

UNIVERZITET U BEOGRADU

GRAĐEVINSKI FAKULTET

Snežana A. Maraš-Dragojević

**SLEGANJE POVRŠINE TERENA USLED
IZGRADNJE TUNELA**

doktorska disertacija

Beograd, 2012

UNIVERSITY OF BELGRADE
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

Snežana A. Maraš-Dragojević

**GROUND SURFACE SETTLEMENT
INDUCED BY TUNNELLING**

Doctoral Dissertation

Belgrade, 2012

Mentori:

dr Miloš Lazović, vanr.profesor, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet

dr Mira Vukićević, docent, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet

Članovi komisije:

dr Miloš Lazović, vanr. profesor, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet

dr Mira Vukićević, docent, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet

dr Slobodan Ćorić, red. profesor, Univerzitet u Beogradu, Rudarko-geološki fakultet

Datum odbrane:

Ova teza je rezultat istraživanja koje sam sprovela na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu. Zahvaljujući dobroj volji i podršci uprave Građevinskog fakulteta i Instituta za saobraćajnice i geotehniku, omogućeno mi je korišćenje računarskog programa *Diana*, neophodnog za ključni deo rada.

Zahvaljujem na podršci mentorima, šefu katedre za građevinsku geotehniku prof. dr Milošu Lazoviću i doc. dr Miri Vukićević koja mi je pružila korisne savete i razumevanje u važnim momentima nastanka teze.

Stručnim savetima, literaturom, kao i stalnim interesovanjem za napredak istraživanja i ohrabrivanjem mnogo mi je pomagao dr Slobodan Ćorić, profesor Rudarsko-geološkog fakulteta u Beogradu, kome se najsrdačnije zahvaljujem.

Uporedo sa izradom teze, svakodnevni rad u prijatnoj atmosferi kolegijalnosti omogućili su koleginice i kolege sa Katedre za građevinsku geotehniku i Laboratorije za Mehaniku tla Građevinskog fakulteta u Beogradu.

Dodatno neophodno vreme i prostor pružila mi je porodica, koja me je strpljivo podržavala u radu.

Najviše se zahvaljujući svojim roditeljima, Slavki i Aleksandru, posvećujem im ovaj rad, kao mali znak pažnje za sve što su mi u životu pružili.

SLEGANJE POVRŠINE TERENA USLED IZGRADNJE TUNELA

Rezime

U gradovima se tuneli najčešće nalaze na maloj dubini ispod gusto naseljenih zona, u tlu ili mekoj steni, i njihova izgradnja može imati veoma nepovoljne efekte na postojeće objekte. Zbog toga je od izuzetnog značaja da se pri projektovanju tunela adekvatno predvide i kontrolišu sleganja koja su rezultat njegove izgradnje. Metode proračuna sleganja površine terena usled izgradnje tunela mogu se svrstati u tri grupe: empirijske metode, analitička rešenja i numeričke metode. Empirijske i analitičke metode predstavljaju relativno jednostavne i korisne postupke proračuna, međutim mogućnosti njihove primene su ograničene. Empirijske metode, koje se baziraju na pretpostavci da se transverzalni profil sleganja može opisati Gausovom funkcijom normalne raspodele često su korišćene u inženjerskoj praksi. One daju vrlo dobre rezultate kad su uslovi izgradnje tunela dobro poznati, odnosno projektni parametri adekvatno kalibrisani. Analitičke metode daju jednostavna rešenja u zatvorenom obliku, ali je njihova primena u praksi ograničena, jer se zasnivaju na idealizovanim pretpostavkama sa stanovišta geometrije (kružni presek), homogenosti tla, konstitutivnih modela tla i definicije graničnih i početnih uslova. S obzirom da je praktično nemoguće dobiti zatvorena matematička rešenja za izuzetno kompleksne probleme interakcije tunelske konstrukcije i okolne sredine, neophodna je primena savremenih numeričkih metoda.

Pri projektovanju tunela, numeričko modeliranje treba da obezbedi da se što realnije reprezentuju procesi koji se odigravaju u tunelskoj konstrukciji i okolnoj sredini, kao složenom interaktivnom sistemu, u toku izgradnje tunela. U skladu sa tim, od izuzetnog je značaja da se sprovede adekvatna proračunska simulacija procesa izgradnje tunela, koji se po pravilu sastoji od sekvenci iskopa i podgrađivanja. Metoda konačnih elemenata je veoma pogodan i široko priznat

numerički postupak za analize u oblasti geotehničkih radova zbog svoje opštosti i sposobnosti da obuhvati heterogenost sredine, nelinearno ponašanje tla, složenu geometriju problema, interakciju konstrukcije i tla, kao i metod izgradnje.

Cilj istraživanja u okviru teze bio je da se, primenom savremenih numeričkih metoda, sagleda interakcija tunelske konstrukcije i tla i da se ispituju mehanizmi sleganja površine terena. Za adekvatnu analizu naponsko-deformacijskih stanja u tunelskoj konstrukciji i okolnoj sredini od suštinskog značaja je razmatranje delimične relaksacije primarnih napona na radnom čelu tunela, odnosno deformacija površine iskopa koje su se desile pre instaliranja obloge. Da bi se to moglo postići neophodna je trodimenzionalna analiza kojom se simulira napredovanje radova i naponske promene i deformacije u okolini privremenog radnog čela. Međutim, s obzirom da je 3D numeričko modeliranje izgradnje tunela izuzetno zahtevno sa stanovišta kapaciteta i vremena rada računara, primena numeričkih metoda u inženjerskoj praksi je još uvek ograničena na 2D modele. Kada se proces izgradnje tunela razmatra primenom 2D analiza, moraju se na određeni način uključiti 3D efekti izgradnje tunela, odnosno naponsko-deformacijske promene koje se dešavaju na radnom čelu tunela.

U tezi je sprovedena parametarska analiza činilaca koji utiču na sleganje površine terena na primeru izgradnje tunela sa otvorenim čelom u beogradskim glinovito-laporovitim sredinama. Analiziran je uticaj dubine tunela, prečnika tunela, dužine napredovanja iskopa, inicijalnih napona u tlu, deformabilnosti i smičuće čvrstoće tla kao i anizotropije tla. Sprovedena je drenirana analiza uz pretpostavku elasto-plastičnog ponašanja materijala sa Mohr-Coulomb-ovim uslovom loma. Profil terena i raspon parametra modela tla usvojeni su na osnovu sprovedene analize geotehničkih karakteristika laporovito-glinovitih sredina u području Beograda. Primenjeno je 3D i 2D modeliranje izgradnje tunela metodom konačnih elemenata. Proračuni su urađeni primenom

programskog paketa DIANA Finite Element Analysis (TNO DIANA BV). Ovaj program omogućava trodimenzionalnu nelinearnu analizu, kao i modeliranje fazne izgradnje. 3D modeliranje izgradnje tunela je urađeno primenom *step-by-step* postupka, a 2D modeliranje primenom metode redukcije napona tzv. λ -metode. Izvršena su poređenja poprečnih profila sleganja dobijenih 3D i 2D analizama i ustanovljeno je da, kada se usvoje odgovarajući koeficijenti redukcije napona, 3D i 2D analize daju slične poprečne profile sleganja. Takođe, sprovedeno je poređenje poprečnih profila sleganja dobijenih proračunima sa empirijskom Gausovom krivom.

Rezultati istraživanja sprovedenih u tezi obezbeđuju bolje razumevanje problema interakcije tunel-tlo. Pokazano je da je za adekvatnu analizu sleganja površine terena od najvećeg značaja da se na adekvatan način modelira proces izgradnje tunela. Ova istraživanja treba da doprinesu efektivnoj primeni metode konačnih elemenata u analizama tunela. U inženjerskoj praksi, još uvek, uobičajena je primena 2D modela u analizama tunela. U tezi je sprovedena parametarska analiza vrednosti faktora redukcije napona λ , sistematskim poređenjem rezultata 3D i 2D analiza. Rezultati sprovedenih parametarskih analiza vrednosti faktora λ su značajni, s obzirom da se u 2D analizama tunela primenom metode redukcije napona vrednost ovog faktora mora usvojiti. Osim toga, izvršeno je poređenje profila sleganja dobijenih primenom različitih konstitutivnih modela tla (Mohr-Coulomb, Duncan-Chang, Modifikovani Cam clay i Jardine model) i empirijske Gausove krive. Primenom nelinearno elastično plastičnih modela dobijeni su poprečni profili sleganja koji su nešto uži od profila dobijenih primenom linearno elastično plastičnog modela i koji su približniji empirijskoj Gausovoj krivoj. U tezi je sproveden i proračun sleganja za dva konkretna tunela građena u laporovitim sredinama: Steinhaldenfeld NATM tunel (Štuttgart, Nemačka) i tunel Dedinje koji se nalazi u sastavu Beogradskog železničkog čvora. Izvršeno je poređenje rezultata proračuna primenom metode konačnih elemenata sa empirijskom Gausovom

krivom i rezultatima merenja sleganja. Dobijeno je zadovoljavajuće sleganje proračunatih poprečnih profila sleganja sa profilima dobijenim merenjima.

Ubrzani urbani razvoj poslednjih decenija doveo je do sve većih zahteva za korišćenjem podzemnog prostora. Širom sveta, u velikim gradovima, grade se i proširuju podzemni transportni sistemi. Od sedamdesetih godina prošlog veka počelo se sa izradom planova za izgradnju metroa i u Beogradu. S obzirom da se očekuje početak izgradnje metroa u skoroj budućnosti, i da će on velikim delom prolaziti kroz prirodne sredine koje su ovde analizirane, tema doktorske disertacije je veoma aktuelna, a rezultati sprovedenih istraživanja mogu imati veliku primenu u praksi.

Ključne reči

tunel, sleganje, tlo, metod konačnih elemenata, numeričko modeliranje, 3D simulacija

NAUČNA OBLAST: GRAĐEVINARSTVO

UŽA NAUČNA OBLAST: GRAĐEVINSKA GEOTEHNIKA

UDK

GROUND SURFACE SETTLEMENT INDUCED BY TUNNELLING

Summary

Tunnels in urban environment are often located at small depth underneath densely populated areas, in the soil or soft rock, and their construction may affect existing structures at the surface. Therefore, prediction and control of ground surface settlements are important tasks when designing an urban tunnel. Methods for the evaluation of ground surface settlements due to tunnelling may be classified into three categories: empirical methods, analytical solutions and numerical methods. Empirical and analytical methods are relatively simple and useful procedures, however, the potentials of their application are limited. Empirical methods, frequently used in engineering practice, are based on the assumption that the transverse settlement profile may be described by Gaussian function. They provide good prediction of surface settlements if tunnelling conditions are known and the design parameters are appropriately calibrated. Analytical methods provide simple solutions in closed form, but their practical application is limited, since they are based on simplifying assumptions in terms of geometry (circular tunnels), homogeneity of the soil, soil constitutive models and the definition of boundary and initial conditions. Since it is practically impossible to get a closed form solutions for extremely complex problems of tunnel - soil interaction, it is necessary to use advanced numerical methods.

Numerical modelling should provide a realistic representation of processes that take place in tunnel lining and the ground as a complex interactive system during tunnelling. Accordingly, the process of tunnel construction that consists of excavation and supporting sequences, should be adequately simulated. Finite element method is very convenient and widely recognized procedure for numerical analysis in geotechnical design because of its generality and ability to

capture the heterogeneity of ground, initial stresses, non-linear behaviour of soil, the complex geometry of the problem, soil-structure interaction, method of construction, excavation stages etc.

The objective of this thesis was to analyze the tunnel - soil interaction and to investigate the mechanisms involved in this interaction problem, using advanced numerical methods. An adequate FE analysis of tunnelling should take into account of stress reduction of primary ground stresses at tunnel face, and therefore the initial ground movements prior to lining installation have to be considered. To be able to do this, three-dimensional analysis, which simulates the tunnel advance and stress-strain changes at the temporary working face, is necessary. However, since the 3D numerical modelling of the tunnelling is extremely time consuming, the application of numerical methods in engineering practice is still limited to 2D models. When the construction of a tunnel is simulated using 2D analyses, it is essential to take account of the stress and strain changes ahead of the tunnel face.

In this thesis, parametric studies are carried out. Influences of different characteristics on ground surface settlement due to open face tunnelling in Belgrade clayey-marls are analyzed. The effect of depth of the tunnel, the tunnel diameter, the length of excavation, the initial stress in the soil, deformation and shear strength of soil and soil anisotropy are analyzed. Drained ground behaviour was simulated using the elastic-perfectly plastic soil model with Mohr-Coulomb failure criterion. Soil profile and the range of soil model parameters were based on the analysis of geotechnical characteristics of Belgrade marly-clayey sediments. 3D and 2D Finite Element modelling were applied. Computations were performed using the software package DIANA Finite Element Analysis (TNO DIANA BV). This program enables three-dimensional nonlinear analysis and modelling of phased construction. 3D modelling of tunnelling was done by using a step-by-step procedure, while 2D modelling was done by using the stress reduction method, referred to as the λ -

method. Transverse settlements profiles obtained by 2D and 3D analysis were compared. It is shown that, when appropriate coefficients of stress reduction are adopted, 3D and 2D analysis give similar transverse settlement profiles. Also, computed transverse settlements profiles were compared with Gaussian curve.

The results of investigations carried out in this thesis have lead to an improved understanding of the tunnel - soil interaction problem. It is shown that adequately modelling of tunnelling process is of utmost importance. This research should contribute to the effective application of finite element method in tunnel analyses. In engineering practice 2D analyses of tunnelling are often used. Therefore, parametric studies on the magnitude of the stress reduction factor λ were carried out by calibration to results of 3D analyses. These results are important, given that in 2D analysis assumptions have to be made about the magnitude of the factor λ . In addition, transverse settlement profiles obtained by using different constitutive models of soil (Mohr Coulomb, Duncan-Chang, Modified Cam-Clay and Jardine model), were compared to Gaussian curve. It is shown that the application of nonlinear elastic plastic model gives transverse settlement profiles, which are narrower than the profiles obtained by using linear elastic plastic model and are in better accordance with the empirical Gaussian curve. This thesis presents two case studies of tunnels built in marly sediments: Steinhaldenfeld NATM tunnel (Stuttgart, Germany) and tunnel Dedinje, which is a part of the Belgrade railway junction. The transverse settlement profiles computed by using stress reduction method were compared to measured profiles and empirical Gaussian curves and satisfactory accordance was obtained.

The rapid urban development in recent decades has led to increasing demands for the use of underground space. Throughout the world, underground transport systems in big cities are being built and expanded. Since the seventies plans to build metro in Belgrade have been made. It is expected that

construction of the metro will start in the near future, and since it will pass through the soil that was analyzed here, the results of research conducted can have a wide practical application.

Keywords

tunnel, settlements, soil, Finite Element Method, numerical modelling, 3D simulation

CIVIL ENGINEERING

GEOTECHNICAL ENGINEERING

UDC

Sadržaj

Popis slika	xiii
Popis tabela	xx
1 Uvod.....	1
1.1 Pregled sadržaja teze po poglavljima	2
2 Pregled savremenih metoda građenja tunela.....	5
Uvod.....	5
2.1 Klasična metoda građenja tunela - Nova austrijska tunelska metoda (NATM).....	6
2.2 Metoda štita	8
3 Pregled i analiza metoda proračuna sleganja površine terena usled građenja tunela.....	11
Uvod.....	11
3.1 Pomeranja usled izgradnje tunela	11
3.2 Empirijske metode proračuna sleganja	14
3.2.1 Poprečni profil sleganja površine terena.....	14
3.2.2 Sleganja ispod površina terena.....	19
3.2.2 Podužni profil sleganja površine terena.....	21
3.2.3 Horizontalna pomeranja.....	22
3.3 Analitičke metode	24
3.3.1 Sagaseta metod.....	24
3.3.2 Verruijt – Booker metod	28

3.3.3 Loganathan – Poulos metod.....	30
3.3.4 Primena teorije ekspanirajuće (kontrakujuće) šupljine	33
3.4 Numeričke metode – Metod konačnih elemenata.....	40
3.4.1 Trodimenzionalna analiza.....	40
3.4.2 Dvodimenzionalna analiza	48
4 Geotehničke karakteristike glinovito-laporovitih sredina u području Beograda.....	52
Uvod.....	52
4.1 Inženjersko-geološke karakteristike terena u području Beograda.....	53
4.1.1 Uže gradsko područje	53
4.1.2 Priobalno područje	54
4.1.3 Zemunsko-bežanijski plato	54
4.2 Geotehničke karakteristike glinovito-laporovitih sredina	54
4.2.1 Fizičko-mehanička svojstva glinovito-laporovitih sredina	56
4.3 Geotehnički uslovi izgradnje podzemnih objekata u laporovito-glinovitim sredinama u području Beograda	65
5 Modeliranje izgradnje tunela primenom metode konačnih elemenata	71
Uvod.....	71
5.1 Metod konačnih elemenata	72
5.1.1 Teorijske osnove MKE	72
5.1.2 Nelinearna analiza.....	74
5.1.3 Pomi pritisak.....	76
5.2 Inicijalni naponi u tlu.....	78
5.3 Modeliranje izgradnje tunela.....	80

5.3.1 Proračunska oblast i granični uslovi.....	81
5.3.2 Simulacija procesa izgradnje tunela.....	83
5.4 Materijalni modeli.....	85
5.4.1 Elastično ponašanje	85
5.4.2 Elasto-plastično ponašanje	86
6 Parametarska analiza činilaca koji utiču na sleganje površine terena	89
Uvod.....	89
6.1 Proračunski MKE model	89
6.1.1 3D modeliranje.....	90
6.1.2 2D modeliranje.....	95
6.1.3 Parametri materijalnog modela	96
6.2 Prikaz i poređenje rezultata proračuna primenom 3D i 2D modela.....	97
6.3 Rezultati parametarskih analiza	109
6.3.1 Uticaj koeficijenta bočnog pritiska K_0	109
6.3.2 Uticaj parametara deformabilnosti	110
6.3.3 Uticaj parametara smičuće čvrstoće.....	113
6.3.4 Uticaj prečnika tunela	119
6.3.5 Uticaj dužine napredovanja iskopa d	122
6.3.6 Zaključci o faktorima rasterećenja λ	126
6.4 Uticaj anizotropije tla.....	129
6.5 Poređenje rezultata 2D analiza sleganja primenom različitih modela tla	133
7 Poređenje rezultata proračuna sa klasičnim metodama i sa rezultatima merenja sleganja površine terena	136
Uvod.....	136

7.1 Steinhaldenfeld NATM tunel.....	136
7.2 Tunel “Dedinje”	139
8 Zaključci i preporuke za dalja istraživanja.....	144
Uvod.....	144
8.1 Zaključna razmatranja.....	144
8.1.1 Metode proračuna sleganja površine terena	144
8.1.2 Modeliranje izgradnje tunela primenom metode konačnih elemenata	145
8.1.3 Parametarska analiza činilaca koji utiču na sleganje površine terena	146
8.1.4 Poređenje rezultata proračuna sa klasičnim metodama i sa rezultatima merenja sleganja površine terena	152
8.2 Preporuke za dalja istraživanja	152
Dodatak A Konstitutivni modeli tla	155
A1 Mohr-Coulomb model	155
A2 Duncan-Chang model	156
A3 JARDINE model.....	158
A4 Modifikovani Cam-Clay model	161
LITERATURA	164

Popis slika

Slika 2.1 Karakteristična kriva odgovora (<i>ground response curve</i>)	6
Slika 3.1 Profil sleganja površine terena usled izgradnje tunela (prema Attewell et al. 1986)	12
Slika 3.2 Poprečni profil (Gausova kriva) sleganja površine terena usled izgradnje tunela	14
Slika 3.3 Zavisnost između faktora opterećenja LF i parametra V_L dobijena iz testova sa centrifugalnim modelima i analiza metodom konačnih elemenata (prema Mair et al. 1981)	17
Slika 3.8 Podužni profil sleganja	22
Slika 3.9 Poprečni profil sleganja i horizontalna pomeranja površine terena	23
Slika 3.10 Poprečni profil pomeranja površine terena (prema Sagaseta, 1987) ..	26
Slika 3.11 <i>Ground loss</i> i ovalizacija tunela (prema Verruijt & Booker, 1996)	28
Slika 3.12 Gap parametar.....	30
Slika 3.13 Pretpostavke modela - rasterećenje sferične šupljine na čelu tunela (pomeranja δ_1 radijalno prema čelu tunela) i rasterećenje cilindrične šupljine dalje od čela tunela (pomeranja δ_2 radijalno prema oblozi) (prema Mair, 2008) 37	
Slika 3.14 Kriva odgovora tla (rasterećenje cilindrične šupljine) (prema Mair, 2008.).....	37
Slika 3.15 Trodimenzionalno stanje napona u okolini radnog čela tunela (prema Wittke, 1984).....	41
Slika 3.16 Simulacija procesa izgradnje tunela primenom „ <i>step-by-step</i> “ postupka.....	42

Slika 3.17 Convergence - confinement ili λ - method	49
Slika 3.18 Metod progresivnog omekšavanja (progressive softening)	50
Slika 3.19 Gap metod.....	51
Slika 4.1 Terazijski plato (prema Ćorić, 1987).....	53
Slika 6.1 Profil terena.....	89
Slika 6.2 Proračunski 3D model konačnih elemenata (40. korak proračuna), $z_0=15\text{m}$, $D=6\text{m}$	90
Slika 6.3 Sekvence 3D simulacije procesa izgradnje tunela	92
Slika 6.4 Proračunski 3D model konačnih elemenata (40. korak proračuna), $z_0=20\text{m}$, $D=6\text{m}$	93
Slika 6.5 Proračunski 3D model konačnih elemenata (40. korak proračuna), $z_0=30\text{m}$, $D=6\text{m}$	93
Slika 6.6 Proračunski 3D model konačnih elemenata (40. korak proračuna), $z_0=15\text{m}$, $D=8\text{m}$	94
Slika 6.7 Proračunski 3D model konačnih elemenata (40. korak proračuna), $z_0=20\text{m}$, $D=8\text{m}$	94
Slika 6.8 Proračunski 3D model konačnih elemenata (40. korak proračuna), $z_0=30\text{m}$, $D=8\text{m}$	95
Slika 6.9 Proračunski 2D model konačnih elemenata ($z_0=15\text{m}$, $D=6\text{m}$)	96
Slika 6.10 Razvoj podužnog profila sleganja sa napredovanjem izgradnje tunela za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	97
Slika 6.11 Poprečni profili sleganja dobijeni 3D analizom pri simulaciji izgradnje tunela na dužini $40 \times 2\text{m}=80\text{m}$, za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	99
Slika 6.12 Poređenje poprečnog profila sleganja dobijenog 3D analizom (pri napredovanju $40 \times 2\text{m}=80\text{m}$) u preseku $y=-50\text{m}$ i profila dobijenog 2D analizom metodom redukcije napona, za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	100

Slika 6.13 Konture vertikalnih pomeranja u podužnom preseku kroz osu tunela ($x=0$), za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	101
Slika 6.14 Konture vertikalnih pomeranja u poprečnom preseku $y=-78\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	101
Slika 6.15 Konture vertikalnih pomeranja u poprečnom preseku $y=-50\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	102
Slika 6.16 Konture horizontalnih pomeranja u podužnom preseku kroz osu tunela ($x=0$), za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	102
Slika 6.17 Konture horizontalnih pomeranja u poprečnom preseku $y=-78\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	103
Slika 6.18 Konture horizontalnih pomeranja u poprečnom preseku $y=-50\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	103
Slika 6.19 Vektori ukupnih pomeranja (faktor uvećanja 20) u podužnom preseku kroz osu tunela, za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	104
Slika 6.20 Vektori ukupnih pomeranja (faktor uvećanja 50) u poprečnom preseku $y=-78\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	104
Slika 6.21 Vektori ukupnih pomeranja (faktor uvećanja 50) u poprečnom preseku $y=-50\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	105
Slika 6.22 Konture ekvivalentnih Von Mises plastičnih deformacija u podužnom preseku kroz osu tunela, za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	105
Slika 6.23 Konture ekvivalentnih Von Mises plastičnih deformacija u poprečnom preseku $y=-78\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	106
Slika 6.24 Konture ekvivalentnih Von Mises plastičnih deformacija u poprečnom preseku $y=-50\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	106
Slika 6.25 Podužni profili sleganja pri simulaciji napredovanja na dužini $40 \times 2\text{m}=80\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=20\text{m}$	107

Slika 6.26 Poprečni profili sleganja za tunel na dubini $z_0=20\text{m}$ dobijeni 3D i 2D analizom.....	107
Slika 6.27 Podužni profil sleganja pri simulaciji napredovanja na dužini $40 \times 2\text{m}=80\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=30\text{m}$	108
Slika 6.28 Poprečni profili sleganja za tunel na dubini $z_0=30\text{m}$ dobijeni 3D i 2D analizom.....	108
Slika 6.29 Podužni profili sleganja dobijeni za različite vrednosti koeficijenta bočnog pritiska K_0 degradirane laporovite gline, tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	109
Slika 6.30 Poprečni profili sleganja dobijeni 3D analizom za presek $y=-50\text{m}$ za različite vrednosti koeficijenta bočnog pritiska K_0 degradirane laporovite gline tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	110
Slika 6.31 Podužni profili sleganja za različite vrednosti modula elastičnosti žutomrke degradirane laporovite gline, tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	111
Slika 6.32 Poprečni profili sleganja za različite vrednosti modula elastičnosti žutomrke degradirane laporovite gline, tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	111
Slika 6.33 Podužni profili sleganja za različite vrednosti modula elastičnosti sive neizmenjene laporovite gline, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$	112
Slika 6.34 Poprečni profili sleganja (presek $y=-50\text{m}$), za različite vrednosti modula elastičnosti sive neizmenjene laporovite gline, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$	112
Slika 6.35 Podužni profili sleganja za različite vrednosti kohezije degradirane laporovite gline, tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	114
Slika 6.36 Poprečni profili sleganja za različite vrednosti kohezije degradirane laporovite gline, tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	114
Slika 6.37 Podužni profili sleganja za različite vrednosti ugla smičuće otpornosti degradirane laporovite gline, tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	115

Slika 6.38 Poprečni profili sleganja za različite vrednosti ugla smičuće otpornosti degradirane laporovite gline, tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	115
Slika 6.39 Podužni profili sleganja za različite vrednosti kohezije sive neizmenjene laporovite gline i $\phi=25^\circ$, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$	116
Slika 6.40 Poprečni profili sleganja za različite vrednosti kohezije sive neizmenjene laporovite gline i $\phi=25^\circ$, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$	116
Slika 6.41 Podužni profili sleganja za različite vrednosti kohezije sive neizmenjene laporovite gline i $\phi=20^\circ$, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$	117
Slika 6.42 Poprečni profili sleganja za različite vrednosti kohezije sive neizmenjene laporovite gline i $\phi=20^\circ$, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$	117
Slika 6.43 Podužni profili sleganja za različite vrednosti ugla smičuće otpornosti sive neizmenjene laporovite gline, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$	118
Slika 6.44 Poprečni profili sleganja za različite vrednosti ugla smičuće otpornosti sive neizmenjene laporovite gline, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$	118
Slika 6.45 Podužni profili sleganja dobijeni za tunele različitih prečnika na dubini $z_0=15\text{m}$	119
Slika 6.46 Poprečni profili sleganja dobijeni za tunele različitih prečnika na dubini $z_0=15\text{m}$ u preseku $y=-50\text{m}$	120
Slika 6.47 Podužni profili sleganja dobijeni za tunele različitih prečnika na dubini $z_0=20\text{m}$	120
Slika 6.48 Poprečni profili sleganja dobijeni za tunele različitih prečnika na dubini $z_0=20\text{m}$ u preseku $y=-50\text{m}$	121
Slika 6.49 Podužni profili sleganja dobijeni za tunele različitih prečnika na dubini $z_0=30\text{m}$	121
Slika 6.50 Poprečni profili sleganja dobijeni za tunele različitih prečnika na dubini $z_0=30\text{m}$ u preseku $y=-50\text{m}$	122

Slika 6.51 Podužni profili sleganja pri simulaciji napredovanja izgradnje tunela na dužini 80m sa $d=2\text{m}$ i $d=4\text{m}$, za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	123
Slika 6.52 Poprečni profili sleganja (u preseku $y=-50\text{m}$) pri simulaciji napredovanja izgradnje tunela na dužini 80m sa $d=2\text{m}$ i $d=4\text{m}$, za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$	123
Slika 6.53 Podužni profili sleganja pri simulaciji napredovanja izgradnje tunela na dužini 80m sa $d=2\text{m}$ i $d=4\text{m}$, za tunel na dubini $z_0=20\text{m}$	124
Slika 6.54 Poprečni profili sleganja (u preseku $y=-50\text{m}$) pri simulaciji napredovanja izgradnje tunela na dužini 80m sa $d=2\text{m}$ i $d=4\text{m}$, za tunel na dubini $z_0=20\text{m}$	124
Slika 6.55 Podužni profili sleganja pri simulaciji napredovanja izgradnje tunela na dužini 80m sa $d=2\text{m}$ i $d=4\text{m}$, za tunel na dubini $z_0=30\text{m}$	125
Slika 6.56 Poprečni profili sleganja pri simulaciji napredovanja izgradnje tunela na dužini 80m sa $d=2\text{m}$ i $d=4\text{m}$, za tunel na dubini $z_0=20\text{m}$	125
Slika 6.59 Podužni profili sleganja dobijeni primenom anizotropnog modela degradirane laporovite gline za različite vrednosti odnosa $m=G_{vh}/E_v$	128
Slika 6.60 Poprečni profili sleganja dobijeni 3D analizama (za presek $y=-50\text{m}$) za različite vrednosti odnosa $m=G_{vh}/E_v$ degradirane laporovite gline	129
Slika 6.57 Krater sleganja nakon iskopa jedne nepodgrađene deonice dužine d na čelu tunela (prema Vermeer et al. 2002., Möller et al. 2003)	132
Slika 6.58 Razvoj podužnog profila sleganja (prema Möller et al. 2003).....	133
Slika 6.61 Poprečni profili sleganja dobijeni 2D analizama primenom različitih modela tla	135
Slika 7.1 2D model konačnih elemenata Steinhaldenfeld tunela.....	137
Slika 7.2 Poprečni profil sleganja za Steinhaldenfeld tunel.....	139
Slika 7.3 Poprečni presek tunela Dedinje (Nikolić. D., 1987)	140

Slika 7.4 Geološki presek terena po trasi leve tunelske cevi (Pavlović idr. 1987) 1-les; 2-lesoidna glina; 3-potpuno degradirani lapor; 4-izmenjeni lapor; 5- lapori, laporci i krečnjaci.....	141
Slika 7.5 2D mreža konačnih elemenata za levu cev tunela Dedinje na stacionaži 1+019.....	141
Slika 7.6 Poprečni profil sleganja za levu cev tunela Dedinje na stacionaži 1+019	143
Slika A.1. Mohr-Coulomb površ tečenja u prostoru glavnih napona.....	155
Slika A.2. Morovi krugovi efektivnih napona pri lomu.....	155
Slika A.3 Parametri Jardine modela na dijagramu zavisnosti E_u i $\log \varepsilon_a$ (DIANA User's Manual release 9.4.3, 2010).....	159
Slika A.4 Cam-clay modeli ((DIANA User's Manual release 9.4.3, 2010)	161

Popis tabela

Tabela 4.1 Parametri fizičko-mehaničkih svojstava glinovito-laporovitih sedimenata – tunel „Zvezdara“ (Dedić i Ignjatović, 1987)	60
Tabela 4.2 Geotehničke karakteristike glinovito-laporovitog kompleksa u gradskom području Beograda duž trasa planiranih linija metroa (Marković, 1987; Čubrilović, 1997)	60
Tabela 4.3 Fizičko-mehanički pokazatelji stenskih masa – tunel „Vračar“ (Milković i dr., 1987; Dedić i Milković, 1987; Ignjatović, 1997).....	61
Tabela 4.4 Vrednosti parametara fizičko-mehaničkih karakteristika glinovito-laporovitih i laporovitih sedimenata – dunavska padina (Ookoljić i dr., 1987)	62
Tabela 4.5 Mehaničke karakteristike stenske mase (Marković i Popović, 1987)	62
Tabela 4.6 Vrednosti parametara fizičko-mehaničkih svojstava za kompleks laporovitih glina i glinovitih lapora na prostoru ulica Ruzveltove, Cvijićeve, Zdravka Čelara i Preradovićeve (Dokumentacija Instituta za puteve (1991).....	63
Tabela 4.7 Fizičko-mehaničke karakteristike glinovito-laporovitih sredina - saobraćajnica SMT od ulice Nove Dunavske do Pančevačkog puta (Dokumentacija RGF, 2005; GRF, 2008	64
Tabela 4.8 Vrednosti parametara čvrstoće i deformabilnosti žutomrkih laporovitih glina (Tehnološki projekat, GRF, 2008-2010.)	64
Tabela 4.9 Vrednosti parametara čvrstoće i deformabilnosti laporovitih sedimenata - Lokacija Dom Narodne Skupštine RS (Elaborat RGF, 2010)	65
Tabela 4.10 Geotehničke karakteristike glinovito-laporovitih sredina u području Beograda	68
Tabela 6.1 Usvojeni parametri tla MC modela	96

Tabela 6.2 Rezultati parametarskih analiza	131
Tabela 6.3 Parametri tla za MC model.....	133
Tabela 6.4 Dodatni parametri za DC model (prema Ćorić, 1987).....	134
Tabela 6.5 Parametri tla za MCC model (Tehnološki projekat, GRF, 2008-2010)	134
Tabela 6.6 Parametri tla za Jardine model	134
Tabela 7.1 Parametri tla za MC model - Steinhaldenfeld tunel (Möller et al., 2004).....	138
Tabela 7.2 Dodatni parametri tla za Duncan-Chang model.....	138
Tabela 7.3 Parametri tla za MC model – tunel Dedinje.....	142
Tabela 7.4 Dodatni parametri tla za Duncan-Chang model.....	142

1 Uvod

Poslednjih decenija, usled ubrzanog urbanog razvoja i sve većih zahteva za izgradnjom i proširivanjem postojećih infrastrukturnih sistema, tunelogradnja sve više dobija na značaju. Izgradnja tunela je jedan od najkompleksnijih zadataka u oblasti Geotehnike, pogotovo kada se tuneli grade u složenim geotehničkim uslovima u sredinama koje čini tlo ili meka stena. U gradovima, tuneli se nalaze na maloj dubini ispod gusto naseljenih zona i njihova izgradnja može imati nepovoljne, a ponekad i katastrofalne, efekte na postojeće objekte. Zbog toga je neophodno da se, pri projektovanju tunela, predvide i kontrolišu sleganja koja su rezultat njegove izgradnje.

Pri projektovanju tunela proračunsko modeliranje ima za cilj predviđanje ponašanja složenog sistema: tunelska konstrukcija-tlo/stena. U skladu sa tim, od najveće važnosti pri numeričkom modeliranju je da se što realnije reprezentuju složeni procesi koji se odigravaju u tunelskoj konstrukciji i okolnoj sredini, kao složenom interaktivnom sistemu, u toku izgradnje tunela. Definisane postupka kojim se omogućava adekvatna proračunska simulacija procesa izgradnje tunela, koji se po pravilu sastoji od sekvenci iskopa i podgrađivanja, od izuzetnog je značaja. U tezi će se analizirati primena 3D i 2D metoda simulacije izgradnje tunela primenom metode konačnih elemenata u proračunima sleganja površine terena.

Metode proračuna sleganja površine terena usled izgradnje tunela mogu se svrstati u tri grupe: empirijske metode, analitička rešenja i numeričke metode. Empirijske i analitičke metode predstavljaju relativno jednostavne i korisne postupke proračuna, međutim, mogućnosti njihove primene su ograničene. S obzirom da je praktično nemoguće dobiti zatvorena matematička rešenja za izuzetno kompleksne probleme interakcije tunelske konstrukcije i okolne sredine, neophodna je primena savremenih numeričkih metoda. Metoda

konačnih elemenata je veoma pogodan i široko priznat numerički postupak za analize u oblasti geotehničkih radova zbog svoje opštosti i sposobnosti da obuhvati heterogenost sredine, nelinearno ponašanje tla, složenu geometriju problema, interakciju konstrukcije i tla, kao i metod izgradnje. Zbog toga je široko prihvaćeno da primena ove metode predstavlja adekvatni pristup kada je reč o analizama tunela. Istraživanja sprovedena u okviru ove teze treba da doprinesu efektivnoj primeni metode konačnih elemenata u analizama sleganja površine terena usled izgradnje tunela i to posebno u laporovitim beogradskim sredinama. Sprovedenim istraživanjima treba da se obezbedi bolje razumevanje mehanizama uključenih u problem interakcije tunelske konstrukcije i okolne sredine i da se izvrši analiza parametara koji na njih utiču.

1.1 Pregled sadržaja teze po poglavljima

Sadržaj doktorske disertacije je izložen u osam poglavlja. Nakon ovog uvodnog razmatranja u kome je ukazano na značaj teme doktorske disertacije za geotehničku nauku i praksu, teza je izložena kroz sledeća poglavlja:

Poglavljje 2 Ovo poglavljje predstavlja pregled savremenih metoda građenja tunela. Dat je prikaz Nove austrijske tunelske metode (New Austrian Tunnelling Method - NATM) i metode štita.

Poglavljje 3 U ovom poglavljju su, kroz detaljan pregled literature, prikazane metode proračuna sleganja površine terena usled građenja tunela. Prvo je dat prikaz empirijskih metoda proračuna sleganja, nakon čega su prikazane najvažnije analitičke metode. Na kraju su prikazane numeričke metode i to postupak 3D MKE simulacije procesa izgradnje tunela primenom *step-by-step* postupka i najvažnije metode simulacije izgradnje tunela primenom 2D modela: Metod redukcije napona (*Convergence – confinement* ili λ - method), Metod progresivnog omekšavanja (*Progressive softening method*), Metod kontrole parametra V_L - *volume loss* i Gap metod.

Poglavlje 4 U ovom delu rada je data detaljna analiza geotehničkih karakteristika glinovito-laporovitih sredina u području Beograda na osnovu podataka objavljenih u literaturi, raspoložive dokumentacije, kao i istraživanja sprovedenih u Laboratoriji za Mehaniku tla Građevinskog fakulteta u Beogradu.

Poglavlje 5 Modeliranje izgradnje tunela, primenom metode konačnih elemenata, predmet je razmatranja u petom poglavlju. Prvo je dat opšti prikaz metode konačnih elemenata uz razmatranje nelinearne analize i kriterijuma konvergencije, nakon čega su u posebnom odeljku razmatrani inicijalni naponi u tlu. Zatim su analizirani detalji modeliranja izgradnje tunela primenom MKE kao što su proračunska oblast i granični uslovi, diskretizacija proračunske oblasti i postupak simulacije procesa izgradnje tunela. Na kraju je dato razmatranje materijalnih modela, odnosno elastičnog i elasto-plastičnog ponašanja tla.

Poglavlje 6 U ovom poglavlju je prikazana parametarska analiza činilaca koji utiču na sleganje površine terena. Parametarske studije su sprovedene na primeru izgradnje tunela sa otvorenim čelom, kružnog preseka, u laporovitim sredinama područja Beograda. Analiziran je uticaj dubine tunela, prečnika tunela, dužine napredovanja, inicijalnih napona, parametara deformabilnosti i čvrstoće tla, kao i anizotropije tla na sleganja površine terena. Primenjeno je 3D i 2D modeliranje izgradnje tunela primenom metode konačnih elemenata. Na osnovu sistematskog poređenja rezultata 3D analiza primenom *step-by-step* postupka simulacije procesa izgradnje tunela i 2D analiza primenom metode redukcije napona, u okviru sprovedenih parametarskih analiza, doneti su i zaključci o faktoru rasterećenja λ . Osim toga, da bi se ispitaio uticaj konstitutivnog modela na dobijna sleganja, izvršeno je poređenje rezultata 2D analiza sleganja primenom različitih modela tla.

Poglavlje 7 U ovom delu rada izvršena su poređenja rezultata proračuna primenom metode konačnih elemenata sa empirijskom Gausovom krivom i

rezultatima merenja sleganja površine terena za dva konkretna tunela građena u laporovitim sredinama. Prvi je Steinhaldenfeld NATM tunel (Štuttgart, Nemačka), a drugi tunel Dedinje koji se nalazi u sastavu Beogradskog železničkog čvora.

Poglavlje 8 U završnom poglavlju dati su rezime istraživanja sprovedenih u tezi i najvažniji zaključci koji su iz njih proistekli. Na kraju su date i preporuke za dalja istraživanja.

2 Pregled savremenih metoda građenja tunela

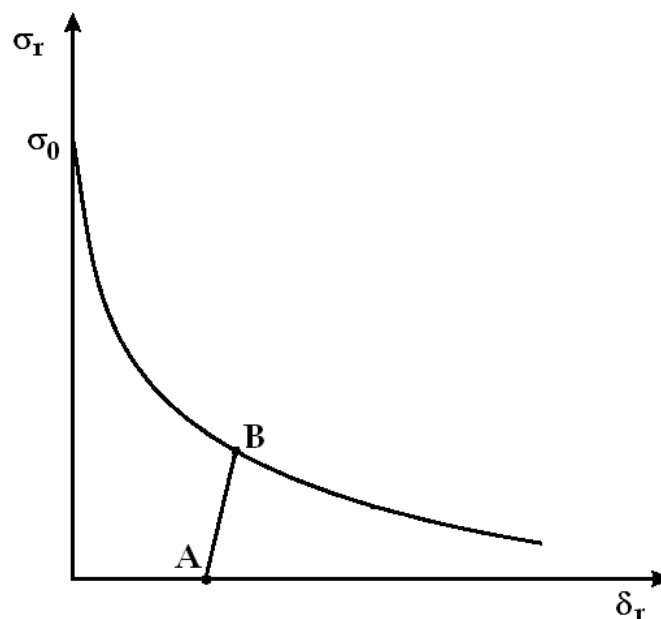
Uvod

Ubrzani razvoj velikih gradova poslednjih decenija doveo je do sve većih zahteva za korišćenjem podzemnog prostora. Tuneli su neophodni za smeštaj transportnih, električnih, komunikacionih, vodovodnih i kanalizacionih sistema. Veliki deo radova u oblasti tunelogradnje širom sveta vezan je za izgradnju i proširenje mreže podzemnog transporta u velikim prenaseljenim gradovima. Može se očekivati da će u bliskoj budućnosti (s obzirom na neophodnost smanjenja saobraćajnih gužvi i zagađenosti vazduha) tunelski projekti ove vrste imati sve veći značaj.

U gradovima, tuneli se nalaze na maloj dubini ispod gusto naseljenih zona, u tlu ili mekoj steni, i njihova izgradnja može imati nepovoljne, a ponekad i katastrofalne efekte na postojeće objekte. Metode građenja moraju obezbediti maksimalnu sigurnost, kako sa stanovišta stabilnosti čela iskopa, tako i sa stanovišta sleganja površine terena. Poslednjih decenija postignut je značajan napredak u tehnologiji građenja tunela. Osim klasičnih metoda građenja, kao što je Nova austrijska tunelska metoda (NATM), primenjuje se i metoda štita koja omogućava izgradnju tunela u izuzetno složenim geotehničkim uslovima, u mekom tlu sa malom visinom nadsloja. Plitko položeni tuneli se mogu graditi i metodom iskopa sa površine terena (*cut-and-cover*) koja nije predmet razmatranja u tezi.

2.1 Klasična metoda građenja tunela - Nova austrijska tunelska metoda (NATM)

Nova austrijska tunelska metoda (New Austrian Tunnelling Method - NATM) se sastoji u primeni podgrade od prskanog betona uz mogućnost ojačanja konture iskopa ankerima i čeličnim nosačima. Teorijski opis Nove austrijske tunelske metode dao je šezdesetih godina prošlog veka prof. Rabcewicz. Metoda je prvobitno razvijena za primenu u stenskim masama i zasniva se na konceptu da se sredina oko podzemnog otvora, u što većoj meri, angažuje kao aktivna noseća konstrukcija koja, potpomognuta podgradom, odnosno tunelskom oblogom, prihvata opterećenja usled iskopa tunela. Instaliranje podgrade se sprovodi na optimalan način tako da se omogući željeni stepen relaksacije, odnosno preraspodele napona u stenskoj masi, čime se smanjuje opterećenje koje prima podgrada (pri tome se mora voditi računa da ne dođe do rastresanja stene i suviše velikih pomeranja). Za ilustraciju pritiska na oblogu, u funkciji deformacije, služi koncept karakteristične krive odgovora (*ground response curve* - Fenner&Pacher). Na slici 2.1 prikazana je karakteristična kriva odgovora koja daje zavisnost pritiska tla σ_r i radijalnog pomeranja konture δ_r .



Slika 2.1 Karakteristična kriva odgovora (*ground response curve*)

Podgrada se formira u tački A, nakon što su se desila određena pomeranja na čelu tunela, tako da, s obzirom da je došlo do delimične relaksacije primarnih napona, sistem postiže ravnotežu pri nižem opterećenju na podgradu, u tački B. Nasuprot tome, pri ranijoj primeni relativno krute podgrade deformacije konture su manje, a opterećenje koje prima obloga je veće (nema značajnije relaksacije napona u okolnoj sredini). Obezbeđivanjem adekvatnog podgradnog otpora u optimalnom trenutku, postiže se najekonomičnije rešenje.

Kada se primenom primarne podgrade, ljuske od prskanog betona uz sistematsko ankerisanje, postigne ravnoteža može se, u kasnijoj fazi, formirati sekundarna obloga od betona. Sastavni deo NATM su merenja deformacija i pritiska koja se sprovode u toku građenja tunela tako da se može izvršiti prilagođavanje metode u skladu sa rezultatima sprovedenih merenja.

Iako je Nova austrijska tunelska metoda u početku bila predviđena za primenu u stenama, poslednjih decenija se sve više primenjuje i u mekim sredinama kada se koristi i naziv SCL (Sprayed Concrete Lining) metoda - metoda obloge od prskanog betona. Kod primena u mekim sredinama, dužina nepodgrađene deonice na čelu i vreme stajanja nepodgrađenog iskopa moraju biti što kraći. U određenim slučajevima vrši se i delimična razrada profila po fazama. Da bi se kontrolisala sleganja u urbanim područjima, bitno je da se, u što kraćem roku, formira podnožni svod, odnosno da se formira noseći prsten.

Dakle, kod primene NATM u mekim sredinama, od najveće važnosti je obezbeđivanje stabilnosti čela iskopa. Podaci o slučajevima kolapsa koji su se dogodili na tunelima kod primene ove metode u mekim sredinama, pokazuju da su se, u većini slučajeva, odnosili na čelo tunela. Neke od mera kojima se mogu smanjiti rizici pojave kolapsa čela tunela su: adekvatna geotehnička ispitivanja kojima se smanjuje mogućnost pojave neočekivanih geotehničkih uslova, stalna merenja i osmatranja, razvoj opreme i tehnologije građenja u mekim sredinama, a u slučaju potrebe i poboljšanje karakteristika tla (injektiranje, zamrzavanje, dreniranje), podupiranje čela (forepoling, umbrella, soil nails) i dr.

Uprkos određenih kritika i osporavanja NATM se sve više koristi i u mekim sredinama. Njena prednost je fleksibilnost da se prilagodi različitim geotehničkim uslovima i kompleksnoj geometriji preseka iskopa (npr. veliki preseci ili ukrštanja tunela), jednostavnost i niža cena opreme koja se koristi za građenje, kao i mogućnost merenja deformacija i napona. Bitni uslovi za uspešnu primenu ove metode su obučenost i iskustvo ekipe koja učestvuje u izgradnji tunela, kao i razumevanje osnovnih postavki NATM.

2.2 Metoda štita

Metodu štita je prvi primenio čuveni inženjer Brunel pri izgradnji tunela ispod reke Temze u Londonu (od 1825-1841. godine). Kod primene klasičnog otvorenog štita čelo se otkopavalo ručno. Međutim, vremenom se nastojalo da se ručno otkopavanje zameni mehanizovanim i da se čak ceo proces građenja potpuno mehanizuje. Metoda mehanizovanog štita, odnosno štita sa zatvorenim čelom, naročito je pogodna kod građenje tunela u mekim sredinama, u urbanim područjima, jer omogućava da sleganja površine terena budu značajno smanjena u odnosu na druge metode.

U metodi štita, pod zaštitom čeličnog omotača (cilindra) koji se ciklično pomera napred, obavlja se: iskop, transport, ugrađivanje tunelske konstrukcije i injektiranje. Tunelska konstrukcija je od montažnih betonskih ili čeličnih elemenata (tjubinga) koji se montiraju u repu štita. Pomeranje štita se vrši pomoću hidrauličkih presa koje se oslanjaju na već instaliranu oblogu. Nakon svake sekvence napredovanja štita, hidrauličke prese se oslobađaju i montira se novi prsten obloge. Pri pomeranju štita napred, između obloge i tla ostaje zazor koji se mora zatvoriti injektiranjem, kroz rep štita, da bi se sprečila radijalna pomeranja tla.

Kod klasičnog štita sa otvorenim čelom ili se ne vrši podupiranje čela iskopa, ili se to vrši mehanički, primenom čeličnih ploča koje su povezane sa hidrauličkim presama. Kada se tunel gradi ispod nivoa podzemne vode podupiranje čela se

može izvršiti primenom vazduha pod pritiskom, mada je u tom slučaju pogodnije primeniti štit sa zatvorenim čelom.

Kod štita sa zatvorenim čelom, iskop se vrši u punom profilu tunelskim mašinama sa rotirajućom otkopnom glavom (Tunnel Boring Machine - TBM). Otkopna glava se preko hidrauličkih presa odupire o već instaliranu oblogu tunela (u stenskim masama se koriste TBM bez štita, pri čemu se odupiranje vrši o zidove iskopa). Podupiranje čela iskopa, zavisno od geotehničkih uslova, može se vršiti: mehanički, vazduhom pod pritiskom, bentonitskom suspenzijom i iskopanim zemljanim materijalom. Podupiranje čela je neophodno u nestabilnom tlu kako bi se sprečilo da pritisak tla i vode, koji deluju na otkopnu glavu, dovedu do nekontrolisanog prodora tla ili gubitka stabilnosti, odnosno kolapsa čela tunela. U mekim sredinama, najčešće se primenjuje tzv. EPB (Earth Pressure Balance) štit.

Mehanizovani štit sa mehaničkim podupiranjem čela (Mechanical Supported Closed Shield) Pritisak na čelu tunela se postiže preko samog reznog točka pri čemu se između reznih krakova mogu instalirati čelične ploče. Ovaj metod se može primeniti u relativno stabilnom glinovitom tlu iznad nivoa podzemne vode.

Mehanizovani štit sa primenom vazduha pod pritiskom (Compressed Air Closed Shield) Pritisak vazduha sprečava prodiranja vode u štit pa se uglavnom primenjuje kod tunela koji se grade ispod nivoa podzemne vode. Međutim, češća je primena štita koji će biti opisani u nastavku teksta.

Mehanizovani štit sa primenom bentonitske suspenzije (Slurry Shield) Kod ovog štita stabilizovanje čela tunela se vrši bentonitskom suspenzijom koja je pod pritiskom. Ova suspenzija se cevima dovodi u komoru na čelu tunela, a takođe se cevima vrši odvođenje mešavine bentonitske suspenzije i iskopanog materijala sa čela. Na kontaktu tla i suspenzije formira se muljeviti sloj (filter cake) koji zaptiva čelo tunela tako da ne dođe do tečenja suspenzije u tlo. U komoru na čelu, u gornjem delu, dovodi se vazduh pod pritiskom tako da se

reguliše pritisak suspenzije na čelo iskopa. Iz mešavine iskopanog materijala i suspenzije, koja se pumpa sa čela, izdvajaju se komadi stene koji se prerađuju. Suspenzija se zatim osvežava pa ponovo pumpa na čelo tunela. Ovaj tip štita je naročito pogodan za primenu u peskovitom tlu.

EPB štit (Earth Pressure Balance Shield) Kod ovog štita pritisak na čelo tunela se obezbeđuje uz pomoć iskopanog materijala koji se deponuje u komoru na čelu tunela. Tlu se dodaju aditivi da bi se postigla željena konzistencija (nalik pasti). Tlo se iz komore na čelu odvodi uz pomoć pužastog transpotera (screw conveyer) pri čemu se, regulacijom njegove brzine, kontroliše pritisak na čelu tunela. Idealno tlo za primenu ove tehnologije je tlo sa visokim sadržajem gline ili prašine, ali se uz dodavanje raznih aditiva može primeniti i kod peskovitog tla.

3 Pregled i analiza metoda proračuna sleganja površine terena usled građenja tunela

Uvod

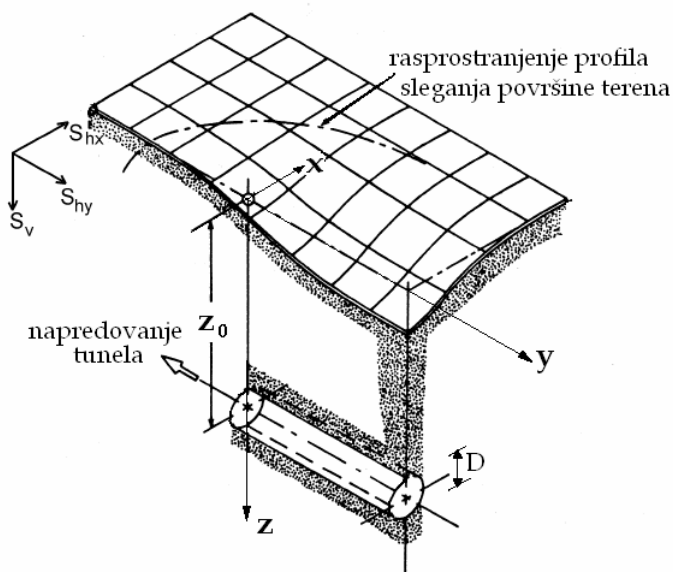
Izgradnja tunela na maloj dubini, u mekoj sredini, dovodi do sleganja površine terena koja u urbanim područjima mogu izazvati oštećenja postojećih objekata. Zbog toga je od izuzetnog značaja da se pre početka izgradnje tunela izvrši procena potencijalnih sleganja. Međutim, taj zadatak nije nimalo jednostavan. Da bi se postigla adekvatna procena sleganja, u metodama proračuna bi trebalo uzeti u obzir brojne činioce kao što su: 3D efekat izgradnje tunela, metod i detalji izvođenja, dubina i prečnik tunela, inicijalno stanje napona kao i naponsko-deformacijsko ponašanje tla oko tunela. S obzirom na svu kompleksnost ovog problema, istraživanjima u ovoj oblasti bavili su se, a i danas se bave, naučnici širom sveta.

Metode proračuna sleganja površine terena usled izgradnje tunela mogu se svrstati u tri grupe: empirijske, analitičke i numeričke metode (osim toga, vrše se i modelska ispitivanja koja mogu dati koristan doprinos ovoj problematici). U ovom delu rada biće dat pregled i analiza ovih metoda.

3.1 Pomeranja usled izgradnje tunela

Pri izgradnji tunela dolazi do promene inicijalnih ili *in-situ* napona koji su postojali u tlu pre izgradnje tunela i odgovarajućih pomeranja na čelu tunela i radijalnih pomeranja obloge tunela. Kod plitko položenih tunela pomeranja na konturi iskopa prenose se na površinu terena, pri čemu se formira profil

sleganja prikazan na slici 3.1. Ova pomeranja u velikoj meri zavise od metode izgradnje tunela.



Slika 3.1 Profil sleganja površine terena usled izgradnje tunela (prema Attewell et al. 1986)

Kod klasične metode građenja, pomeranja na čelu tunela su značajna, pa je izuzetno važna kontrola stabilnosti čela. Pomeranja na čelu tunela zavise od toga koliki su dužina i vreme stajanja nepodgrađene deonice, da li se vrši razrada profila po fazama, da li se primenjuju zaštitne mere kao što su npr. ankeri na čelu tunela ili tzv. zaštitini kišobran (umbrella). Radijalna pomeranja primarne obloge takođe mogu biti značajna jer se primenjuje fleksibilna tunelska obloga, a osim toga potrebno je određeno vreme dok prskani beton ne postigne dovoljnu čvrstoću (koriste se aditivi kojima se ubrzava proces vezivanja). Znatno manja su pomeranja sekundarne obloge koja se obično formira u kasnijoj fazi kada je već postignuta ravnoteža sa primarnom podgradom, i koja je znatno veće krutosti nego primarna obloga.

Kod građenja tunela metodom štita razlikuju se sledeće komponente pomeranja:

- pomeranja tla na čelu tunela

- radijalna pomeranja duž štita usled prekopa i problema sa održavanjem pravca
- radijalna pomeranja iza repa štita usled zazora između tla i obloge
- radijalna pomeranja usled deformacije obloge

Kod tunela sa zatvorenim čelom, odnosno adekvatnom potporom čela, prva komponenta pomeranja može biti relativno mala. Druga komponenta, tj. pomeranje duž štita, je posledica prekopa. Prekop izazivaju periferni rezači čija je uloga da proizvedu nešto veći prečnik iskopa, nego što je štit, da bi se smanjilo trenje po površini štita i olakšalo vođenje štita. Prekop usled problema sa održavanjem pravca takođe je bitna komponenta ovih pomeranja. Treća komponenta, tj. radijalno pomeranje iza repa štita, zavisi od toga koliko je kvalitetno injektiran prostor koji nastaje između tla i obloge pri pomeranju štita (koji je jednak debljini repa štita i zazora između spoljne površine obloge i unutrašnje površine repa štita). Što se tiče četvrte komponente, kod metode štita obloga tunela je od prefabrikovanih betonskih elemenata (koji se montiraju u repu štita) koji moraju imati dovoljnu čvrstoću da prime sile od hidrauličkih presa, tako da su radijalna pomeranja obloge obično zanemarljiva.

Prisustvo podzemne vode u velikoj meri otežava izgradnju tunela, pa je kontrola podzemne vode od izuzetnog značaja. Pomeranja koja su posledica prisustva podzemne vode mogu biti trenutna i konsolidaciona. Usled snižavanja nivoa podzemne vode, pre izgradnje ili tokom izgradnje tunela, može doći do trenutnih sleganja propusnijih slojeva u tlu. Takođe može doći do sleganja koja su posledica pogoršanja mehaničkih karakteristika tla ili ispiranja tla. Konsolidaciona sleganja su značajna u mekom tlu male vodopropusnosti.

3.2 Empirijske metode proračuna sleganja

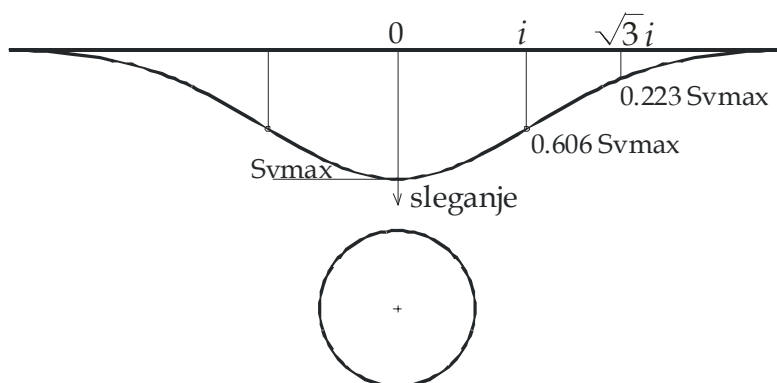
3.2.1 Poprečni profil sleganja površine terena

Na osnovu podataka merenja sleganja površine terena na većem broju tunela, ustanovljeno je (Peck, 1969; Schmidt, 1969) da se poprečni profil sleganja može, prilično dobro, predstaviti Gausovom funkcijom normalne raspodele. Iako primena ove krive nema teorijsko opravdanje, ona je široko prihvaćena u praksi i predstavlja poznati i široko primenjivani empirijski metod za procenu sleganja površine terena.

Vertikalna sleganja u poprečnom pravcu data su sledećim izrazom:

$$S_v(x) = S_{v\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (3.1)$$

gde je $S_{v\max}$ maksimalno sleganje koje se javlja iznad ose tunela, x je horizontalno odstojanje od ose tunela, a i je važan parametar koji definiše širinu poprečnog profila sleganja i predstavlja horizontalno rastojanje od ose tunela do prevojne tačke profila, kao što se vidi na Slici 3.2.



Slika 3.2 Poprečni profil (Gausova kriva) sleganja površine terena usled izgradnje tunela

Sleganje tla usled izgradnje tunela se obično karakteriše parametrom koji predstavlja faktor gubitka zapremine tla V_L „*volume loss*“ ili „*ground loss*“. To je odnos zapremine tla koja se deformiše u tunelski otvor i teorijske zapremine tunelskog otvora. Kod tunela u glinovitom tlu, sleganja za vreme izgradnje

tunela se obično dešavaju pod nedreniranim uslovima (bez promene zapremine) pa se može smatrati da je gubitak zapremina tla na konturi iskopa jednak zapremini profila sleganja površine terena.

