

NAPREZANJA PRI VIŠEFAZNOM ISKOPU TUNELA

LIDIJA FRGIĆ¹, KREŠIMIR TOR¹, TOMISLAV HRESTAK²

¹*Sveučilište u Zagreb Rudarsko-geološko-naftni fakultet, Pierottijeva 6, HR-10000 Zagreb*

²*Viadukt d.d., Kranjčevićeva 2, HR-10000 Zagreb, Hrvatska*

e-mail: lfrgic@rudar.rgn.hr ktor@rudar.rgn.hr

Ključne riječi: tunel, višefazna nova austrijska tunelska metoda, numerička analiza, metoda rubnih elemenata

Key-words: Tunnel, Multi-phase New Austrian Tunnel Method, Numerical analysis, Boundary Element Method

Sažetak

Predviđanje odziva stijenskog masiva prilikom proboja tunela složen je inženjerski problem. Pri projektiranju važno je ocjenjivanje uvjeta stabilnosti iskopa, te nakon usvajanja prikladnih metoda probijanja, usvajanje odgovarajućih mjera podgrađivanja u svrhu stabilizacije otvora. Nova austrijska tunelska metoda (NATM) je metoda iskopa prilagodljiva čestim promjenama geoloških i geotehničkih uvjeta na čelu iskopa. Osim iskopa cijelog profila, iskopi u slabim materijalima duž trase tunela uvjetuju tzv. razradu profila tj. primjenu višefaznog iskopa. U radu je dana usporedba stanja naprezanja i deformacija za punoprofilni iskop sa stanjem naprezanja i deformacija pri razradi profila tj. za početne faze višefaznih iskopa NATM.

Abstract

Foreseeing of the rock massif behaviour in tunnel breaking out is a complex engineering problem. In projecting it is important to evaluate the stability conditions in excavation and after the acceptance of suitable breaking out methods, the acceptance of supporting in order to stabilize the opening. The New Austrian Tunnel Method (NATM) is the excavation method adaptable to frequent changes of geological and geotechnical conditions at the working face. Beside the excavation of the whole profile, excavations in soft materials along the tunnel trace condition, so called profile development, i. e. the application of multi-phase excavation. The conditions of stresses and strains for the whole-profile excavation are compared with the conditions of stresses and strains for starting stages of multi-phase excavations with the New Austrian Tunnel Method.

Uvod

Primjenu suvremenih metoda građenja tunela, pored toga što su razvijene na iskustvima stečenim klasičnim načinom građenja, treba pripisati geološkim i geofizičkim istraživanjima, te razvoju disciplina kao što su mehanika stijena i mehanika tla, primjeni moderne mehanizacije, mogućnosti korištenja kvalitetnih materijala i gotovih elemenata za podgrađivanje. Sve je to doprinijelo kraćem roku izgradnje, manjim troškovima i bržem puštanju tunela u funkciju, kao i smanjivanjem radne snage.

Najznačajnija suvremena metoda iskopa tunela je nova austrijska tunelska metoda (NATM). Razvijena je iz bogatog rudarskog iskustva. Potrebno je dobro poznavanje osnova metode što zahtjeva kvalitetan rad odnosno iskusne tunelske radnike. Naime iskopom tunela mijenja se primarno stanje naprezanja σ_v^0 i σ_h^0 u znatno nepovoljnije sekundarno stanje naprezanja σ_v i σ_h . Upotrebom mlaznog betona, sidara i čeličnih lukova, uz istovremeno praćenje deformacija masiva, metoda je vrlo prilagodljiva promjeni geoloških uvjeta na čelu iskopa.

Nova austrijska tunelska metoda predstavlja metodu kod koje je okolna geološka formacija uključena u

podgradnu strukturu prstenastog oblika, što pojednostavljeno znači da sama stijena postaje dio podgradne konstrukcije. Pod pojmom "nosivog svoda stijene" podrazumijevaju se zone oko tunela u kojima se odvija najveći dio, vremenski ovisnih, procesa preraspodjele naprezanja. Pod pojmom "aktiviranja svoda stijene" podrazumijevamo zahvate kojima se održava ili povećava nosivost stijene, a sve s ciljem da se iskoristi tu nosivost i utječe na povoljan razvoj sekundarnog stanja naprezanja.

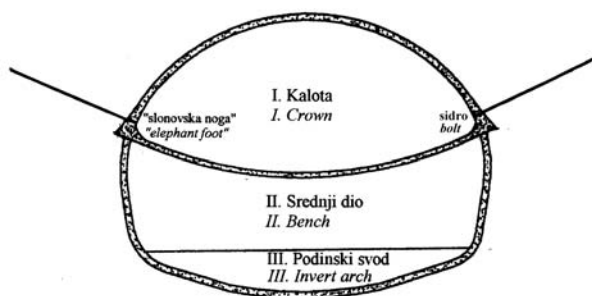
Višefazna nova austrijska tunelska metoda

Iskop novom austrijskom tunelskom metodom može biti punoprofilni (slučaj a) ili u nekoliko faza. Česte promjene geoloških i geotehničkih uvjeta stijenske mase duž trase tunela uvjetuju primjenu višefaznog iskopa ili tzv. razradu profila. Razmak među fazama ovisi o geološkim uvjetima na čelu. U slabim stijenama/tlu, srednji dio i podinski svod izvode se na razmaku ne većem od jednog tunelskog promjera, kako bi se što brže zatvorio podgradni prsten i uspostavilo novo stanje ravnoteže čime se sprečava pojava većih konvergencija (Liebsch i Haberud 1998).

