



UNIVERZITET U NOVOM SADU
FAKULTET TEHNIČKIH NAUKA U
NOVOM SADU



Marija Savanović

**PRILOG RAZVOJU METODOLOGIJA
IZRADE OPTIMALNIH PROJEKATA
LOKALNIH GEODETSKIH MREŽA
METROA**

DOKTORSKA DISERTACIJA

Novi Sad, 2017



УНИВЕРЗИТЕТ У НОВОМ САДУ • ФАКУЛТЕТ ТЕХНИЧКИХ НАУКА
21000 НОВИ САД, Трг Доситеја Обрадовића 6

КЉУЧНА ДОКУМЕНТАЦИЈСКА ИНФОРМАЦИЈА

Redni broj, RBR :	
Identifikacioni broj, IBR :	
Tip dokumentacije, TD :	Monografska publikacija
Tip zapisa, TZ :	Tekstualni štampani materijal
Vrsta rada, VR :	Doktorska disertacija
Autor, AU :	Marija S. Savanović, dipl.inž.geod.
Mentor, MN :	Prof. dr Toša Ninkov
Naslov rada, NR :	PRIOLOG RAZVOJU METODOLOGIJA IZRADE OPTIMALNIH PROJEKATA LOKALNIH GEODETSKIH MREŽA METROA
Jezik publikacije, JP :	Srpski
Jezik izvoda, Jl :	Srpski, Engleski
Zemlja publikovanja, ZP :	Republika Srbija
Uže geografsko područje, UGP :	Vojvodina
Godina, GO :	2017
Izdavač, IZ :	Autorski reprint
Mesto i adresa, MA :	21000 Novi Sad, Trg Dositeja Obradovića 6
Fizički opis rada, FO : (poglavlja/strana/ citata/tabela/slika/grafika/priloga)	9/239/104/20/98/8/9
Naučna oblast, NO :	Geodetsko inženjerstvo
Naučna disciplina, ND :	Geodezija i geomatika - Projektovanje lokalnih geodetskih mreža
Predmetna odrednica/Ključne reči, PO :	Geodezija, lokalne geodetske mreže, optimizacija, Gaus Markovljev model, prethodna ocena tačnosti, tačnost proboja tunela
UDK	
Čuva se, ČU :	U biblioteci Fakulteta tehničkih nauka u Novom Sadu, Trg Dositeja Obradovića 6, 21000 Novi Sad, Republika Srbija
Važna napomena, VN :	
Izvod, IZ :	U doktorskoj disertaciji je prikazan postupak optimizacije podzemne mreže za potrebe izgradnje beogradskog metroa. U postupku optimizacije korišćen je metod prethodne ocene tačnosti. Na osnovu građevinskih standarda izvršen je proračun zahtevane tačnosti proboja tunela, kao osnovnog kriterijuma tačnosti za razvijanje podzemne tunelske mreže. U postupku optimizacije analizirani su različiti planovi opažanja, kao i dobijeni rezultati prethodne analize za svaki plan pojedinačno. Na osnovu zadatog kriterijuma maksimalne poprečene greške proboja tunela usvojen je konačan plan opažanja.
Datum prihvatanja teme, DP :	27.11.2014.
Datum odbrane, DO :	
Članovi komisije, KO :	Predsednik: Prof. dr Vladimir Bulatović, vanredni profesor
	Član: Doc. dr Zoran Sušić, docent
	Član: Prof. dr Ivan Aleksić, redovni profesor
	Član: Prof. dr Nebojša Radović, vanredni profesor
	Član, mentor: Prof. dr Toša Ninkov, redovni profesor



UNIVERSITY OF NOVI SAD • FACULTY OF TECHNICAL SCIENCES
21000 NOVI SAD, Trg Dositeja Obradovića 6

KEY WORDS DOCUMENTATION

Accession number, ANO :			
Identification number, INO :			
Document type, DT :	Monographic publication		
Type of record, TR :	Text material, printed		
Contents code, CC :	PhD Thesis		
Author, AU :	Marija S. Savanović, MSc geod. eng.		
Mentor, MN :	Toša Ninkov, PhD geod.eng., full professor		
Title, TI :	AN APPROACH TO THE DEVELOPMENT OF METHODOLOGIES FOR OPTIMAL PROJECTS OF LOCAL GEODETIC NETWORKS FOR METRO CONSTRUCTION		
Language of text, LT :	Serbian		
Language of abstract, LA :	Serbian and English		
Country of publication, CP :	Republic of Serbia		
Locality of publication, LP :	Autonomous Province of Vojvodina		
Publication year, PY :	2017		
Publisher, PB :	Author's reprint		
Publication place, PP :	Trg Dositeja Obradovića 6, 21000 Novi Sad		
Physical description, PD : (chapters/pages/ref./tables/pictures/graphs/appendixes)	9/239/104/20/98/8/9		
Scientific field, SF :	Geodetic engineering		
Scientific discipline, SD :	Geodesy and geomatics – Projecting of local geodetic networks		
Subject/Key words, S/KW :	Geodesy, local geodetic networks, optimization, Gauss Markov model, preanalysis, tunnel breakthrough accuracy		
UC			
Holding data, HD :	Library of the Faculty of Technical Sciences Trg Dositeja Obradovića 6, 21000 Novi Sad, Republic of Serbia		
Note, N :			
Abstract, AB :	The docotoral thesis presents an optimization method of the underground network for the construction of the Belgrade metro. In the process of optimization, method of preanalysis has been used. Based on the construction standards, the calculation of the required breakthrough accuracy, as the fundamental criteria of accuracy for the development of the underground tunnel network, has been made. In the process of optimization different plans of observations have been analyzed, as well as the results obtained from the preanalysis for each plan individually. Based on the required criteria of maximal transverse error of the tunnel breakthrough, the final plan of observations has been adopted.		
Accepted by the Scientific Board on, ASB :	27.11.2014.		
Defended on, DE :			
Defended Board, DB :	President:	PhD Vladimir Bulatović, associate professor	
	Member:	PhD Zoran Sušić, assistant professor	
	Member:	PhD Ivan Aleksić, full professor	Menthor's sign
	Member:	PhD Nebojša Radović, associate professor	
	Member, Mentor:	PhD Toša Ninkov, full professor	

SADRŽAJ

1. UVOD	1
1.1 PREDMET I CILJ NAUČNOG ISTRAŽIVANJA	1
1.2 POLAZNE HIPOTEZE ISTRAŽIVANJA	5
1.3 STRUKTURA DOKTORSKE DISERTACIJE	7
2. STANJE U OBLASTI ISTRAŽIVANJA	9
2.1 DEFINICIJA I PODELA TUNELA	9
2.2 ISTORIJAT GRAĐENJA TUNELA	10
2.3 METODE IZGRADNJE TUNELA	12
2.3.1 Klasične metode građenja tunela	12
2.3.2 Savremene metode građenja tunela	13
2.3.3 Specijalne metode građenja tunela	14
2.3.3.1 Kelsoni	14
2.3.3.2 TBM metoda	15
2.3.3.2.1 Tipovi mašina za iskopavanje tunela	16
2.3.3.2.2 Upravljanje TBM mašinom i njeno praćenje	24
2.3.3.2.3 Monitoring TBM-a u realnom vremenu	29
2.3.3.2.4 Geodetski instrumenti korišćeni u navigaciji TBM-a u tunelu Gotthard	35
2.3.3.2.5 Prednosti i mane TBM mašina	41
2.4 PRETHODNA ISTRAŽIVANJA	42
3. LOKALNE GEODETSKE MREŽE ZA POTREBE IZGRADNJE TUNELA I METROA	53
3.1 PROJEKAT LOKALNE GEODETSKE MREŽE	53
3.1.1 Projekat lokalne geodetske mreže tunela	54
3.2 ODREĐIVANJE NEOPHODNE TAČNOSTI LOKALNE GEODETSKE MREŽE TUNELA	55
3.2.1 Proračun potrebne tačnosti za 2D lokalnu geodetsku mrežu	56
3.3 DEFINISANJE DATUMA LOKALNE GEODETSKE MREŽE TUNELA	57
3.3.1 Datum geodetske mreže	57
3.3.2 Defekt datuma geodetske mreže	58

3.3.3	Definisanje datumskih parametara geodetske mreže	58
3.4	PRETHODNA OCENA ISPUNJENOSTI KRITERIJUMA KVALITETA LOKALNE GEODETSKE MREŽE TUNELA	61
3.4.1	Preciznost geodetske mreže	61
3.4.1.1	<i>Globalne mere preciznosti</i>	<i>62</i>
3.4.1.2	<i>Lokalne mere preciznosti</i>	<i>62</i>
3.4.1.3	<i>Lokalna mera preciznosti nadzemne i podzemne mreže tunela</i>	<i>64</i>
3.4.1.4	<i>Kriterijumska matrica</i>	<i>65</i>
3.4.2	Pouzdanost geodetske mreže	66
3.4.2.1	<i>Globalne mere pouzdanosti</i>	<i>67</i>
3.4.2.2	<i>Lokalne mere pouzdanosti</i>	<i>68</i>
3.4.3	Osetljivost pojedinih merenja	70
3.4.4	Metode otkrivanja grubih grešaka iz rezultata merenja posle izravnjanja	71
3.5	METOD NAJMANJIH KVADRATA	73
3.6	MATEMATIČKI MODEL POSREDNOG IZRAVNANJA	76
3.7	IZRAVNANJE SLOBODNIH LOKALNIH GEODETSKIH MREŽA	79
3.7.1	Regularna inverzija proširene singularne matrice	82
3.7.2	Ocena tačnosti u izravnanju slobodnih mreža	82
3.8	OPTIMIZACIJA LOKALNE GEODETSKE MREŽE	83
3.8.1	Optimizacija projektovanja 1. i 2. reda – simulacioni metod	84
3.8.1.1	<i>Prethodna analiza tačnosti</i>	<i>84</i>
3.8.1.2	<i>Prethodna analiza pouzdanosti</i>	<i>85</i>
3.8.2	Proračun preciznosti lokalne geodetske mreže pomoću simulacionog metoda	87
3.9	LOKALNE GEODETSKE MREŽE I NJIHOVA ULOGA U INŽENJERSKOJ GEODEZIJI	88
3.9.1	Podela i projektovana tačnost lokalne geodetske mreže	89
3.10	RAZRADA METODE PROJEKTOVANIH VRSTA MERENJA IZ OPTIMALNOG PLANA OPAŽANJA U FAZI REALIZACIJE	90
3.10.1	Razrada metode merenja horizontalnih uglova	91
3.10.1.1	<i>Greške pri merenju horizontalnih uglova</i>	<i>91</i>
3.10.2	Razrada metode merenja dužina	101
3.10.2.1	<i>Izvori grešaka pri elektro-optičkom merenju dužina</i>	<i>102</i>
3.10.3	Razrada metode GPS merenja	106

3.10.3.1 Izvori grešaka GPS merenja	107
3.10.4 Izvori grešaka kod žiroskopskih merenja	111
3.10.5 Izvori grešaka kod inercijalnih navigacionih sistema	114
3.10.5.1 Greške inercijalnih senzora	115
3.10.5.2 Greške INS-a kao posledica početne nepodešenosti	116
3.10.5.3 Greške INS-a nastale u procesu izračunavanja	117
3.10.6 Izvori grešaka kod inklinometara	117
4. OPTIMALNE METODE OBELEŽAVANJA	120
4.1 MREŽE ZA OBELEŽAVANJE OBJEKATA TUNELSKOG TIPA	121
4.2 PLANIRANJE, ORGANIZACIJA I PROCEDURE OBELEŽAVANJA	122
4.3 KONVENCIONALNE METODE OBELEŽAVANJA	123
4.3.1 Polarna metoda obeležavanja	123
4.3.2 Obeležavanje GPS RTK metodom	124
4.4 SAVREMENE METODE OBELEŽAVANJA	125
4.4.1 Inercijalni sistemi za navigaciju	125
4.4.1.1 Referentni okviri i matrice rotacije	127
4.4.1.2 Metode integracije INS i GPS	132
4.4.1.3 Kalmanovo filtriranje	132
4.4.2 Primena žiroteodolita u izgradnji tunela	135
4.4.2.1 Metoda prolaza	137
4.4.2.2 Metoda povratnih tačaka	138
4.4.2.3 Alternativna metoda	138
4.4.2.4 DMT Gyromat 2000	139
5. PROJEKAT LOKALNE GEODETSKE MREŽE ZA POTREBE OBELEŽAVANJA TUNELSKOG DELA METROA U BEOGRADU	140
5.1 TEHNIČKI OPIS GRAĐEVINSKOG I SAOBRAĆAJNOG REŠENJA METROA BEOGRAD	141
5.1.1 Topografske karakteristike područja	141
5.1.2 Klimatske karakteristike područja	142
5.1.3 Inženjersko-geološki i geotehnički uslovi	143
5.1.4 Ostali uslovi projektovanja	145

5.1.5 Opis trase Linije 1 lakog metroa	146
5.1.6 Projektovanje tunela	149
5.1.6.1 Tipovi konstrukcije tunela	150
5.1.7 Karakteristike trase i dinamika radova	153
5.1.7.1 Dinamika izvođenja radova	154
5.2 DIZAJN NADZEMNE MREŽE ZA TUNELSKI DEO LINIJE 1 BEOGRADSKOG METROA	155
5.3 PRETHODNA OCENA TAČNOSTI LOKALNE GEODETSKE MREŽE ZA TUNELSKI DEO TRASE U STAROM DELU BEOGRADA-SIMULACIONI PROCES	156
5.3.1 Tačnost proboja tunela	157
5.3.2 Prethodna ocena tačnosti – nulti plan opažanja	157
5.3.3 Prethodna ocena tačnosti – prvi plan opažanja	159
5.3.4 Prethodna ocena tačnosti – drugi plan opažanja	161
5.3.5 Prethodna ocena tačnosti – treći plan opažanja	163
5.4 PRETHODNA OCENA TAČNOSTI LOKALNE GEODETSKE MREŽE ZA TUNELSKI DEO TRASE LINIJE 1 NA NOVOM BEOGRADU-SIMULACIONI PROCES	165
5.4.1 Položajna tačnost mreža za obeležavanje trase tunela	166
5.4.2 Prethodna ocena tačnosti – nulti plan opažanja	167
5.4.3 Prethodna ocena tačnosti – prvi plan opažanja	169
5.4.4 Prethodna ocena tačnosti – drugi plan opažanja	170
5.4.5 Prethodna ocena tačnosti – treći plan opažanja	172
5.5 PREDLOG SISTEMA ZA MONITORING IZGRADNJE TUNELSKOG DELA METROA	173
5.5.1 Sistem za površinsko praćenje	174
5.5.1.1 GPS sistem	174
5.5.1.2 Automatizovane totalne stanice	175
5.5.2 Sistem za geotehnički monitoring	175
5.6 RAZRADA METODE MERENJA	176
5.7 KONTROLA MERENJA I METODOLOGIJA	177
5.8 ZAKLJUČNA RAZMATRANJA	178
 6. ZAKLJUČNA RAZMATRANJA I PREPORUKE	 180
6.1 PREDLOG BUDUĆIH ISTRAŽIVANJA	184
 7. LITERATURA	 185

PRILOG 1. Predviđena dinamika izvođenja građevinskih radova na tunelskom delu trase Linije 1 u starom delu grada	192
PRILOG 2. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za nulti plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 u starom delu grada	195
PRILOG 3. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za prvi plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 u starom delu grada	208
PRILOG 4. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za drugi plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 u starom delu grada	213
PRILOG 5. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za treći plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 u starom delu grada	218
PRILOG 6. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za nulti plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 na Novom Beogradu	224
PRILOG 7. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za prvi plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 na Novom Beogradu	229
PRILOG 8. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za drugi plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 na Novom Beogradu	232
PRILOG 9. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za treći plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 na Novom Beogradu	237

SPISAK TABELA

Tabela 2.1 A priori greška proboja pri verovatnoći od 95%	51
Tabela 2.2 A posteriori greška proboja pri verovatnoći od 95%	52
Tabela 3.1. Datumski parametri i defekt datuma geodetskih mreža	58
Tabela 3.2. Minimalni broj parametara za određivanje datuma	59
Tabela 3.3. Datumski parametri sadržani u opažanjima	59
Tabela 3.4. Broj suvišnih merenja f_i u geodetskim mrežama (Caspary 1988)	68
Tabela 3.5. Mere i kriterijumi unutrašnje i spoljašnje pouzdanosti	70
Tabela 3.6. Stepen kontrole merenja u zavisnosti od vrednosti r_i	71
Tabela 3.7. Defekti i parametri datuma geodetskih mreža (Aleksić 2008)	81
Tabela 3.8. Prikaz tačnosti i svojstava pojedinih metoda	107
Tabela 3.9. Položajne greške usled dejstva biasa nakon 100s i 30min	116
Tabela 5.1. Ekstremne vrednosti klimatskih parametara (EGIS 2012)	143
Tabela 5.2. Koordinate tačaka referentne mreže	155
Tabela 5.3. Približne koordinate tačaka portalne mreže	156
Tabela 5.4. Približne koordinate tačke proboja tunela	157
Tabela 5.5. Elementi relativne elipse grešaka i greška proboja - nulti plan	159
Tabela 5.6. Elementi relativne elipse grešaka i greška proboja – prvi plan	161
Tabela 5.7. Elementi relativne elipse grešaka i greška proboja – drugi plan	163
Tabela 5.8. Elementi relativne elipse grešaka i greška proboja – treći plan	165
Tabela 5.9. Približne koordinate tačaka portalne mreže	166

SPISAK GRAFIKA

Grafik 5.1 Raspored grešaka od portalâ ka tački proboja – nulti plan opažanja	159
Grafik 5.2 Raspored grešaka od portalâ ka tački proboja – prvi plan opažanja	161
Grafik 5.3 Raspored grešaka od portalâ ka tački proboja – drugi plan opažanja	163
Grafik 5.4 Raspored grešaka od portalâ ka tački proboja – treći plan opažanja	164
Grafik 5.5 Raspored grešaka koordinata tačaka operativnog poligona – nulti plan opažanja	168
Grafik 5.6 Raspored grešaka koordinata tačaka operativnog poligona – prvi plan opažanja	169
Grafik 5.7 Raspored grešaka koordinata tačaka lanca trouglova – drugi plan opažanja	171
Grafik 5.8 Raspored grešaka koordinata tačaka lanca trouglova – treći plan opažanja	173

SPISAK SLIKA

Slika 1.1. Primer nadzemne mreže tunela	3
Slika 1.2. Primeri podzemne mreže tunela	4
Slika 1.3. Određivanje položaja TBM mašine (Ghassemi, 2008)	4
Slika 1.4. Inercijalni navigacioni sistem (Shen, 2010)	5
Slika 2.1. Glavni delovi tunela	9
Slika 2.2. Brunelov gvozdeni štit za iskopavanje tunela (Brunel Engine House, Roterhajt, Velika Britanija, 2003.)	11
Slika 2.3. Grejthedov štit iz 1880.g.	11
Slika 2.4. Tunnel Boring Machine	15
Slika 2.5. Osnovni delovi TBM-a	16
Slika 2.6. EPB tip mašine (www.facesupport.org)	16
Slika 2.7. EPB mašina sa spoljašnjim i centralnim sekućim točkom (www.herrenknecht.com)	17
Slika 2.8. Čeljusna drobilica (levo) i rotaciona drobilica sa mešalicama (desno) (www.herrenknecht.com)	18
Slika 2.9. Izolovani invertni luk (www.herrenknecht.com)	19
Slika 2.10. Šematska ilustracija injekcije mase ispred TBM štita (www.herrenknecht.com)	20
Slika 2.11. Ilustracija tipične mašine za segmentno oblaganje sa teleskopskim štitom (www.herrenknecht.com)	21
Slika 2.12. Pokretni teleskopski štit (www.herrenknecht.com)	22
Slika 2.13. Struktura otvorenog tipa TBM-a: 1) Bušačka glava; 2) Podrška bušačke glave; 3) Trakcioni motor; 4) Glavna greda; 5) Potisni cilindar; 6) Sistem za stabilizaciju (hidraulične stope); 7) Zadnji oslonac (Han et al. 2015) ...	23
Slika 2.14. Ankeri postavljeni po određenoj šemi u cilju osiguranja mašine od urušavanja (www.herrenknecht.com)	23
Slika 2.15. Sistem za navođenje TBM-a (Saracin et al. 2014)	24
Slika 2.16. Automatizovani sistem za navođenje TBM-a (TachGmbH)	25
Slika 2.17. Kontrolna kabina TBM-a	25
Slika 2.18. Položajno odstupanje tunelske ose	25
Slika 2.19. Hidraulika TBM-a (Saracin et al. 2014)	26
Slika 2.20. Tačke obeležene na oplati tunelskog profila (Saracin et al. 2014)	26
Slika 2.21. Glavni korisnički interfejs TBM-a	28
Slika 2.22. 3D vizualizacija izgradnje tunela u realnom vremenu (Shen et al. 2012) ...	28

Slika 2.23. Šema pasivnog monitoringa direktne transmisije i refleksije snimljene geofonom postavljenim iza čela iskopa i i akcelerometrima postavljenim na bušačku glavu TBM-a – E. Bruckl, Technical University Vienna (Mooney et al. 2012)	29
Slika 2.24. Primer SSP: (a) jedan predajnik (T) i 4 prijemnika (R1-R4) integrisani u bušačku glavu prečnika 9m, korišćenu u projektu izgradnje gradskog tunela u Lajpcigu; (b) vizualizacija akustične refleksije – Herrenknecht (Mooney et al. 2012)	30
Slika 2.25. Šematski prikaz električnog polja i struje indukovane iza čela iskopa- Geo Exploration Technologies (Moneey et al. 2012)	31
Slika 2.26. Primer zapisa vrednosti PFE i R snimljenih tokom iskopa u karstnoj zoni- Geo Exploration Technologies (Moneey et al. 2012)	32
Slika 2.27. a) Šematski prikaz pojedinačnih rezača koji se koriste kao merne elektrode; b) uzorak vrednosti PFE dobijenih u modu za skeniranje - Geo Exploration Technologies (Moneey et al. 2012)	32
Slika 2.28. Položaj klipne pumpe u štitu TBM-a (levo); implement od maltera (minipacker) za zaptivanje segmenata betonskog prstena u zakrivljenim tunelima (desno) (tac-co.com)	34
Slika 2.29. a) protočna vaga; b) laserski skener; c) nuklerani merač gustine na EPB štitu – Caterpillar Tunneling (Mooney et al. 2012)	35
Slika 2.30. a) Teodolit na samohorizontirajućem postolju; b) prizma sa zastorom i donjim laserskim prozorom (Clarke-Hackston et al. 2008)	36
Slika 2.31. Primeri konusnih prstenova	36
Slika 2.32. Uobičajeni načini poravnanja prstenova (Clarke-Hackston et al. 2008)	37
Slika 2.33. Koncept lanaca inklinometara (Clarke-Hackston et al. 2008)	40
Slika 2.34. Inklinometar pripremljen za fiksiranje (Clarke-Hackston et al. 2008)	41
Slika 2.35. Skica portalnih mreža i poligonometrijskog vlaka kod tunela “Mala Kapela” (Paar 2006)	42
Slika 2.36. Skica podzemne mreže tunela “Mala Kapela” (Zrinjski et al. 2006)	43
Slika 2.37. Šematski prikaz geodetskih mreža (Velasco et al. 2010)	44
Slika 2.38. Elipse grešaka tačaka podzemne mreže na delu trase od južnog portala Pola de Gordón do centralnog portala Buiza (Velasco et al. 2010)	45
Slika 2.39. Nadzemna geodetska mreža kanalizacionog tunela u Torontu (Ghassemi 2008)	46
Slika 2.40. Deo podzemne geodetske mreže kanalizacionog tunela u Torontu (Ghassemi 2008)	46
Slika 2.41: Nadzemna i podzemna mreža tunela „Sveti Rok“ (Grgić 2003)	48
Slika 2.42. Mreža geodetskih tačaka između Amstega i Sedruna	49
Slika 2.43. Nadzemna geodetska mreža tunela Gotthard (geospatialworldforum.org) .	50
Slika 2.44. Prikaz dela podzemne geodetske mreže tunela Gotthard (Swiss Geodetic Commission 2011)	51

Slika 3.1. (a) homogena, (b) izotropna, (c) homogena i izotropna geodetska mreža	54
Slika 3.2. Horizontalna projekcija mesta proboja u tunelu (Cvetković 1970)	56
Slika 3.3 Položajna nesigurnost tačaka mreže - konvencionalni datum	59
Slika 3.4. Položajna nesigurnost tačaka mreže – optimalni datum	60
Slika 3.5. Standardna i proširene elipse grešaka	63
Slika 3.6. Relativna elipsa greške tačnosti proboja tunela	64
Slika 3.7. Klasifikacija pouzdanosti	66
Slika 3.8. Jednodimenzionalni linearni model	74
Slika 3.9. Grafik popravaka	75
Slika 3.10. Primer geodetske mreže sa datim veličinama x_i, y_i ($i = A, B, \dots, N$) i nepoznatim parametrima x_i, y_i ($i = 1, 2, \dots, u$)	77
Slika 3.11. Greška pravca δ_C zbog kolimacije C; vizura KK; obrtna osa HH, glavna osa VV, zenitna daljina Z	93
Slika 3.12. Nagib obrtne ose i_H , greška pravca $\delta_{i,H}$, zenitna daljina Z, prekr durbina P	94
Slika 3.13. Uticaj greške alhidadine ose na grešku pravca	95
Slika 3.14. Uticaj greške centrisanja teodolita na grešku ugla	97
Slika 3.15. Uticaj greške centrisanja signala na grešku merenja dužine	104
Slika 3.16. Weisbach-ov trougao	113
Slika 3.17. Šematski prikaz greške rotacije kao funkcije nagiba osa (Mikkelsen 2003)	119
Slika 4.1. Podaci za obeležavanje	123
Slika 4.2. Osnovni delovi inercijalnog navigacionog sistema	126
Slika 4.3. Osnovni delovi inercijalne merne jedinice	126
Slika 4.4. Inercijalni referentni sistem (en.wikipedia.org)	127
Slika 4.5. Koordinate tačaka u zemaljski-centriranom, zemaljski-fiksiranom koordinatnom sistemu u odnosu na geografsku širinu i dužinu, gde je NWU lokalni geodetski okvir sa osama sever (N), zapad (W) i zenit (U)	128
Slika 4.6. Ojlerovi uglovi	128
Slika 4.7. Integracija GPS INS jedinice – protok podataka	129
Slika 4.8. Centralizovana šema integracije INS/GPS	130
Slika 4.9. Kaskadna šema integracije INS/GPS	130
Slika 4.10. Šema slabo spregnutog integrisanog INS/GPS sistema	131
Slika 4.11. Slobodan žiroskop (dutchops.com)	136
Slika 4.12. Integrisani metod za GYROMAT (Korittke, 1997)	139
Slika 5.1. Trasa Linije 1 beogradskog metroa sa stajalištima	147
Slika 5.2. TIP I – TBM cevna konstrukcija (EGIS 2012)	151

Slika 5.3. TIP II – NATM klasična tunelska konstrukcija (EGIS 2012)	152
Slika 5.4. TIP III – TDP tunelska konstrukcija u otvorenom (EGIS 2012)	152
Slika 5.5. TIP IV – TD tunelska konstrukcija u otvorenom (EGIS 2012)	153
Slika 5.6. Šematski prikaz podzemne mreže i dela nadzemne mreže	156
Slika 5.7. Skica podzemne mreže sa tačkom proboja – nulti plan opažanja	157
Slika 5.8. Standardne elipse grešaka – nulti plan opažanja	158
Slika 5.9. Skica podzemne mreže sa tačkom proboja – prvi plan opažanja	160
Slika 5.10. Standardne elipse grešaka – prvi plan opažanja	160
Slika 5.11. Skica podzemne mreže sa tačkom proboja – drugi plan opažanja	162
Slika 5.12. Standardne elipse grešaka – drugi plan opažanja	162
Slika 5.13. Standardne elipse grešaka – treći plan opažanja	164
Slika 5.14. Šematski prikaz dela nadzemne mreže i portalnih mreža	165
Slika 5.15. Skica operativnog poligona – nulti plan opažanja	167
Slika 5.16. Standardne elipse grešaka – nulti plan opažanja	168
Slika 5.17. Standardne elipse grešaka – prvi plan opažanja	169
Slika 5.18. Skica lanca trouglova sa portalnim mrežama – drugi plan opažanja	170
Slika 5.19. Standardne elipse grešaka – drugi plan opažanja	171
Slika 5.20. Standardne elipse grešaka – treći plan opažanja	172
Slika 5.21. Mesto ukrštanja Beovoz-a i projektovane trase Linije 1	176

SPISAK SKRAĆENICA

ADPM - analitički modul za objavljivanje podataka (eng. *Analytical Data Publishing Module*)

AGROS - aktivna geodetska referentna osnova Srbije

BEAM - sistem indukovane polarizacije (eng. *Bore-tunneling Electrical Ahead Monitoring*)

DDA - *Digital Differential Analyzer*

DMT - *Deutsche Montan Technologie*

ECEF - zemaljski-centriran, zemaljski-fiksiran geografski koordinatni sistem (eng. *Earth Centered Earth Fixed*)

ECI - inercijalni referentni sistem (eng. *Earth Centered Inertial*)

ED50 - *European Datum 1950*

EM - elektromagnetni talasi

EOD - elektro-optički daljinomer

EPB - mehanizovana tunelska metoda za održavanje pritiska u zemljištu nepromenjenim tokom i nakon izgradnje tunela (eng. *Earth Pressure Balance*)

ETRS89 - *European Terrestrial Reference System 1989*

GMM - Gaus –Markovljevi model

GNSS - globalni satelitski sistem za navigaciju (eng. *Global Navigation Satellite System*)

GPS - globalni pozicioni sistem (eng. *Global Positioning System*)

IMU - inercijalna merna jedinica (eng. *Inertial Measurement Unit*)

INS - inercijalni navigacioni sistem

InSAR - interferometrijski radar sa sintetičkom blendom (eng. *Interferometric Synthetic Aperture Radar*)

IP - indukovana polarizacija

KF - Kalmanov filter (eng. Kalman filter)

LC - slabo spregnuti integrisani INS/GPS sistem (eng. *Loosely Coupled*)

LGM - lokalna geodetska mreža

LGV - sistem lokalne geodetske vertikale (eng. *Local Geodetic Vertical*)

LM - laki metro

MNK - metod najmanjih kvadrata

NATM - nova austrijska tunelska metoda (eng. *New Austrian Tunneling Method*)

NS - statični režim rada žiroskopa (eng. *North-Seeking*)

POT - projektovana ocena tačnosti

RTK - kinematika u realnom vremenu (eng. *Real Time Kinematic*)

SBB - švajcarska državna železnica (eng. *The Swiss Railway Company*)

SSP - tehnika zvučnog sondiranja u mekom tlu (eng. *Sonic Softground Probing*)

TBM - mašina za probijanje tunela (eng. *Tunnel Boring Machine*)

TGM - tačnost geodetske mreže

TPCM - modul za praćenje i određivanje položaja (eng. *Tracking And Positioning Computing Module*)

TSCM - komunikacioni modul totalne stanice (eng. *Total Station Communication Module*)

WA - *Wander Azimuth Frame*

WGS84 - *World Geodetic Survey 1984*

Rezime

Prilikom izgradnje složenih građevinskih objekata, kao što su tuneli, geodetski radovi su neizbežni. Za obavljanje geodetskih radova neophodno je razvijanje specifične geodetske mreže tačaka, tj. neophodno je uspostavljanje lokalne geodetske mreže.

U doktorskoj disertaciji je prikazan postupak optimizacije podzemne geodetske mreže za potrebe izgradnje beogradskog metroa. U postupku optimizacije korišćen je metod prethodne ocene tačnosti. Date su teorijske osnove matematičkog modela prethodne analize, koji se bazira na Gaus Markovljevom modelu izravnjanja geodetskih mreža, kao i teorijske osnove proračuna tačnosti proboja tunela. Na osnovu građevinskih standarda izvršen je proračun zahtevane tačnosti proboja tunela, kao osnovnog kriterijuma tačnosti za razvijanje podzemne tunelske mreže.

U zavisnosti od tehničkih parametara trase Linije 1 beogradskog metroa, koji se odnose na položaj ose i nivelete tunela, definisan je dizajn podzemne tunelske mreže. Prethodna ocena tačnosti izvršena je primenom simulacionog metoda. U postupku optimizacije analizirani su različiti planovi opažanja, kao i dobijeni rezultati prethodne analize za svaki plan pojedinačno. U okviru simulacione metode izvršeno je upoređenje rezultata proračuna tačnosti i elipsi grešaka iz različitih planova opažanja (sa i bez primene merenja žiroteodolitom i drugim senzorima), uz adekvatnu grafičku interpretaciju. Na osnovu zadatog kriterijuma maksimalne poprečne greške proboja tunela usvojen je konačan plan opažanja.

Na osnovu usvojenog plana opažanja izvršena je razrada metode merenja, tj. definisani su uslovi koji moraju da se ispune pri merenju, uslovi tačnosti, način praćenja – kontrole merenja, način merenja i postupak obrade podataka merenja.

S obzirom da je u Beogradu već izgrađen deo metroa, u radu je analizirana i primena različitih senzora u postupku monitoringa izgradnje metroa. Odabrani senzori su uključeni u model projektovanja lokalne geodetske mreže.

Ključne reči: geodezija, lokalne geodetske mreže, optimizacija, Gaus Markovljev model, prethodna ocena tačnosti, tačnost proboja tunela

Summary

When building complex building structures, such as tunnels, geodetic works are inevitable. To carry out geodetic works, it is necessary to develop specific geodetic network of points, i.e. it is necessary to establish a local geodetic network.

The doctoral thesis presents an optimization method of the underground network for the construction of the Belgrade metro. In the process of optimization, method of preanalysis has been used. The theoretical basis of mathematical model of the preanalysis are given, which is based on Gauss Markov model of geodetic networks adjustment, as well as the theoretical basis of the breakthrough accuracy calculation. Based on the construction standards the calculation of the required breakthrough accuracy, as the fundamental criteria of accuracy for the development of the underground tunnel network, is made.

Depending on the technical parameters of the Belgrade metro Line 1, which are related to the position of the axis and the vertical alignment of the tunnel, the design of the underground tunnel network is defined. Preanalysis has been conducted using the simulation method. In the process of optimization, different plans of observations have been analyzed, as well as the results obtained from the preanalysis for each plan individually. Within the simulation method, comparison of the results of the preanalysis and the error ellipses from different plans of observation (with and without the application of the gyroscopic and other sensors' measurements) has been carried out, along with adequate graphical interpretation. Based on the required criteria of maximal transverse error of the tunnel breakthrough, final plan of observations has been adopted.

Based on the adopted plan of observations, the elaboration of measurement methods has been made, i.e. conditions which must be fulfilled in measuring, accuracy requirements, monitoring method – control measurements, measuring method and the method of measurement data processing have been defined.

Since one part of the Belgrade metro has already been constructed, the application of various sensors in the monitoring procedure of metro construction has been analyzed in the dissertation. Selected sensors have been included in the design model of local geodetic network.

Key words: geodesy, local geodetic networks, optimization, Gauss Markov model, preanalysis, tunnel breakthrough accuracy

Zahvalnica

Zahvaljujem se mentoru prof. dr Toši Ninkovu na pomoći i vođstvu tokom izrade doktorske disertacije. Zahvaljujem se i porodici na nesebičnoj podršci i razumevanju tokom dugog i napornog rada na disertaciji.

1. UVOD

1.1 PREDMET I CILJ NAUČNOG ISTRAŽIVANJA

Poznato je, posmatrano kroz istoriju, da je svako društvo pokušavalo da poboljša kvalitet života svojih građana i načini napredak u razvoju civilizacije. U savremenom svetu, jedan od najznačajnijih pokazatelja razvoja jednog društva je svakako izgradnja i razvoj infrastrukture.

Jedan od najvećih izazova na polju izgradnje infrastrukture je konstrukcija podzemnih objekata i tunela. S obzirom da se urbana područja konstantno šire i dolazi do rapidnog povećanja broja stanovnika, sve češće se javlja potreba za izgradnjom podzemnih železnica, tj. metroa.

Metro je vid električnog javnog transporta, namenjenog prvenstveno za poboljšanje javnog gradskog prevoza. Odlikuju ga mogućnost prevoza velikog broja putnika za vrlo kratko vreme (veliki kapacitet i frekvencija). Funkcioniše potpuno nezavisno od drugih vidova saobraćaja, pa se, shodno tome, celom svojom dužinom ili bar većim delom izgrađuje u tunelu.

Metro je najefikasniji vid transporta u pogledu potrošnje energije i veličine prostora koji zauzima, posmatrano u odnosu na broj putnika. S obzirom da se za njegovo napajanje koristi električna energija, ovaj vid prevoza je ekološki prihvatljiv, jer ne dolazi do emisije štetnih gasova. Pored toga, efikasan javni prevoz, poput metroa, utiče i na strukturu grada, tj. omogućava razvijanje novih stambenih naselja u skladu sa povećanjem broja stanovnika.

Sa druge strane, Beograd je evropska metropola u kojoj živi više od dva miliona stanovnika. Stalne saobraćajne gužve i loša infrastruktura opterećuju grad, dok postojeći javni prevoz nije u stanju da efikasno transportuje putnike sa jednog njegovog kraja na drugi. U isto vreme, prigradska železnica Beovoz je nedovoljno efikasna, usled neadekvatne infrastrukture i zastarelog voznog parka. Uzimajući u obzir sve prednosti metroa i postojeće stanje u javnom prevozu, lako je zaključiti da je za Beograd neophodna izgradnja visokokapacitetnog i potpuno nezavisnog šinskog sistema, koji bi predstavljao osnovu javnog prevoza u gradu.

Geodetska struka je nezamenljiva prilikom projektovanja, građenja i korišćenja bilo kog građevinskog objekta. Najveći značaj savremenog građevinarstva se ogleda u izgradnji velikih i kompleksnih objekata, koji prolaze faze od ideje, građenja, do realizacije i praćenja objekta u eksploataciji, pri čemu su neophodni i značajni geodetski radovi. Najčešći primeri složenih podzemnih građevinskih objekata su tuneli i metroi – podzemne železnice, vid javnog gradskog prevoza, koje se izgrađuju u tunelu.

Geodetski radovi vezani za građenje jednog složenog građevinskog objekta obuhvataju: premer područja za potrebe izrade ili dopune već postojećih podloga, prenošenje objekta na teren (obeležavanje), praćenje njegove izgradnje kako u položajnom tako i u vertikalnom smislu, izrada projekta izvedenog stanja za potrebe održavanja objekta u eksploatacionim uslovima, premer izvedenog objekta za potrebe katastra i zemljišne knjige, i na kraju, praćenje ponašanja objekta tokom njegovog korišćenja.

Za obavljanje tih geodetskih radova neophodno je razvijanje specifične geodetske mreže tačaka, koja će predstavljati polaznu osnovu za sve navedene geodetske radove, tj. neophodno je uspostavljanje lokalne geodetske mreže.

Pre nego što se započne sa izvođenjem radova na nekom građevinskom projektu, odnosno objektu, potrebno je obaviti prenos projekta na teren. Prenos projekta na teren naziva se obeležavanje objekta i predstavlja važan sastavni deo geodetskih radova u građevinarstvu (Barry 1988). Postupak obeležavanja zahteva najveću tačnost kod geodetskih radova, pa samim tim diktira i tačnost geodetske osnove i instrumenata sa kojim će se izvoditi merenja.

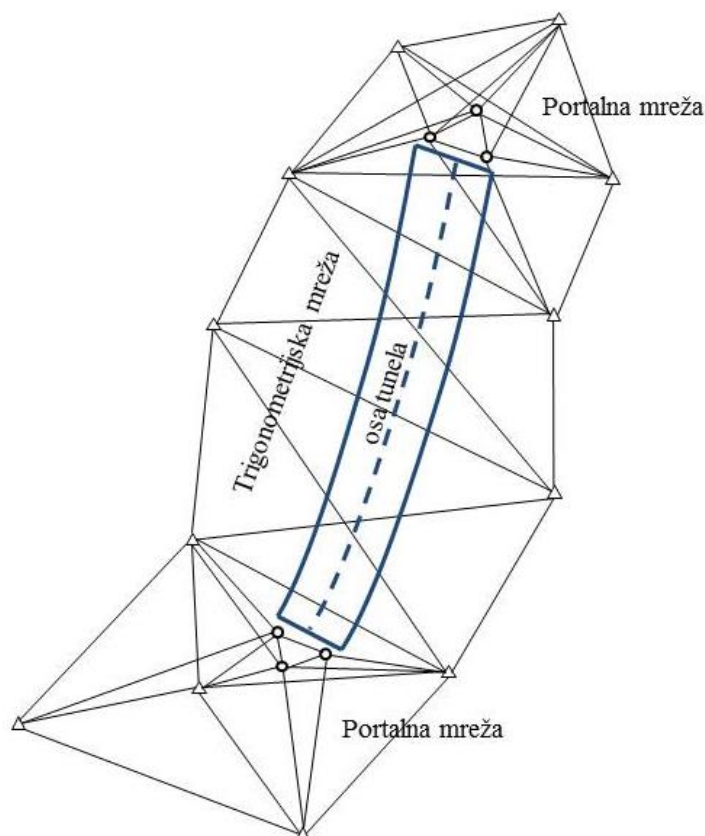
Intenzivnim razvojem tehnologija, koji traje već nekoliko decenija, omogućeno je razvijanje novih metoda obeležavanja objekata u geodeziji. Primenom novih senzora, GPS-sistema, sistema za navigaciju, poboljšanjem komunikacionih veza i obradom podataka merenja u realnom vremenu došlo se bliže jednom od glavnih ciljeva inženjerske geodezije, a to je jača integracija geodezije u procese izgradnje složenih građevinskih objekata (Niemeier 2006).

Geodetski radovi vezani za tunelogradnju se dele na nadzemne i podzemne. Nadzemni geodetski radovi se mogu podeliti na:

- radove koji prethode projektovanju, odnosno obuhvataju predradnje za idejni i glavni projekat,
- radove vezane za uspostavljanje lokalne geodetske mreže za potrebe izgradnje tunela.

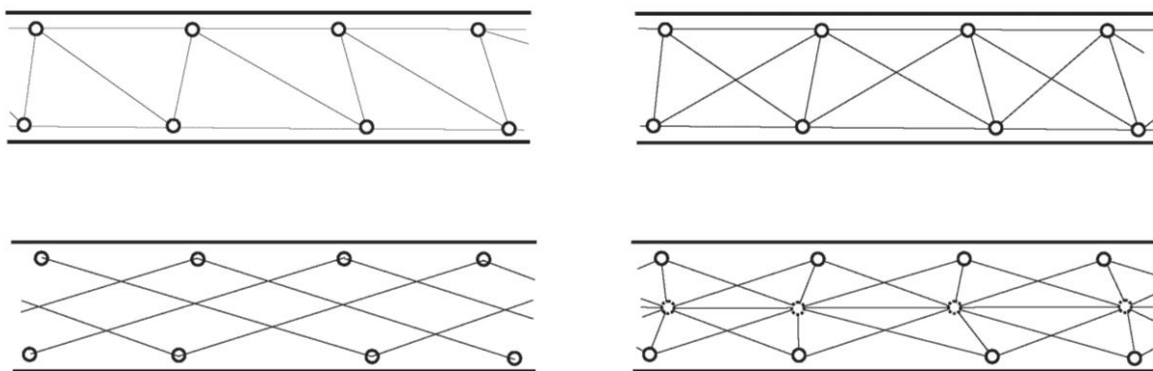
Realizacija podzemne geodetske mreže je proces koji se odvija tokom cele izgradnje tunela. Podzemna geodetska mreža u tunelu služi za obeležavanje tunelske trase i objekata pod zemljom u toku izgradnje i za kontrolu izgradnje. Ti geodetski radovi su posebno važni, jer od njih zavisi kvalitet građenja i osiguravaju potrebnu tačnost proboja tunela.

S obzirom da je tunel izduženi objekat, do razvoja novih tehnologija, nadzemna mreža je po pravilu imala oblik jednostavnog lanca trouglova, kombinovanog sa dva geodetska četvorougla kod ulaznog i izlaznog portala tunela. U ovakvoj mreži su se vršila klasična terestrička geodetska merenja. Danas, kada se u geodeziji primenjuju Globalni sistem za pozicioniranje (GPS) i Globalni satelitski sistem za navigaciju (GNSS), za projektovanje nadzemne mreže se koristi kombinacija satelitskih i terestričkih merenja. Lanac trouglova, koji je za merenja bio dosta težak i komplikovan, jer je postavljan preko planinskih predela, zamenjen je preciznim poligonskim vlakom koji povezuje dve portalne mreže (Kapović 2010).



