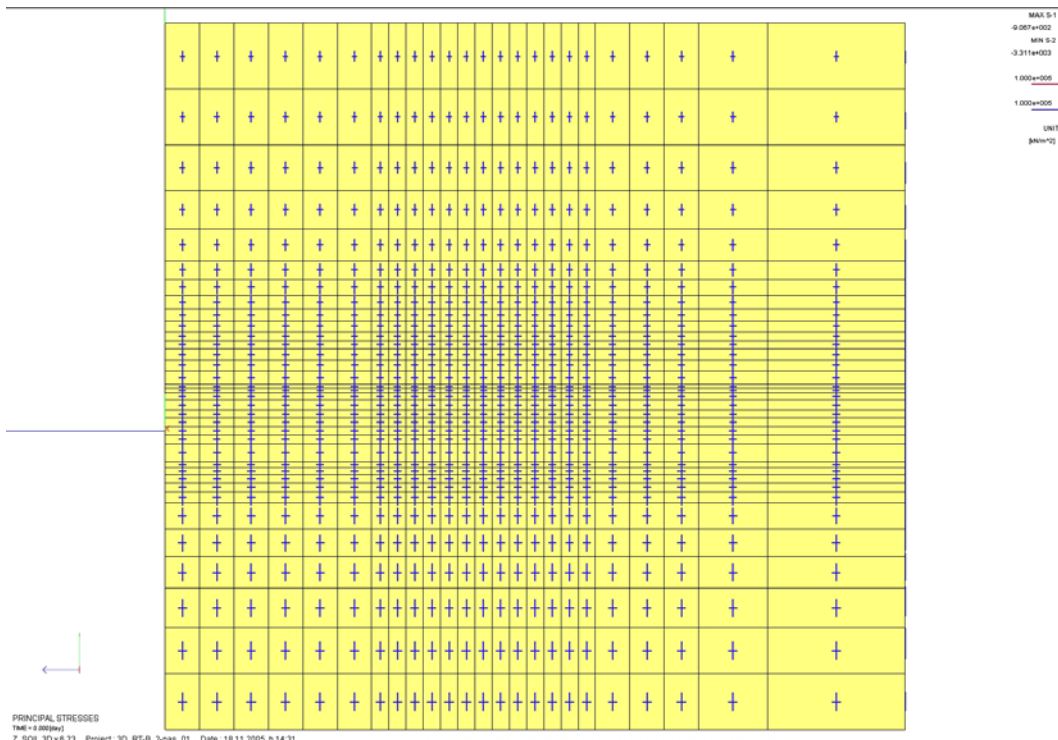
Slika P6.1. 20: Preusmeritev napetosti v prečnem prerezu po izvedbi predora.



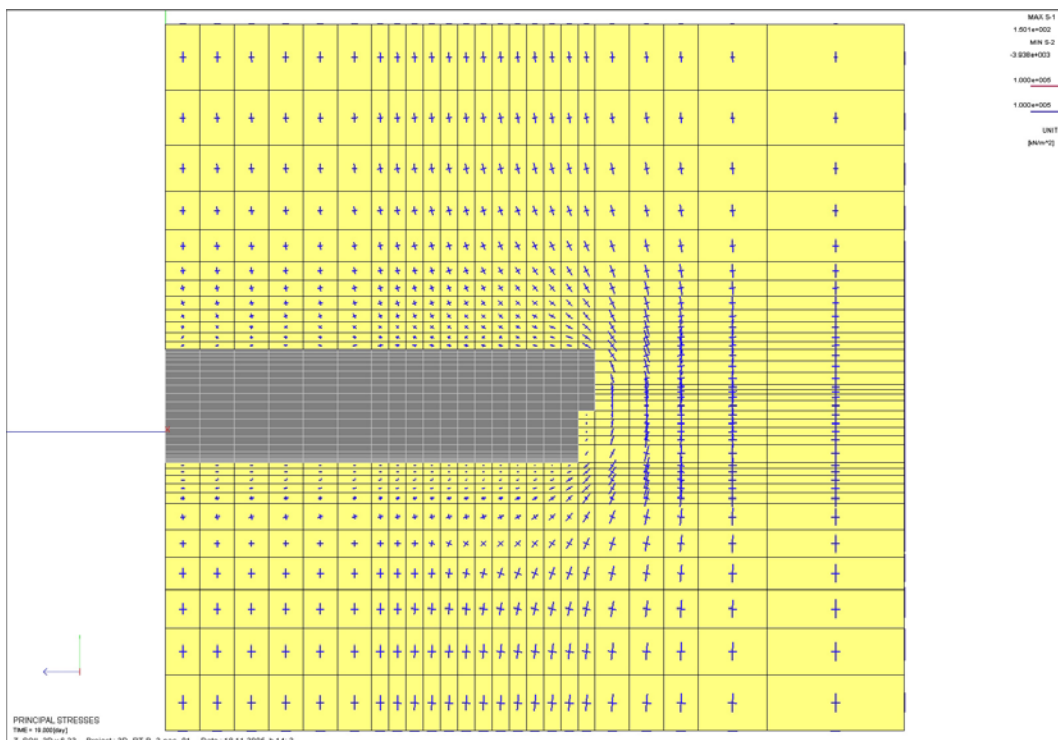
Slika P6.1. 21: Začetne vertikalne napetosti v vzdolžnem prerezu.



