

GEOMEHANSKE NUMERIČNE ANALIZE VPLIVOV GRADNJE PREDOROV NA POVRŠINO

GEOMECHANICAL NUMERICAL ANALYSES OF TUNNEL CONSTRUCTION INFLUENCES ON THE GROUND SURFACES

mag. Marko Venta, univ. dipl. inž. rud. in geoteh.

RGP, d. o. o., Rudarska 6, 3320 Velenje

prof. dr. Jakob Likar, univ. dipl. inž. rud. in geoteh.

asist. Tina Marolt, univ. dipl. inž. rud. in geoteh.

Univerza v Ljubljani, Naravoslovnotehniška fakulteta,

Oddelek za rudarstvo in geotehnologijo

Aškerčeva 12, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 519.6:624.19

Povzetek | Z razvojem informatike so bile možnosti izvedbe poglobljenih geomehanskih analiz z uporabo numeričnih metod veliko večje, tako da je tovrstna programska oprema postala nepogrešljivo orodje pri načrtovanju podzemnih objektov v različnih hribinskih okoljih. V praksi se pri uporabi numeričnih analiz pogosto srečujemo s problematiko vhodnih parametrov in robnih pogojev. Premalo natančno vedenje o njihovem vplivu na rezultate izračunov lahko privede do napačne interpretacije in posledično do nestrokovnih zaključkov pri projektiranju podzemnih objektov. Raziskave vpliva vhodnih parametrov na rezultate izračunov deformacij na površini in obremenitev v oblogi podzemnega objekta so bile opravljene v obliki parametričnih numeričnih analiz 2D in 3D z uporabo programskih paketov Midas GTS 2013 in Midas GTS NX. Analizirani so bili vplivi robnih pogojev, gostote mrež in primarnega napetostnega stanja na računsko določene pomike in napetosti v sistemu hribina–podporje. Postopki modeliranja 2D in 3D z uporabo različnih elastoplastičnih konstitutivnih modelov so bili preverjeni na dveh praktičnih primerih gradnje predorov v različnih geotehničnih razmerah. Narejena je bila primerjava med rezultati izračunov analiz 2D in 3D z uporabo Mohr-Coulombovega in Hardening-Soil konstitutivnega modela plastičnega tečenja. Vrednosti izračunanih pomikov so bile primerjane z rezultati meritev, ki so bile pridobljene med gradnjo dveh cestnih predorov.

Ključne besede: cestni predor, numerična analiza, metoda končnih elementov, konstitutivni model, posedek, deformacija.

Summary | With the development of information technology, the possibilities of a detailed geomechanical analysis with the application of numerical methods have become an indispensable design tool for underground structures in different ground. Using numerical analyses, we often come across with input parameters problems and boundary conditions. Too little awareness of the influence on analysis results of the latter can easily lead us to an incorrect interpretation of the performed analyses and consequently inappropriate input parameters for underground structure design. With the purpose to research the influences of input parameters on ground deformation and structural forces in lining results, several 2D and 3D parametric analyses have been performed. The influence of boundary conditions, mesh density and initial stress on calculated movements and stresses in ground-support system has been researched.

2D and 3D modelling procedures with different elasto-plastic constitutive models have been verified on the case study of two tunnels, which were constructed in different geotechnical conditions. A comparison has been made between the results of 2D and 3D analyses by using the Mohr Coulomb and Hardening Soil models. The calculated deformation values have been compared with the measurements that were carried out during the construction of two road tunnels.

Key words: numerical analysis, finite element method, constitutive model, surface settlement, deformation.

1 • UVOD

Pri projektiranju podzemnih objektov je pomembno poznavanje osnovnih mehanizmov nastanka in razvoja deformacij v bližini objekta in na površini kot tudi poznavanje interakcije med samonosilnostjo hribine in obremenitvami v podpornem sistemu. Posedki na površini in obremenitve v vgrajenih podpornih elementih podzemnega prostora so bistveni podatki, ki posredno določajo hitrost izkopa in vgradnje ter intenzivnost podpiranja med gradnjo podzemnega prostora.

Danes večino geotehničnih problemov analiziramo z uporabo numeričnih metod predvsem z metodo končnih elementov. Poznano je, da na razvoj posedkov na površini in obremenitve v oblogi poleg danih geološko-geotehničnih pogojev gradnje vpliva tudi metoda izkopa in podgradnje podzemnega objekta, zato je bila v numeričnih analizah modelirana faznost gradnje, kar je omogočilo simulacije, ki so se približale dejanskim fazam gradnje podzemnega objekta. Kakovostna uporaba numeričnih analiz zahteva

poleg dobre inženirske presoje in poznavanja geotehnike tudi dobro razumevanje numeričnih analiz, predvsem modeliranja faznosti gradnje, vpliva robnih pogojev, gostote mrež in vhodnih parametrov. Pomembna je tudi izbira primernega konstitutivnega modela, s katerim se določa obnašanje hribine, ki je izpostavljena napetostnim in deformacijskim spremembam med gradnjo podzemnega objekta. Vse analize 2D in 3D so bile narejene s programskima paketoma Midas GTS 2013 in Midas GTS NX. Pri izračunih sta bila upoštevana spremenljiva morfologija terena in vpliv predhodno izvedenih objektov, zato so bili uporabljeni asimetrični modeli.

2 • VPLIVNI PARAMETRI PRI NUMERIČNEM MODELIRANJU

2.1 Vpliv robnih pogojev

Za nadrobnejšo analizo vpliva robnih pogojev je bila opravljena 3D-analiza predora krožnega prečnega preseka premera 8 m, ob upoštevanju zaporednih korakov gradnje na dolžini 80 m. Analizirano je bilo območje dimenzij 88 x 36 x 100 m, diskretizirano z 23.542 volumskimi končnimi elementi. Izbrana sta bila korak izkopa 2 m in višina

nadkritja 16 m. Obnašanje hribine je bilo določeno z elastoplastičnim Mohr-Coulombovim konstitutivnim modelom, ki opisuje linearno elastično idealno plastično obnašanje materialov. Obnašanje obloge iz brizganega betona je določeno z elastičnim konstitutivnim modelom. Vhodni podatki, ki so bili izbrani le za izdelavo primerjalnih analiz, so prikazani v preglednici 1. Upoštevan je princip učinkovitih

napetosti, ki so v obravnavanem primeru enake totalnim napetostim.

Na sliki 1 je prikazan razpored vertikalnih pomikov na površini v vzdolžni ravnini po 80 m dolgem odseku izkopa predora. Razvidna je značilna oblika ugreznine v vzdolžni ravnini, pri čemer lahko opazujemo nekoliko manjše vrednosti vertikalnih premikov (11 mm) zaradi vpliva robnih pogojev v dolžini 30 m, nato pa premiki dosežejo normalizirane vrednosti (13 mm). Normalizirane vrednosti so tiste vrednosti, ki so zunaj območja vpliva robnih pogojev.

Ker sega vpliv robnih pogojev na posedke na površini približno 30 m od meje analiziranega območja, je treba modelirati izkop po zaporednih korakih gradnje v precejšnji dolžini, da so rezultati izračunov posedkov na površini realni. Podobno kot je ugotovljen vpliv robnih pogojev na razvoj vertikalnih premikov v vzdolžni ravnini, se lahko pričakuje vpliv robnih pogojev na vertikalne premike tudi v prečni ravnini. Če je izbrano preozko območje analize in krivulja posedkov v prečni ravnini sega v območje vpliva robnih pogojev, so rezultati izračunov ob mejah analiziranega območja prav tako napačni.

Iz analize rezultatov izračuna osnih sil in upogibnih momentov v primarni oblogi, ki so

Parameter	Simbol in Enota	Hribina	Brizgani beton (d=0,2m)
Konstitutivni model		Mohr Coulomb	Elastic
Prostorninska teža	γ (kN/m ³)	24	25
Modul elastičnosti	E (kPa)	35000	20000000
Poissonov količnik	ν (/)	0,25	0,15
Kohezija	c (kPa)	80	
Kot notranjega trenja	φ (°)	28	
Kot dilatacije	ψ (°)	0	

Preglednica 1 • Vhodni podatki za M-C konstitutivni model pri 3D-analizi normaliziranih vrednosti

prikazani v vzdolžni ravnini, je ugotovljeno, da se vrednosti obremenitev v oblogi za vsak podgrajen segment spreminjajo. Na vsakem segmentu obloge je ugotovljen velik upad osnih sil in momentov od maksimalne vrednosti na sprednjem delu segmenta do minimalne vrednosti na zadnjem delu segmenta (slika 2).

Spremenljive vrednosti so posledica preazopreditev napetosti okrog čela izkopa. Pri izkopu se dogajajo največje spremembe napetostnih stanj predvsem v prednjem delu nepodprtega dela koraka izkopa, kjer se z razvojem deformacij aktivira samonosilnost hribine. Po vgradnji obloge nastajajo večje obremenitve obloge v prednjem delu vgrajenega podpornega segmenta (Brinkgreve, 2005).

Če opazujemo povprečne vrednosti osnih sil in momentov v oblogi, lahko opazimo, da prav tako kot pri vertikalnih pomikih nastaja tudi tukaj vpliv robnih pogojev v dolžini približno 30 m, dokler niso dosežene normalizirane vrednosti.

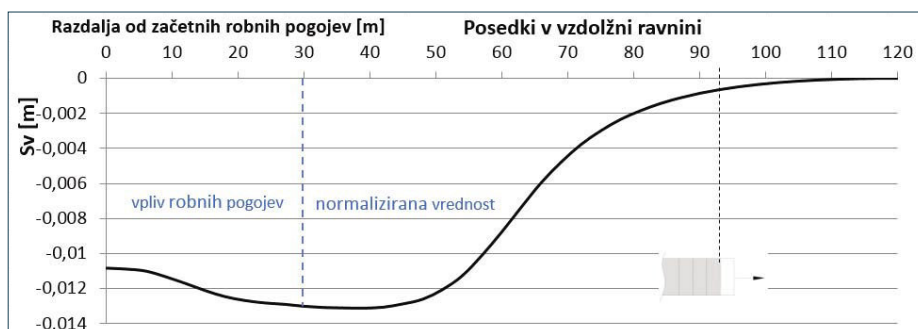
2.2 Vpliv gostote mreže končnih elementov

Gostota mreže v 2D-analizah

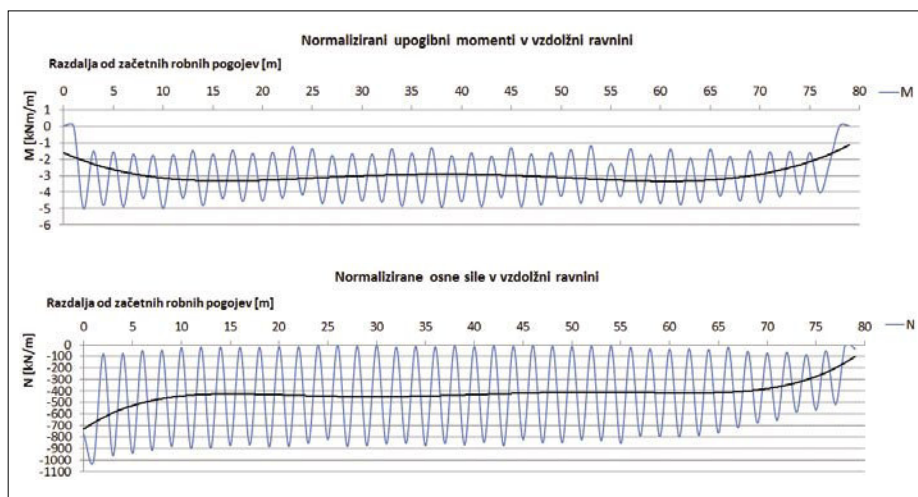
Analiza vpliva gostote mreže končnih elementov pri 2D-analizah na zanesljivost rezultatov izračunov je bila narejena s parametričnim spreminjanjem gostote mrež. Analizirano je območje dimenzij 88 x 36 m s predorom krožnega preseka premera 8 m in višino nadkritja 16 m. Geometrija modela je prikazana na sliki 3. Obnašanje hribine je bilo določeno z nelinearnim elastoplastičnim Hardening-Soil konstitutivnim modelom, ki omogoča izračun deformacij s pomočjo deformacijskih modulov, odvisnih od napetostnega stanja v fazi primarnega obremenjevanja kot tudi razbremenjevanja in ponovnega obremenjevanja, ter upošteva nelinearno elastičnoplastično obnašanje (hiperbolični model). Utrjevanje je izotropno in je odvisno tako od plastičnih strižnih kot od volumskih deformacij.