Slika 1.1. Primer nadzemne mreže tunela

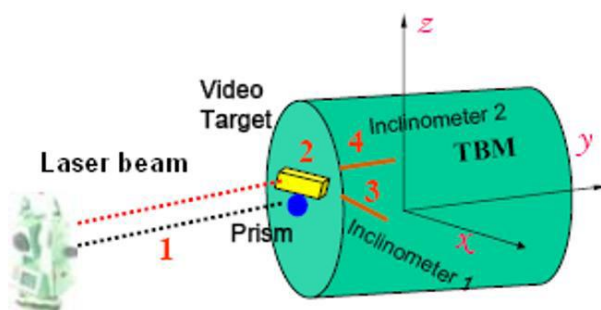
Podzemna geodetska osnova se priključuje na tačke nadzemne geodetske osnove neposredno kroz portale ili kroz vertikalna okna. Da bi se obezbedila projektovana tačnost proboja, priključivanje kroz vertikalna okna, što je karakteristično za metroe, neophodno je izvršiti pomoću žiro-teodolita. Za prenos tačaka nadzemne mreže na dno okna, koristi se zenit-nadir optički visak. Podzemna mreža je u prošlosti razvijana kroz tunel najčešće preko poligonskog vlaka čije su tačke bile materijalizovane u sredini kalote probijenog tunela. Taj vlak je predstavljao slepi poligonski vlak. Kako tačnost proboja tunela direktno zavisi od tačnosti koordinata tačaka geodetske mreže sa koje se vrši obeležavanje ose tunela, slepi poligonski vlak svojom geometrijom nije obezbeđivao potrebnu tačnost proboja tunela. Danas se zato postavljaju dva poligonska vlaka, sa svake strane tunela po jedan, tako da se sa tačaka jednog vlaka mogu opažati tačke drugog i obrnuto. Tako se dobija podzemna mreža koju čine slepi poligonski vlakovi povezani dijagonalnim i poprečnim vezama. Ovako projektovana geometrija podzemne mreže, koja može biti lanac trouglova, geodetskih četvorouglova ili njihova kombinacija, omogućava realizaciju mreže čija tačnost koordinata tačaka može obezbediti potrebnu tačnost proboja tunela. Na tačnost koordinata tačaka mreže, pored geometrije same mreže, utiče tačnost merenih veličina (uglova i dužina), greška početnog direkcionog ugla, bočna refrakcija itd. Stoga se biraju odgovarajući instrumenti i metode merenja koji će ispuniti zadate kriterijume. U podzemnoj mreži vrše se višestruka merenja i izravnjanje rezultata merenja metodom najmanjih kvadrata. Na licu mesta vrši se kontrola kvaliteta serija merenja. U slučaju potrebe, serije se ponavljaju. Pomoću žiriteodolita se obavljaju kontrolna merenja. U toku razvijanja podzemne mreže dolazi do nagomilavanja slučajnih i sistematskih grešaka merenja, koje utiču na tačnost proboja tunela umanjujući je, pa je stoga neophodno njihovo praćenje i eliminacija iz rezultata merenja.



Slika 1.2. Primeri podzemne mreže tunela

Za iskopavanje tunela danas se najčešće koriste TBM mašine (Tunnel Boring Machine), sa savremenim sistemom za navođenje. Primenom ovih sistema u geodeziji izgradnja tunela traje mnogo kraće, a smanjeni su i troškovi izgradnje. Moguće je dobiti informacije u realnom vremenu sa velikom tačnošću, što je primenjivo i u drugim građevinskim oblastima. Dva najčešće korišćena sistema za navođenje su laserski navigacioni sistemi, inercijalni navigacioni sistemi ili njihova kombinacija.

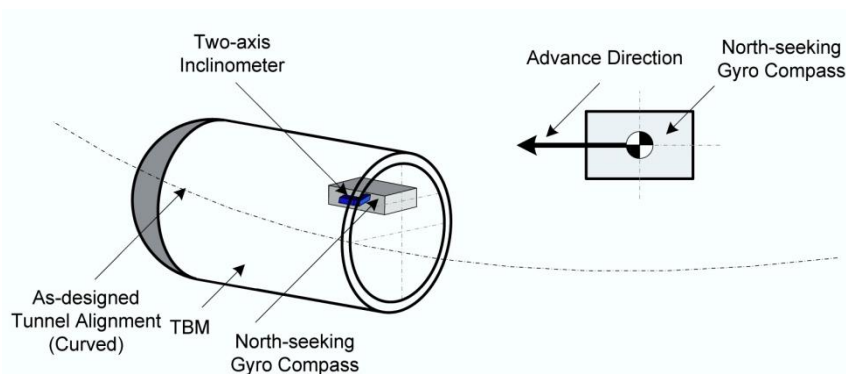
Laserski sistem za navođenje se formira tako što se na glavu mašine postavi tabla sa fotočelijama, dok se na zidni nosač postavi automatizovana laserska totalna stanica. Nakon određivanja položaja totalne stanice, njom se navizira tabla na TBM-u. Na osnovu poznatog položaja totalne stanice, table, merenih horizontalnih i vertikalnih uglova i dužine između totalne stanice i table, moguće je odrediti položaj mašine. Pomoću inklinometara se određuje orijentacija mašine.



Slika 1.3. Određivanje položaja TBM mašine (Ghassemi, 2008)

Sistem za navođenje poredi trenutne koordinate TBM mašine sa projektovanom osom tunela. Na osnovu dobijenih rezultata se zaključuje da li je potrebno korigovati položaj mašine.

Inercijalni navigacioni sistemi se koriste za navođenje TBM mašina kod iskopavanja zakrivljenih tunela, jer ne zahtevaju dogledanje tačaka. Na TBM mašini je instaliran žiroskop i dvoosni inklinometar. Pomoću ovog sistema se praktično trenutne koordinate TBM-a određuju na osnovu prethodno određenih koordinata.



Slika 1.4. Inercijalni navigacioni sistem (Shen, 2010)

Predmet naučnog istraživanja doktorske disertacije predstavlja projektovanje lokalne geodetske mreže za potrebe obeležavanja metroa veličine i geometrije slične očekivanoj veličini i geometriji metroa koji će se graditi u Beogradu. U okviru projekta lokalne geodetske mreže neophodno je definisati kriterijume kvaliteta, geometriju i tačnost koordinata nadzemne, portalne i podzemne mreže u zavisnosti od potrebne tačnosti proboja tunela. Takođe, potrebno je izvršiti prethodnu ocenu tačnosti, tj. usvojiti matematički model optimizacije, razraditi metode projektovanih vrsta merenja iz optimalnog plana opažanja i metode kontrole merenja elemenata sadržanih u optimalnom planu opažanja u fazi realizacije.

Cilj naučnog istraživanja, saglasno predmetu, je da se na osnovu rezultata simulacionog procesa odredi optimalan dizajn svih delova lokalne geodetske mreže, kako nadzemne, tako i podzemne, i da se formira plan opažanja kojim će se obezbediti projektovana tačnost proboja tunela. U skladu sa tim, potrebno je odrediti i optimalnu metodu obeležavanja ose tunela, izabrati instrumente i pribor za obeležavanje i način kontrole obeležavanja.

1.2 POLAZNE HIPOTEZE ISTRAŽIVANJA

U svetu, danas, uobičajene metode obeležavanja u tunelogradnji podrazumevaju, pored konvencionalnih, i primenu nekog od savremenih sistema za navigaciju. Kod najčešće korišćenih *laserskih sistema za navigaciju* laserski zrak sa totalne stanice se projektuje duž željene trase tunela na tablu sa fotočelijama, čime se obezbeđuje konstantna referentna tačka za proveru trenutnog položaja mašine za iskopavanje tunela (Shen 2010). Ovakvi sistemi imaju široku primenu u izgradnji pravih tunela.

Inercijalni sistemi za navigaciju u tunelogradnji se koriste u cilju kontinualnog računanja položaja i orijentacije TBM mašine. Osnovne komponente sistema su senzori kretanja (akcelerometri) i senzori rotacije (žiroskopi). Ovo su robusni sistemi, koji ne zahtevaju eksterne resurse. Primenuju se kod zakrivljenih tunela.

Pored doprinosa koji čine kada su u pitanju geodetski radovi u tunelogradnji, pomenuti sistemi imaju i svoje nedostatke. Uprkos tehnološkoj zrelosti laserskih navigacionih sistema, javljaju se problemi:

- pomeranja laserskog zraka, usled destabilizacije totalne stanice, izazvane vibracijama,
- disperzija i refrakcija laserskog zraka na većim dužinama, koje su posledica zamućenosti vazduha zbog prašine u tunelskoj cevi,

- otežana projekcija lasera na tablu na većim rastojanjima, usled ograničene veličine table.

Dodatno, kompleksnost sistema povećava njegovu cenu, a smanjuje pouzdanost u radu (Shen 2010).

Kod inercijalnih navigacionih sistema greška položaja se povećava sa rastojanjem i vremenom rada sistema (poznato kao greška drifta u navigacionim sistemima), pa je neophodna redovna kalibracija položaja TBM mašine. Pored toga, rad kompasa može da bude nepouzdan zbog vibracija izazvanih iskopavanjem tunela. Visoka cena preciznih kompasa je takođe ograničavajući faktor.

Uprkos razvoju savremenih sistema za navigaciju, *žiroteodoliti* još uvek imaju značajnu ulogu u geodetskim radovima za potrebe tunelogradnje. Žiroteodolit je geodetski merni instrument, koji nastaje povezivanjem teodolita i žiroskopa. Žiroskop na teodolitu služi za orijentaciju horizontalnog limba u pravcu severa. Nakon orijentacije horizontalnog limba, geodetska merenja se dalje obavljaju teodolitom. Primenom savremenih žiroskopa obezbeđuje se velika tačnost određivanja pravca severa koja iznosi oko $\pm 1,0''$. Pored toga, važno je i vreme trajanja merenja u kom je potrebno da se žiroskop stabilizuje (Marjanović Kavanagh 2007). Za razliku od svojih prethodnika, savremeni žiroteodoliti su znatno manjih dimenzija i težine, a u isto vreme su pouzdaniji i tačniji. U master radu *Use of gyrotheodolite in underground control network* (Lewen 2006) prikazan je uticaj žiroskopskih merenja na smanjenje greške proboja tunela u slepom poligonskom vlaku. Metodologija i rezultati istraživanja publikovani u ovom radu će se koristiti i u istraživanjima koje će se sprovesti u ovoj disertaciji.

Kada govorimo o žiroteodolitima u tunelogradnji, zaključci studija predstavljenih u radu (Lewen 2006) su da se greška proboja obeležavanog sa slepog poligonskog vlaka značajno smanjuje primenom žiroskopskih merenja. Greška proboja tunela, kada se ne upotrebljavaju žiroskopska merenja, zavisi samo od geometrije nadzemne i podzemne mreže, tačnosti merenja u njima i statusa koordinata tačaka nadzemne mreže. Različite rezultate daju rešenja kada se isprojektuje i realizuje nadzemna mreža koja ima rang "apsolutno tačne" za uspostavljanje podzemnih mreža od statusa kada se u ocenu tačnosti koordinata tačaka podzemne mreže uzmu u obzir i greške koordinata tačaka nadzemne mreže. U oba slučaja, kada se u izravnjanje uvrste žiroskopska merenja, tačnost proboja se značajno povećava. Još jedna pogodnost kada se primenjuju žiroskopska merenja u modelu nadzemne i podzemne mreže je povećanje broja suvišnih merenja, čime se povećava pouzdanost dobijenih rezultata i mogućnost otkrivanja neotkrivenih slučajnih i sistematskih grešaka. Zahtevana tačnost u današnjim projektima tunela implicira da je za izgradnju dugačkih tunela (dužih od 6km) potrebno izvršiti žiroskopska merenja da bi postizanje zadate tolerancije bilo zagarantovano (Lewen 2006).

Eksperimentalni deo istraživanja u doktorskoj disertaciji se odnosi na izradu projekta lokalne geodetske mreže za potrebe obeležavanja metroa u Beogradu. Uzimajući u obzir aktuelne metode obeležavanja ose tunela u svetu, tj. njihove prednosti i nedostatke, kao što su tačnost obeležavanja, brzina izvođenja radova, potreba za ljudstvom i cena navigacionih sistema, u okviru projekta potrebno je odabrati optimalnu metodu obeležavanja tunela beogradskog metroa. Kako u Srbiji ne postoji izgrađen metro, ovaj projekat će biti prvi ove vrste na našem području i kao takav predstavljaće naučni doprinos iz oblasti projektovanja lokalnih geodetskih mreža.

Imajući u vidu da izgradnja metroa predstavlja jedan vid tunelogradnje, projekat lokalne geodetske mreže beogradskog metroa može da posluži i kao primer projektovanja lokalne geodetske mreže za neki drugi metro, duži putni ili železnički tunel, koji u Srbiji dugo nisu izgrađivani.

1.3 STRUKTURA DOKTORSKE DISERTACIJE

Doktorska disertacija se sastoji iz sedam poglavlja.

U **prvom** poglavlju je ukratko dato obrazloženje teme, definisan je predmet i cilj istraživanja, polazne hipoteze i način rešavanja postavljenog problema istraživanja. Pored toga navedeni su očekivani rezultati istraživanja, njihov značaj i mogućnost primene u praksi. Ukratko je obrazložen naučni doprinos istraživanja i predstavljen sadržaj doktorske disertacije.

Prethodno i trenutno stanje u oblasti istraživanja je prikazano u **drugom** poglavlju. Definisan je pojam tunela i navedena podela tunela u odnosu na različite kriterijume. Potom je dat kratak istorijski pregled građenja tunela, a u posebnom potpoglavlju prikazane su metode izgradnje podzemnih železnica. Razmotreni su svi modeli gradnje tunelskih cevi metroa (klasičan tunel, površinski radovi za zatrpavanje, potkop,...) koji se grade sa aktuelnim tehnološkim razvojem građevinske mehanizacije. Prikazane su mogućnosti mehanizovanih mašina za iskop tunelskih cevi (krtice) koje omogućavaju veoma efikasnu gradnju ispod urbanih jezgara. Takođe, u okviru prethodnih istraživanja, navedeni su i problemi koji se javljaju tokom projektovanja lokalnih geodetskih mreža za tunele.

Treće poglavlje obuhvata teorijske osnove projektovanja i realizacije lokalnih geodetskih mreža za potrebe izgradnje tunela i metroa. Da bi se razvila neka lokalna geodetska mreža neophodno je na osnovu projektnog zadatka izraditi Projekat lokalne geodetske mreže objekta. Pre projektovanja potrebno je odrediti neophodnu tačnost lokalne geodetske mreže tunela, koja zavisi od tačnosti proboja tunela. Pod dobro projektovanom, odnosno *tačnom* lokalnom geodetskom mrežom podrazumeva se mreža koja zadovoljava kriterijume preciznosti i pouzdanosti. Ocene ovih kriterijuma su zasnovane na *metodi najmanjih kvadrata* i *matematičkim modelima posrednog izravnjanja*. U okviru ovog poglavlja dat je kratak prikaz ovih matematičkih modela. U okviru *simulacionog metoda*, tj. *prethodne analize tačnosti* po metodi najmanjih kvadrata, određeni segmenti lokalne geodetske mreže su posmatrani na različite načine u pogledu tačnosti: kada je nadzemna mreža usvojena kao apsolutno tačna i kada nadzemna i podzemna mreža imaju isti status u pogledu tačnosti, što predstavlja savremeni pristup ovoj problematici.

Pored ovoga, dat je teorijski prikaz razrade metode linearnih, uglovnih, GPS i žiroskopskih merenja, laserskih sistema, inercijalnih sistema i ostalih projektovanih vrsta merenja iz optimalnog plana opažanja. Razrada metode merenja direktno zavisi od grešaka kojima su ta merenja opterećena, a koje su u ovom poglavlju nabrojane i ukratko objašnjene.

U **četvrtom** poglavlju su prikazane konvencionalne metode obeležavanja (polarna i GPS RTK metoda) i savremene tehnologije i metode obeležavanja ose tunela (inercijalni sistemi za navigaciju, žiroskopi). Metode integracije inercijalnih sistema za navigaciju i GPS-a u cilju povećanja tačnosti i pouzdanosti određivanja trenutne pozicije objekta, kao i postupak Kalmanovog filtriranja za potrebe ocene i korekcije grešaka inercijalnih navigacionih sistema na osnovu pozicije određene GPS-om takođe su opisani u ovom poglavlju.

Peto poglavlje predstavlja eksperimentalni deo doktorske disertacije. U okviru ovog poglavlja razvijen je projekat lokalne geodetske mreže za potrebe obeležavanja metroa u Beogradu. Projekat je izrađen u skladu sa građevinskim i saobraćajnim rešenjem metroa i predviđenom dinamikom radova. Na osnovu teorijskih postavki koje su opisane u trećem i četvrtom poglavlju, definisani su kriterijumi kvaliteta eksperimentalne mreže. Kriterijumi kvaliteta, kako je već spomenuto, se ocenjuju na osnovu tačnosti i pouzdanosti. Zbog toga prilikom projektovanja lokalne geodetske mreže posebnu pažnju treba obratiti na geometriju mreže i izbor instrumenata i metoda rada. Uz to, treba težiti rezultatima prethodne ocene tačnosti koji će dati elipse grešaka iste veličine i iste orijentacije, koje teže krugu. Teorija pouzdanosti geodetskih mreža daje mogućnosti identifikacije grubih grešaka korišćenjem statističkih testova kao i osetljivost rezultata sa aspekta neidentifikovanih grubih grešaka. Prethodna ocena tačnosti izvršena je primenom simulacionog metoda. Osnova ove metode leži u mogućnosti korišćenja iskustva i znanja geodete da izvrši "iskustvenu optimizaciju" geometrije i tačnosti merenja u geodetskoj mreži (Ninkov 1989). Simulacionim metodom se kroz iteracije postepeno formira plan opažanja u mreži sve dok se ne postigne unapred zadati kriterijum. U okviru simulacione metode izvršeno je upoređenje proračuna tačnosti i elipsi grešaka iz različitih planova opažanja (sa i bez primene merenja žiroteodolitom i drugim senzorima), uz adekvatnu grafičku interpretaciju. Da bi se osigurala bezbednost okolnih zgrada, kao i već postojeće podzemne stanice prigradske železnice Beovoz od vitalnog je značaja formirati sistem za monitoring iskopavanja tunela metroa u fazi izgradnje. Zbog toga, u okviru ovog poglavlja analizirana je i primena različitih senzora u postupku monitoringa izgradnje metroa. Odabrani senzori su uključeni u model projektovanja lokalne geodetske mreže.

Na osnovu usvojenog plana opažanja izvršena je razrada metode merenja, tj. definisani su uslovi koji moraju da se ispune pri merenju, uslovi tačnosti, način praćenja – kontrole merenja, način merenja, postupak obrade podataka merenja. Ocena nepoznatih parametara – koordinata tačaka mreže je dobijena primenom metode najmanjih kvadrata. Takođe, izvršena je razrada načina praćenja – kontrole merenja, uspostavljanja mreže i obeležavanja karakterističnih tačaka geometrije tunela.

Šesto poglavlje se odnosi na zaključna razmatranja koja su proistekla iz primenjene metode optimizacije lokalne geodetske mreže i dobijenih rezultata. U skladu sa dobijenim rezultatima, predložena su istraživanja koja bi trebalo sprovesti u budućnosti, uz napomenu da bi realizacijom projekta izgradnje beogradskog metroa, prvi put kod nas bile primenjene savremene metode projektovanja lokalnih geodetskih mreža.

2. STANJE U OBLASTI ISTRAŽIVANJA

2.1 DEFINICIJA I PODELA TUNELA

Tunel ili **prokop** je podzemni, a ponekad i podvodni prolazni put. Preciznije, *tunel je podzemna građevina u obliku cevi, otvorene na oba kraja, postavljene horizontalno ili pod blagim nagibom, kroz koju prolazi pruga, saobraćajnica, kanal ili vodeni tok, koji spaja dva dela puta, razdvojena preprekom, koju nije moguće savladati na drugi način.*

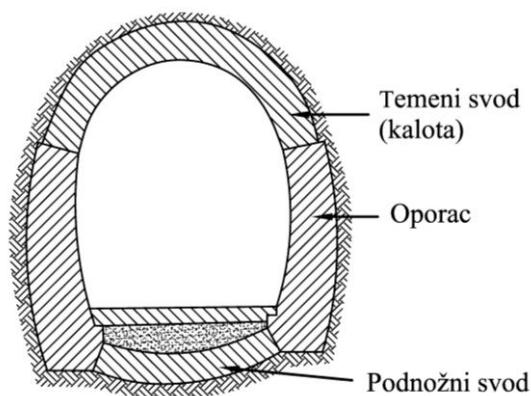
Tunelom se smatra svaki podzemni prolaz, čija je dužina bar dva puta veća od širine i koji je otvoren sa obe, ulazne i izlazne, strane. Međutim, u građevinarstvu postoji strože određenje po kom tunel mora biti dug najmanje 0.16km. Sve kraće od toga se smatra samo podzemnim prolazom ispod nekog prirodnog ili veštačkog objekta. Prema ovom određenju mnoge strukture koje se smatraju tunelima bi izgubile svoj status.

Podzemni prolaz manjeg poprečnog preseka $5-16\text{m}^2$ naziva se **potkop**. Ako je prolaz postavljen vertikalno ili pod nagibom i ima samo jedan otvor, naziva se **okno**.

Uz mostove, tuneli se mogu svrstati u najsloženije građevinske objekte za saobraćaj, koji spajaju dva dela saobraćajnice razdvojene preprekom.

Glavni delovi tunela su:

- temeni svod (kalota);
- oporac;
- podnožni svod.



Slika 2.1. Glavni delovi tunela

Prema nameni tuneli se dele na:

- saobraćajne (metro, drumske, železničke, plovne);
- hidrotehničke (dovodne i odvodne tunele hidrocentrala, tunele u sistemu navodnjavanja);
- komunalne (kanalizacione tunele, kolektore, akvadukte);
- tunele u rudarskoj industriji.

Prema dužini tuneli se dele na:

- male (kraće od 50 m);
- kratke (od 50 m do 500 m);
- srednje (od 500 m do 2200 m);
- duge ili vrlo duge (duže od 2200 m).

Prema veličini poprečnog preseka dele se na tunele:

- malog preseka (do 20 m²);
- srednjeg preseka (do 60 m²);
- velikog preseka (do 120 m²).

Prema položaju na terenu dele se na:

- brdske (padinske, vododelničke);
- podvodne (ispod vodene prepreke);
- gradske (metro).

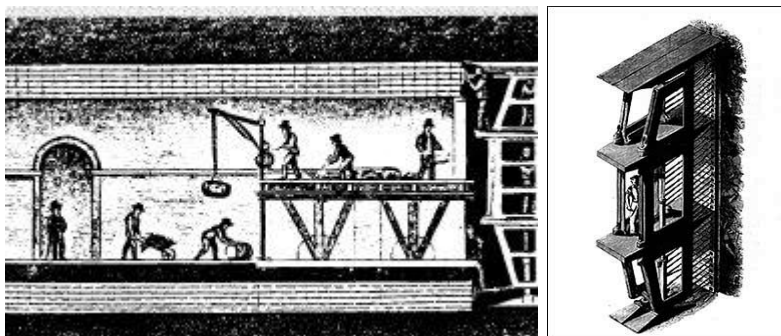
Prema težini rada dele se na:

- lake (kopaju se učvrstoj steni koja ne zahteva podgrađivanja i podziđivanja);
- teške (kopaju se u trošnoj steni koja se raspada);
- vrlo teške (kopaju se u trusnim, mekanim materijalima koji zahtevaju jaku i komplikovanu podgradu).

2.2 ISTORIJAT GRAĐENJA TUNELA

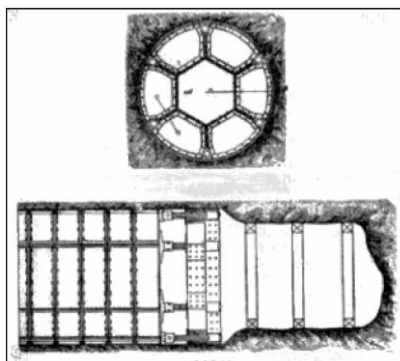
Čovek je od davnina nastojao da za svoje potrebe iskoristi prostor pod zemljom, što se vidi i iz pokušaja prvih rudara u Švajcarskoj da eksploatišu rudna bogatstva 40000.g. p.n.e. (Sofianos 2000). Drevne civilizacije su često vršile iskopavanja tunela, bunara, podzemnih hodnika, ne samo za potrebe rudarstva, već i za potrebe vodosnabdevanja i dnevnog kretanja stanovništva. Antička Grčka, Egipat i Srednji Istok su bila područja na kojima su se često vršila ovakva iskopavanja. Tokom ere Rimskog Carstva došlo je do napretka u tehnici iskopavanja, pa su građeni veći tuneli i vodeni kanali. Vremenom, potreba za podzemnim prostorom i tunelima se brzo povećavala.

U isto vreme, inženjeri su se konstantno usavršavali. Mark Isambard Brunel, američki inženjer francuskog porekla, 1820.g izveo je jedan od pionirskih radova u tunelogradnji. On je prvi primenio gvozdeni štit za iskopavanje deonice tunela ispod reke Temze, dugačke 360m. Gvozdeni štit je imao ulogu potpore u zemljištu koje je bilo isuviše mekano da bi ostalo stabilno tokom oblaganja tunelske cevi betonskim ili gvozdenim oplatama. Ovaj poduhvat se smatrao velikim napretkom u izgradnji tunela, uprkos raznim promašajima i kašnjenjima koja su se dešavala tokom iskopavanja. Tunel je završen nakon 18 godina.



Slika 2.2. Brunelov gvozdeni štit za iskopavanje tunela (Brunel Engine House, Roterhajt, Velika Britanija, 2003.)

Sredinom 19.veka načinjena su dva značajna dostignuća. Džonaton Kauč je u Filadelfiji 1849.g. patentirao tehnologiju bušenja komprimovanim vazduhom, tj. napravio prvu pneumatsku mašinu za bušenje. Žermen Somejler, građevinski inženjer iz Savoja, ostao je upamćen kao prvi inženjer koji je koristio kombinaciju pneumatskog bušenja i dinamita i na taj način postigao rekordnu brzinu u iskopavanju Mon Senis tunela između Francuske i Italije. Britanski inženjer, Džejsms Henri Grejthed, osmislio je prvi kružni štit 1880.g., koji je korišćen u izgradnji londonskog metroa, prvog metroa u svetu.



Slika 2.3. Grejthedov štit iz 1880.g.

U međuvremenu, u Americi, izgradnja tunela Husek u severozapadnom Masačusetsu, je smatrana referentnim projektom tog vremena. Tunel je trebalo da bude 8km dugačak i da prolazi kroz istoimenu planinu. Kopanje je trebalo da se izvede kroz izuzetno kompaktne stene, zbog čega nije moglo da se primeni uobičajeno mehaničko iskopavanje, što je ujedno predstavljalo i glavni izazov u ovom tunnelskom projektu. Prema (White 1998), izvođač radova, firma Munn & Co., je tragala za novim mehanizovanim metodom iskopavanja tunela i nakon nekoliko modifikacija, započela iskopavanje sa mašinom koja se smatra pretečom savremenih TBM mašina. Mašina se sastojala iz drvenih delova, vodenog kotla, preko koga je obezbeđivana energija i prednjeg rotirajućeg točka, opremljenog diskovima za sečenje. Mašina je funkcionisala tako što bi se nakon kratkog pomaka zaustavila, kako bi se u minske rupe postavio barut. Nakon miniranja, mašina bi ponovo započela sa radom. Mašinu je sastavio lokalni mehaničar u Bostonu 1852.g. Međutim, prva primena mašine u izgradnji Husek tunela je bila je neuspešna. Pojavili su se brojni mehanički problemi, pa je projekat napušten na nekoliko godina. Kasnije, 1856.g. ponovo je započeto iskopavanje ovog tunela, ovog puta sa drugog portala i to tehnikom sekvencijalnog iskopavanja i miniranja.

Od vremena pionirskog inženjerstva i pored velikih teškoća, tehnologija izgradnje tunela je postepeno prerasla u široko polje geotehničkog inženjerstva. Važnost radova na infrastrukturi je nametnula ubrzan razvoj metoda, inženjerskih trendova i specijalizovane opreme. Značajne promene u metodama izgradnje tunela nastale su nakon pronalaska baruta, pneumatskih bušilica, zatim, betona, dinamita, mašina za iskopavanje, i na kraju sidara i prskanog betona. Danas, tunelogradnja se oslanja na principe naprednog geotehničkog inženjerstva i teorije konstrukcija. Neophodno je poznavanje mehanike stena, mehanike tla, geofizike i savremenih mernih tehnika u cilju praćenja različitih parametara koji utiču na ponašanje stenskih masa i okolnog zemljišta. Iako se u početku tunelogradnja nije zasnivala na čvrstim teorijskim osnovama, zahvaljujući stečenom znanju u prethodnom periodu, načinjen je veliki napredak u mehanizaciji i mašinama za iskopavanje tunela.

2.3 METODE IZGRADNJE TUNELA

Pod metodom građenja tunela pored samog načina iskopa, podrazumeva se i način osiguranja stabilnosti tunelskog otvora putem privremenih ili stalnih podgrada i obloga.

Metode građenja se dele u tri osnovne grupe:

- klasične metode,
- savremene metode,
- specijalne metode.

Kod klasičnih metoda stenska masa se prilikom iskopavanja značajno remeti, postoje znatni vanprofilski viškovi, podgrađivanje se obavlja drvenom građom, a profil je slabo prohodan za veća vozila.

Kod savremenih metoda stenska masa se ne remeti, profili su pravilni, a podgrada se ne nalazi u profilu, već u steni. Kod ovih metoda se u, stvari, primenjuju poznate, klasične metode u uslovima potpune mehanizacije i primene savremenih materijala.

U odnosu na klasične metode, savremenim metodama se postiže znatno veća brzina iskopavanja. Brzo podupiranje i brzo obziđivanje takođe igra veoma važnu ulogu pri građenju podzemnih objekata.

Za geodetske radove način izgradnje tunela je vrlo bitan jer od njega zavise metode rada, način stabilizacije tačaka i tačnost merenja. Tačnost proboja tunela može biti značajno manja pri izgradnji tunela metodom potkopa, nego pri kopanju tunela u punom profilu. U prvom slučaju obeležavanje projektovane trase može da se koriguje nakon proboja, dok u drugom slučaju proboj tunela je neophodno ostvariti u okviru unapred postavljenih zahteva tačnosti, tj. nikakve naknadne korekcije obeležene trase nisu moguće.

2.3.1 Klasične metode građenja tunela

Od klasičnih metoda iskopavanja tunela, za iskopavanje tunela metroa preporučuju se:

- metoda isecanja i natkrivanja i
- metode miniranja (nova austrijska metoda, nemačka metoda i belgijska metoda).

Metoda isecanja i natkrivanja je uobičajena metoda iskopavanja koja se dobro pokazala kod plitkih tunela. Raskopavanje terena do donje kote tunela, izgradnja konstrukcije tunela i natkrivanje tunela novim zemljištem su tri osnovne faze ove metode.

Sekvencijalna metoda iskopavanja, poznata još kao **Nova austrijska metoda (NATM)**, se smatra prilično sporom metodom, ali korisnom na područjima sa kojih ne mogu da se izmeste već postojeće strukture (npr. podzemna železnica ili kanalizacija). Najpre se lokacija na kojoj se gradi tunel podeli na segmente. Segmenti se zatim, najčešće mašinski, iskopavaju i odmah se postavljaju privremene podgrade da bi se izbegle veće deformacije stenskih masa. Pre iskopavanja mora da se izvrši odvodnjavanje zemljišta i fugovanje (zalivanje) eventualnih pukotina u cilju njegovog stabilizovanja. NATM nije klasična metoda, ako se pod metodom podrazumeva tehnologija gradnje koja se može prikazati šemom iskopa i nacrtima podgrade. To je više skup principa koji bi trebalo da se poštuju tokom izgradnje tunela.

Nemačka metoda ili tzv. metoda tri iskopa često se primenjuje za veće profile podzemnih prostorija. Da bi se uštedelo na materijalu podgrade, kalota iskopa i oplata za definitivnu oblogu oslanja se na centralno jezgro koje se iskopa tek nakon što je izveden svod definitivne obloge. Primjenjuje se za teške uslove građenja, na primer kada postoji veliko prisustvo vode.

Belgijska metoda podrazumeva sekvencijalno iskopavanje gornjeg, srednjeg i donjeg profila tunela. Ima primenu u stenama gde nema velikog opterećenja. Nakon iskopa smernog potkopa, profil se bočno proširuje, čime se tlo ispod već iskopanog dela profila oslobađa od intenzivnih naprezanja. Time se olakšava kasniji iskop donjeg dela profila. Nakon što je iskopan gornji deo profila celom širinom, oblaže se svod tunela. Zatim, iskopava se srednji deo profila prema dole uz istovremeno podupiranje izvedene kalote obloge. Nakon iskopavanja donjeg dela profila celom širinom, oblažu se bočni zidovi tunela. Na kraju, ako je potrebno, gradi se podnožni svod.

2.3.2 Savremene metode građenja tunela

1) Izbijanje punog profila bez podgrađivanja

Ovaj način rada se primenjuje u čvrstim do manje ispucalim stenama, kod tzv. lakih tunela. Međutim, i kod ovakvih tunela postavlja se zahtev za betoniranjem, na primer, u slučaju potrebe za hidroizolacijom ili osvetljenjem kod sobračajnih tunela.

Bušenje se vrši pomoću specijalnih portalnih bušilica i to prema određenoj šemi bušenja sa onolikim brojem bušotina i takvim rasporedom koji će omogućiti da se sa minimalnom količinom eksploziva dobije što veća količina izbijenog materijala.

2) Izbijanje tunela bez podgrađivanja sa primenom potkopa

U čvrstoj steni tunel može da se izbija pomoću dva potkopa. Jedan potkop tzv. pionir potkop, radi se sa strane paralelno sa tunelom na razmaku oko 20 metara. Pionir potkop se radi ispred tunelskog potkopa i služi za upoznavanje terena, za transport, provetravanje, odvodnjavanje, provođenje instalacija i dr. Tunelski potkop ili potkop za napredovanje je u centru poprečnog profila tunela površine 5-10m².

Iz potkopa se buše nizovi radijalnih bušotina sa naročito postolja koje je učvršćeno razuporama. U jednom nizu se buši 20-30 bušotina.

Paljenje mina se vrši električnim putem; jedan niz se pali odjednom a ostali nizovi, u kratkom vremenskom razmaku pale se milisekundnim upaljačima. Dobra strana ovog načina je u tome što se betoniranje može vršiti bez smetnji i neposredno pratiti prošireni deo tunela.

3) Izbijanje punog profila sa podgrađivanjem

Zadatak podgrađivanja u tunelu je da zadrži izbijeni deo profila dovoljno dugo bez štetnih deformacija, dok se ne izradi predviđena stalna konstrukcija koja će obezbediti konačnu ravnotežu.

Postavljena podgrada imaće dimenzije pri kojima se mogu očekivati optimalne veličine pritiska, tj. one sa kojima se računa statička stabilnost konstrukcije.

Pored statičke uloge, koja se redovno javlja u slabim stenskim masama, podgrada u čvrstim stenama se daje kao zaštita od ispadanja manjih komada stena.

4) Delimično izbijanje profila

Izbijanje profila može se vršiti delimično, uz primenu savremenih načina izrade. Ovakav način može se primeniti u čvrstim stenama, kada je profil tunela veći, a dužina kraća. S obzirom da izbijeni otvor može neko vreme da stoji bez podgrađivanja, to vreme se koristi za izradu privremene konstrukcije, s tim da će ona biti sastavni deo konačnog oblaganja tunela.

Iskopavanje se vrši u segmentima dužine od 0.60 do 1.30m i odmah se vrši obzidičavanje prskanim betonom. Kada se izbije puni profil betonira se podnožni svod, stavlja izolacija i konačno unutarnji svod.

5) Metoda centralne grede

Primenjuje se u stenama u kojima se brdski pritisak ne razvija brzo, kao što je glina, i to većinom za manje profile od 4 do 5 metara visine.

Kalota se oblaže lakim metalnim segmentima, širine oko 0.70m. Ovi metalni segmenti se spajaju među sobom zavrtnjima i podupiru se neposredno razupornim podupiračima koji se oslanjaju prvo na privremeni prag, a zatim na centralnu gredu. Centralna greda zatim služi kao oslonac za razupirače pri iskopu donjeg dela profila. Ovom metodom može se postići napredovanje od 1.5 do 3.0m gotovog tunela na jednom napadnom mestu.

2.3.3 Specijalne metode građenja tunela

2.3.3.1 Keson

Keson predstavljaju čvrste komore koje se ukopavaju u tlo. Proces iskopavanja tla se odvija iz radne komore, koja se sastoji od zidova oblika klina, visine 2 do 3 metra (tzv. sečiva), koji okružuju temeljnu ploču. Kada se iskopavanje odvija ispod nivoa podzemnih voda, radna komora se održava "suvom" pomoću komprimovanog vazduha. Iskopani materijal iz radne komore se meša sa vodom i ispumpava u obližnji bazen. Da bi keson mogao postepeno da tone u zemljište, potrebno je da težina kesona zajedno sa eventualnim balastom stvara silu veću od sume sila koju čine otpor sečiva, trenje zidova i vođeni ili vazdušni pritisak. U cilju smanjenja trenja zidova udubljenje načinjeno iznad sečiva se puni smešom bentonita. Ova metoda se obično koristi za izgradnju podzemnih stanica metroa.

2.3.3.2 TBM metoda

Mašina za probijanje tunela (Tunnel Boring Machine-TBM) je mašina za iskopavanje tunela sa kružnim presekom. Može da se koristi za iskopavanje svih vrsta stena, od čvrstog kamena do peska. Prečnik tunela može da varira od jednog metra, kada se tunel kopa mikro mašinom za bušenje, pa do 19.25 metara.



Slika 2.4. Tunnel Boring Machine

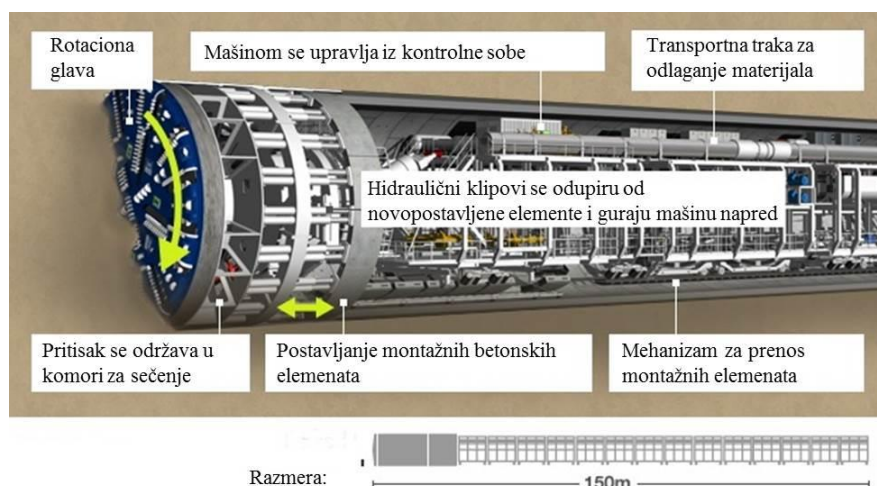
Pre nego što je konstruisana prva TBM mašina, iskopavanje u čvrstim i veoma čvrstim stenskim masama se obavljalo najčešće uz pomoć eksploziva. Kod iskopa eksplozivom potrebno je izvršiti niz uzastopnih, odvojenih operacija, kao što su bušenje, miniranje, provetravanje, skidanje nestabilnih blokova, utovar i transport. Ove operacije nije moguće izvesti paralelno, pogotovo ako su teži uslovi za rad. Pored toga, miniranje ima i druge nepogodnosti: pre svega, opasnost od miniranja, zatim, velika rastresanja stenske mase, kao i mogući veliki prekopi ili potreba za kasnijim proširenjem tunelske cevi. Zbog ovih činjenica odavno se radilo na konstrukciji mašina koje bi bile pogodnije za iskope. O prvim pokušajima je već bilo reči u ovom poglavlju. Moderna era tunelskih rotacionih mašina, koje se još uvek razvijaju, započela je 1955.g., kada je kompanija **Robbins** iz Sjedinjenih Američkih Država konstruisala prvu ovakvu mašinu. Od tada je ova kompanija vodeća u svetu po izradi ovih mašina.

Pomoću TBM mašina izgrađen je tunel Seikan u Japanu, koji spaja ostrva Honšu i Hokaido, dug 53.85km. Ovaj tunel je, do otvaranja tunela Gotard u junu 2016. godine, bio najduži železnički tunel u svetu.

Istim mašinama izgrađen je i tunel Lamanš, dužine 50 km. Ovaj sistem ima dva servisna tunela prečnika 5.38m i dva glavna sa prečnikom 8.8m. Glavni tuneli rađeni su sa 6 ovakvih mašina od strane Engleske, i sa 5 od strane Francuske. S obzirom da je dubina kanala ispod Lamanša oko 100 metara, mašine su konstruisane tako da mogu da podnesu hidrostatički pritisak do 10 bara. Ove mašine predstavljaju poslednje dostignuće u ovoj tehnici, sa napredovanjem radova od 500 metara za mesec dana.

Glavni deo TBM-a je rotaciona bušačka glava, koja je jednaka prečniku tunela. Na glavi se nalazi veći broj kotrljajućih rezača, čiji oblik zavisi od karakteristika stenske mase. Rezači se kreću po koncentričnim krugovima po čelu iskopa. Pri tom na njih deluje pritisak tako da oštrica rezača deluje poput klina, koji razara stenu u obliku pločica. Hidrauličnim sistemom za potiskivanje, bušačka glava je snažno pritisnuta uz čelo iskopa, zatezni uređaji fiksiraju mašinu, a pogonski agregat vrši rotaciju glave.

Otkopani materijal se automatski prikuplja i odvodi putem transportnih traka. Takođe, sastavni delovi mašine su mehanizmi za otpušivanje i ventilaciju. Navođenje je automatizovano. S obzirom da je profil kružnog oblika, postoje povoljni uslovi za izradu obloga od prefabrikovanih montažnih elemenata, koji su se ranije izrađivali od livenog gvožđa, a danas od armiranog betona. Mašina vrši iskopavanje dok iskop ne dostigne širinu montažnog elementa (Ghassemi 2008). Nakon toga se započinje sa oblaganjem tunela. Elementi se međusobno spajaju posebnim spojnicama, a zatim se prostor između elemenata i okolnog tla zaliva cementom. Kada se postavi jedan set montažnih elemenata, dovozi se drugi i nastavlja sa iskopavanjem.



Slika 2.5. Osnovni delovi TBM-a

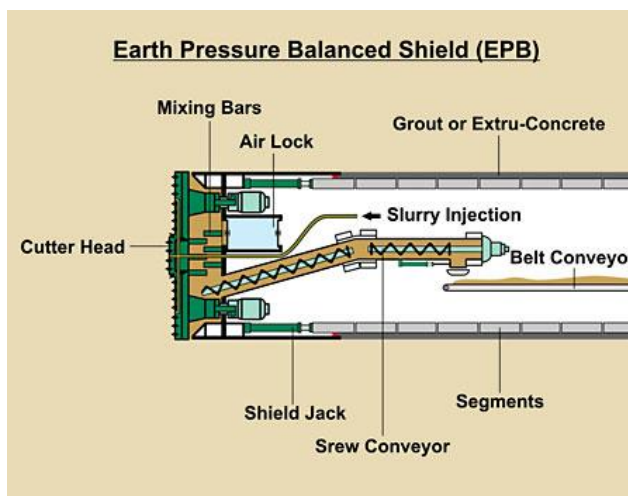
2.3.3.2.1 Tipovi mašina za iskopavanje tunela

S obzirom da se gradski tuneli obično grade u teško pristupačnim i skućenim gradskim prostorima, jedan od osnovnih uslova koji se postavlja pred projektante i izvođače radova je što manje pomeranje tla (Sirivachiraporn 2012), kako bi se sačuvali postojeći objekti iznad i u okolini planirane trase tunela.

Uobičajen metod iskopavanja tunela bez značajnijeg „uznemiravanja“ tla je iskopavanje uz održavanje pritiska u zemljištu nepromenjenim tokom i nakon izgradnje tunela. Tokom izvođenja ovakvih radova mogu da se jave određene poteškoće, pogotovo kada se iskopavanje vrši u zemljištu sa različitim slojevima stena (na primer: iskop u zemljištu gde je gornji sloj čela iskopa vlažan pesak, a donji čvrsta stena). U ovakvim slučajevima se koristi **EPB TBM (Earth pressure balance-EPB)**.

Posebna odlika EPB mašina je ta što direktno koriste iskopan materijal kao medijum za potporu. Ovaj metod je posebno pogodan za kohezivna zemljišta niske vodopropusnosti, sa visokim slojem gline i sadržajem mulja. Iskopani materijal se ubacuje u specijalnu komoru, smeštenu odmah iza bušačke glave. Tu se pomoću posebnih alatki postavljenih na unutrašnjoj strani bušačke glave i pregradnog zida komore meša sa već pripremljenim aditivima dok se ne postigne željena konzistencija, nalik pasti.

Pregradni zid prenosi pritisak potisnih cilindara na pastu. Kada se pritisak paste u komori izjednači sa pritiskom okolnog zemljišta i podzemnih voda, obezbeđena je stabilnost čela iskopa. Sprečava se nekontrolisano upadanje iskopane zemlje u mašinu i stvaraju se uslovi za brzo napredovanje mašine (<https://www.herrenknecht.com>).