Slika P6.1. 22: Končno stanje vertikalnih napetosti v vzdolžnem prerezu.



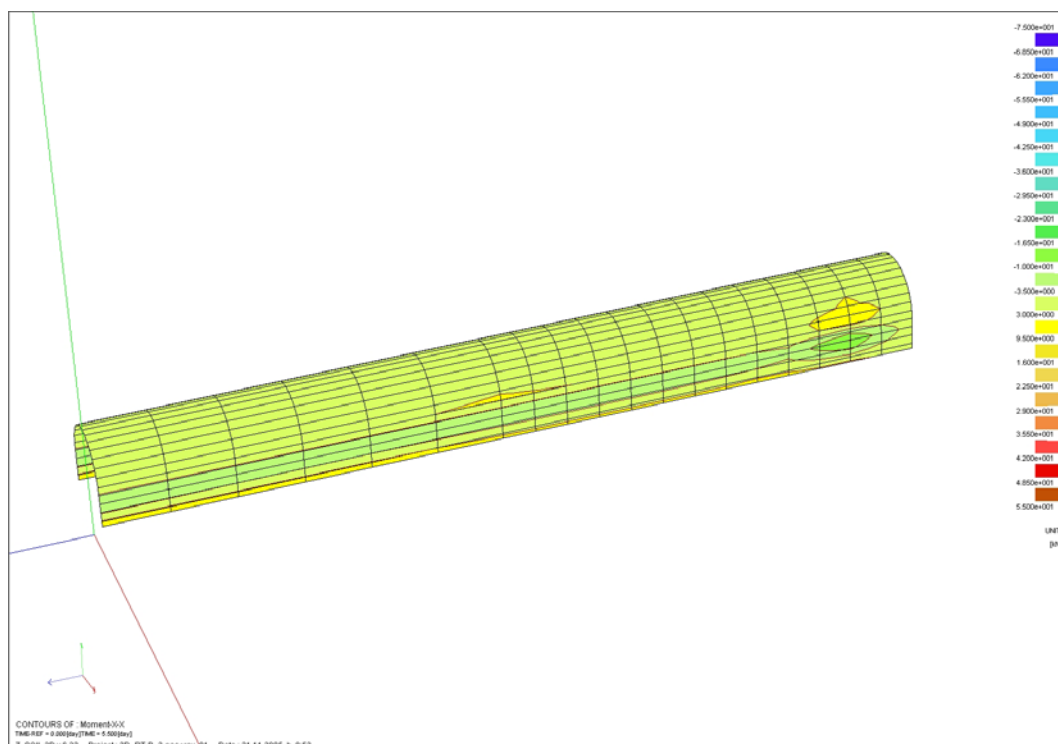
Slika P6.1. 23: Smeri glavnih napetosti v primarnem stanju v vzdolžnem prerezu.