Dva najčešće primjenjivana načina višefaznog iskopa su:

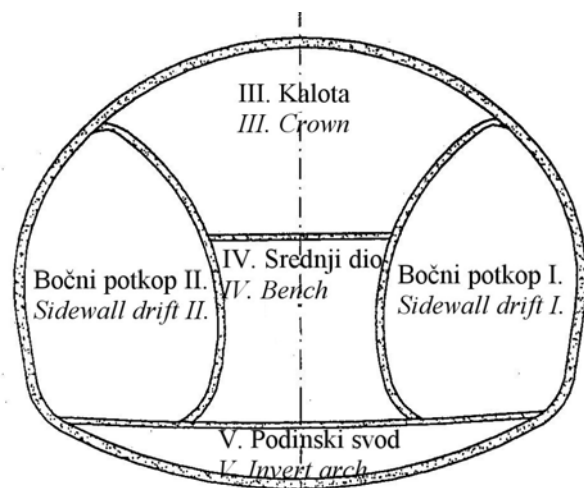
- iskop u tri faze: I. kalota – II. srednji dio – III. podinski svod (slika 1) i
- iskop bočnim potkopima (iskop u pet faza): I. bočni potkop I – II. bočni potkop II – III. kalota – IV. srednji dio – V. podinski svod (slika 2).

Kod tunela većih poprečnih presjeka bočni potkopi se mogu izvoditi i u dvije faze s privremenim podnožnim svodom od mlaznog betona unutar potkopa (Sauer, 1994).



Slika 1. Višefazni iskop NATM u tri faze (slučaj b)

Figure 1. The multi-phase excavations NATM in three phases (case b)



Slika 2. Iskop bočnim potkopima - višefazni iskop u pet faza (slučaj c)

Figure 2. The multi-phase excavation with sidewall drift – The excavations in five phases (case c)

Proračun stanja naprezanja

Proračun stanja naprezanja i deformacija kod punoprofilnog i višefaznog iskopa tunelskog profila provodimo numeričkim metodama. Metoda rubnih elemenata MRE (Boundary Element Method - BEM) je numerička metoda, koja se primjenjuje u geotehnici za rješavanje raspodjele naprezanja i deformacija u stijenskom masivu gdje prilikom nekog zahvata dolazi do promjene stanja naprezanja. Metoda omogućava uštedu vremena pri zadavanju tj. definiranju problema u procesu projektiranja, fleksibilnost u zadavanju ulaznih parametara koji karakteriziraju masiv i uočavanje utjecaja njihovih promjena na stanje naprezanja i deformacija. Ona nadopunjava postojeće numeričke metode – metodu konačnih razlika MKR (Finite Difference Method - FDM) i metodu konačnih elemenata MKE (Finite Element Method - FEM). Teoretske postavke i dokazi metode rubnih elemenata opširno su dani u članku Hudec i Frgić (1993), pa se ovdje neće posebno objašnjavati. Softver rubnih elemenata (Brebja, 1992 i Brebja & Dominguez, 1992) nadograđen je utjecajem primarne podgrade od mlaznog betona na proračun stanja naprezanja i deformacija uz otvore, predprocesorom za interaktivno zadavanje ulaznih podataka i postprocesorom za grafički prikaz rezultata.

Stanje naprezanja u okolini podzemnog otvora ovisi o opterećenju masiva silama vlastite težine i direktnog opterećenja ruba otvora silama koje nastaju uslijed djelovanja podgradnog sustava. Vertikalna i horizontalna naprezanja ovisna su o dubini ispod površine terena

$$\sigma_v^0 = \rho \times g \times h \quad (\text{kN/m}^2) \quad (1)$$

$$\sigma_h^0 = k \times \sigma_v^0 \quad (\text{kN/m}^2) \quad (2)$$

pri čemu je:

ρ - gustoća stijene (t/m^3),

g - ubrzanje sile teže – $9,81 \text{ m/s}^2$,

h - dubina ispod površine terena (m),

k - odnos horizontalnog i vertikalnog naprezanja.

Uvjeti loma definirani su Hoek-Brownovim kriterijem

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2} \quad (3)$$

pri čemu su:

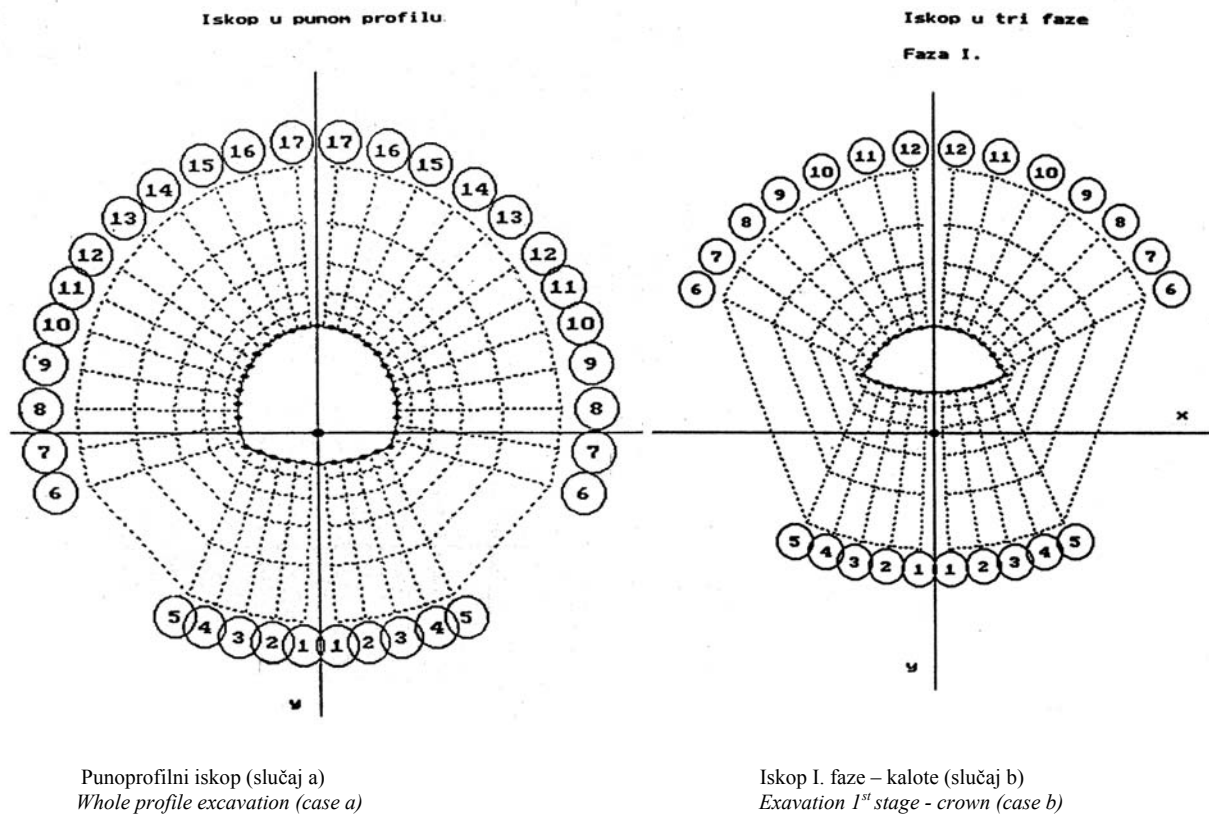
σ_1 i σ_3 - glavna tlačna naprezanja (najveće i najmanje),

m i s - konstante koje definiraju odnose čvrstoće masiva i uzorka stijene

σ_c - jednoosna tlačna čvrstoća uzorka stijene.

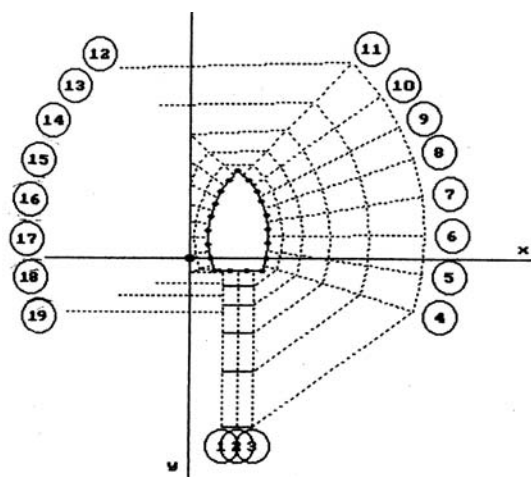
Mreže rubnih elemenata za punoprofilni iskop (slučaj a) i iskop I. faze – kalote (slučaj b) i bočnim potkopima II. faza (slučaj c_{II}) prikazane su na slikama 3 i 4. Korištenjem osi simetrije y, za proračun stanja

naprezanja kod punoprofilnog iskopa zadaju se geometrijski podaci za samo jednu polovinu presjeka (sl. 3).



Slika 3. Mreža rubnih elemenata

Figure 3. Mesh of boundary elements



Slika 4. Iskop bočnim potkopima prva faza (slučaj c_I) – mreža rubnih elemenata

Figure 4. Excavation with sidewall drift 1st stage (case c_I) – Mesh of boundary elements

Uz pretpostavku da je materijal stijene razlomljeni pješčenjak, usvojen je geološki indeks čvrstoće GSI = 30, stijena blokovita/poremećena, naborana ili rasjedana s oštrokutnim blokovima, s mnogo sustava diskontinuiteta i lošim stanjem ploha diskontinuiteta – klizave jako rastrošene kompaktne prevlake i is pune uglatim ulomcima. U proračunu su usvojene slijedeće vrijednosti:

jednoosna čvrstoća	$\sigma_c = 70\ 000\ \text{kN/m}^2$
konstante stijenskog masiva	$m = 1,23$ i $s = 0,04$
modul elastičnosti	$E = 5\ 000\ \text{MN/m}^2$
Poissonov koeficijent	$\nu = 0,30$
gustoća	$\rho = 2,40\ \text{t/m}^3$
odnos $k = \sigma_h^\circ / \sigma_v^\circ$	$k = \nu / (1 - \nu) = 0,43$
visina nadsloja	$h = 100\ \text{m}$.