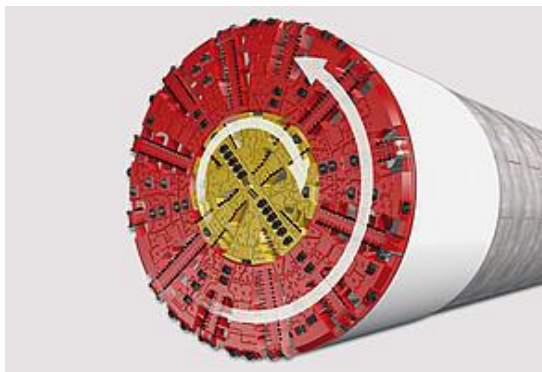
Slika 2.6. EPB tip mašine (www.facesupport.org)

Preostali iskopani materijal se pužastim transporterom prenosi iz komore na trakasti transporter. Postojanjem interakcije između brzine protoka materijala pužastog transportera i brzine napredovanja mašine precizno se kontroliše potporni pritisak paste na okolno tlo. Ravnoteža u komori za iskopani materijal se konstantno nadgleda pomoću senzora za merenje pritiska u zemljištu. Na ovaj način, operator na TBM-u može fino da uskladi sve parametre iskopa, čak i pod promenljivim geološkim uslovima. Time se omogućava brže napredovanje mašine uz minimalan rizik od izdizanja ili sleganja tla.

S obzirom da neki tipovi zemljišta u svom prirodnom stanju nisu pogodni za iskop EPB mašinom, neophodno je izvršiti njihovo kondicioniranje. Kondicioniranje je proces prilagođavanja zemljišta ubrizgavanjem različitih aditiva, kao što su bentonit, surfaktanti, voda, razni polimeri ili pena, koji sistematski menjaju karakteristike zemljišta, na primer plastičnost, teksturu ili vodopropustljivost. Kondicioniranjem zemljišta se povećava područje primene i postiže brži napredak EPB mašine čak i u heterogenim zemljištima koja sadrže šljunak, pesak ili vodu, ili u nestabilnim geološkim uslovima (<https://www.herrenknecht.com>).

Neke kompanije su razvile novi koncept bušačke glave za potrebe iskopa tunela prečnika većeg od 10m u visoko abrazivnom tlu. U ovom slučaju bušačka glava EPB mašine se sastoji od dva sekuća točka, postavljena u istu operativnu ravan, koja mogu da rotiraju nezavisno jedan od drugog u oba smera. Na ovaj način se veliki obrtni moment postepeno prenosi na zemljište, započinjući iskop sa centralnim točkom, čime se umanjuju uobičajena oštećenja na kotrljajućim rezačima. Za transport iskopanog materijala spoljašnjim sekućim točkom postavljena su dva pužasta transportera u donjem delu štita. Manji pužasti transporter u centru štita služi za uklanjanje materijala iskopanog centralnim točkom.

U kohezivnim zemljištima sa povećanim vodenim pritiskom nije moguće sa konvencionalnim pužastim transporterima izgraditi dovoljno veliki potporni sloj paste koji bi održavao izbalansiran pritisak. U takvim slučajevima se umesto pužastih transportera koriste klipne pumpe, koje u potpunosti zapečate sistem iza transportera.



Slika 2.7. EPB mašina sa spoljašnjim i centralnim sekućim točkom (<https://www.herrenknecht.com>)

Kompresovan, iskopani materijal se pumpa u drugi sistem za transport. U nekohezivnim zemljištima sa velikom količinom vode koristi se poseban dodatak kojim se povezuje izlazni port pužastog transportera sa sistemom za cirkulisanje bentonit smeše. U komori se iskopani materijal meša sa suspenzijom bentonita koja služi kao transportni medijum. Centrifugalne pumpe dalje transportuju suspenziju preko transportne linije do postrojenja za separaciju. Separisani bentonit se zatim vraća u sistem preko „linije za napajanje“. Transport iskopanog materijala je ovim prebačen na hidrauliku, a mašina nastavlja da radi u „slurry“ modu.

Kod **TBM mašina sa kombinovanim štitom** (<https://www.herrenknecht.com>) moguće je vrlo precizno kontrolisati potporni pritisak u komori za iskopani materijal pomoću vazdušnog jastuka. Karakteristična osobina ovih mašina je ekskavaciona komora koja je podeljena tzv. „potopljenim“ zidom. Prednji odeljak komore je potpuno ispunjen suspenzijom za potporu celog čela iskopa. Suspenzijom je ispunjeno i oko dve trećine zadnjeg odeljka između „potopljenog“ zida i zida radne komore. Kontra-pritisak potreban za čelo iskopa se postiže pomoću kompresibilnog vazdušnog jastuka u gornjem, neispunjenom delu zadnjeg odeljka. Komunikacija između dva odeljka se odvija kroz „potopljeni“ zid preko komunikacionih pumpi.

Stanje pritiska se permanentno prati pomoću potpuno automatizovanog kontrolnog kružnog sistema. Čak i male promene pritiska i zapremine u heterogenom tlu moguće je precizno kontrolisati direktno kroz vazdušni jastuk.

Mašina sa kombinovanim štitom može bezbedno da se koristi i pri vodenom pritisku većem od 15 bara zahvaljujući zatvorenom hidrauličnom kružnom bentonit sistemu. U tom slučaju potrebno je formirati zaptivni sloj između mašine i tla koje se iskopava pomoću višestrukog zaptivnog sistema. Glavni zaptivni pogon je dizajniran kao sistem zasebnih komora sa zaptivnom smesom. U zadnjem delu mašine, spojevi između štita i betonskih segmenata se zaptivaju sistemom žičanih četki. Uloga ovih četki je da spreče curenje maltera u mašinu, koji se tokom iskopavanja ubrizgava sa spoljne strane postavljenog segmenta, kako bi se sprečilo sleganje tla nad tunelom. Žičane četke predstavljaju i barijeru za podzemne vode. Da bi bile vodonepropusne podmazuju se posebnim uljem tokom celog procesa iskopavanja. Četke se zavare unutar štita tokom izgradnje TBM-a. Potrebno ih je zameniti kada se istroše ili izgube svoju nepropustljivost. Dizajniraju se u skladu sa uslovima tla i osobinama TBM-a.

Prilikom iskopavanja u nekohezivnim, heterogenim zemljištima mašinom sa kombinovanim štitom, iskopani materijal se često sastoji od velikog kamenja i blokova. Ovi blokovi moraju da se usitne na manje komade, pogodne za transport. Za usitnjavanje se koristi čeljusna drobilica, koja je smeštena ispred ulazne rešetke. Veličina usitnjenog kamenja varira u zavisnosti od dizajna drobilice i dijametra štita. Dodatno, ulazna rešetka je postavljena ispred usisnog otvora transportne linije za bentonit kako bi zadržala nedovoljno usitnjen materijal i tako zaštitila mašinu od problematičnog otpada. Ako mašina prolazi kroz kohezivno zemljište, fine granulacije, alternativno se postavljaju rotacione drobilice sa mešalicom. One imaju funkciju ulazne rešetke tokom usitnjavanja. Dve bočne mešalice podržavaju protok materijala u invertni odeljak.



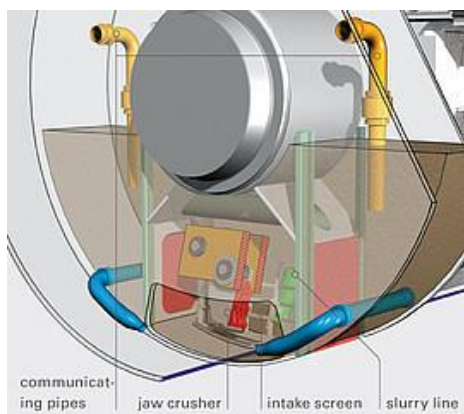
Slika 2.8. Čeljusna drobilica (levo) i rotaciona drobilica sa mešalicama (desno)
(<https://www.herrenknecht.com>)

Začepljenje u sekućem točku i u komori za iskopani materijal može da izazove veća oštećenja i uspori napredak mašine. Stoga je razvijeno više specijalnih rešenja za optimizaciju protoka materijala, koji uključuju:

- sekući točkovi sa relativno otvorenim centralnim delom koji dozvoljava optimalan protok iskopanog materijala,
- povećan protok suspenzije u zonama sklonim začepljenju optimiziranjem šeme hidrauličnog i mehaničkog transporta,
- sisteme za separaciju bentonita sa prilagodljivom jačinom mlaza u pumpama na sekućem točku, „potopljeni“ zid, otvaranje „potopljenog“ zida, drobilicu i rešetku.

Izolovani invertni luk je rešenje koje je razvijeno posebno za kohezivna zemljišta. Invertni luk je izolovan od ostatka radne komore zatvarajućim pločama, omogućavajući zatvoren protok materijala od ekskavacione komore kroz otvor „potopljenog“ zida do usisnog otvora transportne linije za bentonit. Protok zahvata iskopano zemljište, izbegavajući depozite ili začepljenja u invertnoj sekciji. Time se smanjuje potreba za čišćenjem ekskavacione komore i izbegavaju oscilacije pritiska u čelu iskopa zbog zastoja mašine. Ovde se komunikacija između pritisaka u ekskavacionoj i radnoj komori odvija preko dve balansne linije, ili komunikacionim cevima, a ne kroz otvoren „potopljeni“ zid.

Tokom iskopa mašinom sa kombinovanim štitom formira se filter na sastavu između tla i bentonit suspenzije. Ova gotovo nepropusna membrana obezbeđuje neophodni potporni pritisak i u isto vreme omogućava zaptivanje čela iskopa od podzemne vode. Tokom procesa iskopavanja, sekući točak, rezači i druge komponente moraju da se kontrolišu, održavaju i sve prepreke da se uklone. Za ove potrebe količina suspenzije u radnoj i ekskavacionoj komori se delimično smanjuje usled uvođenja kompresovanog vazduha. Zatvaranjem otvora na „potopljenom“ zidu, količina suspenzije u radnoj komori može da se svede na minimum, omogućavajući rad u invertnoj sekciji.



Slika 2.9. Izolovani invertni luk (<https://www.herrenknecht.com>)

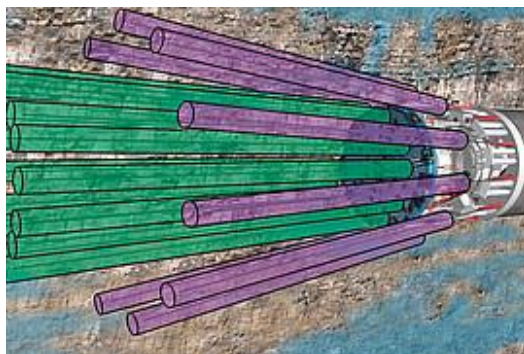
Tokom iskopa mašinom sa kombinovanim štitom formira se filter na sastavu između tla i bentonit suspenzije. Ova gotovo nepropusna membrana obezbeđuje neophodni potporni pritisak i u isto vreme omogućava zaptivanje čela iskopa od podzemne vode. Tokom procesa iskopavanja, sekući točak, rezači i druge komponente moraju da se kontrolišu, održavaju i sve prepreke da se uklone. Za ove potrebe količina suspenzije u radnoj i ekskavacionoj komori se delimično smanjuje usled uvođenja kompresovanog vazduha. Zatvaranjem otvora na „potopljenom“ zidu, količina suspenzije u radnoj komori može da se svede na minimum, omogućavajući rad u invertnoj sekciji.

TBM sa jednim štitom (<https://www.herrenknecht.com>) je idealna mašina za iskop tunela kroz stene i druga stabilna zemljišta bez prisustva podzemnih voda. Prilikom iskopa sekući diskovi na rotirajućoj bušačkoj glavi su pritisnuti uz čelo iskopa pritiskom od 32 tone po disku. Usled kotrljajućih pokreta diskova, pojedinačni komadi, tzv. „čips“, se odvajaju od stene. Vodeni mlazovi mogu da ohlade diskove i smanje količinu prašine. Vedrice postavljene na glavi mašine preuzimaju iskopani materijal. Pod uticajem gravitacije, dok bušačka glava rotira, vedrice klize u centar mašine, prolaze kroz levak i trakastim transporterom se uklanjaju iz tunela.

Ekskavacioni dijametar mašine sa jednim štitom je veći od dijametra štita. Pored toga, ekskavaciona osa bušačke glave je nešto viša u odnosu na osu mašine. Zbog razlike u dimenzijama bušačke glave i štita, mašina se lakše kontoliše i sprečava njeno zaglavljivanje u stenama. Ploče za stabilizaciju integrisane u štit mogu da se oslone i na već iskopanu deonicu tunela, čime se smanjuju vibracije i stabilizuje mašina tokom iskopa.

Za kontrolu mašine koriste se čvrsto postavljen pogon sa upravljačkim cilindrima, pokretan artikulacioni pogon, ili pogon podržan hidrauličnim dizalicama sa kardanskim spojevima (torque box drive), što je čini prikladnom za tunele malih radijusa. Sa svim tipovima pogona bušačku glavu je moguće povući unazad ka mašini, čime se dobija direktan pristup čelu iskopa. To znači da se dotrajali diskovi mogu lako zameniti. Tokom iskopa cevovoda bušačka glava može da se rotira u oba smera čime se sprečava rizik od valjanja mašine.

Mašine sa jednim štitom su osigurane u tlu pomoću segmenata u vidu cevi. Ovo umanjuje zavisnost između iskopa i oblaganja tunela u krtim stenama ili stenama sa malom snagom. Mašina je zaštićena sve vreme, obično nisu potrebna dodatna merenja za procenu zaštite stena, pa mogu da se izbegnu zastoji u iskopu. Kondicioniranje zemljišta povećava područje primene u geološkom smislu. Priliv vode tako može da se smanji na meru koju je lako kontrolisati. Za te potrebe se ispred čela iskopa, kroz bušačku glavu i štit pomoću bušilica postavlja injekciona smesa, čime se formira drenažni sistem za kontrolisan odvod vode iz stena.



Slika 2.10. Šematska ilustracija injekcije mase ispred TBM štita (<https://www.herrenknecht.com>)

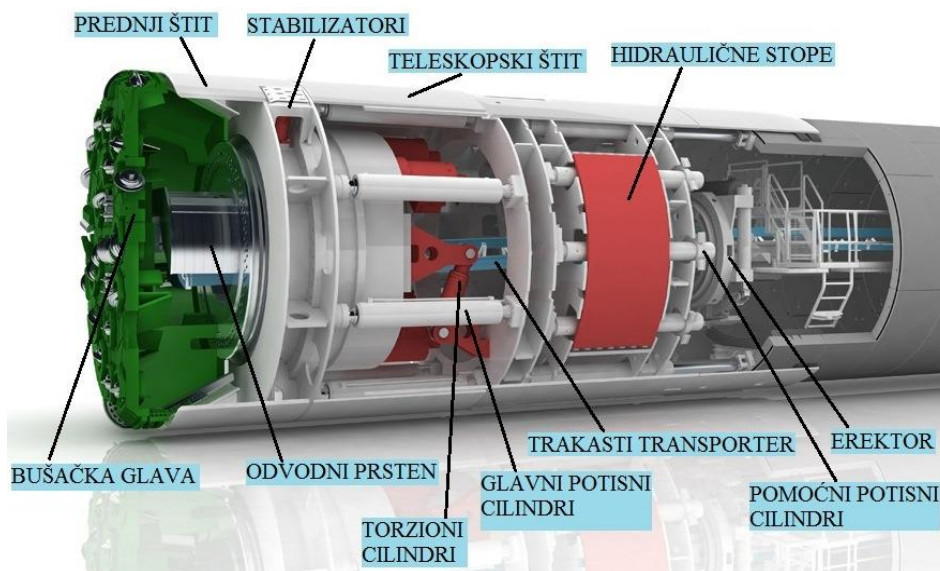
Iskopavanje tunela u čvrstim stenama, čija snaga na nekim mestima iznosi i do 250 MPa, zahteva enormnu silu. Sekući diskovi mogu da razbiju stensku masu samo pod jakim kontaktnim pritiskom. Ako su odlomljeni komadi stena veliki, to je dokaz brzog iskopa sa optimalnom silom pritiska i malim habanjem sekućih diskova. Ako je kontaktni pritisak isuviše mali, stenska masa se ne lomi na idealan način, pa se diskovi brže troše. Sa malim dijametrom za iskop i ograničenim prostorom, sekuće alatke, posebno dizajn bušačke glave, obrtni moment i kontaktni pritisak moraju da budu tačno kordinisani, uzimajući u obzir očekivane geološke uslove.

Optimalni raspored sekućih diskova na bušačkoj glavi i pogoni sa snažnim obrtnim momentom i velikim kontaktnim pritiskom su najvažniji faktori za osiguravanje brzog iskopa tunela sa što je moguće manjim habanjem sekućih alati.

Jednostavan koncept iskopa tunela u kombinaciji sa širokim područjem primene mašinu sa jednim štitom čini univerzalnom za iskop u čvrstim stenskim masama. U mnogim slučajevima, one predstavljaju optimalno rešenje za iskop u stenama sa velikom snagom, bilo da je u pitanju tunel sa segmentnom oplatom ili cevovod. Pored toga ove mašine se uspešno koriste u tlu sa podzemnim vodama uz primenu kondicioniranja zemljišta.

TBM sa duplim štitom (<https://www.herrenknecht.com>) je tehnički najsofisticiranija mašina za iskop tunela. U njoj su objedinjeni principi funkcionisanja mašine sa štitom za stabilizaciju (Gripper TBM) i mašine sa jednim štitom. Pod stabilnim geološkim uslovima, kombinacija metoda omogućava postavljanje betonskih segmenata uporedo sa iskopom tunela, postižući na taj način vrlo visoke preformanse iskopa. Stoga je ova tehnologija izuzetno pogodna za iskop dugačkih tunela u čvrstim stenama.

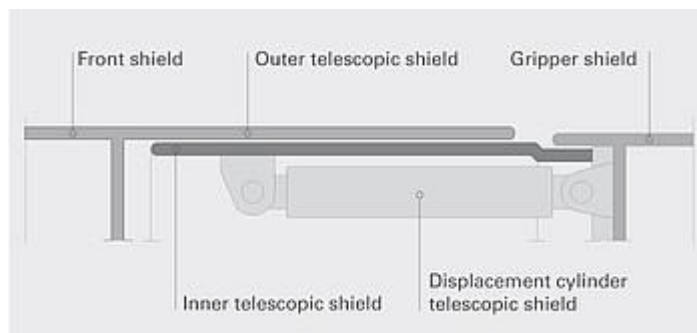
Mašina sa duplim štitom se sastoji od dve glavne komponente: 1) prednjeg štita sa bušačkom glavom, glavnog ležišta i pogona i 2) štita sa hidrauličnim stopama za stabilizaciju mašine (gripper shield), pomoćnih potisnih cilindara i zadnjeg dela štita. Glavni potisni cilindri povezuju dva dela štita, koji su zaštićeni teleskopskim štitom na mestu gde se prednji štit i štit za stabilizaciju preklapaju. Zbog toga se mašine sa duplim štitom još nazivaju mašine sa teleskopskim štitom. U stabilnim stenama mašina se oslanja na bočne zidove tunela pomoću hidrauličnih stopa. To znači da prednji štit može da napreduje nezavisno od štita za stabilizaciju pomoću glavnih potisnih cilindara.



Slika 2.11. Ilustracija tipične mašine za segmentno oblaganje sa teleskopskim štitom (<https://www.herrenknecht.com>)

Sile reakcije se tokom iskopavanja prenose na stensku masu preko hidrauličnih stopa. Uporedo sa trajanjem iskopa postavljaju se betonski segmenti u zadnjem delu štita. Pomoćni potisni cilindri služe samo da osiguraju položaj postavljenog segmenta. Kada je oplata postavljena, hidraulične stope se uvlače i pomoćni potisni cilindri vraćaju štit za stabilizaciju iza prednjeg štita. Ovaj proces traje samo nekoliko minuta, što znači da je iskop skoro neprekidan. U idealnim stenskim formacijama, mašina sa dupli štitom može da radi bez segmentnog oblaganja.

U zoni stenske mase sa malom snagom, stabilizacija mašine hidrauličnim stopama nije moguća. Na ovim deonicama teleskopski štit može potpuno da se uvuče delovanjem pomoćnih potisnih cilindara tako da prednji štit i štit za stabilizaciju čine jedinstvenu celinu. Kao i kod mašine sa jednim štitom, hidraulični klipovi se oslanjaju na poslednji postavljeni segmentni prsten i time podstiču napredovanje mašine. Iako iskop i izgradnja prstenova u ovim geološkim uslovima ne mogu da se obavljaju uporedo, ovaj diskontinuitet u iskopu dovodi do veće sigurnosti na teškim deonicama tunela.



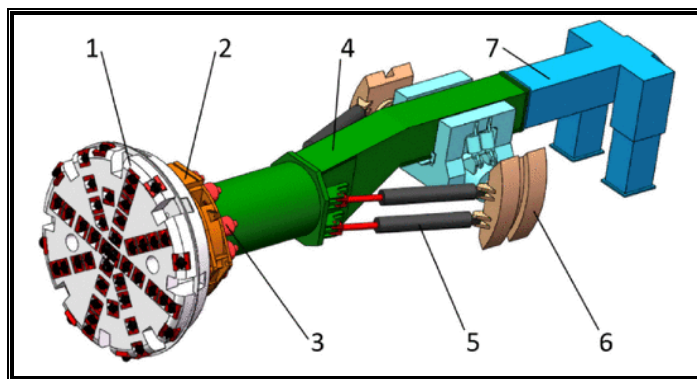
Slika 2.12. Pokretni teleskopski štit (<https://www.herrenknecht.com>)

Mašine sa duplim štitom imaju realtivno dugačak štit. U slučajevima konvergencije konture iskopa, postoji opasnost da se mašina zaglavi u stenskoj masi. Ovaj problem može da se reši pomoću profilisanih dijametara štita i vertikalnih smicanja podužnih osa bušačke glave, prednjeg štita i štita za stabilizaciju. Stenski otpad može da blokira teleskopski sastav ili prostor između betonskih segmenata i okolnog zemljišta, što otežava pomeranje štita za stabilizaciju. Kao protivmeru, mašine sa duplim štitom obično imaju teleskopski štit koje se pomera nezavisno od druga dva štita. Dodatnim pomeranjem cilindara, može da se obezbedi pristup tunelskom zidu radi čišćenja ili realizacije mera bezbednosti. Otvoren teleskopski odeljak može da se zaštiti postavljanjem niza lučnih cevi iznad TBM-a, pomoću bušilica kroz portove na štitu. Više takvih cevi postavljenih jedna pored druge čine zaseban „štit“, koji ima ulogu potpore. Pod njim tuneli velikog prečnika mogu da se iskopavaju tehnikom miniranja duž kratkih deonica.

Za dijametre od 2.8 do 6 metara mašine sa duplim štitom su opremljene sa trajno ugrađenim pogonom. Pogon može da sadrži pravo postavljene glavne potisne cilindre ili cilindre postavljene u „V“ položaju. Kontrola iskopa se vrši direktno preko cilindara. Za dijametre veće od 6 metara, obično se upotrebljavaju pokretni pogoni sa dodatnim pneumatskim cilindrima. Kontaktni pritisak pogona može da se meri direktno preko cilindara, čime se optimizuje potrošnja energije. „Torque box“ pogon podržan hidrauličnim dizalicama sa kardanskim spojevima omogućava horizontalno i vertikalno pomeranje pogona. Na taj način može precizno da se upravlja bušačkom glavom u svim pravcima, a moguće je načiniti i „overcut“, tj. iskop većeg dijametra od dijametra štita. Bušačka glava može da se povuče unazad primenom bilo kog tipa pogona, čime se omogućava direktan pristup čelu iskopa.

TBM sa štitom za stabilizaciju, zahvaljujući specifičnoj metodi potpore stenske mase, je pogodan za brz mehanizivani iskop u stenama srednje i velike snage. U geološkim formacijama sa frakturama, direktno na TBM-u, iza bušačke glave, instalirani su različiti sistemi za trenutnu potporu okolne stenske mase (<https://www.herrenknecht.com>).

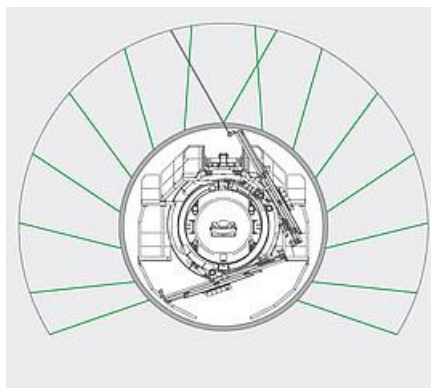
Prilikom postavljanja oplata, mašina se oslanja od zid prethodno iskopane tunelske deonice pomoću ekstenzibilnih hidrauličnih cilindara. Bočno postavljene hidraulične stope su ključni element mašine ovog tipa. Nakon toga, potisni cilindri podupiru jedinicu za stabilizaciju, tj. hidraulične stope i guraju mašinu napred, prema čelu iskopa. Nekoliko teleskopskih parcijalnih štitova sprečava vibracije mašine tokom iskopa, čime se umanjuju oštećenja na mašini. Invertni štit služi kao još jedna klizna hidraulična ploča za TBM. Bočni parcijalni štitovi su pritisnuti uz stensku masu što takođe ima efekat stabilizacije. Krovni štit podupire stensku masu i služi kao zaštita za osoblje i instalacije na mašini od mogućeg urušavanja stenske mase. Nakon završenog parcijalnog iskopa, iskop se prekida i jedinica za stabilizaciju se pomera napred.



Slika 2.13. Struktura otvorenog tipa TBM-a: 1) Bušačka glava; 2) Podrška bušačke glave; 3) Trakcioni motor; 4) Glavna greda; 5) Potisni cilindar; 6) Sistem za stabilizaciju (hidraulične stope); 7) Zadnji oslonac (Han et al. 2015)

Glavna greda je pozicionirana u centru mašine. Greda se kreće horizontalno i vertikalno pomoću hidrauličnih cilindara u oblasti jedinice za stabilizaciju, što omogućava preciznu kontrolu TBM-a. Trenutna pozicija TBM-a se permanentno prati i, ako je potrebno, podešava u odnosu na projektovanu trasu tunela.

TBM sa štitom za stabilizaciju je mašina za iskop tunela otvorenog tipa. Stoga, performanse iskopa zavise od vremena potrebnog za osiguranje stenske mase. U geološkim formacijama teškim za iskopavanje, neophodno je sprovesti sveobuhvatne mere u cilju privremenog osiguranja stenske mase odmah iza bušačke glave. U takozvanoj L1* radnoj oblasti, osiguranje se postiže uglavnom tako što se stenska masa obezbeđuje ankerima, čeličnim oblogama i lukovima. Sondiranje i, ako je neophodno, kondicioniranje zemljišta ispred mašine izvodi se pomoću dodatne opreme za bušenje. Voda iz stena se ispumpava kroz drenažni sistem u invertnoj sekciji mašine. Zidovi iskopanog dela tunela se trajno osiguravaju prskanim betonom u zadnjem delu mašine.



Slika 2.14. Ankeri postavljeni po određenoj šemi u cilju osiguranja mašine od urušavanja (<https://www.herrenknecht.com>)

Ovakve mašine, zahvaljujući parcijalnim štitovima, imaju određenu prednost u odnosu na mašinama sa zatvorenim štitom. Povlačenjem svih štitova, prečnik tunela se tokom iskopa smanjuje, čime se omogućava fleksibilna reakcija na širenje stena i sprečava zaglavljivanje mašine. Ako se ukaže potreba, uz pomoć jedinice za stabilizaciju, mašina može da se povuče unazad, čime se omogućava direktan pristup prednjem delu bušačke glave.

Kod mašina sa štitom za stabilizaciju čiji je prečnik manji od 3.8 metara, jedinica za stabilizaciju je integrisana u sekciju štita. Kontrola mašine je direktna i ostvaruje se preko „V“ cilindara, koji istovremeno generišu potisnu silu. Usled njihove transversalne konfiguracije, ovi cilindri takođe sprečavaju valjanje mašine i umanjuju vibracije u kombinaciji sa manjim prednjim stabilizatorima.

2.3.3.2.2 Upravljanje TBM mašinom i njeno praćenje

U praksi se trenutno u velikoj meri primenjuju tradicionalni laserski sistemi za navođenje TBM-a. Ograničenja u praksi, međutim, potencijalno doprinose visokim rizicima tokom realizacije tunelskih projekata, kao što su tačnost proboja van granica dozvoljenih odstupanja, kašnjenja u izvođenju radova i probijanje budžeta. Neočekivane podzemne prepreke i promenljivi geološki uslovi dodatno komplikuju kontrolu iskopa tunela.

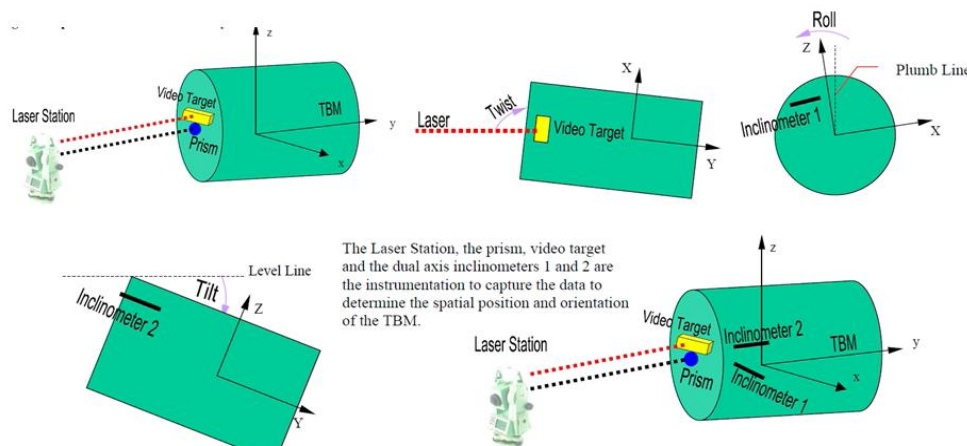
Tradicionalni laserski sistemi za navođenje TBM-a dominiraju u tunelogradnji više decenija. Kod ovih sistema, laserska stanica u tunelu emituje laserski zrak na ciljnu tablu, montiranu na TBM-u. Na osnovu odstupanja lasera na ciljnoj tabli, operator izvodi zaključak o trenutnoj putanji TBM-a i procenjuje odstupanja od projektovane ose tunela.

Troosne orijentacije TBM-a u podzemnom prostoru su ključne za kontrolu upravljanja mašinom.

U XY ravni: Totalnom stanicom je vizirana tabla na TBM-u. Analiziranjem laserske slike na tabli, meri se upadni ugao zraka sa ravni table, u cilju određivanja ugla skretanja (*twist*) TBM-a. Sabiranjem skretnog ugla i direkcionog ugla dobijenog na osnovu merenja totalnom stanicom, određen je direkcioni ugao bušačke glave TBM-a.

U XZ ravni: Inklinometar 1 je postavljen paralelno sa X-osom. Inklinometar elektronski meri ugao valjanja (*roll angle*) TBM-a u odnosu na pravac vertikale.

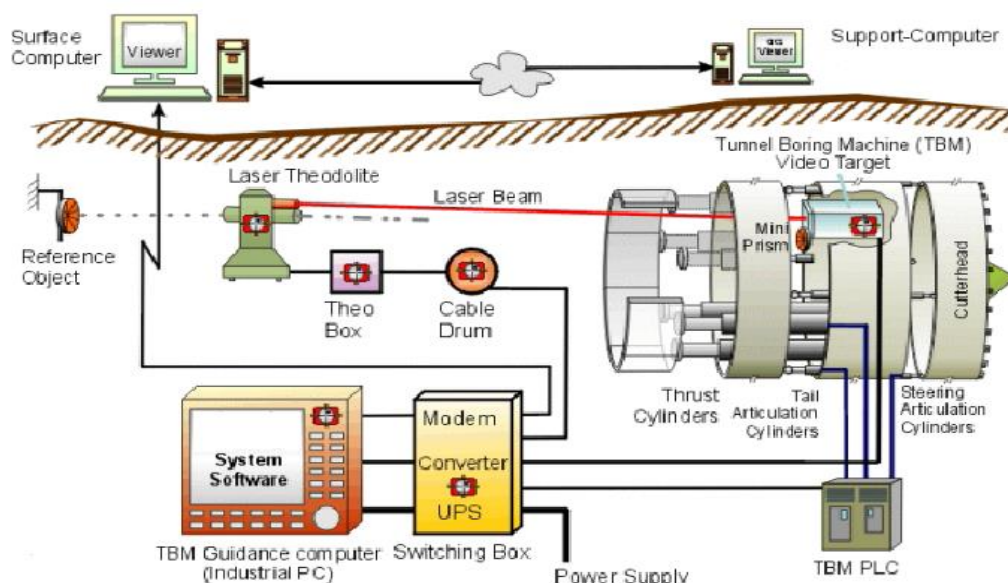
U YZ ravni: Inklinometar 2 je postavljen paralelno sa Y-osom, koji elektronski meri ugao propinjanja (*tilt*) u odnosu na horizontalnu ravan.



Slika 2.15. Sistem za navođenje TBM-a (Saracin et al. 2014)

Ako sistem za navođenje daje trenutnu povratnu informaciju, brzina napredovanja može da se maksimizira, a određuje se na osnovu mogućnosti TBM-a. Upravljanje TBM-om mora da se izvodi lagano i neometano kako bi se betonski prstenovi koji čine oplatu tunela postavili bez distorzije.

Glavna referentna tačka je definisana laserskom stanicom, montiranom na konzoli na zidu tunela, koja emituje vidljivi laserski zrak. Laserska stanica će se periodično premeštati na novu konzolu i ponovo određivati njen položaj. U ovakvim uslovima, robotizovana laserska stanica neprekidno prati prizmu tokom napredovanja TBM-a i ažurira prostorni položaj i orijentaciju TBM-a svakih 10 sekundi.

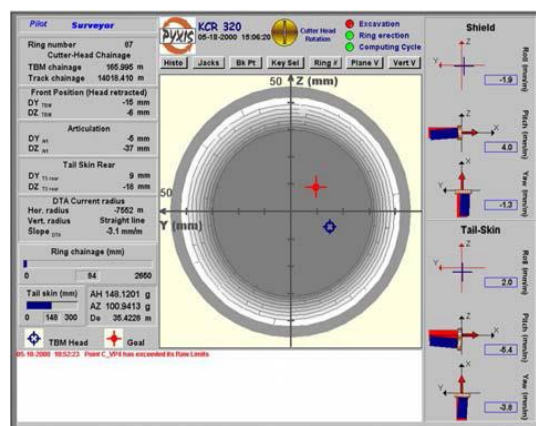


Slika 2.16. Automatizovani sistem za navođenje TBM-a (TachGmbH)

Pomoću sistema povezanog sa kontrolnom kabinom TBM-a (Slika 2.17), gde je na ekranu prikazano trenutno položajno odstupanje TBM-a od projektovane ose tunela (Slika 2.18) u grafičkim i numeričkim formatima, operator upravlja mašinom (Saracin et al. 2014).

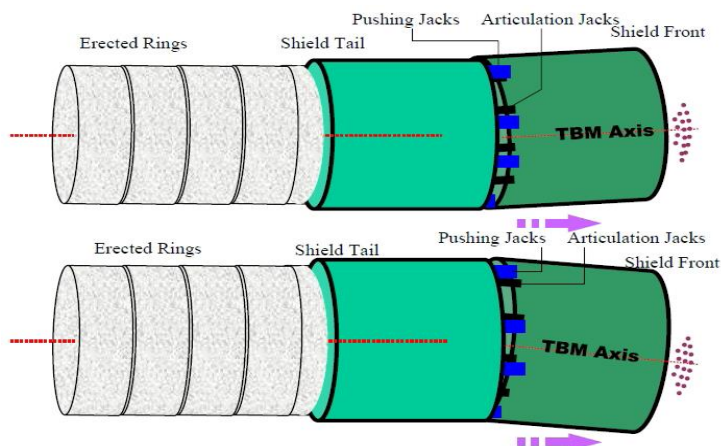


Slika 2.17. Kontrolna kabina TBM-a



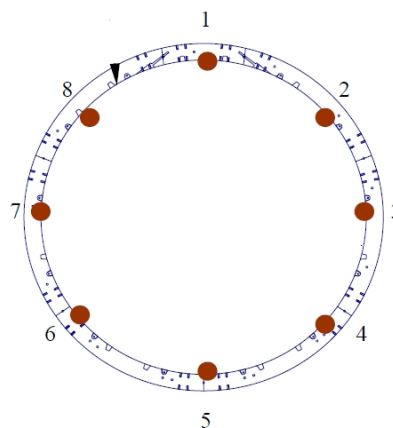
Slika 2.18. Položajno odstupanje tunelske ose

Zahvaljujući zglobnoj hidraulici TBM je moguće provesti i kroz krivine trase tunela.



Slika 2.19. Hidraulika TBM-a (Saracin et al. 2014)

U fazi posle-izgradnje snimaju se poprečni profili tunela u cilju provere građevinske tolerancije i odstupanja dijametra cevi tunela od projektovane vrednosti. Pre slanja podataka na dalju procenu, geodeta verifikuje rezultate opažanja tačaka na profilu, obeleženih markicama. U slučaju da je ustanovljeno odstupanje izvedenog stanja profila u odnosu na projektovani oblik, izvođač radova predlaže način sanacije ili zahteva prihvatanje izvedenog stanja od više instance.



Slika 2.20. Tačke obeležene na oplati tunelskog profila (Saracin et al. 2014)

Jedno od glavnih ograničenja ovog sistema predstavlja relativno mala tačnost i pouzdanost usled uticaja tri faktora:

- 1) potencijalne greške inicijalizacije ili kalibracije poravnanja laserskog zraka,
- 2) disperzija i refrakcija laserskog zraka pri dužoj vizuri i
- 3) poteškoće u primanju projekcije lasera usled prevelikog odstupanja TBM-a.

Uobičajena maksimalna dužina vizure je oko 200m. Pored toga, neophodno je često vršiti kalibraciju poravnanja laserskog zraka od strane obučениh profesionalaca (bar jednom svakog drugog dana) (Saracin et al. 2014).

U cilju olakšavanja kontrole iskopa tunela, komercijalne kompanije su razvile **unapređeni sistem za navođenje TBM-a** integrisanjem sofisticiranih mehaničkih, optičkih i elektromagnetnih podsistema.

Jedan takav unapređen sistem kombinuje četiri funkcije (Shen et al. 2012):

- 1) automatizovano praćenje TBM-a kroz geodetsko-računarsku integraciju,
- 2) bežičnu komunikaciju i prenos podataka pomoću bežičnih senzorskih mreža,
- 3) “Virtual laser target board” program za navođenje TBM-a i
- 4) vizualizaciju konstrukcije tunela u realnom vremenu u 3D okruženju.

Automatizovano praćenje TBM-a

U cilju realizacije automatizovanog, kontinualnog procesa praćenja TBM-a i prikupljanja prostornih podataka u tunelu, koristi se robotizovana totalna stanica. Koordinate i putanja TBM-a, kao i odstupanja od projektovane trase tunela se računaju u realnom vremenu. Viziranjem ograničenog broja pratećih prizmi, montiranih na TBM-u, primenom inovativnih algoritama računaju se orijentacije TBM-a po tri ose, bez upotrebe drugih instrumenata, kao što su libele, žiroskopi, inklinometri i kompasi (Shen et al. 2011).

Bežična komunikacija

Bežične senzorske mreže su integrisane u sistem kako bi bila omogućena razmena podataka između ključnih komponenti sistema za praćenje TBM-a i to: totalne stanice, kontrolnog računara u tunelu, kao i računara za monitoring na površini zemlje. Bežične senzorske mreže se sastoje iz više inteligentnih senzorskih čvorova koji bežično komuniciraju jedan sa drugim. Baterija senzorskog čvora može da traje nekoliko meseci, pa i više godina, ako čvor radi u “sleep” režimu (analogno “sleep” modu kod računara).

Bežična komunikacija se realizuje tako što se kontrolni računar postavlja pored upravljačkog panela TBM-a. Jedan bežični čvor se povezuje sa robotizovanom totalnom stanicom preko serijskog kabla za razmenu podataka, a drugi sa USB interfejsom se povezuje sa kontrolnim računarom. Rezultati merenja se u realnom vremenu prenose do računara, dok se komande daljinskog upravljanja upućuju do totalne stanice preko istog bežičnog kanala za prenos podataka.

“Virtual laser target board” program

Jedinstveni interfejs softverskog sistema je “virtual laser target board” program, koji je prikazan na kontrolnom računaru. Četiri fundamentalna modula su integrisana u program (Shen et al. 2011):

- 1) komunikacioni modul totalne stanice (TSCM): ovaj modul upravlja bežičnom komunikacijom između kontrolnog računara i totalne stanice; TSCM kontroliše rad totalne stanice tako što izvršava unapred programirano praćenje prizmi i merne komande, a zatim prevodi informacije dobijene iz totalne stanice na svoj, “mašinski jezik” za dalju obradu.
- 2) Modul za praćenje i određivanje položaja (TPCM): ovaj modul čini jezgro celog sistema. Pomoću njega se određuju položaj i orijentacija mašine na osnovu koordinata opažanih tačaka, koji se prenose dalje do analitičkog modula.
- 3) Analitički modul za objavljivanje podataka (ADPM): svrha ovog modula je povezivanje “proizvođača” podataka (npr. TPCM) sa “potrošačem” istih (npr. modul za korisnički interfejs). On pohranjuje sve analitičke rezultate u red i prenosi ažurirane podatke do svih pretplatnika.
- 4) Modul korisničkog interfejsa: korisnici koji imaju različite uloge u sistemu imaju različite korisničke interfejse, a svaki interfejs ima sopstvenu politiku renderovanja podataka. Glavni korisnički interfejs je dizajniran za operatora na TBM-u i oponaša pravu lasersku ciljnu tablu, kao što je prikazano na Slici 2.21. Ovaj interfejs se sastoji od (1) dve upravne linije čiji presek pokazuje projektovan položaj trase; (2) dve tačke koje predstavljaju trenutni položaj dve centralne tačke zadnjeg i prednjeg dela TBM-a, koji su pod zemljom praktično nevidljivi; (3) kvadrat, koji predstavlja granice dozvoljenog odstupanja za TBM.

Ako se obe centralne tačke nalaze u kvadratu, znači da su u tom trenutku sva odstupanja dobro kontrolisana i da se nalaze u dozvoljenim granicama. Euklidova rastojanja od centralnih tačaka krajeva mašine do preseka upravnih linija definišu tačna merenja putanje i odstupanja od projektovane trase tunela (Shen et al. 2011).



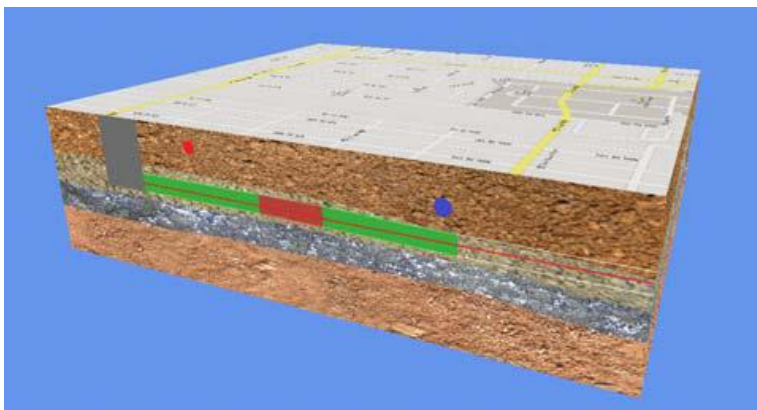
Slika 2.21. Glavni korisnički interfejs TBM-a

3D vizualizacija konstrukcije tunela

Jednostavna za upotrebu, 3D platforma služi za vizualizaciju analitičkih rezultata koji opisuju položaj TBM-a, dizajn tunela i napredovanje izgradnje u realnom vremenu. Pomaže projekt menadžerima da donose odluke na nivou skoro realnog vremena.

Dizajn tunela i proces izgradnje se vizualizuju u tri koraka: (1) u fazi pre-izgradnje, relevantni podaci o okruženju, kao što su topografija terena, informacije o slojevima zemljišta, geotehnički parametri i projektovana trasa tunela su modelovani u sistemu; (2) tokom faze izgradnje, sistem očitava podatke o položaju TBM-a u realnom vremenu i animira proces izgradnje. Razlika između projektovane i izvedene trase tunela može lako da se vizualizuje preko 3D kompjuterske grafike, omogućavajući tako projekt menadžerima i inženjerima da prate šta se dešava pod zemljom u intuitivnom, virtuelnom okruženju; (3) u fazi posle-izgradnje, mogu da se pregledaju proces kontrole tunelske trase i njeno izvedeno stanje, dok iskustvo operatora na TBM-u može da se sačuva za ocenu performansi i potrebe obuke (Shen et al. 2011).

Slika 2.22. predstavlja vizualizaciju simuliranog tunelskog projekta. Napredak tunelske izgradnje je prikazan u komplikovanom podzemnom okruženju, gde različite boje izgrađenih tunelskih sekcija ukazuju na kvalitet tunelske trase (zeleno – u okviru granica dozvoljenog odstupanja; crveno – van granica dozvoljenog odstupanja).



Slika 2.22. 3D vizualizacija izgradnje tunela u realnom vremenu (Shen et al. 2012)

2.3.3.2.3 Monitoring TBM-a u realnom vremenu

Moderna mašina za iskopavanje tunela je u stanju da registruje veliku količinu operativnih podataka. Broj registrovanih parametara često se iznosi više stotina, a odnose se na celu mašinu, od bušačke glave do repa mašine. Operativni parametri se mere kontinualno tokom iskopa, uključujući obrtni moment bušačke glave, aksijalnu silu i hod svakog potisnog cilindra, brzina rotiranja bušačke glave i pritisak na čelo iskopa (kod mašina koje su predviđene za iskop u mekim zemljištima). Za prikupljanje ovih podataka koristi se centralni kontrolni sistem mašine.