Zapremina (po jedinici dužine tunela) definisana profilom sleganja dobija se integraljenjem jednačine 3.1

$$V_S = \int_{-\infty}^{\infty} S_v(x) dx = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot S_{v\max} = 2.5 \cdot i \cdot S_{v\max} \quad (3.2)$$

pa je faktor „*volume loss*“ V_L (koji se izražava u procentima) za tunel prečnika iskopa D jednak:

$$V_L = \frac{V_S}{\frac{\pi D^2}{4}} \cdot 100\% \quad (3.3)$$

Kombinujući jednačine 3.2 i 3.3 dobija se izraz za maksimalno sleganje površine terena preko parametra V_L

$$S_{v\max} = 0.313 \cdot V_L \cdot \frac{D^2}{i} \quad (3.4)$$

Dakle, poprečni profil sleganja, za dati prečnik tunela D , definisan je sa dva parametra V_L i i o kojima će biti više reči u nastavku rada.

Parametar V_L (*volume loss*)

Parametar V_L zavisi od metode izgradnje tunela i vrste tla. U odeljku 3.1 navedene su komponente pomeranja kod građenja tunela klasičnom metodom i metodom štita, odnosno glavni uzroci gubitka zapremine. Da bi se procenio parametar V_L od velikog značaja je iskustvo vezano za određenu tunelsku tehniku i geotehničke uslove, odnosno podaci osmatranja sleganja na izvedenim objektima. Poslednjih decenija postignut je značajan napredak u tehnologiji građenja tunela tako da se primenom savremenih mašina, kao što je EPB štiti, postižu znatno manji gubici zapremine odnosno sleganja površine terena. Velika baza podataka o pomeranjima površine terena je dobijena

prilikom izgradnje tunela u Londonu. Podaci merenja sa projekta CTRL (Channel Tunnel Rail Link) za tunele u Londonu su pokazali (ITA-AITES WG "Research", 2007) da se, uz pažljivo upravljanje EPB štitom mogu postići veoma male vrednosti V_L čak od 0.25 do 0.5%.

U homogenom tlu, zavisno od opreme i iskustva ekipe koja radi na iskopu, realne vrednosti V_L su od 0.5% do 2%. Attewell & Farmer (1974) su prikazali rezultate merenja sleganja za Jubilee Line ispod Green Park-a u Londonu sa $V_L=1.4\%$ što spada u rang tipičnih vrednosti od 1% do 2% za izgradnju tunela štitom sa otvorenim čelom u Londonskoj glini. Prema Mair&Taylor (1997), Mair (2008) tipične vrednosti V_L pri građenju tunela sa otvorenom čelom u mekom tlu su generalno u opsegu 1-3%, dok se niže vrednosti dobijaju pri građenju tunela sa zatvorenim čelom. Pri izgradnji tunela sa otvorenim čelom ispod St. James Park-a u Londonu (Jubilee Line Extension), Standing et al. (1996) su izmerili veće vrednosti, 3.3% i 2.9% (za zapadni i istočni tunel). Burland et al. (2001) su istakli značaj parametra V_L za sleganja usled izgradnje tunela i predložili da se granične vrednosti ovog parametra specificiraju u okviru ugovornih dokumenata za izgradnju tunela.

Postoji više predloga (Clough and Schmidt, 1981) za procenu parametra V_L na osnovu koeficijenta stabilnosti N , za gline u nedreniranim uslovima, koji su definisali Broms & Bennermark (1967) kao:

$$N = \frac{p_v - p_t}{c_u} \quad (3.5)$$

gde je p_v totalni pritisak nadsloja na nivou ose tunela, p_t potporni pritisak na čelu (ukoliko postoji) i c_u nedrenirana smičuća čvrstoća gline. Ako nema potpornog pritiska na čelu tunela koeficijent stabilnosti je jednak:

$$N = \frac{\gamma \cdot H}{c_u} \quad (3.6)$$

gde je H dubina od površine terena do ose tunela, γ je jedinična težina tla i c_u nedrenirana smičuća čvrstoća gline.

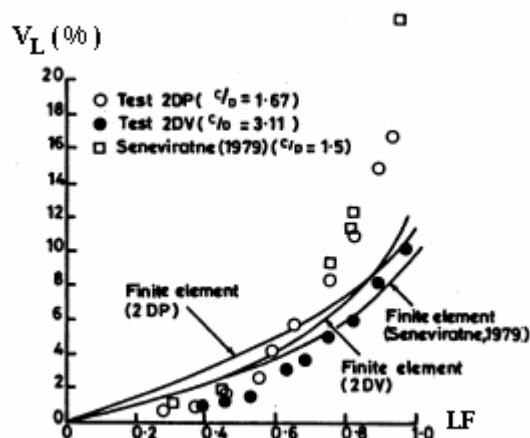
Za N manje od 2, pomeranja su mala i čelo tunela je stabilno. Za veće vrednosti N oko tunela počinju da se razvijaju plastične zone, pri čemu koeficijent stabilnosti N ne bi smeo da pređe vrednost 6 jer u tom slučaju dolazi do nestabilnosti čela i velikih pomeranja površine terena. Na osnovu podataka sa izvedenih tunela Peck (1969) je zaključio da se izgradnja tunela u plastičnim glinama može izvesti bez velikih teškoća ukoliko je N manje od 5.

S obzirom da koeficijent stabilnosti N zavisi od dubine tunela, pogodnije je razmatrati tzv. faktor opterećenja LF (load factor) koji su uveli Mair et al. (1981).

Faktor opterećenja je definisan izrazom:

$$LF = \frac{N}{N_f} \quad (3.7)$$

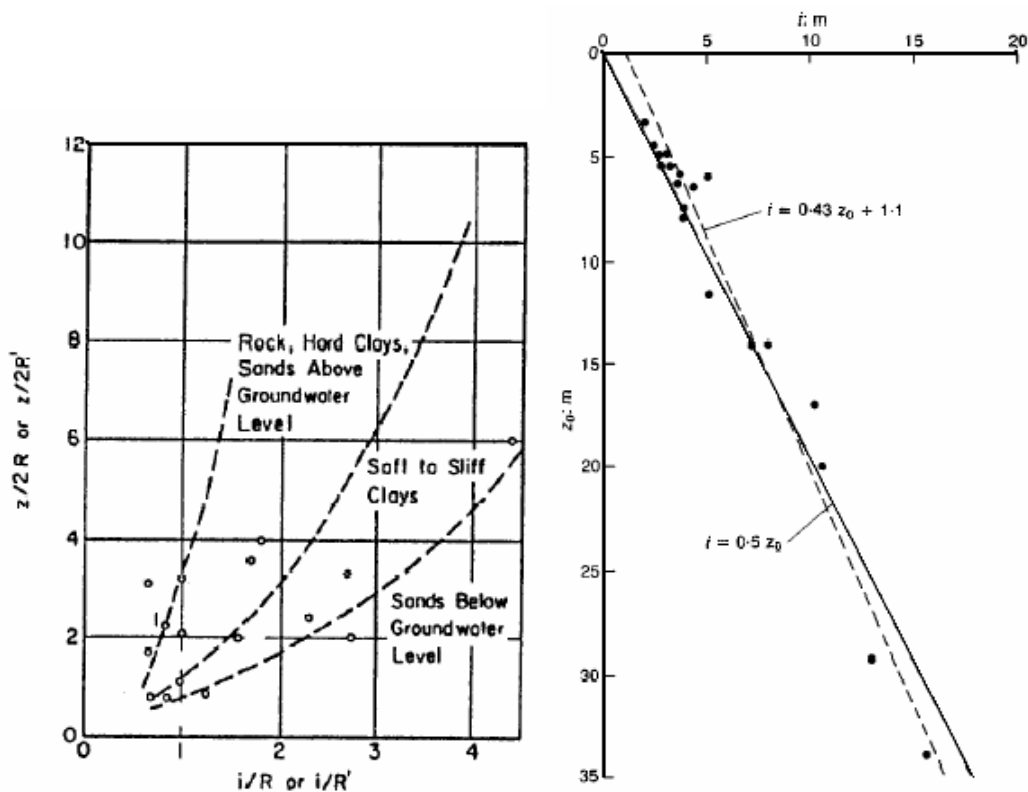
gde je N koeficijent stabilnosti pod radnim uslovima (mobilisani koeficijent stabilnosti), a N_f koeficijent stabilnosti pri lomu. Na Slici 3.3 prikazana je zavisnost parametra V_L i faktora opterećenja LF .



Slika 3.3 Zavisnost između faktora opterećenja LF i parametra V_L dobijena iz testova sa centrifugalnim modelima i analiza metodom konačnih elemenata (prema Mair et al. 1981)

Parametar širine poprečnog profila sleganja

Širina poprečnog profila sleganja je definisana parametrom i koji predstavlja , kao što je već rečeno, horizontalno rastojanje prevojne tačke profila sleganja od ose tunela (slika 3.2). Peck (1969) je dao zavisnost bezdimenzionalnih veličina i/R i $z/2R$ za određeni broj tunela za koje su postojali relativno pouzdani podaci o sleganjima. Uočio je da se rezultati mogu razdvojiti prema tipu tla, kao što je prikazano na slici 3.4.



Slika 3.4 Zavisnost između parametra širine profila sleganja i (preko i/R) i dubine tunela (preko $z/2R$) u različitim materijalima (prema Peck, 1969)

Slika 3.5 Zavisnost između parametra širine profila sleganja i i dubine tunela za tunele u glinama (prema O'Reilly & New, 1982)

Na osnovu podataka merenja dobijenih na velikom broju slučajeva u praksi i laboratorijskim model testovima Clough and Schmidt (1981) su ustanovili da se parametar širine profila i može dobro aproksimirati jednačinom:

$$\frac{i}{a} = \left(\frac{z_0}{2a} \right)^{0.8} \quad (3.8)$$

gde je a poluprečnik tunela, a z_0 dubina na kojoj se nalazi osa tunela.

O'Reilly & New (1982) su, na osnovu rezultata merenja sleganja površine terena za tunele u glinama, prikazali vrednosti parametra i u zavisnosti od dubine ose tunela ispod površine terena z_0 (slika 3.5) i predložili linearnu vezu:

$$i = 0.43z_0 + 1.1 \quad (3.9)$$

gde se i i z_0 izražavaju u metrima.

Ovaj izraz se za većinu praktičnih primena pojednostavljuje i usvaja se da je:

$$i = K \cdot z_0 \quad (3.10)$$

pri čemu se može usvojiti da je za glinovito tlo $K=0.5$. Rankin (1988) je takođe, na osnovu podataka merenja sleganja površine terena na većem broju tunela, došao do vrednosti $K=0.5$. Mair & Taylor (1997) su na osnovu velikog broja podataka sa tunela građenih u glinovitom i peskovitom tlu dobili vrednosti K od 0.4 do 0.6 sa srednjom vrednošću $K=0.5$ za glinovito tlo i vrednosti 0.25 do 0.45 sa srednjom vrednošću 0.35 za peskovito tlo.

3.2.2 Sleganja ispod površina terena

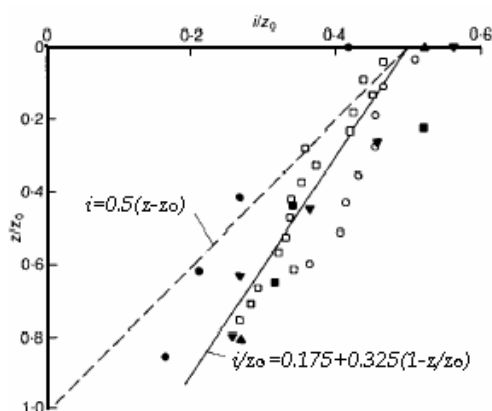
U urbanim područjima, osim poznavanja sleganja površine terena važno je i poznavanje profila sleganja iznad tunela, na određenoj dubini ispod površine terena, zbog uticaja koji izgradnja tunela može imati na postojeće podzemne konstrukcije (kao što su temelji na šipovima ili postojeći tuneli).

Mair et al. (1993) su, na osnovu raspoloživih podataka merenja na terenu i testova sa centrifugalnim modelima, razmatrali kako širina profila sleganja i veličina sleganja variraju sa dubinom iznad tunela građenih u glinama. Zaključili su da se profili sleganja, koji nastaju iznad tunela, mogu adekvatno opisati Gausovom krivom na isti način kao profili sleganja površine terena. Tako se izraz (3.8) koji opisuje parametar širine profila sleganja površine terena

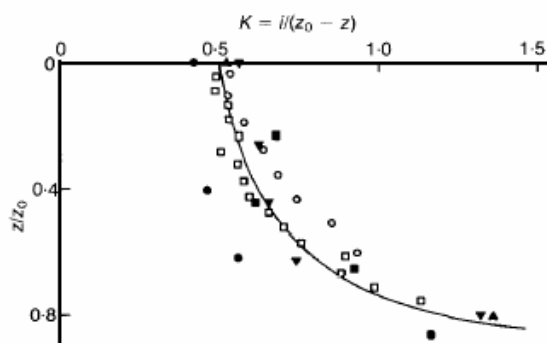
i može primeniti za profile sleganja ispod površine terena, ako se u tom izrazu dubina tunela z_0 zameni sa $z_0 - z$:

$$i = K \cdot (z_0 - z) \quad (3.11)$$

gde je z dubina razmatranog profila ispod površine terena. Međutim, merenja sleganja na terenu su pokazala da parametar K raste sa dubinom (što se vidi na slikama 3.6 i 3.7) dajući šire profile sleganja za dubine koje su bliže tunelu. Na slici 3.6 je prikazan parametar i u funkciji dubine z , pri čemu su i i z normalizovani dubinom tunela z_0 , a na slici 3.7 promena parametra K sa dubinom z/z_0 .



Slika 3.6 Promena parametra širine profila sleganja sa dubinom za tunele u glinama (prema Mair et al. 1993)



Slika 3.7 Promena parametra K sa dubinom za profile sleganja iznad tunela u glinama (prema Mair et al. 1993)

Na datim dijagramima, osim podataka merenja (crni simboli), uključeni su i podaci dobijeni na osnovu testova na centrifugalnim modelima (beli simboli). Na slici 3.6 je prikazana linija koja odgovara vrednosti $K=0.5$. Kao što se vidi, odstupanja od ove linije se povećavaju sa dubinom. Linija povučena kroz podatke merenja na datoj slici daje izraz:

$$\frac{i}{z_0} = 0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) \quad (3.12)$$

Kombinujući jednačine 3.9 i 3.10 dobija se:

$$K = \frac{0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right)}{1 - \frac{z}{z_0}} \quad (3.13)$$

Može se uočiti da za $z=0$ gornja jednačina daje $K=0.5$ što odgovara predloženoj vrednosti za profil sleganja površine terena u glinama. Na slici 3.7, na kojoj su prikazane vrednosti parametra K u zavisnosti od z/z_0 , povučena je kriva koja odgovara izrazu 3.11.

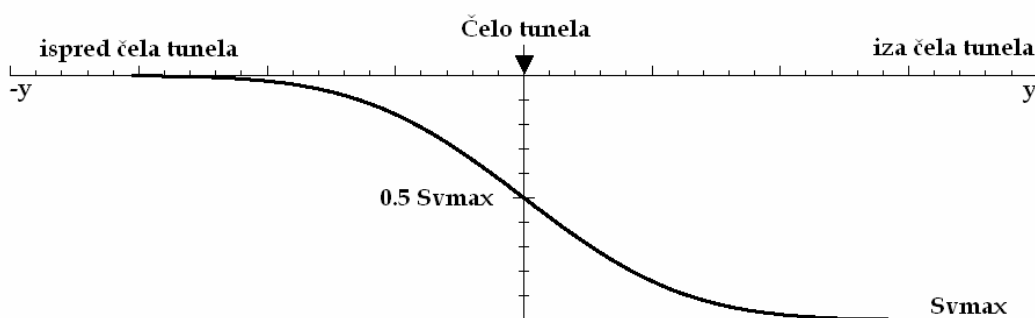
3.2.2 Podužni profil sleganja površine terena

Attewell & Woodman (1982) su pokazali da se podužni profil sleganja može dobiti superpozicijom kratera sleganja za niz tačaka u podužnom pravcu, pri čemu se, ako se usvoji Gausova kriva za krater sleganja, podužni profil opisuje kumulativnom krivom verovatnoće:

$$S_v(y)_{x=0} = S_{v\max} \cdot \frac{1}{i \cdot \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y \exp\left(-\frac{y^2}{2i^2}\right) \quad (3.14)$$

gde je y rastojanje od čela tunela u podužnom pravcu.

Na slici 3.8 prikazan je podužni profil sleganja. Attewell & Woodman (1982) su pokazali da se u tvrdim glinama 30% do 50% od $S_{v\max}$ dešava na čelu tunela. Obično se usvaja da su sleganja na čelu tunela 50% od $S_{v\max}$. Kod građenja tunela metodom štita sa zatvorenim čelom sleganja na čelu tunela se značajno redukuju.



Slika 3.8 Podužni profil sleganja

Obično se usvaja da je parametar širine profila sleganja i isti za poprečni i podužni profil sleganja. Attewell et al. 1986 su uporedili ove parametre za veći broj slučajeva iz prakse. Iako su ti podaci pokazali da su poprečni profili sleganja nešto duži od podužnih, zaključili su da se za većinu praktičnih problema može usvojiti da su jednaki.

3.2.3 Horizontalna pomeranja

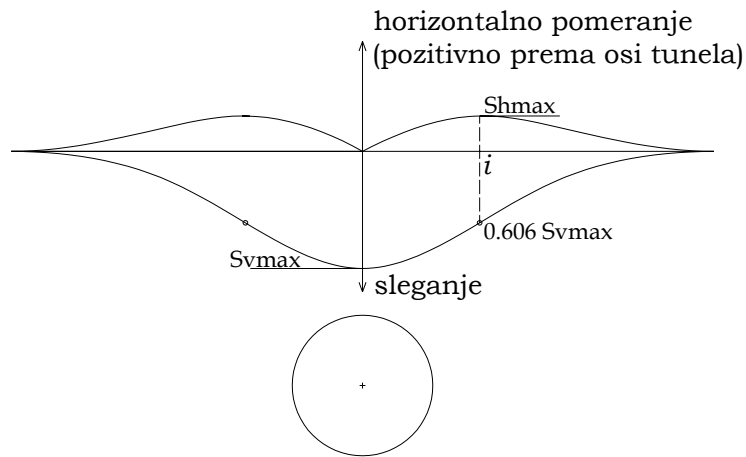
O'Reilly & New (1982) su pokazali da se horizontalna pomeranja površine terena u poprečnom pravcu mogu odrediti iz vertikalnih pomeranja uz pretpostavku da je rezultanta vektora pomeranja usmerena ka centru tunela. U tom slučaju, horizontalna pomeranja površine terena u poprečnom pravcu su jednaka:

$$S_{hx}(x) = -\frac{x \cdot S_v(x)}{z_0} \quad (3.15)$$

gde je z_0 dubina do ose tunela. Zamenom jednačina 3.1 i 3.4 u jednačinu 3.15 dobija se:

$$S_{hx}(x) = -\frac{x}{z_0} S_{vmax} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) = -\frac{x}{z_0} \cdot 0.313 \cdot V_L \cdot \frac{D^2}{i} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (3.16)$$

Na slici 3.9 su prikazana horizontalna pomeranja zajedno sa Gausovom krivom sleganja.



Slika 3.9 Poprečni profil sleganja i horizontalna pomeranja površine terena

Kao što se vidi na slici, maksimalna horizontalna pomeranja se javljaju na prevojnoj tački Gausove krive gde je $S_v = 0.606 S_{vmax}$, pa se zamenom ove vrednosti u izraz 3.15 dobija:

$$S_{hx \max} = \frac{i}{z_0} \cdot 0.606 \cdot S_{v \max} \quad (3.17)$$

Kada se analiziraju deformacije zgrada na površini terena, horizontalne deformacije su od naročitog značaja. Horizontalne deformacije se dobijaju diferenciranjem horizontalnih pomeranja po x :

$$\varepsilon_{hx}(x) = \frac{S_v(x)}{z_0} \cdot \left(\frac{x^2}{i^2} - 1 \right) \quad (3.18)$$

U ovoj jednačini pritisku odgovara negativna, a zatezanju pozitivna vrednost deformacije. Zona pritiska se javlja između prevojnih tačaka, dok se izvan javljaju deformacije zatezanja. Maksimalna vrednost pritiska je u tački $x=0$, a zatezanja u $x = \sqrt{3}i$.

Attewell & Woodman (1982) su pokazali da su horizontalna pomeranja u podužnom pravcu, uz pretpostavku da je rezultanta vektora pomeranja usmerena ka centru tunela na trenutnom radnom čelu, data izrazom:

$$S_{hy}(x)_{x=0} = \frac{V_L \cdot D^2}{8z_0} \exp\left(-\frac{y^2}{2i^2}\right) \quad (3.19)$$

Diferenciranjem S_{hy} po y dobijaju se horizontalne deformacije u podužnom pravcu iznad ose tunela:

$$\varepsilon_{hy}(y)_{x=0} = -\frac{V_L \cdot D^2}{8 \cdot i^2 \cdot z_0} \exp\left(-\frac{y^2}{i^2}\right) \quad (3.20)$$

pri čemu se zatezanje (pozitivna vrednost) javlja ispred čela tunela (negativna y koordinata), a pritisak iza čela tunela.

Empirijske metode su prilično jednostavne i imaju veliku primenu u praksi i naročito su korisne u ranoj fazi projektovanja tunela. One se u većoj ili manjoj meri kombinuju sa analitičkim metodama i proračunima primenom metode konačnih elemenata i vrši se kalibracija parametara na osnovu podataka merenja na izvedenim tunelima. Empirijske metode daju vrlo dobre rezultate kad su uslovi izgradnje tunela dobro poznati, odnosno projektni parametri adekvatno kalibrisani.

3.3 Analitičke metode

Analitičke metode daju jednostavna rešenja u zatvorenom obliku, ali je njihova primena u praksi ograničena, jer se zasnivaju na idealizovanim pretpostavkama sa stanovišta geometrije (kružni presek), homogenosti tla, konstitutivnih modela tla i definicije graničnih i početnih uslova. U literaturi se mogu naći brojna analitička rešenja, pri čemu se većina autora bavi problemima polja napona usled iskopa, a samo manji broj problemima polja deformacija i pomeranjima površine terena (ITA-AITES WG "Research", 2007).

3.3.1 Sagaseta metod

Sagaseta (1987) je dao rešenje u zatvorenom obliku za polje deformacija u nedreniranom (nestišljivom) tlu kada, plitko ispod površine terena, određenu

zapreminu uklonjenog materijala u potpunosti ispuni okolno tlo (*ground loss*). Problem spada u kategoriju slučajeva kada su granični uslovi dati preko pomeranja (čisto deformacijski) pri čemu postoji mogućnost da se eliminišu naponi i da se deformacije dobiju korišćenjem samo uslova nestišljivosti. Prisustvo gornje slobodne površine je razmatrao primenom tzv. tehnike virtualne slike (*virtual image technique*) i rešenja za elastični poluprostor. U radu je dao primer primene metode na određivanje pomeranja usled izgradnje tunela. Pri izgradnji tunela, tokom iskopa i podgrađivanja, javljaju se pomeranja tla na konturi iskopa (videti odeljak 3.1), odnosno *ground loss*, što dovodi do deformacija okolnog tla. Određivanje ovih pomeranja je složeno s obzirom na kompleksnost faktora koji su uključeni: naponsko-deformacijsko ponašanje tla, 3D priroda problema i modeliranje detalja izvođenja. Zbog toga je uobičajena praksa da se veličina parametra *ground loss* V_s (zapremina tla koja se deformiše u tunelski otvor, odnosno zapremina tla definisana profilom sleganja površine terena po metru napredovanja tunela) određuje iz direktnih osmatranja u tunelima ili empirijskih korelacija sa drugim parametrima npr. koeficijentom stabilnosti N (videti 3.2.1). Pomeranja površine terena usled izgradnje tunela, u kojima je ulazni parametar V_s (*ground loss*), data su izrazima:

$$S_x = -\frac{V_s}{2\pi} \frac{x}{x^2 + H^2} \left(1 + \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2 + H^2}} \right) \quad (3.21)$$

$$S_y = \frac{V_s}{2\pi} \frac{1}{\sqrt{x^2 + y^2 + H^2}} \quad (3.22)$$

$$S_z = \frac{V_s}{2\pi} \frac{H}{x^2 + H^2} \left(1 + \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2 + H^2}} \right) \quad (3.23)$$

gde je S_x horizontalno pomeranje u pravcu upravnom na osu tunela, S_y horizontalno pomeranje u podužnom pravcu tunela, S_z je vertikalno pomeranje,

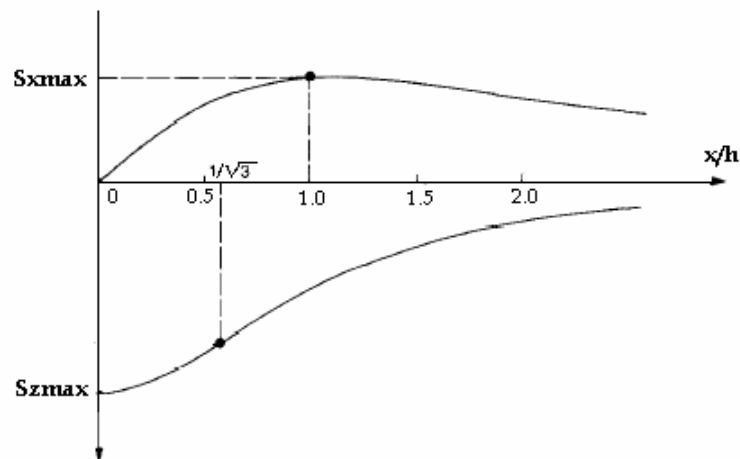
x je horizontalno rastojanje od ose tunela, y rastojanje od čela tunela, a H je dubina na kojoj se nalazi osa tunela.

Na velikom odstojanju od čela tunela ($y \rightarrow \infty$), gde su uslovi ravnog stanja deformacija, pomeranja su data izrazima:

$$S_x(y \rightarrow \infty) = -\frac{V_s}{\pi} \frac{x}{x^2 + H^2} \quad (3.24)$$

$$S_z(y \rightarrow \infty) = \frac{V_s}{\pi} \frac{H}{x^2 + H^2} \quad (3.25)$$

Na slici 3.10 prikazan je poprečni profil pomeranja površine terena.



Slika 3.10 Poprečni profil pomeranja površine terena (prema Sagaseta, 1987)

Maksimalna horizontalna i vertikalna pomeranja su:

$$S_{x \max} = -\frac{V_s}{2\pi H} \quad \text{za } x=H \quad (3.26)$$

$$S_{z \max} = \frac{V_s}{\pi H} \quad \text{za } x=0 \quad (3.27)$$

U diskusiji povodom predloženog rešenja (Sagaseta, 1987b), Schmidt je naglasio da ovo rešenje daje suviše širok profil sleganja tako da bi se, za datu ili pretpostavljenu vrednost parametra V_s , dobio mnogo širi i plići profil sleganja nego što se obično dobija osmatranjima. Takođe je ustanovio (na primeru Caracas tunela) da Sagaseta metod daje maksimalno horizontalno pomeranje

koje odgovara empirijskim metodama i merenjima, ali na duplo većem odstojanju od tačke iznad ose tunela. U svom odgovoru, Sagaseta je obrazložio da su veličine pomeranja dalje od iskopa (far field) precenjene kao posledica pretpostavke o nestišljivosti materijala.

Metod su unapredili Gonzalez & Sagaseta (2001). Oni su dali opšte analitičko rešenje u kome su simultano uzeli u obzir komponente deformacija tunela: radijalnu kontrakciju (*ground loss*) i ovalizaciju kao i zapreminsku stišljivost. Rešenje je dato preko tri parametra ε , δ i α koji se mogu dobiti fitovanjem iz rezultata merenja.

$$S_x = -2\varepsilon R \left(\frac{R}{H}\right)^{2\alpha-1} \frac{x'}{(1+x'^2)^\alpha} \left(1 + \rho \frac{1-x'^2}{1+x'^2}\right) \quad (3.28)$$

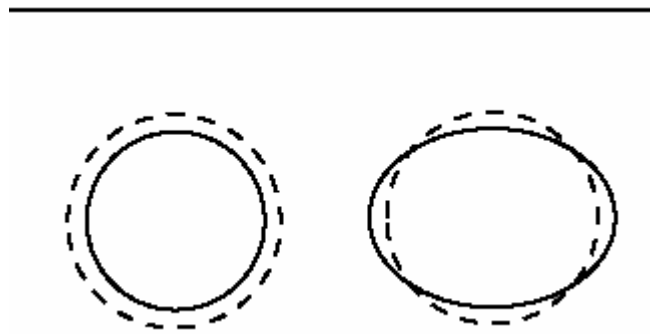
$$S_z = 2\varepsilon R \left(\frac{R}{H}\right)^{2\alpha-1} \frac{1}{(1+x'^2)^\alpha} \left(1 + \rho \frac{1-x'^2}{1+x'^2}\right) \quad (3.29)$$

gde su S_x horizontalno i S_z vertikalno pomeranje površine terena, R je poluprečnik tunela, x' je horizontalno rastojanje od ose tunela podeljeno sa dubinom tunela ($x'=x/H$), ε je radijalna kontrakcija $\varepsilon=u_0/R$ (u_0 je uniformno radijalno pomeranje konture) pri čemu je u nedreniranim uslovima $V_L=2\pi R u_0/\pi R^2=2\varepsilon$, ρ je parametar relativne ovalizacije $\rho=\delta/\varepsilon$ gde je δ ovalizacija (odnos maksimalnog radijalnog pomeranja i poluprečnika tunela) i α je parametar kojim se uzimaju u obzir plastične zapreminske deformacije. Za čisto plastične deformacije α se poklapa sa koeficijentom dilatancije $m=(1+\sin v)/(1-\sin v)$, gde je v ugao dilatancije. Međutim za realne slučajeve vrednost parametra α mora biti srednja vrednost između ove gornje granice (u plastičnoj zoni oko tunela) i $\alpha=1.0$ (u elastičnoj zoni). Tako je vrednost parametra $\alpha=1.0$ u glinama (bar za kratkotrajne deformacije), dok je za granularne materijale $\alpha > 1.0$, pri čemu gornja granica može biti $\alpha=2.0$ za bilo koji slučaj i $\alpha \approx 1.0$ za $H/R > 8$.

Ovo rešenje autori su primenili na nekim ilustrativnim primerima iz literature. Rezultate merenja sleganja tokom izgradnje metroa u Madridu interpretirali su primenom predloženog opšteg rešenja.

3.3.2 Verruijt - Booker metod

Verruijt & Booker (1996) su dali aproksimativno analitičko rešenje za tunel u homogenom elastičnom poluprostoru. Njihovo rešenje predstavlja proširenje i generalizaciju rešenja koje je dao Sagaseta (1987) tako da važi ne samo za nedrenirano tlo, odnosno za $\nu=0.5$, već i za proizvoljnu vrednost Poisson-ovog koeficijenta i uzima u obzir efekat ovalizacije.



Slika 3.11 *Ground loss* i ovalizacija tunela (prema Verruijt & Booker, 1996)

Komponente pomeranja u_x i u_z su date sledećim izrazima:

$$\begin{aligned}
 u_x = & -\varepsilon R^2 x \left(\frac{1}{r_1^2} + \frac{1}{r_2^2} \right) + \delta R^2 x \left(\frac{x^2 - kz_1^2}{r_1^4} + \frac{x^2 - kz_2^2}{r_2^4} \right) \\
 & - \frac{2\varepsilon R^2 x}{m} \left(\frac{1}{r_2^2} - \frac{2mzz_2}{r_2^4} \right) - \frac{4\delta R^2 xH}{m+1} \left[\frac{z_2}{r_2^4} + \frac{mz(x^2 - 3z_2^2)}{r_2^6} \right]
 \end{aligned} \tag{3.30}$$

$$\begin{aligned}
u_z = & -\varepsilon R^2 \left(\frac{z_1}{r_1^2} + \frac{z_2}{r_2^2} \right) + \delta R^2 \left[\frac{z_1 (kx^2 - z_1^2)}{r_1^4} + \frac{z_2 (kx^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right] \\
& + \frac{2\varepsilon R^2}{m} \left[\frac{(m+1)z_2}{r_2^2} - \frac{mz(x^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right] \\
& - 2\delta R^2 H \left[\frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} + \frac{m}{m+1} \frac{2zz_2(3x^2 - z_2^2)}{r_2^6} \right]
\end{aligned} \tag{3.31}$$

gde se uzima u obzir uniformno radijalno pomeranje (*ground loss*) preko parametra ε i ovalizacija preko parametra δ . R je radijus tunela, H je dubina do ose tunela, x je horizontalno odstojanje od ose tunela, z je dubina ispod površine terena, $z_1=z-H$, $z_2=z+H$, $r_1^2=x^2+z_1^2$, $r_2^2=x^2+z_2^2$, $m=1/(1-2\nu)$, $k=\nu/(1-\nu)$ i ν je koeficijent Poisson-a.

Sleganje površine terena ($z=0$) je od posebnog značaja i dato je sledećim izrazom:

$$S_{z(z=0)} = 2\varepsilon R^2 \frac{m+1}{m} \frac{H}{x^2 + H^2} - 2\delta R^2 \frac{H(x^2 - H^2)}{(x^2 + H^2)^2} \tag{3.32}$$

Faktor $(m+1)/m$ u datoj jednačini se može napisati kao $2(1-\nu)$. Za nestišljiv materijal $\nu=0.5$ i ovaj faktor je 1.0, pa je prvi deo ove jednačine identičan rešenje za *ground loss* koje je ranije dao Sagaseta (1987).

Površina profila sleganja se dobija integraljenjem jednačine 3.32 od $-\infty$ do $+\infty$. Rezultat toga je:

$$A = \frac{m+1}{m} 2\varepsilon \pi R^2 = 4(1-\nu) \varepsilon \pi R^2 \tag{3.33}$$

odakle sledi:

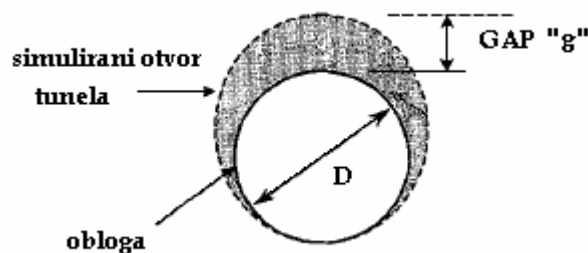
$$\varepsilon = \frac{A}{4(1-\nu)\pi R^2} = \frac{V_L}{4(1-\nu)} \tag{3.34}$$

Za $\nu=0.5$ dobija se *ground loss* $V_S=2\varepsilon\pi R^2$, odnosno $V_L=V_S/\pi R^2=2\varepsilon$ (što je dao i Sagaseta).

Međutim, ustanovljeno je (Loganathan & Poulos, 1998) da su profili sleganja dobijeni primenom Verruijt - Booker metode širi, a horizontalna pomeranja veća od vrednosti dobijenih merenjima. Razlozi za plići i širi profil sleganja, u odnosu na empirijske metode i merenja na terenu, po Loganathan & Poulos (1998) su činjenica da je stvarno ponašanje tla nelinearno i ispoljava određene elemente plastičnog ponašanja, kao i to što empirijske vrednosti parametra *ground loss*, koje podrazumevaju uniformno radijalno pomeranje tla na konturi tunela, nisu realne.

3.3.3 Loganathan - Poulos metod

Loganathan & Poulos (1998) su predložili analitičko rešenje za predviđanje nedreniranih pomeranja tla usled izgradnje tunela u mekoj sredini. Redefinisali su tradicionalni *ground loss* parametar i uveli „ekvivalentni *ground loss* parametar“ ε baziran na nedreniranom *gap* parametru g (prema Lee et al. 1992). Modifikovani ekvivalentni *ground loss* parametar su uključili u analitičko rešenje Verruijt & Booker (1996) za određivanje pomeranja usled izgradnje tunela u glinama.



Slika 3.12 Gap parametar

Parametar g (*gap*) predstavlja veličinu ekvivalentnog 2D zazora na konturi tunela (slika 3.12) kojim se aproksimiraju pomeranja koja se dešavaju na čelu pri izgradnji tunela metodom štita. Gap parametar se može proceniti primenom

teorijskog postupka koju su razvili Lee et al. (1992), pod uslovom da su poznati detalji izvođenja i parametri tla. Nedrenirani parametar g se određuje primenom izraza:

$$g = G_p + U_{3D}^* + \omega \quad (3.35)$$

gde je $G_p = 2\Delta + \delta$ fizički zazor (physical gap) između spoljašnje površine štita i obloge tunela (Δ je debljina repa štita, a δ zazor neophodan za ugradnju obloge); U_{3D}^* su ekvivalentne 3D elastoplastične deformacije na čelu tunela; i ω je komponenta kojom se uzima u obzor kvalitet izvođenja radova (*workmanship*).

Pomeranja pri izgradnji tunela se mogu podeliti na kratkotrajna koja se dešavaju neposredno prilikom prolaska štita (pod nedreniranim uslovima) i dugotrajna usled konsolidacije i puženja tla. Procena gap parametra primenom jednačine (3.35) ne uključuje vremenski zavisne komponente pomeranja, pa se parametar ε (ekvivalentni *ground loss*) određen primenom gap parametra može primeniti samo u nedreniranim uslovima.

Ekvivalentni nedrenirani *ground loss* se određuje iz izraza:

$$\varepsilon_0 = \frac{\pi \left(R + \frac{g}{2} \right)^2 - \pi R^2}{\pi R^2} \times 100\% = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \times 100\% \quad (3.36)$$

gde je R poluprečnik tunela, a g je *gap* parametar koji se određuje iz izraza (3.35).

Ovaj parametar je dalje modifikovan da bi se uzela u obzir neuniformna radijalna pomeranja tla oko tunela, pa je modifikovani ekvivalentni *ground loss* parametar dat izrazom:

$$\varepsilon_{x,z} = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \exp \left\{ - \left[\frac{1.38x}{(H+R)^2} + \frac{0.69z^2}{H^2} \right] \right\} \quad (3.37)$$

gde je H dubina ose tunela od površine terena, R je poluprečnik tunela i g je *gap* parametar.

Autori su modifikovali izraz za procenu sleganja koje su dali Verruijt & Booker (1996). S obzirom da su razmatrali samo (kratkotrajne) nedrenirane uslove, zanemarili su deformacije tla usled (dugotrajne) ovalizacije obloge tunela ($\delta=0$). Kombinovanjem izraza (3.31) i (3.37) dobija se modifikovan izraz za procenu sleganja površine terena:

$$S_{z=0} = 4(1-\nu)R^2 \frac{H}{H^2 + x^2} \frac{4gR + g^2}{R^2} \exp \left[-\frac{1.38x^2}{(H + R)^2} \right] \quad (3.38)$$

Poređenjem profila sleganja dobijenih primenom izraza (3.31) i (3.38) za Heathrow Express Trial Tunnel ustanovili su da modifikovana jednačina (3.38) daje uži profil sleganja nego originalna (Verruijt & Booker, 1996) jednačina.

U empirijskim metodama, za određivanje profila sleganja površine terena, izuzetno je važan parametar širine profila i koji je u predloženom analitičkom rešenju dat izrazom:

$$\frac{i}{R} = 1.15 \left(\frac{H}{2R} \right)^{0.9} \quad (3.39)$$

Modifikovana jednačina za određivanje sleganja tla, ispod površine terena, dobijena kombinovanjem (3.31) i (3.37) je:

$$s_z = R^2 \left\{ -\frac{z-H}{x^2 + (z-H)^2} + (3-4\nu) \frac{z+H}{x^2 + (z+H)^2} - \frac{2z \left[x^2 - (z+H)^2 \right]}{\left[x^2 + (z+H)^2 \right]^2} \right\} \cdot \frac{4Rg + g^2}{4R^2} \exp \left\{ -\left[\frac{1.38x^2}{(H+R)^2} + \frac{0.69z^2}{H^2} \right] \right\} \quad (3.40)$$

Poređenjem maksimalnih sleganja tla ispod površine terena, dobijenih primenom (3.40) i (3.31) za Heathrow Express Trial Tunnel, ustanovili su da modifikovana jednačina (3.40) daje manja pomeranja na datoj dubini nego originalna (Verruijt & Booker, 1996) jednačina.

Kada se u rešenje (3.30) za procenu horizontalnih pomeranja koje su predložili Verruijt & Booker (1996) unese izraz (3.37), uz pretpostavku $\delta=0$ za nedrenirane uslove, dobija se modifikovani izraz za određivanje horizontalnih pomeranja:

$$S_x = -R^2 x \left[\frac{1}{x^2 + (H-z)^2} + \frac{3-4\nu}{x^2 + (H+z)^2} - \frac{4z(z+H)}{(x^2 + (H+z)^2)^2} \right] \quad (3.41)$$

$$\cdot \frac{4gR + g^2}{4R^2} \exp \left\{ - \left[\frac{1.38x^2}{(H+R)^2} + \frac{0.69z^2}{H^2} \right] \right\}$$

gde je z dubina merena od površine terena i x horizontalno odstojanje od ose tunela do tačaka za koje se traži horizontalno pomeranje.

Poređenjem horizontalnih pomeranja, dobijenih primenom izraza (3.41) i (3.30) za Heathrow Express Trial Tunnel, pokazalo se da je maksimalno horizontalno pomeranje na osi tunela procenjeno primenom modifikovane jednačine (3.41) duplo manje od pomeranja dobijenog primenom Verruijt & Booker metode.

Primenljivost modifikovanog analitičkog rešenja autori su analizirali na pet slučajeva tunela iz prakse koji su uključivali različite uslove sredine (od mekih do tvrdih glina) i različitu tehnologiju izgradnje. Zaključili su da se vrednost ekvivalentnog *ground loss* parametra, određenog primenom nove metode, dobro slaže sa empirijskim vrednostima *ground loss* parametra za tunele u tvrdim glinama, ali je precenjena kod tunela u mekim glinama. Dobijeni profili sleganja su nešto širi od onih dobijenih merenjima ili empirijskim metodama. Uočeno je i dobro slaganje vrednosti za sleganja ispod površine terena i horizontalnih pomeranja kod uniformnih profila gline.

3.3.4 Primena teorije ekspandirajuće (kontrakujuće) šupljine

Brojni su primeri korišćenja rešenja teorije ekspandirajuće odnosno kontrakujuće šupljine za predviđanje pomeranja usled izgradnje tunela (Mair&Taylor, 1993; Sagaseta, 1987; Verruijt&Booker, 1996; Loganathan&Poulos, 1998; Yu&Rowe, 1999; Yu, 2000; Mair, 2008). Pri izgradnji

tunela dolazi do redukovanja *in-situ* napona na konturi iskopa tako da se iskop može simulirati rasterećenjem šupljine od *in-situ* stanja napona. Dosadašnja istraživanja su pokazala da se ponašanje tla u ravni upravno na osu tunela može adekvatno modelirati preko kontrakujuće cilindrične šupljine, dok se pomeranja koja se dešavaju na čelu tunela koje napreduje mogu bolje predvideti primenom teorije kontrakujuće sferične šupljine.

Za predviđanje sleganja površine terena, koja su posledica izgradnje tunela, postoje analitička rešenja problema rasterećenja šupljine u elastičnom poluprostoru (Yu, 2000 smatra da su, s obzirom da je problem dvodimenzionalan, moguća analitička rešenja samo za elastičan materijal). Verruijt&Booker (1996) su dali analitičko rešenje za cilindričnu šupljinu u elastičnom poluprostoru (jednačine 3.30, 3.31 i 3.32) i korišćenjem jednačine 3.32 samo za *ground loss* (usvaja se $\delta=0$), može se na jednostavan način dati veza između pomeranja na konturi iskopa i sleganja površine terena:

$$\frac{u_{z(z=0)}}{u_0} = \frac{2(1+m)}{m} \cdot \frac{\frac{H}{a}}{\left(\frac{x}{a}\right)^2 + \left(\frac{H}{a}\right)^2} \quad (3.42)$$

gde je H dubina ose tunela od površine terena, a poluprečnik tunela, x je horizontalno rastojanje od ose tunela i $m=1/(1-2\nu)$. Ova jednačina se može iskoristiti, u kombinaciji sa rešenjima teorije ekspanirajuće šupljine u beskonačnom prostoru, za procenu profila sleganja površine terena usled izgradnje plitkog tunela.

Kod analiza tunela u tlu od interesa je da se ispituju dva slučaja: dugotrajno ponašanje tunela koje se može modelirati kao dreniran problem preko efektivnih napona sa Mohr-Coulomb-ovim uslovom loma i kratkotrajna sleganja koja su relevantna kod izgradnje tunela u glini (s obzirom da je brzina izgradnje obično velika tako da se može pretpostaviti da je ponašanje gline nedrenirano) i koja se mogu analizirati preko totalnih napona sa linearno

elastičnim - savršeno plastičnim Tresca modelom. Analiza preko totalnih napona je jednostavna, međutim njeni nedostaci su u tome što se ne može uključiti efekat istorije napona (stepen prekonsolidacije - OCR), ne uzima se u obzir zavisnost krutosti tla od nivoa napona i koeficijenta poroznosti, kao i efekat ojačanja odnosno omekšanja tla.

Yu (2000) je dao izraz (3.44) za pomeranja u tlu na nekom rastojanju r od centra tunela, kada pritisak na konturi p opada od *in-situ* vrednosti p_0 . Ovaj izraz je dobijen primenom analize sa totalnim naponima i odnosi se na nedrenirane uslove tla. Pri tome je Tresca-in uslov tečenja dat izrazom:

$$\sigma_r - \sigma_\theta = Y = 2c_u \quad (3.43)$$

gde je c_u nedrenirana kohezija. Uz pretpostavku malih deformacija u plastičnoj zoni dobija se izraz za pomeranja:

$$\frac{u}{a} = -\frac{Y}{2(1+k)G} \left(\frac{a}{r}\right)^k \exp\left[\frac{(1+k)(p_0-p)}{kY} - 1\right] \quad (3.44)$$

gde je kod modela cilindrične šupljine $k=1$, a sferične šupljine $k=2$. G je modul smicanja tla, a poluprečnik tunela, r rastojanje od centra tunela. Iz date jednačine za $r=a$ dobija se veza između pomeranja na konturi tunela i pritiska p :

$$\frac{u_a}{a} = -\frac{Y}{2(1+k)G} \exp\left[\frac{(1+k)(p_0-p)}{kY} - 1\right] \quad (3.45)$$

Mair & Taylor (1993) su primenili rešenja teorije ekspandirajuće šupljine za predviđanje pomeranja tla oko tunela u glinama. Poređenjem rezultata merenja vertikalnih i horizontalnih pomeranja oko tunela u Londonskoj glini sa rešenjima teorije ekspandirajuće šupljine došli su do zaključka da jednostavna rešenja rasterećenja cilindrične šupljine predstavljaju vredan teorijski okvir za predviđanje pomeranja tla oko tunela, pri čemu je njihova najveća prednost jednostavnost.

Mair (2008) je predložio pojednostavljeni model kojim se mogu, primenom teorije kontrakcije šupljine, odrediti pomeranja oko tunela i naponi u oblozi za dublje tunele u glini, uz pretpostavku nedreniranih uslova. Prvo se, primenom teorije kontrakujuće sferične šupljine, odrede maksimalna pomeranja na čelu tunela pre instaliranja obloge (u slučaju izgradnje tunela sa otvorenim čelom, odgovor tla na čelu tunela se može aproksimirati rasterećenjem sferične šupljine). Uz pretpostavku da je radijus granice sredine veliki u odnosu na radijus tunela, pomeranja tla oko čela tunela se dobijaju primenom klasične teorije kontrakcije sferične šupljine:

$$\delta = a \frac{s_u}{E_u} \left(\frac{a}{r} \right)^2 \exp(0.75N^* - 1) \quad (3.46)$$

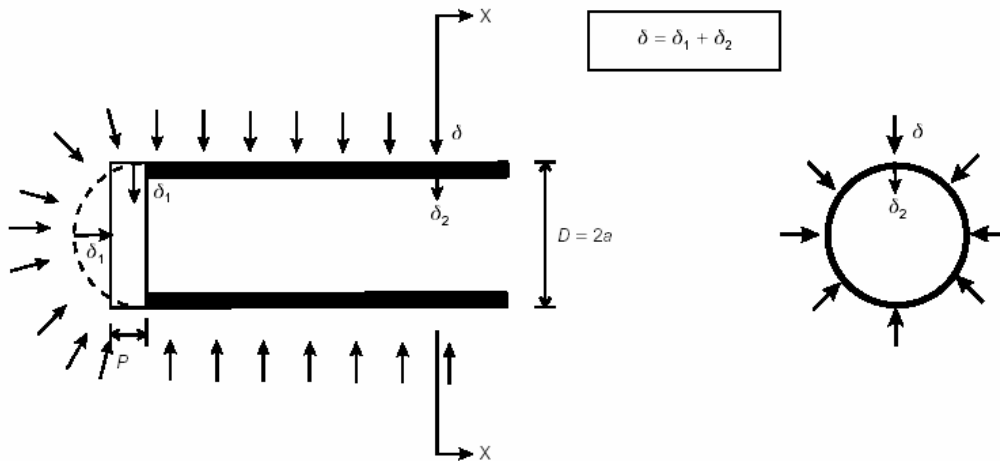
gde je a poluprečnik tunela, s_u je nedrenirana smičuća čvrstoća gline, E_u je nedrenirani Young-ov modul elastičnosti gline i $N^* = \sigma_0 / s_u$ (σ_0 je totalni pritisak nadsloja u osi tunela). Pomeranja na čelu se dobijaju zamenom $r = a$ u izraz 3.46 i jednaka su:

$$\delta_1 = a \frac{s_u}{E_u} \exp(0.75N^* - 1) \quad (3.47)$$

Sa napredovanjem čela tunela dalje od instalirane obloge uslovi više odgovaraju rasterećenju cilindrične šupljine (slika 3.13). Radijalna pomeranja tla δ_r (na rastojanju r) se dobijaju primenom klasične teorije kontrakcije cilindrične šupljine:

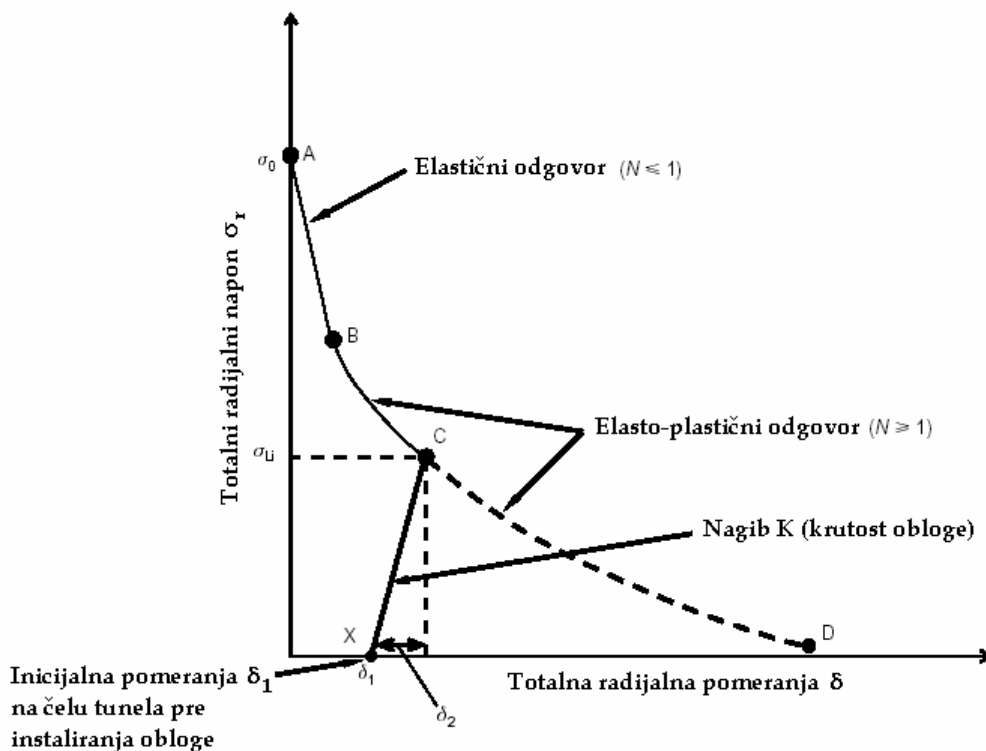
$$\delta_r = 3a \frac{s_u}{2E_u} \left(\frac{a}{r} \right) \exp(N - 1) \quad (3.48)$$

gde je koeficijent stabilnosti $N = (\sigma_0 - \sigma_L) / s_u$.



Slika 3.13 Pretpostavke modela - rasterećenje sferične šupljine na čelu tunela (pomeranja δ_1 radijalno prema čelu tunela) i rasterećenje cilindrične šupljine dalje od čela tunela (pomeranja δ_2 radijalno prema oblozi) (prema Mair, 2008)

Napon u oblozi σ_L se može odrediti razmatranjem elasto-plastičnog odgovora tla na rasterećenje cilindrične šupljine uzimajući u obzir krutost obloge, kao što je prikazano na slici 3.14.



Slika 3.14 Kriva odgovora tla (rasterećenje cilindrične šupljine) (prema Mair, 2008.)

Kriva prikazana na slici 3.14 predstavlja poznatu krivu odgovora tla (*ground reaction curve*). Kao što se vidi na slici, obloga tunela se instalira u tački X, nakon što su se već dogodila pomeranja δ_1 . Tada dolazi do porasta pritiska u oblozi, pri čemu se na osnovu njene krutosti određuju pomeranja δ_2 . Ravnoteža se postiže u tački C kada je dostignuta maksimalna vrednost pritiska u oblozi (u nedreniranim uslovima) σ_{Li} . Pomeranja tla δ_1 koja su se desila pre instaliranja obloge su od ključnog značaja. Veće vrednosti pomeranja δ_1 dovode do manjih napona u oblozi o čemu je već bilo reči u odeljku 2.1 gde su izloženi osnovni principi Nove austrijske tunelske metode. Uz pretpostavku vema krute obloge dobijene vrednosti napona u oblozi tunela variraju između 30% i 50% od totalnog pritiska nadsloja ($\sigma_{Li}/\sigma_0=0.3-0.5$), za široki opseg vrednosti koeficijenta stabilnosti tla. Niže vrednosti odnosa σ_{Li}/σ_0 odgovaraju slabijem tlu jer su u takvom tlu deformacije koje se dešavaju na čelu tunela pre instaliranja obloge veće, a pritisci u oblozi niži.

Dok rešenja za rasterećenje šupljine u beskonačnom prostoru daju dobro predviđanje uočenih pomeranja konture iskopa, postoji tendencija da se ovim rešenjima, kod plitkih tunela, značajno podcene sleganja površine terena (Yu, 2000). Ovo je, u najvećoj meri, posledica efekta slobodne površine tla koja nije uzeta u obzir kod rešenja rasterećenja šupljine u beskonačnoj masi tla. Da bi se uzeo u obzir efekat slobodne površine tla, može se koristiti analitičko rešenje Sagaseta (1987) i Verruijt&Booker (1996) za pomeranja usled rasterećenja šupljine u poluprostoru. Iz jednačine (3.42) sledi da se za nestišljivu, nedreniranu glinu (elastičnu ili plastičnu) na jednostavan način može uspostaviti veza između vertikalnog pomeranja površine terena i pomeranja konture tunela:

$$\frac{u_{z(z=0)}}{u_0} = \frac{2 \frac{H}{a}}{\left(\frac{x}{a}\right)^2 + \left(\frac{H}{a}\right)^2} \quad (3.49)$$

gde je H dubina ose tunela od površine terena i x horizontalno rastojanje od ose tunela.

Yu (2000) je dao raspodelu pomeranja u tlu oko tunela uz pretpostavku Mohr-Coulomb uslova loma. U tlu, za koje se usvaja da je homogeno, deluje hidrostatički pritisak p_0 i cilindrična ili sferična šupljina (tunel) ima inicijalni prečnik a_0 . Razmatra se raspodela pomeranja u tlu oko tunela, kada se tunelski pritisak p smanjuje od inicijalne vrednosti p_0 .

Za rasterećenje šupljine, uslov loma Mohr-Coulomb-a je dat izrazom:

$$\alpha\sigma_r - \sigma_\theta = Y \quad (3.50)$$

gde je $\alpha = (1 + \sin\phi)/(1 - \sin\phi)$ i $Y = 2c\cos\phi/(1 - \sin\phi)$

Ukoliko se zanemari elastični doprinos u zoni plastičnog deformisanja, uz pretpostavku malih deformacija, pomeranje konture iskopa dato je izrazom:

$$\frac{u_a}{a} = \frac{[(1 - \alpha)p_0 - Y]}{2G(1 + \alpha k)} \left\{ \frac{(1 + k\alpha)[Y + (\alpha - 1)p]}{(1 + k)[Y + (\alpha - 1)p_0]} \right\}^{\frac{1 + k\beta}{k(1 - \alpha)}} \quad (3.51)$$

gde je $\beta = (1 + \sin\psi)/(1 - \sin\psi)$, ψ je ugao dilatancije.

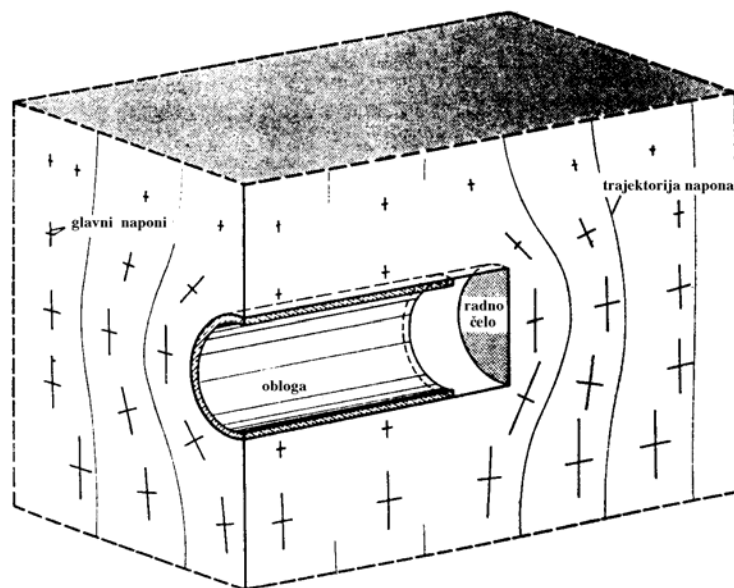
Yu (2000) je došao do zaključka da su za probleme izgradnje tunela u praksi adekvatna rešenja uz pretpostavku malih deformacija. Pokazao je da su pomeranja tla usled izgradnje tunela dobijena primenom teorije cilindrične šupljine (ravno stanje deformacija) dvostruko veća od pomeranja dobijenih primenom teorije sferične šupljine. Ustanovio je da u elastičnoj zoni, teorija cilindrične šupljine predviđa da normalizovana pomeranja u/a variraju linearno sa a/r , što se može pretpostaviti i za plastičnu zonu pri čemu je nagib u plastičnoj zoni mnogo veći nego u elastičnoj. Takođe je utvrdio da se pomeranja tla, usled izgradnje tunela, kao i veličina plastične zone povećavaju sa povećanjem ugla dilatancije i da karakteristična kriva odgovora i pomeranja tla veoma zavise od krutosti tla.

3.4 Numeričke metode – Metod konačnih elemenata

Empirijske i analitičke metode, o kojima je bilo reči u prethodnom delu rada, predstavljaju jednostavne i korisne postupke proračuna, međutim mogućnosti njihove primene su ograničene. S obzirom da naponsko deformacijska stanja u tlu i tunelskoj konstrukciji kao i sleganja površine terena, osim od geotehničkih karakteristika sredine, geometrije tunela i dubine na kojoj se tunel nalazi, u najvećoj meri zavise od postupka izgradnje tunela, od suštinskog značaja je da se u analizama na adekvatan način simulira proces izgradnje tunela. S obzirom da se ovo ne može postići analitičkim metodama, neophodna je primena numeričkih metoda. U geotehnici se najčešće koriste: metoda konačnih elemenata, metoda graničnih elemenata i metoda konačnih razlika. Primena metode konačnih elemenata omogućava formiranje proračunskog modela sa kojim je moguća naponsko-deformacijska analiza po fazama građenja, sa uzimanjem u obzir merodavnih geotehničkih svojstava sredine. Kao što je već naglašeno, problem sleganja površine terena usled izgradnje tunela je izuzetno kompleksan pa je u cilju poboljšanja procene sleganja primenom MKE, poslednjih godina, znatan napor usmeren na uključivanje svih aspekata ponašanja tla kao što su: nelinearne konstitutivne naponsko-deformacijske veze sa odgovarajućim uslovom tečenja, inicijalni naponi u tlu i anizotropija tvrdih glina kao i što realnija simulacija procesa izgradnje tunela.

3.4.1 Trodimenzionalna analiza

Istraživanja na terenu, kao i teorijske analize, pokazali su da pri izgradnji tunela dolazi do 3D stanja napona i deformacija na čelu tunela. Treba imati u vidu da se u toku građenja tunela opterećenje prenosi preko stenske mase ispred čela tunela i sa strana iskopanog preseka, kao i preko obloge koja je već formirana (slika 3.15). Obloga prima opterećenje u poprečnom i podužnom pravcu tunela, a osim toga obloga se postavlja na već deformisanu površinu iskopa.