Zbog koncentracije naprezanja po rubu otvora, za ocjenu uvjeta stabilnosti pri iskopu, uspoređena su tangencijalna (cirkularna) naprezanja σ_1 po konturi.

Kod iskopa u tri faze, I. faze - kalota, zajednički elementi s punoprofilnim iskopom su elementi kalote 11–17, dok su pri bočnim iskopima, I. i II. faze elementi 4 – 11 istovjetni elementima bokova 6 – 13 punoprofilnog iskopa. Ispis rezultata proračuna dobiva se u središnjim točkama rubnih elemenata i u generiranim točkama masiva.

Proračun stanja naprezanja i deformacija je proveden za:

- slučaj a: iskop cijelog profila
- slučaj b: I. faze iskopa u tri faze
- slučaj c: I. faze iskopa bočnim potkopima c_I i II. faze iskopa bočnim potkopima c_{II} .
- slučaj d: punoprofilni iskop podgrađen mlaznim betonom.

Uz navedene slučajeve iskopa a), b) i c), a radi usporedbe, proračunato je i stanje naprezanja punoprofilnog iskopa podgrađenog slojem mlaznog betona (slučaj d), jer presudan utjecaj na stanje naprezanja i deformacija, uz otvore tunela, osim načina iskopa ima primijenjeni podgradni sustav tj. opterećenje ruba otvora silama koje nastaju uslijed djelovanja podgradnog sustava npr. sloja mlaznog betona ili čeličnih lukova ili sidara (Hudec et al 2000).

Sloj mlaznog betona prati zakrivljeni rub profila iskopa tunela. Opterećenje ruba otvora tj. utjecaj reakcije podgrade na stijenu izračunava se prema izrazu:

$$p = \frac{d \times 1,00 \times \beta_b}{R \times \gamma_d} \quad (4)$$

pri čemu je

p – granični reaktivni pritisak podgrade na stijenu (kN/m^2)

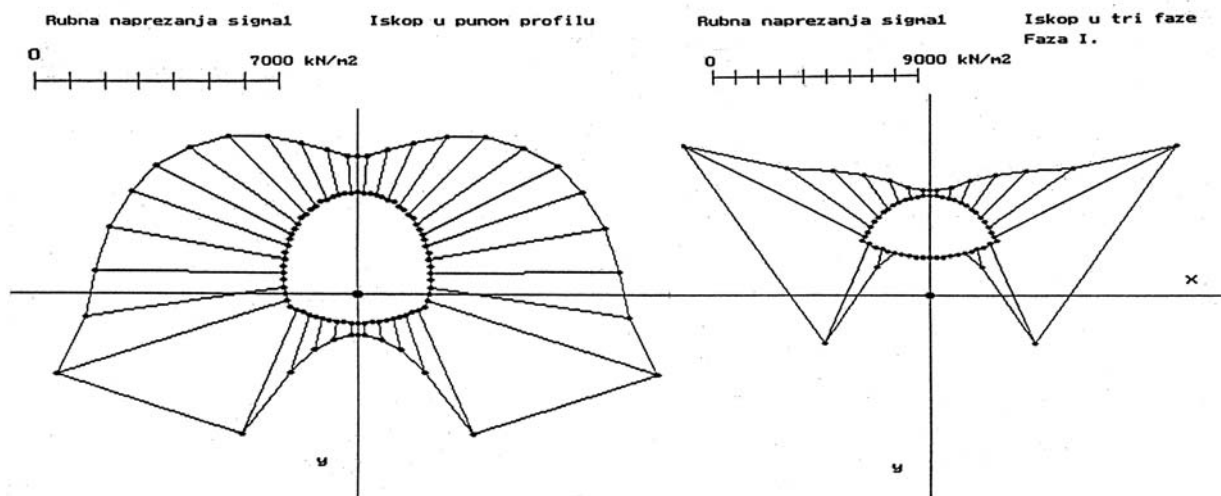
d – debljina luka mlaznog betona (m)

β_b – čvrstoća mlaznog betona (kN/m^2)

R – radijus luka podgrade (m)

γ_d – koeficijent sigurnosti (usvojen $\gamma_d = 2$).

Granični reaktivni pritisak primarne podgrade p od mlaznog betona na stijenu iznosi $p_k = 550 \text{ kN/m}^2$ za elemente kalote 12 – 17 ako je debljina mlaznog betona $d = 20 \text{ cm}$, marka MB 30 i radijus zakrivljenosti $R_k = 5,45 \text{ m}$, a za elemente bokova 6 – 11, uz radijus zakrivljenosti $R_b = 6,50 \text{ m}$ $p_b = 460 \text{ kN/m}^2$. Pritisak primarne podgrade podnožnog svoda (elementi 1 – 5) za istu debljinu i marku mlaznog betona te radijus zakrivljenosti $R_{ps} = 11,35 \text{ m}$, iznosi $p_{ps} = 265 \text{ kN/m}^2$.