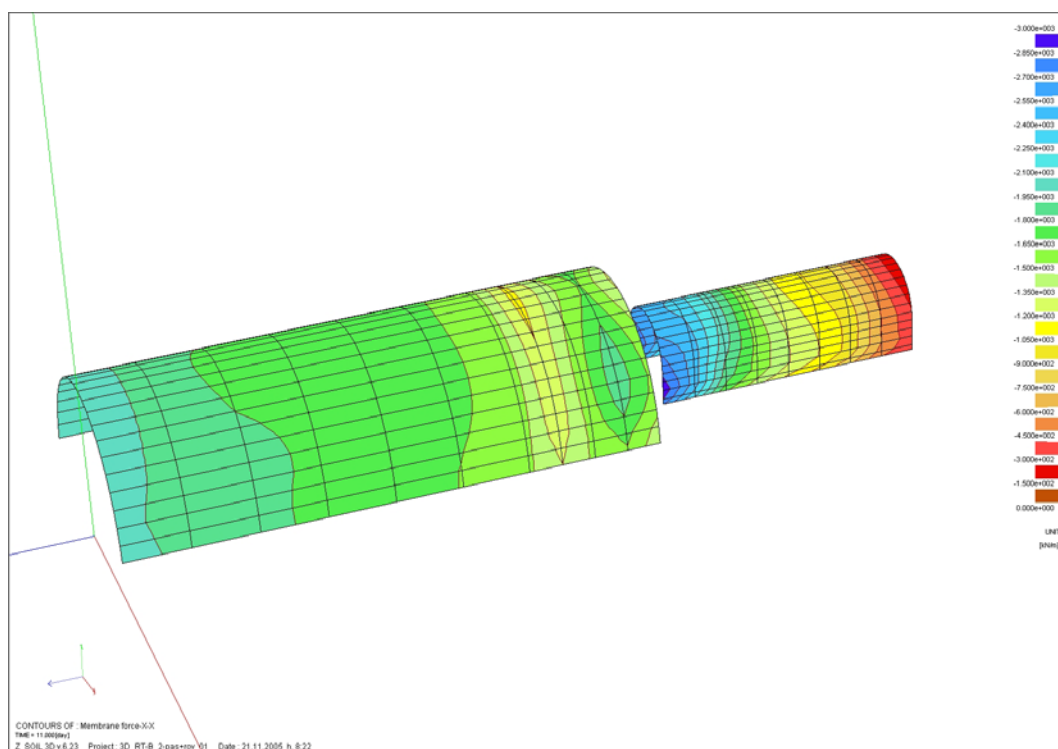
Slika P6.1. 24: Preusmeritev napetosti v vzdolžnem prerezu pri izvedbi predora.

9.5 Priloge P6.2

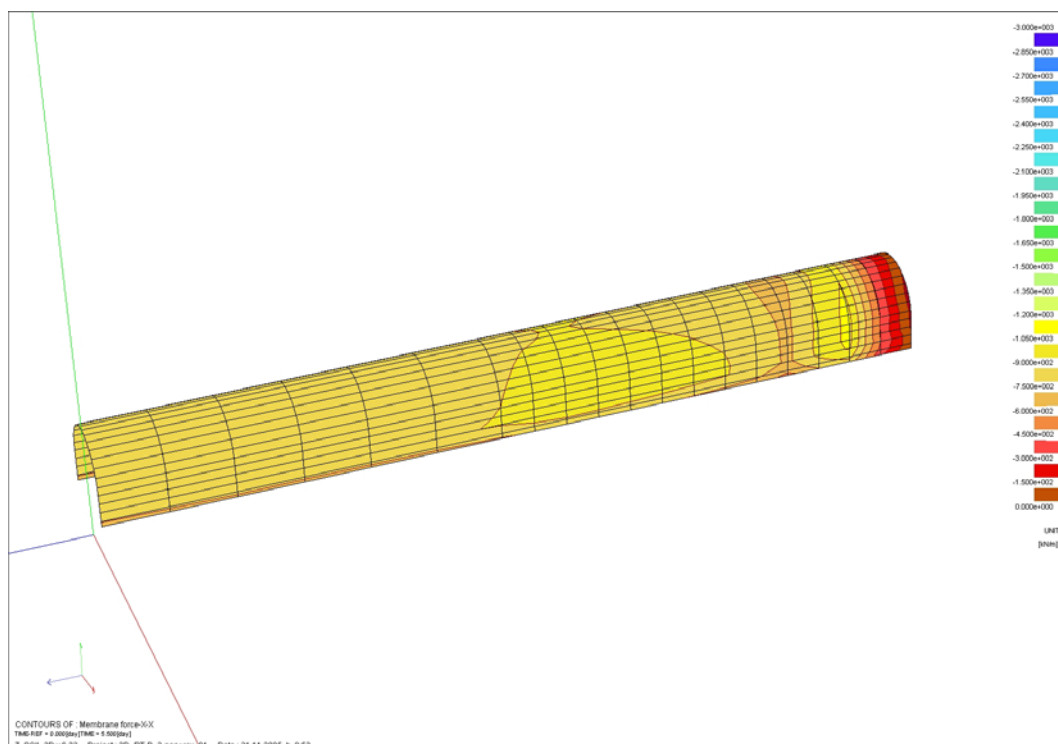
Slika P6.2. 1: Osne sile v oblogi rova.....	188
Slika P6.2. 2: Osne sile v oblogi rova pri izkopu kalote dvopasovnega predora.	188
Slika P6.2. 3: Momenti v oblogi rova.....	189
Slika P6.2. 4: Moment v oblogi rova pri izkopu kalote dvopasovnega predora.....	189
Slika P6.2. 5: Vertikalne napetosti v prečnem prerezu po izvedbi raziskovalnega rova.....	190
Slika P6.2. 6: Vertikalne napetosti v prečnem prerezu po izvedbi dvopasovnega predora....	190