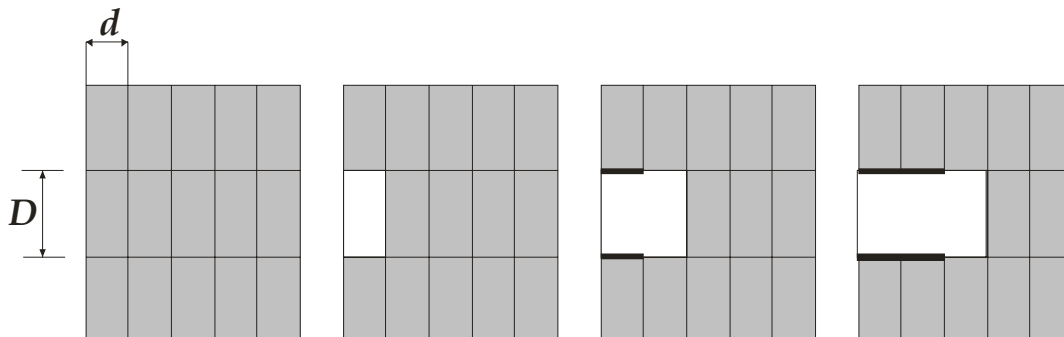


Slika 3.15 Trodimenzionalno stanje napona u okolini radnog čela tunela (prema Wittke, 1984)

Za adekvatnu analizu naponsko deformacijskih stanja u tunelskoj konstrukciji i okolnoj sredini, od suštinskog značaja je razmatranje delimične relaksacije, odnosno deformacija površine iskopa na radnom čelu tunela koje su se desile pre postavljanja obloge. To se, pre svega, može postići trodimenzionalnom analizom kojom se simulira napredovanje radova i naponske promene i deformacije u okolini privremenog radnog čela.

Proces izgradnje tunela se obično simulira primenom tzv. „*step-by-step*“ (korak-po-korak) postupka (Katzenbach&Breth, 1981; Wittke, 1984; Swoboda et al 1989). Početni korak je analiza inicijalnog ili *in-situ* stanja napona u tlu nakon čega sledi simulacija, korak-po-korak, sekvenci iskopa i podgrađivanja. Iskop se simulira tako što se na čelu tunela, na dužini jedne sekvence napredovanja, uklanjaju elementi unutar konture iskopa tunela. U sledećem koraku proračuna na toj deonici se aktiviraju elementi obloge i vrši se iskop sledeće deonice (slika 3.16). Proračunska simulacija napredovanja izgradnje tunela se nastavlja sve dok se ne postigne dovoljna dužina tunela da se iza čela tunela postigne stacionarno stanje (*steady-state*). Ovaj postupak se primenjuje za simulaciju procesa izgradnje tunela klasičnim postupkom i metodom štita sa otvorenim

čelom. Kada se vrši simulacija građenja tunela štitom sa zatvorenim čelom modeliranje može da obuhvati i detalje postupka izgradnje kao što su npr. potporni pritisak na čelu tunela, pritisak injektiranja i dr.



Slika 3.16 Simulacija procesa izgradnje tunela primenom „step-by-step“ postupka

Poslednjih godina, zahvaljujući napretku kompjuterske tehnologije, u literaturi se može naći sve veći broj radova u kojima je sprovedeno 3D modeliranje postupka izgradnje tunela. Za simulaciju građenja tunela klasičnim metodama (NATM), autori su uglavnom primenjivali „step-by-step“ postupak. Katzenbach&Breth, 1981 su sproveli 3D MKE analizu izgradnje NATM tunela u Frankfurtskoj laporovitoj glini primenom ovog postupka uz pretpostavku nelinearne elastične veze napona i deformacija i koeficijentom bočnog pritiska $K_0=0.8$. Poređenjem merenih i izračunatih sleganja površine terena, došli su do zaključka da dati proračunski postupak daje zadovoljavajuće rezultate.

S obzirom da se pri *step-by-step* simulaciji procesa izgradnje tunela, sve sekvence građenja analiziraju u zasebnim, uzastopnim proračunskim koracima počev od portala (što zahteva veoma veliku proračunsku oblast za deo tunela van zone uticaja portala) Wittke, 1984 je predložio postupak u kome se usvaja „mali“ proračunski presek koji se pomera pri simulaciji svake sekvence napredovanja. Pomeranje proračunske oblasti sa napredovanjem izgradnje omogućava da se mreža konačnih elemenata ne menja u pojedinim proračunskim koracima. Iterativni proračun, odnosno pomeranje proračunske oblasti se nastavlja sve dok se pomeranja više praktično ne menjaju u dva uzastopna koraka iteracije.

Uslov za primenu ovog postupka je da se ne menjaju poprečni presek tunela, visina nadsloja i *in-situ* stanje napona u podužnom pravcu tunela i da je stenska masa homogena. Kielbassa & Duddeck (1991), Maraš (1997) su prikazali rezultate elastične 3D MKE analize tunela u steni primenom *step-by-step* postupka sa pomeranjem proračunske oblasti. Na osnovu rezultata 3D analiza, Kielbassa & Duddeck (1991) su predložili pojednostavljeni 2D pristup za primene u praksi.

Swoboda et al. (1989) su analizirali NATM tunel u stenskoj masi primenom *step-by-step* postupka, uz usvajanje reološkog modela, sa ciljem razjašnjenja vremenski zavisne interakcije obloge od torkreta i okolne sredine.

Desari et al. (1996) su modelirali izgradnju NATM tunela u Londonskoj glini primenom 2D i 3D modela. Nelinearno ponašanje Londonske gline je modelirano deformacijski zavisnim Modifikovanim Cam Clay modelom (Strain Dependent Modified Cam Clay - SDMCC). Poprečni profil sleganja koji su dobili proračunima bio je širi i plići od profila dobijenog merenjima na terenu uprkos činjenici (na koju je ukazalo više autora) da nelinearni modeli daju dublje profile sleganja od linearno elastičnih modela. Činjenicu da analize sleganja površine terena primenom metode konačnih elemenata daju suviše širok i plitak poprečni profil sleganja u prekonsolidovanom tlu sa visokim vrednostima koeficijenta bočnog pritiska K_0 su konstatovali mnogi autori.

Addenbrooke et al. (1997) su prikazali rezultate 2D MKE analize (primenom *volume loss* metode – videti 3.4.2) tunela u Londonskoj glini sa $K_0=1.5$ primenom linearno elastičnih i nelinearno elastičnih modela u kombinaciji sa Mohr-Coulomb-ovom uslovom loma. Poprečni profili sleganja, koje su dobili, bili su suviše široki i plitki kada se usvoje parametri koji su realni za Londonsku glinu, pri čemu (uprkos očekivanjima) ni modeliranje anizotropije tla nije znatnije popravilo rezultate. S obzirom da je izgradnja tunela 3D proces trebalo bi očekivati da 3D analize daju bolje predviđanje profila sleganja od 2D analiza. Do tog zaključka došli su Lee & Ng (2002) koji su poredili rezultate 3D analiza

(u kojima su varirali stepen anizotropije i vrednosti K_0) sa rezultatima Addenbrooke et al. (1997), mada su se u dve studije razlikovali prečnik tunela i dubina tunela, a osim toga Lee & Ng (2002) su usvojili linearno elastični - idealno plastični model tla. Njihov zaključak da 3D MKE modeli daju bolja predviđanja sleganja površine terena od odgovarajućih 2D modela u suprotnosti je sa zaključcima više drugih autora. Vermeer et al. (2002) su sproveli 3D MKE analize NATM tunela primenom *step-by-step* postupka (sa linearno elastičnim idealno plastičnim model sa Mohr Coulomb-ovim uslovom loma i $K_0=0.66$). Poređenjem rezultata 3D i 2D analiza dobili su identičan oblik profila sleganja, pri čemu se ista veličina sleganja dobija ako se u 2D analizi usvoji odgovarajući stepen rasterećenja tla pre instaliranja obloge (tzv λ metod - videti 3.4.2). S obzirom da je 3D analiza primenom *step-by-step* postupka izuzetno zahtevna sa stanovišta kapaciteta i vremena rada računara, jer je za postizanje stacionarnog stanja (*steady state*) potreban veliki broj proračunskih koraka, Vermeer et al. (2002) su predložili tzv. brzu 3D analizu. U ovoj analizi proračun se sprovodi samo u dve faze. U prvoj fazi se instalira tunnelska obloga na celoj dužini koja je neophodna za stacionarno stanje, tako što se isključe elementi tla unutar konture iskopa, a aktiviraju elementi obloge. U drugoj fazi se modelira iskop jedne nepodgrađene deonice, pri čemu se sva prethodna pomeranja resetuju na nulu. Tako se dobija približno kružni krater sleganja čija zapremina predstavlja tzv. *volume loss* za jednu sekvencu iskopa. Dobijeni krater sleganja predstavlja priraštaj pomeranja u jednom koraku napredovanja, pri čemu se superpozicijom priraštaja pomeranja u pojedinim koracima može odrediti ukupno sleganje. Ova vrednost se zatim koristi u 2D analizi za određivanje stepena rasterećenja tla pre instaliranja obloge.

Galli et.al (2004) su sproveli 3D MKE modeliranje izgradnje tunela (u tlu sa Mohr-Coulomb-ovom elasto-plastičnom konstitutivnom vezom) pri čemu su analizirali efekte ojačanja čela tunela (soil-nailing) na napone u oblozi i pomeranja u tlu. Franzius et al. (2005) su sproveli 2D i 3D analize tunela u Londonskoj glini da bi ispitali uticaj 3D modeliranja, anizotropije tla i

koeficijenta bočnog pritiska K_0 na sleganja površine terena usled izgradnje tunela. 3D proces izgradnje tunela je modeliran primenom *step-by-step* postupka, a 2D primenom *volume loss* metode (vidi 3.4.2). Za modeliranje ponašanja Londonske gline usvojili su nelinearni elastično-plastični model (koji je uključen i u analize koje su sproveli Addenbrooke et al., 1997) koji je opisao Jardine et al. (1986) i koji uzima u obzir veliku krutost tla pri veoma malim deformacijama, odnosno redukciju krutosti sa deformacijom (*small strain stiffness*) i Mohr-Coulomb-ov uslov loma. Analize sa nelinearnim elasto-plastičnim izotropnim modelom tla i koeficijentom bočnog pritiska $K_0=1.5$ su pokazale da 3D modeliranje ima zanemarljiv efekat na oblik poprečnog profila sleganja koji ostaje suviše širok u odnosu na merenja. Ni uključivanje anizotropije tla, sa parametrima koji su realni za Londonsku glinu, nije znatnije poboljšalo rezultate.

Yazdchi et al. (2006) su sproveli 3D analizu sleganja površine terena usled izgradnje SCL (Sprayed Concrete Lining) tunela u Londonskoj glini primenom nelinearnog *small strain* BRICK modela tla (Simpson, 1992) koji uključuje anizotropno ponašanje. Dobili su dobro slaganje sa Gausovom krivom sleganja (kojom su se prilično dobro mogli aproksimirati podaci merenja) i zaključili su da tehnike 3D modeliranja predstavljaju efikasno sredstvo za procenu sleganja površine terena usled izgradnje tunela.

Mašin (2009) je analizirao tačnost 3D MKE predviđanja polja pomeranja usled izgradnje NATM tunela u tvrdim glinama sa visokom vrednošću K_0 na primeru Heathrow express trial tunela u Londonu. Ponašanja Londonske gline je modelirao primenom dva modela: hipoplastičnog (*hypoplastic*) modela za gline koji je on predložio i modifikovanog Cam-clay modela (MCC). Zaključio je da hipoplastični model daje bolje predviđanje sleganja od MCC modela, pri čemu je dobijeni poprečni profil sleganja nešto širi od profila dobijenog merenjima. Svoboda et al. (2010) su primenili hipoplastični model za predviđanje polja pomeranja usled izgradnje NATM tunela u tvrdoj glini. Razmatrali su Královo

Pole tunele u gradu Brno u Republici Češkoj. Zaključili su da model dobro predviđa sleganje i horizontalna pomeranja površine terena kao i vertikalna pomeranja po dubini, dok su horizontalna pomeranja u blizini tunela precejnena.

Jedan od prvih 3D MKE modela izgradnje plitkog tunela metodom štita razvili su Lee & Rowe (1990a,b). Razmatrali su tunel u mekoj glini primenom elasto-plastičnog modela tla uz pretpostavku nedreniranog ponašanja i koeficijentom bočnog pritiska $K_0=1.0$. Usvojili su pojednostavljenu šemu po kojoj se iskop tunela sprovodi u jednom koraku na dovoljnoj dužini da se iza čela tunela formira stacionarno stanje (*steady-state*). Analizirali su dve idealizovane granične situacije: nepodgrađeni tunel i idealno podgrađeni tunel kod koga je relaksacija napona na čelu jedini uzrok pomeranja. Prema mišljenju autora, ta dva idealizovana slučaja predstavljaju granice za stvarni tunel koji se gradi metodom štita i kod koga se deformacije dešavaju usled relaksacije napona na čelu tunela i radijalnih pomeranja tla kojima se popunjava zazor (*gap*) između konture iskopa i obloge. Lee&Rowe (1991) su sproveli 3D MKE elasto-plastičnu nedreniranu analizu sleganja usled izgradnje Thunder Bay kanalizacionog tunela u mekoj glini. Tunel je građen primenom tunelske otkopne mašine (TBM). Primenili su postupak u kome se tlu oko konture iskopa dopušta da se slobodno deformiše u oblast iskopa sve dok radijalna konvergencija ne dostigne predhodno definisanu vrednost G tzv. *total gap* parametar, a onda se aktivira prsten od elemenata obloge i ostvaruje pun kontakt između tla i obloge. Parametar G se sastoji iz: komponente U^*_{3D} koja je posledica 3D pomeranja na čelu tunela; komponente w kojom se uzima u obzir kvalitet izvođenja radova (*workmanship*) i koja se određuje na osnovu inženjerske procene, lokalnog iskustva i/ili empirijskih korelacija; i komponente koja predstavlja fizički zazor (*gap*) između spoljašnje površine štita i obloge tunela. Dobili su dobro sleganje rezultata proračuna sa izmerenim sleganjima površine terena. Lee et al. (1992) su predložili postupak za procenu *gap* parametra, a Rowe & Lee (1992) su proverili primenljivost postupka na većem broju izvedenih tunela.

Swoboda & Abu-Krishna (1999) su razvili 3D numerički model za analizu TBM tunela u mekoj glini kojim su uzeli u obzir proces konsolidacije gline. Primenili su inkrementalnu (korak po korak) simulaciju napredovanja izgradnje tunela. Izvršili su ispitivanja uticaja najvažnijih parametara kao što su: pritisak bentonitske suspenzije na čelu tunela i pritisak injektiranja u repu štita u cilju njihove optimizacije.

Komiya et al. (1999) su izvršili 3D MKE modeliranje napredovanja izgradnje tunela metodom štita u mekoj glini pri čemu su uzeli u obzir proces konsolidacije. Štit je modeliran kao kruto telo, napredovanje tunela je simulirano primenom sila na repu štita gde su smeštene hidraulične prese, a uveli su i konačne elemente kojima je modelirano poremećeno tlo ispred otkopne površi štita. Za projekat tunela u Tokiju dobili su dobro slaganje rezultata proračuna sleganja površine terena sa merenjima na terenu.

Melis et al. (2002) su, u cilju procene sleganja površine terena usled izgradnje tunela u okviru proširenja Madridskog metroa, sproveli 3D numeričku simulaciju procesa iskopa EPB tunela primenom programa FLAC3D. Model uzima u obzir sekvence iskopa uključujući prekop (zazor između tla i štita), gap (zazor u repu štita između tla i obloge) i proces injektiranja iza repa štita. Analize su sproveli za tri različita konstitutivna modela tla: linearni elastični, Mohr-Coulomb elastoplastični i modifikovani Cam-Clay model. Takođe su sproveli proračun sleganja primenom nekoliko analitičkih i empirijskih metoda. Kada su se radovi završili, sproveli su poređenja procenjenih i izmerenih sleganja (Melis et al. 2005) koja su pokazala da su procenjena sleganja bila veća od izmerenih. Zaključili su da se kod primene analitičkih i empirijskih metoda za procenu sleganja usled građenja tunela štitom sa zatvorenim čelom (EPB štit) moraju modifikovati vrednosti parametara tako da se uzme u obzir napredak u tehnologiji građenja tunela.

Kasper & Meschke (2004) su razvili 3D MKE model za simulaciju procesa izgradnje tunela primenom metode štita. U modelu se tlo, štitna mašina,

hidraulične prese, tunelska obloga i injekciona masa u repu štita razmatraju kao zasebne komponente. Simulacija napredovanja tunela je sprovedena primenom *step-by-step* postupka. Tlo i injekcionu masu su modelirali kao zasićen porozan materijal i uzeli su u obzir podzemnu vodu, bentonitsku suspenziju na čelu tunela, pritisak injektiranja i interakciju između suspenzije i tla na radnom čelu i između injektione mase i tla iza TBM. Za opisivanje materijalnog ponašanja glinovitog materijala primenili su Cam-Clay model. Izvršili su simulaciju napredovanja tunela u mekom kohezivnom tlu ispod nivoa podzemne vode. Takođe, primenom 3D modela simulacije izgradnje tunela metodom štita, sprovedli su parametarske analize uticaja pritiska na čelu tunela, pritiska injektiranja kao i karakteristika TBM (dužina, težina) na sleganja površine terena, pomeranja štita i opterećenje tunelske obloge (Kasper & Meschke, 2006).

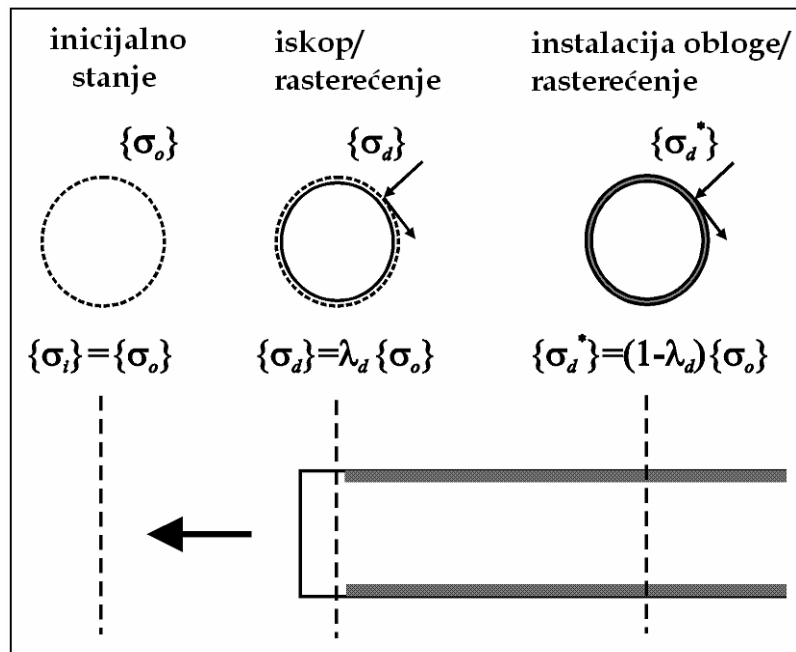
3.4.2 Dvodimenzionalna analiza

S obzirom da je 3D numeričko modeliranje izgradnje tunela izuzetno zahtevno sa stanovišta kapaciteta i vremena rada računara, primena numeričkih metoda u inženjerskoj praksi je još uvek ograničena na 2D modele. Postoji više metoda kojima se na određeni način vrši uključivanje 3D efekata izgradnje tunela u 2D analize. Kada se proces izgradnje tunela razmatra primenom 2D (ravno stanje deformacija) MKE analiza, moraju se uvesti određene pretpostavke kojima se uzima u obzir delimična relaksacija napona na čelu tunela, odnosno deformacije koje su se desile na čelu tunela pre formiranja obloge.

Metod redukcije napona (*Convergence - confinement* ili λ - method)

Metod koji se najviše koristi za 2D modeliranje izgradnje tunela je metod redukcije napona, tzv. λ ili *convergence - confinement* metod (Panet & Guenot, 1982) u kome se delimična relaksacija napona koja se dešava na čelu tunela uvodi u 2D model preko parametra λ koji predstavlja procenat rasterećenja inicijalnih napona pre instaliranja obloge (slika 3.17).

Proračun se sprovodi u tri koraka. Prvi korak predstavlja proračun inicijalnog stanja napona u tlu. U drugom koraku proračuna uklanjaju se elementi unutar konture iskopa i dopušta pomeranje konture iskopa, odnosno delimična relaksacija inicijalnih napona u vrednosti $\lambda \cdot \sigma_0$, gde je σ_0 inicijalni napon u tlu. U trećem koraku, na tako deformisanu konturu iskopa, instaliraju se elementi obloge, i nanosi celokupan inicijalni napon, pa obloga prima opterećenje koje je jednako $\sigma^* = (1-\lambda)\sigma_0$. Tako za $\lambda=0$ (kada nema deformacija odnosno rasterećenja pre postavljanja obloge) obloga prima celokupan inicijalni napon u tlu, dok za $\lambda=1$ (potpuno rasterećenje pre instaliranja obloge) obloga nije opterećena.



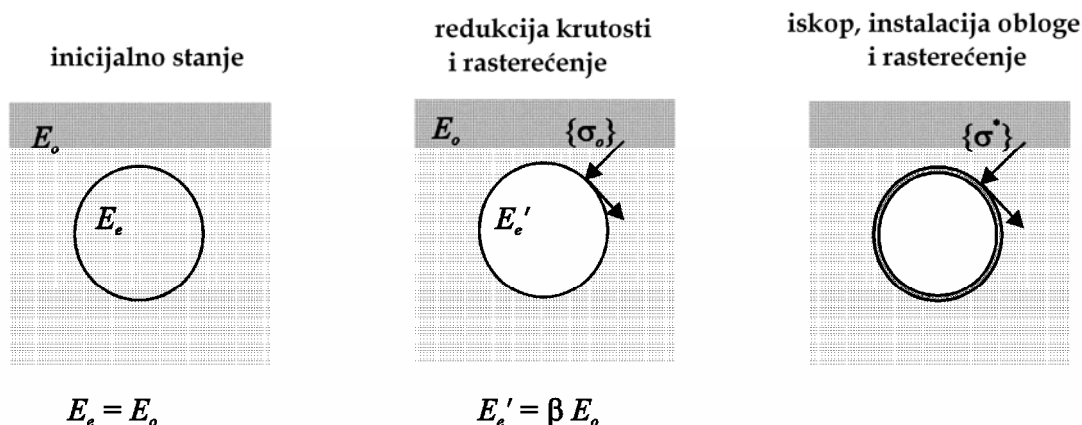
Slika 3.17 Convergence - confinement ili λ - method

Faktor rasterećenja λ zavisi od geometrije tunela, inicijalnih napona, karakteristika tla i dužine nepodgrađene deonice na čelu tunela. Veće vrednosti ovog parametra odgovaraju većoj dužini nepodgrađene deonice na čelu tunela kada su deformacije tla veće, a naponi u oblozi manji, dok suprotno tome, manje vrednosti λ daju manje deformacije i veće sile u oblozi. Dakle, u ovoj

metodi vrednost parametra λ se mora usvojiti i pokazalo se da metoda daje dobre rezultate, kada se usvoji adekvatna vrednost ovog parametra.

Metod redukcije krutosti tla unutar konture iskopa (metod progresivnog omekšavanja - progressive softening method)

Metod progresivnog omekšavanja (progressive softening), koji je razvijen za modeliranje NATM tunela (Swoboda, 1979), podrazumeva omekšanje tla unutar konture iskopa množenjem modula elastičnosti tla faktorom redukcije β . Tako dolazi do pomeranja tla na konturi iskopa, odnosno delimične relaksacije napona oko tunela pre simuliranja iskopa i instaliranja obloge (slika 3.18).



Slika 3.18 Metod progresivnog omekšavanja (progressive softening)

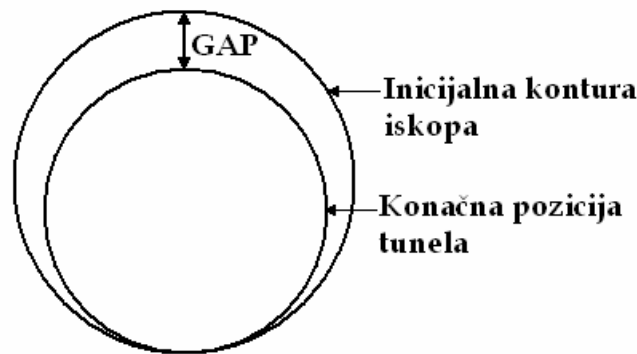
Metod kontrole parametra V_L - volume loss

Ovaj metod (Addenbrooke et al. 1997) je sličan λ -metodi, samo umesto da se propiše procenat rasterećenja inicijalnih napona pre instaliranja obloge, propisuje se parametar V_L - volume loss (definisani jednačinom 3.3). Prvi korak je analiza inicijalnog stanja napona kada se određuju i ekvivalentne čvorne sile na konturi iskopa. U sledećoj fazi uklanjaju se elementi unutar konture iskopa, a na konturi otvora nanose inkrementi ekvivalentnih čvornih sila, pri čemu se nakon

svakog inkrementa izračuna parametar V_L . Kada je dostignuta propisana vrednost parametra V_L , instalira se obloga. Kao što je već naglašeno, može se usvojiti da se u glinovitom tlu, koje je sa niskom vodopropusnošću, sleganja za vreme izgradnje tunela dešavaju pod nedreniranim uslovima (bez promene zapremine) pa se parametar V_L može izračunati iz profila sleganja površine terena. U literaturi postoje podaci o ovom parametru, sa velikog broja tunelskih projekata, za različite tehnologije izvođenja tunela i različite vrste tla.

Gap metod

Gap metod (Rowe et al. 1983, Lee & Rowe, 1991) se zasniva na tzv. *gap* parametru G koji predstavlja razliku prečnika inicijalne konture iskopa i konačnog prečnika tunela (slika 3.19).



Slika 3.19 Gap metod

Pomeranja tla ka oblozi tunela se dopuštaju sve dok se ne zatvori zazor (*gap*) između obloge tunela i inicijalne konture iskopa, nakon čega se ostvaruje pun kontakt između tla i obloge. Ova metoda se koristi za simulaciju izgradnje tunela metodom štita. Parametar *total gap* je jednak $G = U^*_{3D} + w + 2\Delta + \delta$ gde je U^*_{3D} komponenta koja je posledica 3D pomeranja na čelu tunela, w komponenta kojom se uzima u obzor kvalitet izvođenja radova, $(2\Delta + \delta)$ predstavlja fizički zazor (*gap*) između spoljašnje površine štita i obloge tunela (Δ je debljina repa štita, a δ je zazor neophodan za ugradnju obloge).

4 Geotehničke karakteristike glinovito-laporovitih sredina u području Beograda

Uvod

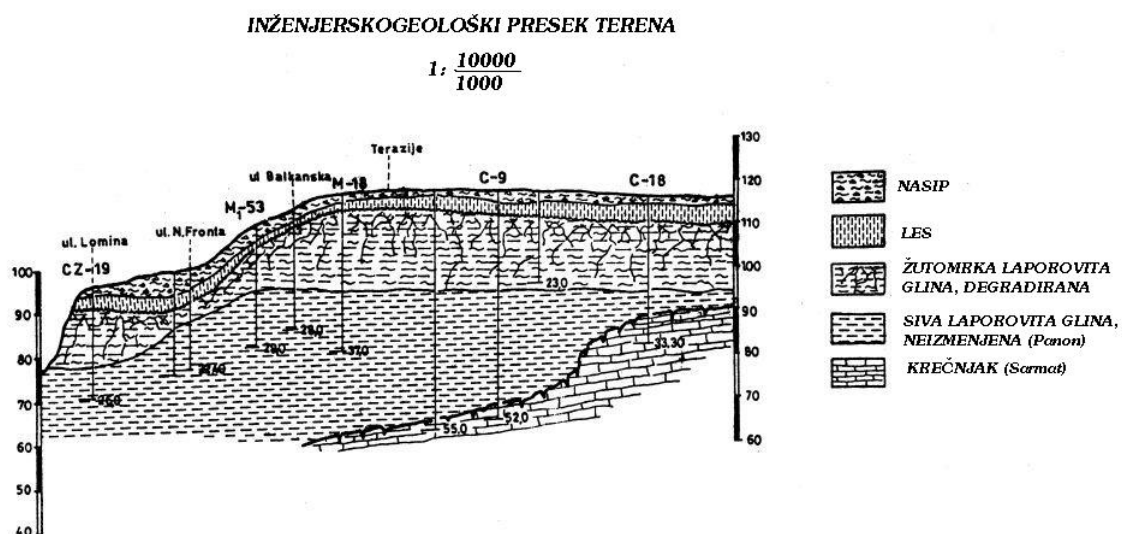
U ovom delu rada prvo je dat kratak prikaz inženjersko-geoloških karakteristika terena u širem području Beograda na osnovu raspoloživih objavljenih podataka. Nakon toga su posebno analizirane geotehničke karakteristike glinovito-laporovitih sredina koje imaju najveću zastupljenost u užem gradskom području i u kojima je izgrađeno više tunela u okviru beogradskog železničkog čvora, a takođe je planirana izgradnja tunela u okviru budućeg metroa. Istraživanja koja su sprovedena za potrebe izgrađenih i planiranih tunela su dala korisne podatke o geotehničkim karakteristikama ovih sredina (Zbornik radova Savetovanja: Podzemna izgradnja u Beogradu – Potrebe, mogućnosti i perspektive, 1987; Drugo savetovanje: Podzemni prostor u razvoju Beograda, 1997; Studija tehničko ekonomske podobnosti brzog javnog gradskog saobraćaja u Beogradu, 3 knjige, 1976, 1977 i 1981). Analiza geotehničkih karakteristika glinovito - laporovitih sredina Beograda u ovom radu izvršena je na osnovu ovih i drugih podataka objavljenih u literaturi (Božinović, 1979; Ćorić, 1987), raspoložive dokumentacije, kao i istraživanja sprovedenih u Laboratoriji za Mehaniku tla Građevinskog fakulteta u Beogradu u okviru tehnološkog projekta “Konstitutivno modeliranje kompleksa beogradskih glina sa implementacijom u inženjerskoj praksi” (2008-2010, rukovodilac dr M. Vukićević).

4.1 Inženjersko-geološke karakteristike terena u području Beograda

Na teritoriji grada Beograda, prema inženjersko-geološkim karakteristikama terena, mogu se izdvojiti tri regiona: uže gradsko područje, priobalno područje reka Save i Dunava i zemunsko-bežanijski plato.

4.1.1 Uže gradsko područje

Uže gradsko područje obuhvata brežuljkast teren (tzv. Šumadijski rejon), na desnoj obali Save, jugoistočno od ušća Save u Dunav, koji je ispresecan dolinama manjih vodotoka. Počev od površine, teren se sastoji od lesnog pokrivača debljine 3-6m (lokalno i do 10-15m) ispod koga je glinovito-laporoviti i laporoviti kompleks, i kao podloga krečnjaci, sprudni i uslojeni sa konglomeratima i peščarima, kao i laporci i glinci. Jedna od bitnih karakteristika ovog područja je pojava čvrstih i polučvrstih stenskih masa na relativno maloj dubini na pojedinim lokacijama. Na slici 4.1 dat je karakteristični presek terena užeg gradskog područja (Terazijski plato - dokumentacija R.O. Kosovoprojekt - Zavod za Geotehniku, Beograd, prema Ćorić, 1987).



Geotehničke karakteristike glinovito-laporovitog i laporovitog kompleksa ovog područja biće posebno analizirane, s obzirom da je ova sredina, kao što je već naglašeno, od posebnog značaja sa stanovišta podzemne izgradnje u Beogradu.

4.1.2 Priobalno područje

Priobalno područje obuhvata aluvijalne ravni uz reke Savu i Dunav. Znatna površina ovog terena prekrivena je refuliranim peskom. Teren je izgrađen od aluvijalnih, rastresitih, peskovito-prašinstih i šljunkovito-peskovitih nanosa debljine 20-30m. Bazu aluvijona čini laporoviti kompleks ili lokalno jezersko-barske naslage: peskovi i šljunkovi sa proslojcima glina. U rečnim nanosima formirana je izdan koja hidraulički komunicira sa površinskim vodotocima.

4.1.3 Zemunsko-bežanijski plato

Zemunsko-bežanijski plato karakterišu morfološki oblici lesnog terena: mikrodepresije i otseci visine 15-30m. Teren se sastoji od naslaga lesa debljine 10-25m ispod koga su prašinsto-peskoviti, šljunkoviti i šljunkovito-peskoviti nanosi. U podini je laporovito-glinoviti kompleks. Horizonti lesnih naslaga su razdvojeni fosilnom zemljom. Nivo izdani dopire u niže delove lesa.

4.2 Geotehničke karakteristike glinovito-laporovitih sredina

Glinovito-laporoviti kompleks (panonske starosti), koji se nalazi neposredno ispod lesa, izgrađuje skoro celo uže gradsko područje Beograda. Debljina ovog kompleksa varira, pri čemu na pojedinim delovima dostiže 60 do 100 m. Ovi sedimenti su po svom položaju uglavnom horizontalni ili veoma blago orijentisani niz padine. U okviru ovog kompleksa izdvajaju se dve karakteristične zone:

- Zona raspadanja koja predstavlja gornji deo ovog kompleksa, debljine 15-20m, izdeljen sistemima prslina i pukotina čija gustina opada sa dubinom. Stenska masa u zoni raspadanja je oksidisana i ima karakterističnu žutomrku boju.
- Kvazimonolitna zona neizmenjenih stenskih masa sive boje koja se nalazi ispod zone raspadanja. Prelaz između sivih neizmenjenih i žutomrkih naslaga je relativno oštar i približno paralelan površini terena.

U okviru zone raspadanja, na osnovu izdeljenosti stenske mase, mogu se izdvojiti tri karakteristične podzone. U najvišoj podzoni (debljine 2-5m), neposredno ispod lesa, gustina prslina je tolika da je stenska masa izdeljena u monolite cm veličine (tzv. zona mrvica). Sa povećanjem dubine, gustina pukotina se smanjuje tako da su u drugoj podzoni (debljine 3 do 5m) monoliti do dm veličine (tzv. zona sitnih blokova), a još dublje do dm-m veličine (tzv. zona krupnih blokova). U površinskoj zoni javlja se prah kalcijumkarbonata, kao i oksidi gvožđa i mangana, a u dubljim delovima gips. U hidrogeološkom pogledu zona raspadanja predstavlja hidrogeološki kolektor pukotinskog tipa poroznosti koja sa povlatnim sedimentima (les) funkcioniše kao jedinstvena izdan. Na padinama, naročito na delovima gde su istanjene naslage lesa, u laporovitim glinama zone raspadanja, dolazi do aktiviranja, odnosno reaktiviranja klizišta. Zona raspadanja predstavlja nepovoljnu sredinu za izgradnju podzemnih objekata.

Kvazimonolitna, neizdeljena zona se nalazi u sivim laporima na 15-20m ispod lesa. Stenska masa ove zone predstavlja hidrogeološki izolator. U donjim, dubljim delovima ovih naslaga karakteristične su listaste partije tamnosivih glina i lapora (donjesarmatske starosti). Osetljiva je na uticaj atmosferalija. Predstavlja povoljnu sredinu za izgradnju podzemnih objekata.

4.2.1 Fizičko-mehanička svojstva glinovito-laporovitih sredina

Fizičko-mehanička svojstva glinovito-laporovitih sredina u području Beograda su analizirana za dve karakteristične zone: žuto-mrke, degradirane laporovite gline i sive, neizmenjene laporovite gline i lapore. U tabeli 4.10 dat je prikaz parametara osnovnih fizičko-mehaničkih svojstva ovih sredina koji su dobijeni iz literature, raspoložive geotehničke dokumentacije, kao i iz istraživanja sprovedenih u Laboratoriji za Mehaniku tla Građevinskog fakulteta u Beogradu.

Granulometrijski sastav - Prosečna sadržina frakcija gline

Božinović (1979) je analizirala geotehničke osobine terena u užem području Beograda koje izgrađuju koherentni sedimenti panonske i donjesarmatske starosti: glinoviti lapori, laporovite gline, lapori i gline. Prema rezultatima sprovedenih granulometrijskih analiza procenat frakcija gline ($d < 0.002\text{mm}$) u žutomrkim glinovitim (panonskim) laporima je najčešće između 32 i 40 čak 50%, a u u zoni sivih (panonskih) lapora je obično između 28 i 35%. Zaključila je da ne postoji značajna razlika u granulometrijskom sastavu žuto-mrkih i sivih panonskih naslaga. Tako je za uzorake naslaga terazijskog platoa dobijena približno istovetna prosečna sadržina frakcije gline ($d < 0.002\text{mm}$): 35.3% u uzorcima žuto-mrkih lapora i 36.1% u sivim laporima.

Ćorić (1987) je prikazao rezultate obimnih laboratorijskih geomehaničkih ispitivanja, sprovedenih na Rudarsko-Geološkom fakultetu, na uzorcima litoloških sredina koje su karakteristične za građu užeg područja grada Beograda: lesnih naslaga i laporovito glinovitih tercijarnih sedimenata. Dao je vrednosti fizičko-mehaničkih svojstava za žuto-mrke laporovite gline i sive neizmenjene laporovite gline panona i sarmata. Tako je prosečna sadržina frakcije $d < 0.005\text{mm}$ u žuto-mrkim laporovitim glinama oko 67%, u sivim

neizmenjenim laporovitim glinama panona 61%, a u sarmatskim naslagama 55%.

Na Građevinskom fakultetu u Beogradu, u okviru tehnološkog projekta "Konstitutivno modeliranje kompleksa beogradskih glina sa implementacijom u inženjerskoj praksi" (2008-2010), sprovedena su ispitivanja geotehničkih svojstava žuto-mrkih laporovitih glina za tri lokacije u Beogradu: Vojvode Stepe, Botanička bašta i Knežopoljska. Dobijene su vrednosti procenta frakcija gline ($d < 0.002\text{mm}$) od 40 do 48%.

Na Rudarsko-geološkom fakultetu, Departman za geotehniku, 2010. su sprovedena ispitivanja pri izradi Elaborata o rezultatima detaljnih geotehničkih istraživanja terena objekta Doma Narodne Skupštine RS u ulici Trg Nikole Pašića br. 13 u Beogradu (prof. dr S. Ćorić i doc. dr G. Hadži-Niković). Procenti frakcija gline ($d < 0.002\text{mm}$) su od 21 do 59% za laporovitu glinu i od 28 do 47% za lapore.

Plastičnost

Uzorci žutomrkih glinovitih lapora i laporovitih glina predstavljaju uglavnom visoko plastične gline (CH) pri čemu su koncentrisani nešto iznad A linije. Sivi glinoviti lapori iz većih dubina, manje plastičnosti od prethodnih, nalaze se uz samu A liniju neposredno iznad (i ispod) nje u polju visoko plastičnih glina (CH) i lokalno prašina (MH). U tabeli 4.10 su date vrednosti granice tečenja, granice plastičnosti i indeksa plastičnosti dobijene ispitivanjima (Božinović, 1979; Ćorić, 1987; Nikolić T., 1987; Tehnološki projekat GRF, 2008-2010; Elaborat RGF, 2010).

Vlažnost, indeks konzistencije, poroznost, zapreminska težina u prirodno vlažnom i suvom stanju

Sadržina vode u žutomrkim (panonskim) laporima varira u relativno širokim granicama. Prema Božinović (1979) ovo se naročito može uočiti kod uzoraka žutomrkih (panonskih) lapora sa savske padine gde prirodna sadržina vode

varira od 28% na granici lesa do 39 do 40% u dnu oksidacione zone. Prema rezultatima ispitivanja prikazanim u tabeli 4.1, u žutomrkim laporovitim glinama raspon vlažnosti je najčešće od 22 do 30% (Ćorić, 1987; Nikolić T., 1987; Tehnološki projekat GRF, 2008-2010; Elaborat RGF, 2010). Sive neizmenjene gline i lapori, koji predstavljaju hidrogeološki izolator, su sa ravnomerno raspoređenom sadržinom vode. Prema Božinović (1979) kod sivih lapora sadržina vode je od 26 do 32% na platoima, odnosno do 35% na padinama. Prema Ćorić (1987) sive neizmenjene gline i lapori su sa ravnomerno raspoređenom sadržinom (vezane) vode od 23 do 28%. Ispitivanjima sprovedenim na lokaciji Doma Narodne Skupštine (Elaborat RGF, 2010) za lapor su dobijene vrednosti vlažnosti 26-30.6%.

Konzistencija glinovito-laporovityh naslaga je tvrdo plastična do polutvrda (lokalno, u žuto-mrkim laporovitim glinama podzone mrvica, duž pukotina kroz koje protiče voda, srednje plastična ili čak meka). Vrednosti indeksa konzistencije žuto-mrkih laporovityh glina najčešće je u intervalu od 0.8 do 1.1, a sivih laporovityh glina i lapora od 0.9 do 1.2 (tabela 4.10).

Poroznost tla n , prema raspoloživim podacima, varira od 40% do 50% (Božinović, 1979; Ćorić, 1987; Tehnološki projekat GRF, 2008-2010; Elaborat RGF, 2010).

Zapreminska težina u prirodno vlažnom stanju žuto-mrkih, degradiranih laporovityh glina je u rasponu 17.5 do 21kN/m³, najčešće 18 do 20kN/m³, a sivih laporovityh glina i lapora od 18 do 21kN/m³, najčešće 18.5 do 20kN/m³. Zapreminska težina u suvom stanju najčešće je od 14 do 16.5kN/m³.

Čvrstoća i deformabilnost

Božinović (1979) je dala prosečne vrednosti granične jednoaksijalne čvrstoće na pritisak i to: za uzorke žutomrkih glinovityh lapora (kod kojih preovlađuju plastična deformacija i smicanje duž postojećeg diskontinuiteta) 420kN/m², sivih glinovityh (panonskih) lapora (kod kojih preovlađuje krt lom) 1800kN/m²,

odnosno 512kN/m² kada su poremećeni, dok je kod sivih tankoslojevitih (donjesarmatskih) glina 1430kN/m². Opiti smicanja stenske mase u istražnom potkopu (koje je izveo Institut za vodoprivredu Jaroslav Černi) dali su vrednosti parametara čvrstoće na smicanje $\phi=20^\circ$ i $c=80\text{kN/m}^2$ u sivim izdeljenim laporima prelazne zone (zone raspadanja) u savskoj padini i $\phi=15^\circ$ i $c=60\text{kN/m}^2$ u žutomrkim izdeljenim laporima u dunavskoj padini.

Ćorić (1987) je odredio naponsko-deformacijske zavisnosti karakterističnih sredina područja Beograda konsolidovanim-dreniranim (CD) opitima triaksijalne kompresije. Dobijeni rezultati omogućavaju određivanje parametara čvrstoće (ϕ i c) i deformabilnosti (E i ν). Eksperimentalno dobijene zavisnosti naponsko-deformacijskih funkcija prikazao je analitički hiperboličkim modelima. Ustanovio je da kod žutomrkih, degradiranih laporovitih glina, sa porastom vlažnosti dolazi do smanjivanja Mohr-Coulomb-ovih parametara čvrstoće od $c=93\text{kPa}$ i $\phi=24^\circ$ za $w=25\%$ do $c=18\text{kPa}$ i $\phi=17^\circ$ za $w=30\%$. Istovremeno nastupa i nagli pad modula elastičnosti. Takođe, ustanovio je da neizmenjene sive panonske laporovite gline pokazuju povoljnije karakteristike čvrstoće i deformabilnosti nego sarmatske naslage.

Nikolić (1987) je prikazao inženjersko-geološke uslove izgradnje metro stanica na području Beograda, pri čemu je dao fizičko-mehaničke karakteristike glavnih stenskih masa. Po njemu, u laporovito-glinovitim sedimentima ugao unutrašnjeg trenja varira od 22 do 34°. Sila bubrenja je 50-150kN/m³.

Dedić i Ignjatović (1987) su dali rezultate geotehničkih istraživanja za potrebe izgradnje vodovodnog tunela „Zvezdara“. U tabeli 4.1 dati su parametri fizičko-mehaničkih svojstava za žutomrke glinovite lapore i laporovite gline zone raspadanja i za sive, neizmenjene glinovite lapore.

Tabela 4.1 Parametri fizičko-mehaničkih svojstava glinovito-laporovitih sedimenata – tunel „Zvezdara“ (Dedić i Ignjatović, 1987)

	Žutomrki glinoviti lapori i laporovite gline	Sivi neizmenjeni glinoviti lapori
γ (kN/m ³) (za proračune)	18-20	18-20
ϕ (°)	18-24	16-27
c (kPa)	15-30	28-48
E (kPa)	15000-20000	20000-60000
silna bubrenja (kN/m ³)		4-25

Marković (1987); Čubrilović (1997) su na osnovu rezultata istraživanja izvršenih u sklopu programa izrade Studije tehničko-ekonomske podobnosti brzog javnog gradskog saobraćaja u Beogradu (knjiga 03, 1981) dali inženjerskogeološke karakteristike terena u koridoru linija M1 i M2 planiranog metroa u Beogradu. Date su karakteristike glinovito-laporovitih i laporovitih sedimenata panona (tabela 4.2) za tri sredine: laporovite gline i lapori, sivožuti, izdeljeni prslinama; lapori i laporovite gline sa gipsom u pukotinama, izdeljenost blokovska, bezvodni; sivi lapori, masivni, retko slojeviti, relativno homogeni, bezvodni.

Tabela 4.2 Geotehničke karakteristike glinovito-laporovitiog kompleksa u gradskom području Beograda duž trasa planiranih linija metroa (Marković, 1987; Čubrilović, 1997)

	Laporovite gline i lapori, sivožuti, izdeljeni prslinama	Lapori i laporovite gline, izdeljenost blokovska	Sivi lapori, masivni
γ (kN/m ³)	18-20	18-19	18-19
Ic	0.8-1.0	0.9-1.2	1.0-1.3
ϕ (°)	14-22	10-17	17-22
c (kPa)	40-120	80-120	
E (kN/m ²)	6-8·10 ⁴	3-4·10 ⁵	

Milković i dr. (1987) su analizirali geotehničke uslove izgradnje podzemnog stajališta „Vukov spomenik“ u tunelu „Vračar“. Ustanovili su da se teren sastoji od sloja lesa i lesolikih sedimenata debljine 6m ispod koga su oksidisanе laporovite gline žutosive boje debljine oko 12m (intenzivne ispucalosti na kontaktu sa lesom koja opada sa dubinom). Ispod njih su sivi, masivni lapori, hidrogeološki izolator, pogodni kao radna sredina. Dedić i Milković (1987) su

analizirali geotehničke uslove projektovanja i građenja železničkog tunela „Vračar“ u sklopu Beogradskog železničkog čvora. Duž cele trase tunela konstatovano je postojanje kompleksa glinovitih lapora, u okviru kojeg se jasno izdvajaju zona raspadanja (žutomrke laporovite gline i lapori) i zona monolita (sivi, masivni lapori). Tunel „Vračar“ najvećim delom prolazi kroz sive, neizmenjene glinovite lapore koji predstavljaju sredinu povoljnu za rad. Parametri čvrstoće i deformabilnosti su određeni dreniranim (CD) opitima triaksijalne kompresije na uzorcima iz tunela „Vračar“ i uzorcima iz bušotina. Dobijeni rezultati su pokazali da se parametri čvrstoće i deformabilnosti povećavaju sa dubinom, pri čemu se porast čvrstoće ogleda u značajnom povećanju kohezije, a ne u promeni ugla unutrašnjeg trenja. U tabeli 4.3 su dati fizičko-mehanički pokazatelji za laporovite gline i lapore (zona potpune degradacije), za laporovite gline i lapore (zona delimične degradacije), kao i za sive masivne lapore.

Tabela 4.3 Fizičko-mehanički pokazatelji stenskih masa - tunel „Vračar“ (Milković i dr., 1987; Dedić i Milković, 1987; Ignjatović, 1997)

	Laporovite gline i lapori (zona potpune degradacije)	Laporovite gline i lapori (zona delimične degradacije)	Sivi masivni lapori	Sivi masivni lapori (uzorci iz tunela „Vračar“)
ρ (g/cm ³)	1.90	1.90	1.90	1.90
K_0	0.85	0.65-0.85	0.5	0.32
ϕ' (°)	7-20	18-20	15	12
c' (kPa)	17-20	20-70	300	500
E' (MPa)	8	25	150	238
ν	0.469	0.459	0.428	0.244

Ocokoljić i dr. (1987) su prikazali inženjersko-geološku građu i svojstva terena na prostoru tzv. dunavske padine od Kalemegdana do Pančevačkog mosta. Površinske delove terena izgrađuje les, na padinskom delu terena, i peskovito šljunkovite naslage u aluvijalnoj zaravni. Podlogu ovih naslaga čine glinovito-laporoviti sedimenti čija debljina varira od nekoliko metara u zonama jače izražene erozije do 20-25m na zaravnima i platoima. Laporoviti sedimenti su konstatovani skoro na čitavom istražnom prostoru i predstavljeni su slojevitim

laporima sarmata i masivnim laporima panona. Dali su vrednosti parametara fizičko-mehaničkih karakteristika glinovito-laporovitih i laporovitih sedimenata (tabela 4.4)

Tabela 4.4 Vrednosti parametara fizičko-mehaničkih karakteristika glinovito-laporovitih i laporovitih sedimenata – dunavska padina (Ocokoljić i dr., 1987)

	Glinovito-laporoviti sedimenti	Laporoviti sedimenti sa proslojcima laporca
γ (kN/m ³)	17.5-21	18-21
ϕ (°)	20	20-25
c (kPa)	50-100	150-300
σ_p (kPa)	230-1000	1500-4000

Marković i Popović (1987) su izvršili poređenje opterećenja na tunelsku oblogu dobijenih na osnovu merenja „in situ“ u istražnim galerijama i analitičkih metoda. Istražne galerije su postavljene na savskoj i dunavskoj padini. Stensku masu sačinjavaju ispucali glinoviti lapori sive i smeđe boje koji se nalaze iznad sarmatskih krečnjaka, a ispod sloja lesa debljine 5 do 8m. Dali su i najvažnije mehaničke karakteristike stenskih masa dobijene na osnovu ispitivanja in situ i u laboratoriji i to za žuto-smeđi lapor, izmenjeni sivi lapor i sivi lapor (tabela 4.5).

Tabela 4.5 Mehaničke karakteristike stenske mase (Marković i Popović, 1987)

	Žuto-smeđi lapor	Izmenjeni sivi lapor	Sivi lapor
γ (kN/m ³)	18.5-20.4	18.5-20.0	19.6-20.0
ϕ (°)	12-15	18-24	18-28
c (kPa)	10-60	50-120	80-150
Modul deformacija (MPa)	100-120	-	800-850

Prema dokumentaciji: Inženjersko-geološke podloge za nivo DUP-a blokova na prostoru ulica Ruzveltove, Cvijićeve, Zdravka Čelara i Preradovićeve, Institut za puteve, 1991. dati su rasponi vrednosti parametara fizičko-mehaničkih svojstava za kompleks laporovitih glina i glinovitih lapora (Radić – interna prepiska, 2009; Vukićević i dr, 2010). U okviru ovog kompleksa, koji se prostire na dubinama većim od 4.5m od površine terena, izdvojene su tri sredine (tabela 4.6). Laporovita visoko plastična glina, žuto-mrke i žuto-sive boje, je isprskala,

sa prslinama obloženim skramom MnO i FeO, sadrži prah i kongrecije CaCO₃, predstavlja područje pronicanja i slabog akumuliranja podzemne vode. Laporovita glina i glinoviti lapor (zona sitnih blokova), degradirana, je žuto sive boje, stenska masa je izdeljena vertikalnim, subvertikalnim i kosim pukotinama obloženim sa MnO i FeO, sadrži prah i kongrecije CaCO₃, i predstavlja hidrogeološki kolektor sa pukotinskom poroznošću. Lapor glinoviti (zona krupnih blokova) predstavlja prelaznu zonu između žuto-sivih i sivih glinovitih lapora.

Tabela 4.6 Vrednosti parametara fizičko-mehaničkih svojstava za kompleks laporovitih glina i glinovitih lapora na prostoru ulica Ruzveltove, Cvijićeve, Zdravka Čelara i Preradovićeve (Dokumentacija Instituta za puteve (1991))

	Laporovita glina, žuto-mrka izdeljena prslinama	Laporovita glina i glinoviti lapor (zona sitnih blokova)	Lapor glinoviti (zona krupnih blokova)
γ (kN/m ³)	18.0-20.0	18.5-20.5	19.0-21.0
I _c	0.95-1.1	-	-
ϕ (°)	15-20	17-23	18-25
c (kPa)	15-40	15-50	40-100
M ₁₀₀₋₂₀₀ (kPa)	5000-12000	10000-20000	15000-30000

Prema Inženjerskogeološkoj dokumentaciji za potrebe izrade Idejnog projekta Spoljne magistralne tangente, RGF, Beograd (Lokin P. i dr.), 2005 i Idejnog projekta saobraćajnice SMT od ulice Nove Dunavske do Pančevačkog puta – deo Geotehnička dokumentacija (Nikolić D., Radić Z. i Bajić D.), GRF, Beograd, 2008. u tabeli 4.7 date su fizičko-mehaničke karakteristike laporovite gline – fizičko hemijski izmenjene i sivih neizmenjenih laporovitih glina i lapora (Radić – interna prepiska, 2009; Vukićević i dr, 2010). Degradirane gline i laporovite gline su prosečne debljine 4.0-6.0m, glinovito-prašinstog sastava, visokoplastične (CH), pukotinsko-prslinske poroznosti. Delimično izmenjene do neizmenjene laporovite gline i lapori, utvrđene debljine u bušotinama preko 8.0m, su visokoplastične (CH), sive boje.

Tabela 4.7 Fizičko-mehaničke karakteristike glinovito-laporovitih sredina - saobraćajnica SMT od ulice Nove Dunavske do Pančevačkog puta (Dokumentacija RGF, 2005; GRF, 2008)

	Degradirane gline i laporovite gline	Delimično izmenjene do neizmenjene laporovite gline i lapori
γ (kN/m ³)	19.5-20.5	20.0-21.0
I _c	0.95-1.1	1.0-1.2
ϕ (°)	16-18	18-25
c (kPa)	20-30	30-70
M ₁₀₀₋₂₀₀ (kPa)	6000-11000	18000-30000

U Laboratoriji za Mehaniku tla Građevinskog fakulteta u Beogradu, u okviru tehnološkog projekta "Konstitutivno modeliranje kompleksa beogradskih glina sa implementacijom u inženjerskoj praksi", 2008-2010 (Dokumentacija GRF, Vukićević i dr. 2010), sprovedena su ispitivanja čvrstoće i deformabilnosti kompleksa beogradskih glina na lokacijama Vojvode Stepe, Botanička bašta i Knežopoljska. Sprovedena su ispitivanja čvrstoće konsolidovanim nedreniranim (CU) opitima triaksijalne kompresije na cilindričnim uzorcima prečnika 38mm i visine 76mm, opiti direktnog smicanja i opiti stišljivosti u edometru. Za žutomrke laporovite visoko plastične gline dobijene su vrednosti parametara čvrstoće i deformabilnosti prikazane u tabeli 4.8.

Tabela 4.8 Vrednosti parametara čvrstoće i deformabilnosti žutomrkih laporovitih glina (Tehnološki projekat, GRF, 2008-2010.)

	Žuto-mrke laporovite gline		
	Vojvode Stepe	Botanička bašta	Knežopoljska
γ (kN/m ³)	19.6	18.4-19.3	20.1
I _c	0.94	0.9-1.0	0.97
ϕ (°)	22.4-23.7	18-24	19-22
c (kPa)	42-66	25-63	36-40
M ₂₀₀₋₄₀₀ (MPa)	11.9	8.2-10.7	15.3

Ispitivanjima sprovedenim na Rudarsko-geološkom fakultetu, Departman za geotehniku, 2010. za lokaciju objekta Doma Narodne Skupštine RS (Elaborat RGF, 2010; Hadži-Niković i dr., 2011) određene su vrednosti parametara čvrstoće i deformabilnosti za laporovite gline, koje se uglavnom pojavljuju na dubini 7-8m od površine terena (ispod nasipa i sloja lesa), i lapore, koji se

javljaju na dubini od 13 do više od 20m od površine terena. Za laporovite gline date su vrednosti parametara čvrstoće na smicanje c i ϕ i modula stišljivosti za vertikalno i horizontalno orjentisane uzorke $M_v(100-200\text{kPa})$ i $M_v(200-400\text{kPa})$. Takođe su date vrednosti jednoaksijalne čvrstoće na pritisak q_u i modula deformabilnosti $E_{qu/2}$ za vertikalno i horizontalno orijentisane uzorke. Za lapore, date su vrednosti jednoaksijalne čvrstoće na pritisak q_u i modul deformabilnosti $E_{qu/2}$ za vertikalno i horizontalno orijentisane uzorke (tabela 4.9).

Tabela 4.9 Vrednosti parametara čvrstoće i deformabilnosti laporovitih sedimenata - Lokacija Dom Narodne Skupštine RS (Elaborat RGF, 2010)

			Laporovita glina	Lapori
ϕ (°)			20-25	-
c (kPa)			10-40	-
M_v (kPa)	100-200	vert. horiz.	8210-11000 12600-14600	-
	200-400	vert. horiz.	8200-9910 10200-11200	-
q_u (kPa)		vert.	180-255	397-631
		horiz.	158-228	549-834
$E_{qu/2}$ (MPa)		vert.	4,47-7.69	25,8-50.4
		horiz.	6,69-15.9	34,1-88.1

U tabeli 4.10 dat je pregled geotehničkih karakteristika glinovito-laporovitih sredina u području Beograda.

4.3 Geotehnički uslovi izgradnje podzemnih objekata u glinovito-laporovitim sredinama u području Beograda

Od interesa je da se analiziraju geotehnički uslovi izgradnje podzemnih objekata u laporovito-glinovitim sedimentima panonske starosti koji, kao što je već naglašeno, imaju najveću zastupljenost u užem gradskom području Beograda, a i prostorni položaj im je takav da predstavljaju sredinu u kojoj će se

izvoditi (i već je izveden) najveći deo radova na podzemnoj izgradnji (izgrađeno je više tunela za Beogradski železnički čvor i planirana je izgradnja tunela u okviru budućeg metroa).

Neizmenjeni laporovito-glinoviti sedimenti panona, ispod zone raspadanja, pružaju povoljne uslove za izgradnju podzemnih objekata. Najpovoljniji rezultati u ovim sredinama se mogu postići potpuno mehanizovanim iskopom punog profila, kao i primenom mašina za rezanje i glodanje (Pavlović i dr., 1987). Tunel „Vračar“ (u sastavu Beogradskog železničkog čvora) je najvećim delom izgrađen u ovim sredinama primenom mehanizovanog štita sa otvorenim čelom i obloge od montažnih armirano-betonskih elemenata. Pri iskopu u neizmenjenim laporima napredovanje je bilo brzo (prosečan učinak 9.7m dnevno - Žakula i Bogdanović, 1987). Problem je nastao nailaskom na krečnjake (što je rešeno zamenom reznog alata), a najozbiljniji problemi su se javili na kratkoj deonici kroz degradirani lapor zone raspadanja koji je bio natopljen vodom, kada je napredovanje moralo biti zaustavljeno. Primenjena je stabilizacija tla hemijskim injektiranjem, a iskop je vršen ručno uz stalno podupiranje, pri čemu se podgrada oslanjala na štit.

U sklopu tunela „Vračar“ izgrađeno je nekoliko pomoćnih tunela posebne namene čiji je iskop vršen mašinama za rezanje i glodanje uz primenu NATM. Kao podgrada primenjeni su ankeri sa epoksid smolama dužine 1.5m i 2.0m, čelična mreža Q42 i prskani beton debljine 5cm (Pavlović i dr., 1987). Jedan od problema koji se javio tokom izgradnje ovih objekata je bio problem efikasnog sidrenja ankera. Ispitivanjem nosivosti ovih ankera dobijena je relativno mala nosivost uz široko rasipanje rezultata (14.0 do 31.5kN) pri čemu su ankeri ugrađeni u neizmenjenim sivim laporima redovno pokazivali znatno veću nosivost (do 56kN). U slučajevima kada su tuneli bili neposredno ispod zone raspadanja, ili su jednim delom bili u njoj, nosivost ankera ugrađenih u svodu je bila znatno smanjena, naročito ako su presecali pukotine u kojima je bilo podzemne vode. Prema Pavlović i dr. (1987) izgradnja ovih tunela

nedvosmisleno je pokazala da je, sa izuzetkom zone površinskog raspadanja, moguće vrlo uspešno graditi podzemne objekte sistemom NATM u prekonsolidovanim panonskim laporima i glinama, pri čemu je jedan od preduslova da se efikasno reši problem sidrenja. Osim toga, zbog osetljivosti stenske mase na uticaj vlage i vazduha, neophodno je obezbediti brzu zaštitu iskopa prskanim betonom, odnosno zatvoriti profil u što kraćem roku.

U zoni površinskog raspadanja iskop pomoćnih tunela je morao biti rađen klasičnim postupkom, uz primenu čeličnih remenata i drvenih talpi kao podgrade, pri čemu su uslovi rada bili veoma teški i napredovanje sporo. Zona raspadanja, naročito ukoliko je prisutna podzemna voda, predstavlja izrazito nepovoljnu sredinu za izgradnju podzemnih objekata, s obzirom na nepovoljna svojstva stenske mase koja u vodozasićenom stanju postaje tečljiva tako da pokazuje tendenciju stalnog nadiranja u zonu iskopavanja. Prema Marković i dr. (1987) iskop u ovoj sredini se može vršiti ili uz prethodno poboljšanje sredine ili uz zaštitu utisnutih cevi, talpi, kesona, muljnog štita i sl. Za pliće delove objekta, najracionalniji je rad u otvorenom, pod zaštitom dijafragmi.