Slika 5. Dijagram normalnih naprezanja σ_1 pri punoprofilnom iskopu i iskopu kalote

Figure 5. Diagram of normal stresses σ_1 for excavation of the whole profile and crown

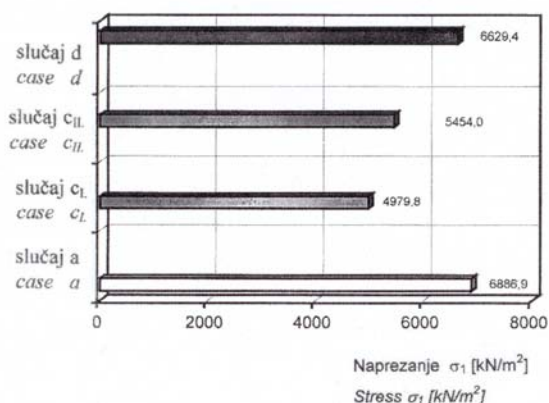
Dijagrami tangencijalnih normalnih naprezanja σ_1 po konturi otvora, kao rezultati proračuna slučajeva a (punoprofilni iskop) i b (I. faza – kalota) prikazani su na slici 5. Dijagrami naprezanja σ_1 pokazuju koncentraciju naprezanja u osloncu luka - elementu 6 kod punoprofilnog iskopa i iskopa kalote (slučajevi a i b) što uzrokuje lokalnu plastifikaciju masiva. Zbog toga se kod iskopa kalote (slučaj b) izvodi osiguranje stope - oslonca luka podgrade sidrima (tzv. slonovska noga)

kako kod iskopa bokova (II. faze - srednjeg dijela) ne bi došlo do potkopavanja i dovođenja luka u nestabilno stanje. Usporedba naprezanja dana je u Tablica 1. Evidentno je smanjenje naprezanja kod višefaznih iskopa i podgrađenog iskopa u odnosu na naprezanja pri punoprofilnom iskopu. Grafička usporedba naprezanja slučajeva a, c_I , c_{II} i d za oslonac luk – element 6 prikazana je na slici 6.

Tablica 1. Usporedba normalnih naprezanja σ_1 pri različitim slučajevima iskopa

Table 1. Comparison of normal stresses σ_1 at different cases of excavations

Slučaj a Case a		Slučaj b Case b			Slučaj c _I Case c _I			Slučaj c _{II} Case c _{II}		Slučaj d Case d	
El.	Naprez. Stress σ_1 [kN/m ²]	El.	Naprez. Stress σ_1 [kN/m ²]	Postotak Percent. [%]	El.	Naprez. Stress σ_1 [kN/m ²]	Postotak Percent. [%]	Naprez. Stress σ_1 [kN/m ²]	Postotak Percent. [%]	Naprez. Stress σ_1 [kN/m ²]	Postotak Percent. [%]
1	307,7									0,0	-100,0
2	492,5									89,9	-81,8
3	903,5									452,5	-49,9
4	1701,4									1147,0	-32,6
5	3833,0									2980,0	-22,2
6	6886,9				4	4979,8	- 27,7	5454,0	- 20,8	6629,4	- 3,7
7	5687,1				5	3804,1	- 33,1	4219,0	- 25,8	5667,7	- 0,3
8	5394,1				6	3557,0	- 34,1	3961,3	- 26,6	5386,8	- 0,1
9	5093,9				7	3309,0	- 35,0	3700,0	- 27,3	5051,2	- 0,8
10	4677,4				8	2974,0	- 36,4	3340,0	- 28,6	4571,3	- 2,3
11	4307,3	6	8936,8	107,5	9	2638,6	- 38,7	2984,5	- 30,7	4094,7	- 4,9
12	3775,9	7	4511,2	16,3	10	2365,0	- 37,4	2640,4	- 30,1	3363,3	- 10,9
13	3098,2	8	2852,9	- 7,9	11	3189,3	2,9	3134,5	1,2	2577,0	- 16,8
14	2399,3	9	1824,9	- 23,9						1816,7	- 24,3
15	1780,0	10	1055,8	- 40,7						1154,4	- 35,1
16	1320,0	11	523,1	- 60,4						666,4	- 49,5
17	1076,1	12	248,3	- 76,9						460,0	- 57,2



Slika 6. Usporedba naprezanja u stopi – element 6

Figure 6. The stresses' comparison for the foot element – element 6

Prosječno 13% povećanje naprezanja pojavljuje se u elementima bokova 12 do 19 kod druge faze iskopa bočnim potkopima c_{II}. (Tablica 2). Dok kod prve faze c_I imamo samo jedan potkop (sl. 4), u drugoj fazi c_{II} imamo slučaj dvaju paralelnih potkopa između kojih se oblikuje “stup” stijenskog masiva za koji su naprezanja prikazana na slici 7.