Obnašanje obloge iz brizganega betona je določeno z elastičnim konstitutivnim modelom. Vhodni podatki, ki so bili izbrani, so prikazani v preglednici 2.

Narejeni so bili izračuni s štirimi različnimi gostotami mrež končnih elementov. V prvem primeru je bila velikost elementov 4–8 m, v drugem primeru je bila velikost elementov 2–6 m, v tretjem primeru je bila velikost elementov 1–4 m, v četrtem primeru pa je bila velikost elementov 0,5–3 m. Uporabljeni so bili ravninski elementi trikotne oblike višjega reda (6 vozlišč in 3 integracijske točke).



Slika 1 • Vertikalni pomiki po 80 m izkopa



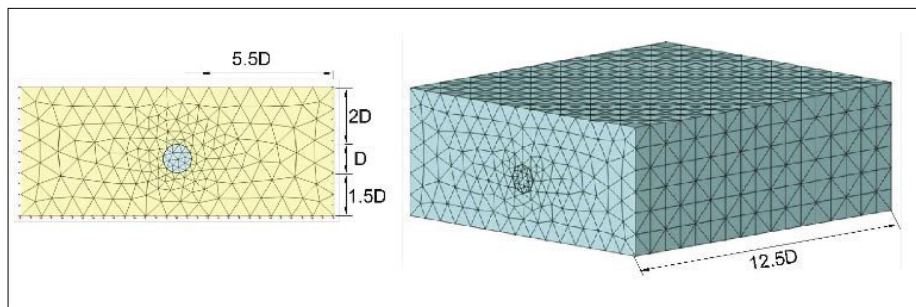
Slika 2 • Spremenljive vrednosti osnih sil in upogibnih momentov v vzdolžni ravnini po 80 m izkopa

Parameter	Simbol in Enota	Hribina	Brizgani beton (d=0,2m)
Materialni model		Hardening Soil	Elastic
Prostorninska teža	γ (kN/m ³)	24	25
Sekantni deformacijski modul	E50 ref (kPa)	40000	20000000
Tangentni edometerski modul	Eoed ref (kPa)	40000	0,15
Modul razbrem./obremen.	Eur ref (kPa)	120000	
Stopnja nap. odvisnosti	m (/)	0,7	
Referenčna napetost	pref (kPa)	100	
Poissonov količnik	ν (/)	0,30	
Faktor horizontalnih napetosti	K0 NC (/)	0,58	
Kohezija	c (kPa)	80	
Kot notranjega trenja	φ (°)	28	
Kot dilatacije	ψ (°)	0	

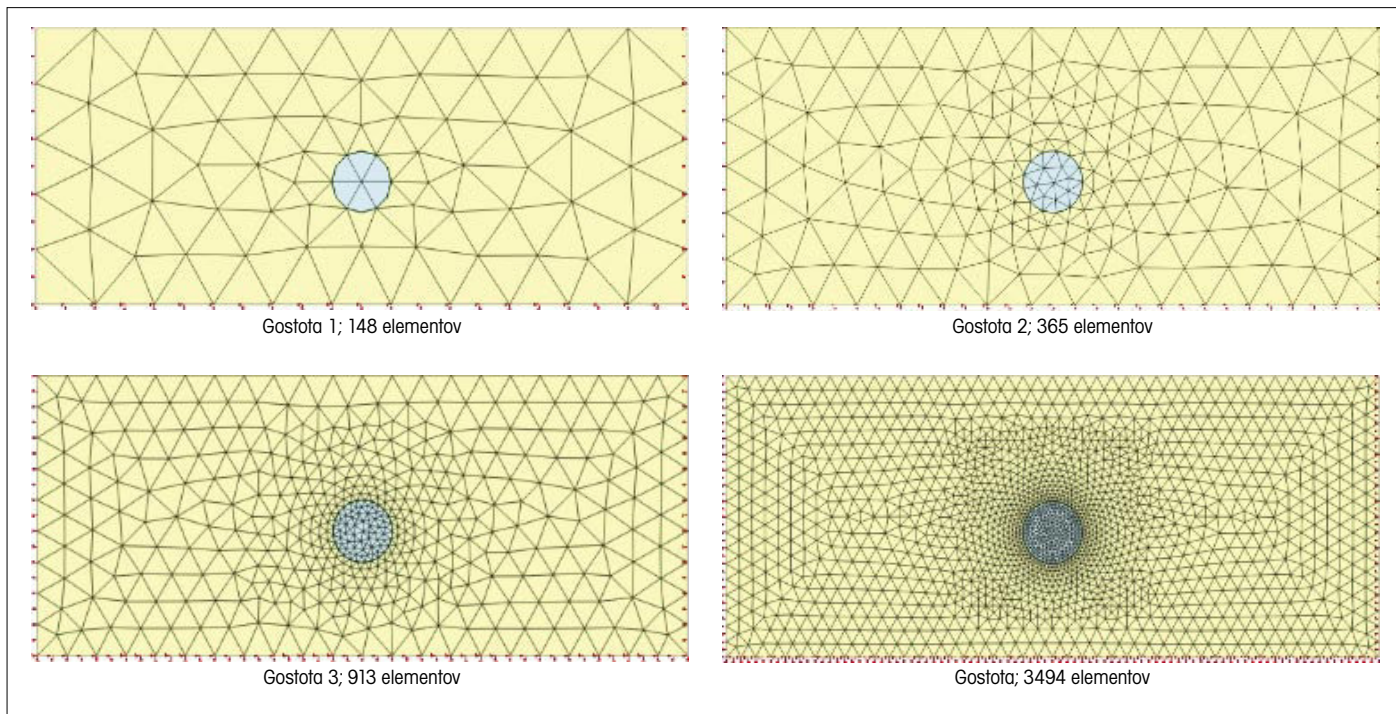
Preglednica 2: Vhodni podatki za H-S konstitutivni model pri 2D in 3D analizi elementov

Faznost gradnje je bila modelirana tako, da je po izračunu primarnega napetostnega stanja v prvi fazi sledil modeliran izkop predora pri faktorju razbremenitve $\beta = 0,5$, v drugi fazi pa vgradnja obloge.

Faktor razbremenitve β običajno uporabimo pri 2D-analizah za pravilno ponazoritev tridimenzionalnih napetostnodeformacijskih odnosov. Pri tej metodi je modelirana vgradnja obloge po določeni vrednosti razbremenitve oziroma relaksacije hribine, ki je posledica nastalih de-



Slika 3 • Geometrija 2D- in 3D-modela pri analizi vpliva gostote mrež

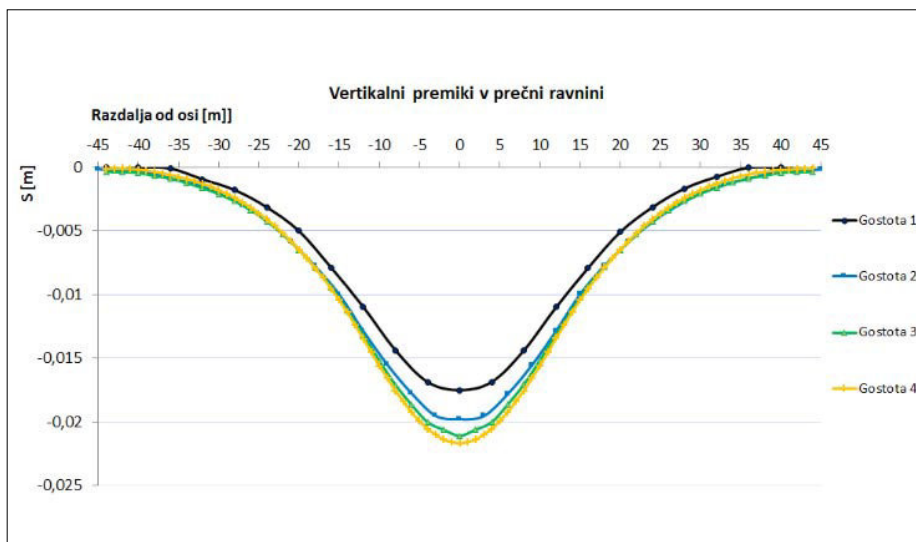


Slika 4 • Različne gostote mrež končnih elementov pri 2D-analizah

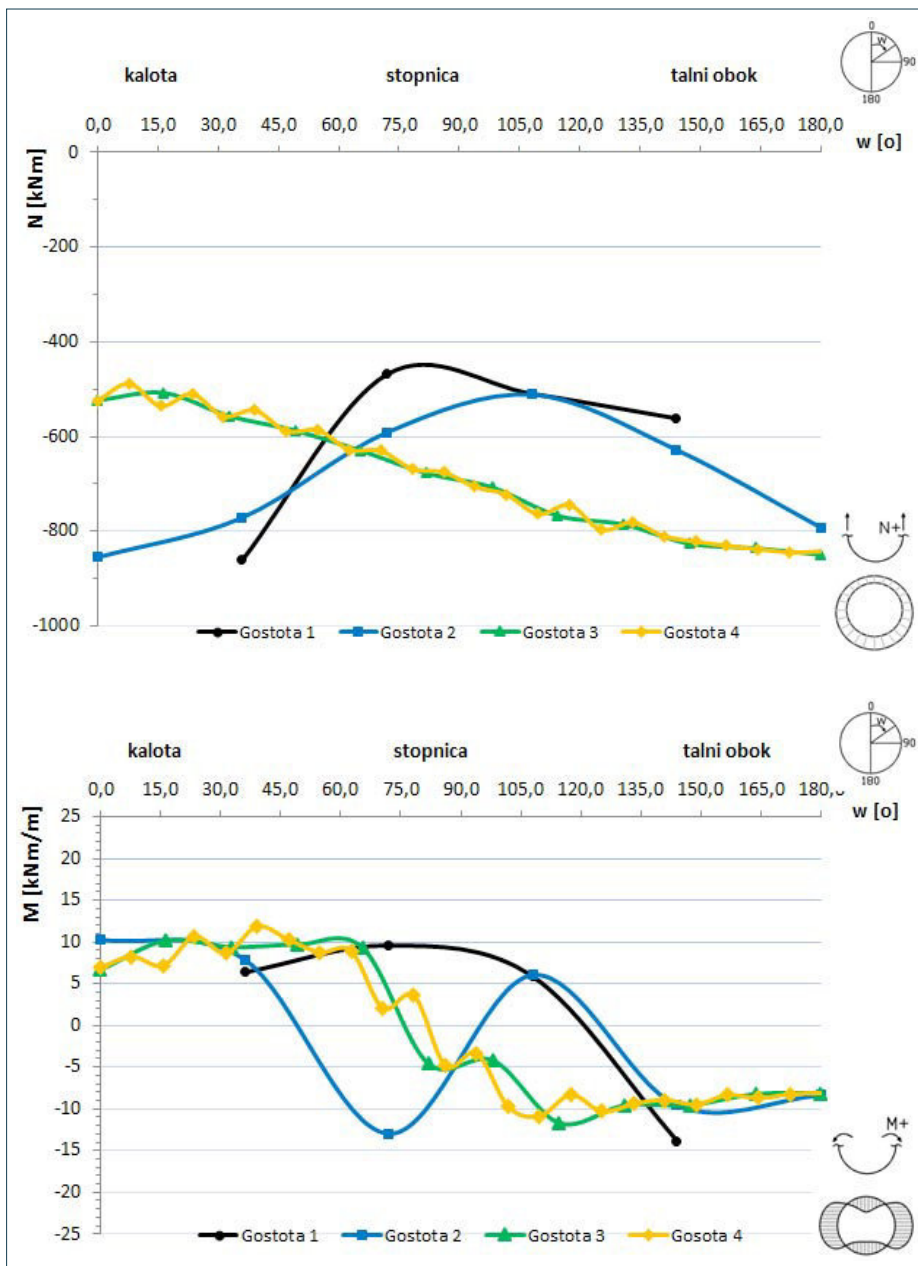
formacij zaradi vgradnje podpornega sistema po določenem času po izkopu. Po izračunu primarnega napetostnega stanja β metoda zajema dve fazi izračuna (Brinkgreve, 2005). Na sliki 5 so prikazani vertikalni pomiki na površini, izračunani z različnimi gostotami mrež. Maksimalna vrednost vertikalnih pomikov pri gostoti mreže 1 (148 elementov) znaša 17 mm, pri gostoti mreže 2 (365 elementov) 20 mm, pri gostoti mreže 3 (913 elementov) 23,5 mm in pri gostoti mreže 4 (3494 elementov) 24 mm.