Zbog svega toga, od izuzetnog značaja je da se odgovarajućim izborom nivelete tunela obezbedi da on najvećim delom bude lociran u neizmenjenim vodonepropusnim laporima. Prema Pavlović i dr. (1987) u području Beograda, po pravilu, najveća sleganja se javljaju u onim područjima gde su tuneli plići, a nadsloj izgrađen od degradiranih lapora iz zone raspadanja, dok su sleganja evidentno manja kada se u nadsloju javljaju sivi neizmenjeni lapori. Ovo potvrđuju i MKE analize sleganja sprovedene u ovom radu.

Tabela 4.10 Geotehničke karakteristike glinovito-laporovitih sredina u području Beograda

Reference	w	w _l	w _p	I _p	I _c	Granulacija			AC	γ	γ _d	G _s	n	S _r	c	φ	σ _p	E _{*M}	K ₀	CaCO ₃	Sila bubr.	
						<0.002 %	0.002-0.02 %	0.02-2 %														$\frac{kN}{m^3}$
Božinović (1979) * uzorci sa terazijskog platoa	Žuto-mrki lapori zone raspadanja	28-40	58.2*	22.9*	35.3*		32-50 35.3*			CH	17.3-20.2	12.6-16.0	2.56-2.8 2.61*	43-50	98	60	15	420				
	Sive, lapor. gline i lapori	26-32	58*	31*	27*		28-35 36.1*			CH/MH	18.3-19.6	13.5-14.5	2.56-2.8 2.61*	42-48	92-97	80	20	512-1800				
Ćorić (1987)	Žuto-mrke, lapor. gline	25-30	68	32	36	1.19 1.06	<0.005 67	(0.005-0.05) 26	(0.05-2) 7	CH	20.0 19.5	16.0 14.9	2.69	40.5 44.5	98.7 100	93 18	24 17					
	Sive, lapor. gline panon	28	55	30	25	1.09	61	35	4	CH/MH	20.0	15.6	2.69	42.0	100	431	27.5					
	Sive, lapor. gline sarmat	23	48	26	22	1.14	55	43	2	CH/CI	20.5	16.5	2.60	36.5	100	245	25.5					
Nikolić (1987)	Lapor. glinov. sedimenti	22-30	45-77	23-31	30-50	0.9-1.1					18.0-21.0	14.0-18.0	2.50-2.82				22-34			26-38	50-150	
Dedić i Ignjatović (1987)	Žutomrki glin. lapori i lapor. gline										17.0-21.6	15.7-18.5				15-30	18-24			15-20		
	Sivi, glinov lapor										19.1-21.9	14.2-17.7				28-48	16-27			20-60		4-25
Marković (1987) Čubrilović (1997)	Laporovite gline i lapori, sivožuti					0.8-1.0					18-20	14-16				40-120	14-22			60-80		
	Lapori i lap. gline					0.9-1.2					18-19	14-15				80-120	10-17			300-400		
	Sivi lapori					1.0-1.3					18-19	14-15					17-22					

Reference		w	w _l	w _p	I _p	I _c	Granulacija			AC	γ	γ _d	G _s	n	S _r	c	φ	σ _p	E _{*M}	K ₀	CaCO ₃	Sila bubr.
		%	%	%	%	%	<0.002 %	0.002- 0.02 %	0.02- 2 %		$\frac{kN}{m^3}$	$\frac{kN}{m^3}$		%	%	kPa	°	kPa	MPa		%	$\frac{kN}{m^3}$
Milković i dr. (1987)	Lapor.gline i lapori (zona potp. degrad.)									18.6						17-20	7-20		8	0.85		
	(zona delim. degradacije)									18.6						20-70	18-20		25	0.65	0.85	
	Sivi lapori									18.6						300	15		150	0.5		
	uzorci tunel „Vračar“									18.6						500	12		238	0.32		
Ocokoljić i dr. (1987)	Glin.-lapor. sedim.	15-50								17.5-21						50-100	20	230-1000				
	Lapor. sed. sa prosl. laporca	20-35								18-21						150-300	20-25	1500-4000				
Marković i Popović (1987)	Žuto-smeđi lapor									18.5-20.4						10-60	12-15		*100-120			
	Izmenjeni sivi lapor									18.5-20.0						50-120	18-24					
	Sivi lapor									19.6-20.0						80-150	18-28		*800-850			
Dokumentacija Instituta za puteve (1991)	Lapor. glina, žuto-mrka									18.0-20.0						15-40	15-20		*5-12			
	Lapor. glina i gl. lapor, (zona sitnih blokova)									18.5-20.5						15-50	17-23		*10-20			
	Lapor glinoviti (zona krupnih blokova)									19.0-21.0						40-100	18-25		*15-30			

Reference		w	w _l	w _p	I _p	I _c	Granulacija			AC	γ	γ _d	G _s	n	S _r	c	φ	σ _p	E _{*M}	K ₀	CaCO ₃	Sila bubr.
		%	%	%	%	%	<0.002 %	0.002- 0.06 %	0.06- 2 %		$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$		%	%	kPa	°	kPa	MPa		%	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Dokumentacija RGF, 2005. GRF, 2008.	Degr. gline i lap. gline					0.95-1.1				CH	19.5-20.5					20-30	16-18		*6-11			
	Delim. izmenj. do neizmenjene lap. gl. i lapori					1.0-1.2				CH	20.0-21.0					30-70	18-25		*18-30			
Tehnološki projekat, GRF, 2008-2010	Žuto-mrke laporovite gline Vojvode Stepe	25.5	53.4	23.7	29.7	0.94	47	52	1	CH	19.6	15.6	2.85	46	92	42-66	22.4 - 23.7		*11.9		34-54	
	Botanička bašta	23-30	47-66	22-25	25-41	0.9-1.0	40-48	50-55	1-2	CH	18.4-19.3	14.6-15.7	2.85	44-50	83	25-63	18-24		*8.2 - 10.7		41-54	
	Knežopoljska	23.7	57.4	22.7	34.7	0.97	42	55	3	CH	20.1	16.3	2.85	42	95	36-40	19-22		*15.3		40	145
Elaborat RGF, 2010 Dom Narodne Skupštine	Laporovita glina	25-30.5	37-93	20-34	16-59	0.72-1.06	21-59	40-77	1-3	CH/CI	18.6-20.5	14.2-16.3	2.62-2.72	40-47	89-100	10-40	20-25	180-255	*8.2 - 11			
	Lapor	26-30.6	42-76	22-41	20-35	0.79-1.3	28-47	61-72	0-2	CI/MH	18.4-20.1	14.1-15.9	2.61-2.72	42-46	93-100			397-631	25.8 - 50.4			

5 Modeliranje izgradnje tunela primenom metode konačnih elemenata

Uvod

Pri projektovanju tunela, kao što je već naglašeno, postoje tri vrste pristupa: empirijske metode, analitička rešenja i numeričke metode. Teorijsko rešenje nekog graničnog problema mora da zadovolji:

- Uslove ravnoteže
- Uslove kompatibilnosti deformacija
- Veze između napona i deformacija
- Granične uslove

Analitička ili rešenja u zatvorenom obliku su na raspolaganju, ili se mogu dobiti, za jednostavnije situacije, odnosno uz uvođenje velikog broja pretpostavki kojima se pojednostavljuje realna situacija. Iako je ovaj pristup dao korisna rešenja za mnoge praktične probleme, on ne može da obezbedi realna rešenja za posebno kompleksne probleme koji uključuju nehomogenost sredine, nelinearno ponašanje materijala, in-situ naponske uslove, proizvoljnu geometriju i druge faktore nametnute geotehničkim uslovima izgradnje. Osim toga, kod određivanja naponsko deformacijskih stanja u tlu i tunelskoj konstrukciji, kao i sleganja površine terena, od suštinskog značaja je adekvatna simulacija procesa izgradnje tunela, što se ne može postići analitičkim metodama, pa je neophodna primena numeričkih metoda. Primena metode konačnih elemenata, kao savremene metode numeričke analize, omogućava formiranje proračunskog modela sa kojim je moguća naponsko-deformacijska

analiza po fazama građenja, sa uzimanjem u obzir merodavnih geotehničkih svojstava sredine.

U toku poslednjih pedeset godina došlo je do izuzetnog razvoja metode konačnih elemenata. Svoju popularnost ova metoda u velikoj meri duguje i brzom razvoju kompjuterske tehnologije. Široka rasprostranjenost MKE može se objasniti i postojanjem velikog broja opštih programa za računare, sa visokim stepenom automatizacije kod generisanja mreže konačnih elemenata, formiranja i rešavanja velikog broja algebarskih jednačina, kao i pogodne numeričke i grafičke interpretacije dobijenih rezultata. Proračuni prikazani u ovom radu su sprovedeni primenom programskog paketa DIANA Finite Element Analysis (TNO DIANA BV).

U ovom delu rada je dat opšti prikaz MKE i detalji modeliranja izgradnje tunela primenom MKE.

5.1 Metod konačnih elemenata

5.1.1 Teorijske osnove MKE

Metod konačnih elemenata se zasniva na fizičkoj diskretizaciji razmatranog domena, na određeni broj poddomena, koji se nazivaju konačni elementi. Konačni elementi su međusobno povezani u konačnom broju čvorova. Stanje u svakom konačnom elementu se opisuje pomoću interpolacionih funkcija i parametara u čvorovima, koji predstavljaju osnovne nepoznate veličine u MKE. Od izbora mreže konačnih elemenata, osnovnih nepoznatih, čvorova i interpolacionih funkcija zavisi kvalitet aproksimacije.

U geotehnici se najviše koristi metoda deformacija kod koje se, kao osnovne nepoznate, usvajaju pomeranja. Ako se pretpostavi da se pomeranja u bilo kojoj tački konačnog elementa mogu prikazati, pomoću interpolacionih funkcija, u zavisnosti od pomeranja u čvorovima, onda se problem određivanja polja pomeranja u razmatranoj oblasti svodi na određivanje pomeranja u čvorovima.

Pomeranja čvorova u datoj oblasti, i na konturi, određuju se iz sistema jednačina koje predstavljaju uslove ravnoteže čvorova, uslove kontinuiteta u čvorovima i uslova na konturi. Ove jednačine se mogu formirati na osnovu principa virtualnih pomeranja ili na osnovu varijacionog principa o minimumu potencijalne energije. Kad je poznato polje pomeranja, mogu se dobiti polje deformacija i polje napona.

Diskretizacija

Diskretizacija predstavlja postupak kojim se razmatrana oblast kontinuuma zamenjuje ekvivalentnim sistemom konačnih elemenata, međusobno povezanih u čvorovima. Elementi mogu biti jednodimenzionalni, dvodimenzionalni i trodimenzionalni sa pravolinijskim i krivolinijskim konturama. Čvorovi mogu biti spoljašnji i unutrašnji i njihov broj i položaj u elementu mogu biti različiti. Kada se za aproksimaciju geometrije elemenata usvoje iste interpolacione funkcije kao za aproksimaciju polja pomeranja u elementu, takvi elementi se nazivaju izoparametarski elementi.

U dvodimenzionalnim problemima domen se deli u elemente trougaonog ili četvorougaoanog oblika. S obzirom da je u tezi vršena nelinearna analiza tla, proračuni su sprovedeni primenom elemenata "višeg reda" koji osim čvorova u uglovima imaju i čvorove na sredinama stranica, tj. trougaoni izoparametarski ravanski element sa 6 čvorova, odnosno četvorougaoani izoparametarski ravanski element sa 8 čvorova. U trodimenzionalnom prostoru ekvivalent trouglu iz 2D-analize je tetraedar, a četvorouglu je ekvivalent element sa dvadeset čvorova, izoparametarski *brick* element. Obloga je u 2D analizama modelirana primenom zakrivljenog *infinite shell* elementa sa 3 čvora, a u 3D analizama primenom četvorougaoanog izoparametarskog zakrivljenog *shell* elementa sa 8 čvorova.

Veličina i rangiranje elemenata u mreži se bazira na gradijentima (promenama) napona koje se očekuju u problemu koji se analizira. Potreban je veći broj manjih elemenata u delovima prostora gde se očekuju veći gradijenti napona i

manji broj većih elemenata na delovima manjih naponskih promena. U postupku diskretizacije kontinuuma veoma je bitno usvojiti optimalan broj konačnih elemenata koji će obezbediti, s jedne strane zadovoljavajuću tačnost rezultata proračuna, a s druge strane prihvatljivo vreme, odnosno troškove proračuna.

Veza između pomeranja čvorova i čvornih sila

Primenom principa virtuelnih pomeranja, dobijaju se jednačine ravnoteže sistema elemenata:

$$Ku = f \tag{5.1}$$

gde je K globalna matrica krutosti sistema elemenata, u je vektor pomeranja čvorova i f je vektor čvornih sila. Globalna matrica krutosti K se dobija superpozicijom individualnih matrica krutosti elemenata, pri čemu ove moraju biti prikazane u globalnom sistemu koordinata. Na sličan način vektor f se dobija kombinovanjem vektora čvornih sila elemenata. Nepoznate su pomeranja čvorova sistema u vektoru u koje se mogu odrediti rešavanjem sistema jednačina, nakon uvođenja graničnih uslova. Kada je ponašanje materijala linearno elastično, matrica K je konstantna i ovo predstavlja linearni sistem jednačina. Sistem jednačina se rešava direktno primenom Gausove dekompozicije ili indirektno primenom iterativnih metoda. U programu DIANA su implementirani *Conjugate Gradient* metod (CG) i *Generalized Minimal Residual* algoritam (GMRES), pri čemu Diana koristi CG za simetrične a GMRES za nesimetrične matrice.

5.1.2 Nelinearna analiza

Inkrementalno-iterativno rešenje

Materijalno ponašanje tla se uključuje u formulaciju MKE preko konstitutivne matrice D . Ukoliko je ponašanje tla linearno elastično, matrica je konstantna.

Međutim, ukoliko je ponašanje tla nelinearno elastično ili elasto-plastično, konstitutivna matrica zavisi od dostignutog nivoa napona i/ili deformacija.

Prema tome, u nelinearnoj MKE analizi veza između vektora sila i vektora pomeranja nije više linearna. Cilj proračuna je, kao i kod linearne analize, da se odredi vektor pomeranja pri kome su unutrašnje sile f_{int} i spoljašnje sile f_{ext} u ravnoteži, samo što to sada nije moguće uraditi direktno, već se primenjuju tri postupka: inkrementalni, iterativni i inkrementalno-iterativni postupak.

Inkrementalni metod u nelinearnoj MKE analizi podrazumeva da se, osim diskretizacije u prostoru, koja je već sprovedena, vrši i inkrementizacija. Tako se nelinearni problem može definisati kao nalaženje inkrementa pomeranja Δu tako da je

$${}^{t+\Delta t}u = {}^t u + \Delta u \quad (5.2)$$

i da je vektor neuravnoteženih sila (rezidualnih sila) g

$$g(\Delta u) = f_{ext}(\Delta u) - f_{int}(\Delta u) = 0 \quad (5.3)$$

Međutim, sam inkrementalni metod daje netačna rešenja, osim ako se koriste veoma mali koraci, pa se uključivanjem iterativnog procesa, nastale greške sukcesivno redukuju. Ovo je takozvana implicitna procedura. Totalni inkrement pomeranja Δu se iterativno adaptira preko iterativnih inkremenata δu dok se ne postigne ravnoteža do propisane tolerancije. Inkrementalna pomeranja u iteraciji $i+1$ su:

$$\Delta u_{i+1} = \Delta u_i + \delta u_{i+1} \quad (5.4)$$

Razlika između različitih iterativnih postupaka je način na koji se određuje δu . Iterativni inkrement δu se izračunava uz pomoć matrice krutosti K koja predstavlja neku vrstu linearizovanog oblika veze između vektora sila i vektora pomeranja. Ova matrica može da se menja u svakoj iteraciji pri čemu se matrica koja se koristi u iteraciji i označava sa K_i . Iterativni inkrement pomeranja δu se može direktno odrediti:

$$\delta u_i = K_i^{-1} g_i \quad (5.5)$$

gde je g_i vektor neizbalansiranih sila na početku iteracije i .

U programskom paketu DIANA, koji je korišćen u radu, na raspolaganju su tri iterativna postupka: *Newton-Raphson* metod (regularni i modifikiovani), *Quasi-Newton* metod i *Constant Stiffness* metod, kao i dve varijacije koje mogu biti korišćene u kombinaciji sa ovim postupcima: *Continuation* metod i *Line Search* metod. Osim toga na raspolaganju je *Arc-length* metod koji adaptira veličinu inkrementa. Proračuni prikazani u narednom poglavlju su sprovedeni primenom *Newton-Raphson*-ove metode.

Kriterijum konvergencije

Iterativni proces se zaustavlja kada su rezultati zadovoljavajući. Za detekciju konvergencije program DIANA nudi nekoliko normi konvergencije, a u proračunima sprovedenim u tezi primenjeni su norma sila i norma pomeranja. Norma sila je Euklidova norma vektora neizbalansiranih sila g . Kao kriterijum konvergencije proverava se odnos norme sile g_i nakon trenutne iteracije i i norme

inicijalne neizbalansirane sile g_0 : $tol = \frac{\sqrt{g_i^T g_i}}{\sqrt{g_0^T g_0}}$. Norma pomeranja je Euklidova

norma iterativnih inkremenata pomeranja. Kao kriterijum konvergencije proverava se odnos norme iterativnog inkrementa pomeranja δu_i i norme

inicijalnog inkrementa pomeranja Δu_0 $tol = \frac{\sqrt{\delta u_i^T \delta u_i}}{\sqrt{\Delta u_0^T \Delta u_0}}$. U sprovedenim

proračunima usvojena je tolerancija 1%.

5.1.3 Porni pritisak

U programu DIANA porni pritisak se može uzeti u obzir preko potopljene težine, ili se može eksplicitno specificirati pozicija površine nivoa podzemne vode (u slučaju hidrostatičke distribucije pritiska, a ako to nije slučaj vrši se prethodno analiza filtracije). Ukoliko je brzina opterećenja relativno velika u

odnosu na vodopropustljivost, tlo će se inicijalno ponašati nedrenirano. U nedreniranim uslovima DIANA primenjuje dodatni virtuelni modul kompresije fluida K_F kojim se obezbeđuje povećanje krutosti pod nedreniranim uslovima i koji služi za određivanje pornog nadpritiska primenom izraza:

$$p_e = -K_F \varepsilon_v \quad (5.6)$$

gde je ε_v izotropna zapreminska deformacija. Usvojena vrednost modula kompresije fluida K_F treba da obezbedi da razlika između drenirane i nedrenirane krutosti bude dovoljno velika. DIANA određuje vrednost K_F preko dreniranog modula kompresije K_D :

$$K_F = cK_D \quad (5.7)$$

sa faktorom $c=500$, pri čemu se K_D određuje preko datih parametara E i ν :

$$K_D = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (5.8)$$

Program DIANA omogućava da se, alternativno, vrednosti K_F i c eksplicitno zadaju.

Programom DIANA moguće je sprovesti i analizu procesa konsolidacije tako što se primenjuju tzv. mešoviti elementi kod kojih se usvaja kao osnovna promenljiva, osim pomeranja, i porni pritisak ($u-p$ metod).

U analizama geotehničkih konstrukcija u tlu sa podzemnom vodom od interesa je razmatranje dreniranih i nedreniranih uslova. Porni nadpritisak, koji je rezultat opterećenja, nakon dovoljno dugog vremena disipira, tako da u analizama moraju biti razmatrani drenirani uslovi. S druge strane u glinovitom tlu, koje ima relativno malu vodopropustljivost, nema vremena da, u toku izgradnje, dođe do disipacije pornog nadpritiska, tako da su za kratkotrajne uslove merodavni nedrenirani uslovi. Drugi pristup je da se analizira ceo proces konsolidacije.

5.2 Inicijalni naponi u tlu

U tlu, odnosno steni, koji nisu poremećeni podzemnim radovima, vlada uravnoteženo naponsko stanje koje se naziva inicijalno ili primarno stanje napona. Uzroci nastajanja inicijalnih napona mogu se svesti na uticaj gravitacije, tektonike i erozije Zemljine kore. U analizama tunela, kao i u drugim geotehničkim analizama, početni korak je analiza inicijalnog stanja napona.

U homogenom tlu sa horizontalnom površinom terena, težina nadsloja daje vertikalni napon na dubini h koji se može izraziti jednačinom:

$$\sigma_v = \gamma h \quad (5.9)$$

gde je γ zapreminska težina tla. U tlu sa podzemnom vodom razmatra se efektivni vertikalni napon

$$\sigma_v' = \sigma_v - u \quad (5.10)$$

gde je u porni pritisak.

Ako se usvoji pretpostavka da je tlo linearno elastičan materjal, odnosno da se mehaničko ponašanje sredine pod sopstvenom težinom može opisati Hookeovim zakonom, kao i da važi uslov sprečenog bočnog pomeranja čestica tla, dobija se izraz za veličinu horizontalnog efektivnog napona:

$$\sigma_h' = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_v' = K_0 \sigma_v' \quad (5.11)$$

gde je K_0 koeficijent bočnog pritiska tla u stanju mirovanja. Međutim, brojna merenja primarnih napona su pokazala da su koeficijenti bočnog pritiska po pravilu veći od onog koji daje ova formula i da se ona ne može primeniti u realnim geološkim situacijama.

Koeficijent bočnog pritiska realnog tla zavisi od prirode tla i prethodne istorije opterećenja. Za normalno konsolidovano tlo (tlo koje nikad nije bilo izloženo većim vertikalnim naponima od trenutnog inicijalnog napona) eksperimentalna

ispitivanja su pokazala da su, sa dovoljnom tačnošću, rezultati saglasni sa empirijskim izrazom:

$$K_{0,NC} = 1 - \sin \phi' \quad (5.12)$$

gde je ϕ' ugao smičuće otpornosti za efektivne napone.

U prekonsolidovanom tlu (tlu koje je u prošlosti bilo opterećeno vertikalnim naponima većim od trenutnog inicijalnog napona), koeficijent bočnog pritiska je obično veći nego u normalno konsolidovanom tlu i može se odrediti sledećim empirijskim izrazom, koji je dovoljno tačan za praktične potrebe:

$$K_0 = K_{0,NC} (OCR)^{\sin \phi} \quad (5.13)$$

gde je OCR stepen prekonsolidacije.

U MKE analizama, pre modeliranja procesa izgradnje tunela, neophodno je proračunati inicijalno stanje napona u tlu. Vertikalni napon u tlu se određuje na osnovu zadate zapreminske težine tla γ . Horizontalni napon se određuje na osnovu koeficijenta bočnog pritiska K_0 koji se u programu DIANA može zadati kao ulazni parametar. Proračun inicijalnog stanja napona u tlu se sprovodi kao prvi korak analize tunela, pri čemu se usvaja da su pomeranja i deformacije na kraju koraka jednake nuli (s obzirom da su se te deformacije odigrale u prošlosti).

U literaturi se može naći veći broj radova (Addenbrooke et al. 1997; Lee & Ng, 2002; Ng & Lee, 2005; Franzius et al. 2005) u kojima je analiziran uticaj koeficijenta bočnog pritiska na sleganja površine terena, dobijena primenom 2D i 3D numeričkih analiza. Pokazalo se da je taj uticaj izuzetno značajan i da se sa porastom vrednosti K_0 proračunima dobija sve širi i plići profil sleganja koji je za K_0 veće od 1 suviše plitak i širok u odnosu na profil dobijen merenjima. U parametarskim analizama sprovedenim u ovom radu razmatran je i uticaj koeficijenta K_0 na sleganja površine terena.

5.3 Modeliranje izgradnje tunela

Pri projektovanju tunela, proračunsko modeliranje ima za cilj predviđanje ponašanja složenog sistema: tunelska konstrukcija-tlo/stena. U skladu sa tim, od najveće važnosti pri numeričkom modeliranju je da se što realnije prikažu procesi koji se odigravaju u tunelskoj konstrukciji i okolnoj sredini, kao složenom interaktivnom sistemu, u toku izgradnje tunela.

Kod razmatranja problema interakcije tunelske obloge i okolne sredine, izuzetno je bitna činjenica da na oblogu, kada se formira, nemaju nikakav uticaj naponsko deformacijske promene kojima je do tada bila izložena okolna sredina, što znači da podgradna betonska konstrukcija treba da bude izložena samo pomeranjima konture iskopa koja su se desila nakon njenog formiranja. Dakle, za adekvatnu analizu naponsko deformacijskih stanja u stenskoj masi i tunelskoj konstrukciji, od suštinskog značaja je razmatranje delimične relaksacije stenske mase, odnosno deformacija površine iskopa na radnom čelu tunela, koje su se desile pre postavljanja obloge. Prema tome, neophodna je pre svega trodimenzionalna analiza kojom se simulira napredovanje radova i naponske promene i deformacije u okolini privremenog radnog čela.

U praktičnoj primeni MKE u oblasti trodimenzionalne analize javljaju se dodatne teškoće, koje se pre svega odnose na znatno povećanje obima računskog posla, a time vremena i koštanja proračuna, pa je primena numeričkih metoda u inženjerskoj praksi još uvek uglavnom ograničena na 2D modele. Kada se proces izgradnje tunela razmatra primenom 2D (ravno stanje deformacija) analize, da bi se uzela u obzir delimična relaksacija napona na čelu tunela, odnosno deformacije koje su se desile na čelu tunela pre formiranja obloge, mora se uvesti najmanje jedna pretpostavka npr. parametar V_L - *volume loss*, ili procenat rasterećenja pre instaliranja obloge odnosno faktor redukcije napona λ , ili se mogu zadati stvarna pomeranja na konturi (videti 3.4.2). U ovom radu, 3D analize izgradnje tunela su sprovedene primenom *step-by-step* postupka, a 2D analize primenom metode redukcije napona (λ -metoda).

Kao što je već naglašeno, primena metode konačnih elemenata omogućava formiranje proračunskog modela kojim je moguća naponsko-deformacijska analiza po fazama građenja sa uzimanjem u obzir merodavnih svojstava sredine. Podaci potrebni za formiranje modela određuju se odgovarajućim terenskim i laboratorijskim istraživanjima. Ipak, vrlo često raspoloživi podaci o fizičko-mehaničkim svojstvima sredine su oskudni, odnosno nedovoljno precizni. U takvim situacijama mogu se sprovesti parametarske studije. Parametarska studija može biti od neprocenjivog značaja u ispitivanju senzitivnosti i postavljanju granica za projektne pretpostavke. MKE je veoma pogodna za naponsko-deformacijske analize stenske mase i tunelske konstrukcije uz sprovođenje parametarskih studija njihovog ponašanja jer omogućava obuhvatanje i variranje velikog broja parametara relevantnih za analizu.

Primena MKE na probleme izgradnje tunela, uglavnom kroz sprovođenje parametarskih studija, obezbeđuje sagledavanje i značajan uvid u razmatrani problem. U sledećem poglavlju su dati rezultati sprovedenih parametarskih analiza činilaca koji utiču na sleganje površine terena na primeru izgradnje tunela u laporovitim sredinama u području Beograda.

5.3.1 Proračunska oblast i granični uslovi

U MKE nema opšte prihvaćenog postupka definisanja sistema konačnih elemenata, već on zavisi od konkretnog problema koji se razmatra. Prilikom definisanja MKE modela, kod problema građenja u tlu/steni, javlja se potreba za određivanjem konačne dimenzije sredine koja je značajna za analizu problema i graničnih uslova. Ovo se obično postiže iterativnim postupkom u kome se variraju dimenzije sredine i utvrđuje njihov uticaj na dobijene rezultate. Cilj je da, na granicama oblasti, promene napona i deformacije, koji su rezultat izgradnje tunelskog otvora, budu zanemarljive. Oblik i veličina proračunske oblasti, u velikoj meri, zavise od dimenzija i oblika otvora, dubine tunela, odnosa inicijalnih glavnih napona, anizotropnosti stenske mase, kao i

eventualnog formiranja zona plastičnosti oko otvora. Kod definisanja dimenzija proračunske oblasti, veoma je korisno iskustvo u sprovođenju MKE analiza. Möller (2006) je sproveo analize koje su imale za cilj određivanje adekvatnih dimenzija 2D i 3D mreže konačnih elemenata u analizama tunela. Dao je rezultate analiza položaja donje granice kao i vertikalnih granica mreže, odnosno širine i dužine mreže. Franzius (2003), Franzius and Potts (2005) su analizirali uticaj geometrije mreže na 3D MKE analize izgradnje tunela. Analizirali su uticaj rastojanja do granica mreže, dužine na kojoj se simula izgradnja tunela i dužine jedne sekvence iskopa.

Parametarske analize, prikazane u narednom poglavlju, sprovedene su na 3D i 2D modelima konačnih elemenata čije su dimenzije usvojene na osnovu preporuka iz literature i na osnovu sprovedenih analiza uticaja dimenzija mreže na sračunata sleganja površine terena. U modelima je uzeta u obzir vertikalna simetrija problema, pa je modelirana polovina terena. Zadati su granični uslovi da su u čvorovima mreže elemenata na bočnim granicama proračunske oblasti sprečena pomeranja u pravcu upravnom na odgovarajuću granicu, a na donjoj granici su sprečena pomeranja u svim pravcima. U čvorovima obloge u ravni vertikalne simetrije usvojen je dodatni uslov da je sprečena rotacija oko podužne ose.

Diskretizacija proračunske oblasti

Na tačnost napona i deformacija proračunatih primenom MKE, osim veličine proračunske oblasti, značajan uticaj ima i njena diskretizacija. S obzirom da je MKE približna metoda, ovom analizom se ne može dobiti strogo rešenje razmatranog problema. Međutim, što je sprovedena diskretizacija finija, odnosno usvojen veći broj elemenata, to se izračunati naponi i deformacije više približavaju strogom rešenju. Dakle, ukupan broj elemenata, koji će se usvojiti u određenom problemu, zavisi od zahtevane tačnosti rezultata, pri čemu se mora voditi računa da se sa povećanjem finoće mreže naglo povećava potreban kapacitet računara i vreme proračuna. Kod formiranja mreže konačnih

elemenata, naročito kod 3D analiza, posebna pažnja se mora posvetiti optimizaciji broja konačnih elemenata. Na taj način usvojena mreža, s jedne strane, bi trebala da bude dovoljno fina da se obezbedi zadovoljavajuća tačnost rezultata, a s druge strane treba voditi računa da se ne izađe iz prihvatljivih proračunskih troškova.

Opšte pravilo je da se veći broj (manjih) elemenata usvaja u područjima gde se očekuju veće naponske promene. Za tunele to je uvek područje uz otvor, s obzirom da se sa povećanjem rastojanja od otvora naglo smanjuju odstupanja sekundarnih od inicijalnih napona. U slučaju trodimenzionalne analize, osim dimenzija elemenata u ravni upravnoj na osu tunela, takođe je značajna i izabrana debljina odsečaka u pravcu ose tunela. Möller (2006) je analizirao uticaj gustine mreže u podužnom pravcu tunela na sleganja površine terena i sile u oblozi. Proračunski 3D MKE modeli u ovoj tezi su formirani uz optimizaciju broja konačnih elemenata na osnovu sprovedenih komparativnih analiza korišćenjem različitih konfiguracija mreže.

5.3.2 Simulacija procesa izgradnje tunela

Definisanje postupka, kojim se omogućava adekvatna proračunska simulacija izgradnje tunela, koja se sastoji iz sekvenci iskopa i podgrađivanja, od izuzetnog je značaja sa stanovišta analize naponsko-deformacijskih stanja u tunnelskoj konstrukciji i okolnoj sredini kao složenom interaktivnom sistemu. Već je naglašeno da je trodimenzionalna naponsko-deformacijska analiza neophodna za razmatranje efekata na radnom čelu tunela kao i efekata sekvencijalne izgradnje tunela. U simulaciji procesa izgradnje tunela, sve sekvence građenja bi trebale biti analizirane u zasebnim, uzastopnim proračunskim koracima počev od portala

Za 3D simulaciju procesa izgradnje tunela sa otvorenim čelom (primenom klasične metode građenja - NATM ili štita sa otvorenim čelom) primenjuje se *step-by-step* postupak (videti 3.4.1). Ovaj postupak primenjen je u 3D analizama

prikazanim u narednom poglavlju. Prvi korak analize je proračun inicijalnog stanja napona u tlu, pri čemu se zadaje da se pomeranja, odnosno deformacije ne prenose u naredni korak proračuna. Nakon toga sledi simulacija postupka izgradnje tunela tako što se, u zasebnim proračunskim koracima, simuliraju sekvence iskopa i podgrađivanja tunela. Iskop se simulira tako što se na čelu tunela, na dužini jedne sekvence napredovanja, uklanjaju elementi unutar konture iskopa tunela. U sledećem koraku proračuna, na toj deonici, aktiviraju se elementi obloge i vrši se iskop sledeće deonice. Proračunska simulacija napredovanja izgradnje tunela se mora sprovesti na dovoljnoj dužini da se iza čela tunela formira stacionarno stanje pomeranja (*steady-state*), odnosno horizontalni deo podužnog profila sleganja, koji odgovara uslovima ravnog stanja deformacija.

Dakle, kao što je već naglašeno, od suštinskog značaja je da se u analizama tunela uzme u obzir delimična relaksacija stenske mase na čelu tunela, odnosno deformacije površine iskopa koje su se desile pre postavljanja obloge. U 3D analizama, procenat rasterećenja napona u tlu na čelu tunela, pre postavljanje obloge, zavisi od geometrije, karakteristika sredine, kao i dužine nepodgrađene deonice na čelu tunela. U 2D analizama, 3D efekti se mogu uzeti u obzir preko usvojenog faktora redukcije napona λ koji predstavlja procenat rasterećenja inicijalnih napona pre instaliranja obloge. 2D analize u ovom radu su sprovedene primenom λ metode na 2D modelu konačnih elemenata uz pretpostavku ravnog stanja deformacija. Prvi korak je, kao i kod 3D analiza, proračun inicijalnog stanja napona. Nakon toga se, u drugom koraku proračuna, simulira iskop tunela tako što se uklanjaju elementi unutar konture iskopa i zadaje opterećenje $\lambda \cdot \sigma_{r0}$, gde je σ_{r0} inicijalni napon u tlu. Ovo dovodi do pomeranja odnosno deformacija konture iskopa. Zatim se u trećem koraku proračuna aktiviraju elementi obloge i zadaje celokupan inicijalni napon u tlu. Faktor redukcije napona se može odrediti na osnovu pomeranja dobijenih 3D analizama.

5.4 Modeliranje naponsko-deformacijskog ponašanja tla

Tačnost rezultata proračuna primenom MKE, osim od adekvatnog modeliranja postupka izgradnje tunela u najvećoj meri zavisi od usvojenog konstitutivnog modela i materijalnih parametara. Nijedan od postojećih konstitutivnih modela tla ne može da u potpunosti reprezentuje sve aspekte realnog ponašanja tla. Zbog toga izbor modela zavisi od više faktora kao što su: vrsta tla koji se modelira (npr. glina ili pesak), karakteristike tla koje su od značaja za geotehnički problem koji se razmatra (npr. krutost, čvrstoća, dilatancija), uslovi analize (drenirana, nedrenirana), kao i raspoloživost podataka o tlu na osnovu kojih se određuju parametri. Kao opšte pravilo, preporuka je da se analize započnu primenom elastično idealno-plastičnih modela kao što je Mohr-Coulomb model (WP3 Design Tools, 2004).

5.4.1 Elastično ponašanje

Elastični konstitutivni modeli mogu biti izotropni ili anizotropni, linearni ili nelinearni. Za opisivanje linearno elastičnog naponsko-deformacijskog ponašanja homogenog i izotropnog tela dovoljna su dva parametra: Young-ov modul elastičnosti E i Poisson-ov koeficijent ν ili modul smicanja G i modul kompresije K .

Takođe se može uzeti u obzir anizotropija. Za ortotropnu elastičnost koristi se devet nezavisnih elastičnih konstanti - tri različita Young-ova modula E_x , E_y i E_z , tri Poisson-ova koeficijenta ν_{xy} , ν_{yz} i ν_{xz} i tri modula smicanja G_{xy} , G_{yz} i G_{zx} . U mehanici stena, ortotropija je ponekad značajna za opisivanje elastičnog ponašanja ispucalih stena sa tri međusobno upravne familije diskontinuiteta koji su delimično otvoreni i sa ispunom. Međutim, najčešći oblik anizotropije je transverzalna izotropija, kada su karakteristike materijala identične u dva međusobno upravna pravca. Pretpostavimo da transverzalni pravci t i l zamenjuju pravce x i y , u kojima su identične karakteristike, koje se razlikuju od

karakteristika u normalnom pravcu n , koji zamenjuje z pravac. Uzimajući u obzir da je $E_l = E_t$, $\nu_{ln} = \nu_{tn}$, $\nu_{nl} = \nu_{nt}$, $\nu_{lt} = \nu_{tl} = \nu_t$, $G_{ln} = G_{tn}$, i $G_{tl} = E_t / (2(1 + \nu_t))$ transverzalna izotropija se može opisati, u domenu elastičnosti, primenom pet nezavisnih konstanti elastičnosti. Dakle, usvajaju se moduli elastičnosti E_t i E_n za pravce paralelno i upravno na ravan izotropije respektivno, modul smicanja G_{tn} ($G_{tl} = E_t / (2(1 + \nu_t))$) i dva Poisson-ova koeficijenta ν_t i ν_{tn} .

Međutim, mogućnosti linearno elastičnog modela da simulira ponašanje tla su vrlo ograničene. Napredak u odnosu na linearne modela predstavljaju nelinearno elastični modeli kod kojih materijalni parametri variraju sa nivoom napona i/ili deformacija. Primer nelinearno elastičnog modela je model Duncan and Chang (1970) koji daje hiperboličku vezu između smičućeg napona i aksijalne deformacije i koji je ugrađen u program DIANA. U program DIANA je ugrađen i Jardine model koji kombinuje nelinearno elastično ponašanje sa idealno plastičnim modelom Tresca. Ovaj model uzima u obzir inicijalno kruto ponašanje i smanjenje krutosti sa porastom deformacija (*small strain stiffness*). Prikaz ovih modela je dat u Dodatku A.

5.4.2 Elasto-plastično ponašanje

Za adekvatnu simulaciju realnog ponašanja tla neophodni su elasto-plastični modeli. Kod definisanja modela treba odrediti: vezu napona i deformacija pre pojave plastičnosti, uslov plastičnosti koji razdvaja čisto elastično od elasto-plastičnog ponašanja, zakon tečenja koji definiše pravac plastičnih deformacija i zakon ojačanja/oslabljenja (opciono) koji opisuje kako parametri stanja variraju sa plastičnom deformacijom (ili plastičnim radom).

Pretpostavlja se elastična veza napona i deformacija za stanja koja prethode plastičnosti. Ova veza je data izrazom:

$$\sigma = D\varepsilon^e \quad (5.13)$$

gde je D materijalna matrica krutosti.

Uslov plastičnosti je funkcija vektora napona i parametra unutrašnjeg stanja κ

$$f(\sigma, \kappa) = 0 \quad (5.14)$$

Funkcija $f=0$ geometrijski predstavlja površ tečenja (popuštanja) prikazanu u koordinatama glavnih napona. Uslov $f<0$ daje elastično ponašanje materijala. Za $f=0$ stanje napona je na površi tečenja, dok je $f>0$ nemoguće stanje napona u teoriji elasto-plastičnosti.

Zakon tečenja definiše vektor brzine plastičnih deformacija u funkciji stanja napona. Dat je na sledeći način:

$$\dot{\varepsilon}^p = \sum_{j=1}^n \dot{\lambda}_j \frac{\partial g_j}{\partial \sigma} \quad (5.15)$$

sa n funkcija plastičnog potencijala g_j koje su takođe funkcije vektora napona i parametra stanja tj. $g_j(\sigma, \kappa)$. Vrednosti $\dot{\lambda}_j$ su ograničene uslovom

$$f \leq 0; \quad \dot{\lambda}_j \geq 0; \quad \dot{\lambda}_j f = 0 \quad (5.16)$$

što predstavlja uslov da nema plastičnog tečenja, odnosno $\dot{\lambda}_j = 0$ ukoliko je funkcija plastičnog tečenja manja od nule.

Zakon ojačanja/oslabljenja definiše promenu parametara stanja kao funkciju vektora napona i vektora brzine plastične deformacije:

$$\dot{\kappa} = h(\sigma, \dot{\varepsilon}^p) \quad (5.17)$$

Zakon ojačanja ili oslabljenja, ustvari, definiše kako se funkcija tečenja menja sa povećanjem plastičnih deformacija. Ako se uopšte ne menja, radi se o idealno elasto-plastičnom materijalu.

Na osnovu aditivne dekompozicije vektora brzine deformacije na elastični i plastični deo $\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p$ vektor brzine napona se određuje iz izraza:

$$\dot{\sigma} = D(\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p) \quad (5.18)$$

Ključni korak u *Newton-Raphson* metodi je integracija konstitutivnog modela duž inkrementalnih deformacija da se dobiju odgovarajući inkrementalni

naponi. Postoje različite metode za integraciju *rate* konstitutivnih jednačina. U programu DIANA se primenjuje Euler backward *return mapping* algoritam. *Return mapping* algoritmi su robustni i tačni i široko se primenjuju u praksi (Belytschko et al. 2000). U algoritmu inicijalni korak je određivanje tzv. elastičnog prediktora, odnosno elastičnog *trial* stanja napona koje uključuje odstupanje (u naponskom prostoru) od površi tečenja, da bi sledeći korak tzv. plastični korektor vratio napon na aktuelnu (*updated*) površ tečenja. Primenom potpuno implicitne Euler backward integracione šeme određuje se tzv. konzistentna (consistent) tangentna matrica krutosti (Smith & Griffiths, 2004; DIANA User's Manual release 9.4.3, 2010).

Parametarske analize, odnosno 3D proračuni prikazani u ovom radu su sprovedeni uz pretpostavku elasto-plastičnog ponašanja materijala sa Mohr-Coulomb-ovim uslovom loma. U radu je sprovedena i uporedna 2D analiza proračuna sleganja primenom ovog modela i modela Duncan-Chang, Modifikovanog Cam-Clay modela i modela Jardine. Prikaz ovih modela je dat u Dodatku A.

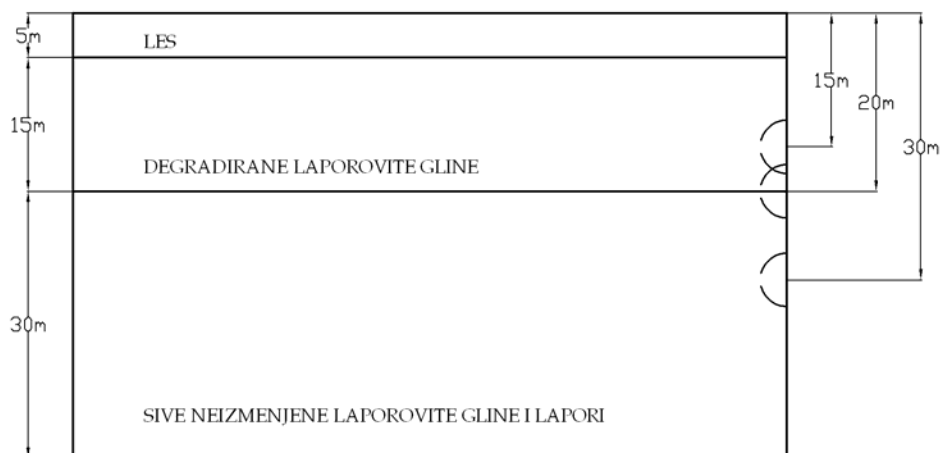
6 Parametarska analiza činilaca koji utiču na sleganje površine terena

Uvod

Parametarska analiza činilaca koji utiču na sleganje površine terena je sprovedena na primeru izgradnje tunela sa otvorenim čelom, kružnog preseka, u laporovitim sredinama područja Beograda, čije su karakteristike razmatrane u poglavlju 4. Analiziran je uticaj dubine tunela, prečnika tunela, dužine napredovanja, inicijalnih napona, kao i parametara deformabilnosti i čvrstoće tla na sleganja površine terena. Primenjeno je 3D i 2D modeliranje izgradnje tunela primenom metode konačnih elemenata, čiji su principi izloženi u prethodnom delu rada.

6.1 Proračunski MKE model

Usvojeni profil terena, prikazan na slici 6.1, se sastoji od sloja lesa debljine 5m, ispod koga je sloj degradirane, žuto-mrke laporovite gline debljine 15m koji leži na sloju sive neizmenjene laporovite gline i lapora.

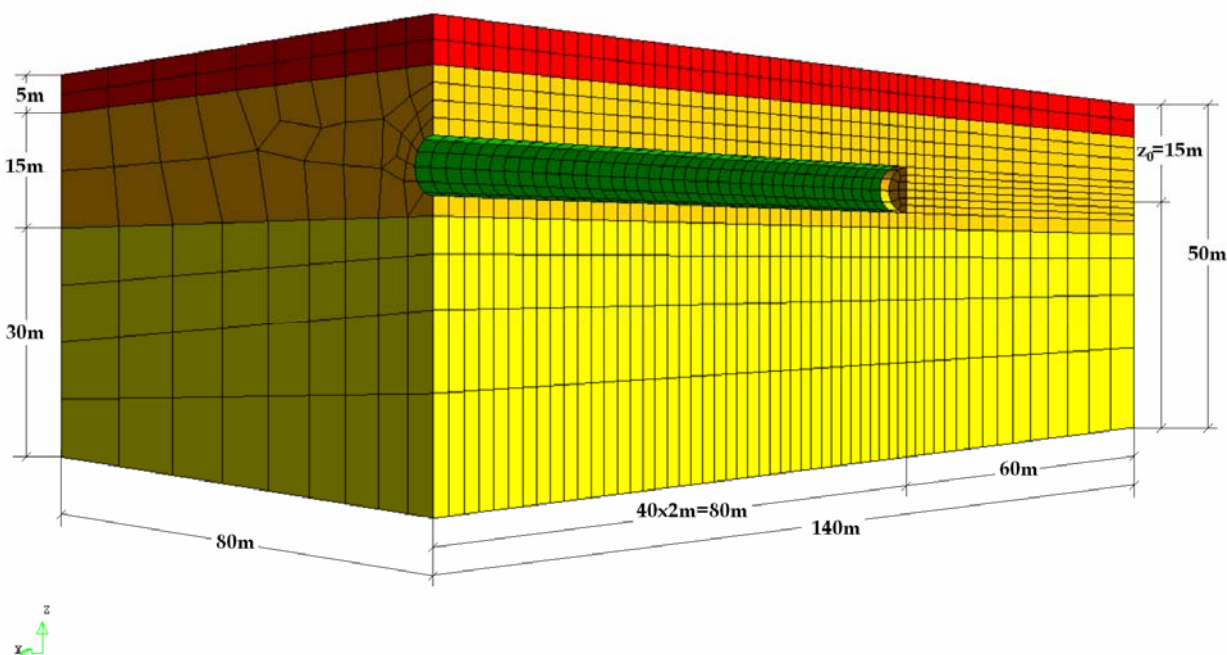


Slika 6.1 Profil terena

Analizira se tunel kružnog preseka prečnika 6m sa betonskom oblogom debljine 0.35m (Studija tehničko ekonomske podobnosti brzog javnog gradskog saobraćaja u Beogradu, faza 3: idejna inženjerska rešenja prve etape metroa, 1981) i alternativno tunel prečnika 8m. Proračuni su sprovedeni za tunel sa osom na dubini $z_0=15\text{m}$ u žuto-mrkoj degradiranoj laporovitoj glini i za tunel sa osom na dubini $z_0=30\text{m}$ u sivim laporima, kao i za tunel sa osom na dubini $z_0=20\text{m}$, na granici ta dva sloja.

6.1.1 3D modeliranje

Na slici 6.2 prikazan je usvojeni 3D model konačnih elemenata za tunel prečnika $D=6\text{m}$ sa osom tunela na dubini $z_0=15\text{m}$.



Slika 6.2 Proračunski 3D model konačnih elemenata (40. korak proračuna),
 $z_0=15\text{m}$, $D=6\text{m}$

Usvojeni proračunski presek ima dimenzije $80 \times 50 \times 140\text{m}$ i sastoji se od ukupno 26085 čvorova i 5734 elementa. Prilikom formiranja mreže konačnih elemenata uzeta je u obzir simetrija problema u odnosu na osu z . Mreža konačnih elemenata je prvo formirana u x - z ravni, pa je zatim proširena u podužnom pravcu. Iskop tunela je simuliran u negativnom y -pravcu na dužini 80m počev

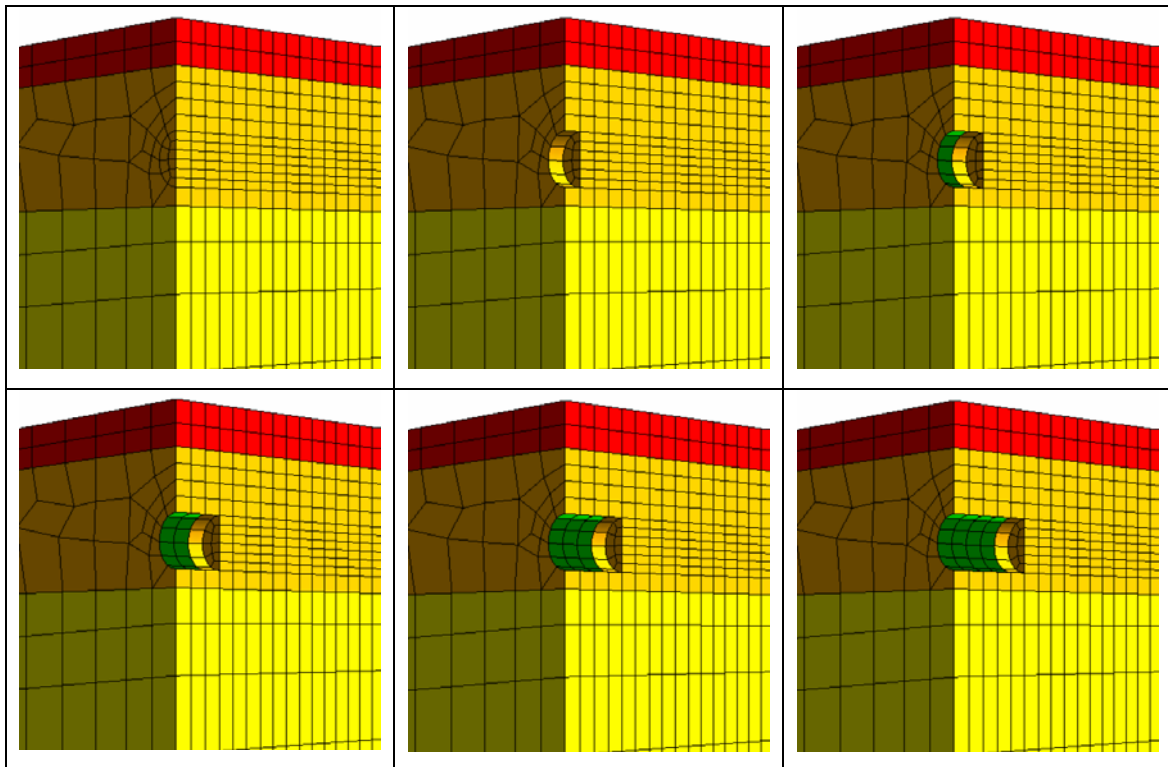
od $y=0$ u 40 koraka sa dužinom iskopa (nepodgrađenom deonicom na čelu) od $d=2\text{m}$, a razmatrana je i varijanta sa 20 koraka sa napredovanjem $d=4\text{m}$. Usvojeni proračunski presek u podužnom pravcu ima dužinu $L=140\text{m}$ koju čini četrdeset odsečaka po 2.0m i 60m usvojenog rastojanja od čela tunela u poslednjem koraku proračuna do granice mreže. Konfiguracija mreže je ista za sve ravni čvorova upravne na osu tunela. Razmatra se slučaj iskopa sa vertikalnim radnim čelom, tj. pretpostavlja se da se iskop sprovodi u punom profilu. Granični uslovi obezbeđuju da su na bočnim granicama proračunske oblasti sprečena pomeranja u pravcu upravnom na odgovarajuću granicu, a na donjoj granici su sprečena pomeranja u svim pravcima. U čvorovima obloge u ravni simetrije usvojen je dodatni uslov da je sprečena rotacija oko podužne ose.

Postupak proračuna

Proračuni su, kao što je već naglašeno, urađeni primenom programskog paketa DIANA Finite Element Analysis (TNO DIANA BV). Ovaj program omogućava trodimenzionalnu nelinearnu analizu, kao i modeliranje fazne izgradnje.

Proračunski model konačnih elemenata ima takvu strukturu koja omogućava analizu u svim fazama izgradnje tunela. Na slici 6.3 prikazane su početne sekvence simulacije procesa izgradnje tunela.

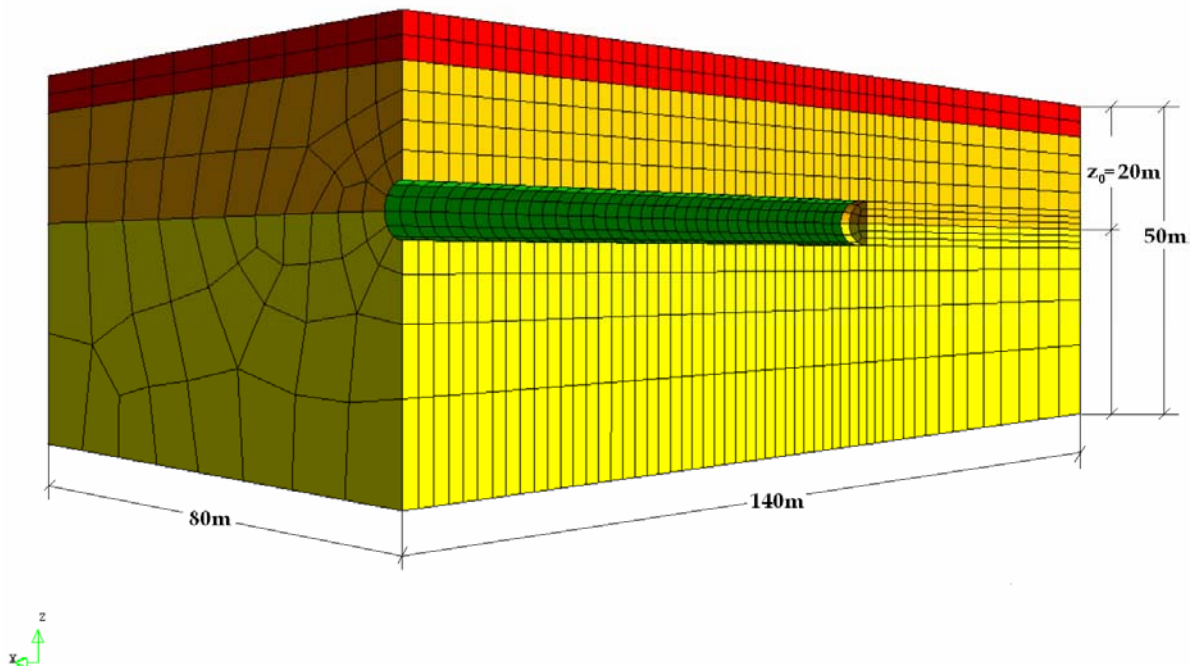
U skladu sa *step-by-step* postupkom simulacije procesa izgradnje tunela, koji je izložen u prethodnom delu rada, početna faza predstavlja analizu inicijalnog stanja napona (pri čemu se zadaje uslov da se pomeranja odnosno deformacije ne prenose u narednu fazu proračuna). Nakon toga sledi simulacija sekvenci iskopa i podgrađivanja u zasebnim proračunskim koracima, počev od portala. Iskop se simulira tako što se deaktiviraju elementi unutar konture tunela na dužini iskopa d , što dovodi do pomeranja na konturi iskopa. Na tako deformisanoj konturi iskopa se, u sledećoj fazi proračuna, aktiviraju elementi obloge i simulira iskop sledeće deonice.



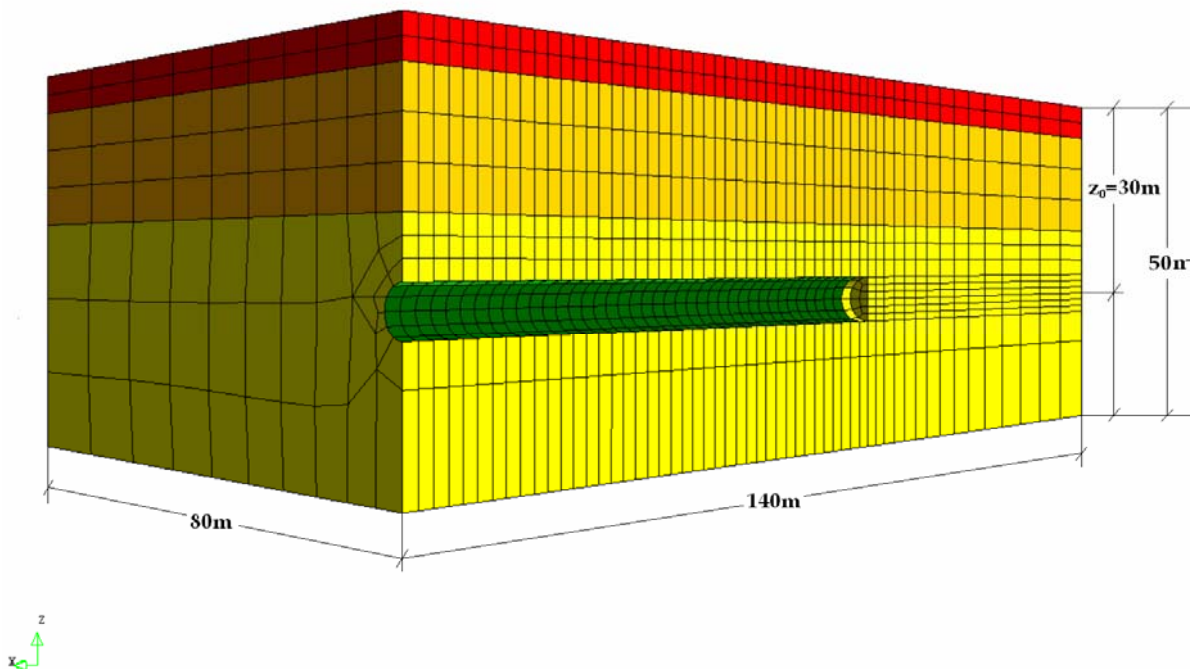
Slika 6.3 Sekvence 3D simulacije procesa izgradnje tunela

Izgradnja tunela je, u ovom radu, simulirana u 40 proračunskih koraka sa napredovanjem $d=2\text{m}$, što znači da se u zadnjem koraku proračuna čelo tunela nalazi 80m od portala. Dužina na kojoj se simulira izgradnja tunela mora biti dovoljna da se, na određenom rastojanju iza čela tunela, formira stacionarno stanje sleganja (*steady-state*) odnosno horizontalni deo podužnog profila sleganja. Potreban kapacitet računara i vreme njegovog rada, u velikoj meri, zavise od usvojene dužine d napredovanja iskopa u jednom koraku. Za određenu dužinu tunela, smanjenje dužine iskopa utiče, ne samo na povećanje broja konačnih elemenata, već i na broj koraka proračuna.

Na slici 6.4 prikazan je usvojeni 3D model konačnih elemenata za tunel prečnika $D=6\text{m}$ sa osom tunela na dubini $z_0=20\text{m}$, a na slici 6.5 za tunel prečnika $D=6\text{m}$ sa osom na dubini $z_0=30\text{m}$.