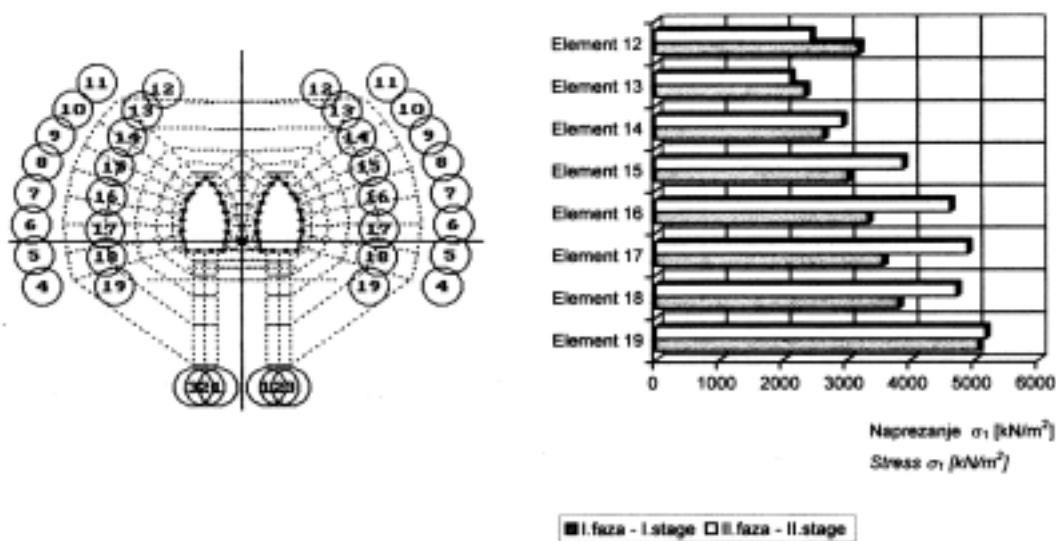
Konvergencije profila od velike su važnosti obzirom na njihov utjecaj na stambene i infrastrukturne objekte pri probou tunela u urbanim sredinama. Iskopom u nekoliko faza tj. razradom profila smanjuju se radijalne deformacije. Konvergencije iskopane konture su manje

i manja je vjerojatnost sloma, čime se ujedno povećava i sigurnost iskopa. Za provedene proračune dobivene su slijedeće konvergencije: 4,8 mm -punoprofilni profil; 4,3 mm - iskop I. faze (kalote) i 1,9 mm iskop bočnim potkopima. Pri višefaznom iskopu tunela «Sljeme» za izmjerene konvergencije od 5,57 – 6,17 mm može se reći da su u suglasju s računski dobivenom konvergencijom za iskop kalote (4,3 mm) metodom rubnih elemenata (Hrestak 2000). Pomaci masiva pri punoprofilnom iskopu i iskopu I. faze - kalote prikazani su na slici 8.

Tablica 2. Naprezanja u elementima pri iskopu I. i II. faze bočnim potkopima

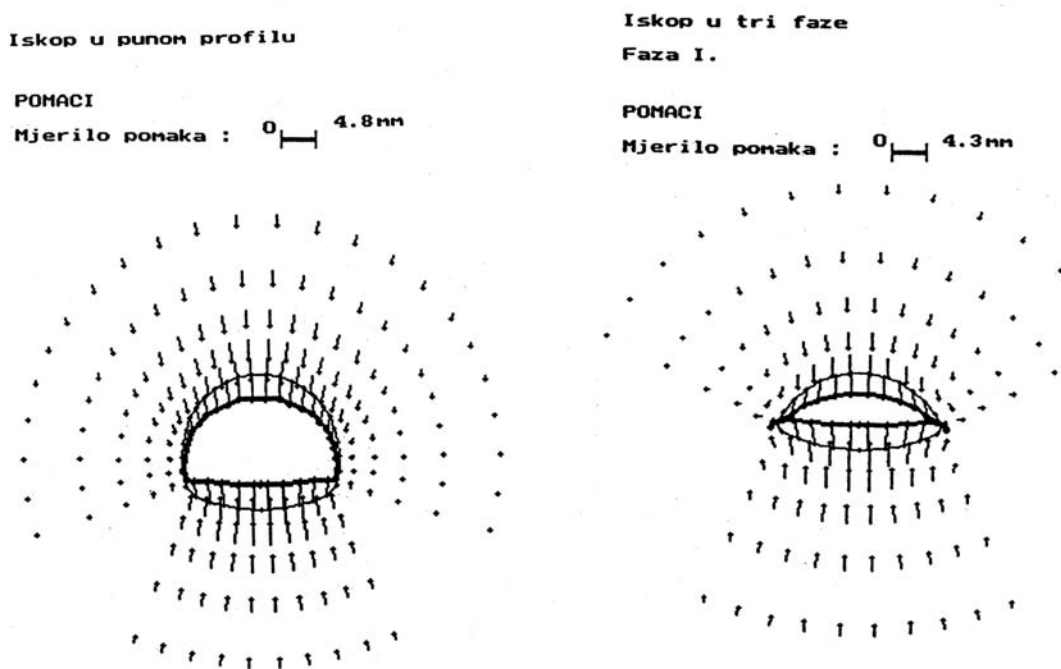
Table 2. Stresses in elements at first and second stage of the excavation with side drift

El.	Slučaj c _I Case c _I	Slučaj c _{II} Case c _{II}	Postotak Percentage [%]
	Naprezanje Stress σ_1 [kN/m ²]	Naprezanje Stress σ_1 [kN/m ²]	
12	3206,0	2452,7	- 23,5
13	2356,8	2128,3	- 9,7
14	2646,2	2938,2	11,0
15	3024,2	3886,7	28,5
16	3342,0	4617,3	38,2
17	3572,3	4886,9	36,8
18	3814,9	4717,8	23,7
19	5006,7	5167,2	3,2
		Δ prosječno Δ average	13,5