Ugotovimo lahko, da so pri gostoti mreže 1 in gostoti 2 vertikalni premiki nekoliko podcenjeni, pri gostoti mreže 3 in 4 pa se vrednosti dobro ujemajo.

Na sliki 6 so prikazani osne sile in upogibni momenti v primarni oblogi po izračunih z različnimi gostotami mrež. Pri primerjavi lahko



Slika 5 • Vrednosti vertikalnih pomikov na površini pri različnih gostotah 2D-mrež

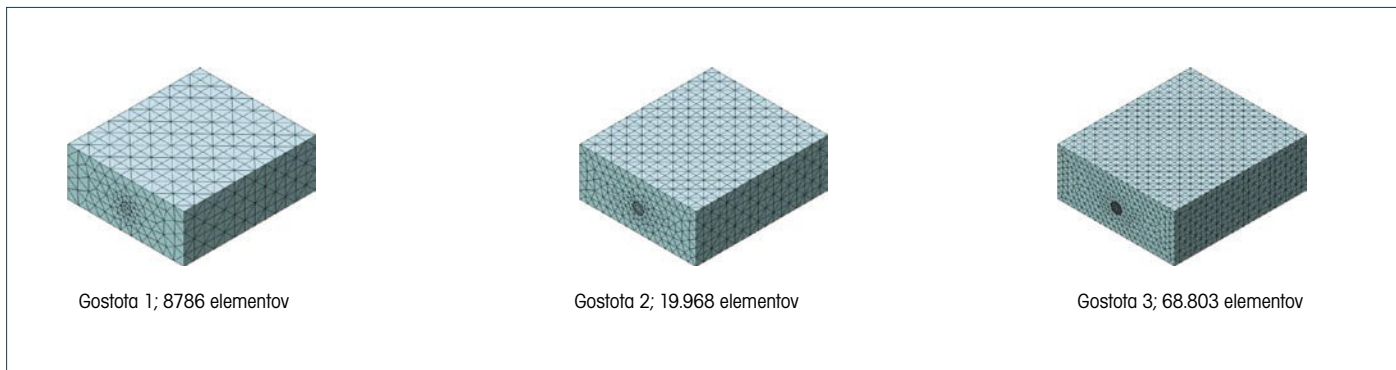


Slika 6 • Vrednosti osnih sil in momentov v oblogi pri različnih gostotah 2D-mrež

ugotovimo, da pri mrežah gostote 1 in gostote 2 osne sile in upogibni momenti precej odstopajo od izračunov pri mrežah gostote 3 in gostote 4. Izračuni pri mrežah gostote 3 in 4 pa se med seboj dobro ujemajo. To pomeni, da je v danem primeru pri 2D-analizi osnih sil in upogibnih momentov v oblogi s programskim paketom Midas GTS za zadovoljive rezultate potrebna diskretizacija v območju obloge s končnimi elementi maksimalne velikosti 1 m oziroma ene osmine premera predora ($0,125 \times D$) (Midas, 2014). Na ta način je na voljo dovolj vozlišč končnih elementov, ki so potrebna za pravilni izračun obremenitev v notranji oblogi. Če je območje diskretizirano z večjimi elementi, je vozlišč premalo in rezultati niso zadovoljivi.

Gostota mreže v 3D-analizah

Raziskave vpliva gostote mreže končnih elementov v 3D-analizah so bile narejene s parametrično študijo različnih gostot mrež. Uporabljena je bila geometrija in diskretizacija mrež kot pri 2D-analizah, ekstrapolirana v vzdolžni smeri v dolžini 100 m. Izbran je korak izkopa 2 m, modeliranje izkopa in podgradnje je izvedeno po zaporednih korakih gradnje v dolžini 60 m (slika 3). Narejeni so bili izračuni s tremi različnimi gostotami mrež. Uporabljeni so bili prostorski elementi v obliki pentaedra višjega reda (15 vozlišč in 9 integracijskih točk). V primeru velikosti elementov 0,5–3 m je 3D-mreža vsebovala preko 235.000 elementov, tako da račun v tem primeru zaradi predolgotrajne analize ni bil možen. Na sliki 7 so prikazane različne gostote mrež, ki so bile uporabljene pri 3D-analizah.



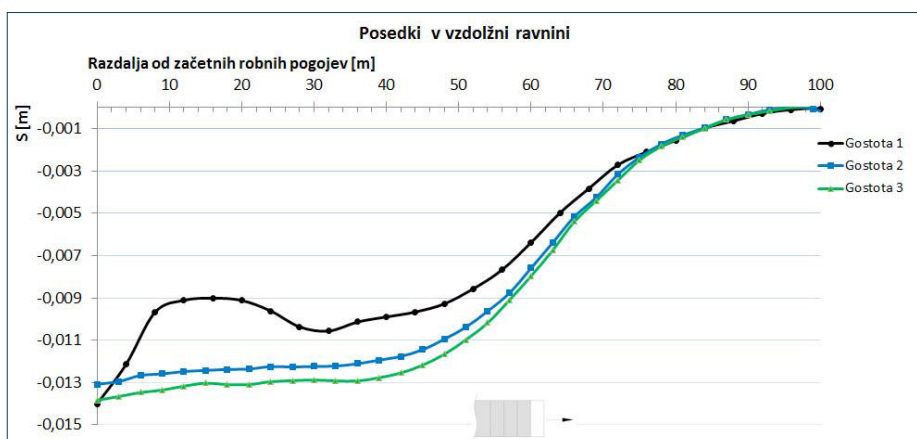
Slika 7 • Različne gostote mrež končnih elementov pri 3D analizah

Na sliki 8 so prikazani vertikalni pomiki na površini v vzdolžni ravnini, izračunani z različnimi gostotami mrež. Normalizirana vrednost vertikalnih pomikov pri gostoti mreže 1 (8786 elementov) znaša 9 mm, pri gostoti mreže 2 (19.968 elementov) 12 mm in pri gostoti mreže 3 (68.803 elementov) 13 mm. Ugotovimo lahko, da so pri gostoti mreže 1 vertikalni pomiki nekoliko podcenjeni, prav tako je opaziti večji vpliv robnih pogojev na vertikalne pomike. Pri gostoti mrež 2 in 3 so razlike med vrednostmi vertikalnih pomikov majhne. Tako kot pri 2D- je imela tudi pri 3D-analizah gostota mreže vpliv na izračun posedkov na površini. Zadovoljivi rezultati so v danem primeru doseženi s končnimi elementi velikosti 2–6 m, za kvalitetnejše rezultate pa je priporočljivo uporabiti končne elemente velikosti 1–4 m.

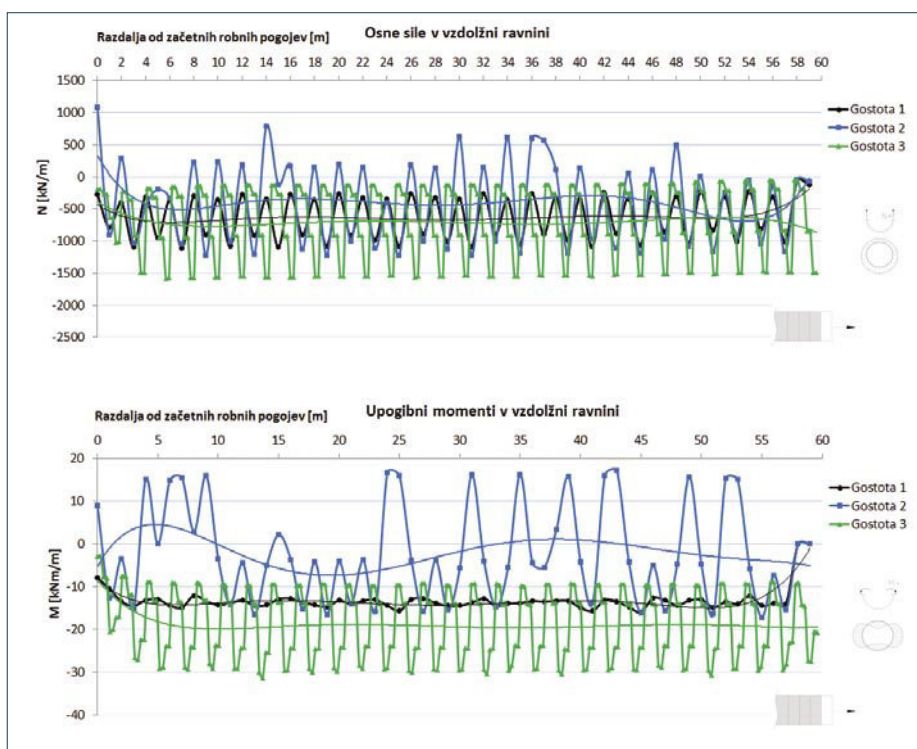
Na sliki 9 so prikazani osne sile in upogibni momenti v oblogi v vzdolžni smeri po izračunu z različnimi gostotami mrež. Za vsak izračun je prikazana tudi povprečna vrednost. Ugotovimo lahko, da podobno kot pri 2D-analizah gostota mreže z velikostjo elementov na območju obloge 4 m in 2 m (gostota 1 in 2) ne da ustreznih rezultatov osnih sil in upogibnih momentov v primarni oblogi. Vrednosti osnih sil in momentov so v vzdolžni ravnini precej spreminjajoče se in ne prikazujejo tipične »žagaste« vrednosti na vsakem segmentu obloge (Brinkgreve, 2005). Pri gostoti 3 z velikostjo elementov na območju obloge 1 m pa lahko opazujemo tipične »žagaste« vrednosti osnih sil in momentov. Razlog nezadovoljivih rezultatov osnih sil in upogibnih momentov pri gostotah mrež 1 in 2 je v premajhnem številu vozlišč in integracijskih točk na vsakem segmentu obloge oziroma koraku podgradnje (Midas, 2014). Pri gostoti mreže 1 so v tem primeru pri uporabi ravninskih elementov trikotne oblike višjega reda z vmesnimi vozlišči, vozlišča samo na začetku in koncu segmenta obloge. Pri gostoti 2 so vozlišča na začetku, na sredini in na koncu segmenta, pri gostoti 3 pa so poleg vozlišč na začetku in koncu segmenta še tri vozlišča na sredini segmenta. Očitno je, da šele v zadnjem omenjenem primeru, kjer sta dva končna elementa v vzdolžni smeri na segment obloge, dobimo zadovoljive rezultate.

2.3 Vpliv faktorja horizontalnih napetosti

Obremenitve v oblogi podzemnega prostora in razvoj deformacij na površini so v veliki meri odvisni od anizotropnosti polja primarnih napetosti, kjer se morata upoštevati tako velikost



Slika 8 • Vrednosti vertikalnih pomikov na površini v vzdolžni ravnini pri različnih gostotah 3D-mrež



Slika 9 • Vrednosti osnih sil in momentov v oblogi v vzdolžni ravnini pri različnih gostotah 3D-mrež

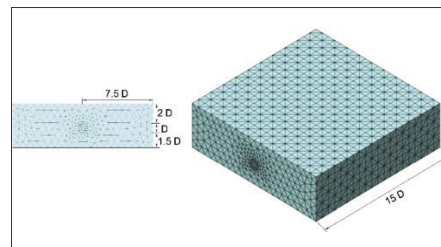
koj lega primarnih napetosti. Raziskani so bili vplivi faktorja K_0 na podoben način kot drugi vplivni parametri, tako da so bile narejene parametrične analize 2D in 3D pri vrednostih faktorja K_0 (0,5; 1,0; 1,25; 1,5 in 2,0). Modelirano je bilo območje 120 x 36 m pri 2D-analizi in 120 x 36 x 120 m pri 3D-analizi s predorom krožnega preseka premera 8 m in višino nadkritja 16 m. 2D-mreža je vsebovala 717 končnih elementov, 3D-mreža pa 23.542 elementov. V 2D-analizah so bili uporabljeni

ravninski elementi velikosti 1–4 m trikotne oblike višjega reda (6 vozlišč in 3 integracijske točke), pri 3D-analizah pa so bili uporabljeni prostorni elementi velikosti 1–4 m v obliki pentaedra višjega reda (15 vozlišč in 9 integracijskih točk).

Izbrani vhodni podatki parametrične analize so prikazani v preglednici 3. Za pravilno ponazoritev tridimenzionalnih napetostnodeformacijskih odnosov so bili pri 2D-analizah uporabljeni različni faktorji razbremenitve β .