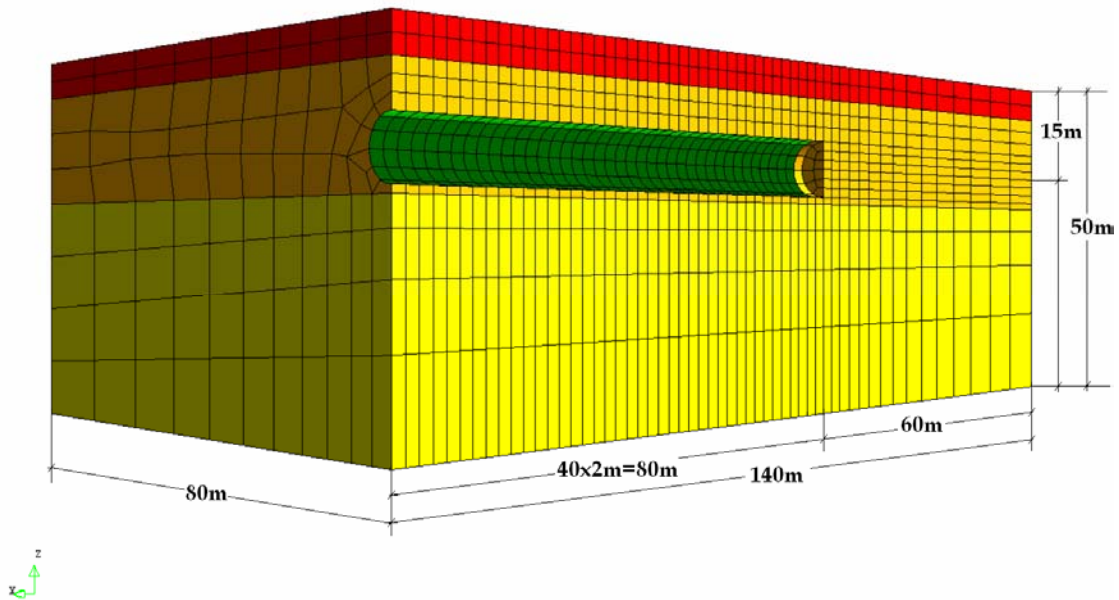
Slika 6.4 Proračunski 3D model konačnih elemenata (40. korak proračuna),
 $z_0=20\text{m}$, $D=6\text{m}$



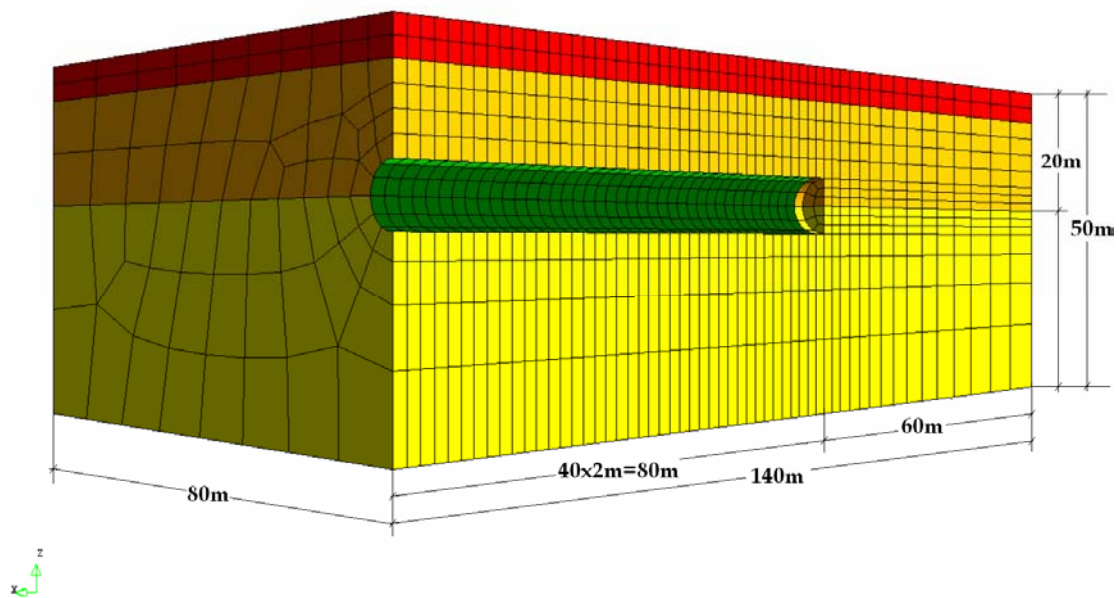
Slika 6.5 Proračunski 3D model konačnih elemenata (40. korak proračuna),
 $z_0=30\text{m}$, $D=6\text{m}$

Da bi se ispitaio uticaj prečnika tunela na sleganja površine terena proračuni su sprovedeni i za tunel prečnika $D=8\text{m}$ na dubinama $z_0=15\text{m}$, $z_0=20\text{m}$ i $z_0=30\text{m}$.

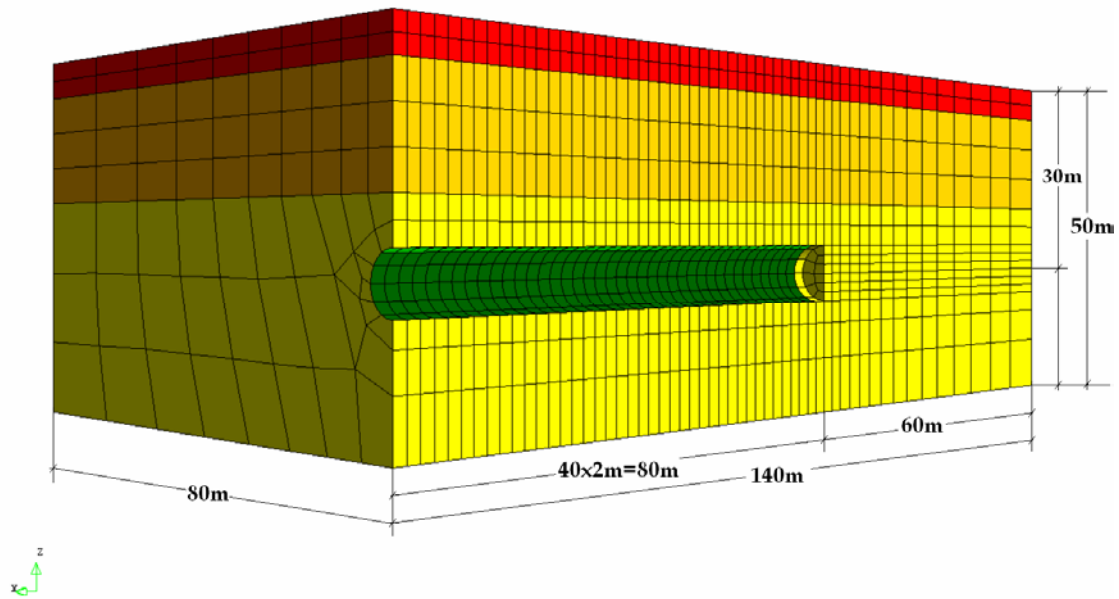
Na slikama 6.6, 6.7 i 6.8 prikazani su usvojeni 3D modeli konačnih elemenata. Izgradnja tunela je, kao i kod tunela prečnika $D=6\text{m}$, simulirana u 40 proračunskih koraka sa napredovanjem $d=2\text{m}$.



Slika 6.6 Proračunski 3D model konačnih elemenata (40. korak proračuna), $z_0=15\text{m}$, $D=8\text{m}$



Slika 6.7 Proračunski 3D model konačnih elemenata (40. korak proračuna), $z_0=20\text{m}$, $D=8\text{m}$



Slika 6.8 Proračunski 3D model konačnih elemenata (40. korak proračuna),
 $z_0=30\text{m}$, $D=8\text{m}$

U radu je sprovedeno poređenje poprečnih profila sleganja dobijenih 3D analizama sa profilima sleganja dobijenih 2D analizama, uz pretpostavku ravnog stanja deformacija. 2D proračuni su sprovedeni primenom λ metode na 2D modelu konačnih elemenata prikazanom u narednom odeljku.

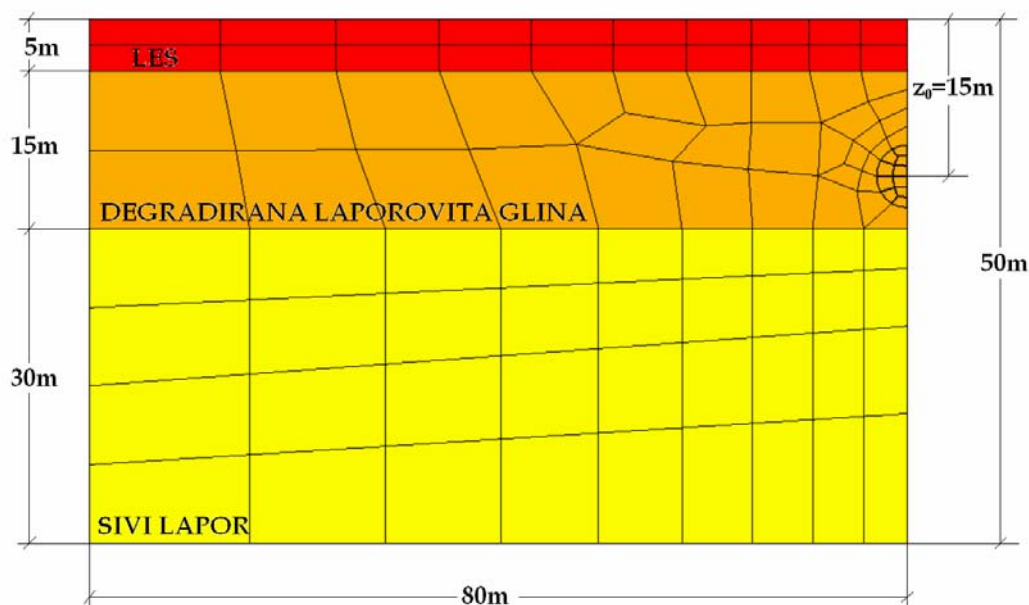
6.1.2 2D modeliranje

Na slici 6.9 prikazan je 2D model konačnih elemenata za tunel prečnika $D=6\text{m}$ sa osom tunela na dubini $z_0=15\text{m}$. Usvojeni proračunski presek ima dimenzije $80\times 50\text{m}$ i sastoji se od ukupno 345 čvorova i 106 elementa. Konfiguracija ove mreže je ista kao konfiguracija mreže 3D modela, u ravni upravnoj na osu tunela.

Postupak proračuna

Kao što je već rečeno, 2D analize su izvršene uz pretpostavku ravnog stanja deformacija primenom λ metode opisane u prethodnom delu rada. Prvi korak je proračun inicijalnog stanja napona, nakon čega se, u drugom koraku proračuna, simulira iskop tunela, tako što se uklanjaju elementi unutar konture iskopa i zadaje opterećenje $\lambda \cdot \sigma_{r0}$, gde je σ_{r0} inicijalni napon u tlu. Kao rezultat ovog

koraka proračuna, dolazi do pomeranja, odnosno deformacija konture iskopa, koje se uzimaju u obzir u trećem koraku proračuna kada se, na tako deformisanoj konturi, aktiviraju elementi obloge i zadaje celokupni inicijalni napon u tlu. Na taj način obloga prima opterećenje $(1-\lambda) \cdot \sigma_{r0}$.



Slika 6.9 Proračunski 2D model konačnih elemenata ($z_0=15m$, $D=6m$)

6.1.3 Parametri materijalnog modela

Parametarske analize u ovom radu su izvršene uz pretpostavku linearno elastičnog - idealno plastičnog ponašanja materijala sa Mohr-Coulomb-ovim uslovom loma. S obzirom na inženjersko-geološke i hidrogeološke karakteristike terena u Beogradu, uticaj podzemne vode je uveden preko merodavnih parametara tla, a proračuni sleganja su sprovedeni primenom drenirane analize. Usvojeni parametri tla MC modela su dati u Tabeli 6.1.

Tabela 6.1 Usvojeni parametri tla MC modela

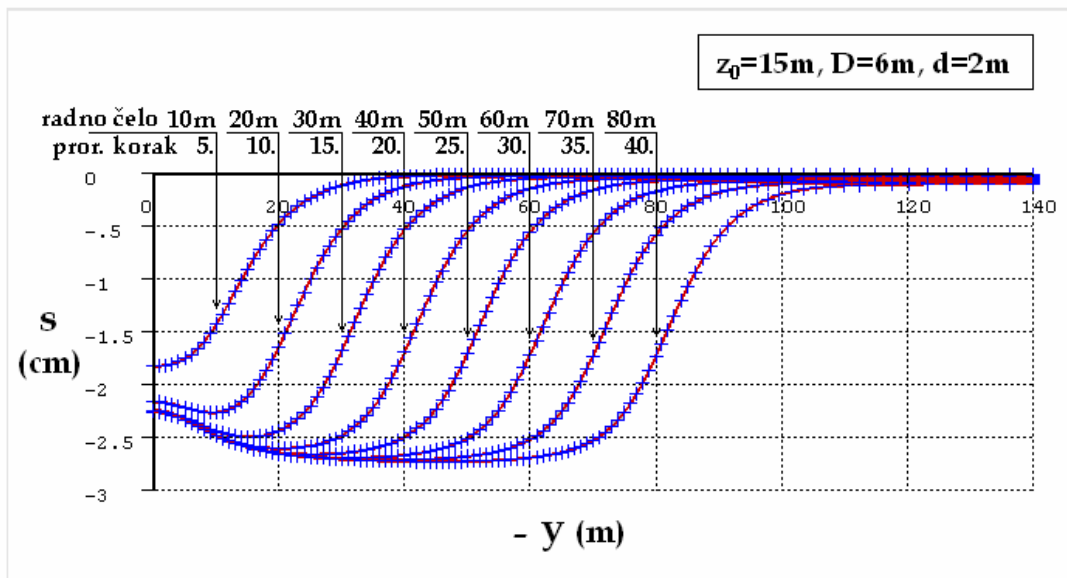
Sloj	ρ (g/cm ³)	E (MPa)	ν	c' (kPa)	ϕ' (°)	K_0
1. Les	1.85	10	0.4	18	23	0.65
2. Degradirane laporovite gline	2.0	15	0.3	20	20	0.85
3. Sive neizmenjene laporovite gline i lapori	2.0	60	0.3	60	25	0.58

U parametarskim analizama, sprovedenim u ovom radu, variran je koeficijent bočnog pritiska K_0 u degradiranoj laporovitoj glini, modul elastičnosti žuto-mrke degradirane gline i sivih lapora, kao i njihovi parametri čvrstoće: kohezija c u ugao smičuće otpornosti ϕ . Dilatancija je zanemarena tako što je usvojeno da je ugao dilatancije svih slojeva nula.

Betonska obloga je debljine 0,35m i modelirana je uz pretpostavku linearno elastičnog ponašanja betona sa parametrima $\rho=2.5 \text{ g/cm}^3$, $E=15\text{GPa}$ i $\nu=0.15$.

6.2 Prikaz i poređenje rezultata proračuna primenom 3D i 2D modela

Na slici 6.10 prikazani su podužni profili sleganja dobijeni u pojedinim koracima 3D proračuna za tunel prečnika 6m, na dubini $z_0=15\text{m}$, sa napredovanjem iskopa $d=2\text{m}$ (3D MKE model je prikazan na slici 6.2) i parametrima tla datim u tabeli 6.1.



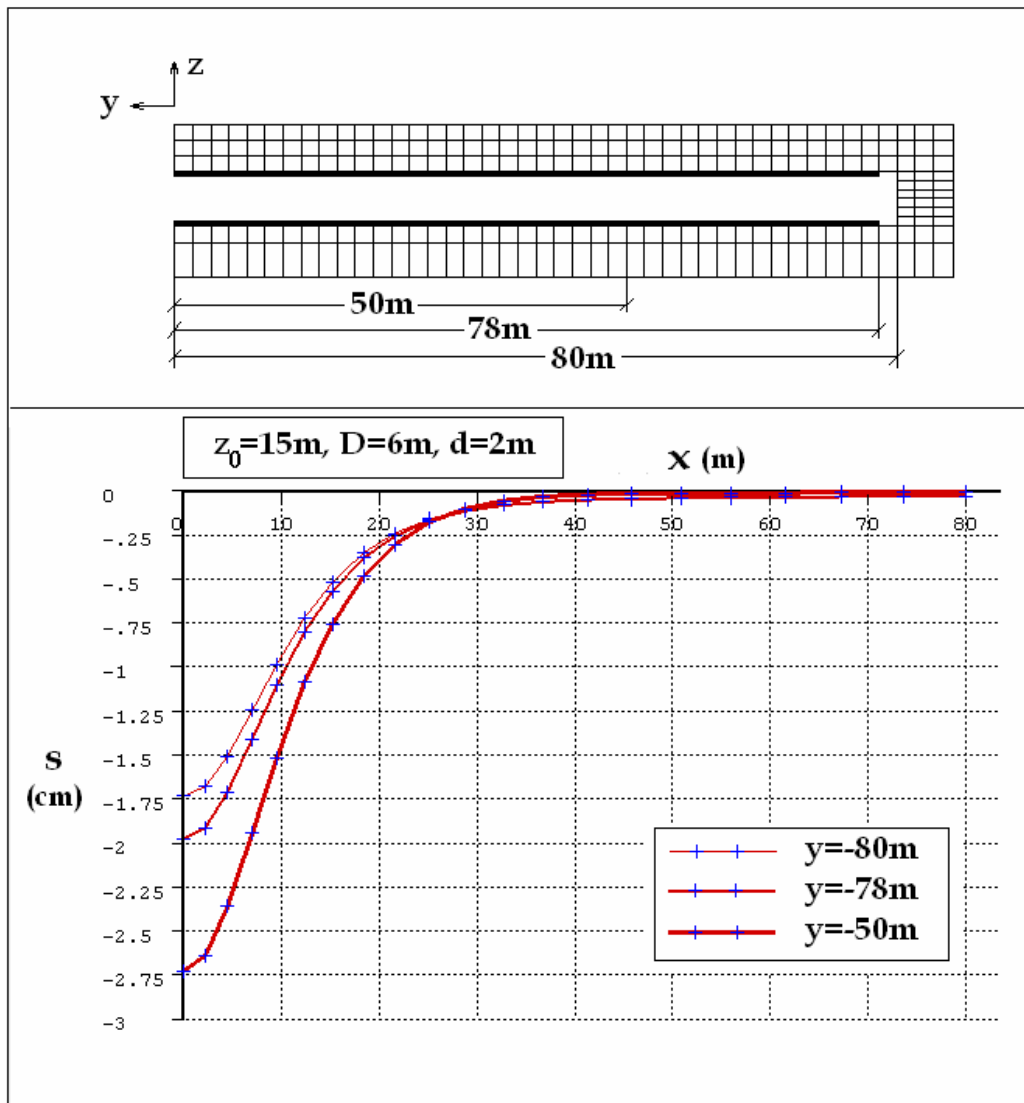
Slika 6.10 Razvoj podužnog profila sleganja sa napredovanjem izgradnje tunela za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

Kao što se vidi na slici, stacionarno stanje pomeranja (horizontalni deo podužnog profila) tzv. *steady-state* je postignuto na oko 30m (5D) iza čela tunela,

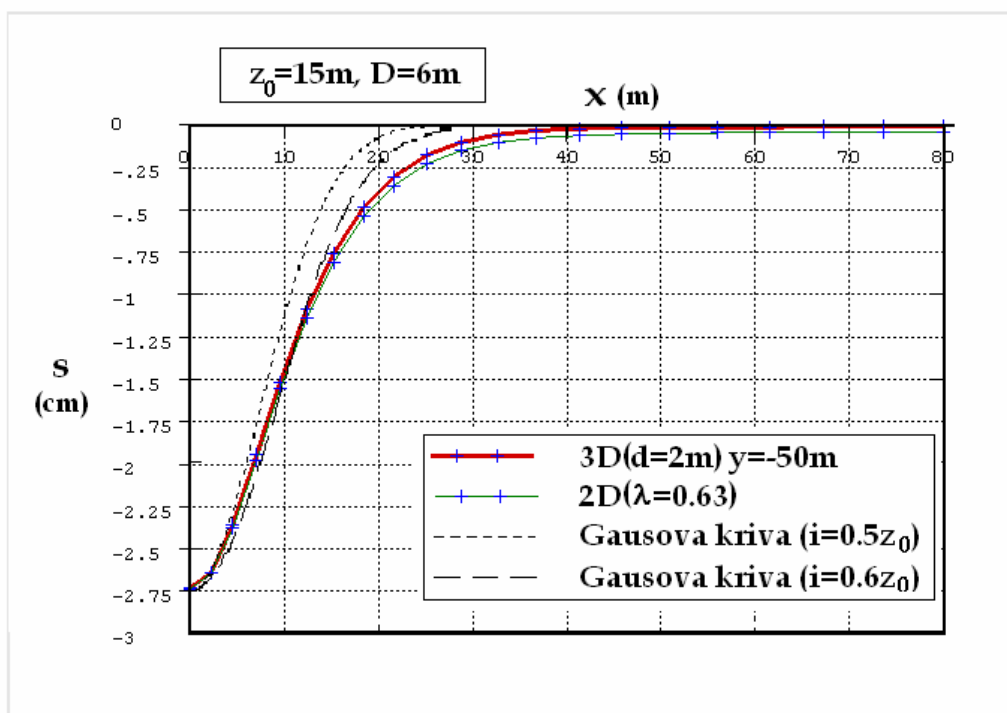
pri simulaciji napredovanja tunela na dužini 80m (40 koraka po 2m). Na početnom delu profila (oko 30m od početne granice $y=0$), javljaju se poremećaji koji su vezani za granične uslova na levoj granici modela (Vermeer et al. 2002). Slične rezultate su dobili Vermeer et al. (2002) koji su, pri analizi NATM tunela primenom *step-by-step* postupka u tlu sa MC uslovom loma, pri napredovanju od 80m, dobili stacionarno stanje pomeranja (horizontalni deo podužnog profila - *steady-state*) na oko 40m (5D) iza čela tunela i na oko 35m od početne granice.

Na slici 6.11 prikazani su poprečni profili sleganja površine terena, dobijeni pri simulaciji izgradnje tunela na dužini $40 \times 2 \text{m} = 80 \text{m}$, za vertikalne preseke na čelu tunela: $y=-80 \text{m}$ i $y=-78 \text{m}$, kao i za presek $y=-50 \text{m}$ (*steady-state* pomeranja).

Na slici 6.12 je dat uporedni prikaz poprečnih profila sleganja, za tunel prečnika 6m na dubini $z_0=15 \text{m}$, dobijenih 3D proračunom pri simulaciji izgradnje na dužini $40 \times 2 \text{m} = 80 \text{m}$ (za presek $y=-50 \text{m}$ - *steady-state* pomeranja) i 2D proračunom primenom metode redukcije napona sa $\lambda=0.63$. Faktor redukcije napona λ je određen prema stacionarnim (*steady-state*) sleganjima koja su dobijena 3D proračunom. Na slici su, radi poređenja, prikazane i empirijske Gausove krive za $i=0.5z_0$ i $i=0.6z_0$. Kao što se vidi sa slike, kada se usvoji odgovarajući koeficijent redukcije napona, 3D i 2D analize daju slične poprečne profile sleganja, što je u skladu sa zaključcima drugih autora (Vermeer et al. 2002, Franzius et al. 2005). Takođe se vidi da su profili sleganja dobijeni proračunima primenom MKE nešto širi od empirijske Gausove krive (što je takođe u skladu sa zaključcima drugih autora).



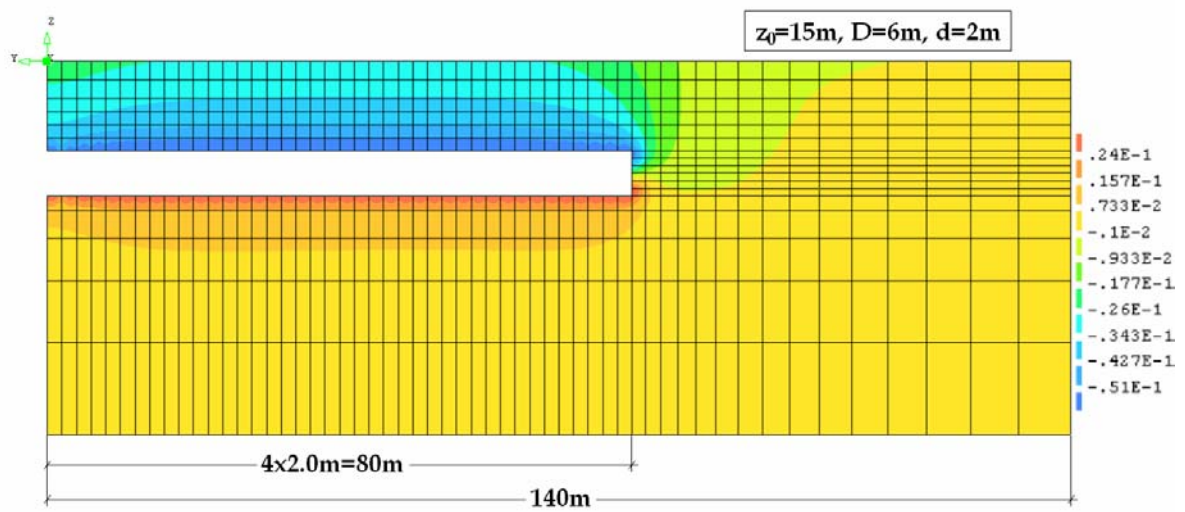
Slika 6.11 Poprečni profili sleganja dobijeni 3D analizom pri simulaciji izgradnje tunela na dužini $40 \times 2\text{m} = 80\text{m}$, za tunel na dubini $z_0 = 15\text{m}$



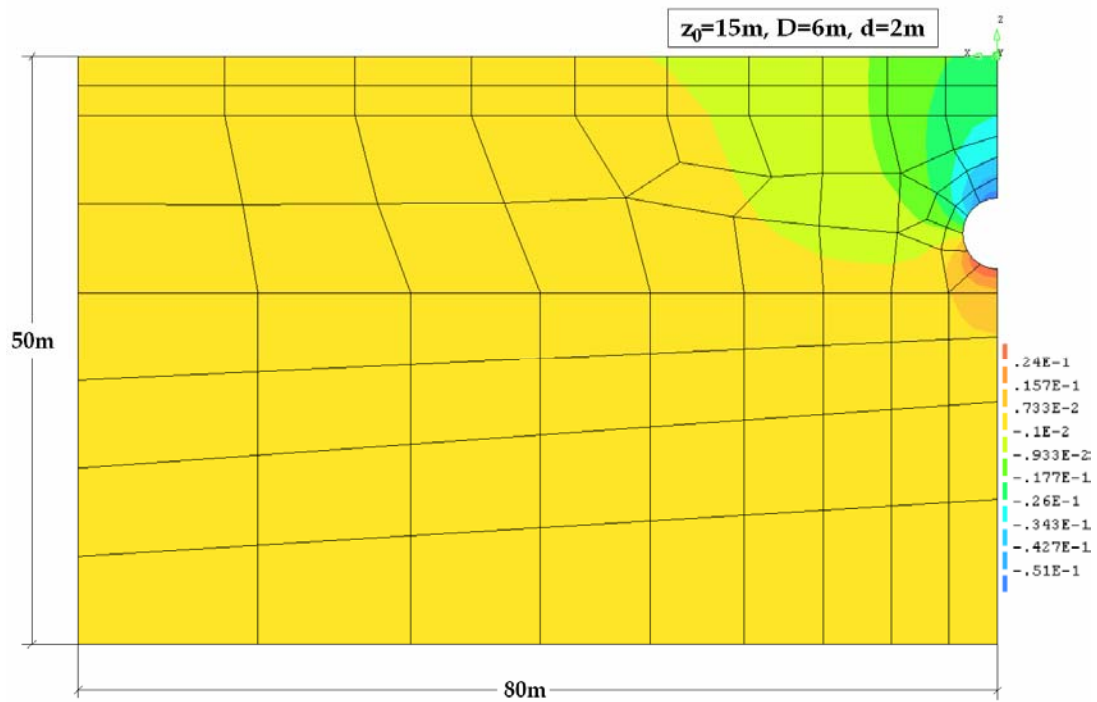
Slika 6.12 Poređenje poprečnog profila sleganja dobijenog 3D analizom (pri napredovanju $40 \times 2\text{m} = 80\text{m}$) u preseku $y = -50\text{m}$ i profila dobijenog 2D analizom metodom redukcije napona, za tunel na dubini $z_0 = 15\text{m}$

U cilju ilustracije pomeranja po dubini, u ovom delu rada su date konture vertikalnih i horizontalnih pomeranja, kao i vektori ukupnih pomeranja u podužnom preseku kroz osu tunela ($x=0$) i poprečnim presecima za $y=-78\text{m}$ i $y=-50\text{m}$, za tunel prečnika $D=6\text{m}$ na dubini $z_0=15\text{m}$. Takođe su u ovim presecima prikazane konture ekvivalentnih Von Mises plastičnih deformacija.

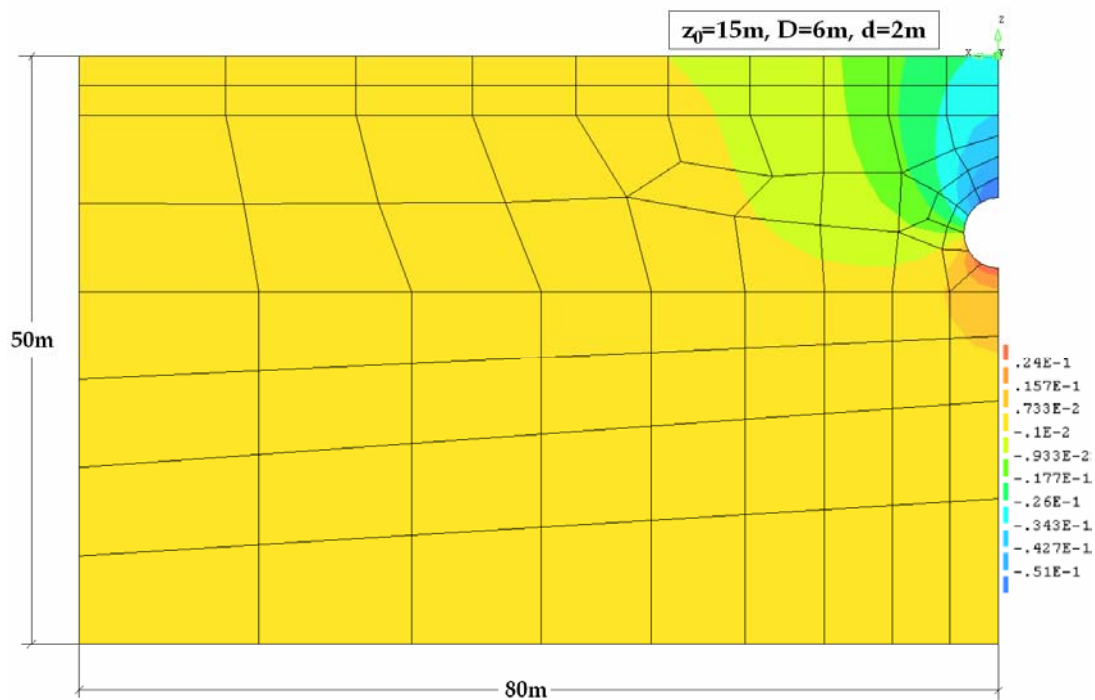
Na slici 6.13 prikazane su konture vertikalnih pomeranja u podužnom preseku kroz osu tunela ($x=0$), a na slikama 6.14 i 6.15 u poprečnim presecima $y=-78\text{m}$ i $y=-50\text{m}$.



Slika 6.13 Konture vertikalnih pomeranja u podužnom preseku kroz osu tunela ($x=0$), za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

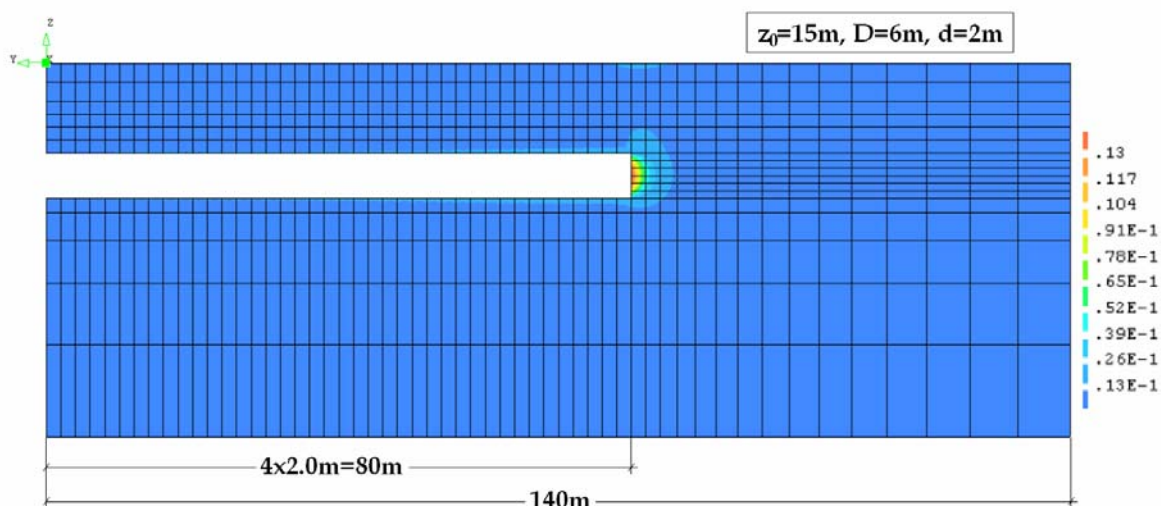


Slika 6.14 Konture vertikalnih pomeranja u poprečnom preseku $y=-78\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

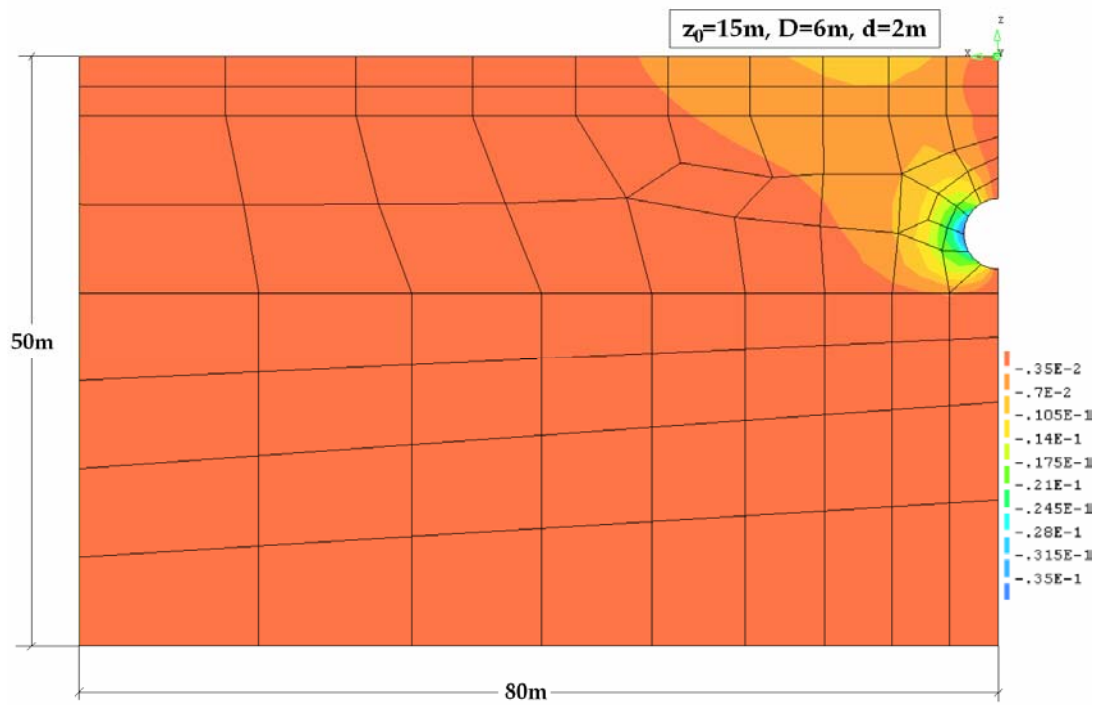


Slika 6.15 Konture vertikalnih pomeranja u poprečnom preseku $y=-50\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

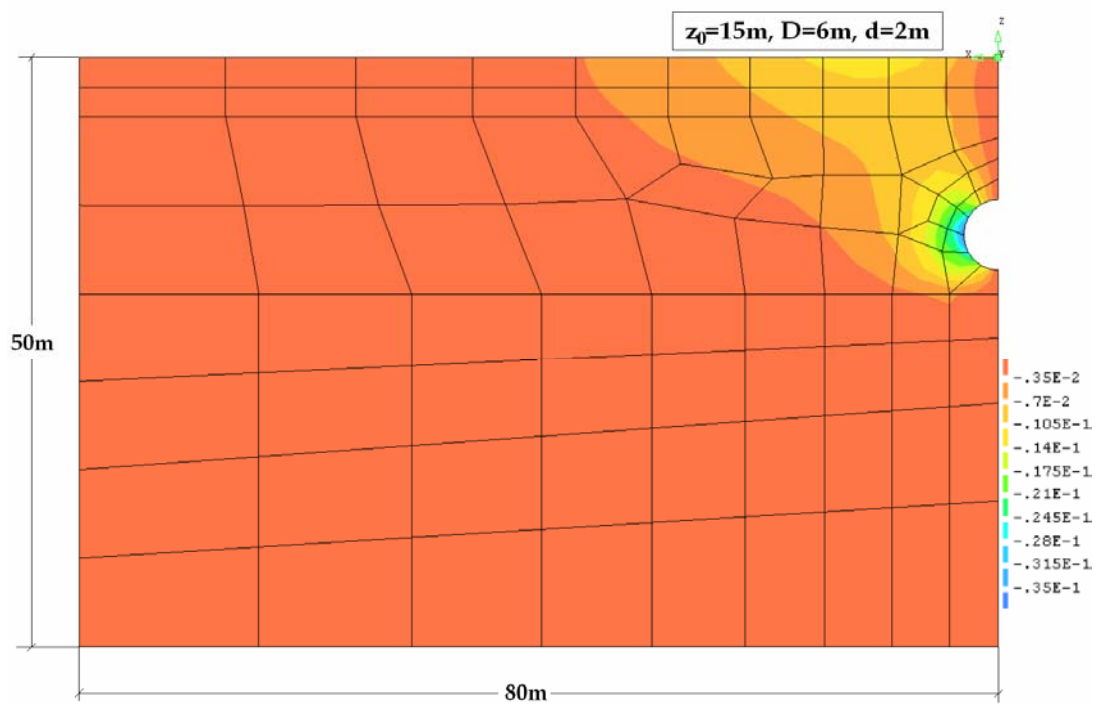
Na slici 6.16 prikazane su konture horizontalnih pomeranja (u pravcu y) u podužnom preseku $x=0$, a na slikama 6.17 i 6.18 horizontalna pomeranja (u pravcu x) u poprečnim presecima $y=-78\text{m}$ i $y=-50\text{m}$.



Slika 6.16 Konture horizontalnih pomeranja u podužnom preseku kroz osu tunela ($x=0$), za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

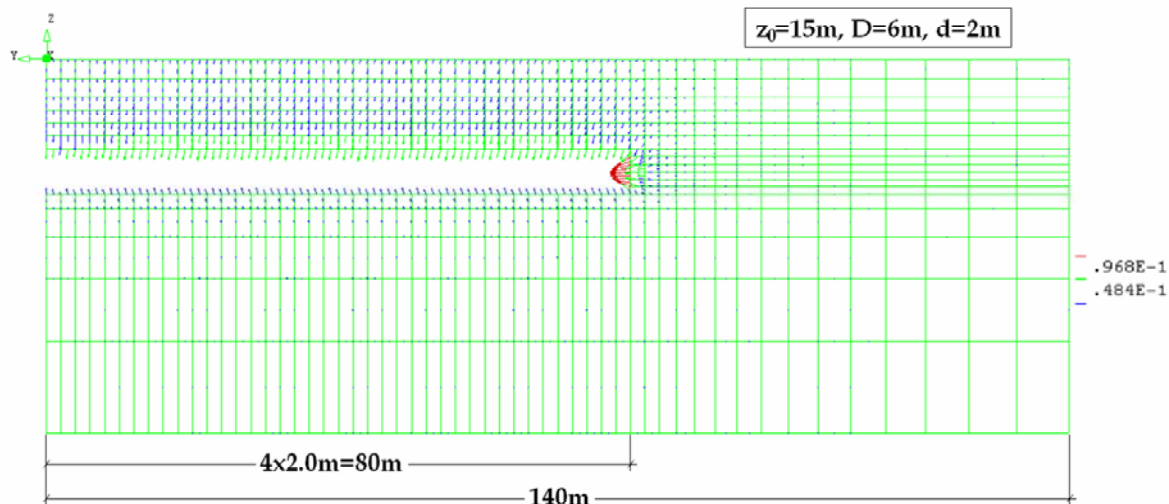


Slika 6.17 Konture horizontalnih pomeranja u poprečnom preseku $y=-78\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

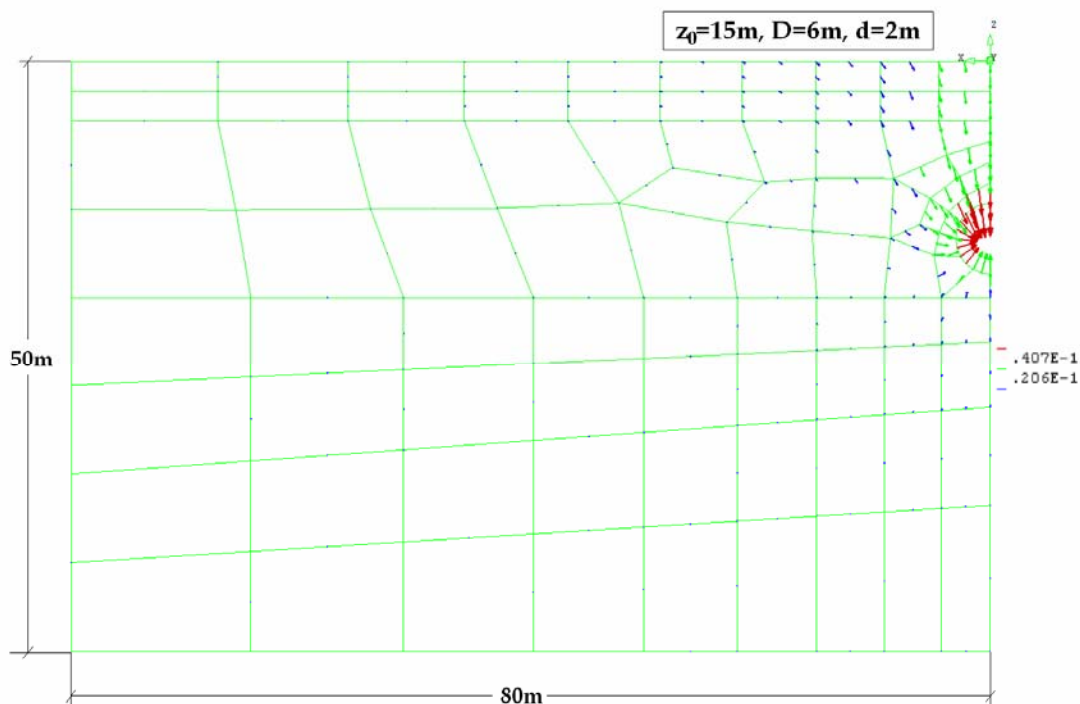


Slika 6.18 Konture horizontalnih pomeranja u poprečnom preseku $y=-50\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

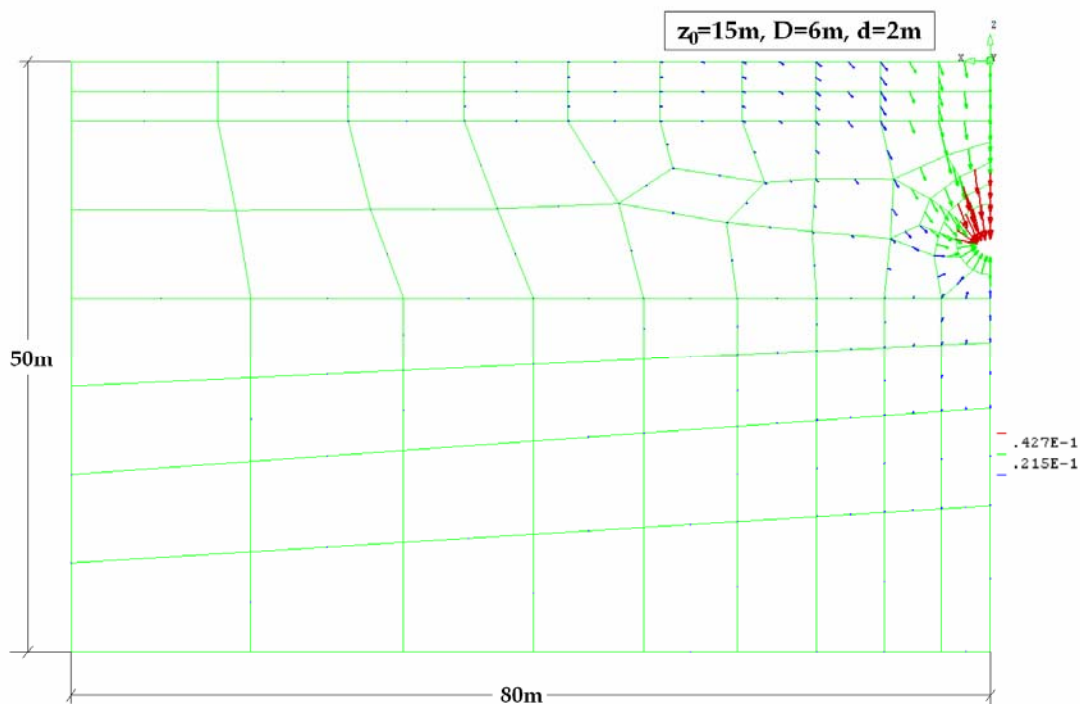
Na slici 6.19 prikazani su vektori ukupnih pomeranja u podužnom preseku, a na slikama 6.20 i 6.21 u poprečnim presecima za $y=-78\text{m}$ i $y=-50\text{m}$.



Slika 6.19 Vektori ukupnih pomeranja (faktor uvećanja 20) u podužnom preseku kroz osu tunela, za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

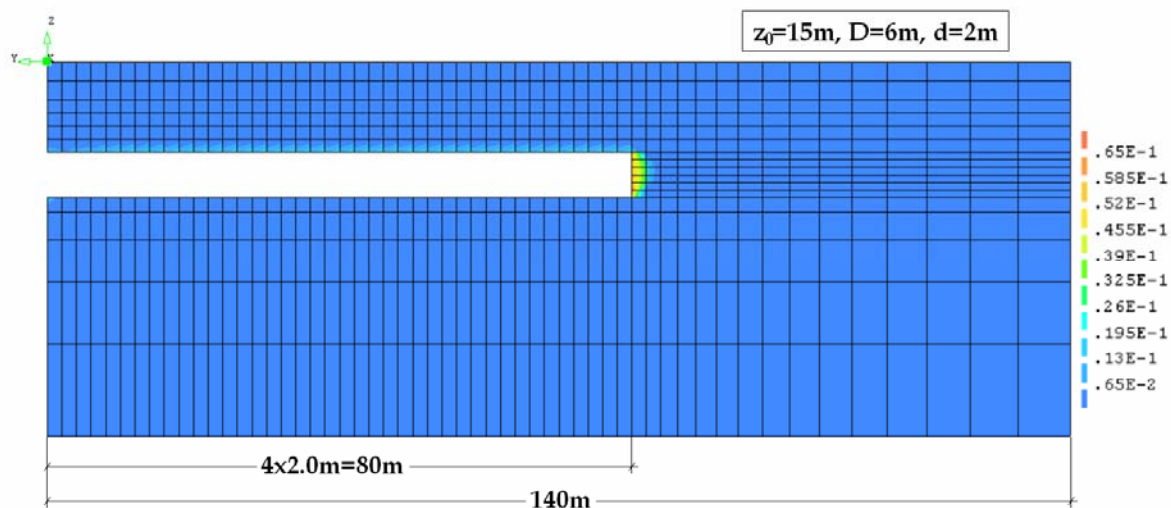


Slika 6.20 Vektori ukupnih pomeranja (faktor uvećanja 50) u poprečnom preseku $y=-78\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

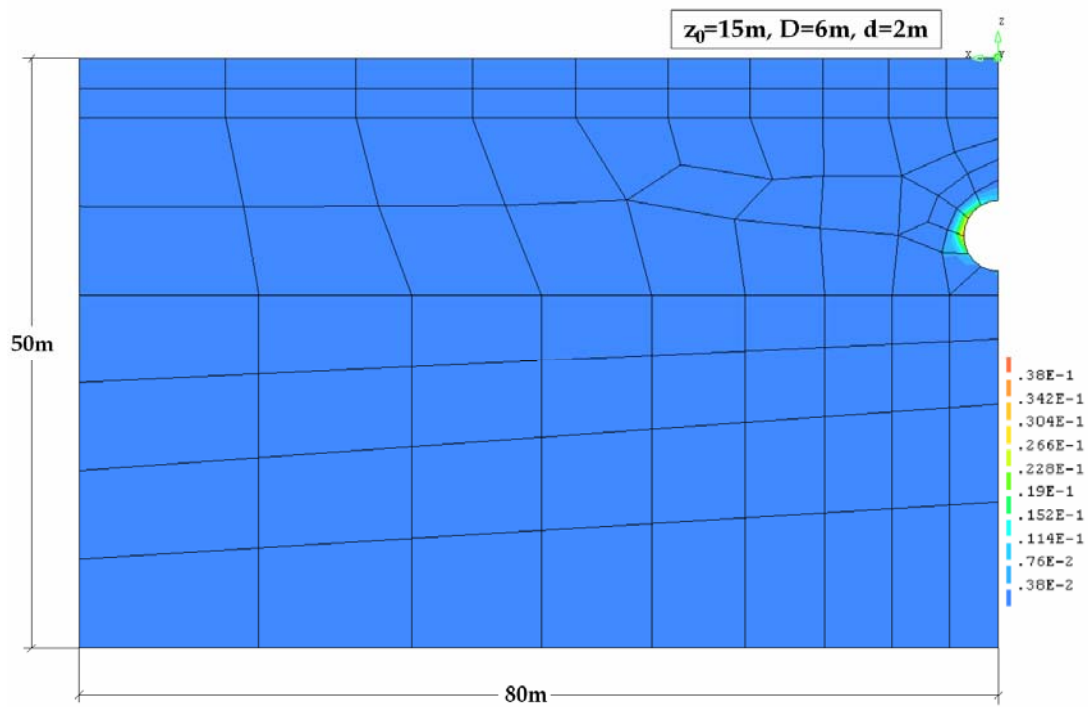


Slika 6.21 Vektori ukupnih pomeranja (faktor uvećanja 50) u poprečnom preseku $y=-50\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

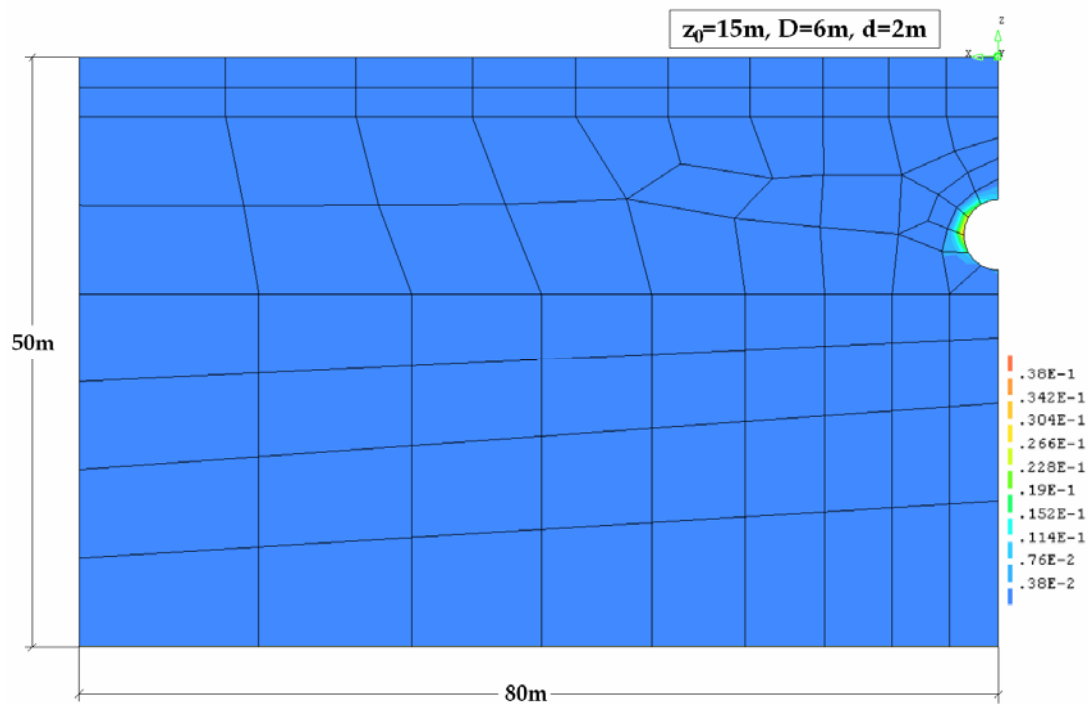
Konture ekvivalentnih Von Mises plastičnih deformacija prikazane su u podužnom preseku na slici 6.22, i poprečnim presecima za $y=-78\text{m}$ na slici 6.23 i $y=-50\text{m}$ na slici 6.24.



Slika 6.22 Konture ekvivalentnih Von Mises plastičnih deformacija u podužnom preseku kroz osu tunela, za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

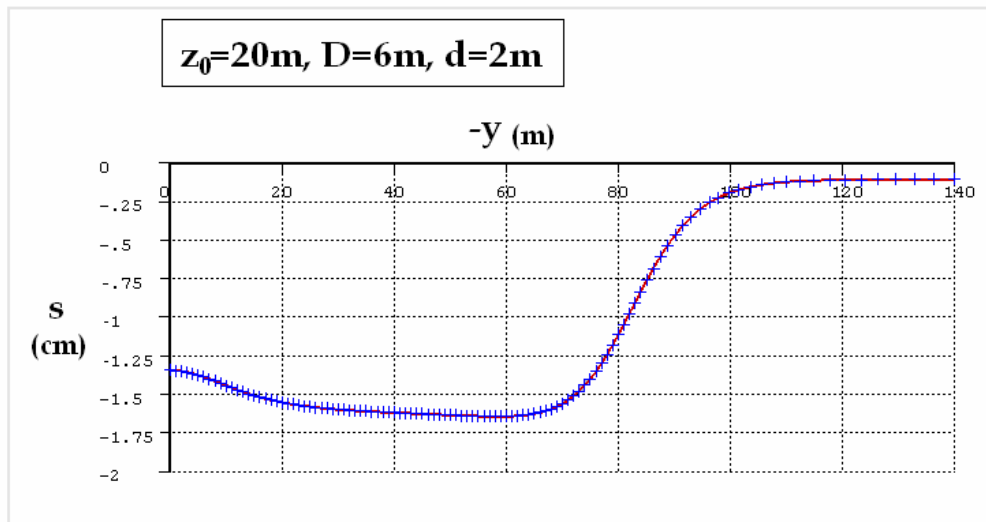


Slika 6.23 Konture ekvivalentnih Von Mises plastičnih deformacija u poprečnom preseku $y=-78\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

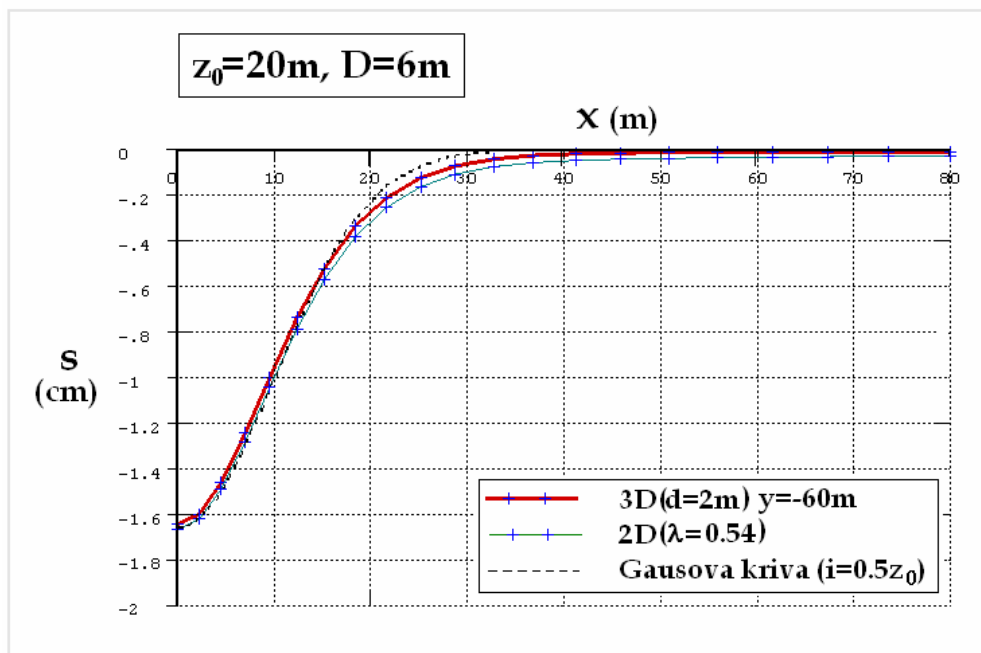


Slika 6.24 Konture ekvivalentnih Von Mises plastičnih deformacija u poprečnom preseku $y=-50\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

Na slici 6.25 prikazan je podužni profil sleganja za tunel prečnika 6m na dubini $z_0=20\text{m}$ dobijen pri 3D simulaciji izgradnje tunela na dužini $40 \times 2\text{m}=80\text{m}$ (3D MKE model je prikazan na slici 6.4). Na slici 6.26 prikazan je poprečni profil sleganja dobijen 3D proračunom u preseku $y=-60\text{m}$, profil dobijen 2D proračunom sa $\lambda=0.54$ i Gausova kriva sa $i=0.5z_0$.

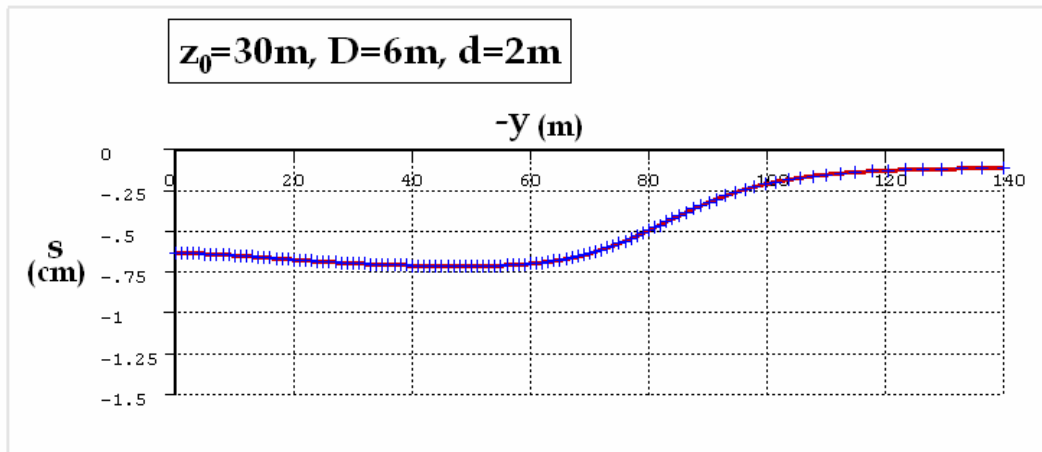


Slika 6.25 Podužni profili sleganja pri simulaciji napredovanja na dužini $40 \times 2\text{m}=80\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=20\text{m}$

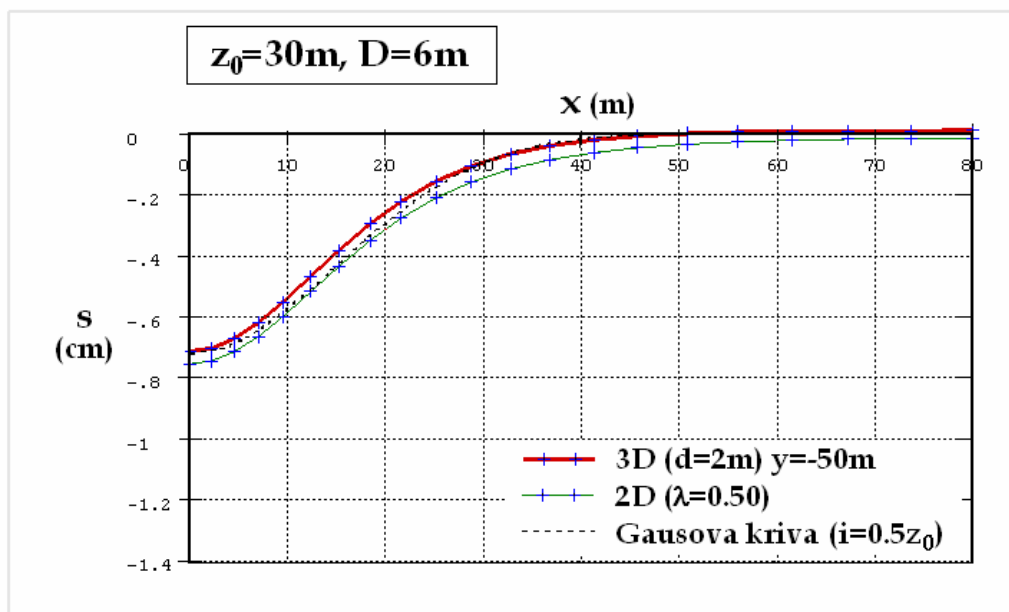


Slika 6.26 Poprečni profili sleganja za tunel na dubini $z_0=20\text{m}$ dobijeni 3D i 2D analizom

Na slici 6.27 prikazan je podužni profil sleganja za tunel prečnika 6m na dubini $z_0=30\text{m}$ dobijen pri 3D simulaciji izgradnje tunela na dužini $40 \times 2\text{m}=80\text{m}$ (3D MKE model je prikazan na slici 6.5), a na slici 6.28 prikazani su poprečni profili sleganja dobijeni 3D proračunom u preseku $y=-50\text{m}$, 2D proračunom sa $\lambda=0.50$ i Gausova kriva sa $i=0.5z_0$.