Analiza tla iza čela iskopa

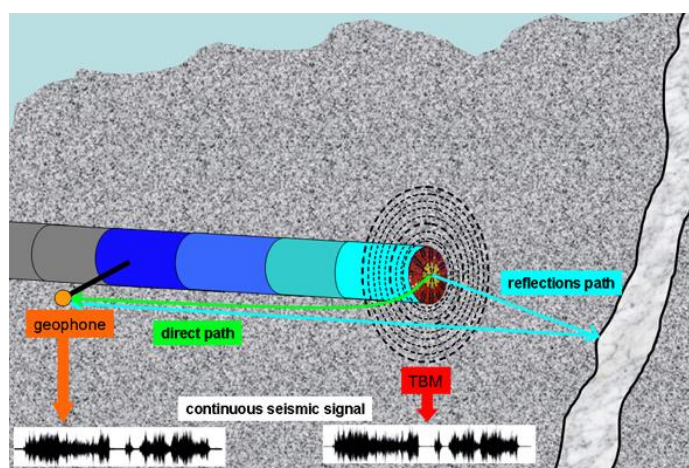
Tokom TBM operacija koriste se brojne tehnike koje podrazumevaju analizu seizmičkih, akustičnih i električnih talasa u cilju predviđanja i predstavljanja geoloških uslova tla iza čela iskopa.

a) Pasivni monitoring interakcije TBM-a sa čelom iskopa

Pasivni monitoring za prikazivanje geoloških uslova tla iza čela iskopa koristi seizmičke talase koje proizvodi mašina tokom iskopa. Svrstava se u kategoriju *pasivnih* seizmičkih tehnika jer podrazumeva „osluškivanje“ signala generisanih u toku procesa izgradnje tunela.

Pasivni monitoring se vrši kontinualno tokom napretka mašine. Tehnika podrazumeva korišćenje prijemnika seizmičkih/akustičnih talasa, koji su sastavni deo TBM-a i tunelske konstrukcije stotinama metara iza čela iskopa. Posebno, jedan ili više triaksijalnih akcelometara je postavljeno unutar TBM-a, blizu bušačke glave, kako bi se obezbedio referentni *pilot* signal. Više triaksijalnih geofona je postavljeno na ili u tunelske zidove. Neki autori preporučuju instaliranje geofona u 5-10m duboke bušotine, tj. iza oštećene zone, duž desnog i levog zida tunela na rastojanju od 200-250m (Mooney et al. 2012).

Signal primljen od geofona sa tunelskih zidova obuhvata direktnu transmisiju talasa od izvora (čela iskopa) i talasno polje koje reflektuju geološke promene iza čela iskopa (Slika 2.23). Primenjuje se više tehnika za uklanjanje polja transmisivnih talasa i rasvetljavanje signala reflektovanih od diskontinuitete iza čela iskopa.



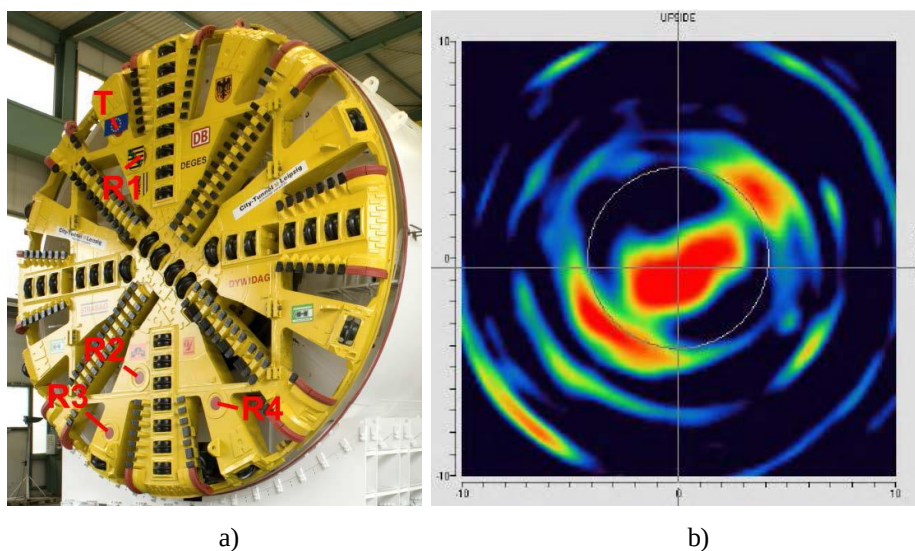
Slika 2.23. Šema pasivnog monitoringa direktne transmisije i refleksije snimljene geofonom postavljenim iza čela iskopa i i akcelometrima postavljenim na bušačku glavu TBM-a – E. Bruckl, **Technical University Vienna** (Mooney et al. 2012)

Metod pasivnog seizmičkog monitoringa je osetljiv na promene akustične impedanse koja se javlja usled anomalija i geoloških promena iza čela iskopa.

Prostorna rezolucija tehnike je ograničena merenim frekvencijama. Frekvencija pilot signala dostiže i 300Hz, dok frekvencija prijemnika na tunelskim zidovima dostiže 100-150Hz (Mooney et al. 2012). Merene frekvencije primarnih i sekundarnih talasa više stotina metara daleko iza čela iskopa, imaju centralne frekvencije reda od 60-100Hz i 50-60Hz, respektivno. Talasne dužine signala su reda od 30-50m, u zavisnosti od talasne brzine. Pod pretpostavkom da mogu da se reše promene impedanse do $\frac{1}{4}$ talasne dužine, moguće je postići rezoluciju reda od 10-15m. Zbog toga je ovaj pristup pogodan za identifikovanje istaknutih litoloških promena, ali ne i za identifikaciju karakteristika zemljišta čije su dimenzije manje od 10m.

b) Akustična refleksija

Za iskop tunela u mekanom zemljištu sa EPB mašinama ili mašinama sa kombinovanim štitom, kompanija **Herrenknecht** je razvila tehniku zvučnog sondiranja u mekom tlu (Sonic softground probing – SSP) koja se bazira na akustičnoj refleksiji. Jedan predajnik i više prijemnika primarnih talasa (obično 3-4 prijemnika u zavisnosti od radijusa) su integrisani u bušačku glavu (Slika 2.24). Tokom napredovanja TBM-a, signali primarnih talasa frekvencije od 500-2500Hz se prenose u vidu pulseva u trajanju od 1 sekunde. Promene u geologiji tla, prisustvo kamenja ili anomalija ispred TBM-a, koji formiraju kontrast akustične impedance, će izazvati refleksije primarnih talasa. Te talase će registrovati prijemnik u bušačkoj glavi. Podaci sa svakog prijemnika mogu prostorno da se vizualizuju u obliku spirale kao rezultat rotacije i napredovanja bušačke glave TBM-a tokom prikupljanja podataka.



Slika 2.24. Primer SSP: (a) jedan predajnik (T) i 4 prijemnika (R1-R4) integrisani u bušačku glavu prečnika 9m, korišćenu u projektu izgradnje gradskog tunela u Lajpcigu; (b) vizualizacija akustične refleksije - **Herrenknecht** (Mooney et al. 2012)

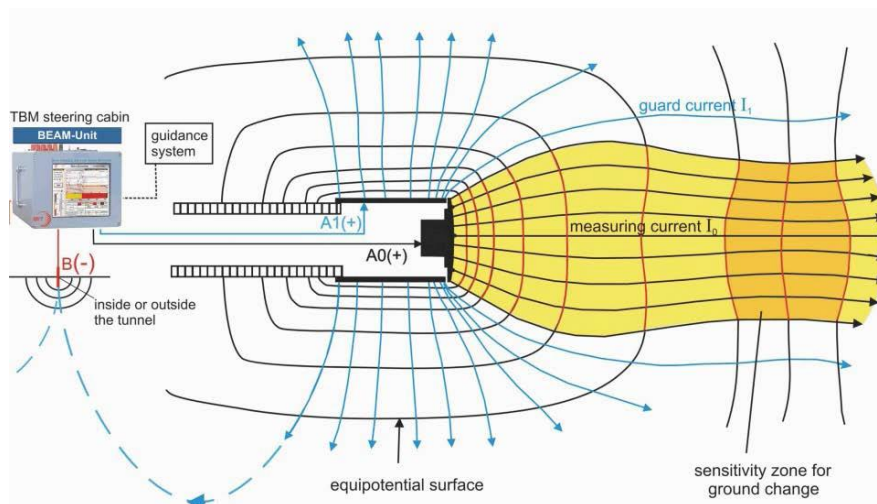
Pomoću SSP sistema mogu da se obezbede informacije i do 40m iza tunelskog iskopa poprečnog preseka dimenzija 20mx20m. Ova veličina prikaza je ograničena relativno visokom atenuacijom (slabljenjem) akustičnih talasa u mekom zemljištu. Rezolucija iznosi približno 0.5-1m i zavisi od frekvencije i brzine primarnih talasa kroz različite slojeve zemljišta (talasna dužina=talasna brzina/frekvencija). Kao i u bilo kojoj drugoj geofizičkoj tehnici prikaza, postoji blansiranje između veličine prikaza i rezolucije. Više frekvencije (moguće je dostići 5kHz sa SSP predajnicima) mogu da poboljšaju rezoluciju, ali da smanje veličinu, dok niže frekvencije povećavaju veličinu prikaza ali pogoršavaju rezoluciju.

SSP podaci mogu da se koriste u realnom vremenu, kao kontinualni sistem za upozorenje. Na primer, refleksije usled anomalija ili geoloških promena u tlu se identifikuju u realnom vremenu tokom napredovanja TBM-a. Primenom seizmičkih migracionih tehnika na osnovu prikupljenih podataka mogu preciznije da se odrede lokacija, veličina i geometrijska orijentacija geoloških promena i anomalija. Ove analize zahtevaju neko vreme, čak više dana, pa ne spadaju u analize u realnom vremenu. Sama 3D brzina polja nije dovoljna za identifikaciju prirode anomalije ili geologije tla. Međutim, kombinovanjem SSP podataka sa operativnim podacima TBM-a (obrti moment, potisak, brzina napredovanja) i postojećim geotehničkim informacijama, moguće je odrediti geološke promene i anomalije i uspostaviti međusobne odnose (Kassel 2011).

c) Električna otpornost

Za primenu TBM monitoringa u čvrstim stenama i mekanom tlu, kompanija **Geo Exploration Technologies** je razvila BEAM sistem - Bore-tunneling Electrical Ahead Monitoring. Ovaj sistem se zasniva na već ustanovljenoj tehnici spektralne indukovane polarizacije (IP), gde se električno polje formira u zemljištu prenošenjem struje kroz par elektroda različitog naelektrisanja, preko kojih se meri napon. Električna otpornost zemljišta se određuje na osnovu indukovane struje, merenog napona i geometrijskih faktora. Indukovani i mereni signali imaju oblik sinusoide, a rezultanta – *kompleksna otpornost* je izražena preko amplitude i faze. Indukovana struja polarizuje jone u medijumu (pukotinama, porama, zrnastim površinama). Kompleksna otpornost odražava osobine medijuma kao što su naelektrisanje, dielektrične osobine i mogućnost skladištenja električne energije. Različiti aspekti kompleksne otpornosti medijuma mogu da se odnose na poroznost, propusnost, protok podzemnih voda, mineralogiju, pa samim tim i na makro karakteristike kao što su šupljine itd.

U okviru BEAM sistema električno polje se formira iza čela iskopa prenosom naizmenične struje kroz konfiguraciju od tri elektrode ugrađenu u TBM (Slika 2.25). Cela bušačka glava i pojedinačni rezači mogu da se koriste kao merne elektrode (Mooney et al. 2012). Merenja se sprovode tokom napredovanja mašine i rotacije bušačke glave. Merenja napona se prikupljaju tokom prenosa struje na dve frekvencije, obično $f_1=20\text{Hz}$ i $f_2=20\text{Hz}$, svaka u periodu trajanja od 2-10 sekundi. Određuje se srednja vrednost ovih merenja i podnosi izveštaj sa svakim postavljenim prstenom, 1-1.5m prostorne rezolucije duž trase tunela.



Slika 2.25. Šematski prikaz električnog polja i struje indukovane iza čela iskopa - **Geo Exploration Technologies** (Mooney et al. 2012)

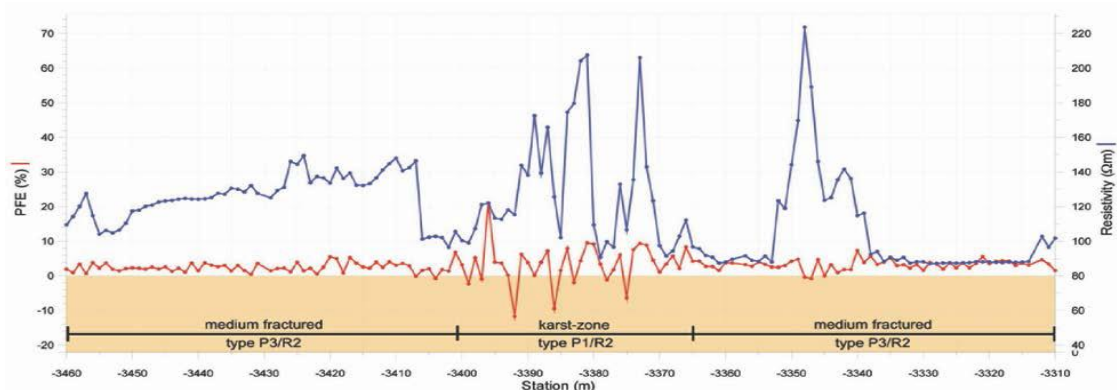
Obim monitoringa pomoću BEAM sistema je približno tri puta prečnik tunela u čvrstim stenama i nešto manje u mekom zemljištu, ako je otpornost niža (Kaus 2011). BEAM sistem ima mogućnost da detektuje relevantne promene i objekte u tlu kao što su šupljine veličine 0.5m. Uopšteno, prikazana anomalija je 100% veća od stvarnog objekta. Bočna tačnost u odnosu na centar objekta je 1m (Kaus 2011).

Merenjem se dobijaju dve veličine:

- 1) amplituda otpornosti pri nižoj frekvenciji, $R(f_1)$ i
- 2) efekat frekvencije (PFE) koji se definiše kao:

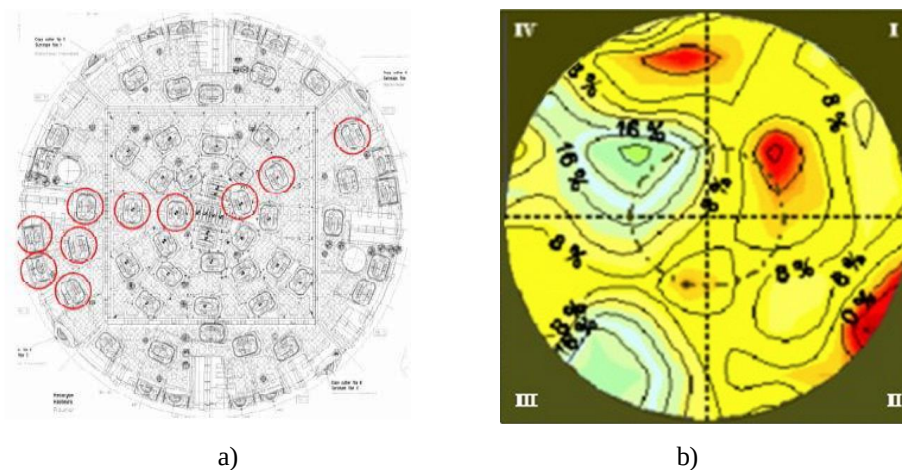
$$\left[R(f_1) - R(f_2) \right] / R(f_1) \times 100.$$

Amplituda $R(f_1)$ je osetljiva na hidrogeološke uslove, kao što je prilikom podzemne vode, dok je efekat frekvencije PFE osetljiv na poroznost/propusnost, pa samim tim i na zemljište sa frakturama i stenovito zemljište. BEAM sistem raspolaže sa dva merna moda. U integralnom modu za merenje cela bušačka glava se koristi kao merna elektroda, pa se u ovom modu dobijaju po jedna vrednost za amplitudu R i efekat PFE po intervalu napredovanja TBM-a.



Slika 2.26. Primer zapisa vrednosti PFE i R snimljenih tokom iskopa u karstnoj zoni - **Geo Exploration Technologies** (Mooney et al. 2012)

Mod za skeniranje kao merne elektrode koristi pojedinačne rezače na bušačkoj glavi. Prikupljanjem merenja sa više rezača pri različitim radijusima tokom rotiranja bušačke glave, u modu za skeniranje je moguće dobiti prostornu ocenu amplitude R i efekta PFE.



Slika 2.27. a) Šematski prikaz pojedinačnih rezača koji se koriste kao merne elektrode; b) uzorak vrednosti PFE dobijenih u modu za skeniranje - **Geo Exploration Technologies** (Mooney et al. 2012)

BEAM sistem indukovane polarizacije do sada je primenjen za mašinski iskop u čvrstim stenama i kod EPB mašina u cilju identifikovanja zona prelaza, priliva podzemnih voda, arheoloških objekata, karstnih zona i šupljina u zemljištu.

Monitoring bušačke glave

Razvijeno je nekoliko metoda monitoringa bušačke glave u cilju merenja parametara rezača. Do danas, ovi sistemi su se uglavnom primenjivali kod kotrljajućeg tipa rezača u čvrstim stenama. Parametri kao što su sila koja deluje na alatku i rotaciona brzina, koriste se za predviđanje promena u geologiji tla. U nekim sistemima se vrše dodatna merenja vibracija i temperature (Mooney et al. 2012) kako bi se ispitali kvarovi ležajeva. U čvrstim stenama, ovi sistemi su bili uspešni, kako u obezbeđivanju povratnih informacija operatoru, tako i validaciji performansi rezača. U mekim i mešovitim zemljištima, monitoring rezača se do sada primenjivao samo na tzv. riperima (podrivačima), koji rade pod hidrauličnim pritiskom. U riperima se prati pritisak. U slučaju pojave pukotina, pada pritisak, o čemu se obaveštava operator. Monitoringom ripera dobija se minimum povratnih informacija, a kod vizualizacije mernih podataka postiže se vrlo ograničena rezolucija.

Kako mehanizovani iskop tunela postaje preovlađujući u mekom i mešovitom tlu, raste potreba za prilagođavanje sistema za monitoring rezača za upotrebu na EPB mašinama. To je jako važno, s obzirom da je pregledanje rezača jako teško i često zahteva intervencije u hiperbaričnoj komori. Međutim, postoji nekoliko razloga zbog čega ovi monitoring sistemi nisu zastupljeniji u ovakvom okruženju:

- 1) mnogo je teže ispitati ovakve sisteme zbog povišenog pritiska čela iskopa, što izradu prototipa sistema čini težom;
- 2) rezači kao što su “riperi” (podrivači) i “skreperi” (strugači) tek trebaju da se razviju;
- 3) prostor iza bušačke glave služi kao komora za mešanje iskopanog materijala, što upotrebu bežične komunikacije čini nemogućom.

Zbog navedenih razloga i činjenice da ovakav sistem za monitoring rezača u kombinovanom tlu ne postoji, istraživanja u ovoj oblasti su od najvećeg značaja (Mooney et al. 2012).

Monitoring zaptivanja postavljenih segmenata cementnim malterom

U mekom zemljištu, kritičan uticaj na sleganje okolnog zemljišta ima pravilno popunjavanje kružnih praznina između postavljenih segmenata i okolnog zemljišta cementnim malterom. Ove praznine nastaju usled razlike između spoljašnjeg prečnika štita i spoljašnjeg prečnika segmentnog prstena. Popunjavanje može da se izvede injeksionim cevima postavljenim u štitu ili kroz injeksione portove u samim segmentima. S obzirom da je popunjavanje malterom injeksionim cevima brže i bez prekida, ovaj metod se preporučuje u oblastima gde postoji opasnost od sleganja tla.

Doziranje maltera može da se izvrši na površini i da se zatim dovozi do mašine u posebnim tankovima. Mešavina maltera je osmišljena tako da zadrži mogućnost obrade tokom skladištenja i pumpanja i da razvije otpornost na kidanje koja će biti veća od otpornosti na kidanje okolnog zemljišta.



Slika 2.28. Položaj klipne pumpe u štitu TBM-a (levo); implement od maltera (minipacker) za zaptivanje segmenata betonskog prstena u zakrivljenim tunelima (desno) (tac-co.com)

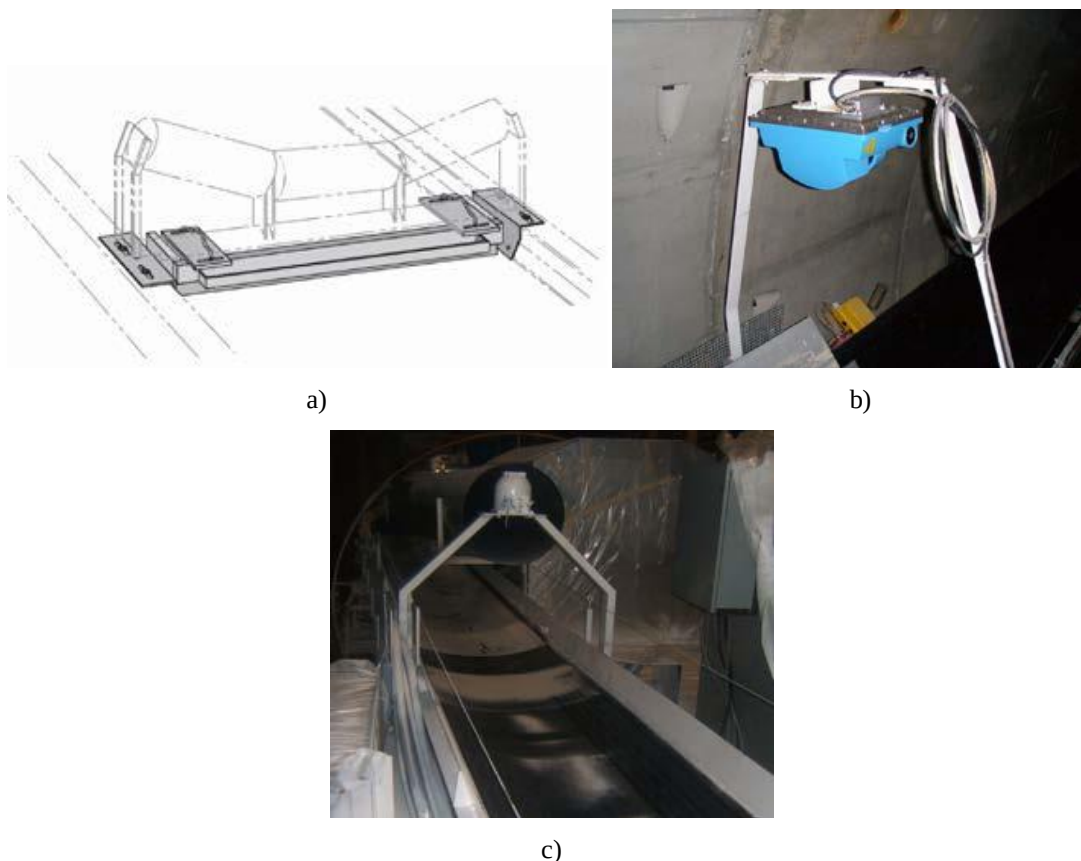
Trenutno stanje u praksi monitoringa maltera je da se obezbedi konstantna zapremina maltera koji treba da se ubrizga. To se postiže doziranjem potrebne količine maltera za jedan segmentni prsten. Tokom ubrizgavanja sistem za prikupljanje podataka beleži broj poteza klipne pumpe. Međutim, u (Schroder 2000) pokazano je da postoji slaba korelacija između zapremine maltera određene na osnovu broja poteza pumpe pomnoženih zapreminom pumpe i zapremine maltera izračunate na osnovu promene težine tanka. To može da se objasni delimično napunjenom pumpom.

Precizniji pristup monitoringu maltera je direktno merenje pritiska u kružnim prazninama. Ovim bi se izbeglo nekompletno zaptivanje u slučaju ako je došlo do odrona ili prekomernog iskopavanja, ili gubitka maltera u ekskavacionoj komori ili pukotinama u okolnom tlu. Ovaj pristup je primenjen u tunelu "Sofija" u Holandiji, ali analize podataka su pokazale da je u toku monitoringa često dolazilo do začepjenja senzora za merenje pritiska, pa se nije došlo do značajnih informacija (Mooney et al. 2012). U nekim projektima direktno je osmatrana kontaktna zona između segmentnog prstena, maltera i tla. Međutim, ova metoda je teška za primenu u vodonosnom zemljištu.

Monitoring iskopanog materijala

Sleganje tla je pod jakim uticajem količine iskopanog zemljišta koja premašuje teoretsku zapreminu iskopanog materijala određenu na osnovu prečnika bušačke glave. Prekomerno iskopavanje može da se javi usled obrušavanja tla u ekskavacionu komoru, sabijanja okolnog tla usled vrlo oštrog skretanja TBM-a itd. Uobičajene vrednosti za ocene sleganja su nekoliko procenata. Monitoring količine iskopanog materijala i poređenje sa teoretskom vrednošću zapremine omogućuje minimiziranje sleganja tla i rizik od eksplozija.

Za EPB štitove kombinacija protočne vage i/ili laserskog skenera je najčešće u upotrebi. Ređe se koriste nuklearni merači gustine. Protočna vaga meri težinu iskopanog materijala dok prolazi preko transportera. Potrebno je redovno vršiti kalibraciju vage. Laserski skener meri profil gomile iskopanog materijala na traci, koji može da se konvertuje u zapreminu. Kod ove metode javljaju se poteškoće u određivanju nepoznatih parametara na licu mesta: gustina zemljišta, gustina iskopanog materijala i prilivi vode u ekskavacionu komoru. Međutim, prema ličnom iskustvu autora u (Mooney et al. 2012) ni jedna od ovih metoda ne obezbeđuje dovoljnu tačnost određivanja malih količina prekomernih iskopavanja u opsegu manjem od 1%.



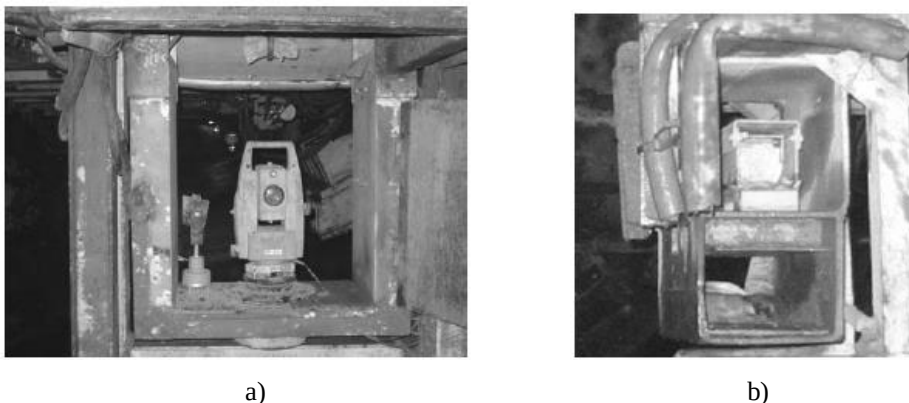
Slika 2.29. a) protočna vaga; b) laserski skener; c) nuklearni merač gustine na EPB štitu – **Caterpillar Tunneling** (Mooney et al. 2012)

2.3.3.2.4 Geodetski instrumenti korišćeni u navigaciji TBM-a u tunelu Gotthard

U tunelu Gotthard, koji prolazi kroz švajcarske Alpe, proizvođači mašina za iskop tunela i prateće opreme su se suočavali sa brojnim problemima. Sistem za navođenje je bio jedan od glavnih delova sistema za iskop tunela čiji je dizajn morao da bude prilagođen specifičnom dizajnu mašine za iskop.

Kako je prikazano u (Clarke-Hackston et al. 2008), sistem za navođenje TBM-a u tunelu Gotthard se zasnivao na motorizovanoj laserskoj totalnoj stanici koja kontinualno aktivira ciljnu tablu na mašini. Ciljna tabla je postavljena na telo mašine, što je moguće bliže bušačkoj glavi. Za obezbeđivanje kontinualnosti, bilo je neophodno obezbediti vizuru bez prepreka, tj. „laserski prozor“, kroz prateću opremu mašine. (Prateća oprema se montira u nastavku mašine i prati mašinu tokom iskopavanja. Pod pratećom opremom se podrazumeva sve što je mašini i njenoj posadi potrebno tokom iskopa – od zaliha maltera za zaptivanje betonskih elemenata i ulja za podmazivanje ležajeva mašine, do raznih pogodnosti za radnike.) Na taj način bilo je moguće odrediti kretanje mašine u odnosu na totalnu stanicu i prikazati ga na monitoru, koji prati operator na TBM-u. Građevinski inženjeri su zahtevali da se tokom napredovanja mašine, neposredno iza bušačke glave, instaliraju žičana mreža, vijci, čelična podgrada i prskani beton u različitim kombinacijama, kao početna potpora tunelske cevi, zbog čega je gradilište postalo izuzetno neprohodno. Dodatno, za potrebe postavljanja sekundarne betonske oplata izgrađena je komora za aplikaciju betona, koja je onemogućila dogledanje na pravcu pružanja vizurne linije. Stoga je osmišljen podeljen „laserski prozor“, koji se sastoji od gornjeg i donjeg dela.

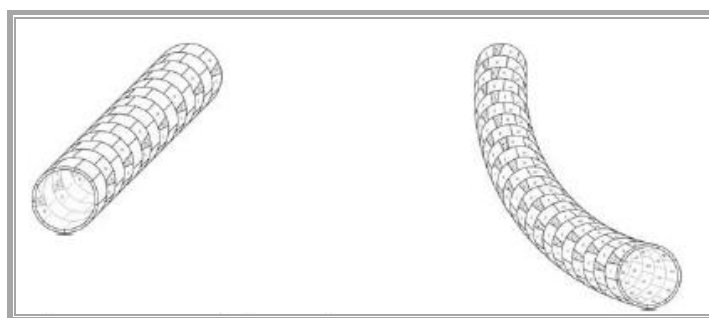
Gornji prozor se pruža od totalne stanice do prizme na zidu tunela, koja predstavlja sledeću tačku vlaka. Donji deo prozora se pruža od laserske totalne stanice postavljene na samohorizontirajuće postolje do vizirane ciljne table na mašini, čime je omogućeno nesmetano kretanje prateće opreme bez ugrožavanja mernog procesa. Prskani beton, koji je preostao u vazduhu je ubrzo prekrrio ciljnu tablu na mašini, pa je zamenjena sa 4 prizme sa zastorom. Viziranje ovih prizmi je vršeno u nizu, a zastori na prizmama bi bili podignuti samo u toku merenja, kako bi prizme ostale čiste.



Slika 2.30. a) Teodolit na samohorizontirajućem postolju; b) prizma sa zastorom i donjim laserskim prozorom (Clarke-Hackston et al. 2008)

Nizanje betonskih elemenata

Za oblaganje tunelske cevi koriste se unapred izgrađenim betonski elementi, koji su smešteni u repu mašine. Prilikom instalacije ovi elementi se nižu jedan za drugim u formi prstena. Pored tačne pozicije TBM-a, za ovu operaciju neophodno je poznavati i optimalan prostor koji je potreban za instalaciju prstena, kao i orijentaciju najpogodnijeg tipa prstena, uzimajući u obzir eventualno zanošenje (drift) mašine (Clarke-Hackston et al. 2008). Ovo je posebno važno kod prstenova konusnog oblika. Ovi prstenovi su najpogodniji za oblaganje delova tunelskih cevi u krivini ili pravolinijskih delova gde su prisutni teški uslovi za iskop i gde primena pakera za korigovanje položaja prstena nije preporučljiva.

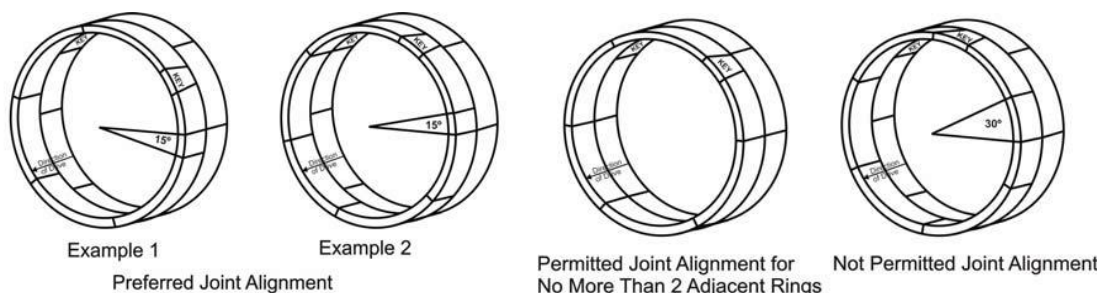


Slika 2.31. Primeri konusnih prstenova

Optimalno pozicioniranje prstena je kritično za iskop tunela, dok manualno određivanje parametara neophodnih za proračun položaja prstena može da bude jako dug proces. Postoje dva koncepta konusnih prstenova: univerzalni prsten, koji je lakši za proizvodnju i upareni prsten, sačinjen od dva simetrična segmenta, koji je jednostavniji za instalaciju. Univerzalni prstenovi se u krivini minimalnog radijusa postavljaju tako što se na užu stranu prethodnog prstena naslanja uža strana sledećeg prstena, dok se na pravom delu tunela na širu stranu prethodnog prstena naslanja uža strana sledećeg prstena.

Tokom izgradnje tunela radnici moraju unapred da znaju koji je sledeći tip prstena na redu za instalaciju i koji je njihov rotacioni položaj. U zavisnosti od izabranog rotacionog položaja, prsten će, usled svog konusnog oblika, težiti centru mašine ili zidu tunela. Svaka nepravilnost u položaju prstenova mora da se otkloni, tj. mora da se optimizuje njihov položaj, kako bi moglo pravilno da se izvrši zaptivanje prstenova i njihovih delova i tako spreči pucanje spojeva i prodiranje vode kroz pukotine.

Iako se optimizacija položaja prstena obično vrši softverski, postoji mogućnost da optimizaciju izvrši sam građevinski radnik. Međutim, manualna optimizacija zahteva dugogodišnje iskustvo radnika na postavljanju prstenova. I pored velikog iskustva radnika moguće je unapred odrediti položaj najviše jednog prstena.



Slika 2.32. Uobičajeni načini poravnanja prstenova (Clarke-Hackston et al. 2008)

S obzirom na učestalu izgradnju tunela mašinskim putem, neke kompanije specijalizovane za TBM mašine i tunelogradnju su razvile softvere za manipulaciju prstenovima. Pomoću ovih softvera se formiraju baze podataka sa primarnim geometrijskim podacima o trasi tunela. Ovi podaci se konvertuju u koordinate tačaka trase, koji su kasnije dostupni za upotrebu od strane sistemskog softvera, ili se eksportuju u sistem za navođenje.

Softver za manipulaciju prstenovima se koristi u cilju postizanja optimalnog izbora tipa prstena i njegovog optimalnog položaja za niz od nekoliko narednih prstenova, uzimajući u obzir stvarne uslove na terenu. Takođe, koristi se za dobijanje korektivnih vrednosti za položaj prstena koji ne mogu da se odrede manualno, kao što je očekivano maksimalno odstupanje, stanica na kojoj će se javiti maksimalno odstupanje, koliko je prstenova potrebno za vraćanje na centralnu liniju uz odstupanje od, na primer, $\pm 10\text{mm}$ itd.

U idealnom slučaju, ovaj softver predstavlja integrisani deo sistema za navođenje, mada može da se koristi i kao samostalni paket.

Ako je mašina odstupila od projektovane trase, softverski se određuje korekciona kriva. U obzir se uzimaju mogućnost manevra TBM-a i geometrija prstenova.

Za izračunavanje niza prstenova moraju da se uzmu u obzir sledeći **ulazni parametri** (Clarke-Hackston et al. 2008):

- trenutni horizontalni i vertikalni položaj mašine i odstupanja od projektovane trase,
- tip poslednjeg postavljenog prstena i njegov položaj, lokacija u okviru repa štita, eventualni zazori i orijentacija poslednjeg postavljenog prstena pomoću potisnih hidrauličnih klipova,
- šema dozvoljenih i nedozvoljenih nizova prstenova u odnosu na neporavnate podužne spojeve i druge lokalne ili privremene dogradnje ili nepravilnosti,
- moguće opcije položaja prstena u odnosu na kretanje mašine,

- karakteristike korekcija pravca i brzine mašine,
- zahtevana dužina niza prstenova, ili dužina niza do kraja projekta.

Provere pouzdanosti: Da bi se dobio potpuno integrisan sistem, potrebno je prikupiti što više podataka iz relevantnih izvora i senzora, kao što je sam sistem za navođenje, potisni hidraulični klipovi, zazori, prethodni proračuni itd. Prikupljanje i unos podataka može da se izvrši manualno za sisteme kod kojih nije predviđeno elektronsko prikupljanje podataka, usled nemogućnosti jednog ili više senzora da transmituju svoje podatke, ili usled odbacivanja senzora kao nepouzdatih. Korisnik ima opciju (čak i nakon odobrenog prenosa podataka) da manualno unese neke ili sve podatke. Ovo povremeno može da bude od koristi kada su teški uslovi iskopa i kada je potrebno sprovesti testiranje raznovrsnih podataka.

Tada se programski vrši sveobuhvatno računanje u cilju:

- provere pouzdanosti ulaznih podataka,
- određivanja da li postoji rešenje zadatka pod unapred definisanim uslovima,
- odabira optimalnog niza prstenova i svih povezanih parametara,
- upozorenja korisnika gde su detektovane nedoslednosti i predloga rešenja,
- izdavanja liste niza prstenova,
- formiranje LOG-fajla poslednjeg pokretanja programa sa više detalja potrebnih za inspekciju i reviziju.

Nakon štampanja izveštaja, odgovorno lice procenjuje rezultate, potpisuje ih kao prihvatljive i prosleđuje informacije nadležnima.

Merenje kalupa i betonskih segmenata

Za precizno **merenje i ocenu šablona** koji se koriste za livenje armiranih betonskih segmenata i verifikaciju tačnosti dimenzija izlivenih segmenata koristi se laserski interferometar.

Laserskim interferometrom je omogućena precizna digitalizacija površina direktnim merenjem polarnih koordinata. Merenjem ka jednoj sfernoj retro-reflektujućoj prizmi moguće je izmeriti pun profil objekta. Ovi instrumenti se koriste u slučajevima kada je potrebno opažati veliki broj pojedinačnih tačaka sa velikom tačnošću i kratkim prekidima proizvodnog procesa (Clarke-Hackston et al. 2008).

Koordinate objekta mogu ili da se direktno uporede sa CAD dizajnom ili dalje da se obrađuju u softveru za evaluaciju geometrije.

Prednosti ovakvog mernog sistema su:

- mobilnost sistema, tj. mogućnost merenja objekata direktno na proizvodnoj lokaciji,
- mogućnost konfiguracije sistema u odnosu na različite zadatke kontole,
- kratko vreme merenja,
- trodimenzionalne informacije o objektu,
- visoki stepen automatizacije
- interfejs za različite programe evaluacije,
- interfejs za različite CAD sisteme.

Precizna kontrola geometrije šablona 3D merenjima pre proizvodnje prvog segmenta, kao i kontrola prvog proizvedenog segmenta je neophodna u cilju otkrivanja odstupanja od projektovanih dimenzija sa tačnošću manjom od milimetra.

Primarna kontrola se izvodi pre i nezavisno od redovne proizvodnje. Pored geometrije šablona i segmenta, kontrolišu se i udubljenja za zaptivke, zavrtnji, identifikatori, referentni markeri itd. Najvažniji rezultati primarne kontrole su 3D koordinate tačaka objekta u prostoru i njihove ocene tačnosti. Nakon vrednovanja prostornih koordinata, vrši se evaluacija standardne geometrije i poređenje sa projektovanim vrednostima, tj. da li se odstupanja nalaze u dozvoljenim granicama. Sekundarna kontrola je termin koji označava cikličnu verifikaciju kompleta segmenata (npr. prstenova) i odgovarajućih kompleta šablona. Obrada podataka se vrši polu-automatski.

Proces merenja započinje definisanjem gustine merenih tačaka. Gustina može da se definiše vremenskim intervalom, intervalom dužine ili formiranjem matrice grida.

S obzirom da merenje kalupa i segmenata ne može da se realizuje sa jedne stanice, laserski tragač se premešta na drugu stanicu. Potrebno je 4 do 6 stanica za merenje jednog segmenta. Na početku mernog procesa operator na postolju laserskog tragača priključuje retro-reflektivnu prizmu, kako bi instrument mogao da sprovede sopstvenu internu kalibraciju i ustanovi svoju nultu referentnu tačku. Operator zatim uklanja retro-reflektivnu prizmu i proveravajući da li je laserski zrak instrumenta na vizurnoj liniji prizme, započinje sistematsko praćenje prizme preko površi kalupa ili segmenta. Tom prilikom se proverava da li su snimanjem obuhvaćene sve značajne tačke površi. Ako se u toku merenja vizurna linija prekine, prizma se vraća na postolje instrumenta, sistem se resetuje, a zatim se nastavlja merenje od mesta gde je vizurna linija prekinuta (Clarke-Hackston et al. 2008).

Prosečno vreme koje je potrebno za merenje svih šest površi, uključujući premeštanje instrumenta sa stanice na stanicu, kao i analizu rezultata iznosi oko 30 minuta.

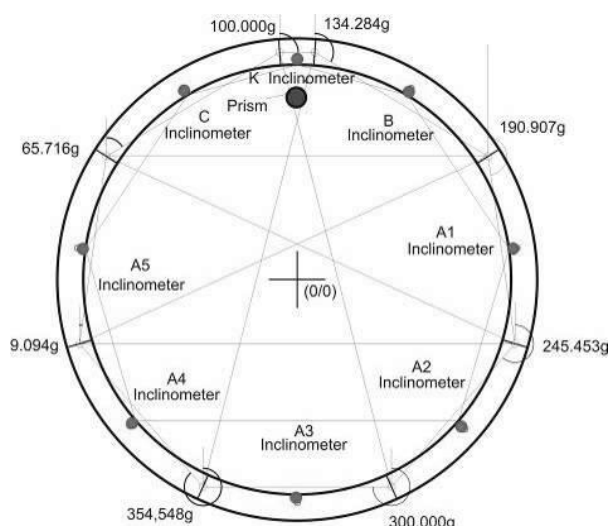
Merenje konvergencije prstena

Tokom građenja tunela neophodno je realizovati različita deformaciona merenja, kao što je merenje konvergencije horizontalnih i vertikalnih poluprečnika cevi tunela.

Merenja konvergencije prethodnih godina su se izvodila uz pomoć invarskih žica ili klasičnih teodolita, što je iziskivalo ogromne napore.

Najvažniji parametri koji se uzimaju u obzir za određivanje početne deformacije tek postavljenog prstena su pritisak hidrauličnih klipova na prsten tokom ponovnog pokretanja mašine, naknadna promena opterećenja, kao i bilo koji potencijalni dugoročni uticaji.

Savremeni sistem za merenje konvergencije se zasniva na implementaciji niza inklinometara postavljenih na prstenu, koji će se pratiti u cilju otkrivanja potencijalnih deformacija. Na svaki segment prstena postavljen je jedan inklinometar. U ovaom sistemu svaki deformisani prsten se posmatra kao lanac krutih elemenata, gde svaki element (segment) ostaje krut tokom vremena, tj. ne deformiše se. Deformacije mogu da se pojave samo na uzdužnim spojevima. Primarne komponente bilo kakvih pomeranja krutih segmenata predstavljaju promene u njihovim vertikalnim inklinacijama, koje mogu da se prate pomoću inklinometara postavljenih na odgovarajući način. Prikupljanjem rezultata promena nagiba 6 do 7 inklinometara tokom vremena, mogu da se odrede deformacije celog prstena.



Slika 2.33. Koncept lanaca inklinometara (Clarke-Hackston et al. 2008)

Računanje u otvorenom vlaku, u proizvoljnom koordinatnom sistemu, mora da se izvodi za svaki set podataka. Pomoću određenih koordinata tačaka na spojevima, može da se odredi bilo koja konvergentna linija od interesa. Razlika između bilo koje dve proizvoljno odabrane vremenske instance (epohe) će dati traženu konvergenciju. U ovakvom sistemu prikupljanje podataka se vrši automatski sa mogućnošću slobodnog odabira vremenskog intervala tokom proizvoljno dugog vremenskog perioda.

Unutrašnja tačnost sistema iznosi oko $\pm 0.3\text{mm}$ za periode bez promene opterećenja (na primer u periodu kada se ne izvode radovi u tunelu). Stoga, najmanja vrednost deformacije prstena, tj. konvergencije, koja se javlja tokom izgradnje tunela sa segmentnom oplatom iznosi 1mm. S obzrom da se svi podaci snimaju, neke konvergentne linije koje nisu bile značajne u početku, mogu kasnije da se izračunaju. Takođe, bilo koja od već postojećih epoha merenja može da se odabere za nultu epohu u odnosu na buduća merenja (Clarke-Hackston et al. 2008).

Ako je tokom vremena moguć pristup ranijim parametrima kretanja mašine, kao što su stacioniranje štita, elongacija hidrauličnih klipova, vrednosti pritiska itd., takve informacije bi mogle da budu povezane sa već određenim konvergencijama sinhronizovanjem obe baze podataka preko njihovih vremenskih oznaka. Na ovaj način mogu da se provere međusobni odnosi između praćenih deformacija i nekih podataka kretanja, a koji ranije nisu bili razmatrani.