Parameter	Enota	Hribina	Brizgani beton (d=0,2 m)
Materialni model		Hardening Soil	Elastic
Prostorninska teža	γ (kN/m ³)	24	25
Sekantni deformacijski modul	E50 ref (kPa)	40000	20000000
Tangentni edometerski modul	Eoed ref (kPa)	40000	0,15
Modul razbrem./obremen.	Eur ref (kPa)	120000	
Stopnja nap. odvisnosti	m (/)	0,95	
Referenčna napetost	pref (kPa)	100	
Poissonov količnik	ν (/)	0,30	
Faktor horiz. napetosti	K0 NC (/)	0,5, 1,0, 1,25, 1,5, 2,0	
Kohezija	c^* (kPa)	80	
Kot notranjega trenja	φ^* (°)	28	
Kot dilatacije	ψ (°)	0	

Preglednica 3 • Vhodni podatki za H-S konstitutivni model pri analizi 2D in 3D vpliva faktorja K0



Slika 10 • Geometrija 2D- in 3D-mreže pri analizah vpliva faktorja K0

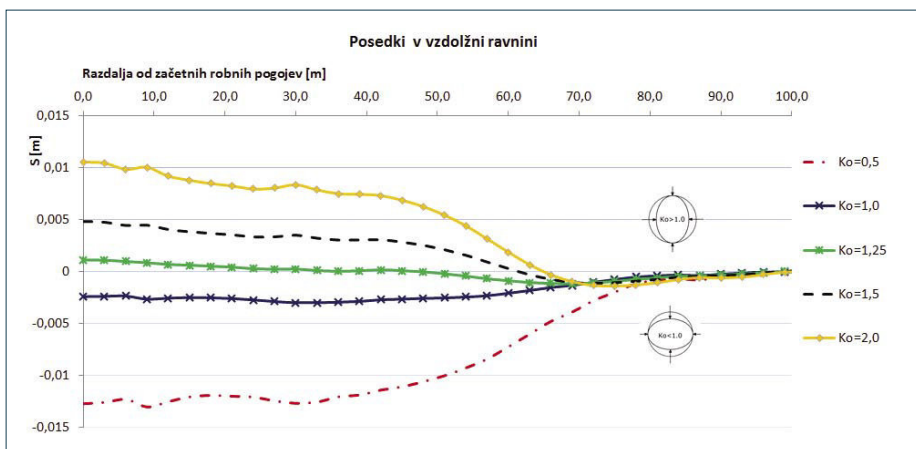
Pri 3D-analizah je bil izbran korak izkopa 2 m, modeliranje izkopa in podgradnje je bilo izvedeno po zaporednih korakih gradnje v dolžini 60 m.

Rezultati parametrične analize 3D pri različnih vrednostih faktorja K_0 po simulaciji 60 m izkopa in primarnega podpiranja kažejo na velik vpliv faktorja K_0 na razvoj posedkov na površini. Na sliki 11 so prikazane krivulje vertikalnih pomikov v vzdolžni ravnini po 60 m dolgem izkopu.

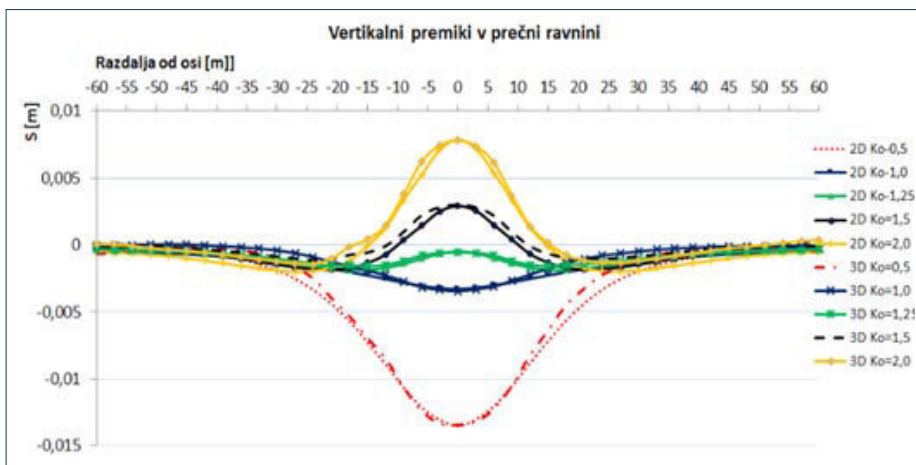
V strokovni literaturi ni poznanega primera, kjer bi meritve premikov na površini kazale na dviganje tal pri gradnji podzemnih prostorov v hribinah z večjimi vrednostmi faktorja K_0 . Če se možnost tega pojava ocenjuje z geomehanskega stališča, bi pozitivni premiki teoretično lahko obstajali. Pri vrednostih $K_0 > 1$ so vrednosti glavnih napetosti večje v horizontalni kot v vertikalni smeri, tako da nastajajo večje deformacije v horizontalni smeri, kot je razvidno na sliki 11 (sploščena oblika obloge predora v vertikalni smeri pri $K_0 < 1$ in horizontalni smeri pri $K_0 > 1$).

Na sliki 12 so skupaj prikazani izračunani vertikalni pomiki v prečni ravnini za izvedene analize 2D in 3D pri različnih vrednostih faktorja K_0 . Vertikalni pomiki pri 3D-analizi so prikazani v prečni ravnini na razdalji 36 m od začetnih robnih pogojev, ki je v območju normaliziranih posedkov. Podobno kot pri prikazu vertikalnih pomikov v vzdolžni ravnini so z večanjem vrednosti faktorja K_0 ugreznine plitvejšje in širše. Pri vrednosti $K_0=1,5$ in 2,0 dobimo pozitivne vertikalne pomike na območju nad predorom, in sicer 10 m od osi pri $K_0 = 1,5$ in 15 m od osi pri $K_0 = 2,0$, dalje od osi pa se zopet pojavijo posedki. Pri primerjavi krivulj ugreznin z analizami 2D in 3D lahko razberemo, da so pri vrednostih $K_0 = 0,5$ in $K_0 = 1,0$ krivulje 3D-analiz ožje (bolj strme), pri vrednostih $K_0 = 1,25$ so krivulje enake, pri vrednostih $K_0 = 1,5$ in $K_0 = 2,0$ pa so ožje krivulje dobljene z 2D-analizami.

Faktor K_0 ima občuten vpliv tudi na osne sile in upogibne momente v oblogi. Pri $K_0 = 0,5$ zara-



Slika 11 • Vertikalni pomiki v vzdolžni ravnini po 60 m izkopa



Slika 12 • Vertikalni pomiki analiz 2D in 3D v prečni ravnini

di večjih deformacij v vertikalni smeri prihaja do sploščenosti obloge predora v vertikalni smeri oziroma do upogibanja obloge navzven v bokih predora, kar povzroči negativne upogibne momente. Narejena je bila primerjava upogibnih momentov in osnih sil, izračunanih z analizami 2D in 3D pri različnih vrednostih faktorja K_0 . Pri 3D-analizah so rezultati zeti na sprednjem in zadnjem delu segmenta obloge, ki leži v območju normaliziranih vrednosti. Na sliki 13 so prikazani rezultati izračunov osnih sil in upogibnih momentov z analizami 2D in 3D pri različnih vrednostih faktorja K_0 .

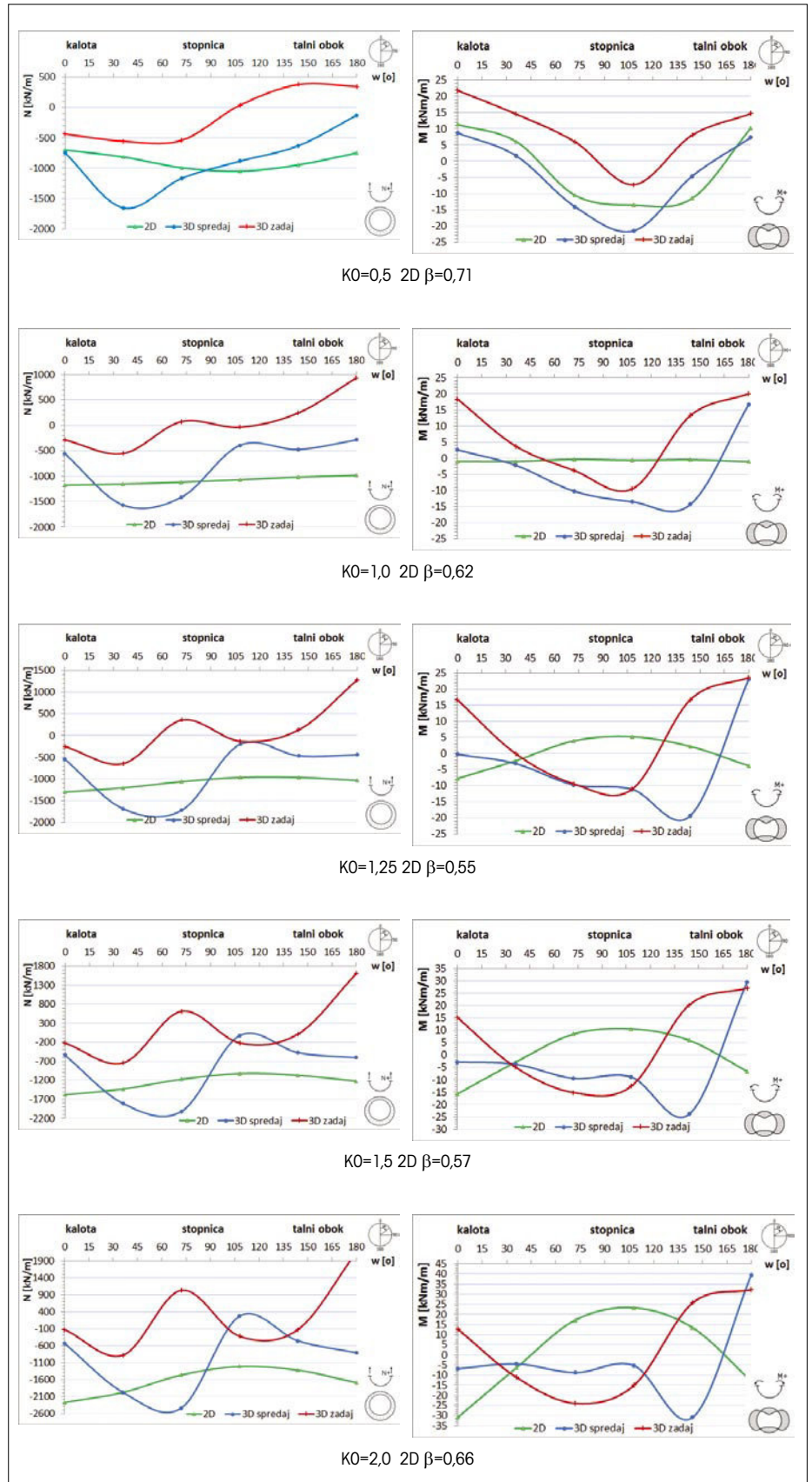
Analiza izračunanih upogibnih momentov v 2D-simulacijah pokaže, da imajo pri $K_0 = 0,5$ pozitivni upogibni momenti vrednost 10 kNm/m na območju kalote in talnega oboka zaradi pomikanja obloge v notranjost predora, na območju stopnice pa imamo negativne momente -14 kNm/m zaradi pomikanja obloge navzven. Pri $K_0 = 1,0$ imajo upogibni momenti na območju kalote, stopnice in talnega oboka vrednost okrog 0 kNm/m .

Primerjava med upogibnimi momenti, izračunanimi z analizami 2D in 3D, pokaže ujemanje samo pri faktorju $K_0 = 0,5$, pri večjih vrednostih K_0 pa so upogibni momenti, izračunani s 3D -modelom, na območju kalote in talnega oboka manjši, na območju stopnice pa večji kot pri 2D-modelu.

Izračunane osne sile z 2D-modelom imajo podobne vrednosti kot pri upogibnih momentih pri $K_0 = 0,5$ manjše osne sile, -700 kN/m , so na območju kalote in talnega oboka, na območju stopnice pa so ugotovljene večje osne sile -1050 kN/m . Pri $K_0 = 1,0$ so osne sile na območju kalote, stopnice in talnega oboka okrog -1100 kN/m .

Primerjava med osnimi silami, izračunanimi z modeloma 2D in 3D, pokaže, da so nižje vrednosti, dobljene s 3D-modelom, na prednjem delu segmenta obloge, medtem ko so oblike krivulj precej bolj spreminjajoče.

Nadaljnje primerjave pokažejo, da je z uporabo ustreznega faktorja razbremenitve β pri 2D-analizah ujemanje rezultatov posejkom na površini, pridobljenimi s 3D-analizami, relativno ustrezno.