Slika 6.27 Podužni profil sleganja pri simulaciji napredovanja na dužini $40 \times 2\text{m}=80\text{m}$ za tunel na dubini $z_0=30\text{m}$



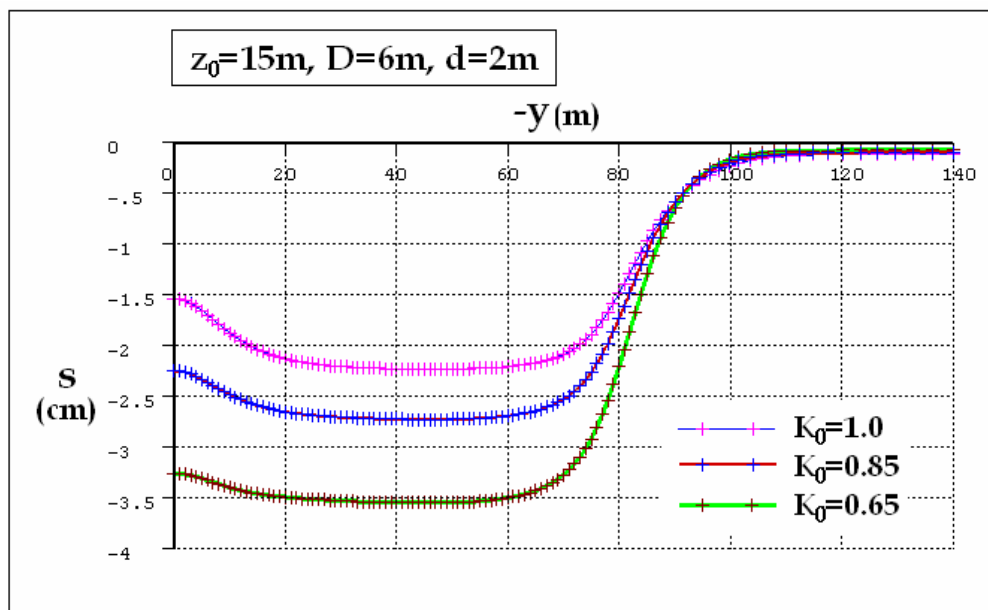
Slika 6.28 Poprečni profili sleganja za tunel na dubini $z_0=30\text{m}$ dobijeni 3D i 2D analizom

6.3 Rezultati parametarskih analiza

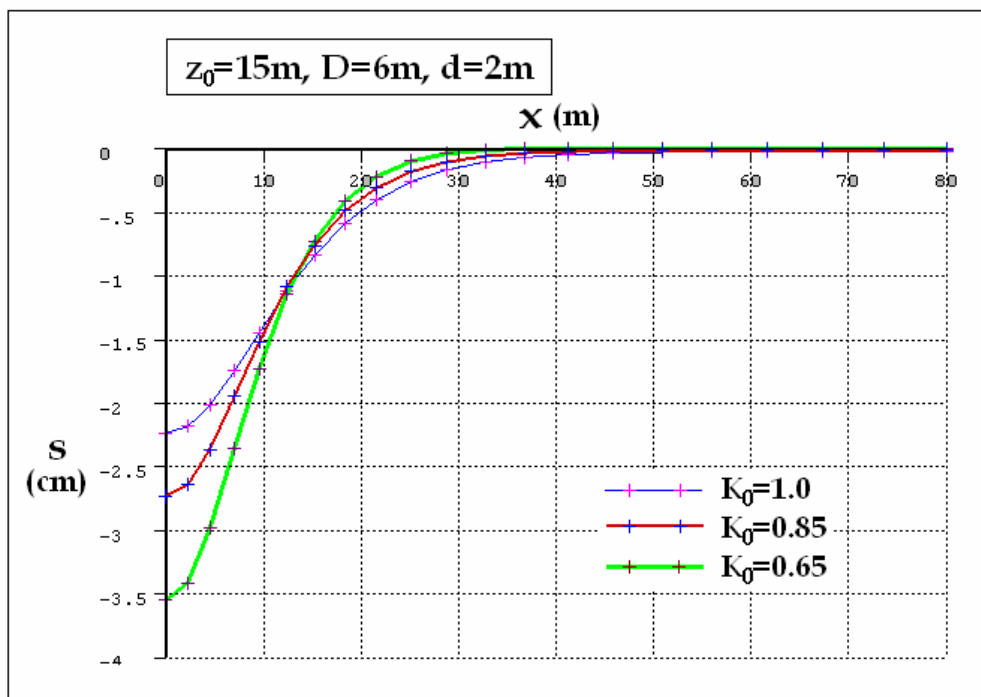
U ovom delu rada prikazani su rezultati sprovedenih parametarskih analiza. Analiziran je uticaj koeficijenta bočnog pritiska K_0 , modula elastičnosti tla, parametara smičuće čvrstoće - kohezije i ugla smičuće otpornosti, prečnika tunela i dužine napredovanja iskopa (nepodgrađena deonica na čelu tunela) na sleganja površine terena. Takođe je analiziran uticaj ovih parametara na faktor redukcije inicijalnih napona λ .

6.3.1 Uticaj koeficijenta bočnog pritiska K_0

Na slici 6.29 dat je uporedni prikaz podužnih profila sleganja dobijenih 3D analizom tunela prečnika 6m na dubini 15m, pri simulaciji izgradnje tunela na dužini $40 \times 2m = 80m$, za vrednosti koeficijenta bočnog pritiska žutomrke degradirane laporovite gline $K_0 = 0.65, 0.85$ i 1.0 . Na slici 6.30 prikazani su poprečni profil sleganja dobijeni 3D analizama za presek $y = -50m$.



Slika 6.29 Podužni profili sleganja dobijeni za različite vrednosti koeficijenta bočnog pritiska K_0 degradirane laporovite gline, tunel na dubini $z_0 = 15m$



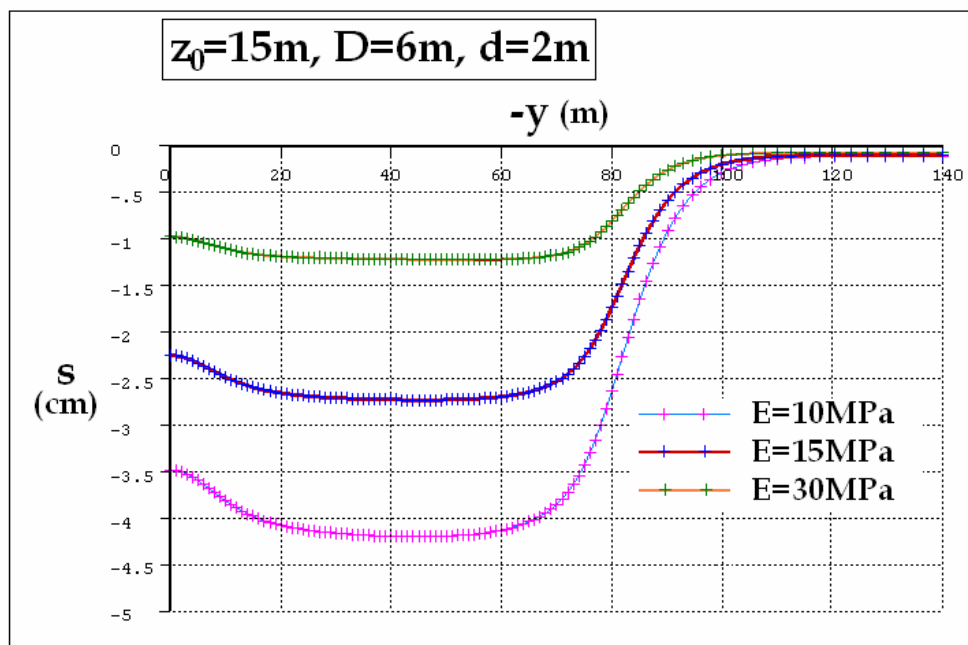
Slika 6.30 Poprečni profili sleganja dobijeni 3D analizom za presek $y=-50\text{m}$ za različite vrednosti koeficijenta bočnog pritiska K_0 degradirane laporovite gline tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

Kao što se vidi sa datih dijagrama, koeficijent bočnog pritiska K_0 ima značajan uticaj na sleganja površine terena, pri čemu sa porastom ovog koeficijenta poprečni profili sleganja postaju sve plići i širi, što je u skladu sa zaključcima drugih autora (Addenbrooke et al. 1997; Lee & Ng, 2002; Ng & Lee, 2003; Franzius et al, 2005; Moller, 2006).

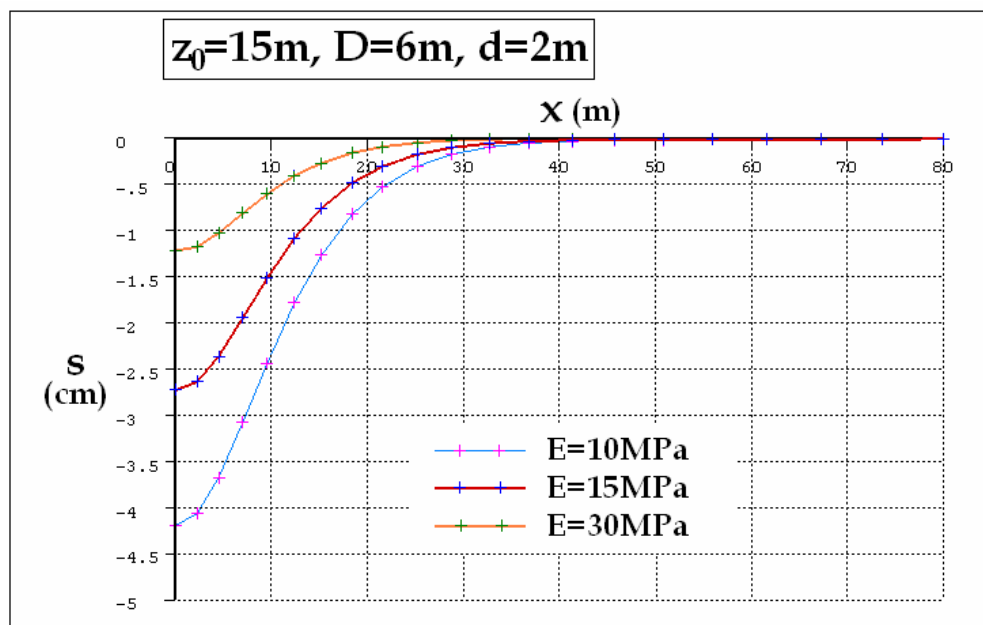
6.3.2 Uticaj parametara deformabilnosti

U okviru parametarskih analiza, sprovedenih u ovom radu, razmatran je i uticaj modula elastičnosti tla na sleganja površine terena. Analiziran je uticaj vrednosti modula elastičnosti žuto-mrke degradirane laporovite gline na sleganja tunela građenog u ovoj sredini, na dubini $z_0=15\text{m}$, pri čemu su razmatrane vrednosti $E=10, 15$ i 30MPa . Takođe je analiziran uticaj modula elastičnosti sive neizmenjene laporovite gline i lapora na sleganja tunela građenog u toj sredini, na dubini $z_0=30\text{m}$. Izvršeno je poređenje sleganja za vrednosti modula $E=60\text{MPa}$ i $E=120\text{MPa}$.

Na slici 6.31 dat je uporedni prikaz podužnih profila sleganja površine terena, usled izgradnje tunela prečnika $D=6\text{m}$ na dubini $z_0=15\text{m}$, u žutomrkoj laporovitoj glini, za različite vrednosti modula elastičnosti ove gline. Na slici 6.32 prikazani su poprečni profili sleganja (*steady-state*).



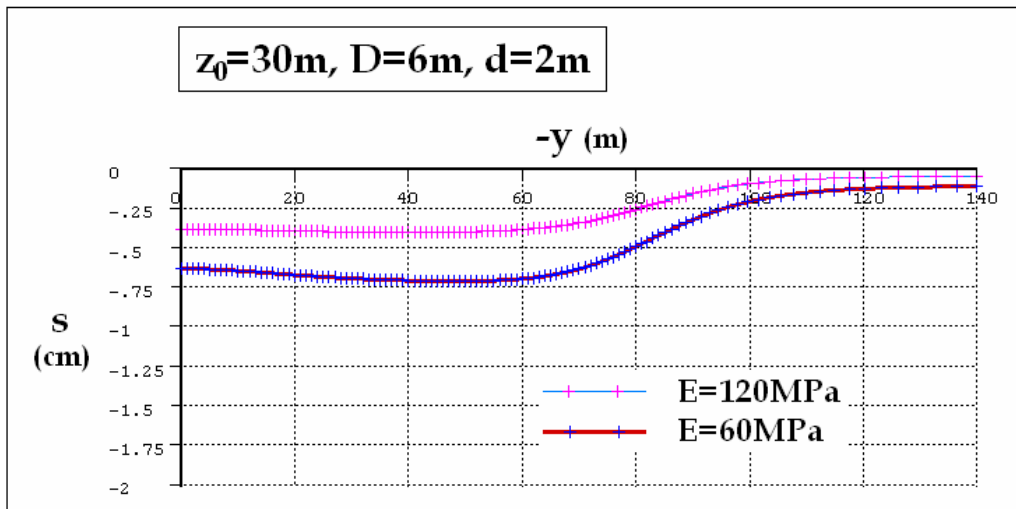
Slika 6.31 Podužni profili sleganja za različite vrednosti modula elastičnosti žutomrke degradirane laporovite gline, tunel na dubini $z_0=15\text{m}$



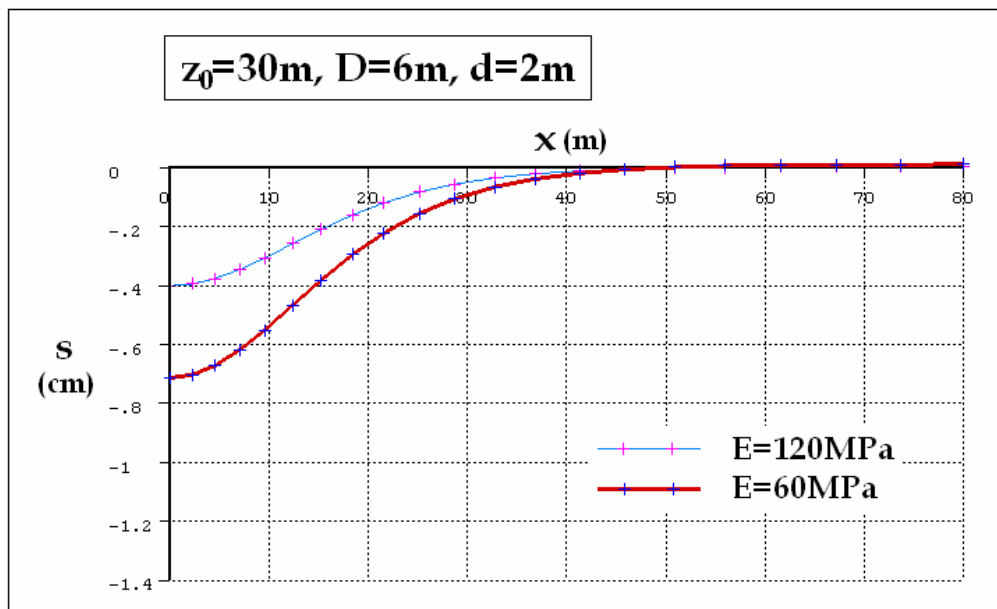
Slika 6.32 Poprečni profili sleganja za različite vrednosti modula elastičnosti žutomrke degradirane laporovite gline, tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

Na slici 6.33 dat je uporedni prikaz podužnih profila sleganja površine terena, usled izgradnje tunela na dubini $z_0=30\text{m}$ u sivoj neizmenjenoj laporovitoj glini i laporima, za vrednosti modula elastičnosti ove sredine $E=60\text{MPa}$ i $E=120\text{MPa}$.

Na slici 6.34 prikazani su poprečni profili sleganja (presek $y=-50\text{m}$).



Slika 6.33 Podužni profili sleganja za različite vrednosti modula elastičnosti sive neizmenjene laporovite gline, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$



Slika 6.34 Poprečni profili sleganja (presek $y=-50\text{m}$), za različite vrednosti modula elastičnosti sive neizmenjene laporovite gline, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$

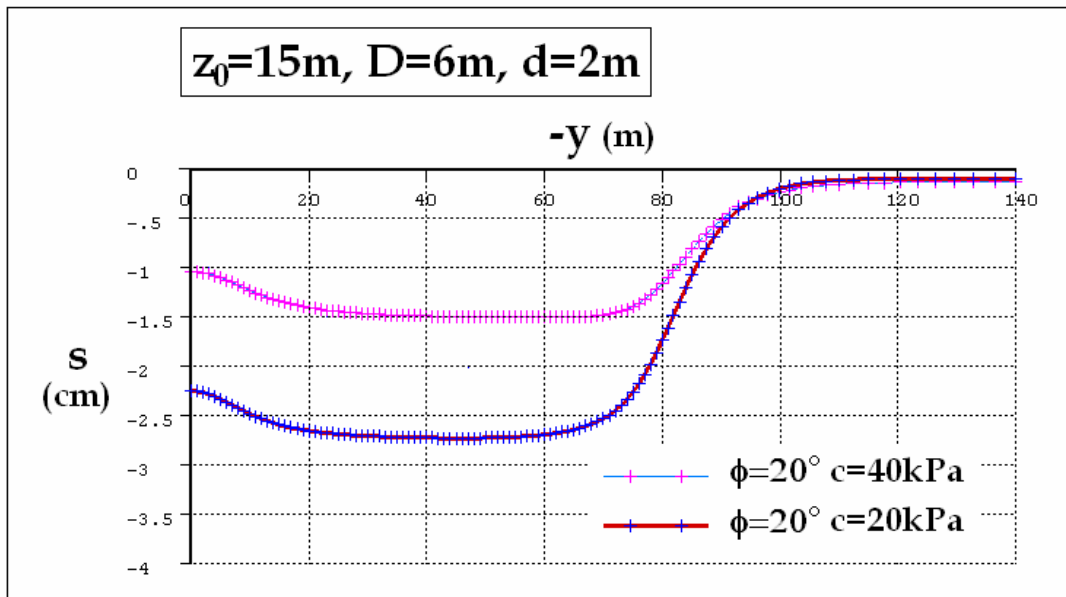
Kao što se vidi sa datih dijagrama, modul elastičnosti sredine u kojoj se tunel gradi ima značajan uticaj na sleganja površine terena, što je i bilo očekivano s obzirom da je najveći deo sredine u kojoj se tunel gradi u domenu elastičnosti, i sa smanjenjem modula elastičnosti značajno se povećavaju sračunata sleganja.

6.3.3 Uticaj parametara smičuće čvrstoće

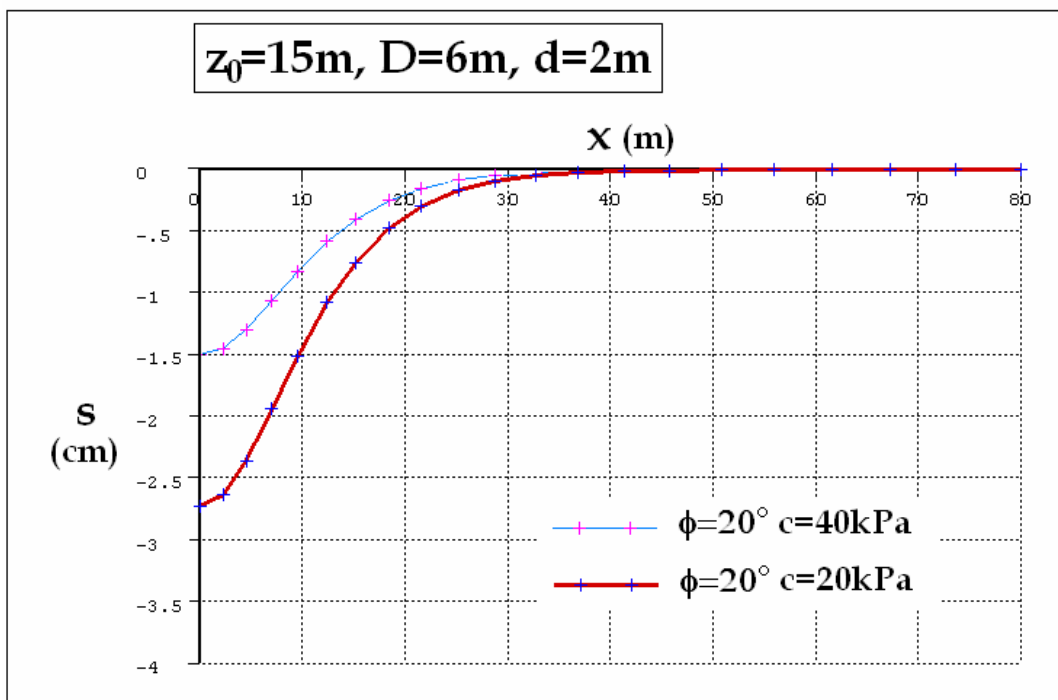
Da bi se ispitaio uticaj parametara smičuće čvrstoće sredine u kojoj se tunel gradi na sleganja površine terena, varirani su kohezija i ugao smičuće otpornosti žutomrke degradirane laporovite gline, za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$, kao i kohezija i ugao smičuće otpornosti sive neizmenjene laporovite gline i lapora, za tunel na dubini $z_0=30\text{m}$.

Na slici 6.35 prikazani su podužni profili sleganja površine terena usled izgradnje tunela prečnika 6m na dubini $z_0=15\text{m}$ za vrednosti kohezije degradirane laporovite gline $c=20\text{kPa}$ i $c=40\text{kPa}$, pri uglu smičuće otpornosti $\phi=20^\circ$. Na slici 6.36 prikazani su poprečni profili sleganja.

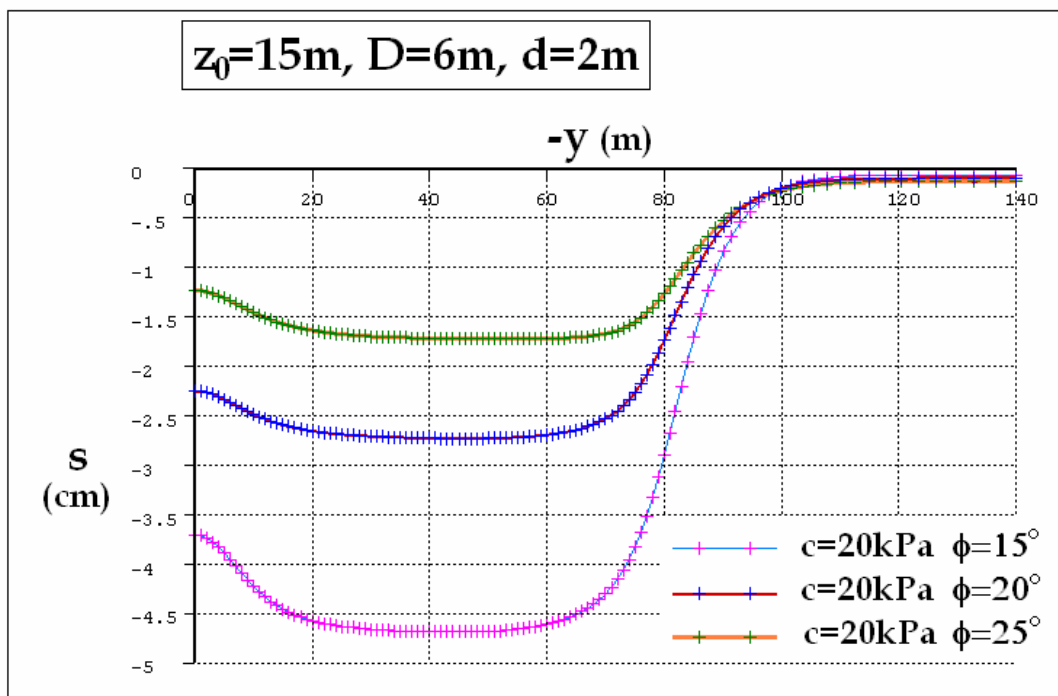
Na slici 6.37 dat je uporedni prikaz podužnih profila sleganja, dobijenih 3D proračunima za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$, za vrednosti ugla smičuće otpornosti žutomrke degradirane laporovite gline $\phi=15^\circ, 20^\circ, 25^\circ$, pri koheziji $c=20\text{kPa}$. Na slici 6.38 prikazani su poprečni profili sleganja za presek $y=-50\text{m}$.



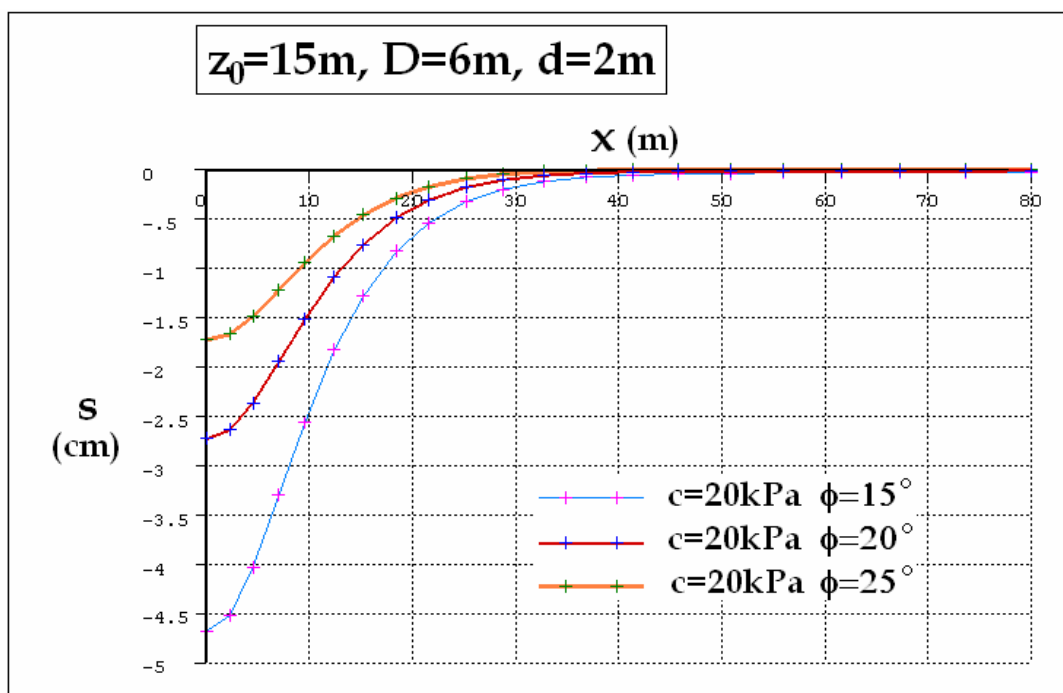
Slika 6.35 Podužni profili sleganja za različite vrednosti kohezije degradirane laporovite gline, tunel na dubini $z_0=15\text{m}$



Slika 6.36 Poprečni profili sleganja za različite vrednosti kohezije degradirane laporovite gline, tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

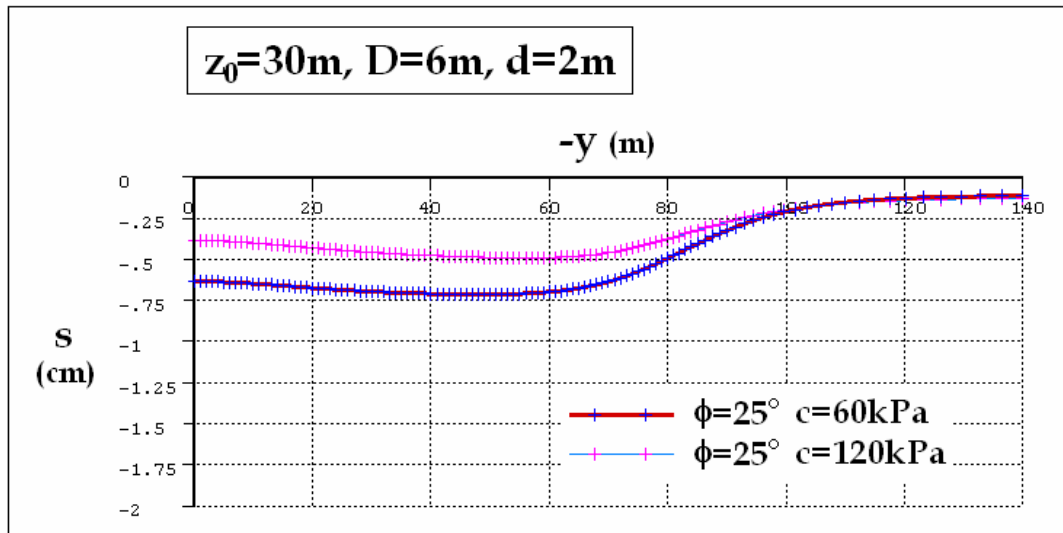


Slika 6.37 Podužni profili sleganja za različite vrednosti ugla smičuće otpornosti degradirane laporovite gline, tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

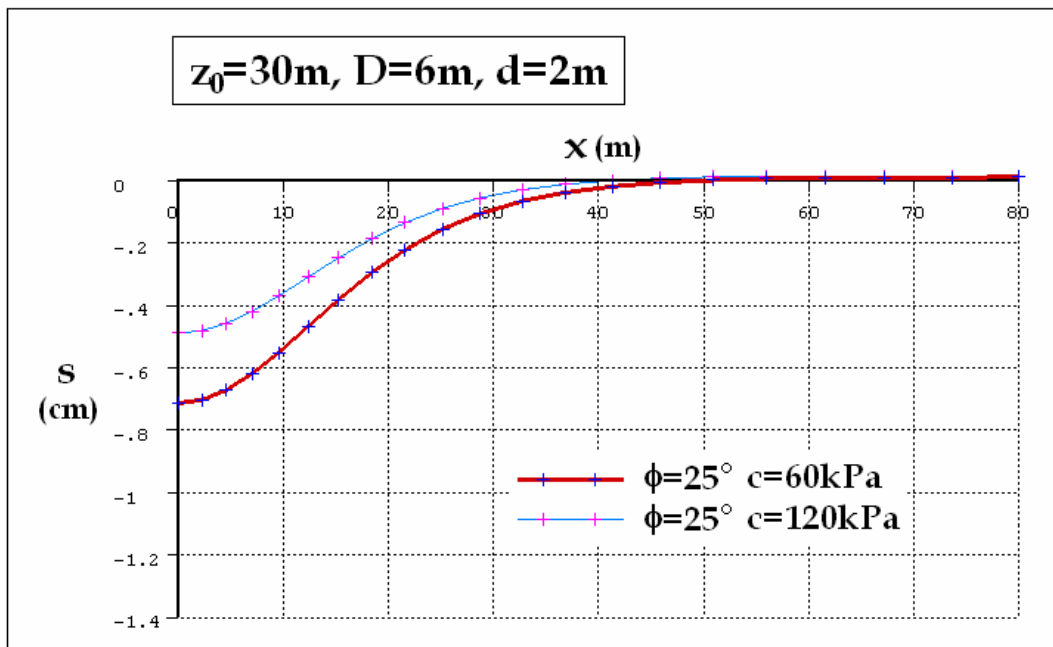


Slika 6.38 Poprečni profili sleganja za različite vrednosti ugla smičuće otpornosti degradirane laporovite gline, tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

Na slici 6.39 dat je uporedni prikaz podužnih profila sleganja, za tunel na dubini $z_0=30\text{m}$, za vrednosti kohezije sive neizmenjene laporovite gline $c=60\text{kPa}$ i $c=120\text{kPa}$, pri $\phi=25^\circ$, a na slici 6.40 poprečnih profila sleganja (preseki $y=-50\text{m}$).

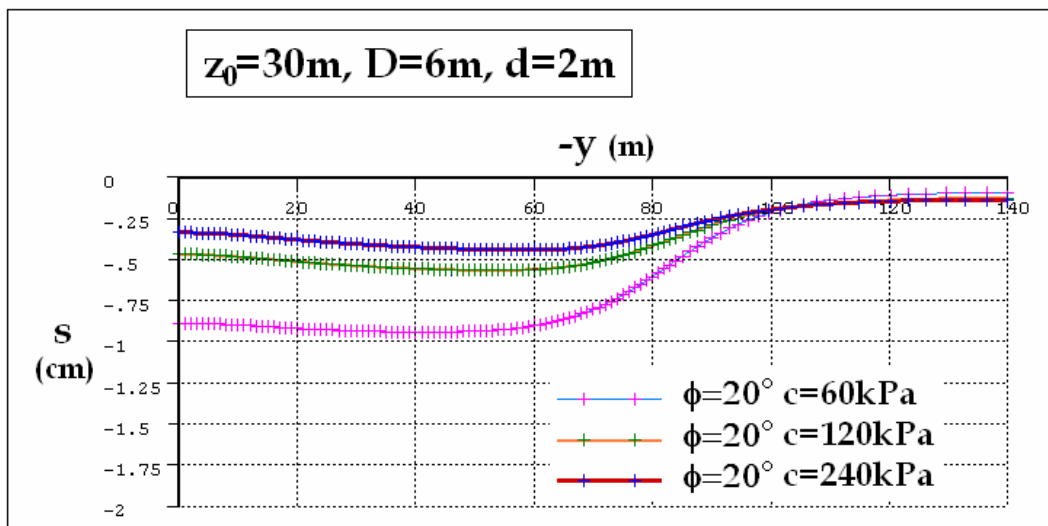


Slika 6.39 Podužni profili sleganja za različite vrednosti kohezije sive neizmenjene laporovite gline i $\phi=25^\circ$, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$

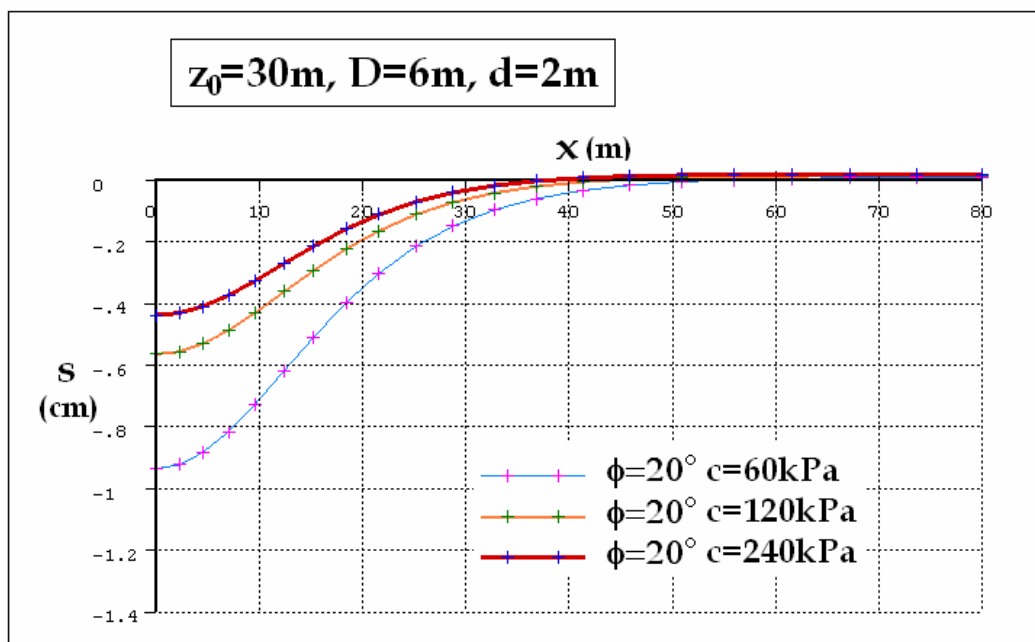


Slika 6.40 Poprečni profili sleganja za različite vrednosti kohezije sive neizmenjene laporovite gline i $\phi=25^\circ$, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$

Na slici 6.41 su prikazani podužni profili, a na slici 6.42 poprečni profili (presek $y=-50\text{m}$) sleganja za vrednosti kohezije sive neizmenjene laporovite gline $c=60$, 120 i 240kPa, pri $\phi=20^\circ$.

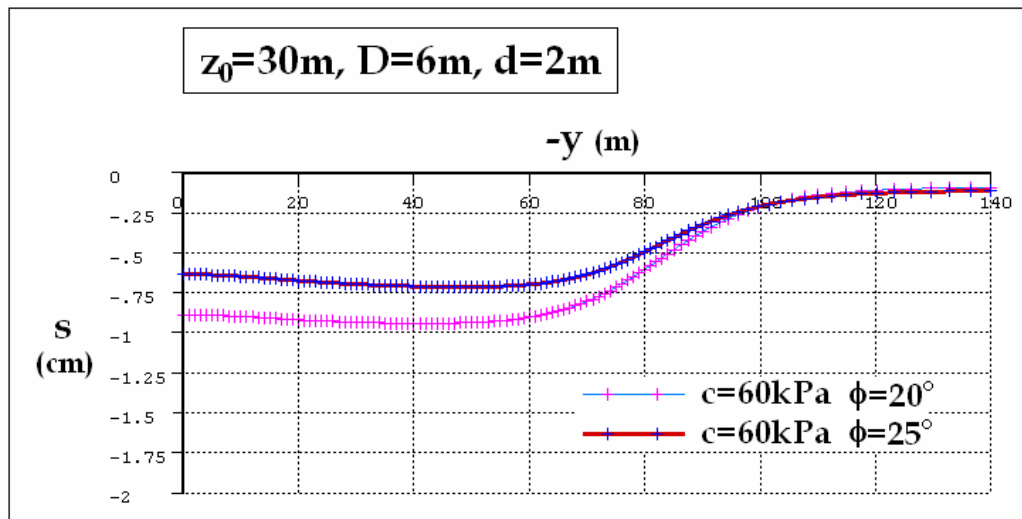


Slika 6.41 Podužni profili sleganja za različite vrednosti kohezije sive neizmenjene laporovite gline i $\phi=20^\circ$, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$

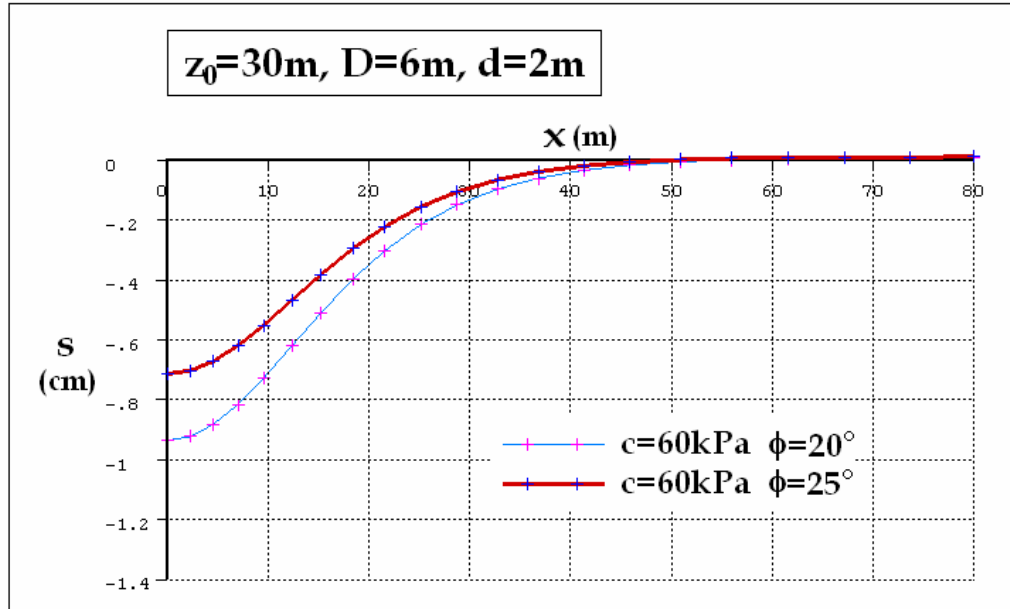


Slika 6.42 Poprečni profili sleganja za različite vrednosti kohezije sive neizmenjene laporovite gline i $\phi=20^\circ$, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$

Na slici 6.43 su prikazani podužni profili sleganja, a na slici 6.44 poprečni profili sleganja (preseki $y=-50\text{m}$) za vrednosti ugla smičuće otpornosti sive neizmenjene laporovite gline $\phi=20^\circ$ i $\phi=25^\circ$ pri koheziji $c=60\text{kPa}$.



Slika 6.43 Podužni profili sleganja za različite vrednosti ugla smičuće otpornosti sive neizmenjene laporovite gline, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$



Slika 6.44 Poprečni profili sleganja za različite vrednosti ugla smičuće otpornosti sive neizmenjene laporovite gline, tunel na dubini $z_0=30\text{m}$

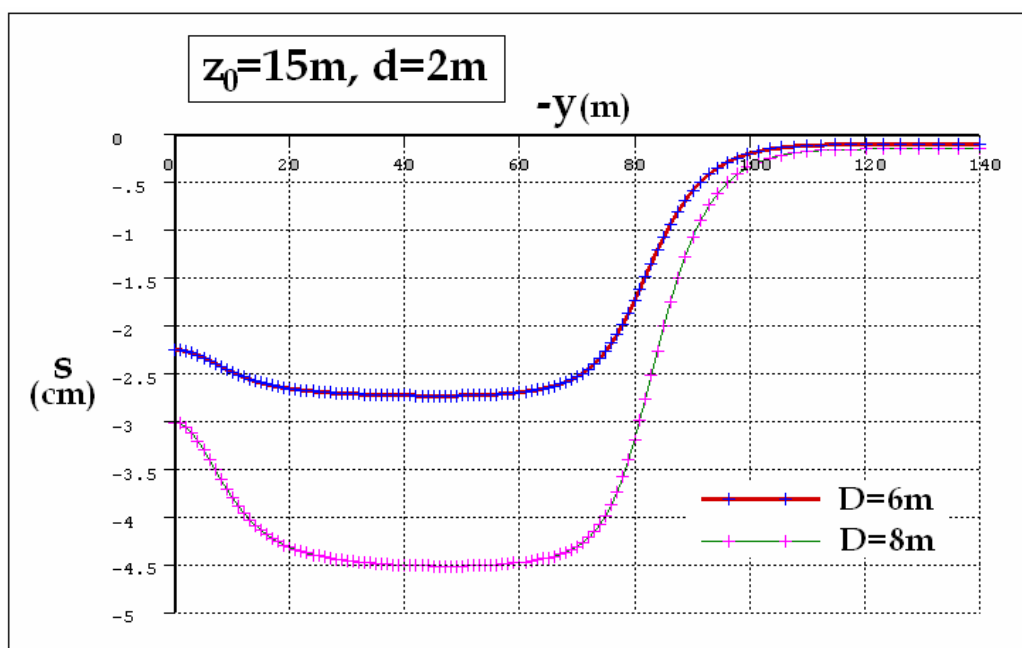
Kao što se vidi sa datih dijagrama i kohezija i ugao smičuće otpornosti imaju izuzetno veliki uticaj na proračunata sleganja površine terena. S obzirom da

vrednosti kohezije određene laboratorijskim opitima obično variraju u širokim granicama, što potvrđuju i vrednosti prikazane u tabeli 4.10, od izuzetnog je značaja da se kod predviđanja sleganja usled izgradnje tunela, naročita pažnja posveti određivanju adekvatne vrednosti ovog parametra.

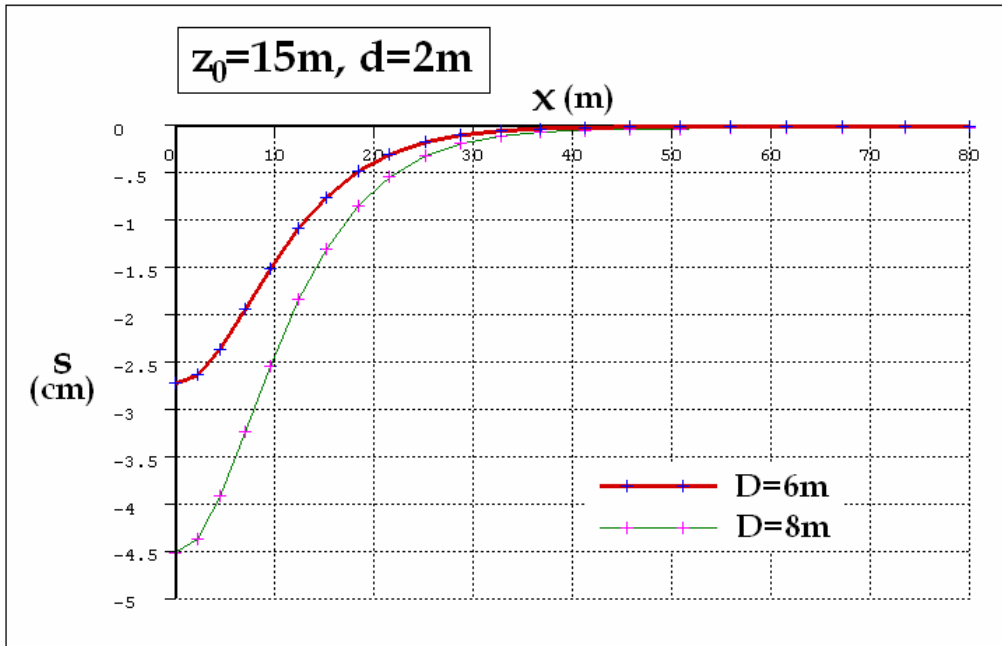
6.3.4 Uticaj prečnika tunela

Proračuni u ovom radu su sprovedeni za tunel prečnika $D=6\text{m}$ (Studija tehničko ekonomske podobnosti brzog javnog gradskog saobraćaja u Beogradu, faza 3: idejna inženjerska rešenja prve etape metroa, 1981). Da bi se ispitaio uticaj prečnika tunela na sleganja površine terena, proračuni su sprovedeni i za tunele prečnika $D=8\text{m}$ na dubinama 15m , 20m i 30m (čiji su 3D modeli prikazani na slikama 6.6, 6.7 i 6.8), sa parametrima tla datim u tabeli 6.1.

Na slici 6.45 dat je uporedni prikaz podužnih profila sleganja za tunele prečnika $D=6\text{m}$ i $D=8\text{m}$ na dubini $z_0=15\text{m}$, dobijenih 3D analizom pri simulaciji izgradnje tunela na dužini $40 \times 2\text{m}=80\text{m}$. Na slici 6.46 dat je uporedni prikaz poprečnih profila sleganja u preseku $y=-50\text{m}$ (*steady-state*).

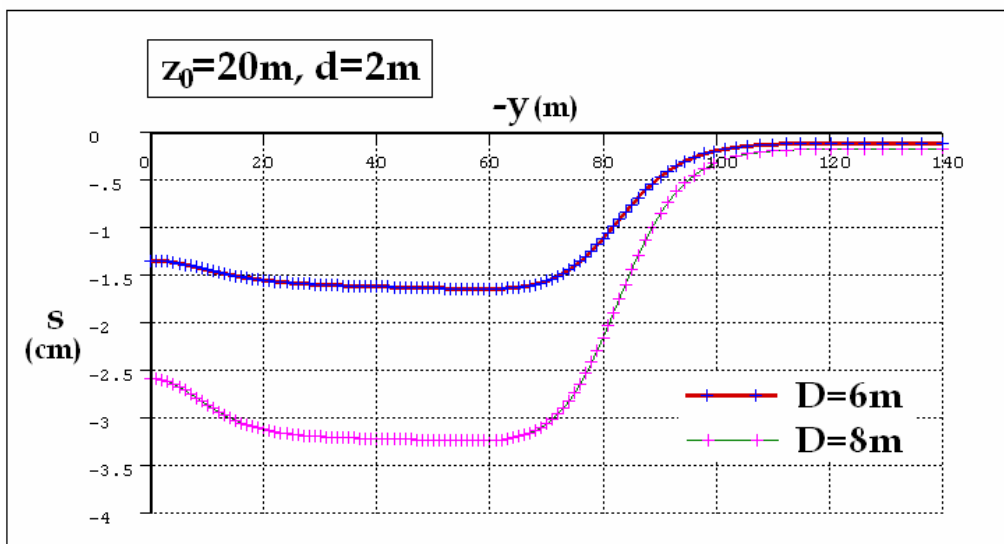


Slika 6.45 Podužni profili sleganja dobijeni za tunele različitih prečnika na dubini $z_0=15\text{m}$

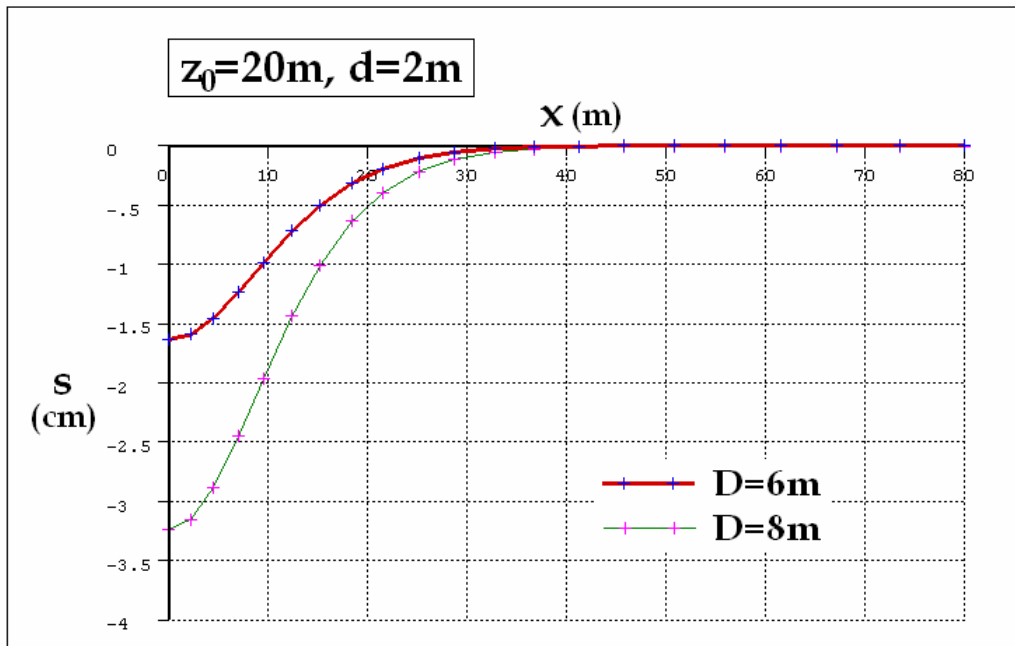


Slika 6.46 Poprečni profili sleganja dobijeni za tunele različitih prečnika na dubini $z_0=15\text{m}$ u preseku $y=-50\text{m}$

Na slici 6.47 je dat uporedni prikaz podužnih profila sleganja tunela različitih prečnika na dubini $z_0=20\text{m}$ dobijenih 3D analizom pri simulaciji izgradnje tunela na dužini $40 \times 2\text{m}=80\text{m}$, a na slici 6.48 prikaz poprečnih profila sleganja u preseku $y=-50\text{m}$ (*steady-state*).

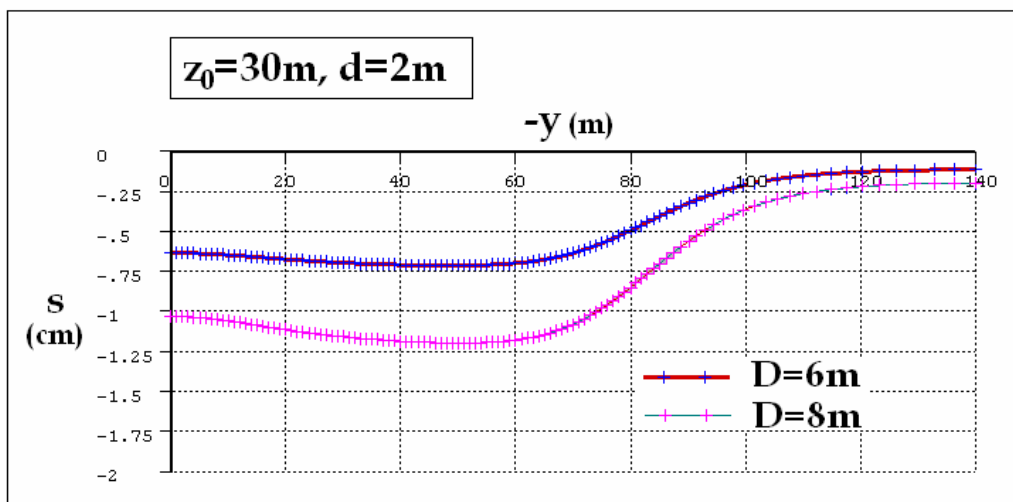


Slika 6.47 Podužni profili sleganja dobijeni za tunele različitih prečnika na dubini $z_0=20\text{m}$

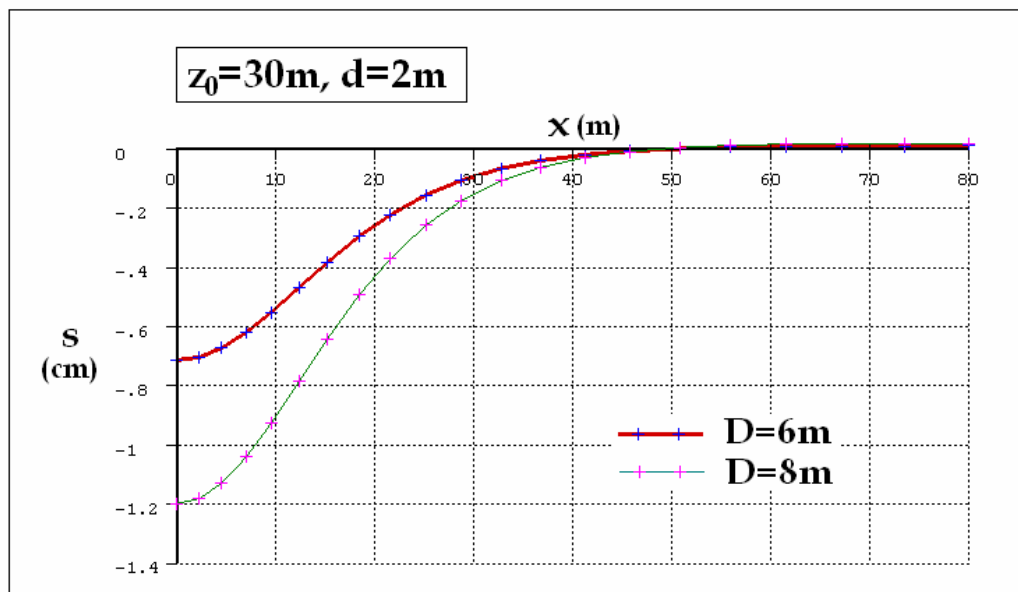


Slika 6.48 Poprečni profili sleganja dobijeni za tunele različitih prečnika na dubini $z_0=20\text{m}$ u preseku $y=-50\text{m}$

Na slici 6.49 prikazani su podužni profili sleganja za tunel na dubini 30m prečnika 6m i 8m dobijeni pri 3D simulaciji izgradnje na dužini $40 \times 2\text{m}=80\text{m}$, a na slici 6.50 poprečni profili za presek $y=-50\text{m}$.



Slika 6.49 Podužni profili sleganja dobijeni za tunele različitih prečnika na dubini $z_0=30\text{m}$



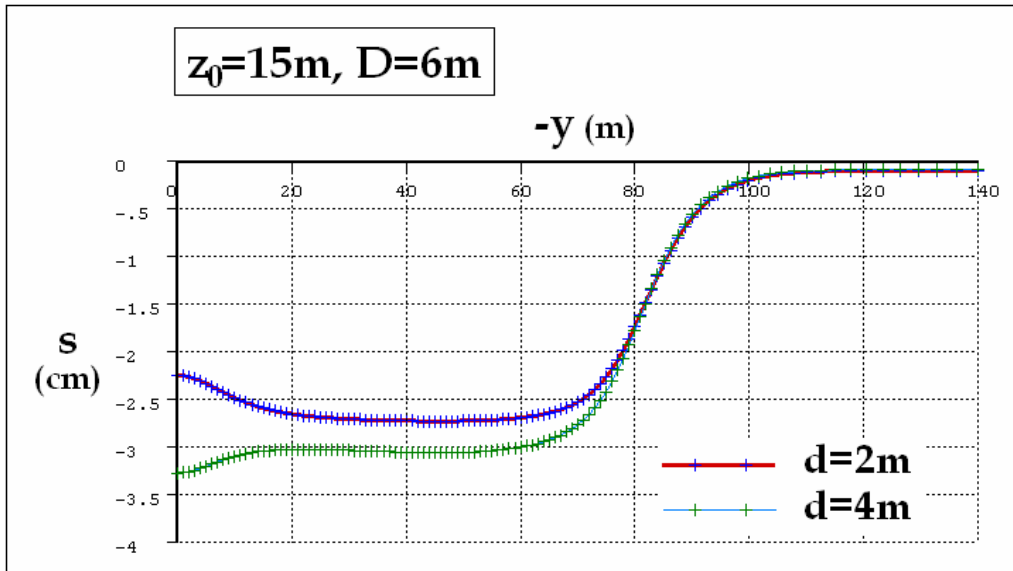
Slika 6.50 Poprečni profili sleganja dobijeni za tunele različitih prečnika na dubini $z_0=30\text{m}$ u preseku $y=-50\text{m}$

Kao što se vidi sa datih dijagrama, sleganja površine terena zavise od prečnika tunela, što je u skladu sa očekivanjima i analitičkim rešenjima, pri čemu se sa porastom prečnika sleganja povećavaju.

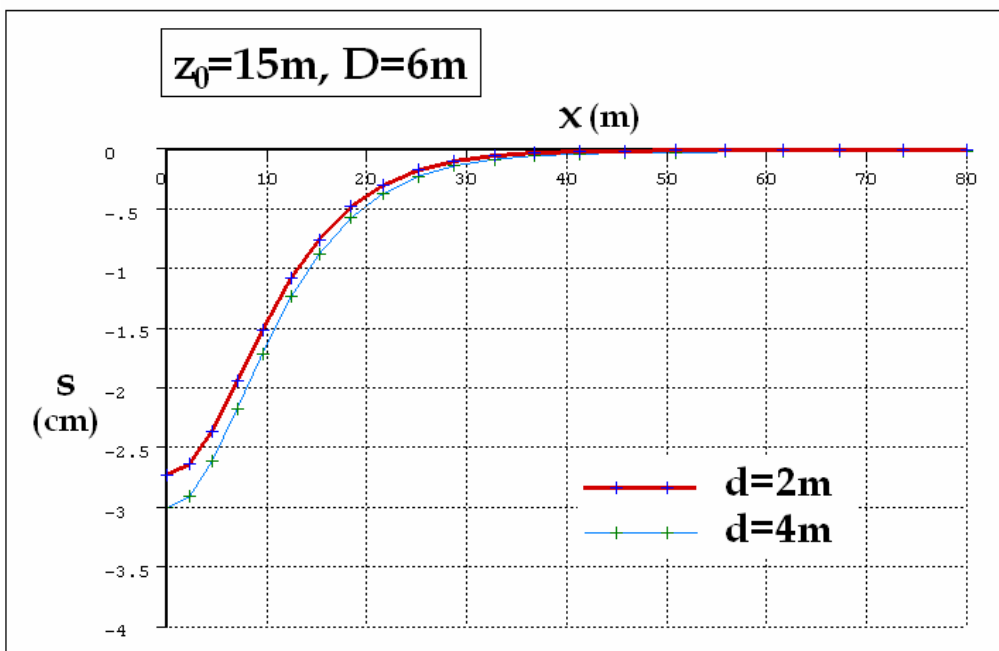
6.3.5 Uticaj dužine napredovanja iskopa d

3D analize u ovom radu su sprovedene primenom *step-by-step* postupka simulacije izgradnje tunela, sa dužinom napredovanja iskopa, odnosno nepodgrađenom deonicom na čelu tunela $d=2\text{m}$. Da bi se ispitaio uticaj dužine napredovanja iskopa na sleganja površine terena, proračuni su sprovedeni i sa dužinom napredovanja $d=4\text{m}$, za tunele prečnika $D=6\text{m}$ na dubinama 15m, 20m i 30m, sa parametrima tla datim u tabeli 6.1.

Na slici 6.51 dat je uporedni prikaz podužnih profila sleganja dobijenih 3D proračunima, za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$, pri simulaciji izgradnje tunela na dužini 80m u 40 koraka po $d=2\text{m}$ i u 20 koraka po $d=4\text{m}$. Na slici 6.52 prikazani su poprečni profili sleganja za presek $y=-50\text{m}$ (*steady-state*).