U slučaju značajnih pomeranja na podužnim spojevima, bilo bi nepohodno meriti i njih, čak i manualno, kako bi navedena tačnost bila zagarantovana. Ukoliko bi zahtevi bili manje precizni, npr. da minimalna vrednost deformacije iznosi 5mm, neka komplikovanja merenja i računanja bi mogla da se izostave.

Ako se zahtevaju apsolutni rezultati (npr. sleganje krune ili izdizanje invertnog luka prstena) umesto relativnih vertikalnih konvergencija, neophodno je integrisati rezultate merenja inklinometrima sa merenjima fiksne referentne tačke na opažanom krugu, po mogućnosti u predelu krune prstena, i povezati ih sa glavnom geodetskom mrežom. Tačna lokacija za fiksiranje inklinometara za betonske segmente zavisi od dizajna segmenata. Obično se inklinometar postavlja u udubljenju ili nekom drugom zaštićenom mestu na segmentu. Ovakva mesta se skoro uvek koriste za postavljanje segmenata ili kao ležišta za zavrtnje. Inklinometri se za segmente fiksiraju specijalnom penom, koja ne oštećuje segmente. U zavisnosti od lokalnih uslova, za fiksiranje mogu da se koriste i metalni okviri koji su zavrtnjima pričvršćeni za susedne segmente.



Slika 2.34. Inklinometar pripremljen za fiksiranje (Clarke-Hackston et al. 2008)

Informacioni sistem izgradnje tunela

Informacioni sistemi izgradnje tunela kreiraju infrastrukturu za potrebe obezbeđivanja podataka stručnim licima sa što manjim zakašnjenjem u odnosu na realno vreme.

Povećanje kompleksnosti gradilišta i protoka podataka zahteva brzu integraciju svih relevantnih podataka i informacija. Takođe, zahteva se brza analiza podataka i distribucija rezultata različitim dostupnim komunikacionim sredstvima.

Jedan informacioni sistem izgradnje tunela bi trebalo da omogući (Clarke-Hackston et al. 2008):

- interdisciplinarno upravljanje u toku izgradnje tunela,
- kontinualni monitoring deformacija gornjeg slojeva tla,
- integraciju geodetskih, geo-tehničkih i operacionih podataka sa različitih mašina za iskop tunela u jednu zajedničku bazu podataka,
- neograničen broj korisnika sa mogućnošću ustupanja već dodeljenih korisničkih prava,
- slobodno podesive funkcije analize (vizualizacija, matematičke analize itd.) sa istovremeno podrazumevanim standardima,
- vizualizaciju površinskih struktura i prikaz deformacija ispred, iznad i iza TBM-a,
- visok stepen zaštite od kvara, sa zaštitom podataka,
- digitalno upravljanje dokumentacijom i automatizovanu izradu izveštaja i protokola,
- automatizovan monitoring parametara,
- generisanje i slanje poruka upozorenja u slučaju opasnosti tokom iskopa,
- adaptabilne interfejsne ka izvorima eksternih podataka.

2.3.3.2.5 Prednosti i mane TBM mašina

Sve češća primena mašina za iskopavanje tunela zasniva se na sledećim prednostima u odnosu na klasičan način iskopa:

- kontinuirani rad na iskopu i transportu, bez prekida i radnih ciklusa,
- nema opasnosti koje potiču od miniranja,
- postiže se pravilna kontura iskopa,
- degradacija i oštećenja stenske mase su minimalni, pa su i podzemni pritisci manji.

Uzimajući u obzir sve prednosti ovih mašina, velika investiciona ulaganja, obimni pripremni radovi i veliki troškovi servisiranja ne mogu da se posmatrajati kao ozbiljni nedostaci. Međutim, promene karakteristika stenske mase mogu veoma nepovoljno da utiču na radne efekte. Ako se materijali u zemljištu često menjaju, tada moraju da se menjaju i rezni alati, što značajno usporava rad. Zbog toga se često trasa tunela prilagođava pružanju jednog stenskog masiva. Takođe, na mašinsko iskopavanje tunela negativno utiču i stenske mase loših karakteristika, jer iskopi tada nisu stabilni, a osnovni preduslov kod primene TBM mašina je da nakon iskopa tunelski kanal ostane stabilan.

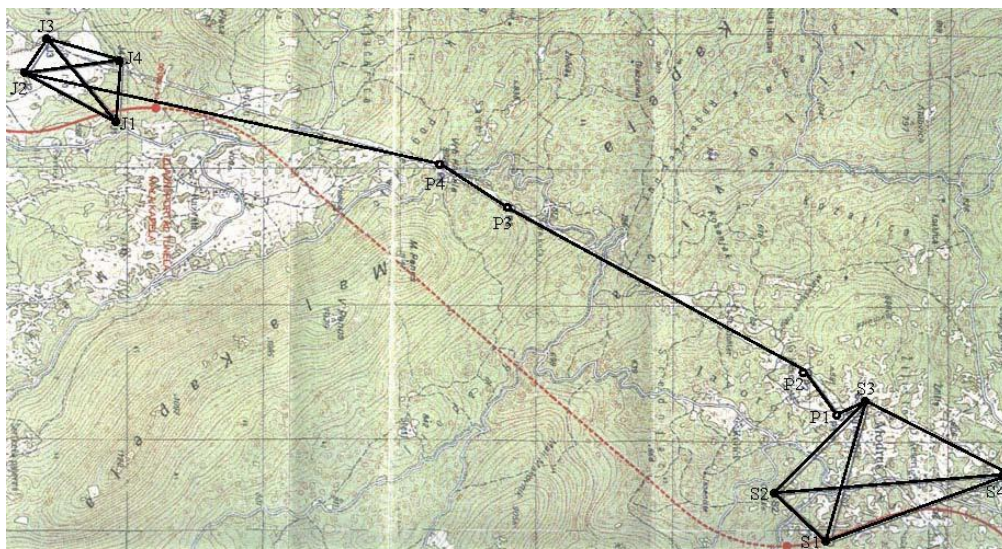
2.4 PRETHODNA ISTRAŽIVANJA

U literaturi se konstantno naglašava značaj sveukupnih geodetskih radova u izgradnji građevinskih projekata. U tunelogradnji, u okviru realizacije projekta lokalne geodetske mreže i obeležavanja trase tunela postoji nekoliko aspekata geodetskih radova kojima se posvećuje posebna pažnja, a to su: povezivanje nadzemne i podzemne mreže, tačnost određivanja početnog direkcionog ugla, smanjenje uticaja bočne refrakcije. U prikazanim primerima realizovanih projekata izgradnje tunela biće opisani načini na koje su ovi problemi rešavani u praksi.

Lokalna geodetska mreža, razvijena za potrebe izgradnje **tunela “Mala Kapela”** (Zrinjski et al. 2006), najdužeg tunela u Hrvatskoj, sastojala se od nadzemne i podzemne mreže.

Nadzemnu mrežu su činile:

- dve portalne mreže u obliku geodetskog četvorougla (jedna na severnom, a druga na južnom portalu),
- poligonometrijski vlak koji povezuje portalne mreže i
- nivelmanska mreža koja povezuje portalne mreže u vertikalnoj ravni.



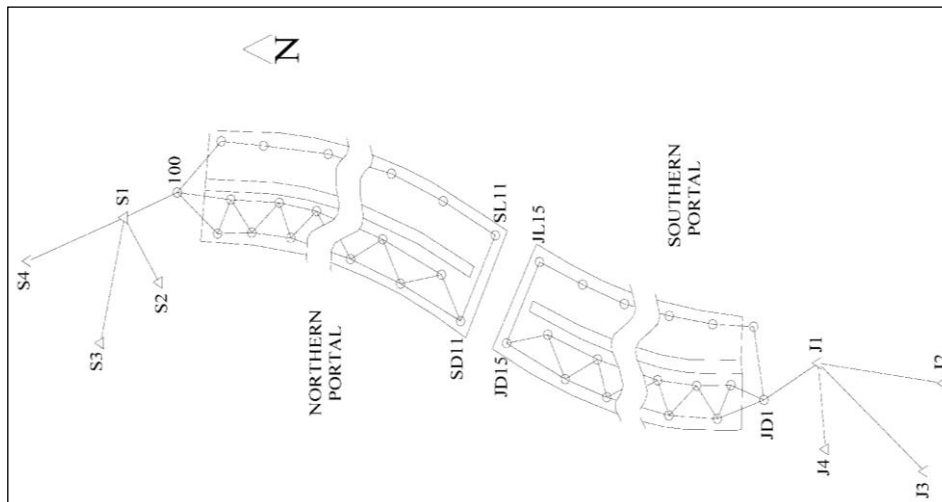
Slika 2.35. Skica portalnih mreža i poligonometrijskog vlaka kod tunela “Mala Kapela” (Paar 2006)

Položajna podzemna mreža sastojala se od:

- dva lanca trouglova u desnoj tunelskoj cevi, koji su razvijani od severnog i južnog portala ka tački proboja tunela i

- dva slepa poligonska vlaka u levoj tunelskoj cevi, koji su takođe razvijani od severnog i južnog portala ka tački proboja tunela, povezujući podzemne mreže u desnoj tunelskoj cevi i portalne mreže.

Ovakvo dizajnirana podzemna mreža je uticala na smanjenje uticaja refrakcije, greške centrisanja i signalisanja, kao i greške početnog direkcionog ugla.



Slika 2.36. Skica podzemne mreže tunela "Mala Kapela" (Zrinjski et al. 2006)

Tačke podzemne geodetske osnove su stabilizovane betonskim stubovima, na međusobnom rastojanju od 200 do 300 metara. S obzirom da su se sve tačke nalazile u nestabilnoj zoni, vršena su kontrolna merenja radi utvrđivanja stabilnosti tačaka na svakih 500m. U mreži su opažani horizontalni pravci, zenitne daljine i merene dužine na sledeći način:

- horizontalni pravci su opažani u dva girusa,
- zenitne daljine su opažane obostrano, u oba položaja durbina, u dve serije,
- kose dužine su merene obostrano, u dve serije, sa dva ponavljanja (ukupno 6 merenja u jednom smeru).

Rezultati izravnjanja su pokazali da je standardna greška pravca iznosila 1.80", dok je standardna greška merenih dužina iznosila 2.1mm. Merenja su vršena instrumentom Leica TC 1600 sa deklarisanom tačnošću od 1" za pravce i 3mm+2ppm za dužine, što se pokazalo zadovoljavajućim, s obzirom na nepovoljne uslove rada u tunelu.

Tokom merenja, razlika u temperaturi vazduha unutar i izvan tunela na južnom portalu je iznosila 26°C, pa su na tom mestu izvršena dodatna, kontrolna merenja. Kontrolna merenja su sprovedena i na severnom portalu iako na tom tunelskom ulazu nije postojala velika razlika u temperaturi vazduha.

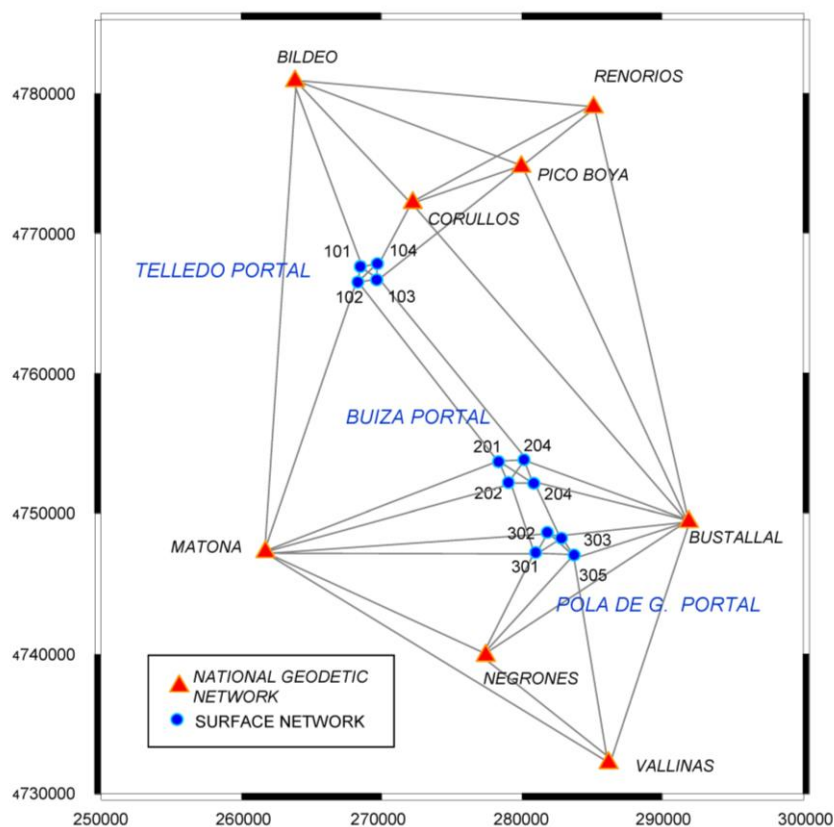
Prilikom povezivanja nadzemne i podzemne mreže neophodno je odrediti početni direkciono ugao zadovoljavajućom tačnošću. S obzirom da se merenjima u mreži obezbeđuje više vrednosti početnog direkcionog ugla, vrednost početnog direkcionog ugla za tunel "Mala Kapela" je određen kao srednja vrednost iz merenja.

U skladu sa Pravilnikom o tehničkim standardima i uslovima za projektovanje i izgradnju saobraćajnih tunela Republike Hrvatske određeno je dozvoljeno poprečno odstupanje za tunel "Mala Kapela", dužine $L=5\,760\text{m}$, koje iznosi 14.4cm. Nakon proboja tunela, u desnoj cevi poprečno odstupanje je iznosilo 0.8cm, dok je u levoj cevi poprečno odstupanje iznosilo 1.0cm, što je bilo u skladu sa projektovanom dozvoljenom greškom proboja tunela.

U (Velasco et al. 2010) izneta je studija geodetskih radova koji su izvršeni za potrebe izgradnje **tunela brze železnice “Pahares”**, drugog po dužini tunela u Španiji. Studija obuhvata dizajn geodetske mreže, na osnovu koje su navodne mašine za iskopavanje tunela, tzv. „krtice“, izvršena merenja i upotrebljene merne instrumente, kao i primenjene metode izravnjanja rezultata merenja.

S obzirom da je iskopavanje tunela vršeno sa tri portala, nadzemnu mrežu su činile tri portalne mreže, koje su se oslanjale na državni koordinatni sistem. Svaka od njih se sastojala od četiri tačke međusobno povezanih merenjima.

U okviru realizacije projekta lokalne geodetske mreže, nadzemna mreža je opažana GPS tehnologijom, statičkom metodom. Mreža je opažana u fazama kako bi se optimizovala pouzdanost mreže. Svaka sesija je trala od 3 do 5 sati. Rezultati izravnjanja su pokazali da su za verovatnoću od 95% elipse grešaka manje od 10mm. Dve godine kasnije izvedena je još jedna GPS kampanja u cilju otkrivanja eventualnih pomeranja tačaka nadzemne mreže i integrisanja novih tačaka u nadzemnu mrežu. Izvršeno je upoređenje koordinata tačaka između prve i druge kampanje, koje je pokazalo da se razlike između koordinata kreću u rasponu od 10mm, što je bilo u skladu sa tačnošću mernih instrumenata i primenjene metodologije.



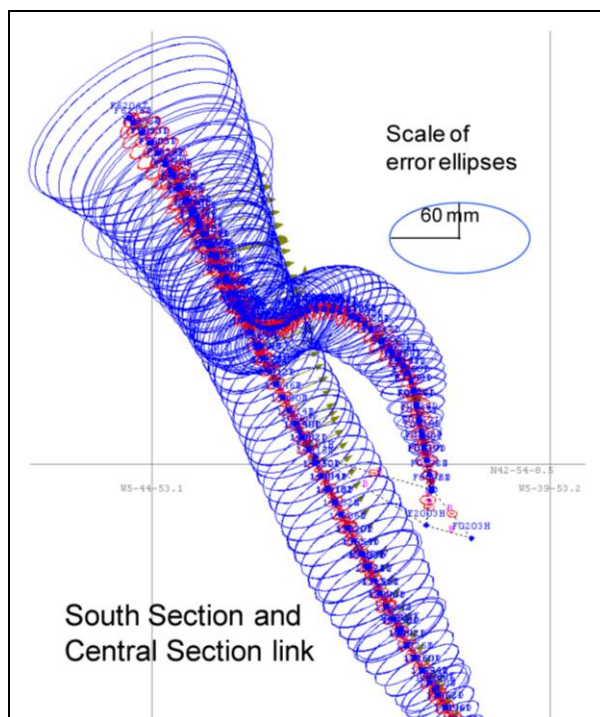
Slika 2.37. Šematski prikaz geodetskih mreža (Velasco et al. 2010)

Rezultate GPS merenja su predstavljale koordinate nadzemne mreže u referentnom sistemu ETRS89. Nakon transformacije koordinata u državni geodetski referentni sistem Španije ED50, izvršeno je upoređenje azimuta strana nadzemne mreže između dva sistema. Rezultati ovog upoređenja su pokazali da nije došlo do značajnog smanjenja tačnosti koordinata nadzemne mreže usled transformacije koordinata između dva sistema, koje bi moglo da utiče na zahtevanu tačnost proboja tunela.

Podzemnu mrežu su činili slepi poligonski vlakovi, koji su bili povezani dijagonalnim i poprečnim vezama, u cilju smanjenja uticaja bočne refrakcije. Optimalna dužina strane vlaka je iznosila 250m. U mreži su opažani horizontalni pravci i dužine. Pravci su opažani u šest girusa. Standardne greške merenja su računane na licu mesta. Ako bi standardna greška opažanih pravaca u girusu bila veća od $5''$, girus bi bio odbačen. Ako bi standardna greška opažanih pravaca između girusa bila veća od $5''$, dva novoopažana girusa bi bila dodata u postupak izravnjanja, uz odbacivanje dva girusa koji imaju najveće i najmanje odstupanje.

Da bi se poboljšala tačnost podzemne mreže, koja je umanjena usled prenosa početnog direkcionog ugla, u podzemnim vlakovima su izvršena žiroskopska merenja.

Projektovana tačnost proboja tunela iznosila je 20cm. Prvi proboj tunela je izvršen na delu trase od južnog portala Pola de Gordón do centralnog portala Buiza (Slika 2.38). Tačka proboja se nalazila oko 10km od portala Pola de Gordón. Proboj tunela je ostvaren sa maksimalnim poprečnim odstupanjem od 23mm i maksimalnim podužnim odstupanjem od 11mm u istočnoj cevi tunela. U zapadnoj cevi tunela proboj je realizovan sa maksimalnim poprečnim odstupanjem od 29cm i maksimalnim podužnim odstupanjem od 44cm. Sva odstupanja su manja od projektovane greške proboja tunela.



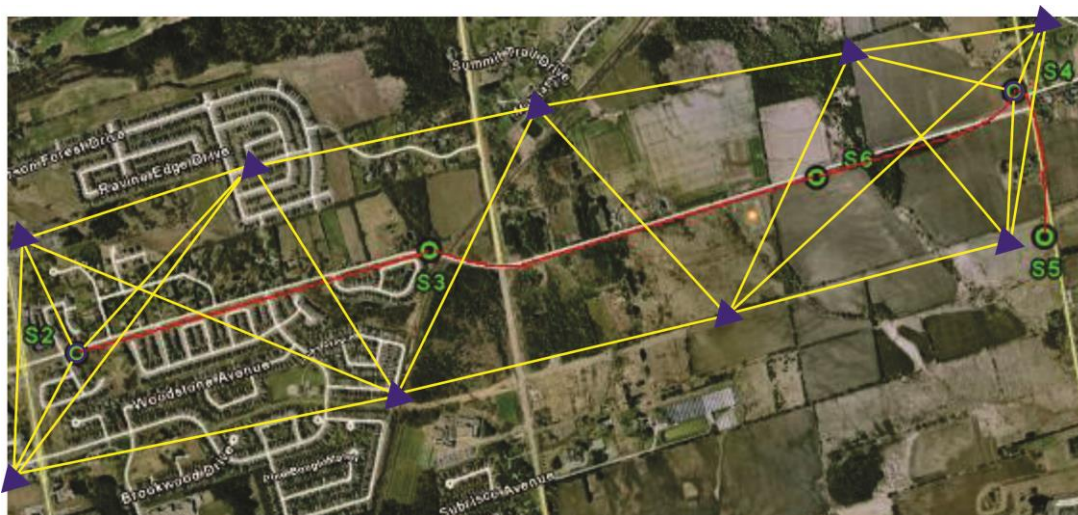
Slika 2.38. Elipse grešaka tačaka podzemne mreže na delu trase od južnog portala Pola de Gordón do centralnog portala Buiza (Velasco et al. 2010)

U (Ghassemi 2008) je opisan postupak izgradnje **kanalizacionog tunela u Torontu** dužine oko 4km, kojim bi se spojila dva već postojeća kanalizaciona tunela. Iskopavanje tunela je vršeno TBM-om prečnika 2.74m sa 5 vertikalnih okana. Tunel je izgrađen na dubini od 9m do 20m. Nadzemna mreža razvijena za potrebe izgradnje ovog tunela ima oblik lanca trouglova i čine je tačke državne mreže i novoodređene tačke. Uglovi i dužine u mreži su mereni u šest serija totalnom stanicom TCR 1800 sa deklarisanom tačnošću od $1''$ za uglove i $1\text{mm} + 1\text{ppm}$ za dužine. Žiroskopska merenja su sprovedena na krajevima i u srednjem delu mreže. GPS tehnologijom uspostavljene su nove tačke nadzemne mreže. Transfer koordinata kroz okna je izvršen pomoću viskova, dok je početni azimut određen pomoću žiroteodolita.

Podzemna mreža je sačinjena od slepih poligonskih vlakova, čije su tačke stabilizovane metalnim konzolama duž zidova tunela. U cilju smanjenja uticaj bočne refrakcije opažanja u mreži su vršena po dijagonalnim pravcima na svaku prvu tačku, a dodatna merenja na svaku drugu tačku vlaka (Slika 2.40). Tačke kontrolnog poligonskog vlaka su stabilizovane duž svoda tunela. Opažanja u svim vlakovima su vršena pomoću automatizovanih totalnih stanica.

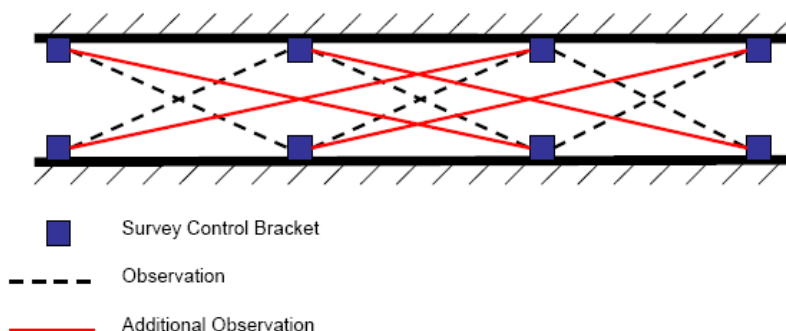
Projektom su propisana sledeća dozvoljena odstupanja:

- poprečna greška navođenja TBM-a $\pm 100\text{mm}$,
- vertikalna greška $\pm 50\text{mm}$,
- greška proboja $\pm 100\text{mm}$.



Slika 2.39. Nadzemna geodetska mreža kanalizacionog tunela u Torontu (Ghassemi 2008)

Realizacijom projekta maksimalno poprečno odstupanje na oknima je iznosilo 5.5cm, dok je maksimalno vertikalno odstupanje iznosilo 2.5cm, tj. vrednosti odstupanja nisu prelazile dozvoljene vrednosti.



Slika 2.40. Deo podzemne geodetske mreže kanalizacionog tunela u Torontu (Ghassemi 2008)

Tunel „Sveti Rok“ u Hrvatskoj, dužine oko 6km, proteže se preko Velebita, sa pravcem pružanja sever-jug, i povezuje Dalmaciju sa Likom. Građene su dve cevi, istočna i zapadna, s tim što se u prvoj fazi izgradnje vršio iskop samo jedne cevi. Tokom iskopa došlo je do razlike u brzini napredovanja sa južne i severne strane, što je rezultiralo time da se tačka proboja ne nalazi na sredini tunela, već je pomerenjena nekoliko stotina metara na sever. Iskop tunela je izvršen metodom probijanja punog profila.

Za potrebe izgradnje ovog tunela izvršena je stabilizacija tačaka mikromreža na ulaznom i izlaznom portalu stubovima od armiranog betona sa centralnim zvrtnjem za prisilno centrisanje na vrhu stuba. Opažanje tačaka mikromreža izvršeno je GPS tehnologijom. Novoodređene tačke su povezane na tačke državne mreže. Za potrebe transformacije koordinata novoodređenih tačaka mikromreža u državni koordinatni sistem izvršena je revizija postojeće trigonometrijske mreže i odabrano pet tačaka na osnovu kojih su određeni parametri transformacije.

Mikromreže na portalima su povezane preciznim poligonometrijskim vlakom preko Velebita, koji se sastoji iz 6 tačaka. U mikromrežama i poligonometrijskom vlaku izvršena su i terestrička merenja, pa su tako za tačke mikromreža za koje su već određene koordinate GPS tehnologijom, određene i koordinate iz rezultata terestričkih merenja.

Pravci i dužine su merene istovremeno sekundnim elektronskim instrumentom Leica TC 1800, deklarisanе tačnosti od 1" za pravce i 1mm+2ppm za dužine. Svi pravci u nadzemnoj i podzemnoj mreži su mereni u tri girusa. Na osnovu izravnatih vrednosti merenih pravaca primenom Fererove formule određena je srednja greška pojedinačnog pravca koja je iznosila 1.59", što odogvara tehničkim normativima za predviđenu vrstu radova.

Dužine su određene metodom dvostrukih merenja, a broj ponavljanja merenja dužina u istom smeru isti je kao i broj ponavljanja merenja pravaca. Referentno standardno odstupanje merenja za celokupnu nadzemnu mrežu određeno je na osnovu dvostrukih merenja i iznosilo je $\pm 11.4\text{mm}/\sqrt{km}$. S obzirom na deklarisanu tačnost mernog instrumenta odstupanje je relativno veliko. Međutim, rezultati su očekivani, s obzirom da su visinske razlike između pojedinih tačaka velike, a sama merenja su vršena pri nestabilnim atmosferskim uslovima.

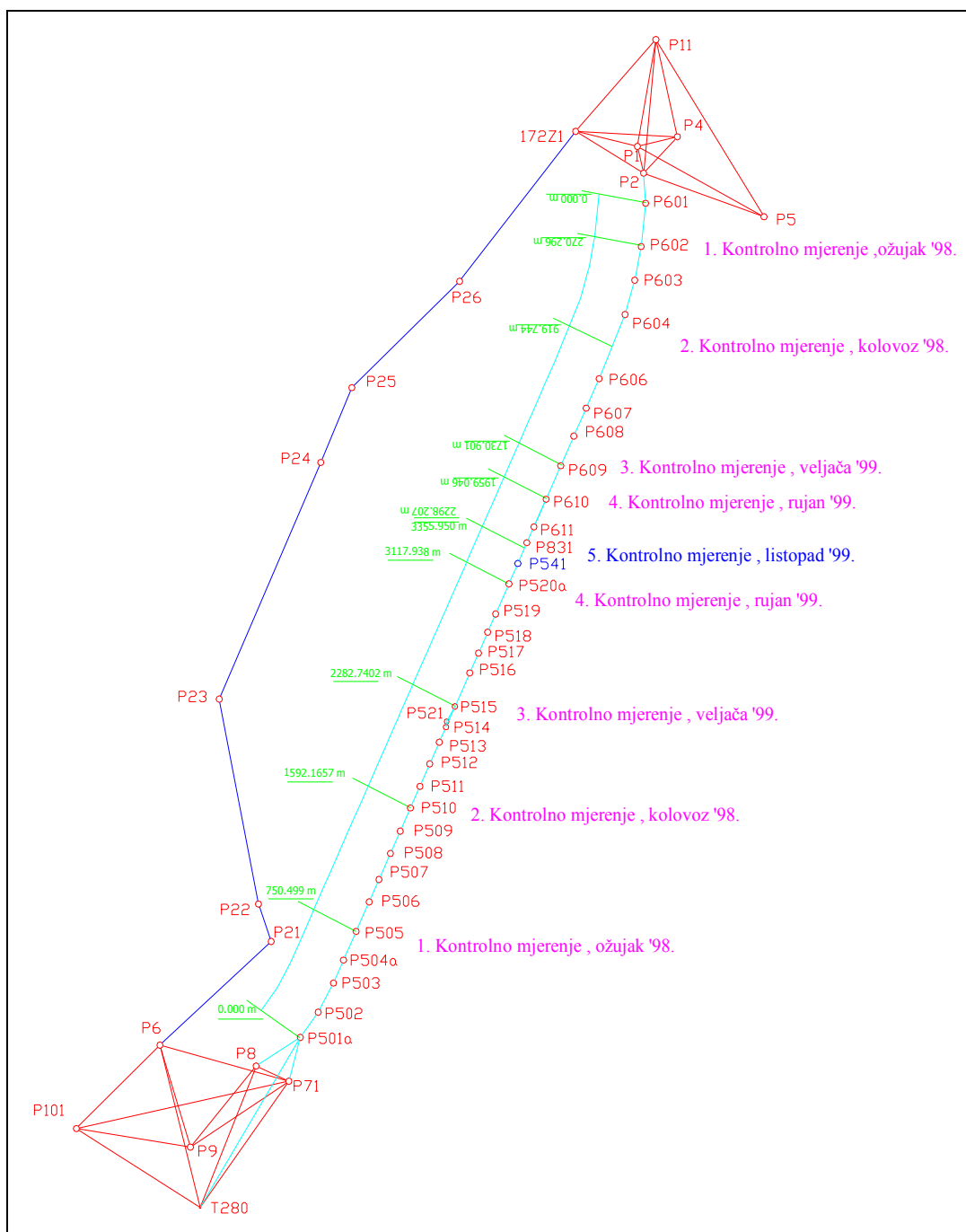
Standardno odstupanje merenih dužina u tunelskoj poligonometriji znatno nadmašuju standardna odstupanja postignuta u nadzemnoj mreži. Maksimalno standardno odstupanje nije bilo veće od $\pm 0.59\text{mm}$, što je primereno deklarisanom tačnosti instrumenta.

Tokom izgradnje tunela izvršeno je pet kontrolnih merenja nakon svakih 500m realizovanog iskopa. Kontrolna merenja su se izvodila u vreme obustave građevinskih radova, a pre početka samih merenja vršena je ventilacija tunela.

Dozvoljeno poprečno odstupanje u tački proboja za tunel "Sveti Rok", dužine oko 6km, iznosilo je $\pm 147\text{mm}$, a podužno $\pm 56\text{mm}$. Postignuto poprečno odstupanje tačke proboja je određena u odnosu na nadzemnu mrežu čije su koordinate dobijene iz terestričkih merenja i u odnosu na koordinate određene GPS tehnologijom. Postupkom izravnjanja u oba slučaja je dobijena ista vrednost poprečnog odstupanja tačke proboja, koja je iznosila 9mm, što je mnogo manje od dozvoljene vrednosti.

Iz opisa nadzemnih geodetskih mreža, razvijenih za potrebe izgradnje tunela "Mala kapela" i "Sveti Rok" zaključuje se da je izborom odgovarajućih mernih instrumenata i metoda geodetskih merenja postignuta visoka tačnost merenja u mreži, pa samim tim i cele nadzemne mreže. Međutim, integralni skup parametara kvaliteta mreže predstavljaju kako tačnost, tako i pouzdanost mreže. Iz teorije pouzdanosti je poznato da ukoliko je bolja geometrija mreže, utoliko će se na osnovu popravaka rezultata merenih veličina v_i lakše otkriti grube greške, čime se povećava unutrašnja pouzdanost otkrivanja grubih grešaka.

Pokazatelj o unutrašnjoj pouzdanosti je donja granica grube greške na čiju vrednost utiču pored tačnosti merenih veličina i dizajn mreže, nivo značajnosti α i povećanje broja suvišno merenih veličina. Uzimajući ovo u obzir, glavni nedostatak opisanih nadzemnih mreža se ogleda u geometriji poligonometrijskog vlaka, koji povezuje portalne mreže. U poligonoetrijskom vlaku postoji jako mali broj suvišno merenih veličina, a zbog same geometrije vlaka nemoguće je taj broj povećati. Zbog ovoga, realizovanim dizajnom mreže dobija se visoko tačna, ali nedovoljno pouzdana nadzemna geodetska mreža. Povećanje broja suvišno merenih veličina, a samim tim i pouzdanosti mreže, bi u ovom slučaju bilo moguće samo ako bi se poligonometrijski vlak kao veza između dveju portalnih mreža zamenio lancem trouglova, lancem četvorouglova ili njihovom kombinacijom.

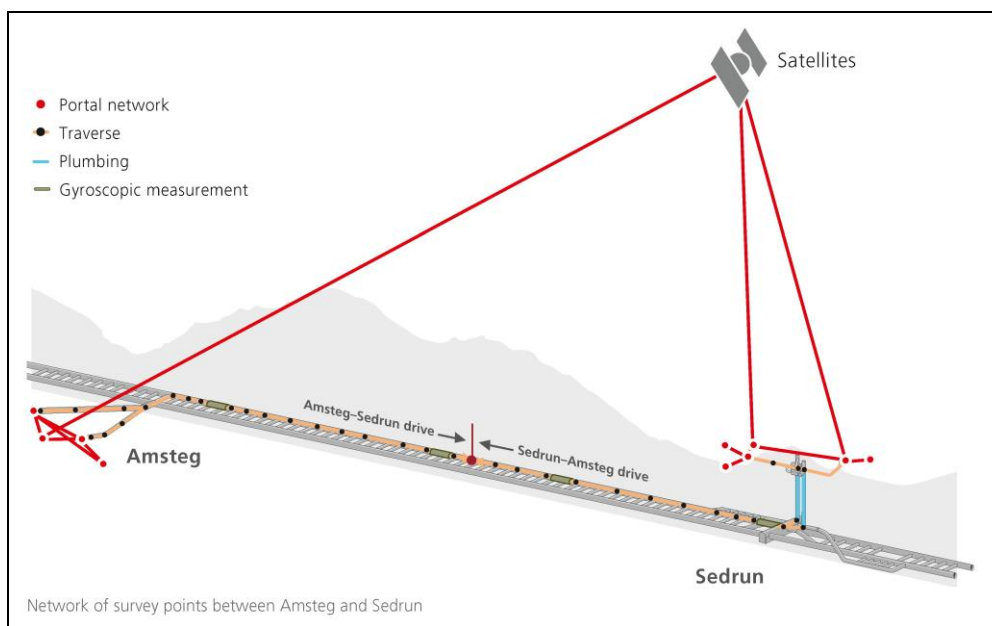


Slika 2.41: Nadzemna i podzemna mreža tunela „Sveti Rok“ (Grgić 2003)

Švajcarska državna železnica (The Swiss Railway Company – SBB) realizuje novu železničku rutu koja prelazi preko švajcarskih Alpa pravcem sever-jug. Približno dve trećine te rute čine tuneli, a centralni deo projekta pod imenom „AlpTransit“ je **Gotthard Base Tunnel**, koji se pruža od Erstfelda do Bijaske. Projektom je predviđeno da se grade dve paralelne tunelske cevi, dugačke 57km, što bi ga činilo najdužim tunelom na svetu.

Oko 75% Gotthard Base tunela je iskopano pomoću četiri TBM mašine. Mašine su zajedno sa opremom za navođenje bile dugačke oko 450m, dok je prečnik bušačke glave iznosio 9.5m. Ostalih 25% koji predstavljaju prilaze, vertikalna okna i poprečne prolaze između tunelskih cevi, je iskopano primenom konvencionalnih metoda – mehaničkim bušenjem i miniranjem.

Glavni geodetski zadatak u ovakvom projektu predstavlja upravljanje mašinom za iskopavanje tunela sa poprečnom i podužnom tačnošću od 10cm. Prema geodetskim pravilima, ovaj zahtev tačnosti je u statističkom smislu definisan kao jedno standardno odstupanje (1σ). Ugovorom je precizirana maksimalna prihvatljiva greška od 2.5σ pri verovatnoći od 95%, što znači da je maksimalna dozvoljena poprečna i podužna greška 25cm. Drugim rečima, u cilju postizanja zahtevane tačnosti u tunelskim sekcijama dužim od 20km poprečna i podužna greška ne sme da bude veća od 1mm na 100m.



Slika 2.42. Mreža geodetskih tačaka između Amstega i Sedruna

Nadzemna kontrolna mreža se sastoji od 28 glavnih geodetskih tačaka, raspoređenih oko tunelskih portala. Tačke su trajno obeležene na stabilnom tlu i premerene GPS tehnologijom 1995.g. U cilju povećanja i pouzdanosti i tačnosti, po jedna tačka iz državnog koordinatnog sistema je uvrštena u svaku portalnu mrežu. Helmertovom transformacijom je izvršena transformacija GPS koordinata u državni koordinatni sistem bez narušavanja unutrašnje tačnosti portalnih mreža. Na osnovu rezultata izravnjanja ocenjena tačnost koordinata je bila manja od 7mm, a položajna tačnost manja od 10mm.

Deset godina kasnije ponovo je izvršeno GPS merenje svih portalnih tačaka u isto vreme. Osim jedne tačke, sve druge položajne razlike između mernih epoha su ušle u granice dozvoljenih odstupanja. Tada su izvršena i astro-geodetska merenja u cilju provere orijentacije portalnih mreža.

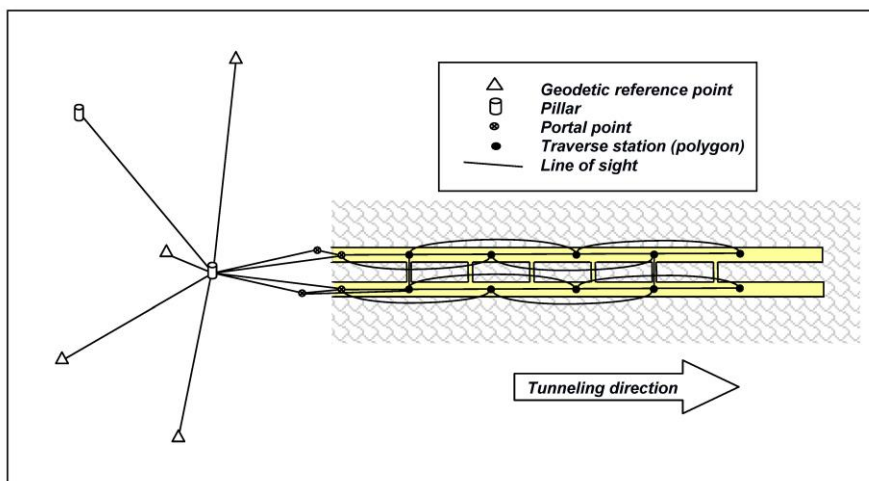
Direktnim upoređenjem azimuta dobijenih iz astronomskih merenja i redukovanih na ravan projekcije sa azimutima portalnih mreža dobijena je razlika od približno 1mgon između krajnjih portala Erstfeld i Bodio. Razlika u orijentaciji između susednih portala je iznosila manje od 0.3mgon.



Slika 2.43. Nadzemna geodetska mreža tunela Gotthard (geospatialworldforum.org)

Od početka izgradnje ovog tunela podzemna geodetska mreža je razvijana u skladu sa sledećim konceptom:

- razvijani su paralelni poligonski vlakovi u obe cevi, sa veznim merenjima između svake treće ili četvrte tačke vlaka,
- poštovan je striktni raspored tačaka vlaka po sredini tunelske cevi na rastojanju od 400m do 450m,
- merenja se vrše ka dve najbliže tačke vlaka napred-nazad; dužina vizure ne sme da bude veća od 900m,
- žiroskopska merenja se vrše posle svake pete do sedme tačke u vlaku, tj. na svaka dva do tri kilometra. Višestruko se određuju recipročni azimuti iz različitih mernih kampanja,
- u krivinama je dozvoljeno maksimalno smanjenje rastojanja između tačaka vlaka na 300m, što odgovara minimalnoj udaljenosti vizure od 1.5m od zida tunela.



Slika 2.44. Prikaz dela podzemne geodetske mreže tunela Gotthard (Swiss Geodetic Commission 2011)

Kontrolna merenja su vršena u okviru sekcija, između dva portala. Prvo kontrolno merenje je vršeno nakon stabilizovane dve do tri tačke vlaka, tj. nakon 1300m od početka iskopa. Sledeća kontrolna merenja su vršena na svaka 3km, zatim na polovini tunelske sekcije i konačno na 1.5km od projektovanog mesta proboja. Kontrolna merenja na polovini i na kraju sekcije su uključivala i merenja u portalnim mrežama i celokupnoj podzemnoj mreži.

Iskop je započet u Sedrunu, na srednjem delu projektovane trase tunela. U Sedrunu je izvršeno povezivanje nadzemne i podzemne mreže kroz vertikalno okno prečnika 8m i dubine od 800m. Korišćen je optički i mehanički metod. Za optički metod korišćen je zenit-nadir optički visak i prizme sa svetlosnim diodama. Za mehanički metod korišćeni su viskovi, tj. diskovi težine 390kg, koji su obešeni o žicu spuštene u okno, čime je materijalizovan pravac vertikale. Neposrednim upoređenjem rezultata merenja uočena je maksimalna koordinatna razlika od 20mm. Rezultati izravnjanja su pokazali da je mehaničkom metodom postignuta tačnost koordinatne razlike od 5mm, dok je optičkom metodom postignuta tačnost koordinatne razlike od 10mm.

Nakon izvršenih kontrolnih merenja u svim tunelskim sekcijama dobijene su sledeće *a posteriori* tačnosti merenih veličina:

- za pravce 2.7^{cc} ,
- za azimute 10.8^{cc} ,
- za dužine 1.6mm/km.

Očekivana teorijska vrednost greške proboja tunela određena je kao relativna elipsa grešaka između dve tačke vlaka najbliže tački proboja. U tabelama 2.1 i 2.2 prikazane su očekivane greške proboja određene neposredno pre samog proboja tunela i postignute greške proboja za četiri glavne tačke proboja tunela.

Tabela 2.1 *A priori* greška proboja pri verovatnoći od 95%

Sekcija	Dužina [km]	Poprečno odstupanje [cm]	Podužno odstupanje [cm]
Bodio-Faido	19.8	< 22	< 8
Amsteg-Sedrun	17.3	< 22	< 10
Erstfeld-Amsteg	10.1	< 15	< 9
Sedrun-Faido	23.4	< 27	< 13

Tabela 2.2 A posteriori greška proboja pri verovatnoći od 95%

Sekcija	Dužina [km]	Poprečno odstupanje [mm]	Podužno odstupanje [mm]
Bodio-Faido	19.8	92	12
Amsteg-Sedrun	17.3	137	21
Erstfeld-Amsteg	10.1	14	33
Sedrun-Faido	23.4	81	136

Na bazi inostranih iskustava prikazanih u ovom poglavlju, može se sagledati složenost problema geodetskih obeležavanja u tunelima. Tačnost proboja ovih tunela, pored izbora optimalne metode obeležavanja, je direktno zavisila od tačnosti koordinata tačaka nadzemne i podzemne mreže. Zato je osnovni cilj svih ovih projekata bio postizanje zadovoljavajuće tačnosti koordinata tačaka nadzemne i podzemne geodetske mreže i izbor optimalne metode obeležavanja radi obezbeđivanja potrebne tačnosti proboja tunela. Prilikom realizacije ovih projekata, između ostalog, značajan problem su predstavljali povezivanje nadzemne i podzemne mreže, tačnost određivanja početnog direkcionog ugla i smanjenje uticaja bočne refrakcije u toku realizacije merenja u mreži. Upravo se na tim činjenicama bazira ideja ove doktorske disertacije, a to je pronalaženje optimalnog rešenja za lokalnu geodetsku mrežu i optimalne metode obeležavanja prilikom realizacije sličnih geodetskih radova u našim uslovima.

3. LOKALNE GEODETSKE MREŽE ZA POTREBE IZGRADNJE TUNELA I METROA

3.1 PROJEKAT LOKALNE GEODETSKE MREŽE

Da bi se razvila neka lokalna geodetska mreža neophodno je na osnovu projektnog zadatka izraditi Projekat lokalne geodetske mreže objekta, koji sadrži:

- Testiranje tačaka postojećih mreža;
- Ocenu stanja stabilizacije tačaka postojećih geodetskih mreža;
- Način prestabilizacije tačaka postojećih geodetskih mreža;
- Oblik (geometrija) LGM (lokalne geodetske mreže);
- Optimizaciju plana opažanja, težina i tačnosti LGM;
- Izbor instrumenata i metoda merenja;
- Analizu metode merenja (razrada metode merenja);
- Model testiranja rezultata merenja, izravnjanja i ocene tačnosti;
- Dozvoljena odstupanja;
- Način stabilizacije i signalisanja tačaka LGM;
- Zadatke geodetskog nadzora;
- Predmer i predračun geodetskih radova;
- Organizaciju geodetskih radova;
- Numeričke, grafičke i tabelarne priloge.

Kod lokalnih geodetskih mreža način projektovanja je uslovljen vrstom i osobinama objekta (veličina, oblik, nadzemni, podzemni, ...) i terena (reljef, vegetacija, izgrađenost okolnog područja, geološki sastav tla...) na kojem se on gradi. Oblik, dimenzije, položaj i broj tačaka geodetske mreže zavise od karakteristika budućeg objekta i okolnog terena.