Slika 13 • Primerjava osnih sil in upogibnih momentov 2D in 3D analiz pri $K_0 = 0,5, 1,0, 1,25, 1,5$ in 2,0

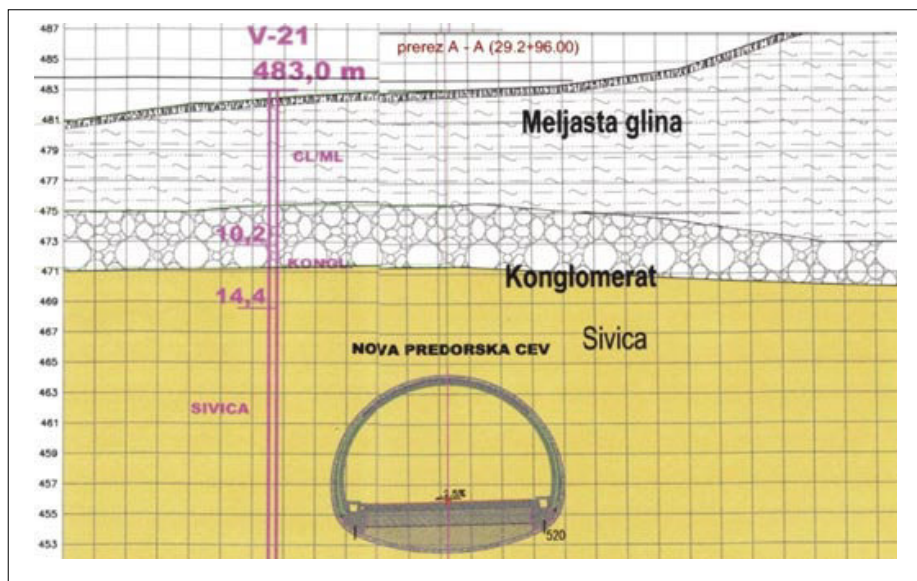
3 • ANALIZA GRADNJE PREDORA LJUBNO

Za potrebe geomehanske analize gradnje dvopasovnega predora Ljubno z odstavnim pasom z nizkim nadkritjem sta bila narejena modela 2D in 3D. Uporabljeni so bili Mohr-Coulombov in Hardening-Soilov konstitutivni model ter primerjava med izračunanimi in merjenimi pomiki, ki so se razvili med gradnjo predora. Predor Ljubno dolžine 232 m je na gorenjskem avtocestnem odseku Peračica–Podtabor. Desna cev predora Ljubno brez talnega oboka je bila zgrajena leta 1965 kot dvopasovni predor. Med letoma 2009 in 2011 je bila izvedena rekonstrukcija obstoječe predorske cevi z razširitvijo profila, ki zagotavlja dvopasovno vozišče z odstavnim pasom. Gradnja je potekala po načelih nove avstrijske metode (NATM) tako, da je vsak izkopni korak vključeval rušitev stare predorske obloge in izkop hribine na predpisan prečni profil, ki mu je sledila vgradnja primarnega podpornega sistema.

Gradnja predora je potekala v plasteh oligocenske sivice, nad katerimi sta v povprečni debelini 1–3 m delno sprijet konglomerat in meljasta glina v največji debelini 13 m. Plasti oligocenske sivice in pleistocenskih prodov, meljev in glin ležijo skoraj horizontalno (IRGO Consulting, 2005), kot je prikazano na sliki 14.

V fazi projektiranja so bile na osnovi laboratorijskih in *in situ* preiskav določene geomehanske karakteristike za posamezne plasti na območju predora Ljubno (pleistocensko glino, konglomerat, sivico in preperino sivico) (IRGO Consulting, 2005). Ker je bilo med gradnjo ugotovljeno, da predstavlja plast sivice trdno kompaktno hribino brez razpok in prisotnosti vode, so bili za plast sivice trdnostni in deformacijski parametri zvišani. V programu RocLab je bila izbrana vrednost geološkega trdnostnega indeksa $GSI = 88$, kar je podalo strižna parametra $c = 0,486$ mPa in $\phi = 46^\circ$. V obstoječi desni predorski cevi predora Ljubno je bila betonska obloga povprečne enoosne tlačne trdnosti 8,2 mPa. Zaradi potencialnega nabrekanja sivice ob prisotnosti vlage so bile opravljene laboratorijske meritve nabrekalnega tlaka. Ugotovljeni so bili povprečni nabrekalni tlaki od 200 do 350 kPa (IRGO Consulting, 2005).

Projekt za izvedbo del (PZI), ki ga je izdelal Geoport, d. o. o. (Geoport, 2009), je vseboval vse detajle podpornih elementov, ki so bili dimenzionirani na podlagi geotehničnih para-



Slika 14 • Geološki prečni prerez na stacionaži 29.2+96.00 (IRGO Consulting, 2005)

Parameter	Enota	Meljasta glina	Konglomerat	Sivica	Stara betonska obloga
Konstitutivni model		Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Elastic
Prostorninska teža	γ (kN/m ³)	20	25	24	25
Modul elastičnosti	E_{ref} (kPa)	5.000	4.000.000	350.000	8.200.000
Poissonov količnik	ν (/)	0,35	0,3	0,3	0,15
Kohezija	c (kPa)	0	500	486	\
Kot notranjega trenja	ϕ (°)	25	40	46	\
Kot dilatacije	ψ (°)	0	10	16	\

Parameter	Enota	Meljasta glina	Konglomerat	Sivica
Konstitutivni model		Hardening Soil	Hardening Soil	Hardening Soil
Prostorninska teža	γ (kN/m ³)	20	25	24
Sekantni deformacijski modul	$E_{50 ref}$ (kPa)	13.000	4.527.000	311.000
Tangentni edometerski modul	$E_{oed ref}$ (kPa)	13.000	4.527.000	311.000
Modul razbrem./obremen.	$E_{ur ref}$ (kPa)	39.000	13.581.000	933.000
Stopnja nap. odvisnosti	m (/)	0,9	0,5	0,5
Referenčna napetost	p_{ref} (kPa)	100	100	100
Poissonov količnik	ν (/)	0,35	0,30	0,30
Faktor horiz. napetosti	$K_0 NC$ (/)	0,58	0,36	0,48
Kohezija	c (kPa)	0	500	486
Kot notranjega trenja	ϕ (°)	25	40	46
Kot dilatacije	ψ (°)	0	10	16

Preglednica 4 • Vhodni geomehanski parametri za uporabljene konstitutivne modele

metrov nastopajočih hribin (preglednica 4). V pričujočih modelih, ki so omogočili analize in primerjave deformacij, pa so bili upoštevani parametri staranja primarne obloge iz brizganega betona tako, da so bile uporabljene različne mehanske karakteristike za t. i. sveži in strjeni beton. V izračunih so bili upoštevani že izvedeni podporni ukrepi v levi predorski cevi, kjer je bila vgrajena primarna obloga iz brizganega betona debeline 30 cm. Vhodni parametri podpornih elementov so podani v preglednici 5.

Izkop prečnega profila predora je bil razdeljen na kaloto in stopnico s talnim obokom, medtem ko je rušenje stare obloge skupaj z izkopom hribine bilo opravljeno z izkopnim bagrom. Pretežni del izkopa je bil izveden v hribinski kategoriji C2 z litim betonom v talnem oboku po standardu ÖNORM B 2203 (Cosar, 2004). Primarni podporni sistem je bil izdelan iz jeklenih ločnih segmentov K24 in armiranega brizganega betona C20/25 v debelini 30 cm (Geoportall, 2009) (slika 15).

3.1 Geotehnično modeliranje 2D in 3D

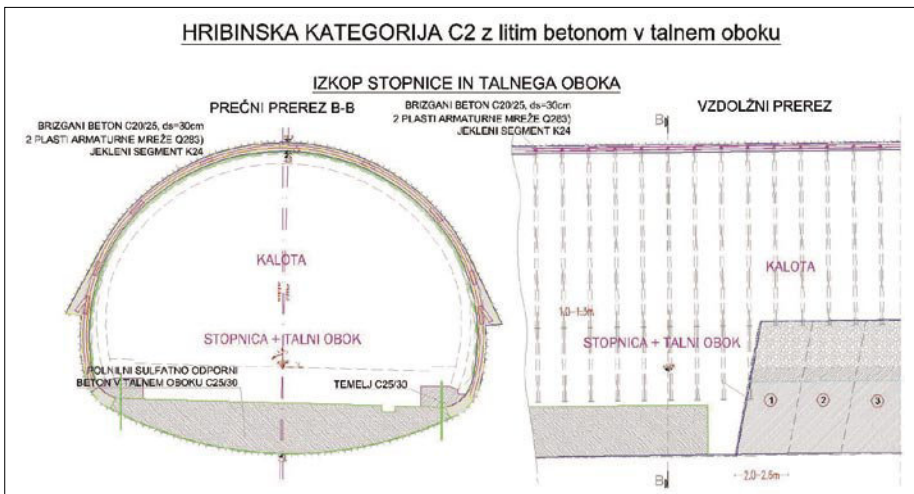
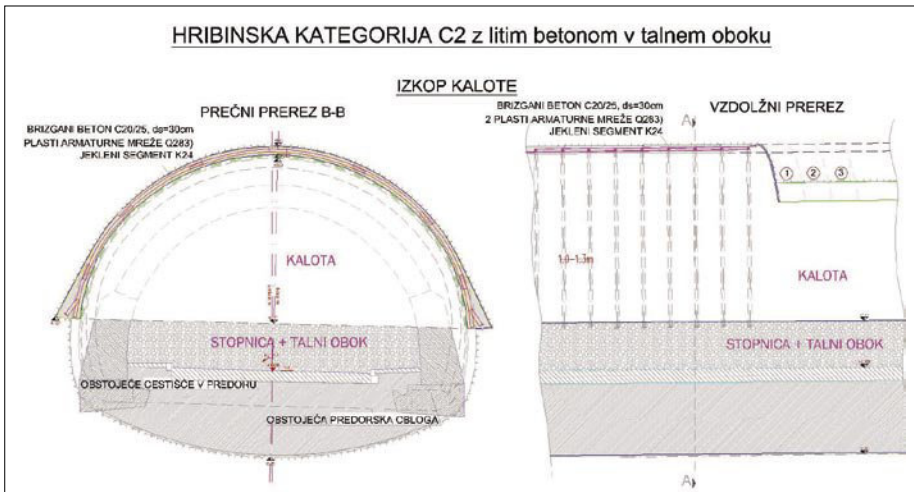
Velikost analiziranega območja je bila izbrana tako, da je bil izločen vpliv robnih pogojev z upoštevanjem območja t. i. normaliziranih vrednosti.

Tako je pri 2D-modelu analizirano območje dimenzij 140 x 50 m (prerez na stac. 29.2+96.00), pri 3D-modelu pa območje dimenzij 140 x 59 x 100 m (območje med stac. 29.2+46.00 in 29.3+46.00). Višina modela je določena s plastnicami terena in se giblje med 45 in 59 m. Geometrija modela je prikazana na sliki 16.