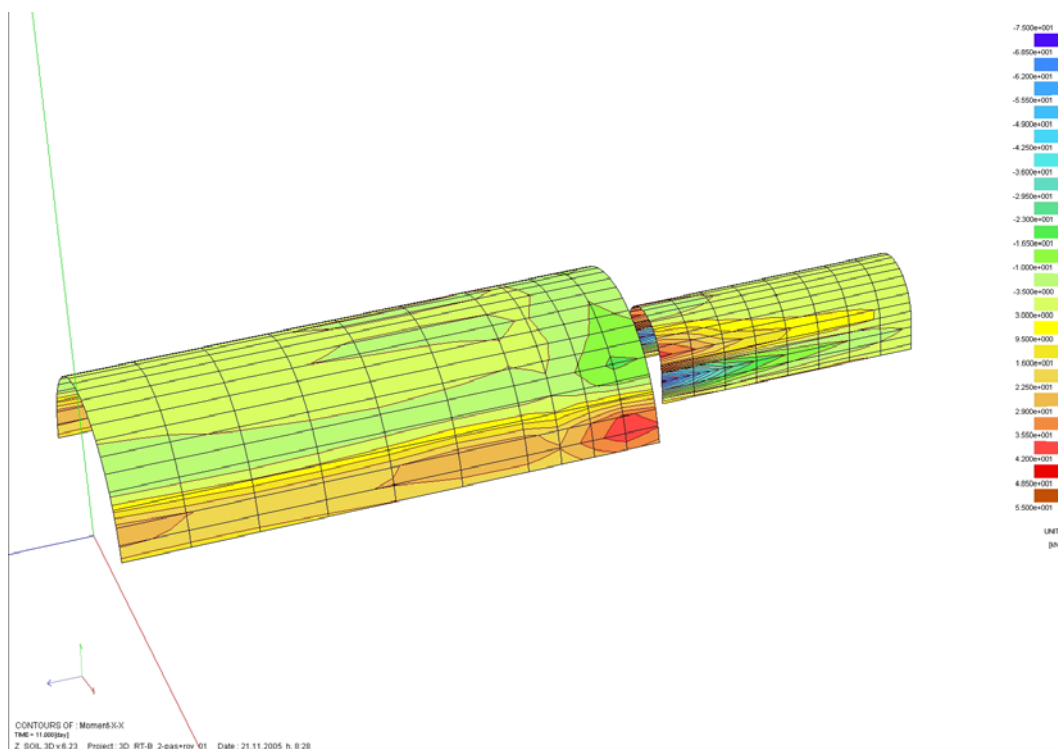
Slika P6.2. 1: Osne sile v oblogi rova.