Geodetska mreža mora da bude optimalna po pitanju geometrije, preciznosti i pouzdanosti. Položaj tačaka mora da bude pravilan, a one moraju da budu kvalitetno stabilizovane. Cilj je postići zahtevanu tačnost geodetske mreže unutar nekih okvira: vreme merenja, dostupni instrumenti, omogućena finansijska sredstava... U velikom broju slučajeva ono što treba postići i ono što će se ostvariti zavisi od iskustva izvođača. Nakon utvrđivanja konfiguracije i izbora metoda merenja i instrumenata, metodom **simulacije** izravnjanja mreže može se odrediti preciznost i pouzdanost buduće geodetske mreže. Ako zamišljeni projekat ne ispunjava uslov tražene tačnosti, pristupa se izradi novog projekta mreže, sve dok se simulacijom ne ostvari zahtevana tačnost.

Ostvarenje zahtevane tačnosti zavisi od:

- vrste merenja i instrumenata,
- geometrije geodetske mreže.

Na preciznost i pouzdanost geodetske mreže utiču:

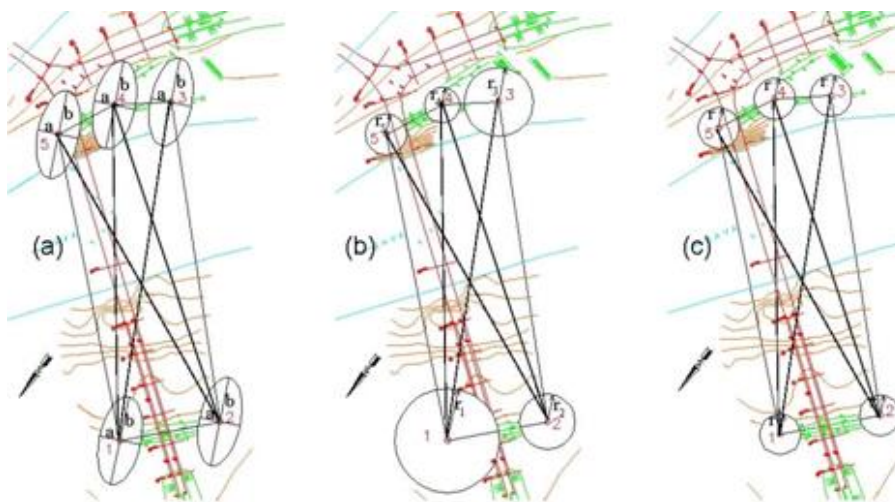
- izbor instrumenata - potrebno je izabrati adekvatan instrument za merenje kojim se obezbeđuje potrebna preciznost merenih veličina,
- način merenja - određeno trajanje merenja (sesije), ponavljanje merenja, prisilno centrisanje,
- uzimanje u obzir spoljašnjih faktora - atmosferski uticaji (temperatura, vazdušni pritisak, vlažnost vazduha), zakrivljenost Zemlje, refrakcija, ...,
- realizacija potrebnog broja suvišna merenja.

Faktori koji utiču na geometriju geodetske mreže jesu:

- fizička ograničenja - konfiguracija terena, mogućnost pristupa, dogledanje tačaka...,
- geometrija presecanja - presecanje pravaca, presecanje dužina, ili njihove kombinacije,
- položaj tačaka.

Poznavajući približne koordinate tačaka, vrstu merenja i preciznost merne opreme, i rezultati simulacije se mogu razlikovati, odnosno preciznost koordinata tačaka se menja.

Prilikom projektovanja geodetske mreže treba težiti jednoobraznoj položajnoj tačnosti u svim smerovima za sve tačke geodetske mreže. Dakle, *teži se da geodetska mreža bude homogena i izotropna*. Geodetska mreža je homogena ako su elipse grešaka za sve tačke međusobno jednake, a izotropna ako sve elipse grešaka prelaze u kružnice. To znači da je geodetska mreža homogena i izotropna kada su elipse grešaka svih tačaka ustvari kružnice jednakih poluprečnika (Slika 3.1).



Slika 3.1. (a) homogena, (b) izotropna, (c) homogena i izotropna geodetska mreža

U praksi se retko postiže realizacija homogeno izotropne mreže jer projekat mreže zavisi i od konfiguracije terena, vegetacije, dogledanja između tačaka, ali tome treba težiti. Kako bi se ostvarila što bolja homogeno izotropna mreža potrebno je koristiti i kombinovati različite metode merenja, terestrička - triangulacija, trilateracija i satelitske metode merenja - GPS.

3.1.1 Projekat lokalne geodetske mreže tunela

Osnovno polazište pri projektovanju lokalne geodetske mreže za potrebe izgradnje bilo kog tunela je dozvoljeno odstupanje pri probouju tunela, što znači da geodetska mreža mora da zadovolji visoke zahteve u pogledu preciznosti i pouzdanosti. U skladu sa tim zahtevima, u okviru nadzemne lokalne mreže na ulaznom, odnosno izlaznom portalu moraju da postoje najmanje dve tačke za prenos direkcionog ugla u podzemnu mrežu. Osim tačaka u blizini portala potrebno je stabilizovati još najmanje dve kontrolne tačke radi preciznijeg definisanja orijentacije podzemne mreže u tunelu. Pored toga, projektom lokalne geodetske mreže definiše se datum nadzemne geodetske mreže. Kako se radi o mrežama koje moraju da zadovolje visoke kriterijume tačnosti položaja tačaka, datumom lokalne geodetske mreže se definiše lokalni koordinatni sistem. Pozicioniranje ovih mreža u državnom koordinatnom sistemu se realizuje različitim modelima transformacija koordinata tačaka.

Osnova koja služi za projekat lokalne geodetske mreže tunela je idejni projekat tunela, koji sadrži, osim trase tunela, i raspored budućih objekata, njihovu međusobnu povezanost i međusobni položaj, tj. organizaciju celog građevinskog područja. Pored toga, potreban je i plan organizacije gradilišta sa tačno lociranim pomoćnim objektima i deponijama materijala. Celokupna geodetska osnova, portalne mreže, kao i mreža tačaka koja ih povezuje projektuje se na karti razmere 1:5000, a portalne mreže na situacionom planu razmere 1:1000 ili 1:2000 na kom je nanesen plan organizacije gradilišta. Prilikom projektovanja lokalne geodetske mreže tunela potrebno je uzeti u obzir sledeće parametre:

- projekat mreže se radi na projektu tunela, gde su već projektovani i svi pomoćni objekti koji će služiti za potrebe izgradnje tunela,
- projekat mreže mora da pokriva celo gradilište tunela kako bi se nesmetano izvodili svi radovi do kraja izgradnje tunela,
- u pogledu tačnosti mreža mora da bude homogena za celo gradilište tunela i da obezbedi projektovanu tačnost obeležavanja trase tunela.

Budući da se koordinate tačaka lokalne geodetske mreže za potrebe izgradnje tunela računaju u lokalnom koordinatnom sistemu, u mrežu je potrebno pri izradi projekta uključiti i nekoliko tačaka u državnom koordinatnom sistemu, kako bi se moglo izvršiti uklapanje geodetske mreže u koordinatni sistem u kom je izrađen projekat tunela.

3.2 ODREĐIVANJE NEOPHODNE TAČNOSTI LOKALNE GEODETSKE MREŽE TUNELA

Osnovni uslov koji se postavlja pred geodetskog stručnjaka prilikom projektovanja lokalne geodetske mreže za potrebe obeležavanja trase tunela je da se tim projektom obezbedi potrebna tačnost proboja tunela.

Tačnost proboja tunela prvenstveno zavisi od tačnosti nadzemne i podzemne geodetske mreže tunela, zatim od metoda merenja, načina prenosa početnog direkcionog ugla kroz portale ili vertikalna okna, prostiranja tunela (pravolinijski ili krivolinijski), načina izgradnje i od grešaka prilikom izgradnje i deformacije objekta. Greška proboja tunela predstavlja rezultat delovanja svih navedenih izvora grešaka.

Malo dopušteno odstupanje pri probodu dovodi do toga da se i nadzemna i podzemna mreža moraju odrediti s potrebnom tačnošću kako se ne bi prekoračilo dozvoljeno odstupanje.

Greška proboja tunela se sastoji iz tri komponente:

- podužne greške proboja (čiji se pravac poklapa sa osovinom tunela),
- poprečne greške proboja (upravna je na osovinu tunela u tački proboja) i
- visinske greške proboja (predstavlja projekciju nesusreta radnih osovina na vertikalnu ravan) (Cvetković 1970).

Za pravolinijske tunele je najvažnije poprečno odstupanje, dok je za krivolinijske tunele podjednako važno i uzdužno i poprečno odstupanje.

Visinska komponenta greške proboja tunela je takođe jako važna, ali se kroz praksu pokazalo da se pri probodu postiže mnogo veća tačnost u visinskom nego u poprečnom smeru (Cvetković 1970).

Kod nas ne postoji zvanično usvojeno dozvoljeno odstupanje za eventualno mimoilaženje trasa tunela prilikom proboja. Poprečno, podužno i visinsko odstupanje se računa na osnovu sovjetskih normi iz 1955. godine, pa je:

- dozvoljena poprečna greška manja od $60\sqrt{L}$,
- dozvoljena visinska greška manja od $25\sqrt{L}$,

gde je:

L – dužina tunela izražena u kilometrima.

3.2.1 Proračun potrebne tačnosti za 2D lokalnu geodetsku mrežu

Za razliku od saobraćajnih tunela van grada, kod kojih se povezivanje nadzemne i podzemne mreže realizuje kroz portale, kod metroa prenos koordinata i direkcionog ugla na podzemni deo mreže obavlja se kroz vertikalna okna. Greške koje se tom prilikom javljaju i utiču na poprečnu grešku proboja, kao najznačajniju komponentu greške proboja tunela ili metroa, su:

q_1 - srednja kvadratna greška nadzemne mreže,

q_2 i q_3 - srednje kvadratne poprečne greške orijentacije kroz vertikalna okna,

q_4 i q_5 - srednje kvadratne poprečne greške podzemnih poligonskih vlakova u svakom proboju.

Ukupna srednja kvadratna poprečna greška proboja Q iznosiće:

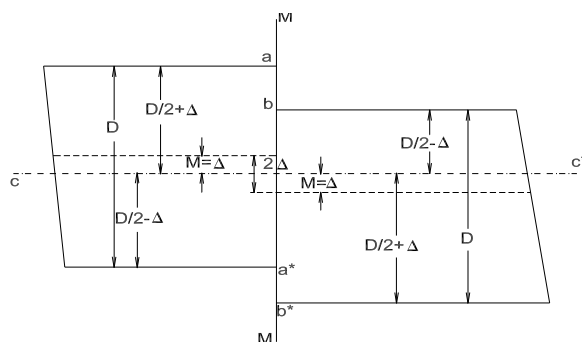
$$Q^2 = q_1^2 + q_2^2 + q_3^2 + q_4^2 + q_5^2 \quad (3.1)$$

Na osnovu ispitivanja koje je izvršila Glavna uprava za građenje metroa u Sovjetskom Savezu (Cvetković 1970) došlo se do zaključka da kod tunela dužine 1.0 – 1.5 km može da se primeni sistem jednakih uticaja, tj. može da se kaže da je:

$$q_1 = q_2 = q_3 = q_4 = q_5 = q \quad (3.2)$$

Na osnovu (3.1) sledi:

$$Q = q\sqrt{5} \quad (3.3)$$



Sika 3.2. Horizontalna projekcija mesta proboja u tunelu (Cvetković 1970)

Ako se stvarne (radne) osovine tunela mimoilaze za vrednost 2Δ (Sl. 3.2), one od srednjeg položaja osovine odstupaju za vrednost Δ . Ako je tehničkim uslovima predviđeno dozvoljeno odstupanje radne osovine od definitivno izabrane za vrednost Δ , onda će maksimalno dozvoljeno mimoilaženje radnih osovine iznositi 2Δ , tj. usvojiće se da dozvoljena srednja kvadratna poprečna greška ima vrednost Δ . U skladu sa tim biće:

$$Q = \Delta = q\sqrt{5}, \text{ tj.} \quad (3.4)$$

$$q = 0.45\Delta, \quad (3.5)$$

što znači da svaki od navedenih uticaja ($q_1 \dots q_5$) ne sme da prilikom proboja tunela izazove veću srednju poprečnu grešku veću od vrednosti q .

Kada se povezivanje nadzemne i podzemne mreže vrši kroz portale ne postoji greška orijentacije kroz okna, pa je:

$$q = 0.58\Delta \quad (3.6)$$

Kod dužih tunela se ne može primeniti sistem jednakih uticaja. Zbog toga se primenjuje neki od sledeća dva načina proračuna tačnosti:

- 1) usvoji se određen međusobni odnos koeficijenata, ili
- 2) usvoji se potrebna tačnost orijentacije, a za odnos merenja uglova u podzemnoj mreži uzima se da je $m_\beta = pm_t$, gde je:

m_β - srednja greška merenog ugla u podzemnoj mreži,

m_t - srednja greška merenog ugla u nadzemnoj mreži,

p - ima vrednosti od 3 do 5, što znači da u nadzemnoj mreži treba meriti uglove 3 do 5 puta tačnije.

3.3 DEFINISANJE DATUMA LOKALNE GEODETSKE MREŽE TUNELA

U okviru prethodne analize tačnosti određeni segmenti lokalne geodetske mreže mogu da se posmatraju na različite načine u pogledu tačnosti. Tako, optimizacija lokalne geodetske mreže može da se vrši u slučaju kada je nadzemna mreža usvojena kao apsolutno tačna. Na taj način se formira neslobodna mreža, u kojoj se koordinate veznih tačaka iz nadzemne mreže posmatraju kao ocenjene. U slučaju kada u pogledu tačnosti nadzemna i podzemna mreža imaju isti status, dobija se slobodna mreža, u kojoj se koordinate svih tačaka posmatraju kao nepoznate, što predstavlja savremeni pristup ovoj problematici. Osnovna razlika između ova dva pristupa se ogleda u načinu definisanja datuma lokalne geodetske mreže.

3.3.1 Datum geodetske mreže

Datum geodetske mreže može da definiše kao minimalan broj parametara potrebnih za određivanje mreže u prostoru ili pozicioniranje dotične mreže relativno prema nekom ranije definisanom koordinatnom sistemu. Planirana geodetska merenja u procesu optimizacije (dužine, pravci, uglovi, visinske razlike) su unutrašnja merenja koja bi bila izvršena između tačaka mreže i kao takva mogu da definišu samo relativni položaj, odnosno relativne koordinate tačaka mreže, dok su "apsolutne" koordinate tačaka spoljašnje veličine, koje se određuju relativno u odnosu na neki ranije definisani koordinatni sistem. Ako takvi podaci nedostaju, govori se o defektu datuma mreže (Barda 1973; Niemeier 1987; Pellzer 1974 i drugi). S obzirom da je datum geodetske mreže povezan s definisanjem ishodišta, orijentacijom osa i razmerom koordinatnog sistema, osnovni datumski parametri mogu se definisati kao translacija, rotacija i razmera.

3.3.2 Defekt datuma geodetske mreže

Ukupan broj defekta datuma, za određenu vrstu mreže, jednak je broju parametara datuma. U tabeli 3.1 prikazani su datumski parametri i pripadajući defekt datuma za različite vrste geodetskih mreža. Za geodetske mreže posebnih namena postoje različiti pristupi definisanja datumskih parametara mreže.

Tabela 3.1. Datumski parametri i defekt datuma geodetskih mreža

DIMENZIJE I VRSTA MREŽE		MERENE VELIČINE	STEPENI SLOBODE	DEFEKT DATUMA
1D	nivelmanska mreža	visinske razlike	1 translacija	1
2D	trigonometrijska mreža	pravci	2 translacije 1 rotacija 1 razmera	4
		pravci i najmanje jedna dužina	2 translacije 1 rotacija	3
	trilateraciona mreža	dužine	2 translacije 1 rotacija	3
3D	prostorna mreža	dx, dy, dz	3 translacije 3 rotacije 1 razmera	7

3.3.3 Definisanje datumskih parametara geodetske mreže

Datum geodetske mreže može da se definiše tako što se mreža na klasičan način poveže sa tačkama koje imaju poznate koordinate u državnoj geodetskoj mreži. U tom slučaju date tačke definišu datumске parametre, a njihove koordinate u postupku optimizacije se uzimaju kao fiksne. Ali, s obzirom da je preciznost optimizirane mreže mnogo veća nego što je preciznost državne geodetske mreže, takvim načinom definisanja datuma mreže narušava se njena preciznost. Isto tako, tim načinom nova mreža se po pravilu priključuje na veći broj tačaka nego što je minimalno potrebno za definisanje datuma, pa može doći do “napinjanja - rastezanja” mreže, čime se narušava njena geometrija.

Jedan važan uslov, pri definisanju datuma samostalne mreže, je taj da se ne sme uticati na geometriju mreže, tj. relativni položaj tačaka mora biti uspostavljen isključivo merenjem (Caspary 1987). Iz tog razloga potrebno je znati koje su veličine zavisne a koje nezavisne od izbora datuma. Veličine koje su nezavisne od izbora datuma su sama planirana merenja - relativne veličine, dok su nepoznate i njihova pripadajuća ocena tačnosti, odnosno apsolutne veličine zavisne od izbora datuma.

a) Lokalna geodetska mreža tunela u slučaju usvajanja nadzemne mreže kao apsolutno tačne - konvencionalni geodetski datum

Definisanje datuma nadzemne mreže na koju se priključuje podzemna tunelska mreža, ne sme deformisati mrežu, tj. ne treba uzimati više datumskih parametara nego što je potrebno. U tabeli 3.2 (Caspary 1988) dati su neki primeri kako se može definisati datum uz minimalan broj parametara datuma.

Tabela 3.2. Minimalni broj parametara za određivanje datuma

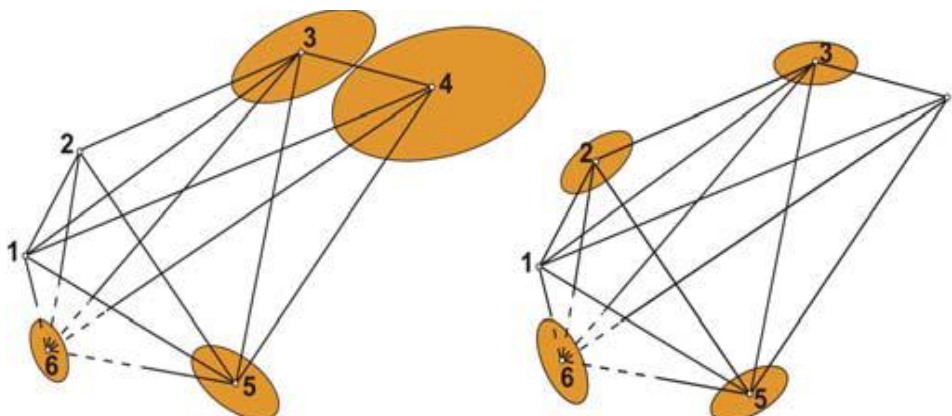
TIP MREŽE	MINIMALNI BROJ DATUMSKIH PARAMETARA MREŽE
1D	H od jedne tačke fiksna
2D (y,x) (sa dužinama)	y i x od jedne tačke fiksni, azimut prema drugoj tački fiksna
2D (y,x) (bez dužina)	y i x od dve tačke fiksni
3D (y, x, H) (sa dužinama)	y, x i H od jedne tačke fiksni, azimut i zenitna daljina prema drugoj tački fiksni, zenitna daljina prema trećoj tački fiksna
3D (y, x, H) (bez dužina)	y, x i H od tri tačke fiksni

Kao što se iz tabele 3.2. vidi, ako se prilikom merenja u samoj mreži mere neki elementi koji mogu poslužiti kao datumski parametri, onda te veličine nije potrebno dodatno meriti. U tabeli 3.3 (Kuang 1996) dat je prikaz nekih od tih elemenata.

Tabela 3.3. Datumski parametri sadržani u opažanjima

VRSTA OPAŽANJA	DATUMSKI PARAMETRI						
	TRANSLACIJA			ROTACIJA			RAZMERA
	t_x	t_y	t_z	ω_x	ω_y	ω_z	S
dužine	-	-	-	-	-	-	+
horiz.pravci/uglovi	-	-	-	-	-	-	-
azimut	-	-	-	-	-	+	-
zenitna daljina	-	-	-	+	+	-	-
GPS pozicioniranje	+	+	+	+	+	+	+
3D koordinatne razlike (GPS)	-	-	-	+	+	+	+
2D kordinatne razlike	-	-	-	-	-	+	+
visinske razlike	-	-	-	-	+	+	+

U postupku optimizacije nadzemne mreže, može se fiksirati neophodni (minimalni) broj koordinata tačaka mreže koje se uzimaju kao tačne veličine. Te koordinate definišu parametre datuma mreže, dok se tačke čiji prostorni položaj određuju nazivaju *datumskim tačkama* (Slika 3.3 - tačke 1 i 2 definišu datum). Ovakva nadzemna mreža se naziva **neslobodna mreža**, a način definisanja datuma **konvencionalni datum**.



Slika 3.3 Položajna nesigurnost tačaka mreže - konvencionalni datum

Izravnjanje mreže sa minimalnim brojem datumskih parametara uglavnom se sprovodi zbog ispitivanja kvaliteta mernih podataka, provere da li ima grubih i sistematskih grešaka i provere unutrašnje saglasnosti merenja. Rezultati takvog izravnjanja pokazaće samo greške vezane za aktuelna merenja bez dodatnih potencijalnih grešaka vezanih za netačnost koordinata tačaka.

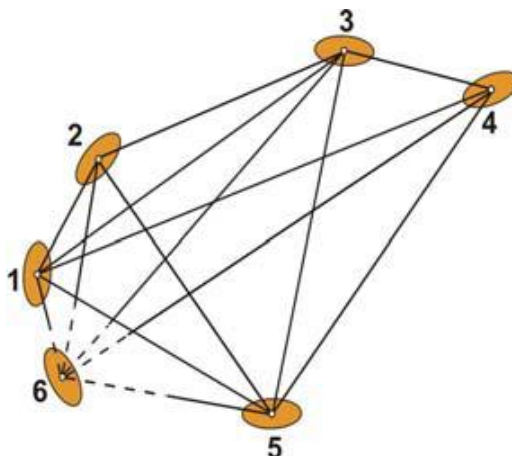
Međutim, od izbora tačaka koje definišu lokalni koordinatni sistem zavise standardna odstupanja položaja tačaka mreže i elipse grešaka. Tačke bliže izabranom ishodištu koordinatnog sistema imaju manja položajna odstupanja, a one koje su udaljenije imaju veća, što nije realna ocena tačnosti određivanja tih tačaka. Da bi se izbegla nerealnost u oceni tačnosti izračunatih tačaka u mreži, i u postupku optimizacije i u postupku izravnjanja pristupa se drugom rešenju, u kom se sve tačke uzimaju kao nepoznate, tj. definiše se **optimalni datum**.

b) Lokalna geodetska mreža tunela u slučaju istog statusa nadzemne i podzemne mreže - optimalni geodetski datum

Pod pojmom optimalnog geodetskog datuma podrazumeva se definisanje datuma pomoću “unutrašnjih uslova”, odnosno minimalnim tragom kovarijacione matrice za sve tačke u mreži. U slučaju ovako definisanog datuma, i nadzemna i podzemna mreža bi imale status **slobodne mreže**. Kod ovih mreža optimizacija se sprovodi bez uvođenja tačnih koordinata tačaka, odnosno datumskih tačaka (slika 3.4). Na ovaj način sve tačke podjednako doprinose definisanju datuma mreže, tj. sve veličine u mreži su nepoznate, a kriterijumi kvaliteta se ocenjuju za celokupnu tunnelsku mrežu. U ovom slučaju, osim uslova minimalne norme vektora popravaka merenja, uvodi se dodatni zahtev – minimalna norma vektora nepoznatih:

$$\hat{\mathbf{x}}^T \hat{\mathbf{x}} = \min \quad (3.7)$$

Na slici 3.4 prikazana je ista mreža kao i na slici 3.3 ali uz definiciju optimalnog datuma, sve tačke u mreži definišu datum.



Slika 3.4. Položajna nesigurnost tačaka mreže – optimalni datum

“Unutrašnji uslovi” zahtevaju da pre i posle izravnjanja 2D mreže bude zadovoljeno da koordinate centra mreže (srednja vrednost koordinata svih tačaka), srednja vrednost azimuta i srednja vrednost udaljenosti od centra do pojedine tačke mreže ostanu nepromenjeni.

3.4 PRETHODNA OCENA ISPUNJENOSTI KRITERIJUMA KVALITETA LOKALNE GEODETSKE MREŽE TUNELA

U postupku izrade projekta lokalne geodetske mreže pokušava se pronaći optimalno rešenje u pogledu zadatog kriterijuma kvaliteta – tačnosti lokalne geodetske mreže. Pod dobro projektovanom, odnosno tačnom lokalnom geodetskom mrežom podrazumeva se mreža koja zadovoljava sledeće kriterijume: preciznost i pouzdanost, koje treba ekonomično realizovati. Bilo koji od ovih ciljeva može prevagnuti, što zavisi od namene za koju se mreža uspostavlja. Realizacija navedenih kriterijuma može se sprovesti kroz sve faze razvijanja geodetskih mreža, što se naziva optimizacija.

Optimizacija i projekat geodetske mreže trebaju da budu sastavni deo svakog većeg geodetskog projekta. Razvijena mreža treba da bude optimalna u pogledu zahtevanih kriterijuma tačnosti. Preciznost, koja se može iskazati pomoću matrice kovarijansi ocenjenih parametara (nepoznatih), je mera rasprostiranja slučajnih grešaka. Mogućnost otkrivanja i eliminisanja grubih grešaka omogućava ostvarenje pouzdanosti. Optimizacija geodetske mreže treba da omogući preciznu i pouzdanu mrežu, koja je ostvarena na ekonomičan način.

3.4.1 Preciznost geodetske mreže

Meru uspešnosti projektovanja i kvaliteta realizacije geodetske mreže predstavlja kriterijum preciznosti. Postoje različite mere za ocenu preciznosti geodetske mreže, a koja će se koristiti zavisi od njene namene.

Mere za ocenu preciznosti geodetske mreže mogu se izraziti pomoću:

- *globalnih mera preciznosti* - odnose se na kvalitet geodetske mreže kao celine,
- *lokalnih mera preciznosti* - odnose se na kvalitet pojedine tačke geodetske mreže,
- *kriterijumske matrice* (globalna mera preciznosti).

Na preciznost geodetske mreže utiču: geometrija, preciznost merenih veličina (metoda merenja, vrsta merenih veličina, instrumenti), okolina (vremenski uslovi, teren), sposobnost opažača, način obrade merenja (metoda izravnjanja, kvaliteta datih veličina). Veličine koje služe kao mera za određivanje lokalne ili globalne preciznosti geodetske mreže, zavise od izbora referentnog sistema. Kako bi se izbegao uticaj grešaka datih veličina (poznatih tačaka u referentnom sistemu) geodetska mreža može da se izravnava kao neslobodna mreža, s minimalnim brojem datih veličina, ili kao slobodna mreža - bez uticaja datih veličina.

Informacije za lokalnu i globalnu preciznost geodetske mreže dobijamo iz *kovarijacione matrice nepoznatih parametara*:

$$\mathbf{K}_{\hat{\mathbf{x}}\hat{\mathbf{x}}} = \mathbf{s}_0^2 \mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}\hat{\mathbf{x}}} = \mathbf{s}_0^2 (\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A})^{-1} \quad (3.8)$$

Iz formule (3.8) se vidi koji faktori utiču na preciznost:

- referentna varijansa $\mathbf{s}_0^2$, na koju utiče: izbor instrumenata i metoda merenja, spoljašnji uslovi tokom merenja, sposobnost opažača, ponavljanje merenja,
- matrica dizajna $\mathbf{A}$ koja zavisi od geometrije geodetske mreže i vrste merenja,
- matrica težina $\mathbf{P}$ koja sadrži *a priori* težine merenja, koje su funkcije vrste merenja i njihove preciznosti.

3.4.1.1 Globalne mere preciznosti

Razmatra li se preciznost geodetske mreže u celini, polazi se od kovarijacione matrice $\mathbf{K}_{\hat{x}\hat{x}}$. Srednja aritmetička vrednost svih varijansi kovarijacione matrice predstavlja meru globalne preciznosti, a zove se *srednja varijansa* (Caspary 1988):

$$s_{\hat{x}\hat{x}}^{-2} = \frac{1}{u} \text{trag} \sum \mathbf{K}_{\hat{x}\hat{x}} \Rightarrow \min \quad (3.9)$$

gde je u broj svih koordinata nepoznatih tačaka. Globalne mere preciznosti su zavisne od geodetskog datuma. Ipak, srednja varijansa ima najveći praktični značaj za upoređivanje različitih oblika geodetskih mreža, ako su izravnanja zasnovana na istom datumu.

Generalizovana varijansa (srednja geometrijska vrednost svih varijansi) koja je zasnovana na determinanti od $\mathbf{K}_{\hat{x}\hat{x}}$ takođe predstavlja meru globalne preciznosti (Caspary 1988):

$$s_{\hat{x}\hat{x}}^{-2} = \sqrt{\det \mathbf{K}_{\hat{x}\hat{x}}} \Rightarrow \min \quad (3.10)$$

Generalizovana varijansa ima jednostavno geometrijsko značenje, s obzirom da je determinanta proporcionalna površini elipse grešaka.

Dalje, za meru globalne preciznosti preporučuje se najveća sopstvena vrednost od $\mathbf{K}_{\hat{x}\hat{x}}$:

$$\lambda_{\max} \Rightarrow \min, \quad (3.11)$$

gde je λ maksimalna sopstvena vrednost $\mathbf{K}_{\hat{x}\hat{x}}$. Nedostatak leži u činjenici da maksimalna sopstvena vrednost može biti znatno veća od ostalih. *Ukoliko je razlika između maksimalne i minimalne sopstvene vrednosti mala, znači da je ostvarena homogenost i izotropnost geodetske mreže.*

3.4.1.2 Lokalne mere preciznosti

Za razliku od globalnih mera preciznosti, lokalne mere preciznosti govore o preciznosti svake pojedine tačke geodetske mreže. Kofaktorska matrica $\mathbf{Q}_{\hat{x}\hat{x}}$ se podeli u 2x2 blok submatrice (za 2D geodetsku mrežu). Svaka submatrica se odnosi na jednu tačku geodetske mreže (Caspary 1988):

$$(\mathbf{Q}_{\hat{x}\hat{x}})_i = s_0^2 \begin{bmatrix} (\mathbf{q}_{xx})_i & (\mathbf{q}_{xy})_i \\ (\mathbf{q}_{yx})_i & (\mathbf{q}_{yy})_i \end{bmatrix}. \quad (3.12)$$

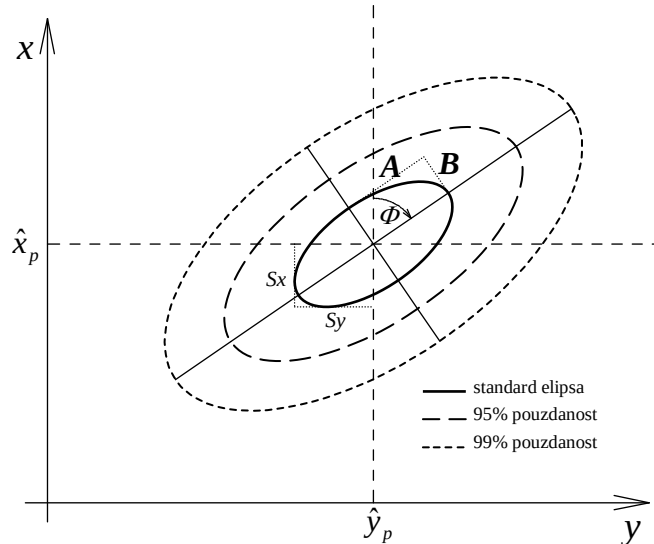
Lokalna mera preciznosti pojedine tačke može se izraziti preko *standardnog odstupanja koordinata tačke*:

$$s_x = s_0 \sqrt{q_{xx}}, s_y = s_0 \sqrt{q_{yy}}, \quad (3.13)$$

gde su q_{ii} dijagonalni elementi kofaktorske matrice $\mathbf{Q}_{\hat{x}\hat{x}}$, i *srednjeg standardnog odstupanja položaja tačke*:

$$s_{p_i} = \sqrt{\frac{s_{x_i}^2 + s_{y_i}^2}{2}}. \quad (3.14)$$

Izrazi (3.13) i (3.14) daju ocenu preciznosti položaja tačke u smeru osa x i y . Ti izrazi ne osiguravaju potpunu informaciju o preciznosti položaja tačke, odnosno nije poznata preciznost položaja ni u jednom smeru osim u smeru osa x i y . S obzirom da se u većini slučajeva mere i pravci i dužine, položaj tačke je nesiguran zbog grešaka u merenju pravaca i dužina. Potpunu informaciju o preciznosti položaja tačke daće *elipsa grešaka*.



Slika 3.5. Standardna i proširene elipse grešaka

Elementi elipse grešaka računaju se prema:

$$\begin{aligned}
 A^2 &= \frac{s_0^2}{2} (q_{\hat{x}\hat{x}_i} + q_{\hat{y}\hat{y}_i} + k) = s_0^2 \lambda_1, \\
 B^2 &= \frac{s_0^2}{2} (q_{\hat{x}\hat{x}_i} + q_{\hat{y}\hat{y}_i} - k) = s_0^2 \lambda_2, \\
 k &= \sqrt{(q_{\hat{x}\hat{x}_i} - q_{\hat{y}\hat{y}_i})^2 + 4q_{\hat{x}\hat{y}_i}^2}, \\
 \text{tg} 2\Phi &= \frac{2q_{\hat{x}\hat{y}_i}}{q_{\hat{x}\hat{x}_i} - q_{\hat{y}\hat{y}_i}}
 \end{aligned} \tag{3.15}$$

gde je:

A, B - velika i mala polu-osa elipse grešaka,

Φ - ugao nagiba velike polu-ose elipse grešaka,

q_{ii} - elementi kofaktorske matrice $\mathbf{Q}_{\hat{x}\hat{x}}$,

λ_1, λ_2 - sopstvene vrednosti kofaktorske matrice $\mathbf{Q}_{\hat{x}\hat{x}}$.

Velika polu-osa elipse leži u smeru maksimalno očekivane greške položaja (koordinata) tačke, a mala polu-osa u smeru minimalne greške. Elementi elipse grešaka računaju se pomoću elemenata kofaktorske matrice $\mathbf{Q}_{\hat{x}\hat{x}}$. Osim što daje osnovne informacije u vezi sa preciznošću položaja tačke, velika korist od elipsi grešaka je ta da se, pri simulaciji različitih varijanti projekta geodetske mreže, može napraviti vizuelno upoređivanje *relativne preciznosti* između bilo koje dve tačke. Ako se pogleda njihov oblik, veličina i orijentacija, lako se mogu uporediti različite varijante geodetske mreže i odabrati najpovoljnija.

Lokalne mere preciznosti su zavisne od izbora referentnog koordinatnog sistema. Ako se geodetska mreža izravnavaju primenom generalizovane inverzije tada će lokalne mere preciznosti bolje pokazati postignutu preciznost položaja tačaka. Lokalne mere ne uzimaju u obzir korelaciju između tačaka unutar geodetske mreže, pa i ne odražavaju pravu postignutu preciznost. Zbog toga se kao bolje mere za ocenu kvaliteta neke geodetske mreže uzimaju globalne mere preciznosti koje su izražene pomoću veličina koje se izračunaju iz sopstvenih vrednosti kovarijacione matrice $\mathbf{K}_{xx}$. I te mere preciznosti su zavisne od izbora koordinatnog sistema pa o tome prilikom analize kvaliteta treba voditi računa. Ocena kvaliteta geodetske mreže primenom kriterijuma preciznosti je nedovoljna, jer te mere zavise od izbora koordinatnog sistema i ne uključuju ocene pouzdanosti geodetske mreže (Novaković 2005).

3.4.1.3 Lokalna mera preciznosti nadzemne i podzemne mreže tunela

Preciznost kojom se određuju nadzemna i podzemna geodetska mreža definiše se građevinsko-tehničkim zahtevom tačnosti proboja tunela. Tačnost proboja zavisi od dužine tunela i određena je vrednošću σ po km, pa se tako može uspostaviti jednakost za tačnost proboja (Krüger 1985):

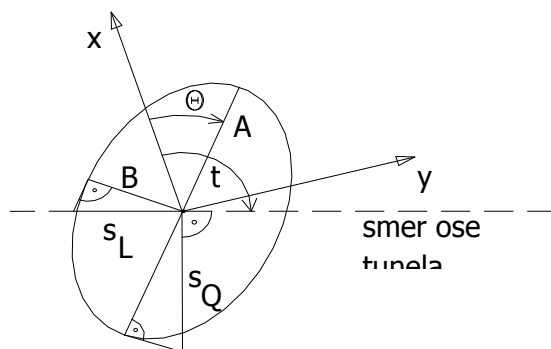
$$s_D = \sigma \cdot L_{[\text{km}]}, \quad (3.16)$$

gde je:

L - dužina tunela u kilometrima,

s_D - standardno odstupanje proboja tunela.

Tačnost proboja je potrebno proveriti na osnovu greške tačnosti proboja. Ova greška se određuje nezavisno iz oba smera iskopa tunela. Invarijantna je u odnosu na utvrđen datum, a predstavlja se relativnom elipsom grešaka koja u sebi sadrži informaciju o poprečnoj s_Q i uzdužnoj s_L tačnosti proboja.



Slika 3.6. Relativna elipsa greške tačnosti proboja tunela

Relativnu elipsu grešaka, prikazanu na slici 3.6, određuje dvodimenzionalni interval pouzdanosti parova koordinatnih razlika Δy i Δx koji procenjuje položaj dve tačke prilikom izravnavanja mreže u određenom koordinatnom sistemu u različitim smerovima (Krüger 1985). Ona se računa iz kofaktora koordinatnih razlika, a opisuju je velika poluosa A, mala poluosa B i smer velike poluose Θ :

$$\lambda_{1,2} = \frac{1}{2} \left(q_{\Delta x \Delta x} + q_{\Delta y \Delta y} \pm \sqrt{(q_{\Delta x \Delta x} - q_{\Delta y \Delta y})^2 + 4q_{\Delta x \Delta y}^2} \right), \quad (3.17)$$

$$\tan 2\Theta = \frac{2q_{\Delta x \Delta y}}{q_{\Delta x \Delta x} - q_{\Delta y \Delta y}}, \quad (3.18)$$

$$\begin{aligned} A &= s_0^2 \sqrt{\lambda_1} \\ B &= s_0^2 \sqrt{\lambda_2} \end{aligned} \quad (3.19)$$

Relativna elipsa grešaka je nezavisna od međusobne udaljenosti dve tačke, pa postoji i za dve tačke čija je međusobna udaljenost nula, ukoliko su one određene nezavisno jedna od druge. Ako se to primeni na mesto proboja, greška proboja tunela će iznositi:

$$s_Q^2 = A^2 \sin^2(t - \Theta) + B^2 \cos^2(t - \Theta), \quad (3.20)$$

$$s_L^2 = A^2 \cos^2(t - \Theta) + B^2 \sin^2(t - \Theta), \quad (3.21)$$

gde je:

t - smer ose tunela.

Relativna elipsa grešaka mesta proboja je invarijantna u odnosu na datum mreže, što ne važi za relativnu elipsu grešaka krajnjih tačaka konačne dužine, npr. između portalnih tačaka. Relativna elipsa grešaka između tih tačaka je zavisna od smera strane i nije invarijantna (Krüger 1985).

3.4.1.4 Kriterijumska matrica

Tražena preciznost neke mreže u celini, može biti izražena unapred definisanom "veštačkom" kovarijacionom matricom "idealne" strukture, koja optimalno ispunjava željenu preciznost geodetske mreže – homogenost i izotropiju. To je *kriterijumska matrica* koja se koristi za poređenje različitih varijanti kovarijacionih matrica neke projektovane mreže, pa se teži da efektivna matrica poprimi što više oblik kriterijumske. Ako se umesto skalarnih funkcija primeni kriterijumska matrica, rešenje problema optimizacije će biti bolje.

Kriterijumska matrica mora zadovoljiti sledeće uslove:

- elipse grešaka i relativne elipse grešaka moraju da budu kružnice ($A = B$, $\theta = 0$),
- relativna preciznost između dve susedne tačke mora biti jednaka u svim smerovima,
- kriterijumska matrica mora da bude definisana u istom koordinatnom sistemu kao i kovarijaciona matrica razmatrane mreže.

U skladu sa ovim zahtevima može da se formira kriterijumska matrica za koordinate dve tačke mreže.

Neka su $(\hat{x}_i, \hat{y}_i)$ i $(\hat{x}_j, \hat{y}_j)$ ocene koordinata neke dve tačke 2D lokalne geodetske mreže. Njihove stvarne kovarijanse su:

$$\mathbf{C}_{ij} = \mathbf{C} \begin{pmatrix} \hat{x}_i \\ \hat{y}_i \\ \hat{x}_j \\ \hat{y}_j \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{x_i}^2 & \sigma_{x_i y_i} & \sigma_{x_i x_j} & \sigma_{x_i y_j} \\ & \sigma_{y_i}^2 & \sigma_{y_i x_j} & \sigma_{y_i y_j} \\ & & \sigma_{x_j}^2 & \sigma_{x_j y_j} \\ & & & \sigma_{y_j}^2 \end{bmatrix} \quad (3.22)$$

Na osnovu toga formira se kovarijaciona matrica razlike koordinata dve tačke:

$$\mathbf{C} \begin{pmatrix} \hat{x}_j - \hat{x}_i \\ \hat{y}_j - \hat{y}_i \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{x_i}^2 + \sigma_{x_j}^2 - 2\sigma_{x_i x_j} & \sigma_{x_i y_i} + \sigma_{x_j y_j} - \sigma_{x_i y_j} - \sigma_{x_j y_i} \\ \sigma_{x_i y_i} + \sigma_{x_j y_j} - \sigma_{x_i y_j} - \sigma_{x_j y_i} & \sigma_{y_i}^2 + \sigma_{y_j}^2 - 2\sigma_{y_i y_j} \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

Elementi ove matrice daju elipsu poverenja za razliku koordinata dve tačke, i to za prvu tačku po formuli:

$$(\sigma_{x_i}^2 - \sigma_{y_i}^2) + 4\sigma_{x_i y_i}^2 = 0 \quad (3.24)$$

Ova jednakost važi ako je:

$$\sigma_{x_i}^2 = \sigma_{y_i}^2 \quad \text{i} \quad \sigma_{x_i y_i} = 0 \quad (3.25)$$

Slično, za drugu tačku važi:

$$\sigma_{x_j}^2 = \sigma_{y_j}^2 \quad \text{i} \quad \sigma_{x_j y_j} = 0 \quad (3.26)$$

Ako još važi da je:

$$\sigma_{x_i x_j} = \sigma_{y_i y_j} \quad \text{i} \quad \sigma_{x_i y_j} = -\sigma_{x_j y_i} \quad (3.27)$$

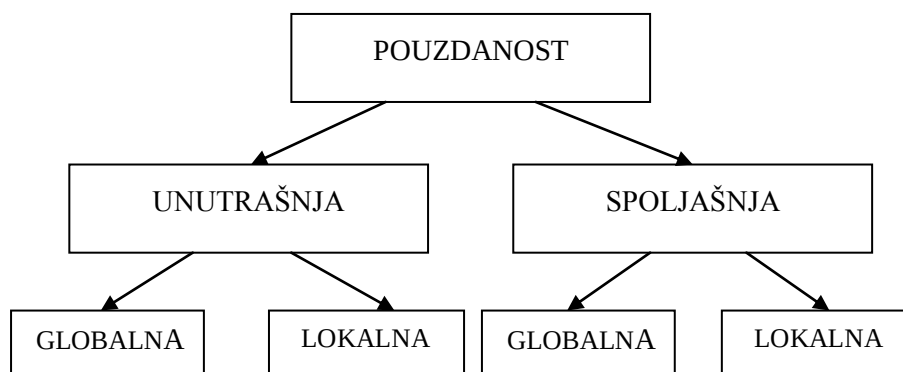
dobija se kružna elipsa poverenja za koordinatne razlike dve tačke.

Ako je matrica $\mathbf{C}_x$ kovarijaciona matrica koordinata tačaka mreže koju je potrebno optimizovati, onda se elementi te matrice menjaju u skladu sa jednačinama (3.25-3.27) tako da se postigne što manja kružna elipsa koordinata i koordinatnih razlika.

Primenom ove metodologije formiranja kriterijumske matrice u postupku optimizacije je moguće na osnovu unapred zadatih kriterijuma uticati na određivanje greške tačnosti proboja tunela na način da dobijena elipsa grešaka teži obliku kruga.

3.4.2 Pouzdanost geodetske mreže

Koncept pouzdanosti geodetskih mreža datira još iz 1968. godine (Baarda 1973) i odnosi se na mogućnost otkrivanja i uklanjanja grubih grešaka iz merenja. Termini koji se koriste su unutrašnja i spoljašnja pouzdanost. Unutrašnja pouzdanost se odnosi na sposobnost geodetske mreže u otkrivanju i lociranju grubih grešaka testiranjem hipoteza koje su postavljene sa određenim nivoom pouzdanosti i značajnosti. Spoljašnja pouzdanost odnosi se na uticaj neotkrivenih sistematskih i grubih grešaka na ocenjene parametre.