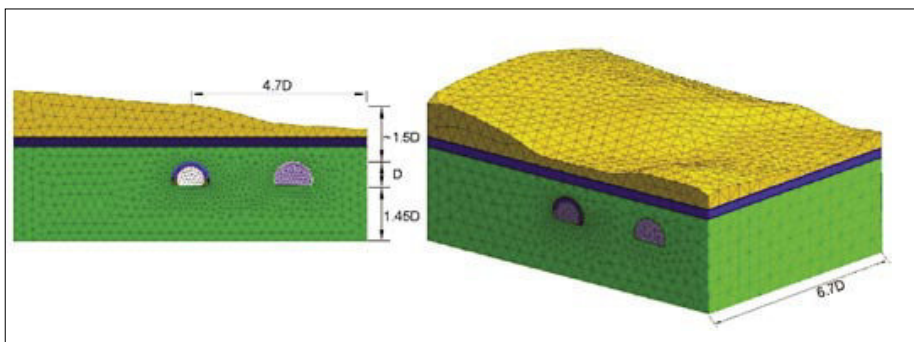
Območje predora je bilo diskretizirano z elementi velikosti 0,75 m, druge pa z elementi velikosti 1,5 do 6 m. 2D-mreža je vsebovala 1471 končnih elementov, 3D-mreža pa 105.507 elementov. Simulacija izkopa in primarnega podpiranja je bila opravljena pri koraku izkopa 1,5 m. Modeliranje faznosti gradnje je bilo izvedeno tako, da so bile zajete vse faze izkopa in vgradnje primarne obloge po zaporednih korakih gradnje kalote in stopnice v vzdolžni smeri. Zaradi obsežnega izračuna pri 3D analizi ob upoštevanju območja normaliziranih vrednosti je bila uporabljena poenostavljena 3D-analiza za izračun posebkov na površini (Brinkgreve, 2005). V eni fazi sta bila modelirana izkop in podgradnja celotnega profila v dolžini 30 m. Po »resetiranju« deformacij na vrednost nič sta bila nato modelirana izkop in podgradnja kalote v dolžini 15 m, zatem pa vzporeden izkop in podgradnja kalote in stopnice v dolžini 15 m. Vsaka faza

Parameter	Enota	Brizgani beton DC ("svež" d=0,3m)	Brizgani beton DC ("star" d=0,3m)	Brizgani beton LC ("star" d=0,3m)
Konstitutivni model		Elastic	Elastic	Elastic
Prostorninska teža	γ (kN/m ³)	25	25	25
Modul elastičnosti	Eref (kPa)	3.000.000	15.000.000	15.000.000
Poissonov količnik	ν (/)	0,15	0,15	0,15

Preglednica 5 • Togostni parametri podpornih elementov (LC – leva cev, DC – desna cev)



Slika 15 • Hribinska kategorija C2 z litim betonom v talnem oboku – podporni ukrepi (Geoportall, 2009)



Slika 16 • Geometrija 2D- in 3D-modela pri analizi desne cevi predora Ljubno

izračuna kalote in stopnice je vsebovala modeliranje izkopa trenutnega koraka, v kateri so deaktivirani volumski elementi hribine v dolžini koraka izkopa, v isti fazi pa tudi modeliranje podpiranja predhodnega koraka, kjer so aktivirani elementi obloge v predhodnem koraku. Upoštevano je bilo tudi dvostopenjsko strjevanje betona in naraščanje nabrekalnega tlaka sivice. Strjevanje betona je bilo izvedeno z zamenjavo mehanskih karakteristik svežega betona s strjenim betonom, nabrekalni tlak

modelov, kaže na precej manjše deformacije tal predora zaradi razbremenitve pri Hardening-Soilovem modelu, kar gre predpisati temu, da ta model upošteva različno plastifikacijo materiala pri razbremenjevanju in ponovnem obremenjevanju. Podobno velja za nekoliko manjše izračunane deformacije stropa in površine nad predorom. Primerjava med izračuni 2D in 3D kaže na manjše vrednosti vertikalnih premikov na površini pri 3D-izračunih, kar gre pripisati 3D-

jem izkopa vgrajeni vsakih 10 m v oblogo zadnjega koraka podpiranja. Na sliki 17 so prikazane izračunane vrednosti vertikalnih pomikov skupaj z izmerjenimi vrednostmi v vzdolžni ravnini obravnavanega območja za mersko točko v stropu predora (Geograd, 2010). Upoštewane so meritve, ko je bilo čelo izkopa na stacionaži 29,2+81, kar je omogočilo realno primerjavo s simulacijo s 3D-modelom, v kateri je bil simuliran izkop kalote do stacionaže 29,2+80.

MOHR COLOUMB	Uy ↓ (površina) (mm)		Uy ↓ (strop predora) (mm)		Uy ↑ (tla predora) (mm)		Mmax (kNm/m)		Nmax (kN/m)	
<i>IZRAČUN (2D-3D) FAZA GRADNJE</i>										
Izkop kalote	-7	-2	-11	-7	9	6	-33	-16	-1159	-966
Izkop stopnice in talnega oboka	-11	-4	-17	-11	13	9	-41	-20	-1073	-1052

HARDENING-SOIL	Uy ↓ (površina) (mm)		Uy ↓ (strop predora) (mm)		Uy ↑ (tla predora) (mm)		Mmax (kNm/m)		Nmax (kN/m)	
<i>IZRAČUN (2D-3D) FAZA GRADNJE</i>										
Izkop kalote	-5	-1	-8	-5	5	4	-35	-9	-787	-735
Izkop stopnice in talnega oboka	-7	-3	-11	-17	6	5	-40	-12	-784	-839

Preglednica 6 • Vrednosti vertikalnih deformacij, upogibnih momentov in osnih sil

sivice pa je bil modeliran z zvezno radialno obremenitvijo obloge. Oba parametra sta se spreminjala šest korakov za izkopnim čelom, kar je v praksi pri napredku dva koraka na dan pomenilo tri dni. Pri gradnji je bil uporabljen brizgani beton C 20/25 z dodanim pospeševalcem.

Pri 2D-analizi je bila na podlagi primerjalnega 3D-izračuna določena vrednost faktorja razbremenitve $\beta = 0,63$. Pred pričetkom modeliranja faz gradnje desne cevi sta bila v eni fazi modelirana izkop in podgradnja že izgrajene leve cevi, pri čemer so bile izračunane deformacije resetirane na vrednost nič.

3.2 Rezultati izračunov

Primerjava rezultatov izračunov, ki so bili narejeni z upoštevanjem navedenih konstitutivnih

učinku prerazporeditve napetosti in deformacij pri izkopu in primarnem podpiranju.

V preglednici 6 so podane izračunane vrednosti vertikalnih pomikov na površini in v predoru pri posameznih fazah gradnje ter vrednosti upogibnih momentov in osnih sil v oblogi za oba uporabljena materialna modela pri 2D- in 3D-modelu.

3.3 Primerjava izračunov z meritvami

Kontrolo deformacij podpornega sistema in določanje vplivnega območja gradnje desne cevi predora Ljubno so omogočile geotehnične meritve, ki so zajemale tudi vgradnjo merskih točk za opravljanje geodetskih meritev premikov v predoru in na površini. Merski profili so bili v predoru skladno z napredovan-

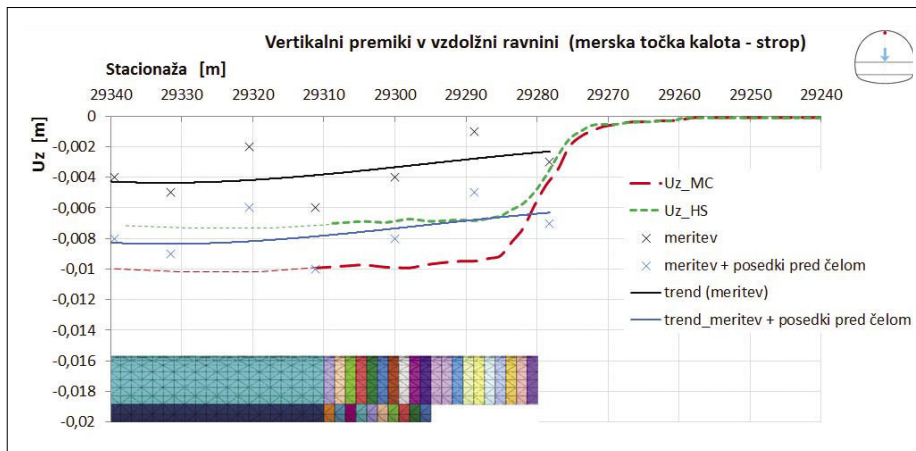
Pri analizi meritev pomikov merskih točk je treba upoštevati tudi razvoj deformacij hribine pred izkopnim čelom, ki pa z navedenimi meritvami ni bil izveden, ker je bila merska točka vgrajena približno 1 m za izkopnim čelom po končani fazi vgradnje podpornega sistema, kot je razvidno na sliki 18.

V danem primeru je bilo na podlagi 3D-izračuna vertikalnih premikov stropa predora v vzdolžni ravnini ocenjeno, da se pred izkopnim čelom razvijejo posedki v velikosti 4 mm.

Če se upošteva posedke pred izkopnim čelom, se meritve najbolj ujemajo z izračunanimi vrednostmi pri uporabi Hardening-Soil modela.

Pri izračunu posedkov v prečni ravnini je pri 3D-izračunu vzeta prečna ravnina 50 m od

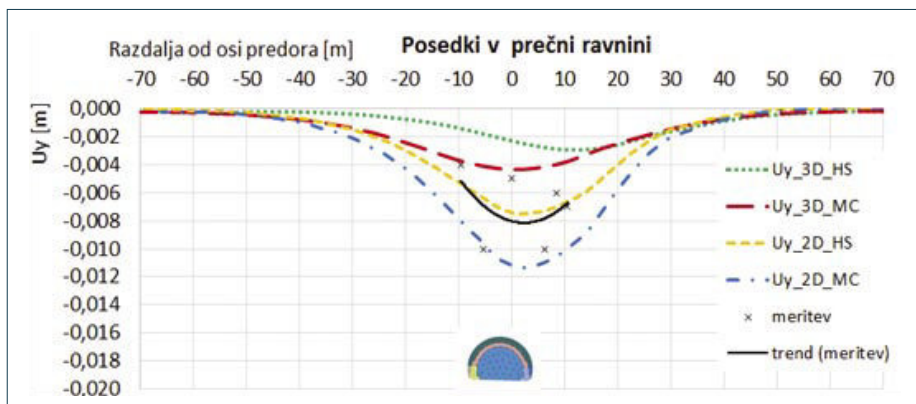
začetnih robnih pogojev (prerez na stacionaži 29,2+96). Zaradi spremenljive morfologije terena (večje debeline nadkritja levo od osi – slika 16) so krivulje posedkov nekoliko zamaknjene glede na predorsko os, kar je še posebno opazno pri 3D-izračunu s Hardening-Soil modelom. Merske točke na površini so bile na območju portalov vgrajene pred izvedenimi izkopsnimi in podpiralnimi deli. Na območju severnega portala so bili izmerjeni vertikalni pomiki površine med 4 mm in 10 mm, v povprečju pa 8 mm (Geograd, 2010). Povprečna vrednost vseh meritev se najbolje ujema s krivuljo posedkov, določeno z 2D-analizo pri uporabi Hardening-Soil modela.



Slika 17 • Vertikalni pomiki stropa predora v vzdolžni ravnini pri 3D-izračunih in primerjava z meritvami



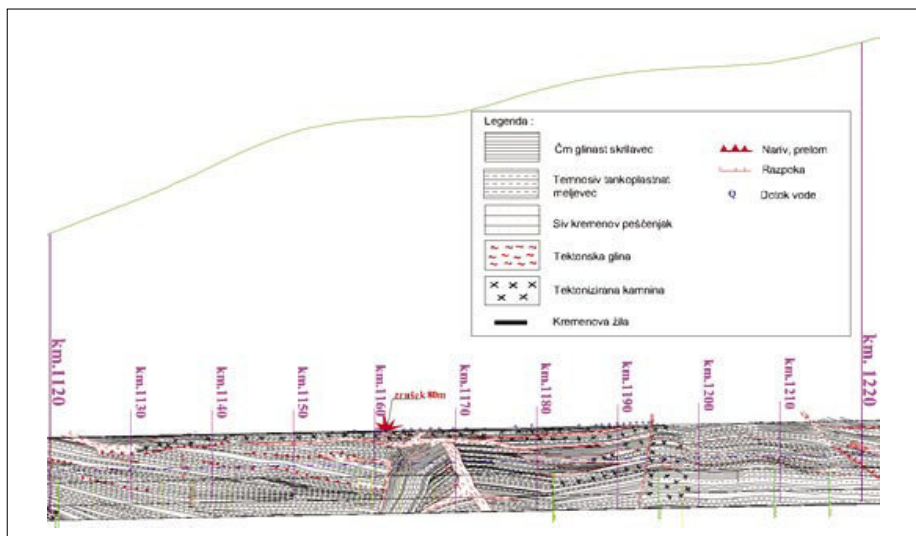
Slika 18 • Prikaz vgrajene merske točke v stropu kalote desne cevi predora (Vir: arhiv SCT, avtor Marko Venta)



Slika 19 • Primerjava meritev s krivuljami posedkov na površini v prečni ravnini pri izračunih 2D in 3D predora Ljubno

4 • ANALIZA GRADNJE PREDORA ŠENTVID

Predor Šentvid je dvocevni predor na avtocestnem odseku Šentvid–Koseze. Gradnja je trajala od 2004.do 2009. Izkop obravnavanega območja leve cevi dvopasovnega predora je potekal skozi tektonizirane kamnine s tektonsko glino, pogostimi prelomi in precejšnjimi dotoki vode (IRGO Consulting, 2005). Analize sprememb deformacijskih polj so bile narejene z geomehanskimi modeli 2D in 3D. Modelirana je bila tudi vgradnja cevnega ščita. V kompleksnih postopkih numerične simulacije izkopa in primarnega podpiranja sta bila uporabljena Mohr-Coulombov in Hardening-Soilov konstitutivni model. Tudi v tem primeru je bila narejena primerjava med izračunanimi in izmerjenimi vrednostmi pomikov med gradnjo določenega odseka predora. Zaradi izjemno zahtevnih geotehničnih razmer gradnje je na stacionaži 1+132,5 in 1+161,5



Slika 20 • Vzdolžni prerez – geološka spremljava leve cevi (IRGO Consulting, 2005)

prišlo do geoloških zruškov. Zrušek velikosti okrog 80 m³ na stac. 1+161,5 je bil povod za sistematično vgrajevanje jeklenega cevnega ščita pri nadaljevanju gradnje. Vzdolžni prerez z interpretirano geološko zgradbo je prikazan na sliki 20.