Slika 7. Usporedba naprezanja prve c_I i druge faze c_{II} iskopa bočnim potkopima

Figure 7 The stresses' comparison of the first c_I and the second stage c_{II} excavation with side wall drift



Slika 8 Pomaci masiva kod punoprofilnog iskopa i iskopa I. faze - kalote

Figure 8 The displacemst of masif for excavation of the whole profile and crown

Zaključak

Proširenim programom rubnih elemenata omogućena je analiza naprezanja i deformacija uz otvor tunela pri višefaznom iskopu uz primjenu primarne podgrade. Pošto se najčešće upotrebljava mlazni beton,

za djelovanje primarne podgrade usvojeno je opterećenje stijene po rubu otvora graničnim reaktivnim pritiskom sloja mlaznog betona. Promjenom ulaznih podataka moguća je jednostavna i brza analiza većeg broja slučajeva opterećenja kao i utjecaja promjena

materijalnih karakteristika masiva. Za provjeru utjecaja pograda na stijenu potrebni su pouzdani podaci o kriterijima loma stijene. Analiza stanja naprezanja i deformacija prilikom proboja tunela odnosno predviđanje odziva stijenskog masiva složen je inženjerski problem. Ovaj rad predstavlja nastavak višegodišnjeg istraživanja, projektiranja i razvoja softvera na Rudarsko-geološko naftnom fakultetu.

Primljeno: 15.07.2003.

Prihvaćeno: 24.10.2003.

Literatura

- Bieniawski, Z.T. (1984): Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling, Rotterdam
- Bieniawski, Z.T. (1989): Engineering Rock Mass Classifications, Wiley, New York
- Brebia, C. A. (1992): Boundary Elements, an introductory course, Tempus – ACEM, 89 pp, Maribor
- Brebia, C. A.; Dominguez, J. (1992): Boundary Elements, Mc. Graw Hill, 313 pp, London
- Hrestak, T. (2000): Moderne tehnike iskopa tunela u slabim stijenama i njihova primjenljivost u Hrvatskoj, magistarski rad, 95 str., Zagreb
- Hudec, M.; Frgić, L. (1993): Metoda rubnih elemenata, Rudarsko-geološko-naftni zbornik, Vol. 5, pp. 109-118, Zagreb
- Hudec, M., Frgić, L., Tor, K. (2000): Odabiranje dimenzija podgrada podzemnih prostorija, Rudarsko-geološko-naftni zbornik, Vol. 12, 67-75, Zagreb
- International tunnelling association ITA (1992): Smjernice međunarodne tunelske asocijacije, Konstruktivni projekt tunela, Zagreb
- Liebsch, H.; Haberud, C. (1998): Soft Ground Tunnelling in Urban Areas by NATM, Felsbau 16, No 2
- Sauer, G. (1994): NATM in soft ground, World Tunnelling, June
- Tor, K., Frgić, L., Jaguljnjak-Lazarević, A. (2000): Analiza naprezanja uz otvor podzemne prostorije, Rudarsko-geološko-naftni zbornik, Vol. 12, pp. 59-66, Zagreb

Stresses in Multi-phase Excavations of Tunnel

L. Frgić, K. Tor and T. Hrestak

Modern methods of tunnel construction, beside being developed on experiences from classic way of building, are applied due to geological and geophysical explorations and to the development of disciplines as rock mechanics and soil mechanics, the modern machinery use, the possibility of using qualitative materials and completed elements for supporting. All this has contributed to shorter construction terms, smaller costs and faster tunnel functioning as well as to the working staff decrease.

The most important modern method of tunnel excavation is the New Austrian Tunnel Method (NATM). It has been developed from rich mining experience. It is necessary to know well the bases of the method, which requires qualitative work respectively, experienced tunnel workers. Namely, by tunnel excavation primary state of stresses σ_v^0 and σ_h^0 changes

into the considerably more unsuitable secondary state of stresses σ_v and σ_h . Using shotcrete, anchors and steel arches with simultaneous monitoring of massif deformations, the method is very adaptable to the change of daily geologic conditions on the excavation face.

The NATM represents a method, in which the surrounding geological formation is included into supporting ring shaped structure, which simplified means, that the rock itself becomes a part of supporting construction. Under the concept of "the bearing rock arch" the zones round the tunnel are implied in which the most of time-depending processes of stress distribution occurs. Under the concept of "rock arch activating" the treatments are implied, by which rock bearing force is maintained or increased in order to exploit this bearing force and to influence the proper development of stress secondary state.

In massive rock the whole tunnel profile (case a) can be opened at the same time. Frequent changes of geologic and geotechnical conditions of rock mass along the tunnel route condition the application of multi-phase excavation or profile development are applied. The distance between phases depends on geologic conditions on face. Two most frequently applied types of multi-phase excavations are:

- 1) In three phases: crown, bench and invert arch – (Figure 1) and
- 2) In five phases – sidewall drifts technique: sidewall drift I, sidewall drift II – crown, bench and invert arch – (Figure 2).