Slika 3.7. Klasifikacija pouzdanosti

Na kriterijum pouzdanosti može se uticati kroz sve faze razvijanja geodetske mreže. Kako se prilikom realizacije merenja u mreži mogu javiti greške koje mogu uticati na ocenjene vrednosti koordinata tačaka, u procesu prethodne ocene tačnosti mogu se postaviti kriterijumi koji će osigurati da posle izravnjanja popravke merenja budu adekvatne greškama merenja (uključujući i neotkrivene grube greške). Neophodno je sprovesti pouzdana merenja (prisilno centrisanje, pažljivo horizontiranje i viziranje i dr.). Zatim treba koristiti pouzdanu metodu merenja kojom se mogu eliminisati neke sistematske greške (čitanje u dva položaja instrumenta, višestruka merenja i sl.). Osim toga, potrebno je napraviti takav projekat koji omogućava da rezultati merenja "kontrolišu sami sebe" (zatvaranje figura, nivelanje u dva smera i sl.). Osnovni izvor informacija o pouzdanosti mreže, nakon izravnjanja, je matrica kofaktora popravaka merenja $\mathbf{Q}_{vv}$.

3.4.2.1 Globalne mere pouzdanosti

A) Globalne mere unutrašnje pouzdanosti

Pojam **globalne** znači da je otkrivanje grešaka (grubih i sistematskih) nezavisno od njihovog lociranja. Najjednostavnija mera globalne unutrašnje pouzdanosti je broj *suvišnih merenja* (f) koja su ravnomerno rasprostranjena po mreži.

Pogodne mere globalne unutrašnje pouzdanosti su maksimalna svopstvena vrednost $\lambda_{\max}$ i trag matričnog proizvoda $\mathbf{PQ}_{vv}\mathbf{P}$ za koje se nastoji da budu maksimalni (Caspary 2000). Najbolja varijanta projekta geodetske mreže je ona kod koje je:

$$\text{trag}(\mathbf{PQ}_{vv}\mathbf{P}) = \lambda_{\max} \text{trag}(\mathbf{Q}_{vv}\mathbf{P}) = \lambda_{\max} f = \max, \quad (3.28)$$

jer će se tada stvoriti najbolji uslovi za otkrivanje grubih grešaka. Dodatna merenja povećavaju broj suvišnih merenja f , što utiče na povećanje verovatnoće otkrivanja grešaka u modelu.

B) Globalne mere spoljašnje pouzdanosti

Uprkos svim modernim i sofisticiranim postupcima, nikada nećemo biti u potpunosti sigurni da smo otkrili sve grube i sistematske greške u opažanoj mreži. Takođe, u rezultatima merenja uvek mogu da ostanu i neke male neotkrivene greške koje su se smestile u blizini graničnih vrednosti. Zbog toga, analizom modela potrebno je prikupiti sve informacije o uticaju tih grešaka na ocenjene parametre. Za matematički model se kaže da ima visoki stepen spoljašnje pouzdanosti, ako nesignifikantno reaguje na neotkrivene greške.

Datumski nezavistan kriterijum pouzdanosti može se odrediti iz nejednačine:

$$\Delta\mathbf{I}^T \Delta\mathbf{I} \times \lambda_{\max} \geq \Delta\mathbf{I}^T \mathbf{PQ}_{\ddot{v}} \mathbf{P} \Delta\mathbf{I} \quad (3.29)$$

gde je λ - maksimalna sopstvena vrednost matričnog proizvoda $\mathbf{PQ}_{\ddot{v}}\mathbf{P}$. Što je manji $\lambda_{\max}$ manji je i maksimalni mogući uticaj neotkrivene greške $\Delta\mathbf{I}$ na ocenjene parametre, a prema tome i pouzdaniji, odnosno robusniji model - $\lambda_{\max}(\mathbf{PQ}_{\ddot{v}}\mathbf{P}) = \min$. Dodatna merenja ne menjaju vrednost $\lambda_{\max}$ ili trag $\mathbf{PQ}_{\ddot{v}}\mathbf{P}$, već povećavaju samo ukupan broj suvišnih merenja f .

3.4.2.2 Lokalne mere pouzdanosti

A) Lokalne mere unutrašnje pouzdanosti

Koncept lokalne pouzdanosti je usko vezan sa mogućnošću otkrivanja grubih grešaka. Što je veća mogućnost otkrivanja grubih grešaka veći je i stepen unutrašnje pouzdanosti modela. Odnos između grube greške Δl_i i promene popravke merenja l_i je (Caspary 1988):

$$\Delta v_i = -q_{v_i} p_i \Delta l_i = f_i \Delta l_i, \quad (3.30)$$

gde je:

p_i - *a priori* težina merenja l_i ,

q_{v_i} - *i*-ti dijagonalni element matrice Q_{vv} ,

Δl_i - gruba greška u merenju l_i .

Ukoliko je popravka Δv_i veća, veća je i verovatnoća određivanja grubo pogrešnog merenja. Za datu grešku Δl_i vrednost popravke Δv_i opažanja l_i je srazmeran izrazu:

$$f_i = q_{v_i} p_i, \quad (3.31)$$

gde je f_i **broj suvišnih merenja** i deo *i*-tog opažanja u ukupnom broju suvišnih merenja f :

$$\text{trag}(\mathbf{Q}_{vv} \mathbf{P}) = \sum f_i = f. \quad (3.32)$$

Vrednost f_i se računa za svako merenje pre samog izvođenja merenja na terenu, kako bi se uočile slabe tačke projektovane mreže u pogledu pouzdanosti. Na taj način se ti delovi mreže mogu ojačati dodatnim merenjima. **Suma svih f_i predstavlja broj stepeni slobode cele geodetske mreže.** Broj suvišnih merenja f_i koristi se kao lokalna mera unutrašnje pouzdanosti određenog opažanja:

$$f_i = 1 - q_{l_i} p_i = 1 - \frac{p_i}{p_{l_i}} \quad (3.33)$$

S obzirom da je *a posteriori* težina *i*-tog opažanja (p_i) veća ili jednaka *a priori* težini (p_{l_i}), broj suvišnih merenja f_i se kreće u intervalu: $0 \leq f_i \leq 1$ (Tabela 3.4). Donja granica se dostiže kada je $p_i = p_{l_i}$. U tom slučaju odgovarajuće merenje l_i nije kontrolisano sa drugim mernim veličinama. Gornja granica se dostiže u slučaju kada je $p_i = \infty$, što znači da je varijansa izravnatog merenja jednaka nuli i model odlično kontroliše merenje l_i .

Tabela 3.4. Broj suvišnih merenja f_i u geodetskim mrežama (Caspary 1988)

Vrsta geodetske mreže	Broj suvišnih merenja f_i
triangulaciona	0.1 – 0.2
trilateraciona	0.3 – 0.6
kombinovana	0.5 – 0.8
nivelmanska	0.2 – 0.5

Minimalan broj suvišnih merenja trebalo bi da iznosi oko 0.3. Dobro projektovana mreža, iz aspekta lokalne unutrašnje pouzdanosti, je ona koja ispunjava kriterijum:

$$f_i = q_{v_i} p_i = \max. \quad (3.34)$$

Prosečan broj suvišnih merenja jednak je:

$$\bar{f} = \frac{\sum f_i}{n}, \quad (3.35)$$

i predstavlja pogodnu globalnu meru unutrašnje pouzdanosti u slučaju da su brojevi f_i ravnomerno raspoređeni u geodetskoj mreži. Ove mere su *nezavisne od datuma* geodetske mreže pa su vrlo pogodne za praktičnu primenu.

B) Lokalne mere spoljašnje pouzdanosti

Lokalne mere spoljašnje pouzdanosti prikazuju uticaj *jednog* merenja koje sadrži grubu grešku na ocenjene parametre:

$$\Delta \hat{x}_i = N^{-1} a_i p_i \Delta l_i, \quad (3.36)$$

gde je a_i i-ta kolona matrice A^T . Svi ocenjeni parametri sadrže uticaj grubo pogrešnog merenja Δl_i . U praksi, parametri koji se pojavljuju u i-toj jednačini opažanja s vektorom koeficijenata a_i su opterećeniji uticajem grube greške od ostalih, pa prema tome uticaj *jedne* grube greške se može okarakterisati kao *lokalan* (Caspary 1988).

S obzirom da se gruba greška Δl_i ne može kontrolisati, zahtev za pouzdanošću se može izraziti kao:

$$p_i^2 a_i^t Q_{xx} a_i = p_i (1 - f_i) = \min, \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, n\}. \quad (3.37)$$

Izraz (3.99) možemo koristiti za sva merenja. Takođe, možemo u fazi projektovanja oblika geodetske mreže koristeći izraz (3.37) proveriti pouzdanost, dok su poboljšanja i ispravke još mogući. Srednja vrednost lokalne mere spoljašnje pouzdanosti trebalo bi da bude minimalna, a može se izračunati iz sume svih pojedinih vrednosti prema izrazu (3.37):

$$\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n p_i^2 a_i^t Q_{xx} a_i = \frac{1}{n} \text{trag}(P A N^{-1} A^T P) = \frac{1}{n} \text{trag}(P Q_{\Pi} P) = \min \quad (3.38)$$

Ako se teorija o lokalnim merama spoljašnje pouzdanosti primeni na koordinate tačke proboja, maksimalni uticaj grubih grešaka na koordinate ove tačke ∇P_D može da se izračuna po formuli (Krüger 1985):

$$\nabla \tilde{N} P_D = \sqrt{\nabla x_{D_{\max}}^2 + \nabla y_{D_{\max}}^2} \quad (3.39)$$

$$\nabla x_{D_{\max}} = \text{trag}(\nabla x_{D_j}), \quad \nabla y_{D_{\max}} = \text{trag}(\nabla y_{D_j}), \quad (3.40)$$

gde je:

P_D - tačka proboja,

$\nabla x_{D_j}, \nabla y_{D_j}$ - uticaj jedne proizvoljne greške opažanja ∇_j na koordinate tačke proboja x_D , odnosno y_D .

Podaci o pouzdanosti mogu preračunavanjem da se interpretiraju u komponentama ∇Q_D i ∇L_D poprečno u odnosu na osu tunela i duž ose tunela.

S obzirom da su vrednosti ∇x_{Dmax} , ∇y_{Dmax} i ∇P_D u slobodnoj mreži zavisne od izbora datuma, one nisu apsolutne veličine. Ako se izračuna uticaj neotkrivenih grubih grešaka na koordinatne razlike u tački proboja iz jednačina:

$$\nabla x_{VD} = \nabla x_{D1} - \nabla x_{D2} \quad \text{i} \quad \nabla y_{VD} = \nabla y_{D1} - \nabla y_{D2}, \quad (3.41)$$

dobijaju se veličine koje su invarijantne.

Iz vrednosti ∇x_{VD} i ∇y_{VD} moguće je dosta dobro predvideti pouzdanost za tačku proboja u poprečnom i uzdužnom smeru u odnosu na osu tunela.

Veću unutrašnju pouzdanost imaju geodetske mreže koje najlakše omogućavaju otkrivanje grubih grešaka, a spoljašnju pouzdanost one geodetske mreže kod kojih neotkrivene grube greške imaju najmanji uticaj na nepoznate veličine. Kod obe pouzdanosti presudnu ulogu ima geometrija geodetske mreže, te je najbolja ona geometrija kod koje je λ_{max} što manji.

Globalne mere unutrašnje i spoljašnje pouzdanosti su vrlo slične. Naime, izrazi $\mathbf{Q}_{II} = \mathbf{Q}_{II} + \mathbf{Q}_{VV}$ i $\mathbf{PQ}_{VV}\mathbf{P} = \mathbf{P} - \mathbf{PQ}_{II}\mathbf{P}$, za matricu težina $\mathbf{P}$, su ekvivalentni ako se minimizira $\text{trag}(\mathbf{PQ}_{II}\mathbf{P}) = \min$, odnosno maksimizira $\text{trag}(\mathbf{PQ}_{VV}\mathbf{P}) = \max$. Tabela 3.5. prikazuje mere i kriterijume unutrašnje i spoljašnje pouzdanosti geodetske mreže (Caspary 1988).

Tabela 3.5. Mere i kriterijumi unutrašnje i spoljašnje pouzdanosti

POUZDANOST	Unutrašnja	Spoljašnja
Globalne mere	$\lambda_{max}(\mathbf{PQ}_{VV}\mathbf{P}) = \max$ $\text{trag}(\mathbf{PQ}_{VV}\mathbf{P}) = \max$	$\lambda_{max}(\mathbf{PQ}_{II}\mathbf{P}) = \min$ $\text{trag}(\mathbf{PQ}_{II}\mathbf{P}) = \min$
Lokalne mere, $\forall i$	$f_i = q_{v_i v_i} p_i = \max$	$p_i^2 a_i^t \mathbf{Q}_{xx}^- a_i = \min$
Prosečna lokalna mera = globalna mera	$\bar{f} = \frac{\sum f_i}{n} = \max$	$\frac{1}{n} \text{trag}(\mathbf{PQ}_{II}\mathbf{P}) = \min$

3.4.3 Osetljivost pojedinih merenja

Broj suvišnih merenja možemo povezati sa uticajem neotkrivene grube greške merenja na nepoznate, pa stoga uvodimo pojam osetljivost pojedinog merenja, koje označavamo sa r_i . Mera za osetljivost pojedinog merenja r_i je nezavisna od datuma mreže. Osim toga, **vrednost r_i ne zavisi ni od merene vrednosti ni od njene popravke, već isključivo od geometrije mreže.** Zato se deo pojedinog merenja u ukupnom broju suvišnih merenja može izračunati pre terenskog merenja, tj. u fazi određivanja oblika mreže i plana merenja. Osetljivost pojedinog merenja predstavlja uticaj tog merenja na nepoznate (koordinate tačaka mreže), pa je usko povezano sa pouzdanošću pojedinog merenja, odnosno mogućnošću otkrivanja grubo pogrešnog merenja. Računanje vrednosti r_i omogućava otkrivanje područja slabe pouzdanosti mreže, što se može popraviti, u postupku optimizacije, sa dodatnim merenjima i promenom težina.

Što je veća vrednost r_i veća je i mogućnost otkrivanja grube greške - to merenje ima veliki Δv_i . Koeficijent r_i takođe omogućava ocenu u koliko meri geometrija mreže može da iskaže uticaj grubih grešaka na rezultate merenja. Veća vrednost koeficijenta r_i omogućava bolju kontrolu opažanja l_i , tj. kod njegove veće vrednosti lakše će se uočiti gruba greška koja bi imala veliki uticaj na nepoznate.

Koeficijent r_i je vezan isključivo za geometriju mreže i definiše koliki će procenat grube greške merenja l_i biti uključen u popravku v_i posle izravnjanja. Osobina dobro projektovane mreže je da svi elementi mreže imaju što veći r_i . U tabeli 3.6 predstavljena je mera sposobnosti mreže da veći deo grube greške nekog merenja dodeli popravci tog istog merenja.

Tabela 3.6. Stepen kontrole merenja u zavisnosti od vrednosti r_i

Vrednosti r_i	Mogućnost kontrole
$0 < r_i \leq 0.01$	nema kontrole
$0.01 < r_i \leq 0.1$	slaba kontrola
$0.1 < r_i \leq 0.3$	dobra kontrola
$0.3 < r_i \leq 1.0$	odlična kontrola

Takođe, mogu se pojaviti sledeći granični slučajevi:

- $r_i \approx 1$, grube greške imaju veliki uticaj na nepoznate pa se lako otkriju,
- $r_i \approx 0$, većina grubih grešaka se sakrije između opažanja ili nepoznatih pa ne mogu da dobiju status grubih grešaka,
- $r_i = 0$, opažanje je "slepo" pa se ne može kontrolisati pomoću drugih opažanja, grube greške je nemoguće otkriti.

Osetljivost pojedinih merenja može se poboljšati promenom oblika mreže tako da među merenjima ne bude takvih čiji je koeficijent r_i blizu nule. Zato je u fazi projektovanja potrebno u što većoj meri zadovoljiti uslov *homogenosti* i *izotropije mreže*. Takve mreže u najvećoj meri ispunjavaju uslov da neotkrivene grube greške imaju najmanji uticaj na izravnanje parametre ($r_i \approx 1$, najlakše se otkriju grube greške). Pouzdanost mreže zavisi od geometrije mreže tj. od matrice dizajna $\mathbf{A}$ i od matrice težina merenja $\mathbf{P}$, a ne od samih merenja. Sa stanovišta projekta, mreža mora da bude projektovana tako da:

- grube greške budu otkrivene i takva merenja izbačena najviše koliko je moguće. Neotkrivena gruba greška nekog merenja mora biti mala u poređenju sa standardnim odstupanjem merenja.
- uticaj neotkrivene grube greške na rezultate, mora biti što manji. Što je veći broj suvišnih merenja, manji je obim neotkrivenih grešaka kao i njihov uticaj na ocenjene koordinate pa je time i pouzdanost veća.

3.4.4 Metode otkrivanja grubih grešaka iz rezultata merenja posle izravnjanja

Statističkim testovima se posle izravnjanja, utvrđuje, da li su u merenjima još uvek prisutne grube greške manjeg iznosa, na način da se uz neku unapred zadatu verovatnoću, potvrđuje odnosno odbacuje postavljena hipoteza. Podudaranje stvarnih i teorijskih raspodela, odnosno parametara takvih raspodela omogućavaju njihovo bolje poznavanje. Naime, pre izravnjanja a nakon samog merenja se otkrivaju grube greške velikog iznosa primenom metoda zatvaranja figura, razlika dvostrukih merenja i sl. Ipak se može dogoditi da u modelu ostanu neke grube greške manjeg iznosa koje mogu uticati na ostala merenja. Kako bi otkrili merenja koja sadrže te greške potrebno je koristiti statističke testove. U nastavku su prikazana dva testa koja se za ove potrebe najčešće koriste kod obrade geodetskih mreža, a to su:

- Globalni test modela (*Hi - kvadrat test*) i
- *Tau test*.

Globalni test (Hi - kvadrat test)

Globalnim testom se ispituje da li se faktor varijanse *a posteriori* $\hat{\sigma}_0^2$ značajno razlikuje od faktora varijanse *a priori* koji se obično u praksi uzima da je $\sigma_0^2=1$. U tom slučaju, globalnim testom se ispituje da li je ocenjeni faktor varijanse *a posteriori* statistički jednak 1. Potrebno je s određenom verovatnoćom utvrditi da:

- funkcionalni model predstavlja realnu vezu između merenih veličina i nepoznatih (uzete u obzir popravke i redukcije merenih veličina),
- pretpostavljeni stohastički model odgovara stvarnom modelu,
- merenja nisu opterećena grubim greškama.

Potrebno je testirati nultu hipotezu protiv alternativne:

$$\begin{aligned} H_0: E(\hat{\sigma}_0^2) &= \sigma_0^2, \\ H_0: E(\hat{\sigma}_0^2) &\neq \sigma_0^2, \end{aligned} \quad (3.42)$$

gde je:

- σ_0^2 - faktor varijanse *a priori*,
- $\hat{\sigma}_0^2$ - faktor varijanse *a posteriori*.

Pod pretpostavkom da važi nulta hipoteza, formira se test statistika koja se distribuira po χ^2 (hi - kvadrat) raspodeli:

$$T = \frac{\mathbf{v}^T \mathbf{P} \mathbf{v}}{\sigma_0^2} = f \frac{\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2}, \quad (3.43)$$

gde je:

- $f = n - r$ - broj stepeni slobode,
- n - broj merenja,
- $r = u - d = \text{rang } \mathbf{A}$.

Nulta hipoteza se odbacuje kada je ispunjen jedan od uslova: $T > \chi_{1-\alpha/2f}^2$ ili $T < \chi_{\alpha/2f}^2$ gde su $\chi_{1-\alpha/2f}^2$ i $\chi_{\alpha/2f}^2$ kritične vrednosti izračunate iz χ^2 raspodele, a baziraju se na nivou značajnosti (α) i broju stepeni slobode (f).

U slučaju da nulta hipoteza nije zadovoljena, tj. ako se testom ustanovi da se referentne varijanse *a priori* i *a posteriori* značajno razlikuju, najčešći uzrok su *pogrešno odabrane težine* ili *prisustvo grubih grešaka u merenjima*.

Upotreba samo globalnog testa nije dovoljna iz dva razloga. Ako varijanse i prođu test to nije garancija da nema grubih grešaka u merenjima. Osim toga, ako globalni test ne prođe, samo se ustanovilo moguće prisustvo merenja koja sadrže grube greške, ali se tim testom ne može odrediti koja su to merenje.

Tau - test

Ukoliko nije poznata vrednost *a priori* faktora varijanse σ_0^2 , tada koristimo faktor varijanse *a posteriori* $\hat{\sigma}_0^2$. U tom slučaju se globalni test ne sprovodi, a data snooping metoda se modifikuje usvajanjem nove test statistike (Pope 1976):

$$\tau_i = \frac{\hat{v}_i}{\hat{\sigma}_{\hat{v}_i}} = \frac{\hat{v}_i}{\hat{\sigma}_0 \sqrt{q_{\hat{v}_i}}} \quad (3.44)$$

Statistika se raspoređuje po τ raspodeli sa $f = n - r$ stepeni slobode. Matematički, to je multi varijantni statistički test, s obzirom da se reziduali koriste za ocenu $\hat{\sigma}_{\hat{v}_i}$ preko $\hat{\sigma}_0^2$.

Uz nivo pouzdanosti α , τ_i će biti označen kao gruba greška ako je:

$$|\tau_i| > \tau_{\alpha/2} \quad (3.45)$$

gde je $\tau_{\alpha/2}$ kritična vrednost *Tau* testa koja se računa prema studentovoj t-raspodeli:

$$\tau_{\alpha/2}(r) = \frac{\sqrt{r} t_{\alpha/2}(r-1)}{\sqrt{r-1 + t_{\alpha/2}^2(r-1)}} \quad (3.46)$$

Merenje koje ima vrednost *Tau* test statistike veću od kritične se izbacuje, pa se izravnanje ponavlja dok se na taj način ne uklone sva merenja koja imaju vrednost *Tau* test statistike veću od kritične, odnosno koja su označena kao grubo pogrešna. Problem prilikom primene *Tau* testa leži u činjenici da su ocenjeni faktori varijanse opterećeni prisutnošću grubih grešaka u merenjima, odnosno što je veća vrednost grube greške veća je i vrednost $\hat{\sigma}_0^2$ što ima za posledicu smanjivanje vrednosti test statistike *Tau*. Zbog toga, uvek postoji mogućnost da neke grube greške malog iznosa ostanu neotkrivene primenom *Tau* testa.

3.5 METOD NAJMANJIH KVADRATA

Sušтина metode najmanjih kvadrata leži u minimiziranju sume kvadrata popravaka rezultata merenja bilo koje kvantitativne ili fizičke pojave (Gašincova i Gašinec, 2013). Ovaj metod se bazira na uslovu tzv. *L2-norme*, gde je norma broj dodeljen svakom n -dimenzionalnom vektoru popravaka merenih veličina $\mathbf{v} = (v_1, v_2, \dots, v_n)$ koji u nekom smislu određuje njegovu veličinu.

Za potrebe optimizacije u geodeziji najčešće korišćen tip funkcije cilja je:

$$\rho(\mathbf{v}) = \left(\sum_{i=1}^n |v_i|^p \right)^{\frac{1}{p}} = \min \quad (3.47)$$

gde je:

p – parametar koji definiše tip funkcije cilja,

v_i - vektor popravaka,

i – broj merenja, $i = 1, \dots, n$.

Pretpostavljajući da je $p=2$ (*L2 norma*), funkcija cilja glasi:

$$\rho(\mathbf{v}) = \left(\sum_{i=1}^n |v_i|^2 \right)^{\frac{1}{2}} = \min \quad (3.48)$$

što vodi do metode najmanjih kvadrata, pomoću koga se pod određenim uslovima dobijaju najpouzdanije ocene nepoznatih parametara. Stoga je ovaj metod najčešće korišćen metod za ocenu nepoznatih parametara u geodeziji.

Metod najmanjih kvadrata može da se objasni na primeru jednodimenzionalnog linearnog modela, dok metode ocene mogu da se demonstriraju na primeru regresione linije.

Pretpostavka je da postoji linerana relacija između zavisne promenljive y , regresora X i slučajne komponente ε_i , koja može da se predstavi u obliku:

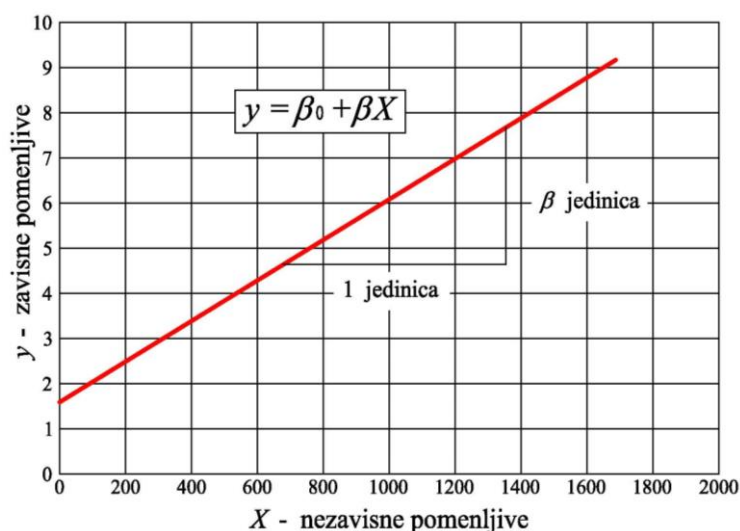
$$y_i = \beta_0 + \beta_1 X_{i1} + \beta_2 X_{i2} + \dots + \beta_k X_{ik} + u_i \quad \text{za } i=1,2,\dots,n \quad (3.49)$$

gde su:

- y_i - zavisne promenljive,
- X - nezavisne promenljive (regresori),
- β_0 - nula funkcije,
- β - koeficijent regresije,
- ε_i - slučajna komponenta.

Izraz (3.49) predstavlja sistem jednačina koje mogu da se zapišu u vektorskom obliku:

$$Y = \beta_0 + \beta X + \varepsilon \quad (3.50)$$



Slika 3.8. Jednodimenzionalni linearni model

Pod uslovom da postoji n parova nezavisnih promenljivih X i zavisnih promenljivih Y :

$$[x_1, y_1], [x_2, y_2], \dots, [x_n, y_n] \quad (3.51)$$

koji su linerano zavisni, moguće je konstruisati pravu koja najbolje opisuje njihovu zavisnost. Ta prava se naziva regresiona prava ocenjenih promenljivih y_i , a zapisuje se jednačinom:

$$\hat{y}_i = b_0 + b_1 x_i \quad \text{za } i=1,2,\dots,n \quad (3.52)$$

gde je:

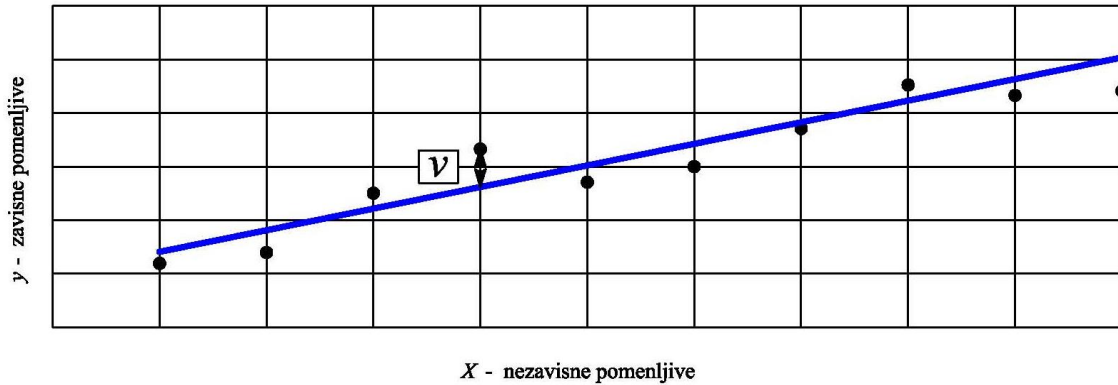
- $\hat{y}_i$ - ocenjena (teorijska) vrednost zavisne promenljive,
- x_i - nezavisna promenljiva za i -to opažanje,
- b_0 - ocena parametra β_0 ,
- b - ocena parametra β .

Za vektor popravaka $\mathbf{v}$ važi jednakost:

$$v_i = y_i - \hat{y}_i \quad (3.53)$$

S obzirom da popravke mogu da imaju i negativnu i pozitivnu vrednost, jedna drugu poništavaju. Problem međusobnog poništavanja popravaka rešava se primenom metode najmanjih kvadrata, tako što se minimizira suma kvadrata popravaka, a ne suma samih popravaka. Formulacija ovog metoda glasi:

$$\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - b_0 - b_1 x_i)^2 = \sum_{i=1}^n (v_i)^2 = \min. \quad (3.54)$$



Slika 3.9. Grafik popravaka

Minimum funkcije dve promenljive određuje se tako što se parcijalni izvodi funkcije po obe promenljive izjednače sa nulom. Nakon toga pomoću odgovarajućih algebarskih transformacija dobija se sistem normalnih jednačina dve promenljive b_0 i b_1 :

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n y_i &= n b_0 + b_1 \sum_{i=1}^n x_i, \\ \sum_{i=1}^n y_i x_i &= b_0 \sum_{i=1}^n x_i + b_1 \sum_{i=1}^n x_i^2 \end{aligned} \quad (3.55)$$

i rešenja sistema:

$$b_0 = \frac{\sum_{i=1}^n y_i \sum_{i=1}^n x_i^2 - \sum_{i=1}^n x_i y_i \sum_{i=1}^n x_i}{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2} \quad b_1 = \frac{n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \sum_{i=1}^n x_i \sum_{i=1}^n y_i}{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2}. \quad (3.56)$$

U procesu izravnjanja se određuje ocena nepoznatih parametara x sa određenim brojem merenja l_i , koja imaju *a priori* poznate težine p_i ($i = 1, 2, \dots, n$). Veza između merenih i nepoznatih veličina se izražava posrednom funkcijom veze:

$$\hat{y}_i = l_i + v_i = f(\hat{x}) \quad (3.57)$$

Iz (3.56) sledi:

$$\mathbf{v} = \mathbf{A}\hat{\mathbf{x}} + \mathbf{f} \quad (3.58)$$

što vodi ka Gaus-Markovljevom modelu:

$$\mathbf{v} = \mathbf{A}\hat{\mathbf{x}} + \mathbf{f}, \quad (3.59)$$

$$\mathbf{K}_{ll} = \sigma_0^2 \mathbf{Q}_{ll}, \quad (3.60)$$

gde je:

$\mathbf{K}_{ll}$ - kovarijaciona matrica merenih veličina.

Primenom metode najmanjih kvadrata dobija se:

$$\rho = \sum_{i=1}^n (p_i v_i)^2 = \sum_{i=1}^n \mathbf{v}^T \mathbf{P} \mathbf{v} = \min \quad (3.61)$$

gde je:

$\mathbf{P}$ – matrica težina.

Minimum funkcije (3.61) će se odrediti tako što će se njeni parcijalni izvodi izjednačiti sa nulom:

$$\frac{\partial (\mathbf{v}^T \mathbf{P} \mathbf{v})}{\partial \hat{\mathbf{x}}} = 0 \quad (3.62)$$

i na taj način dobiti sistem od dve jednačine iz kojih slede ocene nepoznatih parametara:

$$(\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A} \hat{\mathbf{x}}) + (\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{f}) = 0 \rightarrow (\mathbf{N} \hat{\mathbf{x}}) + (\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{f}) = 0 \quad (3.63)$$

gde je $\mathbf{N}$ matrica koeficijenata normalnih jednačina.

Primenom metoda najmanjih kvadrata za određivanje ocena nepoznatih parametara nakon izravnjanja sledi:

$$\hat{\mathbf{x}} = (\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A})^{-1} (\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{f}) = \mathbf{N}^{-1} (\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{f}). \quad (3.64)$$

3.6 MATEMATIČKI MODEL POSREDNOG IZRAVNANJA

Izravanje po metodi posrednih merenja se primenjuje kada se tražene veličine (nepoznate) ne mogu neposredno izmeriti nego se određuju pomoću nekih drugih, izmerenih veličina, sa kojima su funkcijski povezane. Kako se tražene veličine posredno određuju na osnovu merenja, izravnjanje merenih veličina naziva se izravnjanje posrednih merenja, a sama merenja su tzv. posredna merenja.

Izravnjanjem se određuje najbolja ocena $\mathbf{u}$ nepoznatih $\mathbf{x}_j$ ($j = 1, 2, \dots, u$), sa $\mathbf{n}$ merenja l_i ($i = 1, 2, \dots, n$) koja imaju *a priori* poznate težine $\mathbf{p}_i$ ($i = 1, 2, \dots, n$) i na kraju se daje ocena tačnosti svih merenih i traženih veličina. Razlika $\mathbf{n} - \mathbf{u}$ predstavlja broj suvišno merenih veličina ili broj stepeni slobode. Izravnjanje je moguće samo kada ima više merenih nego nepoznatih veličina, tj. kada je $\mathbf{n} > \mathbf{u}$. Postojanje suvišnih merenja je neophodno za proces izravnjanja jer je pomoću njih moguće:

- otkriti grube greške,
- poboljšati tačnost ocena nepoznatih parametara,
- oceniti merene veličine i nepoznate parametre.

Model izravnjanja lokalnih geodetskih mreža koji se primenjuje je **Gaus-Markovljev model** – GMM. On povezuje stohastička merenja l_i , njihove korelacije (slučajne veličine) i tražene nepoznate - koordinate tačaka mreže (parametre modela), a bazira se na matematičkom i statističkom izravnjanju po metodi najmanjih kvadrata. To je linearni matematički model koji se sastoji od:

1. Funkcionalnog dela:

$$\mathbf{v} = \mathbf{A}\hat{\mathbf{x}} + \mathbf{f} \quad (3.65)$$

2. Stohastičkog dela:

$$\mathbf{K}_{ll} = \sigma_0^2 \mathbf{Q}_{ll} = \sigma_0^2 \mathbf{P}^{-1}, \quad (3.66)$$

gde je:

$\mathbf{A}$ - matrica dizajna (matrica koeficijenata jednačina popravaka),

$\hat{\mathbf{x}}$ - vektor ocenjenih vrednosti nepoznatih parametara,

$\mathbf{K}_{ll}$ - kovarijaciona matrica merenih veličina,

σ_0^2 - *a priori* disperzija jedinice težine,

$\mathbf{Q}_{ll}$ - kofaktorska matrica merenih veličina,

Funkcionalni deo modela uključuje određivanje svih matematičkih veza između merenih veličina i nepoznatih, određivanje minimalnog broja elemenata pomoću kojih je model jednoznačno određen (broj neophodno merenih veličina) i izbor datuma geodetske mreže.

Za svaku merenu veličinu može se napisati jedna funkcija veze. Na primer, za jednu merenu dužinu u u mreži između tačaka T_1 i T_2 , funkcija veze, koja ujedno predstavlja ocenjenu vrednost merene dužine, će glasniti:

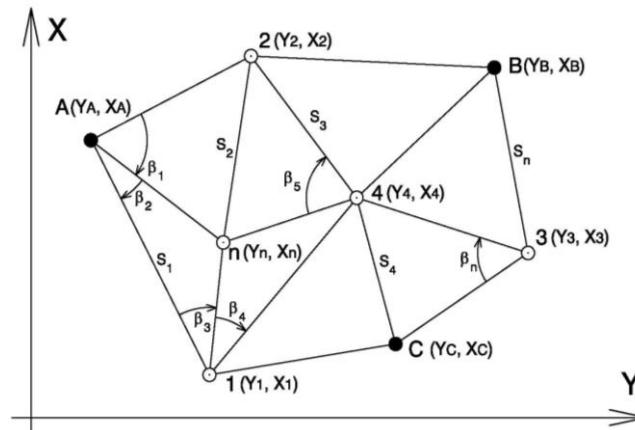
$$S + v = \sqrt{(\hat{Y}_2 - \hat{Y}_1)^2 + (\hat{X}_2 - \hat{X}_1)^2} \quad (3.67)$$

gde je:

S – merena dužina

v – popravka merene dužine,

$\hat{Y}_1, \hat{X}_1, \hat{Y}_2, \hat{X}_2$ - ocenjene vrednosti koordinata tačaka T_1 i T_2 .



Slika 3.10. Primer geodetske mreže sa datim veličinama x_i, y_i ($i = A, B, \dots, N$) i nepoznatim parametrima x_i, y_i ($i = 1, 2, \dots, u$)

Ocenjene vrednosti merenih veličina se uopšteno izražavaju kao:

$$\hat{l}_i = l_i + v_i \quad (i=1, 2, \dots, n), \quad (3.68)$$

ili

$$l_i + v_i = F_i(\hat{X}) \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (3.69)$$

gde su:

l_i - merene veličine (rezultat merenja),

v_i - popravke merenih veličina,

$\hat{l}_i$ - ocene rezultata merenja,

$\hat{X}_i$ - ocene nepoznatih parametara,

$F_i(\hat{X})$ - funkcija veze.

Ocene nepoznatih parametara se dobijaju kao:

$$\hat{X}_i = (X_o)_i + (d_x)_i \quad (3.70)$$

gde je:

X_o - približna vrednost nepoznatog parametra,

d_x - priraštaj nepoznatog parametra.

Oblik funkcije (3.69) zavisi od vrste i oblika geodetske mreže, odnosno od problematike koja se rešava metodom posrednog izravnjanja.

Funkcije veze su uopšteno nelinearne, pa ih je za potrebe izravnjanja potrebno linearizovati razvojem u Tejlorov red. Da bi nelinearni funkcionalni model bio dovoljno dobro aproksimiran linearnim modelom, potrebno je odrediti približne vrednosti nepoznatih X_o . Nepoznate u lokalnim geodetskim mrežama su uglavnom položajne koordinate tačaka (Y, X) i visine (H). Njihove približne vrednosti određuju se iz neophodnog broja merenja presecanjem pravaca, lučnim presekom i sličnim metodama.

Razvojem izraza (3.69) u Tejlorov red u okolini približnih vrednosti nepoznatih parametara, dobija se sistem jednačina popravaka, koji može da se zapiše u matričnom obliku:

$$\mathbf{v} = \mathbf{A}\hat{\mathbf{x}} + \mathbf{f} \quad (3.71)$$

gde je:

$\mathbf{v}$ - vektor popravaka merenih veličina,

$\mathbf{A}$ - matrica dizajna mreže (matrica koeficijenata jednačina popravaka),

$\hat{\mathbf{x}}$ - vektor ocenjenih vrednosti nepoznatih parametara,

$\mathbf{f}$ - vektor slobodnih članova.

Slobodni članovi se određuju iz jednačine:

$$f_i = F_i(x_o) - l_i, \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (3.72)$$

gde je:

$F_i(x_o)$ - približne vrednosti merenih veličina sračunate iz približnih vrednosti nepoznatih parametara x_o .

Izraz (3.71) predstavlja funkcionalni model posrednog izravnjanja.

Stohastički (težinski) deo modela, predstavljen izrazom (3.66) obuhvata sva saznanja o varijansama, odnosno težinama i korelacijama koje se *a priori* dodeljuju merenim veličinama, kao i utvrđivanje načina njihove numeričke obrade. Stohastički model je najveća prednost metode najmanjih kvadrata, jer se kod ostalih metoda izravnjanja (npr. približnih) ne vodi računa o težinama pojedinih merenja.

Primenom metode najmanjih kvadrata, tj. minimiziranjem funkcije $\mathbf{v}^T \mathbf{P} \mathbf{v}$ dobija se:

$$\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{v} = 0. \quad (3.73)$$

Zamenom izraza (3.71) u (3.72) formiraju se normalne jednačine u matričnom obliku:

$$\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A} \hat{\mathbf{x}} + \mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{f} = 0 \quad (3.74)$$

ili

$$\mathbf{N} \hat{\mathbf{x}} + \mathbf{n} = 0 \quad (3.75)$$

gde je:

$\mathbf{N}$ – matrica koeficijenata normalnih jednačina

$\mathbf{n}$ – vektor koeficijenata slobodnih članova normalnih jednačina.

$$\mathbf{N} = \mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A} \quad \text{ i } \quad \mathbf{n} = \mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{f} \quad (3.76)$$

Rešenjem jednačina (3.73) dobijaju se najbolje ocene traženih **nepoznatih** - priraštaji približnih vrednosti nepoznatih (Koch 1980; Rao 1973; Searle 1971):

$$\hat{\mathbf{x}} = (\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A})^{-1} \mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{f} = -\mathbf{N}^{-1} \mathbf{n} = -\mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}} \mathbf{n} \quad (3.77)$$

gde je inverzna matrica $\mathbf{N}^{-1}$ identična matrici kofaktora nepoznatih parametara $\mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}}$.

Za potrebe *a posteriori* ocene tačnosti nepoznatih, merenih veličina i popravaka koriste se elementi kovarijacionih matrica, koje se dobijaju nakon izravnjanja:

$$\mathbf{K}_{\hat{\mathbf{x}}\hat{\mathbf{x}}} = \hat{\sigma}_0^2 \mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}\hat{\mathbf{x}}} = \hat{\sigma}_0^2 (\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A})^{-1} \quad (3.78)$$

$$\mathbf{K}_{\hat{\mathbf{x}}\hat{\mathbf{y}}} = \hat{\sigma}_0^2 \mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}\hat{\mathbf{y}}} = \hat{\sigma}_0^2 \mathbf{A} (\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A})^{-1} \mathbf{A}^T \quad (3.79)$$

$$\mathbf{K}_{\hat{\mathbf{v}}\hat{\mathbf{v}}} = \hat{\sigma}_0^2 \mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{v}}\hat{\mathbf{v}}} = \hat{\sigma}_0^2 \left[\mathbf{P}^{-1} - \mathbf{A} (\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A})^{-1} \mathbf{A}^T \right] \quad (3.80)$$

gde je:

$\mathbf{K}_{\hat{\mathbf{x}}\hat{\mathbf{x}}}$ - kovarijaciona matrica nepoznatih,

$\mathbf{K}_{\hat{\mathbf{x}}\hat{\mathbf{y}}}$ - kovarijaciona matrica izravnatih merenih veličina,

$\mathbf{K}_{\hat{\mathbf{v}}\hat{\mathbf{v}}}$ - kovarijaciona matrica popravaka,

$\hat{\sigma}_0^2$ - faktor varijanse *a posteriori*.

Empirijska vrednost faktora varijanse *a posteriori* se računa prema:

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{\mathbf{v}^T \mathbf{P} \mathbf{v}}{n-u}. \quad (3.81)$$

3.7 IZRAVNANJE SLOBODNIH LOKALNIH GEODETSKIH MREŽA

Prikazan matematički model posrednog izravnjanja ima najveću praktičnu primenu u geodetskom premeru i odnosi se na izravnjanja **neslobodnih geodetskih mreža**. U neslobodnim mrežama, uvek je definisan datum geodetske mreže odnosno postoji optimalan broj datih koordinata tačaka (Slika 3.3.). Koordinate datih tačaka se nazivaju **parametri datuma**, a tačke čiji prostorni položaj određuju **datumske tačke**. Ovako definisan datum geodetske mreže se naziva **konvencionalni datum**.

U linearnom funkcionalnom modelu posrednog izravnjanja neslobodnih mreža matrica dizajna $\mathbf{A}$ ima potpun rang kolona, tj. rang matrice dizajna $r(\mathbf{A}) = r$ jednak je broju nepoznatih parametara u , $r(\mathbf{A}) = r = u$. Oдавде sledi da u postupku izravnjanja neslobodnih geodetskih mreža za matricu koeficijenata normalnih jednačina $\mathbf{N}$ uvek postoji regularna inverzija $\mathbf{N}^{-1}$ jer je $\det \mathbf{N} \neq 0$ (Aleksić 2008).

Optimalni datum se definiše bez uvođenja apsolutno tačnih koordinata tačaka, pri čemu se sve koordinate smatraju merenim veličinama i podjednako doprinose definisanju datuma. Međutim, približan položaj koordinatnog sistema mora da bude poznat, a određuje se pomoću približnih vrednosti svih koordinata u mreži. Mreže sa ovako definisanim datumom se nazivaju **slobodne geodetske mreže**.

Izbor odgovarajućeg datuma direktno zavisi od namene i upotrebe mreže, konfiguracije i geometrijskih svojstava tla, načina stabilizacije tačaka mreže itd.

Kako su kod izravnjanja slobodnih geodetskih mreža nepoznati parametri koordinate svih tačaka u mreži, u linearnom funkcionalnom modelu posrednog izravnjanja matrica dizajna $\mathbf{A}$ ima nepotpun rang kolona, tj. rang matrice $\mathbf{A}$ je manji od broja nepoznatih parametara, $r(\mathbf{A}) = r < u$. Nepotpun rang matrice dizajna se javlja usled **defekta datuma** geodetske mreže i izražava se kao:

$$d = u - r(\mathbf{A}) = u - r \quad (3.82)$$

gde je:

d – defekt datuma slobodne geodetske mreže,

u – broj nepoznatih parametara u mreži,

$r(\mathbf{A})$ – rang matrice dizajna $\mathbf{A}$.

Defekt datuma geodetske mreže zavisi od vrste mreže i od vrste merenih veličina u njoj kao što je prikazano u tabeli 3.7.