Pri projektiranju so bile na osnovi laboratorijskih in terenskih preiskav določene geomehanske karakteristike za posamezne plasti na območju predora Šentvid (muljevec in glinovec, meljevec in peščenjak, tektonska cona, preperela hribina) (ELEAIc, 2005). Pri gradnji je bilo z geološko spremljavo izkopa

leve cevi ugotovljeno, da območje v niveleti predora med stacionažo 1+120,0 in 1+220,0 gradijo tektonizirane kamnine s tektonsko glino, pogostimi prelomi in precejšnjimi dotoki vode (IRGO Consulting, 2005). Tako so bile v širšem območju predorske cevi upoštevane geomehanske karakteristike tektonske cone. V preglednici 7 so podani geomehanski parametri, ki so bili uporabljeni za geomehanske numerične simulacije ob upoštevanju navedenih konstitutivnih modelov. Tudi v tem primeru so bile numerične simulacije narejene z upoštevanjem mehanskih lastnosti svežega

in strjenega brizganega betona. Vhodni parametri podpornih elementov so podani v preglednici 8.

Na analiziranem odseku gradnje je bil izkop predorske cevi deljen na kaloto, stopnico in talni obok. Od stacionaže 1+121,4 do 1+161,5 je potekala gradnja v hribinski kategoriji C3 po standardu ÖNORM B 2203 (Cosar, 2004), od stacionaže 1+161,5 do 1+259,7 pa v modificirani hribinski kategoriji C3, v kateri je bil kot pomožni podporni element za izboljšanje pogojev gradnje in omejitev deformacij uporabljen jekleni cevni ščit. Podporni elementi

Parameter	Enota	Muljevec in glinovec (mu-gs CP)	Meljevec in peščenjak (pem CP)	Tektonska cona (in obm. poleg gube)	Preperela hribina	Injektirana zemljina
Materialni model		Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Prostorninska teža	γ (kN/m ³)	27	23	23	27	27
Modul elastičnosti	E _{ref} (kPa)	500.000	1.000.000	100.000	300.000	650.000
Poissonov količnik	ν (/)	0,26	0,25	0,30	0,26	0,26
Kohezija	c (kPa)	50	100	50	20	100
Kot notranjega trenja	φ (°)	25	27	20	26	27
Kot dilatacije	ψ (°)	0	0	0	0	0

Parameter	Enota	Muljevec in glinovec (mu-gs CP)	Meljevec in peščenjak (pem CP)	Tektonska cona (in obm. poleg gube)	Preperela hribina	Injektirana zemljina
Materialni model		Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Prostorninska teža	γ (kN/m ³)	27	23	23	27	27
Sekantni deformacijski modul	E50 ref (kPa)	170.000	895.000	35.000	323.000	594.000
Tangentni edometerski modul	E _{oed} ref (kPa)	170.000	895.000	35.000	323.000	594.000
Modul razbrem./obremen.	E _{ur} ref (kPa)	510.000	2.685.000	105.000	969.000	1.782.000
Stopnja nap. odvisnosti	m (/)	0,8	0,5	0,9	0,8	0,5
Referenčna napetost	p _{ref} (kPa)	100	100	100	100	100
Poissonov količnik	ν (/)	0,26	0,25	0,30	0,26	0,26
Faktor horiz. napetosti	K ₀ NC (/)	0,58	0,50	0,66	0,56	0,50
Kohezija	c (kPa)	50	100	50	20	100
Kot notranjega trenja	φ (°)	25	27	20	26	

Preglednica 7 • Vhodni geomehanski parametri za Mohr Coulombov in Hardening Soil model

Parameter	Enota	Brizgani beton	Brizgani beton	Brizgani beton	Cevni ščit (D=114mm, S=6mm)	IBO sidra (D=28mm)
		(svež, d=0,3m)	(star, d=0,3m)	- raziskovalni rov (d=0,2m)		
Konstitutivni model		Elastic	Elastic	Elastic	Elastic	Elastic
Prostorninska teža	γ (kN/m ³)	25	25	25	78	78
Modul elastičnosti	E _{ref} (kPa)	3.000.000	15.000.000	15.000.000	210.000.000	210.000.000
Poissonov količnik	ν (/)	0,15	0,15	0,15	0,3	0,3

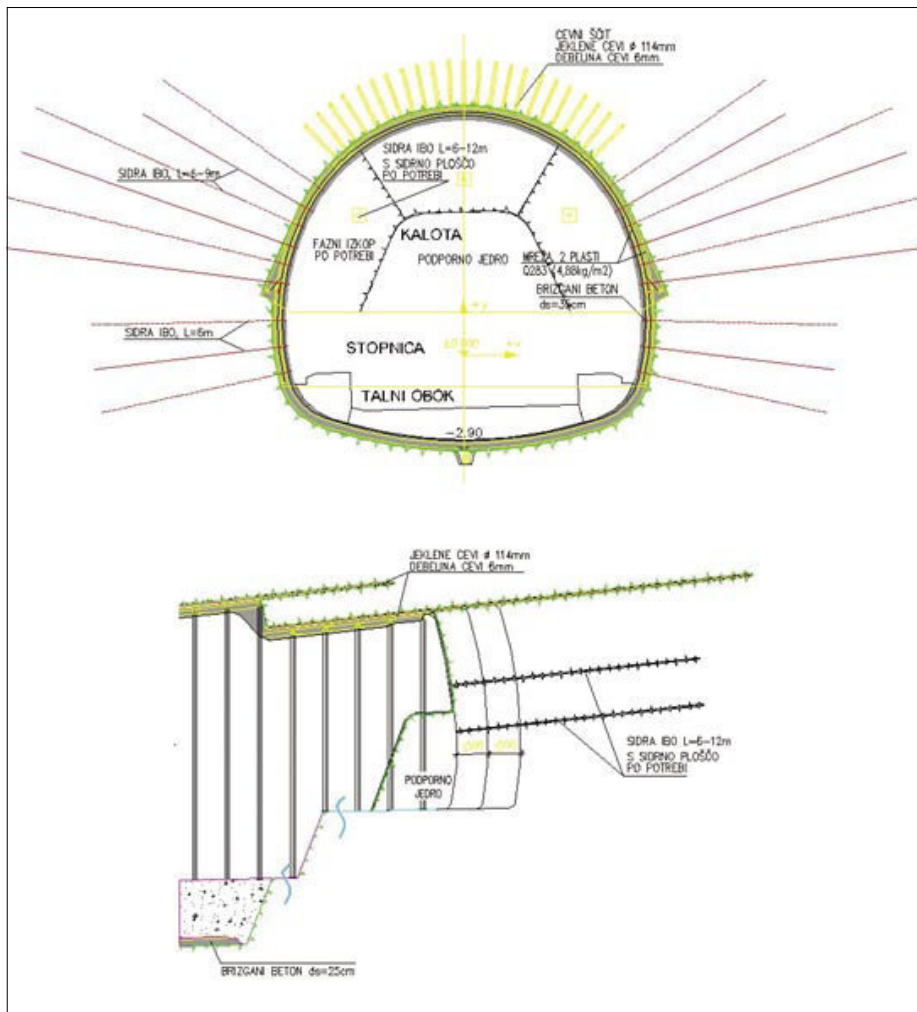
Preglednica 8 • Togostni parametri podpornih elementov

so zajemali armirani brizgani beton C20/25 debeline 30 cm, IBO-sidra dolžine od 6 do 9 m in jeklene segmente TH21 za vsak korak napredovanja (slika 21). Cevni ščit dolžine 15 m je obsegal 23 jeklenih cevi premera 114 mm z debelino stene 6 mm. Cevi so bile vgrajene v temenu predora na razmiku 40 cm (Elea iC, 2005a). Izkop je potekal v fazah s sprotnim varovanjem čela izkopa z armiranim brizganim betonom in IBO-sidri.

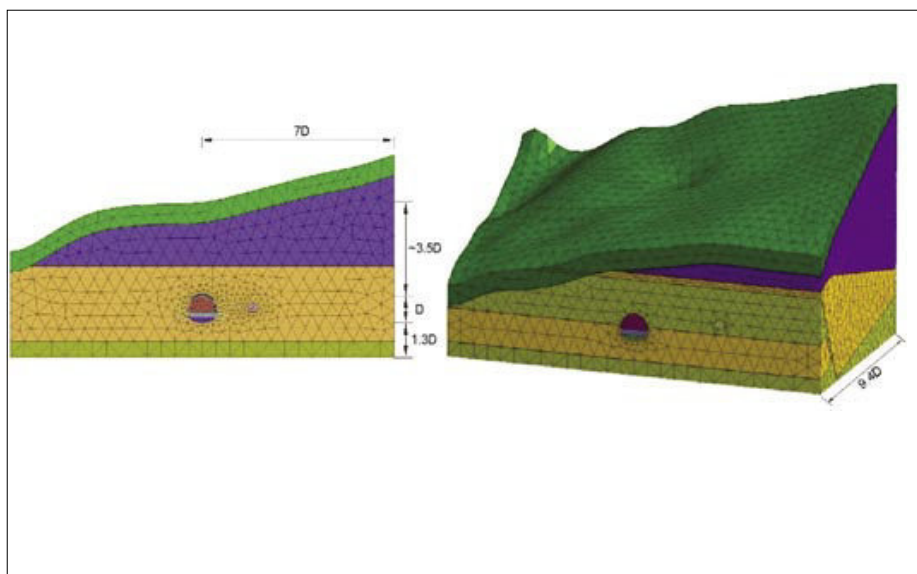
4.1 Geostatični izračuni

Velikost analiziranega območja je bila izbrana tako, da je bil izločen vpliv robnih pogojev ob upoštevanju t. i. normaliziranih vrednosti. Za 2D-model je bilo analizirano območje dimenzij 168 m x 61 m (prerez na stacionaži 1+170,0), za 3D-model pa območje dimenzij 168 m x 98 m x 100 m (območje med stacionažo 1+120,0 in 1+220,0). Višina geotehničnega modela je bila določena s plastnicami terena med 28 in 98 m, medtem ko je model, prikazan na sliki 22, iz katere je razvidno, da je bilo območje predora diskretizirano, z elementi velikosti 0,75 m, drugje pa z elementi velikosti 1,5–6 m. 2D-mreža je vsebovala 1709 končnih elementov, 3D-mreža pa 98.321 prostorskih elementov. Numerična simulacija je bila narejena ob upoštevanju koraka izkopa 1,5 m ob upoštevanju faznosti gradnje, v kateri so bile zajete vse faze izkopa in primarnega podpiranja. 3D-analiza je bila opravljena z upoštevanjem območja normaliziranih vrednosti, za izračun posedkov na površini pa sta bila uporabljena poenostavljena 3D-analiza (Brinkgreve, 2005) in dvostopenjsko strjevanje brizganega betona. Od stacionaže 1+160,0 naprej je bila modelirana vgradnja cevnega ščita in injektiranje hribine v območju cevnega ščita. Upoštevana je bila vgradnja cevnega ščita dolžine 15 m s prekritjem 5 m. Modelirane so bile jeklene cevi premera 114 mm z debelino stene 6 mm, vgrajene v temenu predora na razdalji 40 cm. Pri faznosti gradnje sta bila upoštevana tudi časovni potek strjevanja brizganega betona in injektiranje hribine v območju cevnega ščita z zamenjavo mehanskih karakteristik hribine v območju injektiranja.

Pri 2D-analizi je bila na podlagi primerjalnega 3D-izračuna določena vrednost faktorja razbremenitve $\beta = 0,55$. Pred pričetkom modeliranja faz gradnje dvopasovnega predora sta bila v eni fazi modelirana izkop in podgradnja že zgrajenega raziskovalnega rova, pri čemer so bile izračunane deformacije resetirane na vrednost nič.