The computation of stress and strain conditions in whole-profile and multi-phase excavation of tunnel profile is performed by numerical methods. The Boundary Element Method (BEM) is numerical method performed in geotechnics for solving the distribution of stress and deformation in rock massif where the change of stress condition occurs during some operation. The method enables time saving in assuming i.e. defining the problem in projecting process, flexibility in assuming input parameters characterising the massif and observing the influence of changes themselves on the stress and strain conditions. It supplies the existing numerical methods – the Finite Difference Method (FDM) and the Finite Element Method (FEM) in some fields for which the mentioned ones do not give the most suitable solutions.

Stress condition in the underground opening surrounding depends on the massif loading with force of its own weight (uniform stress field assumed through the intensity of vertical and horizontal main stresses) and the direct loading of the opening boundary with the forces occurring due to the action of supporting system.

Vertical stress σ_v^0 depends on the depth under field surface (1) and the horizontal stress σ_h^0 is given by equation (2). The Hoek-Brown failure criterion (3).

In this paper, for computation of the conditions of stress and strain, the cross-section of the road tunnel is assumed and rock material is broken sandstone.

The computation of stress and strain conditions is performed for:

case a: the whole profile excavation (mesh of boundary elements - Figure 3)

case b: 1st stage of excavation in three phases (Figure 3)

case c_I: 1st stage of excavation with sidewall drift I
(mesh of boundary elements - Figure 4)

case c_{II}: 2nd stage of excavation with sidewall drifts I and II

case d: the whole profile excavation supported with shotcrete.

The geologic strength index GSI = 30 is assumed, the disturbed rock, folded or faulted with sharp-angle blocks and with many discontinuity systems and bad condition of discontinuity surfaces – slide, very weathered compact covers and fills containing sharp inserts. Material properties chosen for computation model are:

Uniaxial strength $\sigma_c = 70,000 \text{ kN/m}^2$

Coefficient $m = 1,23$ and $s = 0,04$

Modulus of elasticity $E = 5,000 \text{ MN/m}^2$

Poisson's coefficient $\nu = 0,30$

Density $\rho = 2,40 \text{ t/m}^3$

Ratio $k = p_h/p_v k = \nu/(1-\nu) = 0,43$

Height of the overburden $h = 100 \text{ m}$.

To estimate the stability conditions near excavation itself, that is without introducing supporting measures, circular stresses σ_1 along the contour are compared. In the 1st stage of three phase excavation (case b), common elements with whole profile excavation (case a) are elements of the crown 11-17, while in sidewall drift excavations of the 1st (case c_I) and 2nd stage (case c_{II}) are common elements of the side 6-13. Beside the mentioned a, b and c excavation cases for computation was done of the stress condition in whole profile excavation supported with shotcrete layer (case d) due to the essential impact on the condition of stress and strains near tunnel openings, beside the way of excavation has the applied supporting system i.e. loading of opening boundary with the forces generating due to the supporting system action, e.g. shotcrete layer, steel arches and anchors.

The shotcrete layer follows the curved profile boundary of tunnel excavation. The opening boundary

loading – impact of support reaction on the rock can be computed from the expression (4) where is:

p – limit reactive support pressure on rock [kN/m²]

d – thickness of shotcrete arch [m]

β_b – shotcrete strength [kN/m²]

R – support arch radius [m]

γ_d – safety coefficient.

The pressure of primary support with shotcrete thickness $d = 20 \text{ cm}$, MB 30 for elements of crown 12 – 17 with radius $R_c = 5,45 \text{ m}$ are $p_c = 550 \text{ kN/m}^2$, for elements of bench 6 – 11 with radius $R_b = 6,50 \text{ m}$; $p_b = 460 \text{ kN/m}^2$ and for elements of invert 1 – 5 with $R_i = 11,35 \text{ m}$ are $p_i = 265 \text{ kN/m}^2$.

The diagrams of tangential stresses σ_1 around the opening contour for cases *a* and *b* are shown in Figure 5. The stress comparison for all computed cases is given in Table 1. and in Figure 6 for the foot element – element 6. It is evident that the stress is greatly reduced at multi-phase excavations if compared with the whole-profile excavation. The stress concentration causes local plastification of the massif. A comparison of stress excavation phases c_I and c_{II} (excavation by sidewall drift) is given in Table 2 and Figure 7 and it is on average 13.5%. The massif movements in case of the whole profile excavation and the crown excavation are shown in Figure 8.

The expanded program of boundary elements allows for the analysis of stress and deformation at the opening of the tunnel during the multi-phase excavation with the application of primary support. Since shotcrete is most often used, the effects of the primary support correspond to the stress on the rock, down the brink of the opening of the borderline reactive layer of shotcrete. The application of input data enables one to perform a simple and quick analysis of a larger number of cases of stress, as well as the influence of the changes of the material characteristics of the massif. To check the influence of the support on the rock, one requires reliable data regarding the criterion of the rock failure. The analysis of the stresses and strains during the breaking of the tunnel and the prediction of the behavior of the rock massif is a complex engineering problem. This paper represents the continuation of many years of research, design and the development of software at the Faculty of Mining, Geology and Petroleum Engineering.