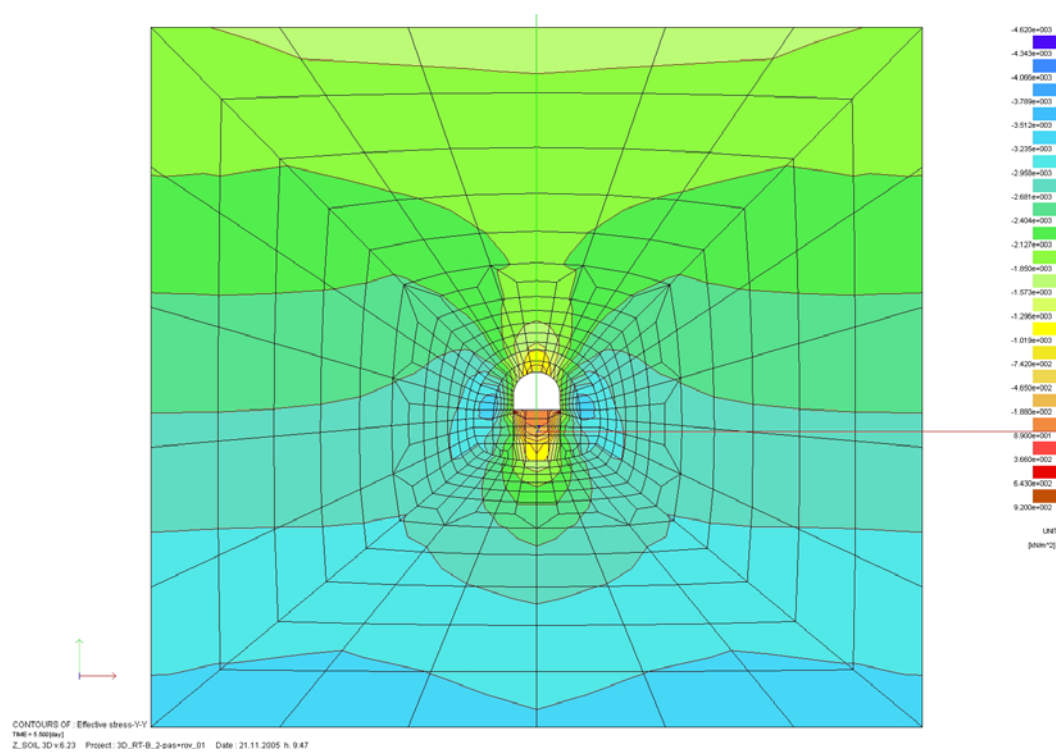
Slika P6.2. 2: Osne sile v oblogi rova pri izkopu kalote dvopasovnega predora.



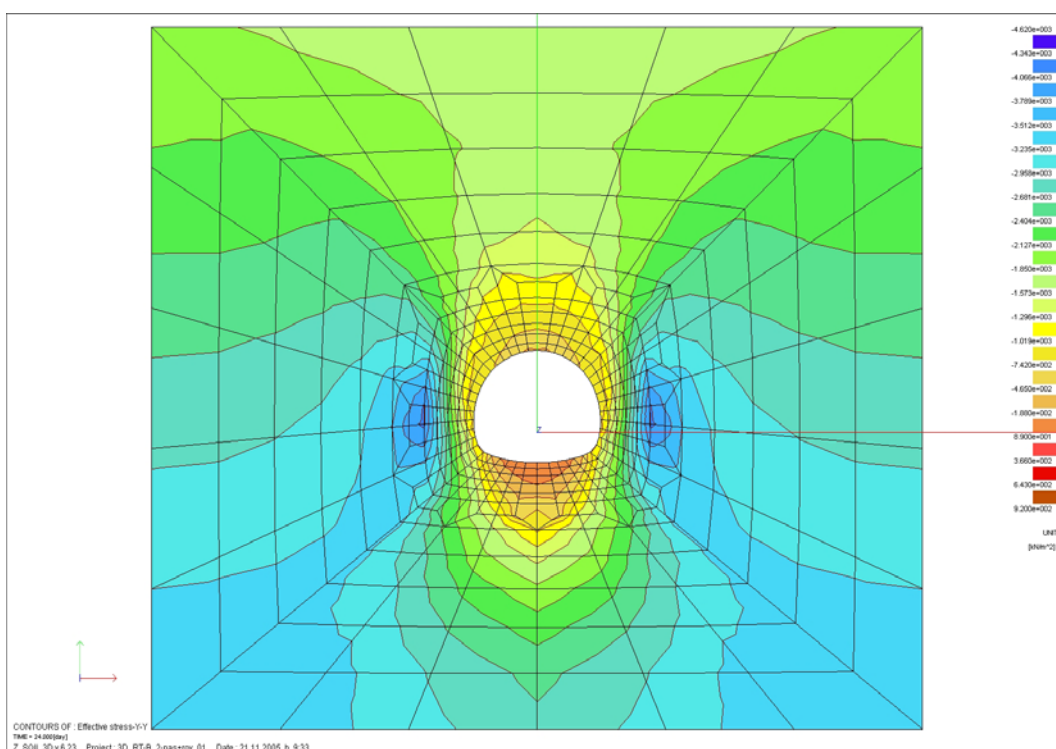
Slika P6.2. 3: Momenti v oblogi rova.



Slika P6.2. 4: Moment v oblogi rova pri izkopu kalote dvopasovnega predora.



Slika P6.2. 5: Vertikalne napetosti v prečnem prerezu po izvedbi raziskovalnega rova.



Slika P6.2. 6: Vertikalne napetosti v prečnem prerezu po izvedbi dvopasovnega predora.