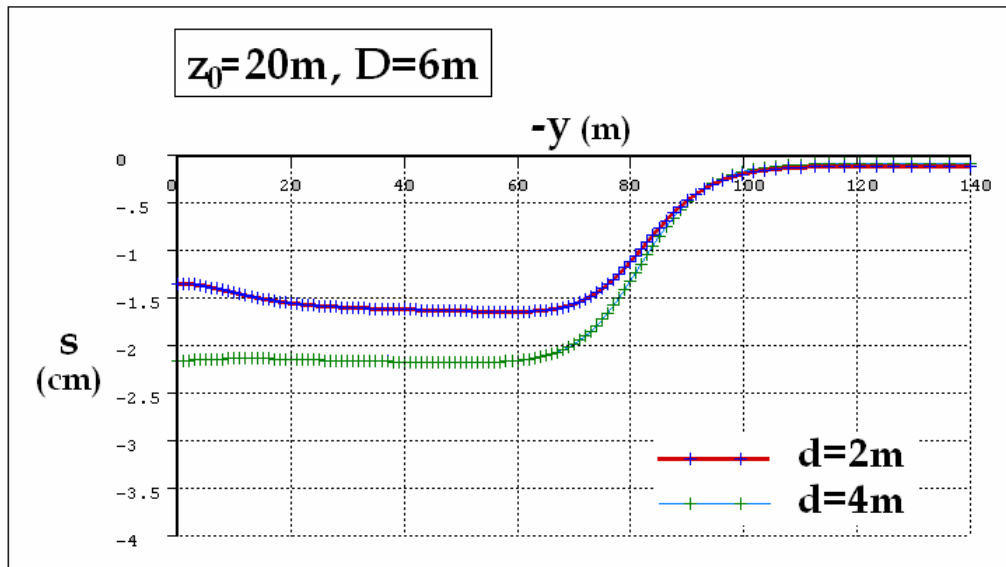
Slika 6.51 Podužni profili sleganja pri simulaciji napredovanja izgradnje tunela na dužini 80m sa $d=2\text{m}$ i $d=4\text{m}$, za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$



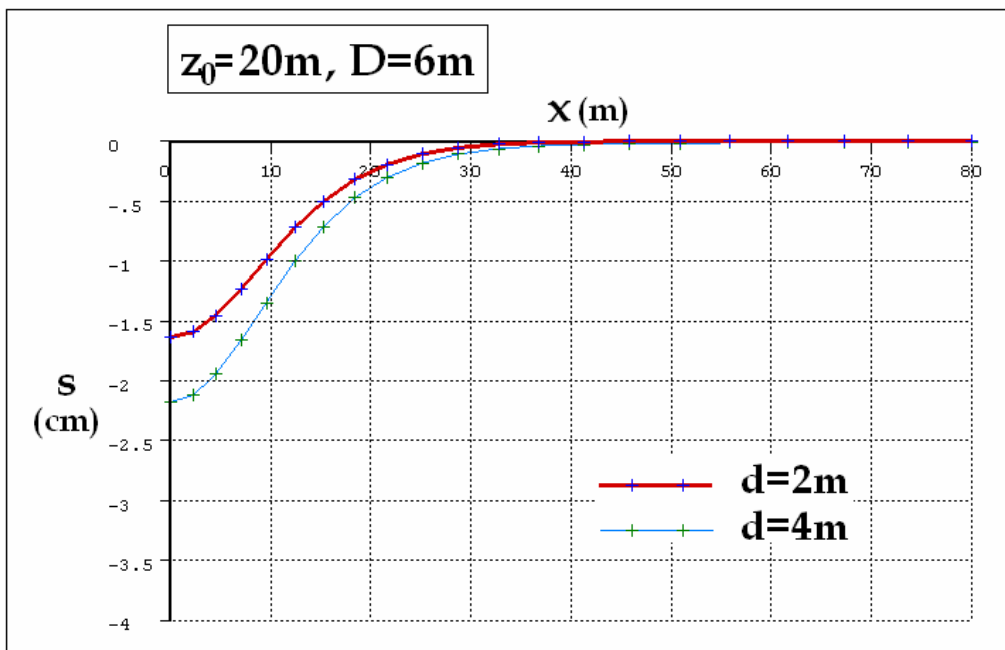
Slika 6.52 Poprečni profili sleganja (u preseku $y=-50\text{m}$) pri simulaciji napredovanja izgradnje tunela na dužini 80m sa $d=2\text{m}$ i $d=4\text{m}$, za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$

Na slici 6.53 prikazani su podužni profili sleganja, za tunel na dubini $z_0=20\text{m}$, dobijeni pri 3D simulaciji izgradnje tunela na dužini 80m sa napredovanjem

iskopa $d=2\text{m}$ i $d=4\text{m}$, a na slici 6.54 poprečni profili sleganja (presek $y=-50\text{m}$).



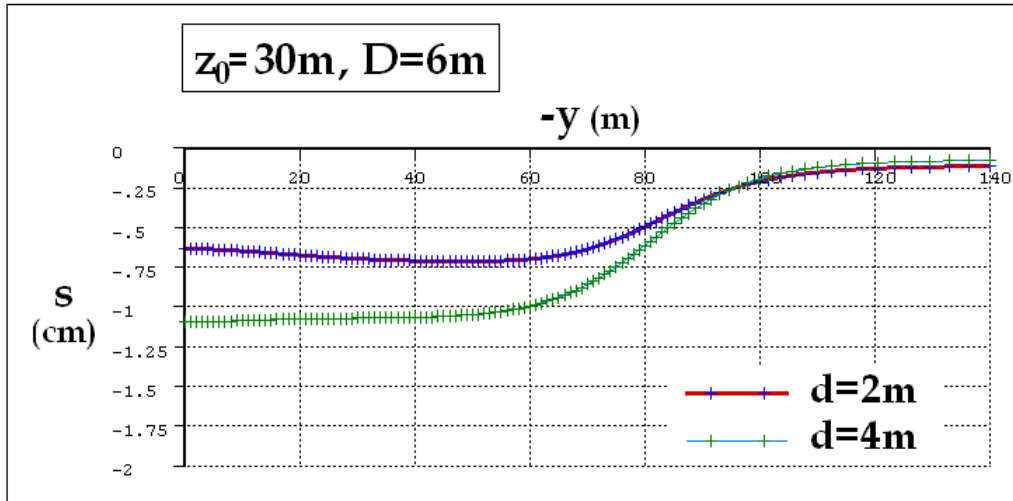
Slika 6.53 Podužni profili sleganja pri simulaciji napredovanja izgradnje tunela na dužini 80m sa $d=2\text{m}$ i $d=4\text{m}$, za tunel na dubini $z_0=20\text{m}$



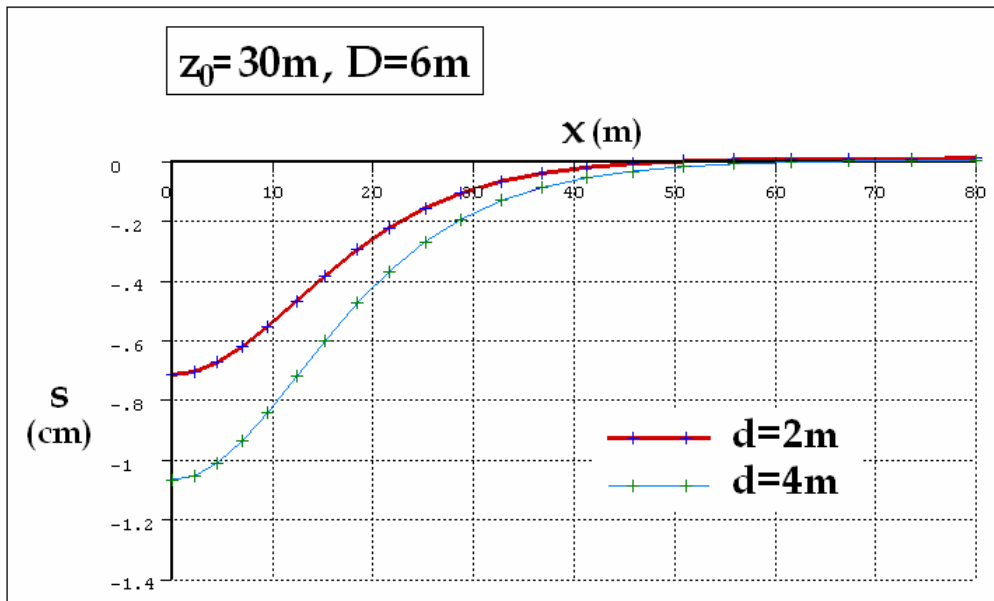
Slika 6.54 Poprečni profili sleganja (u preseku $y=-50\text{m}$) pri simulaciji napredovanja izgradnje tunela na dužini 80m sa $d=2\text{m}$ i $d=4\text{m}$, za tunel na dubini $z_0=20\text{m}$

Na slici 6.55 dat je uporedni prikaz podužnih profila sleganja, za tunel na dubini $z_0=30\text{m}$, dobijenih primenom 3D simulacije izgradnje tunela na dužini

80m sa napredovanjem iskopa $d=2\text{m}$ i $d=4\text{m}$. Na slici 6.56 dat je uporedni prikaz poprečnih profila sleganja.



Slika 6.55 Podužni profili sleganja pri simulaciji napredovanja izgradnje tunela na dužini 80m sa $d=2\text{m}$ i $d=4\text{m}$, za tunel na dubini $z_0=30\text{m}$



Slika 6.56 Poprečni profili sleganja pri simulaciji napredovanja izgradnje tunela na dužini 80m sa $d=2\text{m}$ i $d=4\text{m}$, za tunel na dubini $z_0=20\text{m}$

Kao što se vidi sa datih dijagrama, sa povećanjem dužine napredovanja iskopa dolazi do povećanja sleganja površine terena. Može se uočiti da je ovo povećanje veće kod tunela građenog u tlu boljih karakteristika.

6.3.6 Uticaj anizotropije tla

Više autora je razmatralo uticaj anizotropije tla na sleganja površine terena, proračunata primenom metode konačnih elemenata (Lee & Rowe, 1989; Simpson et al, 1996; Addenbrooke et al, 1997; Franzius et al, 2005). Kao što je naglašeno u odeljku 5.4.1, transversalno anizotropno ponašanje materijala se potpuno definiše sa pet nezavisnih materijalnih parametara: E_v - Young-ov modul elastičnosti u vertikalnom pravcu, E_h - Young-ov modul elastičnosti u horizontalnom pravcu (u ravni izotropije), Poisson-ovi koeficijenti ν_{vh} i ν_{hh} i modul smicanja G_{vh} ($G_{hh}=E_h/2(1+\nu_{hh})$). Kada se u analizama koriste anizotropni parametri obično se koriste sledeći odnosi:

$$n = \frac{E_h}{E_v} \text{ i } m = \frac{G_{vh}}{E_v}$$

Lee & Rowe (1989) su sproveli elastoplastične MKE analize da bi ispitali efekat elastične anizotropije na sleganja površine terena. Tlo je modelirano uz pretpostavku elastično-idealno plastične konstitutivne veze definisane sa pet elastičnih parametara (transverzalna anizotropija) i izotropne MC površi tečenja. Pokazali su da poprečni profil sleganja, usled izgradnje tunela, u najvećoj meri zavisi od odnosa nezavisnog modula smicanja G_{vh} i vertikalnog modula E_v , dok odnos horizontalnog i vertikalnog modula elastičnosti nema značajniji uticaj na dobijeni profil sleganja. Ukazali su na to da je odnos G_{vh}/E_v pri uslovima rasterećenja značajno niži od odnosa pri uslovima opterećivanja tako da bi u analizama tunela trebalo koristiti niže vrednosti odnosa G_{vh}/E_v od izotropnih vrednosti. Ustanovili su da se za $m=0.2-0.25$ dobija dobro sleganje MKE rezultata i sprovedenih centrifugalnih testova.

Addenbrooke et al (1997) su sproveli 2D MKE analize sleganja usled izgradnje tunela (Jubilee Line Extension, St James's Park, London) primenom linearno elastičnih i nelinearno elastičnih modela u kombinaciji sa MC površi tečenja. Ustanovili su da se za $K_0=1.5$ dobija suviše plitak i širok profil sleganja kada se

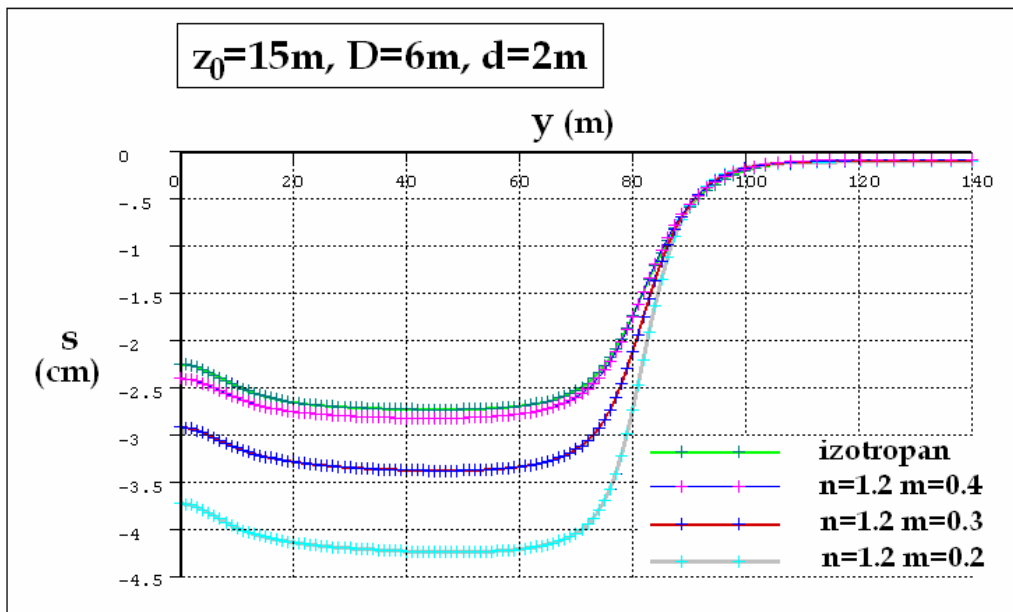
usvoje realni parametri za Londonsku glinu. Iako se dublji i uži poprečni profili sleganja dobijaju primenom nelinearnih modela, nego primenom linearnih modela, izotropni nelinearni modeli još uvek predviđaju plići i širi profil od onog dobijenog merenjima. U analizu su uključili transversalno anizotropan model sa dreniranim odnosima $n=1.6$ i $m=0.44$ i $v_{vh}=0.125$ i $v_{hh}=0$ (dobijeni merenjima prema Burland & Kalra, 1986) kao i model u kome su m smanjili na 0.2, što je učinilo glinu veoma mekom pri smicanju. Uvođenje anizotropnih parametara koji odgovaraju Londonskoj glini nije značajnije poboljšalo rezultate koji su dobijeni uz pretpostavku izotropnog ponašanja. Dublji i uži profil sleganja, koji je bliži izmerenom profilu, dobijen je primenom niže vrednosti nezavisnog modula smicanja (koji međutim nije opravdan laboratorijskim ili terenskim istraživanjima).

Franzius et al. (2005) su sprovedeli 2D i 3D analize izgradnje tunela u Londonskoj glini primenom izotropnih i anizotropnih nelinearno elastično plastičnih modela. U anizotropnom modelu su usvojili dve grupe parametara. Prva grupa predstavlja stepen anizotropije koji odgovara Londonskoj glini (drenirani odnosi $n=1.6$ i $m=0.46$), dok druga grupa predstavlja povećani stepen anizotropije koji nije opravdan za Londonsku glinu. Zaključili su da je, u tlu sa visokom vrednošću koeficijenta bočnog pritiska tla ($K_0=1.5$), čak i za visoki stepen anizotropije tla, poprečni profil sleganja i dalje suviše širok u odnosu na profil dobijen merenjima.

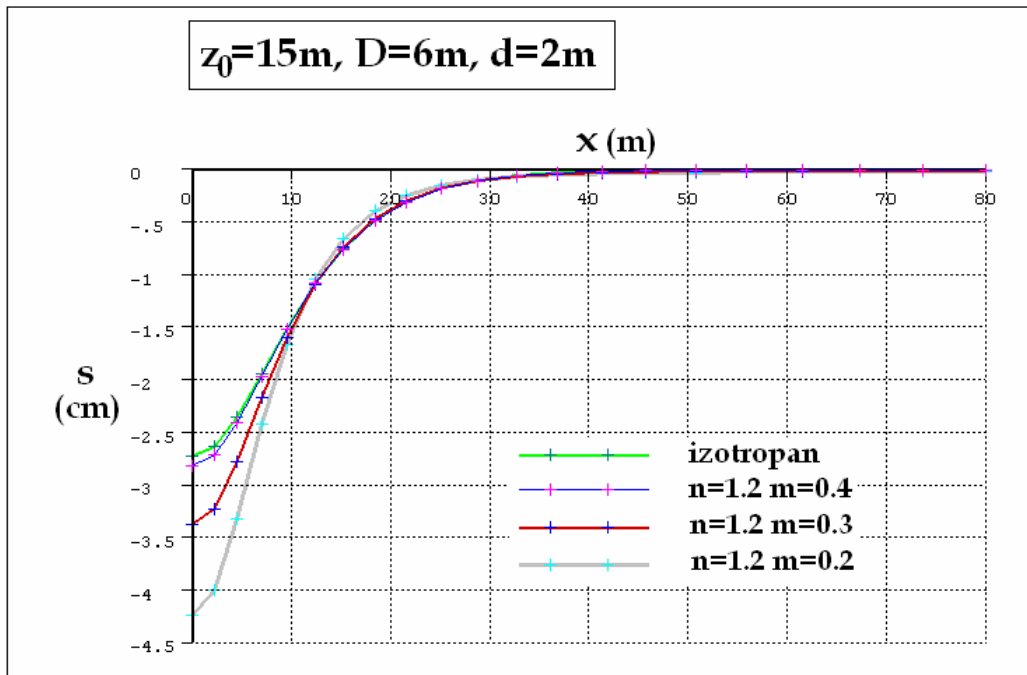
Da bi se ispitaio uticaj anizotropije tla na proračunata sleganja, u ovom delu rada su sprovedeni 3D i 2D proračuni primenom transversalno anizotropnog modela. Prema ispitivanjima sprovedenim na Rudarsko-geološkom fakultetu, Departman za geotehniku, 2010. za lokaciju objekta Doma Narodne Skupštine RS, za degradirane laporovite gline dobijen je odnos $n=E_h/E_v$ prosečno 1.2. S obzirom da, prema Lee & Rowe (1989), sleganja površine terena u najvećoj meri zavise od odnosa $m=G_{vh}/E_v$, proračuni su sprovedeni za $n=1.2$ i vrednosti $m=0.2, 0.3$ i 0.4 . Parametri MC modela su dati u tabeli 6.1, a parametri

anizotropnog modela za degradiranu glinu su $E_v=15000\text{kPa}$, $E_h=n\cdot E_v$, $G_{vh}=m\cdot E_v$, $\nu_{hh}=0.3$ i $\nu_{vh}=0.25$.

Na slici 6.59 prikazani su podužni profili sleganja, a na slici 6.60 poprečni profili sleganja dobijeni 3D analizama tunela prečnika 6m na dubini 15m, pri simulaciji izgradnje tunela na dužini $40\times 2\text{m}=80\text{m}$, primenom izotropnog modela i transverzalno anizotropnog modela za degradiranu laporovitu glinu, sa $n=1.2$ i vrednostima odnosa $m=0.2, 0.3$ i 0.4 .



Slika 6.59 Podužni profili sleganja dobijeni primenom anizotropnog modela degradirane laporovite gline za različite vrednosti odnosa $m=G_{vh}/E_v$



Slika 6.60 Poprečni profili sleganja dobijeni 3D analizama (za presek $y=-50\text{m}$) za različite vrednosti odnosa $m=G_{vh}/E_v$ degradirane laporovite gline

Sprovedeni proračuni su pokazali da nezavisni modul smicanja ima veliki uticaj na proračunata sleganja površine terena, pri čemu se sa smanjivanjem ovog modula dobijaju veća sleganja, odnosno dublji poprečni profili sleganja.

6.4 Zaključci o faktorima rasterećenja λ

U inženjerskoj praksi, još uvek, uobičajena je primena 2D MKE analiza, pri čemu se za modeliranje izgradnje tunela sa otvorenim čelom najviše koristi metoda redukcije napona (videti 3.4.2). Faktor rasterećenja λ , u najvećoj meri, zavisi od postupka izgradnje tunela, odnosno dužine napredovanja iskopa, geometrije tunela i karakteristika sredine. Vrednost ovog parametra se može usvojiti na osnovu inženjerske procene, odnosno iskustva na sličnim projektima ili na osnovu poređenja rezultata 2D i 3D proračuna. U ovom delu rada, u okviru sprovedenih parametarskih analiza, doneti su određeni zaključci o faktoru rasterećenja λ , na osnovu sistematskog poređenja rezultata 3D analiza

primenom *step-by-step* postupka simulacije procesa izgradnje tunela i 2D analiza primenom metode redukcije napona.

U Tabeli 6.2 su date vrednosti sleganja (za stacionarno stanje - *steady-state*) koje su sračunate u okviru sprovedenih parametarskih analiza (prikazanih u prethodnom delu rada) primenom 3D *step-by-step* postupka simulacije procesa izgradnje tunela, kao i odgovarajuće vrednosti faktora rasterećenja. Faktori rasterećenja λ su određeni iz uslova da su sleganja dobijena primenom metode redukcije napona sa tim faktorom rasterećenja jednaka sleganjima koja su dobijena 3D proračunima.

Na osnovu prikazanih rezultata može se uočiti značajna zavisnost faktora rasterećenja λ od parametara smičuće otpornosti, pri čemu se sa povećanjem kohezije i ugla smičuće otpornosti značajno smanjuje faktor rasterećenja. Faktor rasterećenja takođe zavisi od dužine napredovanja d (nepodgrađene deonice na čelu tunela) pri čemu se sa povećanjem ove dužine povećava i faktor λ . Može se uočiti da je ovaj porast izraženiji u tlu veće čvrstoće. Osim toga, faktor rasterećenja se povećava i sa porastom koeficijenta bočnog pritiska tla K_0 . Na osnovu prikazanih rezultata nije uočena značajnija zavisnost faktora rasterećenja od modula elastičnosti i od prečnika tunela. Sprovedene 2D MKE analize primenom metode redukcije napona su takođe pokazale da anizotropija, odnosno odnos $m=G_{vh}/E_v$ nema uticaja na faktor λ .

U prethodnom delu rada (videti 6.2), izvršeno je poređenje poprečnih profila sleganja dobijenih primenom 3D *step-by-step* analize i 2D analize primenom metode redukcije napona koje je pokazalo da su, kada se usvoje odgovarajući koeficijenti redukcije napona, dobijeni profili veoma slični. Prema tome, u praksi, da bi se predvideo profil sleganja primenom 2D analiza neophodno je poznavanje faktora rasterećenja λ . S obzirom da λ zavisi od geometrije, inicijalnih napona, karakteristika tla i dužine nepodgrađene deonice na čelu tunela, poželjno je sprovođenje bar jedne 3D analize. Kada je od interesa određivanje samo pomeranja tla, umesto pune 3D *step-by-step* analize, koja je

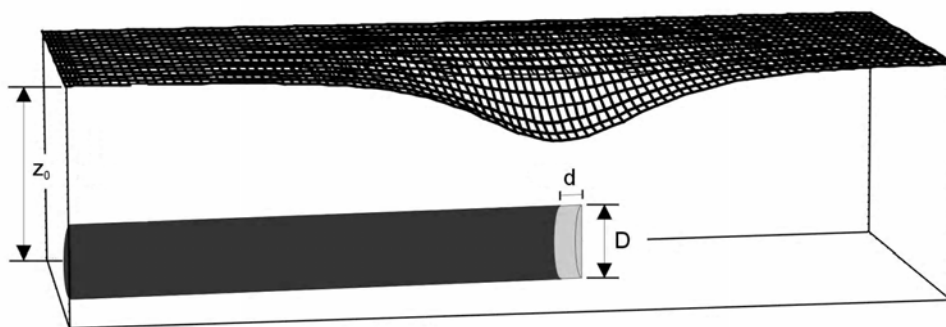
veoma zahtevna sa stanovišta vremena i kapaciteta računara, moguće je sprovesti tzv. brzu 3D analizu sleganja (Vermeer et al. 2002, Möller et al. 2003).

Tabela 6.2 Rezultati parametarskih analiza

z ₀	D	d	Degradirane laporovite gline				Sive neizmenjene laporovite gline				s	λ
			K ₀	E	c	φ	K ₀	E	c	φ		
m	m	m		MPa	kPa			MPa	kPa		cm	
15	6	2	0.65	15	20	20	0.58	60	60	25	3.55	0.60
			0.85								2.73	0.63
			1.0								2.23	0.67
15	6	2	0.85	10	20	20	0.58	60	60	25	4.20	0.64
				15							2.73	0.63
				30							1.22	0.62
15	6	2	0.85	15	20	20	0.58	60	60	25	2.73	0.63
					40						1.5	0.50
15	6	2	0.85	15	20	15	0.58	60	60	25	4.69	0.69
					20	20					2.73	0.63
						25					1.72	0.56
15	6	2	0.85	15	20	20	0.58	60	60	25	2.73	0.63
	8										4.51	0.63
15	6	2	0.85	15	20	20	0.58	60	60	25	2.73	0.63
		4									3.1	0.68
20	6	2	0.85	15	20	20	0.58	60	60	25	1.64	0.54
	8		0.85								3.24	0.59
20	6	2	0.85	15	20	20	0.58	60	60	25	1.64	0.54
		4									2.18	0.67
30	6	2	0.85	15	20	20	0.58	60	60	25	0.71	0.50
								120			0.40	0.50
30	6	2	0.85	15	20	20	0.58	60	60	25	0.71	0.50
									120		0.49	0.35
30	6	2	0.85	15	20	20	0.58	60	60	25	0.71	0.50
										20	0.941	0.54
30	6	2	0.85	15	20	20	0.58	60	60	20	0.941	0.54
										120	0.565	0.40
										240	0.442	0.30
30	6	2	0.85	15	20	20	0.58	60	60	25	0.71	0.50
	8										1.2	0.48
30	6	2	0.85	15	20	20	0.58	60	60	25	0.71	0.50
		4									1.09	0.65

Brza 3D MKE analiza

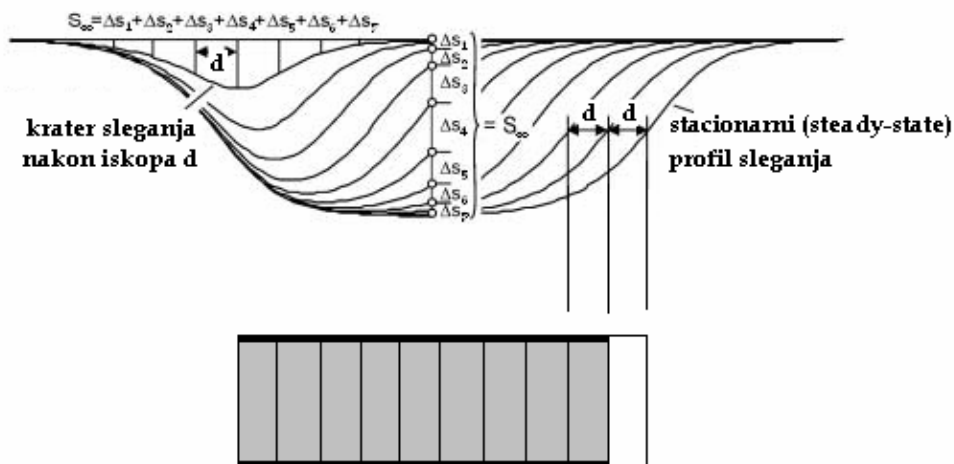
Kod 3D numeričke *step-by-step* simulacije izgradnje tunela, pri svakoj sekvenci iskopa dolazi do relaksacije napona na nepodgrađenoj deonici na čelu tunela, odnosno do odgovarajućih pomerenja. Efekti svake sekvence iskopa se dodaju na prethodno stanje napona i deformacija pri čemu oni, nakon određenog broja koraka, imaju iste vrednosti u svakom narednom koraku napredovanja, odnosno rezultat je stacionarno stanje. Na taj način, kada je dostignuto stacionarno stanje, priraštaji pomerenja su isti pri svakoj narednoj sekvenci iskopa, pa podužna kriva sleganja ostaje ista, samo se pomera za dužinu napredovanja (Wittke, 1984; Kielbassa&Duddeck, 1991; Maraš, 1997). Ova činjenica se može iskoristiti da se izvrši tzv, brza (fast) 3D analiza sleganja (Vermeer et al. 2002., Möller et al. 2003). U ovoj analizi proračun se sprovodi samo u dve faze. U prvoj fazi se formira tunel na celoj dužini koja je neophodna za dostizanje stacionarnog stanja, tako što se isključe elementi tla unutar konture iskopa, a aktiviraju elementi obloge. U drugoj fazi se modelira iskop jedne nepodgrađene deonice, pri čemu se sva prethodna pomerenja resetuju na nulu. Na taj način se dobija približno kružni krater sleganja prikazan na slici 6.57.



Slika 6.57 Krater sleganja nakon iskopa jedne nepodgrađene deonice dužine d na čelu tunela (prema Vermeer et al. 2002., Möller et al. 2003)

Dobijeni krater sleganja predstavlja priraštaj pomerenja u jednom koraku napredovanja, i kao što se vidi na slici 6.58, superpozicijom priraštaja pomerenja u pojedinim koracima, može se odrediti ukupno sleganje. Ova

vrednost se zatim koristi u 2D analizi za određivanje stepena rasterećenja tla pre instaliranja obloge.



Slika 6.58 Razvoj podužnog profila sleganja (prema Möller et al. 2003)

6.5 Poređenje rezultata 2D analiza sleganja primenom različitih modela tla

Parametarske analize, prikazane u prethodnom delu rada, su sprovedene uz pretpostavku linearno elastičnog - idealno plastičnog ponašanja tla sa Mohr-Coulomb uslovom loma. U ovom delu rada dat je uporedni prikaz poprečnih profila sleganja površine terena dobijenih 2D analizama primenom ovog modela i modela Duncan-Chang, Modifikovanog Cam-Clay modela kao i modela Jardine koji uzima u obzir inicijalno kruto ponašanje i smanjenje krutosti sa porastom deformacija (*small strain stiffness*). Prikaz ovih modela dat je u Dodatku A. Usvojeni parametri modela su dati u Tabelama 6.3 do 6.6.

Tabela 6.3 Parametri tla za MC model

Sloj	ρ g/cm ³	E MPa	ν	c' kPa	ϕ' °	K_0
1. Les	1.85	10	0.4	18	23	0.65
2. Degradirane laporovite gline	2.0	15	0.3	20	20	0.85
3. Sive neizmenjene lapor. gline i lapori	2.0	60	0.3	60	25	0.58

Tabela 6.4 Dodatni parametri za DC model (prema Ćorić, 1987)

Sloj	E_i MPa	E_{ur} MPa	ν_{ur}	n	R_f	E_{tmin} MPa	σ_{3min} kPa
1. Les	20	40	0.2	0.8	0.8	10	29.5
2. Degradirane laporovite gline	15	30	0.2	0.3	0.8	10	202.0
3. Sive neizmenjene laporovite gline i lapori	120	150	0.2	0.2	0.7	60	394.0

Tabela 6.5 Parametri tla za MCC model (Tehnološki projekat, GRF, 2008-2010)

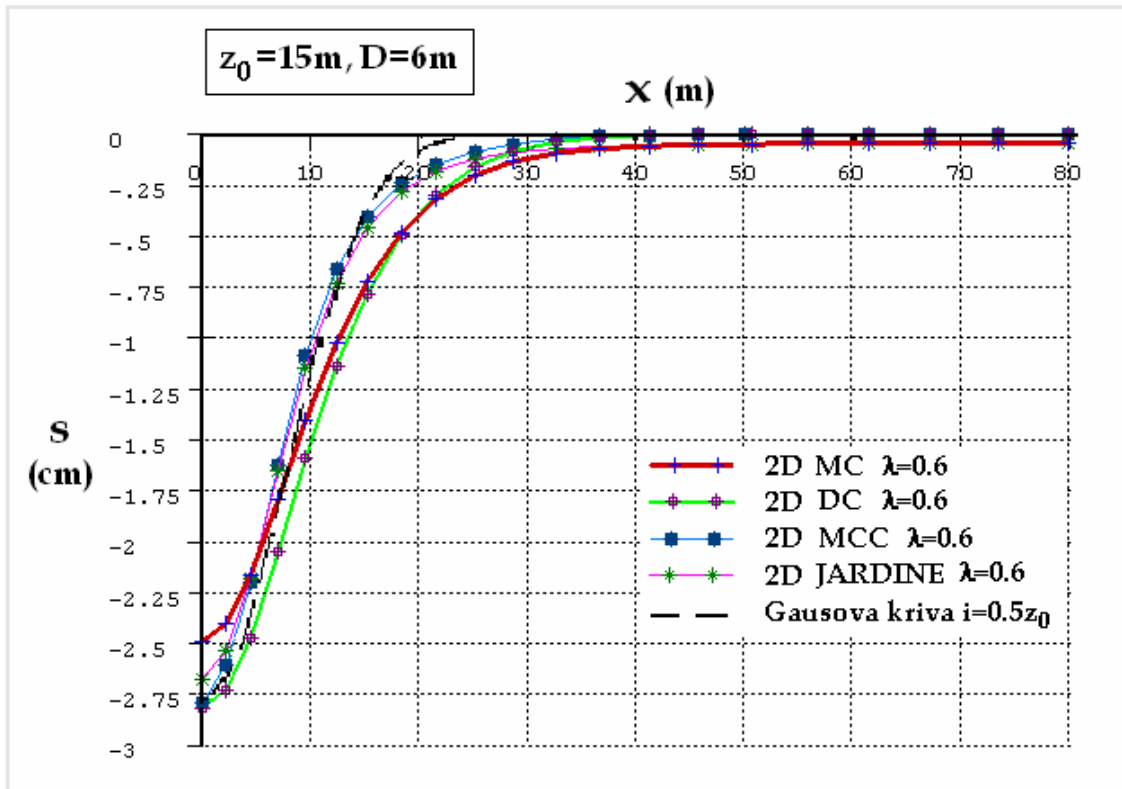
Sloj	ρ g/cm ³	E MPa	ν_{ur}	n	κ	ϕ'_o	λ	K_0	OCR
1. Les	1.85	10	0.2	0.42	0.02	23	0.075	0.65	1.2
2. Degradirane lapor. gline	2.0	15	0.2	0.42	0.015	20	0.05	0.85	1.2
3. Sive neizmenjene lapor. gline i lapori	2.0	60	0.2	0.42	0.015	25	0.05	0.58	1.0

Tabela 6.6 Parametri tla za Jardine model

Sloj	ρ g/cm ³	E MPa	ν	K_0	C	D	E	F MPa	G MPa	ϵ_{min}	ϵ_{max}
1. Les											
2. Degradirane lapor. gline	2.0	200	0.49	0.85	$1 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-2}$	260	130	$5 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-3}$
3. Sive neizmenjene lapor. gline i lapori	2.0	390	0.49	0.58	$5 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-3}$	$8 \cdot 10^{-3}$	400	200	$1 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-3}$

Razmatra se tunel prečnika $D=6m$ sa osom tunela na dubini $z_0=15m$. 2D model konačnih elemenata prikazan je na slici 6.9. Proračuni su sprovedeni primenom metode redukcije napona sa faktorom rasterećenja $\lambda=0.6$.

Na slici 6.61 dat je uporedni prikaz poprečnih profila sleganja dobijenih 2D proračunima primenom različitih modela tla i eksperimentalna Gausova kriva.



Slika 6.61 Poprečni profili sleganja dobijeni 2D analizama primenom različitih modela tla

Profili sleganja dobijeni MKE proračunima uz pretpostavku linearno elastično – idealno plastičnog ponašanja materijala sa Mohr-Coulomb-ovim uslovom loma nešto su širi od empirijske Gausove krive. Problem da proračuni primenom MKE daju suviše širok i plitak profil sleganja, u odnosu na profil dobijen merenjima, naročito je izražen kod modeliranja izgradnje tunela u tlu sa visokim vrednostima koeficijenta bočnog pritiska K_0 , kao što je Londonska glina, gde je $K_0=1.5$, (Desari et al., 1996; Addenbrooke et al., 1997; Franzius et al., 2005). Autori su zaključili da proračuni primenom nelinearno elastično-plastičnih modela, koji uzimaju u obzir veliku krutost tla pri veoma malim deformacijama, odnosno redukciju krutosti sa deformacijama (*small strain stiffness*) daju dublji i uži profil sleganja, u odnosu na profil dobijen primenom linearno elastičnih - idealno plastičnih modela, što se može uočiti i na osnovu poređenja poprečnih profila sleganja koje je prikazano na slici 6.61.

7 Poređenje rezultata proračuna sa klasičnim metodama i sa rezultatima merenja sleganja površine terena

Uvod

U ovom delu rada izvršena su poređenja rezultata proračuna primenom metode konačnih elemenata sa empirijskom Gausovom krivom i rezultatima merenja sleganja površine terena za dva konkretna tunela građena u laporovitim sredinama. Prvi je Steinhaldenfeld NATM tunel (Štuttgart, Nemačka), a drugi tunel Dedinje koji se nalazi u sastavu Beogradskog železničkog čvora.

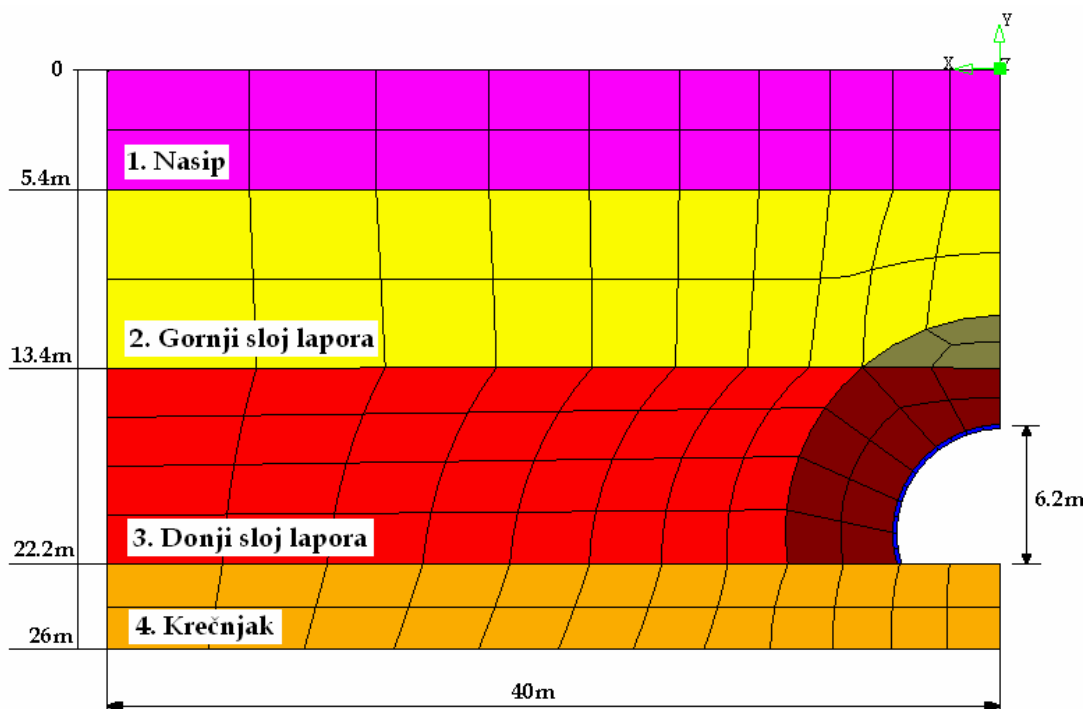
7.1 Steinhaldenfeld NATM tunel

Da bi se izvršilo poređenje rezultata proračuna sa merenjima na terenu sprovedena je 2D MKE analiza Steinhaldenfeld metro tunela, koji se nalazi u Štuttgartu, Nemačka (Möller et al., 2004; Möller & Vermeer, 2008). Tunel je građen primenom Nove austrijske tunelske metode (New Austrian Tunnelling Method - NATM) uz naknadni iskop inverta. Profil terena i usvojena 2D mreža konačnih elemenata prikazani su na slici 7.1.

Profil terena se sastoji od nasipa ispod koga su dva sloja lapora na sloju krečnjaka. Parametri tla dobijeni ispitivanjima na terenu (Möller et al., 2004) su dati u Tabeli 7.1. Neposredno oko tunela tlo je ojačano ankerima što je u modelu uzeto u obzir povećavanjem kohezije za 25 kPa (prema Möller et al., 2004; Möller & Vermeer, 2008). Modelirano je drenirano ponašanje sredine primenom Mohr-Coulomb (MC) i Duncan-Chang (DC) modela tla. Dodatni parametri tla za Duncan-Chang model su Dati u tabeli 7.2. Obloga od prskanog betona,

debljine 0.25m, modelirana je uz pretpostavku linearno elastičnog ponašanja betona sa $\gamma=24\text{kN/m}^3$, $E=15\text{GN/m}^2$ i $\nu=0.2$. Podzemna voda nije razmatrana, s obzirom da se nivo podzemne vode nalazi ispod donje granice mreže konačnih elemenata (Möller & Vermeer, 2008).

Analiza Steinhaldenfeld tunela sprovedena je na 2D modelu konačnih elemenata prikazanom na slici 7.1 primenom λ metode. S obzirom da je krečnjak mnogo krući od lapora, donja granica MKE mreže nije mnogo udaljena od dna tunela (Möller & Vermeer, 2008). Na vertikalnim granicama modela sprečeno je horizontalno pomeranje, a na donjoj granici horizontalno i vertikalno pomeranje. Na granici simetrije za elemente obloge sprečeno je horizontalno pomeranje i rotacija oko ose upravne na mrežu. Primenjeni su konačni elementi za ravno stanje napona i to za tlo četvorougoni elementi sa 8 čvorova, a za oblogu *infinite shells* sa 3 čvora.



Slika 7.1 2D model konačnih elemenata Steinhaldenfeld tunela

Proračun primenom λ metode je, u skladu sa postupkom opisanim u odeljku 3.4.2, sproveden u tri faze. U prvoj fazi je analizirano inicijalno stanje napona u

tlu primenom parametara K_0 prikazanih u Tabeli 7.1 (sračunate deformacije se ne prenose u naredni korak proračuna). U drugoj fazi proračuna uklanjaju su elementi unutar konture iskopa i nanosi opterećenje jednako $\lambda^* \sigma_0$, gde je σ_0 inicijalni napon u tlu, što dovodi do pomeranja na konturi iskopa. U trećoj fazi proračuna instaliraju se elementi obloge i nanosi ukupno inicijalno opterećenje σ_0 . Drenirana analiza je sprovedena primenom Mohr-Coulomb-ovog uslova loma sa parametrima prikazanim u Tabeli 7.1 i primenom Duncan-Chang modela sa dodatnim parametrima prikazanim u Tabeli 7.2.

Tabela 7.1 Parametri tla za MC model - Steinhaldenfeld tunel (Möller et al., 2004)

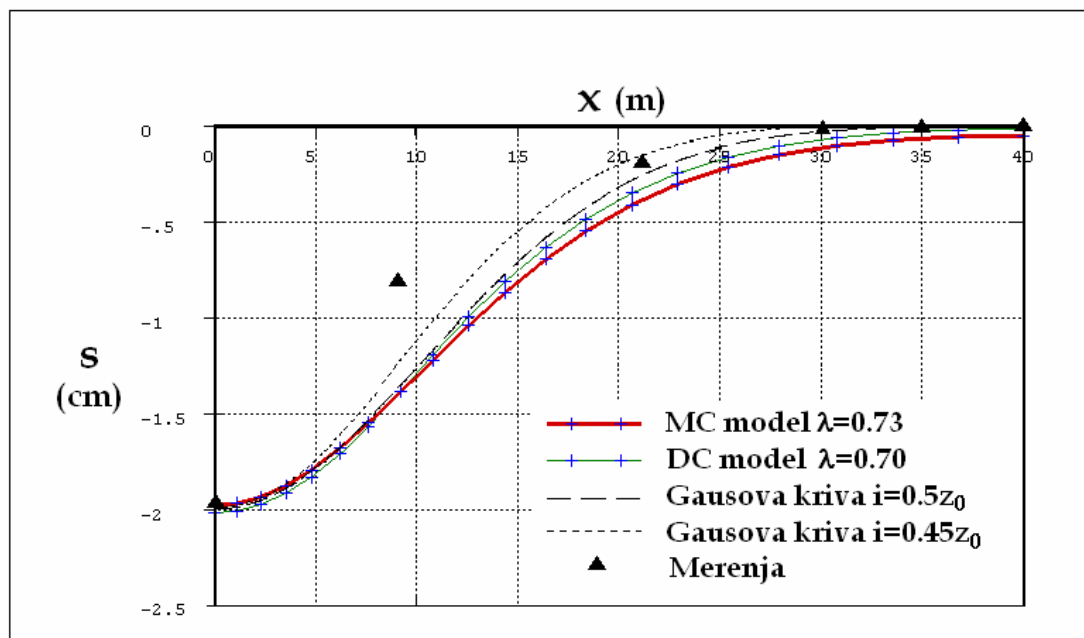
Sloj	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c' (kPa)	ϕ' (°)	K_0
1. Nasip	20	15	0.37	10	25	0.57
2. Gornji sloj lapora	24	100	0.2	25	25	0.9
3. Donji sloj lapora	23	60	0.35	25	25	0.9
4. Krečnjak	23	750	0.2	200	35	0.6

Tabela 7.2 Dodatni parametri tla za Duncan-Chang model

Sloj	E_i (MPa)	E_{ur} (MPa)	ν_{ur}	n	E_{tmin} (MPa)	σ_{3min} (kPa)
1. Nasip	15	30	0.2	0.5	10	30
2. Gornji sloj lapora	100	100	0.2	0.4	33	184
3. Donji sloj lapora	48	60	0.2	0.4	16	361
4. Krečnjak	575	750	0.2	0.3	190	328

Na slici 7.2 prikazani su profili sleganja površine terena dobijeni proračunom, Gausove krive sleganja (za $i=0.5z_0$ i $i=0.45z_0$) i rezultati merenja. Najbolje sleganje sa izmerenom vrednošću s_{max} se dobija pri rasterećenju od oko 70%, odnosno za MC model pri $\lambda=0.73$, a DC model $\lambda=0.70$. Ova vrednost parametra rasterećenja tla slaže se sa vrednosti $\beta=0.28$ odnosno $\lambda=1-\beta=0.72$ koje su dobili Möller & Vermeer (2008) proračunima primenom HS-Small (Hardening soil with small strain stiffness) modela. Isti autori su primenom HS (Hardening soil) modela dobili $\beta=0.36$ odnosno $\lambda=1-\beta=0.64$. Möller & Vermeer (2008) su

naglasili da su raspoloživi empirijski podaci bili ograničeni, te da empirijska Gausova kriva dovodi u pitanje tačnost jednog merenja.



Slika 7.2 Poprečni profil sleganja za Steinhaldenfeld tunel

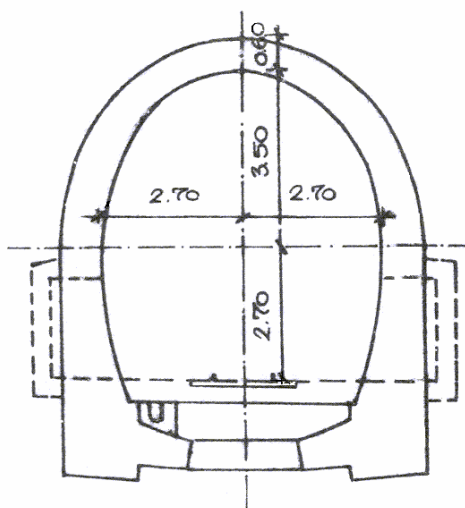
7.2 Tunel "Dedinje"

Tunel "Dedinje" se nalazi u sklopu Beogradskog železničkog čvora i povezuje stanicu Beograd centar i Rakovicu. Tunel se sastoji od dve tunelske cevi i izgrađen je u sredinama vrlo različitih geotehničkih svojstava (prošao je kroz gotovo sve karakteristične geološke sredine koje se nalaze u području Beograda), pa je primenjivana i različita tehnologija građenja, kao i različiti sistemi podgrade (Lokin i dr. 1987).

Na deonoci dugoj oko 220m, koja se nalazi između stacionaža 0+850 i 1+070 (stacionaža se računa od stanice Beograd), vršena su merenja sleganja površine terena (Lokin et al. 1986, Pavlović i dr. 1987). Tunel je građen primenom tzv. Belgijske metode. Prvo je vršen iskop i betoniranje kalote, a zatim oporaca, pri

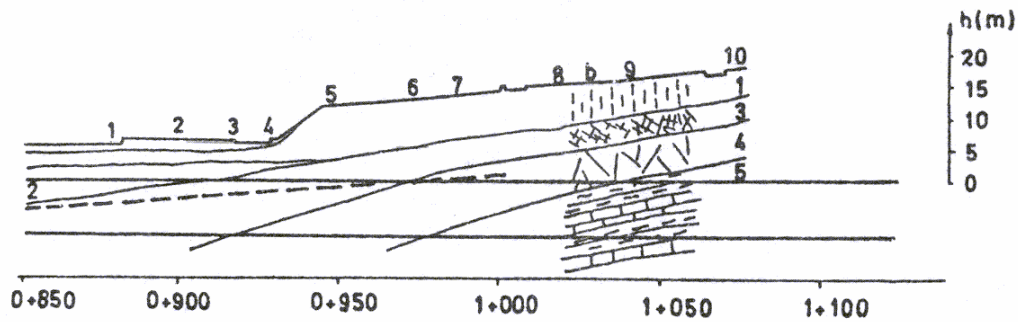
čemu je, na ovom delu, kalota podgrađivana čeličnim remenatama i drvenim talpama. Desna tunelska cev je vremenski zaostajala za levom za oko 2 meseca. Sleganja terena u pravcu upravnom na trasu tunela su merena na više mernih profila, a u radovima Lokin et al. (1986) i Pavlović i dr. (1987) su prikazana dva karakteristična profila, na stacionaži 0+880 i 1+019. S obzirom da predmet izučavanja rada nije sleganje iznad dvojnih tunela, modelirano je sleganje terena usled izgradnje leve tunelske cevi (greenfield) i izvršeno upoređivanje rezultata proračuna sa merenjima i empirijskom Gausovom krivom sleganja.

Tunelska cev je potkovičastog poprečnog preseka prikazanog na slici 7.3.



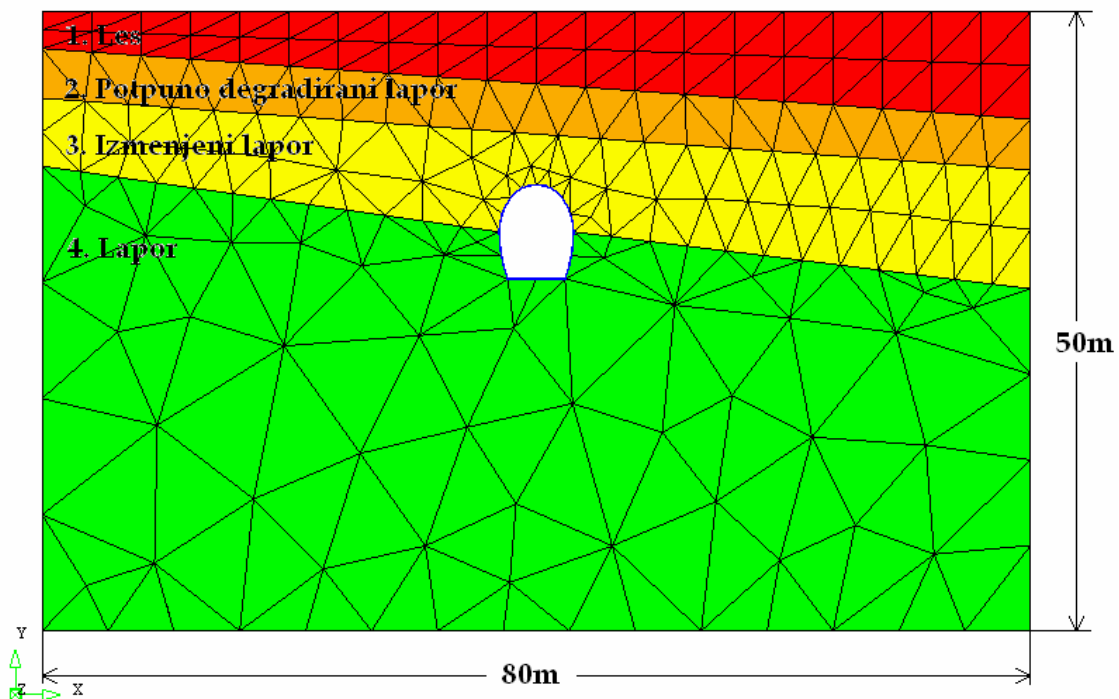
Slika 7.3 Poprečni presek tunela Dedinje (Nikolić. D., 1987)

Razmatrani deo terena je izgrađen od laporovito-glinovitih sedimenata pokrivenih lesom. Neposredno ispod lesa je zona raspadanja lapora panonske starosti koju čine potpuno degradirani lapori i dublje izmenjeni lapori. Ispod zone raspadanja su sveži neizmenjeni lapori, laporci i krečnjaci. Na slici 7.4 je dat geološki presek terena po trasi leve tunelske cevi (Pavlović i dr. 1987).



Slika 7.4 Geološki presek terena po trasi leve tunelske cevi (Pavlović idr. 1987)
 1-les; 2-lesoidna glina; 3-potpuno degradirani lapor; 4-izmenjeni lapor; 5-
 lapori, laporci i krečnjaci

Sprovedena je 2D MKE analiza primenom λ -metode. Na slici 7.5 prikazana je 2D mreža konačnih elemenata za simulaciju izgradnje leve cevi tunela Dedinje na stacionaži 1+019. Na vertikalnim stranama mreže sprečeno je horizontalno pomeranje, a na donjoj granici sprečeno je horizontalno i vertikalno pomeranje. Primenjeni su konačni elementi za ravno stanje napona i to za tlo trougaoni elementi sa 6 čvorova, a za oblogu *infinite shells* sa 3 čvora.



Slika 7.5 2D mreža konačnih elemenata za levu cev tunela Dedinje na stacionaži 1+019

Proračun je sproveden fazno. U prvoj fazi je analizirano inicijalno stanje napona. U drugoj fazi proračuna uklanjaju se elementi unutar konture iskopa kalote tunela i nanosi opterećenje jednako $\lambda \cdot \sigma_0$ što dovodi do pomeranja na konturi iskopa. U trećoj fazi proračuna, na deformisanu konturu iskopa instaliraju se elementi obloge kalote i nanosi ukupno primarno opterećenje σ_0 . Zatim se, na isti način, simulira iskop donjeg dela tunela (faza 4) i betoniranje oporaca i podnožnog svoda (faza 5).

Drenirana analiza je sprovedena primenom Mohr-Coulomb-ovog uslova loma sa parametrima prikazanim u Tabeli 7.3 i primenom Duncan-Chang modela sa dodatnim parametrima prikazanim u Tabeli 7.4.

Obloga od betona, debljine 0.60m (podnožni svod 0.40m), je modelirana uz pretpostavku linearno elastičnog ponašanja betona sa $\gamma=24\text{kN/m}^3$, $E=20\text{GN/m}^2$ i $\nu=0.2$.

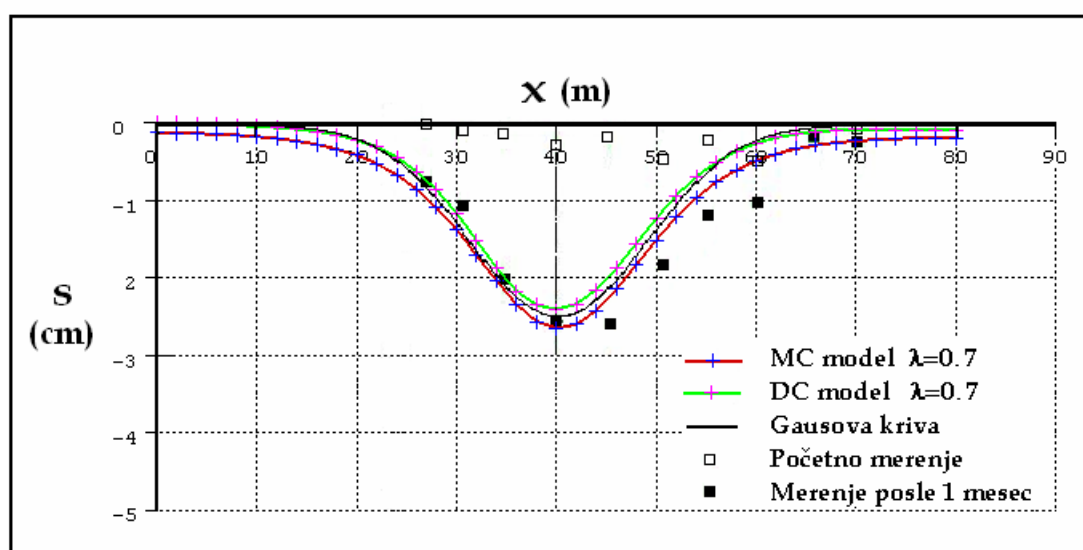
Tabela 7.3 Parametri tla za MC model – tunel Dedinje

Sloj	ρ (g/cm ³)	E (MPa)	ν	c' (kPa)	ϕ' (°)	K_0
1. Les	1.85	10	0.4	18	23	0.65
2. Potpuno degradirani lapor	2.0	15	0.3	20	20	0.85
3. Izmenjeni lapor	2.0	25	0.3	30	23	0.85
4. Laporci, laporci i krečnjaci	2.0	60	0.3	60	25	0.58

Tabela 7.4 Dodatni parametri tla za Duncan-Chang model

Sloj	E_i (MPa)	E_{ur} (MPa)	ν_{ur}	n	R_f	E_{tmin} (MPa)	σ_{3min} (kPa)
1. Les	20	40	0.2	0.8	0.8	10	34.0
2. Potpuno degradirani lapor	15	30	0.2	0.3	0.8	10	122.0
3. Izmenjeni lapor	25	50	0.2	0.3	0.8	15	214.0
4. Laporci, laporci i krečnjaci	120	150	0.2	0.2	0.7	60	372.0

Na slici 7.6 prikazani su poprečni profili sleganja dobijeni proračunom sa MC i DC modelom, Gausova kriva ($i=0.5z_0$) i rezultati merenja. Da bi se predvideo profil sleganja primenom 2D analiza neophodno je poznavanje faktora rasterećenja λ koji zavisi od geometrije, inicijalnih napona, karakteristika tla i dužine nepodgrađene deonice na čelu tunela. Najbolje sleganje sa izmerenom vrednošću s_{max} je dobijeno pri rasterećenju od 70%, odnosno za $\lambda=0.7$. Može se uočiti da oba modela daju dobro sleganje profila sleganja sa izmerenim vrednostima sleganja površine terena.



Slika 7.6 Poprečni profil sleganja za levu cev tunela Dedinje na stacionaži 1+019

Zaključak

Na osnovu prikazanih rezultata sprovedenih analiza može se uočiti zadovoljavajuće sleganje dobijenih poprečnih profila sleganja sa profilima dobijenim merenjima, što potvrđuje adekvatnost primenjene metodologije proračuna sleganja površine terena usled izgradnje tunela.

8 Zaključci i preporuke za dalja istraživanja

Uvod

Cilj istraživanja u okviru teze je bio da se, primenom savremenih numeričkih metoda, sagleda interakcija tunelske konstrukcije i tla i da se ispitaju mehanizmi sleganja površine terena. Primenjeno je 3D i 2D modeliranje izgradnje tunela metodom konačnih elemenata. Sprovedenim istraživanjima obezbeđuje se bolje razumevanje procesa koji se, u toku izgradnje tunela, odigravaju u tunelskoj konstrukciji i okolnoj sredini, kao složenom interaktivnom sistemu.

U ovom delu rada su dati najvažniji zaključci istraživanja, kao i preporuke za dalja istraživanja.

8.1 Zaključna razmatranja

8.1.1 Metode proračuna sleganja površine terena

Metode proračuna sleganja površine terena usled izgradnje tunela mogu se svrstati u tri grupe: empirijske metode, analitička rešenja i numeričke metode (prikaz ovih metoda je dat u poglavlju 3). Empirijske i analitičke metode predstavljaju relativno jednostavne i korisne postupke proračuna, međutim, mogućnosti njihove primene su ograničene. Empirijske metode, koje se baziraju na pretpostavci da se poprečni profil sleganja može opisati Gausovom krivom (Peck, 1969), često su korišćene u praksi. Međutim, da bi se primenila ova metoda, neophodno je poznavanje parametra V_L - *volume loss* koji predstavlja faktor gubitka zapremine tla. Zbog toga se ova metoda, u većoj ili manjoj meri,

kombinuje sa analitičkim metodama i proračunima primenom metode konačnih elemenata i vrši se kalibracija parametara na osnovu podataka merenja na izvedenim tunelima. Za procenu parametra V_L od velikog značaja je iskustvo vezano za određenu tunelsku tehniku i geotehničke uslove, pa empirijske metode daju vrlo dobre rezultate kad su uslovi izgradnje tunela dobro poznati, odnosno projektni parametri adekvatno kalibrisani. S druge strane, analitičke metode daju jednostavna (uglavnom elastična ili elastoplastična) rešenja u zatvorenom obliku, ali je njihova primena ograničena na 2D analize tunela kružnog preseka u homogenoj sredini i njima se ne mogu na adekvatan način uzeti u obzir efekti interakcije konstrukcije i tla.

S obzirom da naponsko-deformacijska stanja u tlu i tunelskoj konstrukciji, kao i sleganja površine terena, osim od geotehničkih karakteristika sredine, geometrije tunela i dubine na kojoj se tunel nalazi, u najvećoj meri zavise od postupka izgradnje tunela, od suštinskog značaja je da se u analizama na adekvatan način simulira proces izgradnje tunela, koji se sastoji iz sekvenci iskopa i podgrađivanja. Ovo se ne može postići analitičkim metodama, već je neophodna primena numeričkih metoda. Primena metode konačnih elemenata omogućava formiranje proračunskog modela kojim je moguće sprovesti naponsko-deformacijsku analizu, po fazama građenja, sa uzimanjem u obzir merodavnih geotehničkih svojstava sredine.