Slika 21 • Hribinska kategorija C3 modificirana - podporni ukrepi (Elea iC, 2005)



Slika 22 • Geometrija 2D- in 3D-modela pri analizi leve cevi predora Šentvid

4.2 Rezultati geostatičnih numeričnih analiz

Rezultati izračunov numeričnih simulacij gradnje predora z upoštevanjem navedenih konstitutivnih modelov kažejo, da je vzrok v precej manjših deformacijah tal predora v vplivu Hardening-Soil modela, v katerem se upoštevajo različne deformabilnostne lastnosti hribine pri razbremenjevanju in

ponovnem obremenjevanju. Primerjava med rezultati izračunov z 2D- in 3D-modelom pokaže, da so vrednosti vertikalnih pomikov na površini pri 3D-izračunih manjše v primerjavi z 2D-modelom. To je posledica prostorskega učinka računske prerazporeditve napetostnega in deformacijskega stanja v okolici simulacije napredovanja izkopa in

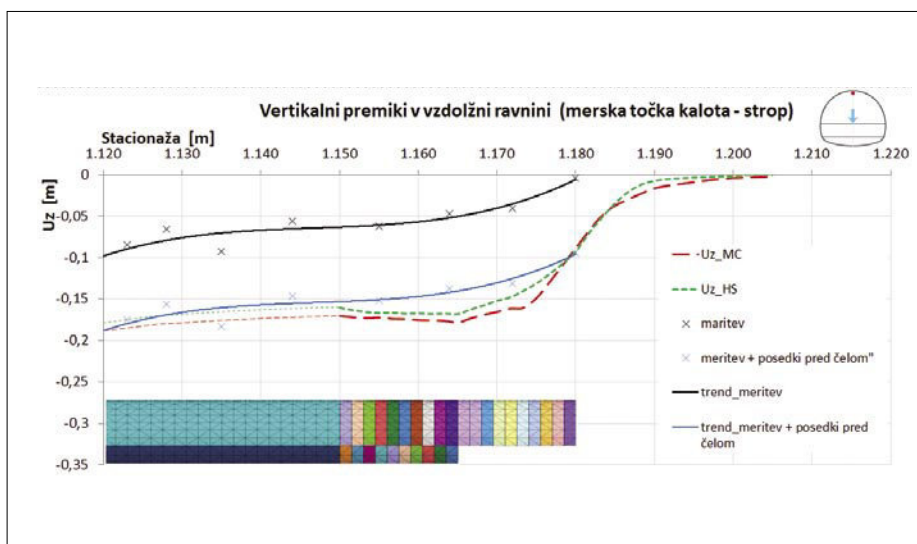
sprotne vgradnje primarnega podpornega sistema.

V preglednici 9 so podane vrednosti vertikalnih pomikov na površini in v predoru pri posameznih fazah gradnje ter vrednosti upogibnih momentov in osnih sil v primarni oblogi za oba uporabljena materialna modela v numeričnih simulacijah 2D in 3D.

MOHR COLOUMB	Uy ↓ (površina) (mm)		Uy ↓ (strop predora) (mm)		Uy ↑ (tla predora) (mm)		Mmax (kNm/m)		Nmax (kN/m)	
IZRAČUN (2D-3D) FAZA GRADNJE										
Izkop kalote	-39	-21	-119	-98	121	105	78	69	-949	-1129
Izkop stopnice in talnega oboka	-51	-46	-183	-178	188	151	-190	-220	-1330	-1509

MOHR COLOUMB	Uy ↓ (površina) (mm)		Uy ↓ (strop predora) (mm)		Uy ↑ (tla predora) (mm)		Mmax (kNm/m)		Nmax (kN/m)	
IZRAČUN (2D-3D) FAZA GRADNJE										
Izkop kalote	-21	-16	-148	-145	85	84	-88	-56	-1013	-1058
Izkop stopnice in talnega oboka	-37	-30	-171	-167	93	92	-177	-155	-1018	-1006

Preglednica 9 • Vrednosti vertikalnih deformacij, upogibnih momentov in osnih sil



Slika 23 • Vertikalni pomiki stropa predora v vzdolžni ravnini pri 3D-izračunih in primerjava z meritvami

4.3 Primerjava med rezultati izračunov in meritvami pri gradnji predora

Geotehnična spremljava gradnje predora Šentvid je obsegala več vrst meritev in opazovanj. V pričujočih analizah so ovrednotene meritve pomikov merskih točk v predoru in na površini. Merski profili (prečni) so bili vgrajeni v oblogo iz brizganega betona na vsakih 10 m in merjeni v predpisanih časovnih intervalih tako, da je bila zagotovljena stalna kontrola razvoja deformacij v predoru. Na sliki 23 so prikazane izračunane vrednosti vertikalnih pomikov točke v stropu predora skupaj z izmerjenimi vrednostmi (Elea iC, 2005b) v vzdolžni ravnini oziroma v vzdolžnem prerezu obravnavanega območja. Upoštevanje so meritve do takrat, ko je bilo čelo izkopa na stacionaži 1+183, kar je omogočilo realno primerjavo z izračunanimi vrednostmi. V navedenih analizah je bil upoštevan tudi raz-

voj deformacij hribinske mase pred izkopnim čelom, ki pa ga z meritvami ni bilo mogoče zajeti. Na podlagi 3D-izračuna vertikalnih pomikov stropa predora v vzdolžni ravnini je bilo ocenjeno, da se pred izkopnim čelom zgodijo posedki v velikosti 90 mm. Glede na navedeno so se izračunani premiki z upo-

rabo Hardening-Soil modela najboljše ujemali z izmerjenimi.

Primerjava med izračunanimi in izmerjenimi pomiki na površini nad severnim portalom predora Šentvid je pokazala, da so bili izmerjeni vertikalni pomiki med 6 in 93 mm, v povprečju pa 40 mm (IRGO Consulting,

2005), oziroma da se najboljše ujemajo s krivuljo posedkov, določeno z 2D-analizo pri uporabi Hardening-Soil modela. Za realno primerjavo so upoštevane meritve pomikov na površini v obdobju, ko je bilo čelo izkopa na stacionaži 1+184.

5 • SKLEP

Analiza vplivov več parametrov na rezultate numeričnega modeliranja je pokazala, da je pri izvedbi raznih simulacij gradnje podzemnih objektov treba skrbno upoštevati omejitve in se izogniti vplivom, povezanih z velikostjo mreže in končnih elementov.

Ugotovljeno je bilo, da je pri 3D-analizi podzemnega objekta po zaporednih korakih gradnje treba modelirati izkop in podgradnjo v precejšnji dolžini, da se doseže t. i. normalizirane vrednosti posedkov na površini in obremenitev v oblogi zaradi vpliva robnih pogojev.

Izračunane obremenitve v oblogi v 3D-analizi z upoštevanjem faz gradnje so prikazane v obliki »žagastega« vzorca, z večjo vrednostjo osnih sil in momentov na sprednji strani in manjšo vrednostjo na zadnji strani vsakega segmenta obloge.

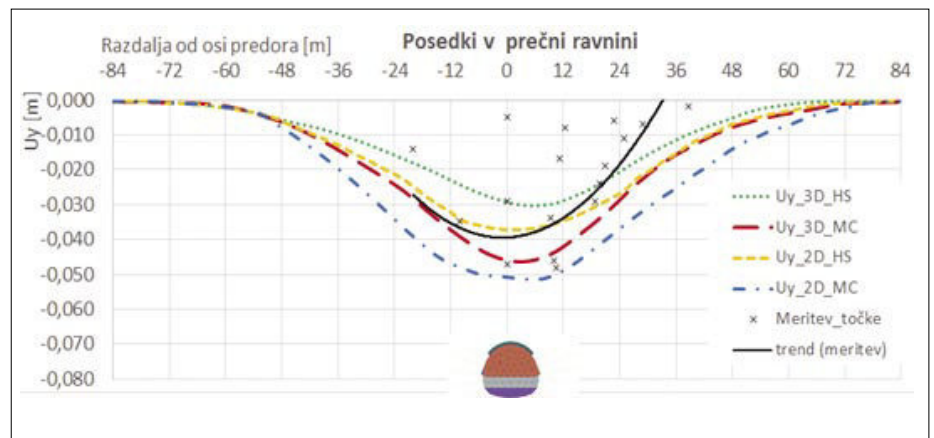
Izračuni z različnimi gostotami mreže v analizah 2D in 3D so pokazali, da ima gostota mreže velik vpliv na rezultate posedkov na površini in obremenitev v oblogi. Pri diskretizaciji območja z večjimi elementi so rezultati pogosto podcenjeni glede na rezultate, dobljene z gostejšo mrežo.

Vpliv je še zlasti opazen pri osnih silah in upogibnih momentih, kjer lahko premalo gosta mreža močno vpliva na rezultate. V primeru izračuna za predor premera 8 m s korakom izkopa 2 m so bili dovolj kvalitetni rezultati doseženi z velikostjo elementov 1 m v območju predora.

Pri izvedbi parametričnih analiz 2D in 3D z uporabo različnih vrednosti faktorja horizontalnih napetosti K_0 je ugotovljen velik vpliv primarnega napetostnega stanja na vrednosti posedkov na površini in obremenitev v oblogi. Z večanjem vrednosti faktorja K_0 so dobljene plitvejše in širše ugreznine na površini ter večje obremenitve obloge v bokih predora zaradi večjih deformacij v horizontalni smeri. Primerjava krivulj ugreznin 2D- in 3D-analiz kaže, da so krivulje 3D-analiz ožje (bolj strme) pri nižjih vrednostih faktorja K_0 , pri višjih vrednostih faktorja K_0 pa so ožje krivulje pri 2D-analizah.

Primerja 2D- in 3D-numeričnih simulacij gradnje dveh predorov, grajenih v različnih geotehničnih razmerah z uporabo obeh elastoplastičnih konstitutivnih modelov, sta pokazala, da ima veliko prednosti Hardening-Soil model, ki upošteva tudi deformabilnost in trdnost hribine pri razbremenjevanju in ponovnem obremenjevanju v tlačnem kot tudi strižnem območju.

Primerjava med izračunanimi in izmerjenimi pomiki kaže na relativno dobro ujemanje v primeru, ko se upošteva razvoj deformacij pred izkopnim čelom predora, ki pa jih s klasičnimi geometričnimi meritvami ni mogoče izmeriti. Tudi primerjava med izračunanimi in izmerjenimi pomiki na površini terena nad predorom pokaže, da je ujemanje najboljše z 2D-izračuni, narejenimi s Hardening-Soil modelom.



Slika 22 • Primerjava meritev s krivuljami posedkov na površini v prečni ravnini pri izračunih 2D in 3D predora

6 • LITERATURA

Brinkgreve, R., Vermeer, P., Plaxis 3D Tunnel, Validation and verification manual, On a smart use of 3D-FEM in tunnelling, by P.A. Vermeer, Stuttgart University, Balkema Rotterdam, str. 12-20, 2005.

Cosar, S., Application of rock mass classification systems for future support design of the Dim Tunnel near Alanya, Master's thesis, The Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University, Ankara, 2004.

ELEAiC, Predor Šentvid s polnim priključkom na Celovško cesto, Načrt gradbenih konstrukcij, faza PZI, št. proj. 415484P, Ljubljana, februar 2005a.

ELEAiC, Predor Šentvid, leva cev sever: dnevno poročilo merjenja konvergenca za dan 20. 3. 2005, naročnik: DARS, Ljubljana, 2005b.

- ELEAIC, IRGO Consulting, Geološko-geotehnično poročilo Raziskovalnega rova Šentvid, št. proj. ic 66/05, naročnik: DARS, Ljubljana, 2005.
- GEOPORTAL, Predor Ljubno–desna cev na AC A2 Karavanke–Obrežje, Načrt gradbenih konstrukcij, faza PZI, št. proj. gp-pr-031/09, Ljubljana, 2009.
- GEOGRAD, Predor Ljubno, desna cev, geodetske meritve pomikov v predoru in na površini za dan 24. 1. 2010, naročnik: DARS, Ljubljana, 2010.
- IRGO Consulting, Geološko-geotehnično poročilo o zgradbi tal in pogojih gradnje na AC Brezje–Podtabor za predor Ljubno (razmaknjena varianta), km 29+165 do km 29+425 (po reviziji), faza PGD, naročnik: PNZ, Ljubljana, 2005.
- IRGO Consulting, Geoinženiring, Geološko-geotehnično poročilo gradnja predora Šentvid; Poročilo št. 11, naročnik: DARS, Ljubljana, marec 2005.
- Midas user support system, User manual for GTS NX, povzeto po: http://en.midasuser.com/downloads/programs_view.asp?idx=182218&bid=76&strPro=&nCat=, 2014.