8.1.2 Modeliranje izgradnje tunela primenom metode konačnih elemenata

Numeričko modeliranje izgradnje tunela ima za cilj što realniju simulaciju procesa koji se odigravaju u tunelskoj konstrukciji i okolnoj sredini, kao složenom interaktivnom sistemu. Kod razmatranja problema interakcije tunelske obloge i okolne sredine, izuzetno je bitna činjenica da na oblogu, u trenutku kada se formira, nemaju nikakav uticaj naponsko deformacijske promene kojima je do tada bila izložena okolna sredina, što znači da podgradna betonska konstrukcija treba da bude izložena samo pomeranjima konture

iskopa koja su se desila nakon njenog formiranja. Dakle, za adekvatnu analizu naponsko deformacijskih stanja u stenskoj masi i tunelskoj konstrukciji, od suštinskog značaja je razmatranje delimične relaksacije stenske mase, odnosno deformacija površine iskopa na radnom čelu tunela, koje su se desile pre postavljanja obloge. Prema tome, neophodna je pre svega trodimenzionalna analiza kojom se simuliraju napredovanje radova i naponske promene i deformacije u okolini privremenog radnog čela. U istraživanjima u okviru teze je sprovedeno 3D MKE modeliranje postupka izgradnje tunela primenom *step-by-step* postupka.

S obzirom da je 3D numeričko modeliranje izgradnje tunela izuzetno zahtevno sa stanovišta kapaciteta i vremena rada računara, primena numeričkih metoda u inženjerskoj praksi je još uvek ograničena na 2D modele. Kada se proces izgradnje tunela razmatra primenom 2D modela, moraju se uvesti određene pretpostavke kojima se uzima u obzir delimična relaksacija napona na čelu tunela, odnosno deformacije koje su se desile na čelu tunela pre formiranja obloge. 2D analize u ovom radu su sprovedene primenom metode redukcije napona (*convergence – confinement*) ili λ -metode (Panet & Guenet, 1982).

8.1.3 Parametarska analiza činilaca koji utiču na sleganje površine terena

Parametarska analiza činilaca koji utiču na sleganje površine terena je sprovedena na primeru izgradnje tunela sa otvorenim čelom, kružnog preseka, u glinovito-laporovitim sredinama područja Beograda. Analiziran je uticaj sledećih parametara na sleganja površine terena:

- dubine tunela
- inicijalnih napona u tlu
- deformabilnosti tla
- smičuće čvrstoće tla
- prečnika tunela
- dužine napredovanja iskopa

- anizotropije tla

Primenjeno je 3D i 2D modeliranje izgradnje tunela primenom metode konačnih elemenata. Proračuni su urađeni primenom programskog paketa DIANA Finite Element Analysis (TNO DIANA BV). Ovaj program omogućava trodimenzionalnu nelinearnu analizu, kao i modeliranje fazne izgradnje.

Analizirana je izgradnja tunela sa otvorenim čelom, kružnog preseka prečnika 6m, sa betonskom oblogom debljine 0.35m. Da bi se ispitaio uticaj prečnika tunela na dobijena sleganja analiziran je i tunel prečnika 8m. Profil terena i raspon parametra modela tla usvojeni su na osnovu sprovedene analize geotehničkih karakteristika laporovito-glinovitih sredina u području Beograda (poglavlje 4). Usvojeni profil terena se sastoji od sloja lesa debljine 5m, ispod koga je sloj degradirane, žuto-mrke laporovite gline debljine 15m, koji leži na sloju sive neizmenjene laporovite gline i lapora. Proračuni su sprovedeni za tunel sa osom na dubini $z_0=15\text{m}$ u žuto-mrkoj degradiranoj laporovitoj glini i za tunel sa osom na dubini $z_0=30\text{m}$ u sivim laporima, kao i za tunel sa osom na dubini $z_0=20\text{m}$, na granici ta dva sloja.

Parametarske analize u ovom radu su izvršene uz pretpostavku elasto-plastičnog ponašanja materijala sa Mohr-Coulomb-ovim uslovom loma. S obzirom na inženjersko-geološke i hidrogeološke karakteristike terena u Beogradu, uticaj podzemne vode je uveden preko merodavnih parametara tla, a proračuni sleganja su sprovedeni primenom drenirane analize. Betonska obloga je modelirana uz pretpostavku linearno elastičnog ponašanja betona.

3D simulacija postupka izgradnje tunela je sprovedena na dužini 80m, sa nepodgrađenom deonicom na čelu tunela $d=2\text{m}$, a razmatrana je i varijanta sa napredovanjem $d=4\text{m}$. Prema razvoju podužnog profila sleganja u pojedinim koracima napredovanja izgradnje, može se zaključiti da se iskop tunela mora simulirati na znatnoj dužini, da bi se postiglo stacionarno stanje (*steady-state*) pomeranja. U sprovedenim analizama stacionarno stanje je postignuto na oko

30m (5D) iza čela tunela, što je u skladu sa rezultatima drugih autora (Vermeer et al. 2002).

U tezi su izvršena poređenja poprečnih profila sleganja dobijenih 3D analizama sa profilima sleganja koji su dobijeni 2D analizama, uz pretpostavku ravnog stanja deformacija, primenom λ metode. Može se zaključiti da, kada se usvoje odgovarajući koeficijenti redukcije napona, 3D i 2D analize daju slične poprečne profile sleganja (do istog zaključka došli su i drugi autori). Takođe je dobijeno dosta dobro sleganje poprečnih profila sleganja dobijenih proračunima sa empirijskom Gausovom krivom, pri čemu su poprečni profili sleganja za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$ nešto širi od empirijske Gausove krive.

Uticao koeficijenta bočnog pritiska K_0

U tezi je sprovedena analiza uticaja koeficijenta bočnog pritiska tla u stanju mirovanja K_0 žutomrke degradirane laporovite gline na sleganja usled izgradnje tunela u toj sredini, na dubini 15m. Proračuni su sprovedeni za vrednosti $K_0=0.65, 0.85$ i 1.0 . Iz sprovedenih parametarskih analiza može se zaključiti da veličina koeficijenta bočnog pritiska tla K_0 ima značajan uticaj na sleganja površine terena, pri čemu sa porastom koeficijenta K_0 poprečni profili sleganja postaju plići i širi, što je u skladu sa zaključcima i drugih autora (Addenbrooke et al. 1997; Lee & Ng, 2002; Ng & Lee, 2003; Franzius et al. 2005; Moller, 2006).

Uticao parametara deformabilnosti

U okviru parametarskih analiza sprovedenih u ovom radu, razmatran je i uticaj modula elastičnosti tla na sleganja površine terena. Analiziran je uticaj vrednosti modula elastičnosti žuto-mrke degradirane laporovite gline ($E=10, 15$ i 30 MPa) na sleganja tunela građenog u ovoj sredini, na dubini $z_0=15\text{m}$. Takođe je analiziran uticaj modula elastičnosti sive neizmenjene laporovite gline i lapora ($E=60$ i 120 MPa) na sleganja tunela građenog u toj sredini, na dubini $z_0=30\text{m}$. Na osnovu dobijenih rezultata može se zaključiti da modul elastičnosti sredine u kojoj se tunel gradi ima značajan uticaj na sleganja površine terena, što je i očekivano s obzirom da je najveći deo sredine u kojoj se tunel gradi u

domenu elastičnosti, i sa smanjenjem modula elastičnosti značajno se povećavaju sračunata sleganja.

Uticao parametara smičuće čvrstoće

Da bi se ispitaio uticaj parametara smičuće čvrstoće sredine u kojoj se tunel gradi na sleganja površine terena, varirani su kohezija i ugao smičuće otpornosti žutomrke degradirane laporovite gline, za tunel na dubini $z_0=15\text{m}$, kao i kohezija i ugao smičuće otpornosti sive neizmenjene laporovite gline i lapora, za tunel na dubini $z_0=30\text{m}$. Proračuni su sprovedeni za vrednosti kohezije degradirane laporovite gline $c=20\text{kPa}$ i $c=40\text{kPa}$, pri $\phi=20^\circ$, kao i za vrednosti ugla smičuće otpornosti ove gline $\phi=15^\circ$, 20° i 25° , pri koheziji $c=20\text{kPa}$. Takođe su razmatrane vrednosti kohezije sive neizmenjene laporovite gline $c=60$, 120 i 240 kPa i vrednosti ugla smičuće otpornosti $\phi=20^\circ$ i $\phi=25^\circ$. Na osnovu sprovedenih parametarskih analiza može se zaključiti da i kohezija i ugao smičuće otpornosti imaju izuzetno veliki uticaj na proračunata sleganja površine terena, pri čemu se sa smanjivanjem ovih parametara, dobijena sleganja značajno povećavaju. S obzirom da vrednosti kohezije određene laboratorijskim opitima obično variraju u širokim granicama, od izuzetnog je značaja da se, u cilju tačnog predviđanja sleganja usled izgradnje tunela, naročita pažnja posveti određivanju adekvatne vrednosti ovog parametra.

Uticao prečnika tunela

Proračuni u ovom radu su sprovedeni za tunel prečnika $D=6\text{m}$. Da bi se ispitaio uticaj prečnika tunela na sleganja površine terena, proračuni su sprovedeni i za tunel prečnika $D=8\text{m}$ na dubinama 15m , 20m i 30m . Dobijeno je da se sa porastom prečnika tunela značajno povećavaju sleganja površine terena, što je u skladu sa očekivanjima i analitičkim rešenjima.

Uticao dužine napredovanja iskopa d

3D analize u ovom radu su sprovedene primenom *step-by-step* postupka simulacije izgradnje tunela, sa dužinom napredovanja iskopa, odnosno

nepodgrađenom deonicom na čelu tunela $d=2\text{m}$. Da bi se ispitaio uticaj dužine napredovanja iskopa na sleganja površine terena, proračuni su sprovedeni i sa dužinom napredovanja $d=4\text{m}$, za tunele na dubinama 15m, 20m i 30m. Sa povećanjem dužine napredovanja iskopa dolazi do povećanja sleganja površine terena. Može se uočiti da je ovo povećanje veće kod tunela građenog u tlu boljih karakteristika.

Uticaj anizotropije tla

Da bi se ispitaio uticaj anizotropije tla na proračunata sleganja, u tezi su sprovedeni 3D i 2D proračuni primenom transverzalno anizotropnog modela. Na osnovu dostupnih podataka, za degradiranu laporovitu glinu usvojen je odnos $n=E_h/E_v=1.2$, a variran je odnos $m=G_{vh}/E_v$ ($m=0.2, 0.3$ i 0.4). Sprovedeni proračuni su pokazali da nezavisni modul smicanja ima veliki uticaj na proračunata sleganja površine terena, pri čemu se sa smanjivanjem ovog modula dobijaju veća sleganja, odnosno dublji poprečni profili sleganja.

Zaključci o faktorima rasterećenja λ

Kao što je već naglašeno, od suštinskog značaja je da se u analizama tunela uzme u obzir delimična relaksacija stenske mase na čelu tunela, odnosno deformacije površine iskopa koje su se desile pre postavljanja obloge. U 3D analizama, procenat rasterećenja napona u tlu na čelu tunela, pre postavljanje obloge, dobija se direktno i zavisi od geometrije, karakteristika sredine, kao i dužine nepodgrađene deonice na čelu tunela. 2D modeliranje izgradnje tunela sa otvorenim čelom, najčešće se sprovodi primenom metode redukcije napona u kojoj se procenat rasterećenja inicijalnih napona pre instaliranja obloge uzima u obzir preko usvojenog faktora λ . Vrednost ovog parametra se može usvojiti na osnovu inženjerske procene, odnosno iskustva na sličnim projektima ili na osnovu poređenja rezultata 3D i 2D proračuna. U tezi je sprovedena parametarska analiza vrednosti faktora redukcije λ , sistematskim poređenjem rezultata 3D analiza primenom *step-by-step* postupka simulacije procesa

izgradnje tunela i 2D analiza primenom metode redukcije napona, i doneti su određeni zaključci o vrednostima ovog faktora.

Dobijene vrednosti faktora redukcije napona λ se nalaze u rasponu od 0.5 do 0.7 (samo se, za tunel na dubini 30m u sivim laporima, pri visokim vrednostima kohezije, vrednost λ smanjila do 0.3). Na osnovu dobijenih rezultata može se uočiti značajna zavisnost faktora λ od parametara smičuće otpornosti, pri čemu se sa povećanjem kohezije i ugla smičuće otpornosti ovaj faktor značajno smanjuje. Takođe, može se uočiti da se faktor λ povećava sa povećanjem dužine napredovanja d (nepodgrađene deonice na čelu tunela). Ovaj porast je izraženiji u tlu veće čvrstoće. Osim toga, faktor redukcije λ se povećava i sa porastom koeficijenta bočnog pritiska tla K_0 . Pokazalo se da anizotropija, odnosno odnos $m=G_{vh}/E_v$ nema značajniji uticaj na faktor redukcije napona λ .

Rezultati sprovedenih parametarskih analiza vrednosti faktora λ su značajni, s obzirom da se 2D analize tunela najčešće koriste u inženjerskoj praksi. Prema sprovedenim istraživanjima, za plitko položene tunele ($z_0=15m$) kružnog preseka, u beogradskim glinovito-laporovitim sredinama, nezavisno od dužine napredovanja, adekvatne vrednosti faktora redukcije napona λ su između 0.6 i 0.7 (ovo se slaže sa zaključcima Moller (2006) koji je za tunele kružnog preseka u homogenoj sredini došao do vrednosti $\beta=1-\lambda$ od 0.3 do 0.4). Za tunele na većoj dubini ($z_0=30m$) u sivim laporovitim glinama i laporima vrednost faktora λ je oko 0.5, za dužinu napredovanja $d=2m$, pri čemu se sa povećanjem dužine napredovanja na $d=4m$ vrednost λ povećava na 0.65.

Poređenje rezultata 2D analiza sleganja primenom različitih modela tla

Rezultati proračuna sleganja primenom metode konačnih elemenata, osim od adekvatnog modeliranja postupka izgradnje tunela, u velikoj meri zavise od usvojenog konstitutivnog modela i materijalnih parametara. U tezi je sprovedeno poređenje poprečnih profila sleganja površine terena dobijenih 2D analizama primenom MC modela, modela Duncan-Chang, Modifikovanog Cam-Clay modela kao i modela Jardine (koji uzima u obzir inicijalno kruto

ponašanje i smanjenje krutosti sa porastom deformacija). Može se uočiti da se primenom nelinearno elastično plastičnih modela dobijaju poprečni profili sleganja koji su nešto uži od profila dobijenih primenom linearno elastično plastičnog modela i koji se bolje slažu sa empirijskom Gausovom krivom, odnosno rezultatima merenja na konkretnim tunelima (što je u skladu sa zaključcima drugih autora).

8.1.4 Poređenje rezultata proračuna sa klasičnim metodama i sa rezultatima merenja sleganja površine terena

Validacija numeričkih modela sprovodi se poređenjem rezultata proračuna sa podacima merenja na konkretnim tunelima. U tezi (poglavlje 7) je sprovedeno poređenje rezultata proračuna primenom metode konačnih elemenata sa empirijskom Gausovom krivom i rezultatima merenja sleganja površine terena za dva tunela građena u laporovitim sredinama: Steinhaldenfeld NATM tunel (Štuttgart, Nemačka) i tunel Dedinje koji se nalazi u sastavu Beogradskog železničkog čvora. Sprovedene su 2D MKE analize ovih tunela primenom λ -metode uz pretpostavku elasto-plastičnog ponašanja tla sa Mohr-Coulomb-ovim uslovom loma i primenom Duncan-Chang modela (s obzirom da su bili dostupni parametri za ove modele). Može se uočiti zadovoljavajuće sleganje dobijenih poprečnih profila sleganja sa profilima dobijenim merenjima, što potvrđuje adekvatnost primenjene metodologije proračuna sleganja površine terena usled izgradnje tunela.

8.2 Preporuke za dalja istraživanja

S obzirom na aktuelnost ovog istraživanja, kako sa aspekta važnosti problematike tako i sa aspekta predloženih metoda rešavanja, ono tematski i metodološki korespondira sa istraživanjima koja se sprovode na vodećim univerzitetima i istraživačkim centrima širom Evrope i sveta. Sprovedena analiza metodom konačnih elemenata predstavlja savremeni pristup kojim se

obezbeđuje bolje razumevanje i predviđanje ponašanja složenog sistema tunnelska konstrukcija-tlo/stena.

Uporedne analize rezultata proračuna i rezultata merenja na konkretnim objektima, uz analizu parametara koji utiču na interakciju tunela i tla, daju koristan doprinos u određivanju opravdanosti korišćenja pojedinih metoda proračuna. U tom smislu, od suštinskog značaja je da se u daljim istraživanjima spovedu sistematska poređenja rezultata proračuna primenom MKE sa podacima merenja sleganja površine terena na konkretnim tunelima. Ovo je od izuzetnog značaja kako za inženjersku praksu tako i za dalja istraživanja u oblasti numeričke analize izgradnje tunela.

U sprovedenim istraživanjima sleganja površine terena razmatrana je situacija bez postojećih objekata (*greenfield*). S obzirom da primena MKE omogućava da se u modeliranje izgradnje tunela uključe i postojeći nadzemne i podzemne konstrukcije, kao što su zgrade, šipovi, postojeći tuneli, predmet daljih istraživanja bi mogla biti analiza sleganja uz uključivanje interakcije tunela i postojećih objekata. U tom smislu je od izuzetne važnosti da se dobije što više podataka osmatranja pomeranja sa terena.

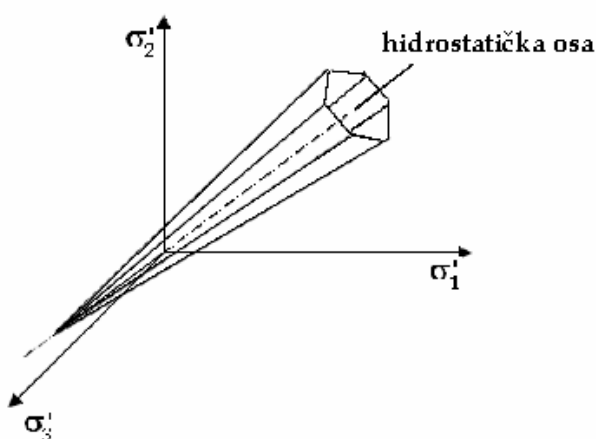
U cilju poboljšanja procene sleganja površine terena primenom MKE znatan napor je poslednjih godina usmeren na uključivanje svih aspekata ponašanja tla (nelinearne konstitutivne naponsko-deformacijske veze sa odgovarajućim uslovom tečenja, inicijalni naponi u tlu, anizotropija) i na što realniju simulaciju procesa izgradnje tunela. Nakon istraživanja sprovedenih u ovom radu, koja predstavljaju analizu najvažnijih aspekata modeliranja 3D procesa izgradnje tunela primenom metode konačnih elemenata, sledeći korak bi bio uključivanje i kompleksnijih konstitutivnih modela tla i poređenje predviđanja sleganja primenom različitih konstitutivnih modela sa merenjima na terenu. Ovo bi, međutim, moralo biti praćeno odgovarajućim laboratorijskim i terenskim istraživanjima radi obezbeđivanja parametara modela.

Ubrzani urbani razvoj poslednjih decenija doveo je do sve većih zahteva za korišćenjem podzemnog prostora. Širom sveta, u velikim gradovima, grade se i proširuju podzemni transportni sistemi. Od sedamdesetih godina prošlog veka počelo se sa izradom planova za izgradnju metroa i u Beogradu. S obzirom da se očekuje početak izgradnje metroa u skoroj budućnosti, i da će on velikim delom prolaziti kroz prirodne sredine koje su ovde analizirane, tema doktorske disertacije je veoma aktuelna, a rezultati sprovedenih istraživanja mogu imati veliku primenu u praksi.

Dodatak A Konstitutivni modeli tla

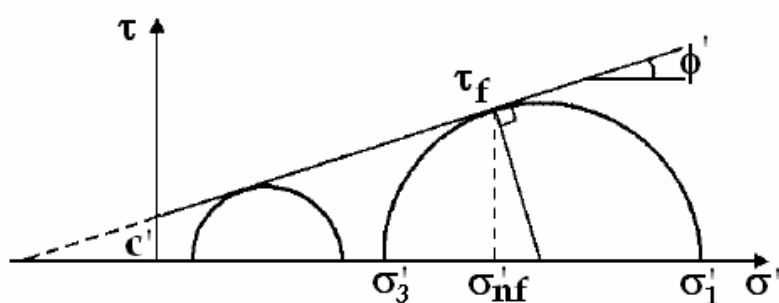
A1 Mohr-Coulomb model

U prostoru glavnih napona Mohr-Coulomb-ov uslov loma predstavlja nepravilni heksagonalni konus prikazan na slici A.1.



Slika A.1. Mohr-Coulomb površ tečenja u prostoru glavnih napona

Na slici A.2 prikazani su Morovi krugovi efektivnih napona pri lomu.



Slika A.2. Morovi krugovi efektivnih napona pri lomu

Usvaja se da je tangenta na Morove krugove napona pri lomu prava linija koja predstavlja takozvani Coulomb-ov zakon loma dat izrazom:

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (\text{A.1})$$

gde su τ_f i σ_n' smičući i normalni efektivni napon u ravni loma, a kohezija c' i ugao smičuće otpornosti ϕ' su materijalni parametri. Preko glavnih napona Mohr-Coulomb-ov uslov loma je:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') = \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') \sin \phi' + c' \cos \phi' \quad (\text{A.2})$$

Funkcija plastičnosti je data izrazom:

$$f(\sigma', \kappa) = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') - \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') \sin \phi' - c' \cos \phi' \quad (\text{A.3})$$

Usvaja se neasocijativni zakon tečenja sa funkcijom plastičnog potencijala:

$$g = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') - \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') \sin \psi \quad (\text{A.4})$$

gde je ψ ugao dilatancije.

Dakle, linearno elastični idealno plastični MC model uključuje pet ulaznih parametara: Young-ov modul elastičnosti E i Poisson-ov koeficijent ν za elastičnost tla i efektivne parametre čvrstoće koheziju c' i ugao unutrašnjeg trenja ϕ' za plastičnost kao i ugao dilatancije ψ . S obzirom na pretpostavku idealne plastičnosti nema zakona ojačanja/oslabljenja i vrednosti parametara čvrstoće c' i ϕ' su konstantne. Da bi se uzelo u obzir deformacijsko ojačanje može se usvojiti da parametri čvrstoće kohezija c' i ugao trenja ϕ' kao i ugao dilatancije ψ variraju sa akumuliranom plastičnom deformacijom.

A2 Duncan-Chang model

Nelinearno elastični Duncan-Chang model (Duncan & Chang, 1970) daje hiperboličku vezu između smičućeg napona ($\sigma_1 - \sigma_3$) i aksijalne deformacije. U model su uključena tri modula tla: E_i – inicijalni Young-ov modul, E_t – tangenti modul i E_{ur} – Young-ov modul pri rasterećenju i ponovnom opterećenju.

Veza između tangentskog modula E_t i glavnih napona σ_1 i σ_3 je data izrazom (DIANA User's Manual release 9.4.3, 2010):

$$E_t = \left[1 - \frac{(1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 E_i \left(\frac{\sigma_3}{p_{ref}} \right)^n \quad (\text{A.5})$$

Dati izraz je primenljiv dok god ekvivalentni napon ($\sigma_1 - \sigma_3$) raste. Maksimalni ekvivalentni smičući napon q_{max} je ograničen na:

$$q_{max} = R_f \cdot \frac{1 - \sin \phi}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \quad (\text{A.6})$$

U slučaju rasterećenja i ponovnog opterećenja, kada je tekući ekvivalentni smičući napon manji od maksimalnog ekvivalentnog smičućeg napona, tangentni modul je definisan sa:

$$E_t = E_{ur} \left(\frac{\sigma_3}{p_{ref}} \right)^m \quad (\text{A.7})$$

Parametri modela (programski paket DIANA 9.4.3) su:

E_i - inicijalni Young-ov modul

E_{ur} - Young-ov modul pri rasterećenju i ponovnom opterećenju

c - kohezija

ϕ - ugao unutrašnjeg trenja

R_f - koeficijent loma

ν - Poisson-ov koeficijent

p_{ref} - referentni pritisak

n - eksponent krive

m - eksponent krive rasterećenja-ponovnog opterećenja

Opciono:

E_{tmin} - minimalni tangentni modul

σ_{3min} - minimalni napon pritiska σ_3

A3 JARDINE model

U programski paket DIANA (DIANA User's Manual release 9.4.3, 2010) uključen je Jardinov model koji kombinuje nelinearno elastično ponašanje sa idealno plastičnim Tresca modelom (bez ojačanja). Jardinov nelinearno elastični model (Jardine et al., 1986) karakteriše inicijalno kruto ponašanje i smanjenje krutosti sa porastom deformacija (*small strain stiffness* model). Terenska i laboratorijska ispitivanja su pokazala da, čak pri vrlo malim deformacijama, mnoga tla pokazuju nelinearno naponsko-deformacijsko ponašanje. Rezultati opita primenom novih laboratorijskih postupaka i merenja deformacija lokalno na uzorcima su pokazali da je inicijalno naponsko-deformacijsko ponašanje mnogo kruće nego što se dobija konvencionalnim merenjima deformacija.

Model koji su predložili Jardine et al., 1986 se bazira na vezi između sekantnog Young-ovog modula i aksijalne deformacije, merenih u nedreniranom opitu triaksijalne kompresije. Sekantni Young-ov modul je definisan sa:

$$E_u = \frac{\sigma_a - \sigma_{a;0}}{\varepsilon_a} \quad (\text{A.8})$$

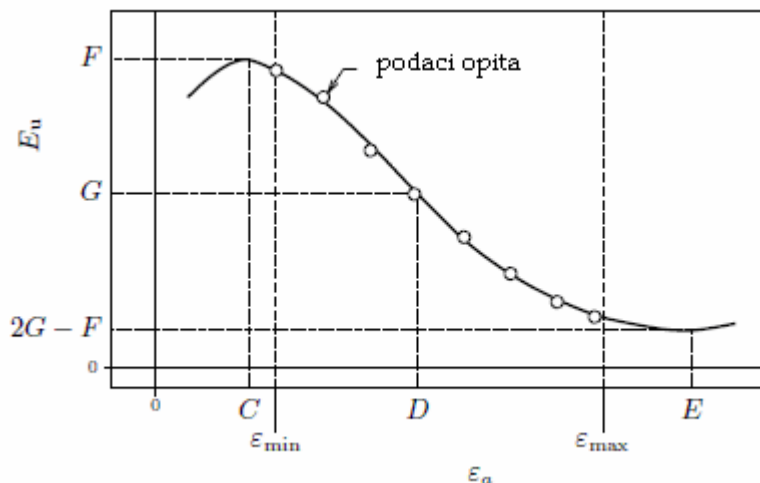
gde je ε_a aksijalna deformacija, σ_a je aksijalni napon i $\sigma_{a;0}$ je inicijalni aksijalni napon (za $\varepsilon_a=0$) i dobija se direkno iz merenja u triaksijalnom opitu.

Osnovna pretpostavka Jardine modela je da se veza između sekantnog modula E_u i logaritma aksijalne deformacije, u elastičnoj oblasti (pre loma), može izraziti periodičnom logaritamskom funkcijom:

$$E_u = G + (F - G) \cos \left(\alpha \left(\log \frac{\varepsilon_a}{C} \right)^\gamma \right) \quad (\text{A.9})$$

Na slici A.3 (DIANA User's Manual release 9.4.3, 2010) je prikazan dijagram zavisnosti E_u i ε_a , kao i pet nezavisnih parametara C, D, E, F i G koji se mogu smatrati materijalnim konstantama. Ovi parametri se mogu odrediti direktno iz rezultata opita triaksijalne kompresije prema datom dijagramu. Jednačina A.9

važi samo za određeni rang vrednosti deformacija. Za deformacije ispod donje granice ε_{\min} i iznad gornje granice ε_{\max} usvaja se konstantna vrednost modula. U elastičnoj oblasti usvaja se Poisson-ov koeficijent 0.49.



Slika A.3 Parametri Jardine modela na dijagramu zavisnosti E_u i $\log \varepsilon_a$ (DIANA User's Manual release 9.4.3, 2010)

Parametri D i E se koriste za određivanje α i γ , uz pretpostavku da je za srednju vrednost modula ugaoni deo u jednačini A.9 jednak $\pi/2$, a za minimalnu vrednost modula jednak π .

$$\gamma = \frac{\log 2}{\log \left(\frac{\log(E/C)}{\log(D/C)} \right)}; \quad \alpha = \frac{\frac{1}{2}\pi}{(\log(D/C))^\gamma} \quad (\text{A.10})$$

Parametri F i G ne moraju obavezno biti jednaki izmerenoj maksimalnoj i srednjoj vrednosti modula. F je maksimum krive koja se najbolje poklapa sa rezultatima opita. Projektovani minimalni modul može imati čak i negativnu vrednost pod uslovom da je E_u pozitivan u specifikovanoj oblasti za koju važi izraz A.9, a koja je ograničena sa ε_{\min} i ε_{\max} . Za ε_{\min} može se uzeti najmanja deformacija za koju postoje podaci merenja, dok se kod izbora ε_{\max} mora voditi računa da se osigura kompatibilnost sa plastičnim tečenjem.

Pri implementaciji u programu DIANA, Jardine-ov model se generalizuje uvođenjem invarijante devijatorske deformacije:

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3} \left((\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2 \right)} \quad (\text{A.11})$$

gde su ε_1 , ε_2 i ε_3 glavne elastične deformacije. S obzirom da je u nedreniranom testu triaksijalne kompresije $\varepsilon_1 = \varepsilon_a$, $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\varepsilon_a/2$ zamenom u A.11 dobija se $\varepsilon_{eq} = \varepsilon_a \sqrt{3}$.

Iz jednačine A.9 se može dobiti izraz za tangenti Young-ov modul E_{ut} , pa se nakon zamene ε_{eq} dobijaju izrazi:

$$E_u = f_1(\varepsilon_{eq}) = G + (F - G) \cos(\alpha I^\gamma) \quad (\text{A.12})$$

$$E_{ut} = f_2(\varepsilon_{eq}) = G + (F - G) \cos(\alpha I^\gamma) - \frac{(F - G) \alpha \gamma I^{\gamma-1}}{2.303} \sin(\alpha I^\gamma) \quad (\text{A.13})$$

gde je

$$I = \log \left(\frac{\varepsilon_{eq}}{\sqrt{3}C} \right) \quad (\text{A.14})$$

Ekvivalentne elastične deformacije koje odgovaraju graničnim vrednostima

$\varepsilon_{eq;\min}$ i $\varepsilon_{eq;\max}$ su:

$$\varepsilon_{eq;\min} = \varepsilon_{\min} \sqrt{3} \quad \text{i} \quad \varepsilon_{eq;\max} = \varepsilon_{\max} \sqrt{3} \quad (\text{A.15})$$

Parametri modela (programski paket DIANA 9.4.3) su:

E Young-ov modul

ν Poisson-ov koeficijent

C deformacija pri maksimalnoj krutosti

D deformacija pri srednjoj krutosti

E deformacija pri minimalnoj krutosti

F maksimalna krutost

G srednja krutost

ε_{min} donja granica vrednosti deformacija

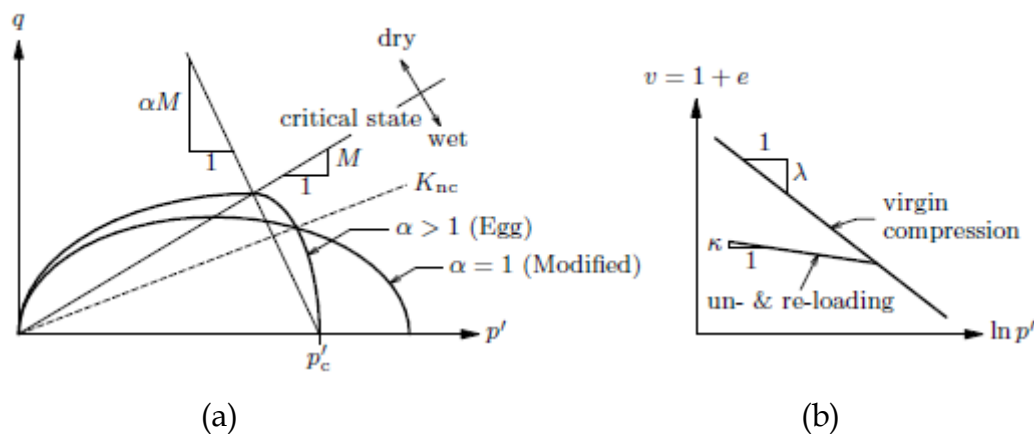
ε_{max} gornja granica vrednosti deformacija

Parametri Tresca modela plastičnosti bez ojačanja:

σ_y napon tečenja

A4 Modifikovani Cam-Clay model

Kod analiza glina i glinovitih materijala primenjuje se i Modifikovani Cam-clay model koji je ugrađen u program DIANA (program sadrži i proširenje ovog modela tzv. Egg Cam-clay model). Ovaj model kombinuje nelinearno elastični sa plastičnim modelom.



Slika A.4 Cam-clay modeli ((DIANA User's Manual release 9.4.3, 2010)

Promena zapremine duž linije normalne konsolidacije je nepovratna odnosno plastična, dok je promena zapremine duž linije bubrenja povratna odnosno elastična (slika A.4(b)). Elastična zapreminska deformacija ε_v^e se može odrediti iz izraza:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \frac{dp'}{p'} \quad (\text{A.16})$$

gde je $v=1+e$ specifična zapremina (e je koeficijent poroznosti), κ je parametar modela i p' srednji efektivni napon. Elastični modul zapreminske deformacije je:

$$K = \frac{1+e}{\kappa} p' \quad (\text{A.17})$$

Elastične smičuće deformacije se proračunavaju primenom elastičnog modula smicanja G , koji se može zadati kao dodatni parametar modela ili se zadaje konstantni Poisson-ov koeficijent.

Model je originalno razvijen za uslove triaksijalne kompresije. Pretpostavlja se da je pri porastu triaksijalnog smičućeg napona q ponašanje materijala elastično dok se ne postigne vrednost definisana funkcijom plastičnosti. Na slici A.4(a) prikazana je površ plastičnosti modifikovanog Cam-clay modela u p' - q ravni koja predstavlja elipsu. Funkcija plastičnosti je data izrazom:

$$f = q^2 + M^2 p' (p' - p'_c) \quad (\text{A.18})$$

gde je p'_c parametar koji kontroliše veličinu površi plastičnosti i predstavlja napon prekonsolidacije za datu liniju bubrenja (odnosno vrednost p' u preseku trenutne linije bubrenja i linije normalne konsolidacije), a M je parametar tla koji predstavlja nagib u p' - q ravni linije kritičnog stanja (CSL *critical state line*) dat izrazom:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (\text{A.19})$$

gde je ϕ' ugao smičuće otpornosti tla.

S obzirom da je ponašanje tla po liniji bubrenja elastično, iznad svake linije bubrenja je površ plastičnosti tako da izraz A.18 definiše površ u v - q - p' prostoru koja se naziva površ graničnog stanja (*state boundary surface*). Model podrazumeva asocijativnu plastičnost tako da površ plastičnosti (izraz A.18) definiše i plastični potencijal g .

Ojačanje/omekšanje je izotropno i kontroliše ga parametar p'_c pri čemu je njegova veza sa plastičnom zapreminskom deformacijom odnosno zakon ojačanja dat izrazom:

$$\frac{dp'_c}{p'_c} = \frac{1+e}{\lambda-\kappa} d\varepsilon_v^p \quad (\text{A.20})$$

gde je λ parametar modela.

Dakle, parametri modela (programski paket DIANA 9.4.3) su:

ϕ - ugao unutrašnjeg trenja sa $M=6\sin\phi/(3-\sin\phi)$

λ - parametar ojačanja koji predstavlja nagib $\lambda = \partial v / \partial \ln p'$ linije normalne konsolidacije, pri čemu je $\lambda=C_c/\ln 10$ (C_c indeks stišljivosti).

κ - nagib $\kappa = \partial v / \partial \ln p'$ linije bubrenja odnosno rekompresije. Može se usvojiti

$$\frac{1}{5} \lambda \leq \kappa \leq \frac{1}{3} \lambda$$

n - inicijalna poroznost $n_0=e_0/(1+e_0)=(v_0-1)/v_0$ gde je e_0 inicijalni koeficijent poroznosti a v_0 specifična zapremina

ν - Poisson-ov koeficijent

Za nelinearnu analizu nije neophodno eksplicitno zadati modul zapreminske deformacije (npr. preko Young-ovog modula E) s obzirom da je on definisan u modelu kao linearna funkcija srednjeg efektivnog napona p' . Međutim za proračun inicijalnih napona u tlu, primenom gravitacionog opterećenja i K_0 procedure, treba zadati realističnu vrednost Young-ovog modula.

Opciono se mogu zadati parametri:

OCR - stepen prekonsolidacije

α - *cap* faktor oblika za Egg Cam-clay model. Ukoliko se ne zada faktor α model se svodi na Modifikovani Cam-clay model sa jednom eliptičnom površi plastičnosti ($\alpha=1$)

LITERATURA

Addenbrooke, T.I., Potts, D.M., & Puzrin, A.M. 1997. The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Géotechnique*, 47(3), 693-712.

Attewell, P.B. & Farmer, I. W. 1974. Ground deformations resulting from tunnelling in London Clay. *Can. Geotech. J.* 11(3), 380-395.

Attewell, P.B. and Woodman, J.P. 1982. Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil. *Ground Engineering*, 15(8), 13-22.

Attewell, P.B., Yeates, J. and Selby, A.R. 1986. Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. Blackie, Glasgow.

Augarde, C. E. and Burd, H. J. 2001. Three-dimensional finite element analysis of lined tunnels. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25, 243-262.

Bathe, K.J. 1996. *Finite Element Procedures*. Prentice-Hall, Inc.

Belytschko, T., Liu, W. K. and Moran, B. 2000. *Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures*. John Wiley & Sons Ltd., Chichester

Božinović, D. 1979. *Geotehničke osobine terena u području Beograda koje izgrađuju koherentni gornjemiocenski sedimenti*, Izgradnja, Beograd.

Broms, B.B. and Bennermark, H. 1967. Stability of clay at vertical openings. *ASCE J. of Soil Mech. and Found. Div.*, 93, No. SM1, 71-94.

Burland, J. B. and Kalra, J.C. 1986. Queen Elizabeth II Conference Centre: geotechnical aspects. *Proc. Inst. Civ. Engrs.* 80, 1479-1503.

Burland, J.B., Standing, J.R. and Jardine, F.M. 2001. Assessing the risk of building damage due to tunnelling - lessons from Jubilee Line Extension, London. *Geotechnical Engineering. Meeting society's need*, Vol.1, Swets and Zeitlinger, Lisse, 17-44.

Clough, G.W. and Schmidt, B. 1981. Design and performance of excavations and tunnels in soft clay, *Soft clay engineering*, Elsevier, 569-636.

Čubrilović, P. 1997. Inženjerskogeološke odlike Beograda i projektovanje metro sistema, *Zbornik radova drugog savetovanja: Podzemni prostor u razvoju Beograda*, Udruženje inženjera Beograda, 1997, 249-255.

Ćorić, S. 1987. *Naponsko-deformacijska analiza tla primenom konačnih elemenata*. Univerzitet u Beogradu Rudarsko-geološki fakultet, Institut za puteve, Beograd.

Dedić, M. i Ignjatović, M. 1987. Geotehnički uslovi projektovanja i građenja vodovodnog tunela "Zvezdara", *Zbornik radova Savetovanja: Podzemna izgradnja u Beogradu - Potrebe, mogućnosti i perspektive*, 01, 203-211.

- Dedić, M. i Milković, D. 1987. Geotehnički uslovi projektovanja i građenja železničkog tunela "Vračar", *Zbornik radova Savetovanja: Podzemna izgradnja u Beogradu – Potrebe, mogućnosti i perspektive*, 01, 213-222.
- Desari, G. R., Rawlings, C. G. and Bolton, M. D. 1996. Numerical Modelling of NATM Tunnel Construction in London Clay. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Maire&Taylor (eds), Balkema, Rotterdam.
- DIANA Finite Element Analysis, User's Manual release 9.4.3, 2010. TNO DIANA BV, Delft
- Duncan, J. M., and Chang, C. Y. 1970. Nonlinear Analysis of Stress and Strains in Soils. *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE 96, 5, 1629-1653.
- Elaborat o rezultatima detaljnih geotehničkih istraživanja terena za potrebe definisanja geotehničkih uslova za iznalaženje trajnog rešenja problema sleganja i problema dugoročne dinamičke stabilnosti i statičke održivosti konstruktivnog sistema objekta Doma Narodne Skupštine RS u ulici Trg Nikole Pašića br. 13 u Beogradu (odgovorni projektanti prof. dr S. Ćorić i doc. dr G. Hadži-Niković), RGF 2010. Beograd.
- Franzius, J. N. 2003. *Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence*. Ph.D. thesis, Imperial College, University of London.
- Franzius, J. N. and Potts, D. M. 2005. Influence of Mesh Geometry on Three-Dimensional Finite-Element Analysis of Tunnel Excavation. *International Journal of Geomechanics* © ASCE, 256-266.
- Franzius, J. N., Potts, D.M., Burland, J.B. 2005. The influence of soil anisotropy and K_0 on ground surface movements resulting from tunnel excavation. *Géotechnique*, 55(3), 189-199.
- Franzius, J. N., Potts, D.M., Burland, J.B. 2006. The response of surface structures to tunnel construction. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, 159, Issue GE1, Pages 3-17.
- Galli, G., Grimaldi, A., Leonardi, A. 2004. Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining. *Computers and Geotechnics*, 31, 171-183.
- Gioda, G. and Swoboda, G. 1999. Developments and applications of the numerical analysis of tunnels in continuous media. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23, 1393-1405.
- Gonzalez, C., Sagaseta, C., 2001. Patterns of soil deformations around tunnels: application to the extension of Madrid metro. *Comput. Geotech.* 28, 445-468.
- Hadži-Niković, G., Ćorić, S., Ćorić, S. 2011. Geotehnički uslovi sanacije Doma Narodne skupštine u Beogradu. *Zbornik radova sa četortog naučno-stručnog savetovanja: Geotehnički aspekti građevinarstva (Editor Prof.dr R. Folić)*, Savez građevinskih inženjera Srbije, Zlatibor, 153-160.

- Helwany, S. 2007. *Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications*. John Wiley & Sons, Inc.
- Ignjatović, M. 1997. Geotehnički uslovi izgradnje podzemnih objekata železničkog čvora u Beogradu. *Zbornik radova drugog savetovanja: Podzemni prostor u razvoju Beograda*, Udruženje inženjera Beograda, 105-110.
- ITA-AITES WG "Research". 2007. ITA/AITES Report 2006 on Settlements induced by tunneling in Soft Ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(2007), 119-149.
- Jardine, R.J., Potts, D.M., Fourie, A.B. and Burland J.B. 1986. Studies of the Influence of the Nonlinear Stress-strain Characteristics in Soil-Structure Interaction. *Géotechnique* 36(3), 377-396.
- Kasper, T. and Meschke, G. 2004. A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 28, 1441-1460.
- Kasper, T., Meschke, G. 2006. On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology* 21, 160-171.
- Karakus, M. 2007. Appraising the methods accounting for 3D tunnelling effects in 2D plane strain FE analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22, 47-56.
- Karakus, M. and Fowell, R.J. 2005. Back analysis for tunneling induced ground movements and stress redistribution. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20, 514-524.
- Katzenbach, R. and Breth, H. 1981. Nonlinear 3-D Analysis for NATM in Frankfurt Clay. *Proc. 10th ICSMFE*, Stockholm, pp. 315-318.
- Kavvadas, M. 2005. Numerical Analysis in the Design of Urban Tunnels. *Keynote Lecture, The 11th International Conference of IACMAG*, Torino, Italy
- Kielbassa, S. and Duddeck, H. 1991. Stress-Strain Fields at the Tunneling Face – Three-dimensional Analysis for Two-dimensional Technical Approach, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 24, 115-132.
- Komiya, K., Soga, K., Akagi, H., Hagiwara, T., Bolton, M.D. 1999. Finite element modelling of excavation and advancement processes of a shield tunnelling machine. *Soils and Foundations* 39, 37-52.
- Lee, G.T.K. and Ng, C.W.W. 2002. Three-dimensional analysis of ground settlements due to tunnelling: Role of K_0 and stiffness anisotropy. *Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground.*, Lyon, 617- 622.
- Lee, K. M. and Rowe, R. K. 1989. Deformations caused by surface loading and tunnelling: the role of elastic anisotropy. *Géotechnique* 39, No. 1, 125-140

- Lee, K.M. and Rowe, R.K. 1990a. Finite element modelling of the three-dimensional ground deformations due to tunnelling in soft cohesive soils: Part I – Method of analysis. *Computers and Geotechnics* 10, 87-109.
- Lee, K.M. and Rowe, R.K. 1990b. Finite element modelling of the three-dimensional ground deformations due to tunnelling in soft cohesive soils: Part 2 – Results. *Computers and Geotechnics* 10, 111-138.
- Lee, K.M., Rowe, R.K. 1991. An analysis of three-dimensional ground movements: the Thunder Bay tunnel. *Canadian Geotechnical Journal*, 28, 25–41.
- Lee, K.M., Rowe, R.K., Lo K.Y. 1992. Subsidence owing to tunnelling. I. Estimating the gap parameter. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 929–940.
- Lokin, P., Pavlović, N., Bogdanović, A. 1986. Surface subsidence in urban area due to underground structures construction. *Proceedings of the International Congress on Large Underground Openings, Firenze, Italy*, 771-777.
- Lokin, P., Milković, D. i Božanić, M. 1987. Geotehnički uslovi projektovanja i građenja železničkog tunela “Dedinje”. *Zbornik radova Savetovanja: Podzemna izgradnja u Beogradu – Potrebe, mogućnosti i perspektive*, 01, 235-244.
- Loganathan, N., Poulos, H. G. 1998. Analytical prediction for tunneling induced ground movements in clays. *J. Geotech. Environ. Eng. ASCE* 124 (9), 846–856.
- Mair, R. J. 2008. Tunnelling and geotechnics: new horizons. *Géotechnique*, 58(9), 695-736.
- Mair, R. J. and Taylor, R. N. 1993. Prediction of clay behaviour around tunnels using plastic solutions. *Predictive Soil Mechanics, Proc. of the Wroth Memorial Symposium*, Thomas Telford, London, 449-463.
- Mair, R.J. and Taylor, R.N. 1997. Bored tunneling in urban environment. *Proc. 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Balkema, Rotterdam, 2353-2385.
- Mair, R. J., Gunn, M. J., & O'Reilly, M. P. 1981. Ground movements around shallow tunnels in soft clay. *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, vol. 1., Balkema, Rotterdam, 323-328.
- Mair, R. J., Taylor, R. N., & Bracegirdle, A. 1993. Subsurface settlement profiles above tunnels in clays. *Géotechnique*, 43(2), 315-320.
- Maraš, S. 1997. *Analiza interakcije horizontalne tunelske konstrukcije i stenske mase*, Magistarski rad, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Beograd
- Marković, R. 1987. Inženjerskogeološke karakteristike terena u koridoru linija prve etape metroa u Beogradu, *Zbornik radova Savetovanja: Podzemna izgradnja u Beogradu – Potrebe, mogućnosti i perspektive*, 01, 281-293.
- Marković, O. i Popović B. 1987. Jedan primer poređenja opterećenja na tunelsku oblogu dobijenih na osnovu merenja “in situ” i analitičkih metoda. Geotehnički uslovi projektovanja i građenja vodovodnog tunela “Zvezdara”,

Zbornik radova Savetovanja: Podzemna izgradnja u Beogradu – Potrebe, mogućnosti i perspektive, 02, 63-73.

Mašin, D. 2009. 3D Modeling of an NATM Tunnel in High K_0 Clay Using Two Different Constitutive Models. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering* © ASCE, September 2009, 1325-1335.

Melis, M., Medina, L., Rodriguez J.M. 2002. Prediction and analysis of subsidence induced by shield tunnelling in the Madrid metro extension. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 1273–1287.

Melis, M., Medina, L., Rodriguez J.M. 2005. Predicted versus measured soil movements induced by shield tunnelling in the Madrid Metro extension, *Canadian Geotechnical Journal*, 42, 1160–1172.

Milković, D., Pavlović, N. i Ćorić, S. 1987. Geotehnički uslovi izgradnje podzemnog stajališta “Vukov spomenik”, *Zbornik radova Savetovanja: Podzemna izgradnja u Beogradu – Potrebe, mogućnosti i perspektive*, 01, 295-303.

Möller, S.C. 2006. *Tunnel induced settlements and structural forces in linings*. PhD. thesis, Institute of Geotechnical Engineering, University of Stuttgart, Stuttgart.

Möller, S.C., Rogowski, E. and Lehmann, T. 2004. Dreidimensionale Finite Elemente Berechnung der Setzungsmulde am Beispiel des Steinhaldenfeld-tunnels in Stuttgart. In *Kolloquium Bauen in Boden und Fels*, TAE, Ostfildern, 275-282.

Möller, S.C., Vermeer, P.A., Boonier, P.G. 2003. A fast 3D tunnel analysis, *Second MIT Conference on Computational Fluid and Solid Mechanics*, Boston, USA

Möller, S.C. and Vermeer, P.A. 2008. On numerical simulation of tunnel installation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23, 461-475.

Mroueh, H., Shahrour, I. 2003. A full 3-D finite element analysis of tunneling-adjacent structures interaction. *Computers and Geotechnics*, 30, 245–253.

Mroueh, H., Shahrour, I. 2008. A simplified 3D model for tunnel construction using tunnel boring machines. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23, 38-45.

Nikolić, D. 1987. Pregled projektovanih i izvedenih tunela u okviru izgradnje železničkog čvora u Beogradu. Osnovne karakteristike i specifičnosti. *Zbornik radova Savetovanja: Podzemna izgradnja u Beogradu – Potrebe, mogućnosti i perspektive*, 02, 143-158.

Ng, C.W.W. and Lee, G.T.K. 2005. Three-dimensional ground settlements and stress-transfer mechanisms due to open-face tunnelling. *Canadian Geotechnical Journal*, 42, 1015-1029

Nikolić, T. 1987. Inženjerskogeološki uslovi izgradnje metro stanica na području Beograda. *Zbornik radova Savetovanja: Podzemna izgradnja u Beogradu – Potrebe, mogućnosti i perspektive*, 01, 305-312

- O'Reilly, M.P. and New, B.M. 1982. Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction. *Tunnelling* 82. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 173-181.
- Ocokoljić, M., Šijaković, J. i Jelisavac, B. 1987. Inženjerskogeološka građa i osnovni problemi pri izgradnji podzemnih objekata na dunavskoj padini od Kalemegdana do Pančevačkog mosta. *Zbornik radova Savetovanja: Podzemna izgradnja u Beogradu – Potrebe, mogućnosti i perspektive*, 01, 343-353.
- Pavlović, N., Bogdanović, A. i Lokin, P. 1987. Sleganje terena usled izgradnje podzemnih objekata u Beogradu. *Zbornik radova Savetovanja: Podzemna izgradnja u Beogradu – Potrebe, mogućnosti i perspektive*, 02, 489-500.
- Panet, M. and Guenot, A. 1982. Analysis of convergence behind the face of a tunnel. *Tunnelling* 82. The Institution of Mining and Metallurgy, London. 197-204.
- Park, K.H. 2005. Analytical solution for tunnelling-induced ground movement in clays. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20, 249-261.
- Peck, R.B. 1969. Deep excavations and tunnelling in soft ground. *In Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, State of the art volume, 225-290.
- Potts, D. M. and Zdravković, L. 1999. *Finite element analysis in geotechnical engineering, Theory*, Thomas Telford
- Potts, D. M. and Zdravković, L. 2001. *Finite element analysis in geotechnical engineering, Application*, Thomas Telford
- Radaković, M. 1987. Izgradnja tunela "Dedinje". *Zbornik radova Savetovanja: Podzemna izgradnja u Beogradu – Potrebe, mogućnosti i perspektive*, 02, 419-427.
- Rankin, W.J. 1988. Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects. *Proc. Conf. Engineering geology of underground movements*. The Geological Society, London, 79-92.
- Rowe, R.K. and Lee, K.M. 1992. Subsidence owing to tunnelling. II. Evaluation of prediction technique. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 941-954.
- Rowe, R.K., Lo, K.Y., & Kack, G.J. 1983. A method of estimating surface settlement above tunnel constructed in soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 20, 11-22.
- Sagaseta, C. 1987a. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. *Géotechnique*, 37(3), 301-320.
- Sagaseta, C. 1987b. Discussion on: Sagaseta, C.: Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. Author's reply to B. Schmidt. *Géotechnique*, 38(4), 647-649.
- Schmidt, B. 1969. *Settlements and ground movements associated with tunneling in soil*. PhD thesis, University of Illinois.

- Simpson, B. 1992. Retaining structures: displacement and design. *Géotechnique*, 42(4), 541–576.
- Simpson, B., Atkinson, J.H. and Jovičić, V. 1996. The influence of anisotropy on calculations of ground settlements above tunnels. *Proc. Int. Symp. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London*, 591-594.
- Smith, I. M. and Griffiths, D.V., 2004. *Programming the Finite Element Method*, John Wiley & Sons Ltd., Chichester
- Standing, J. R., Nyren, R. J., Burland, J.B., Longworth, T.I. 1996. The measurement of ground movement due to tunneling at two control sites along the Jubilee Line Extension. *Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Balkema, Rotterdam*, 751-756.
- Studija tehničko ekonomske podobnosti brzog javnog gradskog saobraćaja u Beogradu, 3 knjige, 01 Planerske postavke 2000 godine (1976), 02 Tehničko ekonomske postavke 2000 godine (1977), 03 Idejna inženjerska rešenja prve etape metroa (1981), Direkcija za izgradnju i rekonstrukciju Beograda, Sektor za metro i podzemne radove.
- Sulem, J., Panet, M., Guenot, A. 1987. An Analytical Solution for Time-dependent Displacement in a Circular Tunnel. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 24(3), 155–164.
- Swoboda, T., Mašin, D. and Boháč, J. 2010. Class a predictions of a NATM tunnel in stiff clay. *Computers and Geotechnics*, 37, 817–825.
- Swoboda, G. 1979. Finite element analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM). In *Proc. 3rd Int. Conf. Num. Meth. Geomech*, vol. 2, Aachen, 581-586.
- Swoboda, G. and Abu-Krishna, A. 1999. Three-Dimensional Numerical Modelling for TBM Tunnelling in Consolidated Clay *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 14, No. 3, 327 – 333.
- Swoboda, G., Mertz, W. and Schmid, A. 1989. Three-dimensional numerical models to simulate tunnel excavation. *Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Models in Geomechanics, Niagara Falls*, pp. 536-548.
- Vermeer, P.A., Bonnier, P.G., Möller, S.C. 2002. On a smart use of 3D-FEM in tunnelling. *Proc. of the 8th Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics – NUMOG VIII, Rome, Balkema, Rotterdam*, 361–366.
- Verruijt, A and Booker, J.R. 1996. Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane. *Géotechnique*, 46(4): 753 – 757.
- Verruijt, A. 1997. A complex variable solution for a deforming circular tunnel in an elastic half-plane. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 21, 77–89.

- Vukićević, M., Radić, Z. i Jocković, S. 2010. Geotehnička svojstva i izbor konstitutivnih modela za laporovite gline sa područja Beograda, *Simpozijum TEIK 2010 - Teorijska i eksperimentalna istraživanja konstrukcija i njihova primena u građevinarstvu*, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, Niš, 3, D-9
- Yazdchi, M., Macklin, S.R., Yeow, H.C. 2006. 3D modelling of sprayed-concrete-lined tunnels in clay. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, 159, Issue GE4, 243–250.
- Yoo, C. 2002. Finite-element analysis of tunnel face reinforced by longitudinal pipes. *Computers and Geotechnics*, 29, 73–94.
- Yu, H.S. and Rowe R.K. 1999. Plasticity solutions for soil behaviour around contracting cavities and tunnels. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 23, 1245-1279.
- Yu, H.S. 2000. *Cavity Expansion Methods in Geomechanics*. KluwerAcademic Publishers
- Wittke, W. 1990. *Rock Mechanics: Theory and Applications with Case Histories*. Springer-Verlag, Berlin (Prošireni engleski prevod knjige Wittke, W. 1984. *Felsmechanik: Grundlagen Fur Wirtschaftliches Bauen im Fels*. Springer-Verlag, Berlin)
- WP 3: Design Tools, Part 1: Use of finite element method in geotechnical design, Basic document, 3rd Draft (December 2004), Ed. by N. Huybrechts, M. De Vos, V. Whenham, BBRI

Biografija

Snežana Maraš-Dragojević, diplomirani građevinski inženjer, magistar tehničkih nauka. Član Srpskog društva za mehaniku tla i geotehničko inženjerstvo, Međunarodnog društva za mehaniku tla i geotehniku (ISSMGE - International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering) i Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktora. Govori, čita i piše engleski. Udata, majka dvoje dece.

Rođena 1965. u Podgorici, Crna Gora. Osnovnu i srednju školu - gimnaziju "Slobodan Škerović" (matematički smer) - završila u Podgorici sa odličnim uspehom (dobitnik je nagrade "Luča"). Diplomirala na Građevinskom fakultetu u Podgorici 1989. na Odseku za konstrukcije, sa ocenom 10 i prosečnom ocenom u toku studija 8.51. Poslediplomske studije završila na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu, smer Građevinska geotehnika, sa prosečnom ocenom 9.44. Magistarsku tezu pod naslovom "Analiza interakcije horizontalne tunelske konstrukcije i stenske mase" (mentor prof. dr Petar Anagnosti) odbranila je 1997. godine i time stekla zvanje magistra tehničkih nauka.

Radila je na Građevinskom fakultetu u Podgorici kao asistent-pripravnik (predmet Tuneli i podzemne konstrukcije) i asistent (na predmetima Mehanika tla, Fundiranje, Podzemne konstrukcije i Podzemni objekti), i na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu kao asistent (predmeti Mehanika tla i Geotehnika saobraćajnica).

Bavi se građevinskom geotehnikom. Naučno istražuje primenu savremenih numeričkih metoda (naročito metode konačnih elemenata) u rešavanju geotehničkih problema. Učestvovala kao istraživač u naučno-istraživačkom projektu Ministarstva prosvjete i nauke Republike Crne Gore "Analiza interakcije tunelske konstrukcije i stenske mase" (rukovodilac prof. dr P. Anagnosti) i u tehnološko-strateškom projektu Ministarstva za nauku tehnologiju i razvoj Republike Srbije "Priprema novih propisa i upustava za primenu evrokodova za konstrukcije u našem građevinarstvu" (rukovodilac prof. dr M. Ačić).

Прилог 1.

Изјава о ауторству

Потписани-а мр Снежана Мараш-Драгојевић

број уписа _____

Изјављујем

да је докторска дисертација под насловом

СЛЕГАЊЕ ПОВРШИНЕ ТЕРЕНА УСЛЕД ИЗГРАДЊЕ ТУНЕЛА

- резултат сопственог истраживачког рада,
- да предложена дисертација у целини ни у деловима није била предложена за добијање било које дипломе према студијским програмима других високошколских установа,
- да су резултати коректно наведени и
- да нисам кршио/ла ауторска права и користио интелектуалну својину других лица.

Потпис докторанда

У Београду, 16. 04. 2012.

С. Мараш-Драгојевић

Прилог 2.

**Изјава о истоветности штампане и електронске
верзије докторског рада**

Име и презиме аутора мр Снежана Мараш-Драгојевић

Број уписа _____

Студијски програм _____

Наслов рада СЛЕГАЊЕ ПОВРШИНЕ ТЕРЕНА УСЛЕД ИЗГРАДЊЕ ТУНЕЛА

Ментор др Милош Лазовић, ванр. проф. др Мира Вукићевић, доцент

Потписани мр Снежана Мараш-Драгојевић

изјављујем да је штампана верзија мог докторског рада истоветна електронској верзији коју сам предао/ла за објављивање на порталу **Дигиталног репозиторијума Универзитета у Београду**.

Дозвољавам да се објаве моји лични подаци везани за добијање академског звања доктора наука, као што су име и презиме, година и место рођења и датум одбране рада.

Ови лични подаци могу се објавити на мрежним страницама дигиталне библиотеке, у електронском каталогу и у публикацијама Универзитета у Београду.

Потпис докторанда

У Београду, 16.04.2012.

S. Maras-Dragojevic

Прилог 3.

Изјава о коришћењу

Овлашћујем Универзитетску библиотеку „Светозар Марковић“ да у Дигитални репозиторијум Универзитета у Београду унесе моју докторску дисертацију под насловом:

СЛЕГАЊЕ ПОВРШИНЕ ТЕРЕНА УСЛЕД ИЗГРАДЊЕ ТУНЕЛА

која је моје ауторско дело.

Дисертацију са свим прилозима предао/ла сам у електронском формату погодном за трајно архивирање.

Моју докторску дисертацију похрањену у Дигитални репозиторијум Универзитета у Београду могу да користе сви који поштују одредбе садржане у одабраном типу лиценце Креативне заједнице (Creative Commons) за коју сам се одлучио/ла.

1. Ауторство

2. Ауторство - некомерцијално

3. Ауторство – некомерцијално – без прераде

4. Ауторство – некомерцијално – делити под истим условима

5. Ауторство – без прераде

6. Ауторство – делити под истим условима

(Молимо да заокружите само једну од шест понуђених лиценци, кратак опис лиценци дат је на полеђини листа).

Потпис докторанда

У Београду, 16. 04. 2012.

С. Мараш-Тријепић