Kada se na merene veličine u slobodnoj mreži primeni metod najmanjih kvadrata, tj. postavi uslov da je $\mathbf{v}^T \mathbf{P} \mathbf{v} = \min$, dobija se sistem normalnih jednačina na identičan način kao kod neslobodne mreže:

$$\mathbf{N} \hat{\mathbf{x}} + \mathbf{n} = 0 \quad (3.83)$$

gde je:

$$\det \mathbf{N} = 0, \quad r(\mathbf{A}) = r(\mathbf{N}) = r < u = u - d \quad (3.84)$$

S obzirom da je $\det \mathbf{N} = 0$, matrica koeficijenata normalnih jednačina $\mathbf{N}$ je singularna, tj. ne postoji regularna inverzija matrice $\mathbf{N}$. Uzrok singularnosti je neodređen koordinatni sistem mreže, tj. koordinatni sistem sa nedefinisanim koordinatnim početkom, orijentacijom i razmerom, usled čega se javlja defekt datuma geodetske mreže. Defekt datuma d istovremeno predstavlja i defekt ranga matrice $\mathbf{N}$:

$$d = \text{def}(\mathbf{N}) = u - r(\mathbf{N}) . \quad (3.85)$$

Tabela 3.7. Defekti i parametri datuma geodetskih mreža (Aleksić 2008)

Vrsta mreže	Merene veličine	Defekt datuma	Slobodni parametri datuma
1-D	Visinske razlike	d=1	1 translacija
2-D	Dužine, azimuti	d=2	2 translacije
	Dužine ili dužine i pravci	d=3	2 translacije 1 rotacija
	Pravci ili uglovi	d=4	2 translacije 1 rotacija 1 razmera
3-D	Dužine, azimuti, longitude, latitude	d=3	3 translacije
	Dužine, zenitski uglovi, pravci	d=4	3 translacije 1 rotacija
	Zenitski uglovi, pravci	d=5	3 translacije 1 rotacija 1 razmera
	Dužine	d=6	3 translacije 3 rotacija
	Pravci	d=7	3 translacije 3 rotacija 1 razmera

Da bi se odredilo rešenje singularnog sistema normalnih jednačina (3.83), neophodno je ispuniti uslov minimalne norme vektora nepoznatih parametara:

$$\hat{\mathbf{x}}^T \mathbf{x} = \min \quad (3.86)$$

u obliku

$$\hat{\mathbf{x}} = -\mathbf{N}^+ \mathbf{n} = -\mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}} \mathbf{n} \quad (3.87)$$

gde je:

$\hat{\mathbf{x}}$ - vektor ocenjenih nepoznatih parametara,

$\mathbf{N}^+ = \mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}}$ - pseudoinverzija matrice normalnih jednačina jednaka je matrici kofaktora nepoznatih parametara.

Na ovaj način dobija se rešenje (3.87) metodom najmanjih kvadrata sa minimalnom normom vektora nepoznatih parametara.

Zbog osobina pseudoinverzije izraz (3.87) je ujedno i rešenje sa minimalnim tragom kofaktorske matrice:

$$\text{trag} \mathbf{N}^+ = \text{trag} \mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}} = \min \quad (3.88)$$

Za kovarijacionu matricu važi:

$$\text{trag} \mathbf{K}_{\hat{\mathbf{x}}} = \sigma^2 \text{trag} \mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}} = \min . \quad (3.89)$$

Iz prethodnog sledi da se pri *izravnanju slobodne mreže* metodom najmanjih kvadrata postavljaju ova tri uslova:

$$\begin{aligned}
\mathbf{v}^T \mathbf{P} \mathbf{v} &= \min \\
\hat{\mathbf{x}}^T \hat{\mathbf{x}} &= \min \\
\text{trag} \mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}} &= \sum_{i=1}^u q_{ii} = \min
\end{aligned} \tag{3.90}$$

Pseudoinverzija $\mathbf{N}^+ = \mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}}$ singularne matrice $\mathbf{N}$ može da se odredi na više načina:

- transformacijom sličnosti (S-transformacije),
- generalizovanom inverzijom i
- regularnom inverzijom proširene singularne matrice $\mathbf{N}$.

Svi navedeni načini daju identična numerička rešenja za pseudoinverziju $\mathbf{N}^+ = \mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}}$.

3.7.1 Regularna inverzija proširene singularne matrice

Razlog nastanka singulariteta u slobodnim mrežama je uvek unapred poznat, pa na osnovu tih informacija načini za rešavanje singularnih sistema normalnih jednačina se najčešće zasnivaju na proširenju matrice $\mathbf{N}$, tj. na definisanju dodatnih uslova, što simbolično može da se zapiše kao:

$$\mathbf{N} \rightarrow \begin{pmatrix} \mathbf{N} & \mathbf{R} \\ \mathbf{R}^T & \mathbf{0} \end{pmatrix} \Rightarrow \mathbf{r} \begin{pmatrix} \mathbf{N} & \mathbf{R} \\ \mathbf{R}^T & \mathbf{0} \end{pmatrix} = (\mathbf{u} - \mathbf{d}) + \mathbf{d} = \mathbf{u}. \tag{3.91}$$

Dodatni uslovi su sadržani u matrici $\mathbf{R}$ i nula matrici.

Primenom regularne inverzije singularna matrica $\mathbf{N}$ se proširuje matricom dizajna parametara datuma geodetske mreže $\mathbf{R}_{(u,d)}$ i nula matricom $\mathbf{0}_{(d,d)}$:

$$\mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}\mathbf{R}}^{(u+d,u+d)} = \begin{pmatrix} \mathbf{N} & \mathbf{R} \\ \mathbf{R}^T & \mathbf{0} \end{pmatrix}_{(u+d,u+d)}^{-1} = \begin{pmatrix} \mathbf{N}^+ & \mathbf{Q} \\ \mathbf{Q} & \mathbf{0} \end{pmatrix}_{(d,u),(d,d)}. \tag{3.92}$$

Proširena matrica $\mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}\mathbf{R}}$ je regularna, tj. determinanta matrice $\mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}\mathbf{R}}$ je različita od nule, $\det(\mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}\mathbf{R}}) \neq 0$, pa za nju postoji regularna inverzna matrica $(\mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}\mathbf{R}})^{-1}$. Nakon rešavanja regularne inverzije, matrica se deli na submatrice oblika (3.92), gde je submatrica $\mathbf{N}^+$ pseudoinverzna matrica jednaka matrici kofaktora nepoznatih parametara $\mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}}$. Na kraju, određuje se vektor nepoznatih parametara $\hat{\mathbf{x}}$ prema (3.87).

3.7.2 Ocena tačnosti u izravnanju slobodnih mreža

Empirijska vrednost faktora varijanse *a posteriori* (*a posteriori* standardna devijacija) se računa prema:

$$\hat{\sigma}_0 = \sqrt{\frac{\mathbf{v}^T \mathbf{Q}_1^{-1} \mathbf{v}}{\text{trag} \mathbf{Q}_1^{-1}}} = \sqrt{\frac{\mathbf{v}^T \mathbf{Q}_1^{-1} \mathbf{v}}{n - u + d}} \tag{3.93}$$

gde je:

- n – broj merenih veličina,
 u – broj nepoznatih parametara,
 d – defekt datuma geodetske mreže.

Za računanje *a posteriori* standardnih devijacija nepoznatih parametara koriste se koeficijenti sa glavne dijagonale matrice kofaktora ili pseudoinverzne matrice

$$\mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}} = \mathbf{N}^+ :$$

$$\hat{\sigma}_{x_i} = \hat{\sigma}_0 \sqrt{\mathbf{Q}_{x_i x_i}} = \hat{\sigma}_0 \sqrt{\mathbf{N}_{x_i x_i}^+}, \quad (i = 1, 2, \dots, u) \quad (3.94)$$

3.8 OPTIMIZACIJA LOKALNE GEODETSKE MREŽE

Optimizacija geodetskih mreža je jedan od najtežih zadataka za geodete. *Potrebno je mnogo znanja i iskustva da bi se uspostavila precizna i pouzdana geodetska mreža.* Na žalost, do današnjeg dana uprkos naglom razvoju geoinformatike, još uvek nisu razvijeni softverski programi koji bi mogli da posluže za izradu adekvatnog projekta geodetske mreže. Današnji softverski programi uglavnom nam koriste za analizu geodetskih mreža. Tradicionalno, problemi optimizacije su klasifikovani u sledeća četiri reda (Grafarend 1974):

- optimizacija nultog reda - izbor optimalnog referentnog koordinatnog sistema,
- optimizacija prvog reda - izbor optimalne konfiguracije geodetske mreže i plan merenja,
- optimizacija drugog reda - izbor vrste merenja i njihovih optimalnih težina,
- optimizacija trećeg reda - poboljšanje kvaliteta postojeće geodetske mreže.

Merenja se moraju izvesti uz što je moguće manje finansijskih troškova, ali ne na štetu preciznosti i pouzdanosti traženih koordinata tačaka geodetske mreže. Izrada optimalnog projekta geodetske mreže je proces koji je u najvećoj meri zavistan od iskustva onoga koji ga izrađuje. Glavni cilj optimalnog projekta geodetske mreže je izraditi optimalnu konfiguraciju i optimalni plan opažanja kako bi osigurali ostvarenje zahtevane tačnosti uz minimalne finansijske troškove. Zbog toga je potrebno izbegavati nepotrebna opažanja kako bi uštedeli vreme na terenu. Optimalni plan opažanja nam pomaže i u identifikaciji i eliminisanju grubih grešaka iz opažanih veličina.

Optimizacijom nultog reda rešava se problem određivanja optimalnog koordinatnog sistema kao osnove za računanje nepoznatih parametara geodetske mreže (položaja tačaka) i optimalne kovarijacione matrice nepoznatih (pripadni kriterijum ocene tačnosti). Optimalno rešenje projekta nultog reda je izravnjanje mreže uz pomoć pseudoinverzije – tzv. izravnjanje slobodnih mreža.

Projektom prvog reda nastoji se odrediti *optimalna konfiguracija mreže*, a takođe se određuje i *optimalan plan opažanja* u mreži (realizacija pouzdanosti mreže). Dakle, traži se optimalna matrica **A**. Ovde su mogućnosti ograničene, jer na oblik mreže prvenstveno utiču oblik i dimenzije objekta, a takođe i konfiguracija terena.

Postupcima optimizacije drugog reda želi se ostvariti takva preciznost merenja koja će ispuniti postavljene zahteve, uz najmanje napora potrebnog za merenja u mreži. Potrebno je pronaći optimalnu preciznost planiranih merenja, odnosno njihove težine. Uz željenu preciznost koordinata potrebno je odrediti preciznost merenih veličina (matricu **P**), pa prema tome odabrati metodu merenja, odgovarajuće instrumente, broj ponavljanja različitih vrsta merenja i dr.

Optimizacija trećeg reda vodi do mogućeg poboljšanja već postojeće mreže, a postiže se pogašćavanjem mreže dodatnim tačkama ili dodatnim merenjima.

Optimizacija pojedinog reda ne može se sprovesti nezavisno od drugih redova. Na primer, ako se od neke mreže zahteva da bude homogena, izotropna i jednolično pouzdana, tada nije dovoljna samo kriterijumska matrica jer ona ne može obuhvatiti sve te zahteve. Njome se rešava samo problem preciznosti, ali ne i pouzdanosti. Zbog toga se koristi tzv. *višenamenski optimalni projekat* kojim se može obuhvatiti više zahteva odjednom. Optimizacija nultog i drugog reda sprovodi se matematičkim metodama. Optimizacija prvog i trećeg reda sprovodi se metodama simulacije različitih varijanti mreže (pomoću računara), a zatim se upoređivanjem bira optimalno rešenje.

Optimalni projekat GPS mreže može se definisati kao projekat optimalne kombinovane konfiguracije opažanih satelita i mreže na terenu i optimalne preciznosti merenja da se zadovolje unapred zadati kriterijumi tačnosti koji mogu biti, kao i za konvencionalne terestričke mreže: preciznost, pouzdanost i osetljivost uz minimum troškova.

3.8.1 Optimizacija projektovanja 1. i 2. reda – simulacioni metod

Osnova ove metode leži u mogućnosti korišćenja iskustva i znanja geodeta da izvrši "iskustvenu optimizaciju" geometrije i tačnosti merenja u geodetskoj mreži (Ninkov 1989).

U okviru simulacionog metoda polazi se od nekog početnog kriterijuma koji se odnosi na kvalitet geodetske mreže (homogenost, izotropija, tačnost obeležavanja itd.). Taj kriterijum treba da bude zadovoljen u modelu projektovane mreže:

$$\mathbf{K}_{\text{PROJ}} \approx \mathbf{K}_{\text{MODEL}} \quad (3.95)$$

Pored velikog profesionalnog iskustva koje bi jedan geodeta trebalo da ima za rešavanje ovakvih problema, za formiranje modela geodetske mreže potrebni su odgovarajući topografski i drugi terenski uslovi, raspolaganje odgovarajućim instrumentima itd.

Problem projektovanja lokalne geodetske mreže 1. reda svodi se na određivanje optimalnih pozicija tačaka mreže, kao i optimalnog plana opažanja u mreži. Za potrebe određivanja optimalnog dizajna mreže koriste se različite metode optimizacije (Ninkov 1989):

- metod najmanjih kvadrata (simulacioni metod),
- metod linearnog i nelinearnog matematičkog programiranja,
- metod dinamičkog programiranja,
- metod kvadratnog programiranja
- gradijentni metod,
- Lagranžova funkcija i dr.

3.8.1.1 Prethodna analiza tačnosti

U geodeziji je najčešća primena simulacionog metoda, tj. *prethodna analiza tačnosti mreže* po metodi najmanjih kvadrata. Kriterijumi kvaliteta lokalne geodetske mreže se ocenjuju na osnovu tačnosti i pouzdanosti, o čemu je već bilo reči u ovom poglavlju.

Za potrebe prethodne analize tačnosti 2D mreže neophodno je odrediti približne vrednosti nepoznatih koordinata. One se najčešće određuju očitavanjem sa postojećih karata i geodetskih planova odgovarajuće razmere ili nekom drugom poznatom metodom za određivanje vrednosti koordinata. Pod planiranjem merenja podrazumeva se izbor vrste merenja i odgovarajuće tačnosti tih merenja.

Nakon određivanja približnih koordinata, plana i vrste opažanja, određuju se matrica dizajna $\mathbf{A}$ i kovarijaciona matrica merenih veličina:

1. za neslobodne mreže:

$$\mathbf{K}_{\hat{\mathbf{x}}} = \sigma_0^2 \mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}} = \sigma_0^2 \mathbf{N}^{-1} = \sigma_0^2 (\mathbf{A}^T \mathbf{Q}_l^{-1} \mathbf{A})^{-1} \quad (3.96)$$

2. za slobodne mreže:

$$\mathbf{K}_{\hat{\mathbf{x}}} = \sigma_0^2 \mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}} = \sigma_0^2 \mathbf{N}^+ = \sigma_0^2 (\mathbf{A}^T \mathbf{Q}_l^{-1} \mathbf{A})^+, \quad (3.97)$$

gde je:

σ_0^2 - faktor varijanse *a priori*,

$\mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}}$ - matrica kofaktora nepoznatih parametara,

$\mathbf{N}$ - matrica koeficijenata normalnih jednačina,

$\mathbf{N}^+$ - pseudoinverzija singularne matrice $\mathbf{N}$,

$\mathbf{A}$ - matrica dizajna mreže,

$\mathbf{Q}_l$ - matrica kofaktora merenih veličina.

Tačnost dobijena iz prethodne analize se upoređuje sa tačnošću definisanom u projektnom zadatku. Ako je tačnost dobijena iz prethodne analize jednaka ili bolja od tačnosti definisane projektnim zadatkom, pretpostavka je da će i nakon realizacije projekta lokalna geodetska mreža biti odgovarajućeg kvaliteta. Sa druge strane, ako zahtevi tačnosti projektnog zadatka nisu ispunjeni pristupa se izmeni dizajna mreže, plana merenja ili tačnosti merenja.

Ako se iz podataka prethodne analize tačnosti zaključi da projektovana mreža ima homogenu položajnu tačnost, tj. da elipse grešaka tačaka mreže imaju približno iste parametre, a da je tačnost manja od tačnosti definisane projektnim zadatkom, neophodno je povećati tačnost planiranih merenja. To se postiže uvođenjem većeg broja merenja u plan opažanja ili odabirom instrumenata i pribora koji mogu obezbediti veću tačnost merenja.

Ako se iz podataka prethodne analize zaključi da projektovana mreža nema homogenu položajnu tačnost, neophodno je izmeniti plan merenja ili položaj određenog broja tačaka. Plan merenja se obično menja dodavanjem novih merenja.

Postupak prethodne analize tačnosti se ponavlja sve dok se ne ispune zahtevi tačnosti iz projektnog zadatka.

3.8.1.2 Prethodna analiza pouzdanosti

Pored prethodne analize tačnosti neophodno je izvršiti i *prethodnu analizu pouzdanosti* lokalne geodetske mreže. Nakon što su određeni koeficijenti matrica, računaju se koeficijenti unutrašnje i spoljašnje pouzdanosti. Na osnovu koeficijenata unutrašnje pouzdanosti definiše se donja granica grube greške koja može biti otkrivena u postupku izravnjanja, dok se na osnovu koeficijenata spoljašnje pouzdanosti razmatra uticaj donje granice grube greške na nepoznate parametre u mreži.

Za ovu analizu neophodno je odrediti matrice koeficijenata unutrašnje i spoljašnje pouzdanosti koje imaju oblik (Aleksić 2008):

1. za neslobodnu lokalnu geodetsku mrežu:

$$\text{unutrašnja pouzdanost} - \mathbf{R} = (\mathbf{Q}_l - \mathbf{A}\mathbf{N}^{-1}\mathbf{A}^T)\mathbf{Q}_l^{-1} \quad (3.98)$$

$$\text{spoljašnja pouzdanost} - \mathbf{U} = \mathbf{A}\mathbf{N}^{-1}\mathbf{A}^T\mathbf{Q}_l^{-1}, \quad (3.99)$$

2. za slobodnu lokalnu geodetsku mrežu:

$$\text{unutrašnja pouzdanost} - \mathbf{R} = (\mathbf{Q}_l - \mathbf{A}\mathbf{N}^+\mathbf{A}^T)\mathbf{Q}_l^{-1} \quad (3.100)$$

$$\text{spoljašnja pouzdanost} - \mathbf{U} = \mathbf{A}\mathbf{N}^+\mathbf{A}^T\mathbf{Q}_l^{-1}, \quad (3.101)$$

U okviru projekta optimizacije mreže 2. reda određuju se optimalne težine planiranih merenja, tj. njihove standardne devijacije. Metode optimizacije 2. reda se zasnivaju na metodi najmanjih kvadrata i minimalnim tragom matrice kofaktora ocene nepoznatih parametara, tj. moraju da budu ispunjena dva uslova:

$$\begin{aligned} \mathbf{v}^T\mathbf{P}\mathbf{v} &= \min \\ \text{trag}\mathbf{Q}_{\hat{\mathbf{x}}} &= \min \end{aligned} \quad (3.102)$$

Za dobijanje najvećeg broja kriterijuma kvaliteta koje projektovana mreža treba da ispuni koristi se varijans-kovarijaciona matrica nepoznatih parametara, prema modelu posrednog izravnjanja:

1. za neslobodnu lokalnu geodetsku mrežu:

$$\mathbf{K}_x = \sigma_0^2 (\mathbf{A}^T\mathbf{P}\mathbf{A})^{-1} = \sigma_0^2 \mathbf{Q}_x \quad (3.103)$$

2. za slobodnu lokalnu geodetsku mrežu:

$$\mathbf{K}_x = \sigma_0^2 (\mathbf{A}^T\mathbf{P}\mathbf{A})^+ = \sigma_0^2 \mathbf{Q}_x, \quad (3.104)$$

gde je:

$\mathbf{A}$ - matrica dizajna mreže,

$\mathbf{P}$ - matrica težina planiranih opažanja,

σ_0^2 - faktor varijanse *a priori*.

Nakon formiranja matrice $\mathbf{K}_x$ testiraju se vrednosti postavljenih kriterijuma. Ukoliko kriterijumi nisu zadovoljeni tada se u modelu mogu vršiti određene promene u matrici težina $\mathbf{P}$ ili matrici dizajna $\mathbf{A}$.

Koliko će iznositi promene u navedenim matricama zavisi od samog postavljenog kriterijuma, znanja i iskustva geodete. Međutim, rezultati sledeće iteracije bi trebali da budu bliži zadatom kriterijumu od prethodnih. Potrebno je ponavljati postupak simulacije sve dok se ne zadovolji jednačina (3.103), tj. (3.104). Danas je postupak ponavljanja simulacionog metoda kroz iteracije znatno ubrzan zahvaljujući odgovarajućim softverima.

Iako je urađeno mnogo projekata u okviru kojih je objedinjena mogućnost optimalnog projektovanja sa mogućnošću optimizacije procesa merenja, simulacioni model ipak ima značajan nedostatak. U okviru ovog modela ne otkrivaju se različiti uticaji pojedine merene veličine na postavljeni kriterijum, već se svim istorodnim merenim veličinama dodeljuju iste težine. Poznato je, međutim, da u zavisnosti od njenog položaja u geometriji mreže, svaka merena veličina ima različit uticaj na zahtevani kvalitet geodetske mreže.

3.8.2 Proračun preciznosti lokalne geodetske mreže pomoću simulacionog metoda

Numerički dokaz da sa jednom mrežom određenog oblika može da se postigne zahtevana tačnost proboja prikazuje se pomoću simuliranog izravnjanja mreže. U postupku simulacije mreže sprovodi se zajedničko izravnjanje svih projektovanih opažanja iz nadzemne i podzemne mreže po Gauss-Markovljevom modelu. Postupak zajedničkog izravnjanja mreža može matricno da se da se interpretira kao (Krüger 1985):

$$\begin{bmatrix} \mathbf{l}_H \\ \mathbf{l}_P \\ \mathbf{l}_V \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{v}_H \\ \mathbf{v}_P \\ \mathbf{v}_V \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{A}_H & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{A}_H & \mathbf{A}_P & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{A}_P & \mathbf{A}_V \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{x}_H \\ \mathbf{x}_P \\ \mathbf{x}_V \end{bmatrix}, \quad (3.105)$$

ili skraćeno pomoću jednačine:

$$\mathbf{l}_G + \mathbf{v}_G = \mathbf{A}_G \cdot \mathbf{x}_G, \quad (3.106)$$

gde je:

- $\mathbf{l}$ - vektor projektovanih mjerenja,
- $\mathbf{v}$ - vektor popravaka,
- $\mathbf{A}$ – matrica dizajna mreže,
- $\mathbf{x}$ - vektor nepoznatih parametara.

Indeks H označava glavnu mrežu, P označava portalnu mrežu, V podzemnu mrežu i G celokupnu mrežu.

Iz funkcionalnog i stohastičkog modela primenom metode najmanjih kvadrata za normalne jednačine sledi (Krüger 1985):

$$\mathbf{A}_G^T \mathbf{Q}_{ll}^{-1} \mathbf{A}_G \mathbf{x}_G = \mathbf{A}_G^T \mathbf{Q}_{ll} \mathbf{l}_G, \quad (3.107)$$

kao i za matricu kofaktora nepoznatih parametara:

$$\mathbf{Q}_{xx} = \mathbf{A}_G^T \mathbf{Q}_{ll}^{-1} \mathbf{A}_G, \quad (3.108)$$

gde je:

- $\mathbf{Q}_{ll}$ - matrica kofaktora merenja.

Iz matrice kofaktora $\mathbf{Q}_{xx}$ greška proboja se računa pomoću jednačina (3.17-3.21), a pomoću jednačina (3.36-3.41) i (3.105) pouzdanost za tačku proboja i ispituje se da li se greška proboja nalazi u granicama dozvoljenih odstupanja. Ukoliko to nije slučaj, potrebno je optimizacijom poboljšati mrežu promenom njenog oblika.

Kako bi mere preciznosti mogle da se uporede potrebno je postupak simuliranog izravnjanja cele mreže primeniti i pri realizaciji mreže nakon izvršenih terenskih merenja. S obzirom da se lokalna geodetska mreža za potrebe izgradnje tunela realizuje iz tri dela, nije potrebno svaki puta sprovoditi izravnjanje cele mreže. Prilikom povezivanja portalnih mreža na glavnu mrežu zadržavaju se izravne vrednosti tačaka glavne mreže. Isto tako, prilikom svake sledeće kontrole iskopa pri priključenju podzemne mreže na portalne, odnosno glavnu mrežu, računaju se samo nepoznate veličine u podzemnoj mreži, dok se tačke portalne i glavne mreže uzimaju kao date veličine. Ako se glavna i portalna mreža opažaju u isto vreme, one mogu da se izravnuju kao jedna mreža.

3.9 LOKALNE GEODETSKE MREŽE I NJIHOVA ULOGA U INŽENJERSKOJ GEODEZIJI

Krajem prve polovine prošlog veka, izgradnjom izrazito složenih građevinskih objekata, industrijskih postrojenja, eksploatacijom ruda i sl., ukazala se potreba za uspostavljanjem geodetskih mreža koje su, za razliku od osnovnih, trebale da zadovolje neke posebne zahteve.

Prvenstveni zahtev je mnogo veća *tačnost* izgradnje građevinskih objekata, jer su oni sve složeniji a dozvoljene tolerancije, radi uštede materijala i ekonomičnosti, sve manje. Geodetske mreže uspostavljene radi premera terena uglavnom ne mogu da osiguraju tačnost obeležavanja nekog objekta koja je zadata projektom. Osim toga, nametnula se i potreba stalnog praćenja pomeranja i deformacija ne samo izgrađenih objekata već i prirodnih oblika Zemljine površine. Zbog toga, pristupilo se projektovanju novih, samostalnih geodetskih mreža koje se nazivaju **lokalne geodetske mreže**.

Lokalnu geodetsku mrežu čine geodetske tačke izvan objekta (tačke referentne mreže) i tačke na objektu (tačke kontrolne mreže), koje su međusobno povezane merenim veličinama.

Geodetski radovi u oblasti inženjerstva, koji se izvode sa lokalne geodetske mreže, nalaze primenu u okviru nekih od inženjersko-tehničkih oblasti:

- građevinarstvo i arhitektura;
- mašinstvo i brodogradnja;
- rudarstvo i energetika, i
- poljoprivreda i šumarstvo.

Geodetski radovi u inženjerstvu obuhvataju:

- radove u okviru prethodnih radova;
- radove u toku izrade tehničke dokumentacije;
- radove u toku realizacije projekta, i
- radove tokom eksploatacije i održavanja objekta.

Na osnovu prethodno definisanih geodetskih radova u inženjerstvu može se izvršiti njihovo grupisanje u sledeće grupe radova:

- priprema i izrada geodetskih podloga za potrebe projektovanja;
- radovi u toku realizacije projekta;
- snimanje izvedenog stanja objekta, i
- ispitivanje stabilnosti tla i deformacija objekta.

Postavljanje geodetske mreže može se podeliti u tri faze: projekat, realizacija i analiza. Projektom geodetske mreže potrebno je definisati gde će biti postavljene tačke osnove, koje veličine u mreži treba opažati (plan opažanja) i koju metodu i pribor pri tome treba koristiti, a sve u cilju postizanja potrebne tačnosti koordinata tačaka. Realizacijom geodetske mreže projekat postaje stvarnost. Sprovodi se stabilizacija tačaka i vrše se merenja uglovnih i linearnih veličina u mreži. Nakon matematičke obrade rezultata merenja i ocene vrednosti nepoznatih koordinata tačaka u mreži, potrebno je analizom dobijenih kriterijuma kvaliteta mreže, utvrditi da li lokalna geodetska mreža zadovoljava unapred definisanu tačnost.

Optimalni projekat i analiza lokalne geodetske mreže dva su najvažnija procesa prilikom njene realizacije. Problemi koji se javljaju prilikom projektovanja geodetske mreže su njen dizajn, i kojim geodetskim metodama je potrebno izvršiti merenja kako bi se postigla zahtevana tačnost.

Svrha projekta i optimizacije geodetske mreže je napraviti najbolju konfiguraciju tačaka i plan merenja, kako bi se ostvarila zahtevana tačnost uz što manje troškova (Graferend 1974), (Cross 1985), (Schmitt 1985), (Schaffrin 1985), (Kuang 1991). Sa ovako projektovane lokalne geodetske mreže vrši se obeležavanje objekta na terenu.

Lokalne geodetske mreže karakteriše više funkcija, pa se može reći da su one:

- **samostalne** (lokalne) - za objekte smeštene na manjem području ili gde se traži velika tačnost obeležavanja i praćenja pomeranja objekata (mostovi, brane, tuneli),
- **priključene** na osnovnu mrežu (položajnu i visinsku) - za objekte smeštene na većem području gde je potrebno međusobno povezivanje niza objekata, (hidroenergetski sistemi, regulacije vodotoka, regulacija gradova, komunikacije),
- po **veličini** prilagođene objektu koji se gradi ili delu Zemljine površine čija se pomeranja prate,
- po **obliku** prilagođene objektu koji se gradi, mogućnosti stabilizacije tačaka, vrsti predviđenih merenja i standardima projektovanja,
- **homogene** (sve su tačke istog reda),
- funkcionalne u postupku izravnjanja **celina**, tj. sve se tačke izravnavaju istovremeno.

3.9.1 Podela i projektovana tačnost lokalne geodetske mreže

Lokalne geodetske mreže ili geodetske mreže objekata u inženjerskim radovima se dele po vrstama objekata, pa tako imamo lokalne geodetske mreže:

- brana i mostova,
- tunela (nadzemni, podzemni, povezujući deo),
- puteva i železnica,
- dalekovoda i žičara,
- zgrada,

kao i lokalne geodetske mreže za potrebe:

- hidrotehničkih radova (melioracije, regulacije reka, navodnjavanje, itd.) i
- ostale specifične radove.

Po vrstama radova, u odnosu na projektovanu ocenu tačnosti (POT), lokalne geodetske mreže služe kao osnova za izvođenje radova na:

- zemljanim objektima POT= 5-10cm (0.5 cm)
- betonskim objektima POT= 1-3cm
- metalno staklenim objektima POT = 1-5mm
- deformacionim merenjima POT = 1-10mm

Lokalne geodetske mreže se razlikuju od državnih po:

- tačnosti
- geometriji i
- rasprostranjenosti.

Tačnost lokalne geodetske mreže je definisana projektom. U zavisnosti od potrebne tačnosti obeležavanja $TGM/3 < POT$.

Geometrija lokalne geodetske mreže zavisi od projekta (katastarska opština, put, brana, most, tunel, dalekovod, itd.). Pokriva teritoriju celog projekta, tačke treba da budu dovoljno blizu da se mogu realizovati precizna merenja i dovoljno daleko da budu van zone predviđenih građevinskih radova.

Rasprostranjenost lokalnih geodetskih mreža zavisi od projekta. Tako, lokalna geodetska mreža može biti razvijena za područje jedne ili više katastarskih opština, ako se realizuje za potrebe premera lokalnih oblasti, pojas eksproprijacije, itd.

3.10 RAZRADA METODE PROJEKTOVANIH VRSTA MERENJA IZ OPTIMALNOG PLANA OPAŽANJA U FAZI REALIZACIJE

Pod *metodom merenja* podrazumeva se celokupan proces merenja pomoću kog se od normalne mere dolazi do vrednosti merene veličine (Činklović 1983). Prema tome, metoda merenja obuhvata:

- radnu meru,
- instrument i pribor,
- ispitivanje i rektifikaciju instrumenta i pribora,
- postupak pri merenju.

Postupak merenja sadrži:

- uslove pri merenju,
- uslove tačnosti,
- praćenje – kontrola merenja,
- način merenja,
- obradu podataka merenja.

Metode merenja se po tačnosti dele na:

- obične metode,
- precizne metode,
- visokotačne metode.

Kod obične metode merenja zahtevana tačnost se postiže relativno lako, uz pažljivo i stručno izvršavanje merenja po datom postupku. Precizne metode merenja se koriste kod radova kod kojih se zahteva viša tačnost merenja. Zahtevana tačnost kod ovih metoda može da se postigne uz detaljno poznavanje metode merenja i visokostručno izvršenje svih poslova oko merenja. Kada se primenjuju visokotačne metode merenja, u većini slučajeva se ne postavlja zahtevana tačnosti, već se teži tome da se postigne najviša moguća tačnost u datim uslovima (Činklović 1983).

Detaljna *razrada metode merenja* vrši se na osnovu zadate tačnosti merenja, tj. ocene tačnosti merene veličine. Ocena tačnosti se vrši na dva načina:

- na osnovu analize metode merenja (vrši se pre merenja i naziva se prethodna ocena tačnosti),
- iz podataka izvršenih merenja (vrši se nakon merenja).

I jedan i drugi način ocene tačnosti ima svoje prednosti i nedostatke. Ako se koriste oba načina, njihovim kombinovanjem nedostaci mogu da se koriguju ili sasvim otklone. U stvari, oba načina ocene tačnosti čine jednu celinu, koja se primenjuje sa ciljem da se obezbedi potrebna tačnost vrednosti merenih veličina. Prvom ocenom tačnosti se određuje koja se tačnost može postići, a drugom da li je postignuta (Činklović 1983). Kod preciznih i visokotačnih merenja neophodno je primeniti obe ocene tačnosti.

Primenom određene metode merenja u datim uslovima nemoguće je preći izvesnu *granicu tačnosti*. Kako se tokom merenja javljaju greške, tačnost merenja predstavlja ukupan uticaj svih grešaka. Međutim, nemaju sve greške isti uticaj na tačnost merenja, tj. među greškama se izdvajaju one koje su dominantne. Ako su poznate dominantne greške, tj. one koje ograničavaju tačnost merenja, smanjivanjem tih grešaka moguće je poboljšati tačnost merenja, odnosno pomeriti granicu tačnosti merenja.

Svaka metoda merenja može da se primenjuje u više varijanti, u zavisnosti od obima i tačnosti ispitivanja instrumenta i pribora, broja merenja itd., što znači da primenom jedne iste metode može da se postigne različita tačnost, od najniže do najviše. Na osnovu toga se zaključuje da za svaku metodu merenja postoji donja i gornja granica tačnosti, tj. raspon tačnosti (Činklović 1983). Raspon tačnosti je potrebno utvrditi za svaku metodu, kako bi se znale realne mogućnosti te metode. Koja varijanta metode merenja će se primeniti zavisi od postavljenih zahteva tačnosti. Granice i raspon tačnosti mogu da se odrede analizom te metode.

Detaljna razrada metode merenja može da se izvrši samo za određenu tačnost, zahtevanu u konkretnom slučaju, pa će se u narednim potpoglavljima uslovi tačnosti izneti uopšteno.

3.10.1 Razrada metode merenja horizontalnih uglova

Već je navedeno šta obuhvataju metoda merenja i postupak pri merenju. Na osnovu toga, da bi se ispunili *uslovi pri merenju* horizontalnih uglova potrebno je:

- obezbediti potrebnu stabilnost postolja totalne stanice,
- postolje totalne stanice i totalnu stanicu zaštititi od direktnog dejstva sunčevih zraka,
- pre početka merenja instrument izložiti spoljnim uslovima najmanje pola sata,
- elemente ekscentriciteta signala, ako postoje, meriti više puta,
- signali moraju da budu istog oblika i iste osvetljenosti,
- po sparnom vremenu, bez vetra, ne vršiti opažanja pravaca koji prolaze kroz ograničene prostore,
- treperenje vazduha ne sme da utiče na grešku viziranja više od dozvoljenog, tj. ne treba vršiti merenja ako su uslovi za viziranje nepovoljni,
- merenje vršiti u vreme što manjeg uticaja refrakcije.

Da bi se ispunili *uslovi tačnosti*, potrebno je određenom tačnošću:

- centrisati totalnu stanicu,
- dovesti alhidadinu osu u vertikalni položaj,
- centrisati signal ili odrediti elemente ekscentriciteta signala, ako je to potrebno.

Obrada podataka se sastoji iz određivanja najverovatnijih vrednosti merenih i traženih uglova i iz ocene tačnosti izvršenih merenja i dobijenih rezultata. Za ocenu tačnosti izvršenih merenja računa se srednja greška jednog merenja, a za ocenu tačnosti dobijenih rezultata srednje greške merenih i izravnatih vrednosti (Činklović 1983).

3.10.1.1 Greške pri merenju horizontalnih uglova

Ceo proces merenja uglova prati veliki broj *izvora grešaka*, koje se mogu podeliti u četiri grupe:

a) Greške vezane za teodolit

1. Greška podele radne mere – greške limba
2. Kolimacija
3. Neupravnost obrtne ose durbina na alhidadinu osu
4. Nevertikalnost alhidadine ose
5. Greška centrisanja instrumenta
6. Nestabilnost instrumenta

7. Ekscentricitet vizure
8. Ekscentricitet centra horizontalnog limba
9. Ekscentricitet obrtne ose limba
10. reške sistema detekcije elektronskih teodolita
11. Pomeranje limba pri okretanju alhidade
12. Derektifikacija teodolita pod uticajem spoljnih uslova
13. Torzija – uvijanje stuba/stativa sa koga se meri
14. Greška interpolacije

b) Greške vezane za signal za viziranje

15. Greška centrisanja signala
16. Nestabilnost signala
17. Nejednaka osvetljenost signala
18. Torzija – uvijanje signala pod uticajem spoljašnjih uslova

c) Greške operatora

19. Greška viziranja

d) Greške izazvane spoljašnjim uslovima

20. Regionalna refrakcija
21. Lokalna refrakcija
22. Treperenje vazduha
23. Ostali temperaturni uticaji

Svaka od nabrojanih grešaka čini komponentu ukupne greške u rezultatu merenja pravca, odnosno ugla, a zbir tih grešaka čini ukupnu grešku rezultata merenja pravca, odnosno ugla (Perović 2007).

a) Greške vezane za teodolit

1. **Greška podele radne mere:** Pri izradi uglovne podele na limbu crtice podele neće pasti tačno u položaj nominalne uglovne vrednosti. Zbog deformacija limba koje se javljaju usled temperaturnih i drugih spoljašnjih uticaja vrednost podeoka na limbu takođe će odstupati od nominalnih vrednosti, pa se javljaju greške podele limba.

Ukupna greška svake crtice podele limba sastoji se od slučajne i sistematske greške. Standard slučajnih grešaka limba je reda 0.1", a sistematskih grešaka je reda 0.5".

Imajući u vidu da je zbir grešaka podele kruga jednaka nuli, tj.

$$\sum_{0^{\circ}}^{360^{\circ}} \Delta_i = 0, \quad (3.109)$$

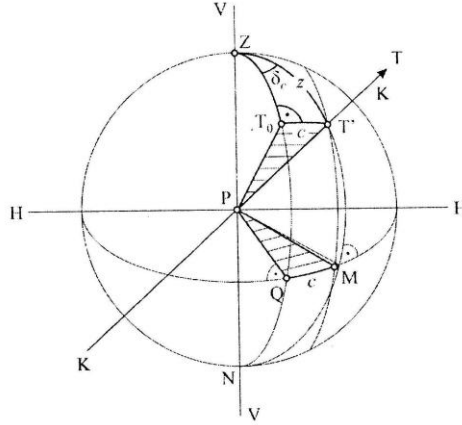
zaključak je da n merenja, tj. merenje jednog ugla u n girusa, treba ravnomerno rasporediti po krugu, jer će tada u zbiru rezultata uglova merenih u n girusa biti približno zadovoljena jednakost (3.109). Na taj način će skoro potpuno biti zastupljena kompenzacija grešaka u aritmetičkoj sredini.

2. **Kolimacija:** Iz sfernog trougla ZT_0T' , koji se nalazi na površini jedinične sfere (Slika 3.11.), primenom sinusne teoreme sferne trigonometrije:

$$\frac{\sin a}{\sin A} = \frac{\sin b}{\sin B}, \quad (3.110)$$

dobija se:

$$\frac{\sin C}{\sin \delta_C} = \frac{\sin z}{\sin 90^\circ}. \quad (3.111)$$



Slika 3.11. Greška pravca δ_C zbog kolimacije C ; vizura KK' ; obrtna osa HH , glavna osa VV , zenitna daljina Z

Kako su uglovi C i δ_C mali iz (3.111) sledi:

$$\delta_C = \frac{C}{\sin z}. \quad (3.112)$$

Iz (3.112) se zaključuje da uticaj kolimacije na opažani pravac zavisi od zenitne daljine z .

Ako su a' i b' čitanja na istu tačku pri krugu levo (KL) i krugu desno (KD) oslobođena uticaja kolimacije onda će biti:

$$\begin{aligned} a' &= a + \frac{C}{\sin z} \quad \text{— pri } KL \\ b' &= b - \frac{C}{\sin z} \quad \text{— pri } KD \end{aligned} \quad (3.113)$$

Tada će sredina iz dva čitanja biti oslobođena uticaja kolimacije, jer je:

$$\frac{b' \pm 180^\circ - a'}{2} = \frac{b \pm 180^\circ - a}{2}. \quad (3.114)$$

Ako su L i D tačne vrednosti merenog pravca pri KL i KD , a ε_a i ε_b ukupne greške čitanja pri KL i KD , respektivno, tada je:

$$a = L - \frac{C}{\sin z} + \varepsilon_a, \quad b = D + \frac{C}{\sin z} + \varepsilon_b. \quad (3.115)$$

S obzirom da je $D \pm 180^\circ - L = 0$, razlika čitanja iznosi:

$$d = b \pm 180^\circ - a = D \pm 180^\circ - L + \frac{2C}{\sin z} + \varepsilon_b - \varepsilon_a, \text{ tj.} \quad (3.116)$$

$$d = \frac{2C}{\sin z} + \varepsilon_d, \quad \varepsilon_d = \varepsilon_b - \varepsilon_a. \quad (3.117)$$

S obzirom na (3.115) i (3.117), i s obzirom da je $D \pm 180^\circ - L = 0$, razlika merenja na istom pravcu pri KL i KD će imati strukturu:

$$d_{2C,i} = b_i \pm 180^\circ - a_i = \frac{2C}{\sin z_i} + \varepsilon_{d_{2C,i}}, \quad \varepsilon_{d_{2C,i}} = \varepsilon_{b_i} - \varepsilon_{a_i}, \quad i = 1, 2, \dots, s, \quad (3.118)$$

gde je s broj merenih pravaca u jednom girusu.

Na osnovu (3.118) i rezultata merenja moguće je analizirati tačnost merenja i definisati dozvoljena odstupanja, jer je

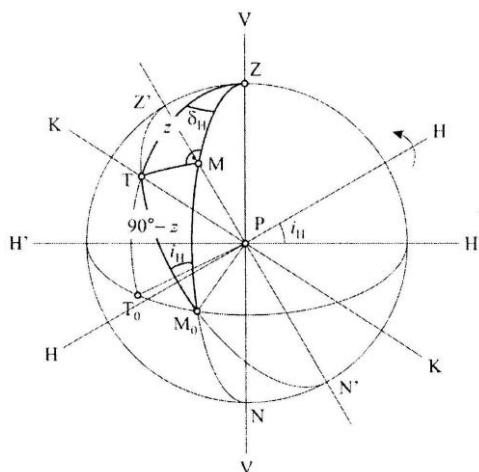
$$d_{2C,i} \sim N\left[\frac{2C}{\sin z_i}; \sigma_{d_{2C}}^2\right], \quad i=1,2,\dots,s. \quad (3.119)$$

Kolimacija teodolita može se poništiti merenjem pravaca u dva položaja durbina, pod uslovom da se merenja u girusu izvode ravnomerno po viziranim pravcima, kako bi se eliminisao uticaj stalne promene kolimacije zbog promene temperature. Ako se merenja u girusu izvode ravnomerno po viziranim pravcima, taj uticaj u $2C$ će biti konstantan za svaki pravac, dok će u ocenama pravaca i uglova biti linearan, a time i minimalan.

3. Neupravnost obrtne ose durbina na alhidadinu osu: Kada veliki krug, koji sadrži horizontalnu osu HH' i tačku T, seče vertikalni veliki krug kroz tačku M_0 u tački M (Slika 3.12), dobijaju se dva pravougla sferna trougla, ZTM i M_0TM . Primenom sinusne teoreme dobija se:

$$\text{iz trougla ZTM} - \sin TM = \sin Z \sin \delta_H, \quad (3.120)$$

$$\text{iz trougla } M_0TM - \sin TM = \sin i_H \sin(90^\circ - z). \quad (3.121)$$



Slika 3.12. Nagib obrtne ose i_H , greška pravca $\delta_{i,H}$, zenitna daljina Z , prekret durbina P

S obzirom da su i_H i δ_H mali, greška vizurnog pravca δ_H usled uticaja greške obrtne ose durbina će biti:

$$\delta_H = i_H \text{ctgz}. \quad (3.122)$$

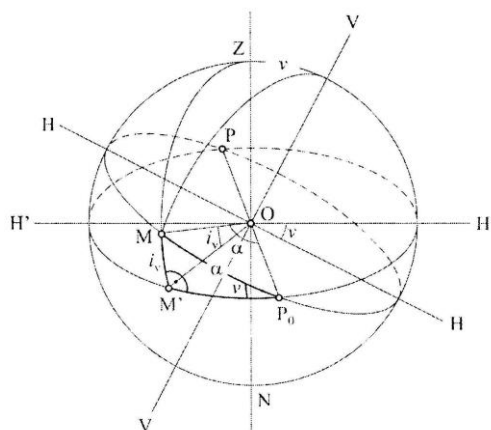
Prilikom merenja pravca u prvom položaju durbina, obrtna osa durbina je nagnuta na jednu stranu, a prilikom merenja u drugom položaju durbina, na drugu. Ako su čitanja koja se pri tom dobiju a i b , čitanja oslobođena uticaja δ_H će biti:

$$L=a+\delta_H \quad \text{ i } \quad D=b-\delta_H, \quad (3.123)$$

pa sredina iz dva položaja oslobođena uticaja greške obrtne ose durbina iznosi:

$$\frac{a+b}{2} = \frac{L+D}{2}. \quad (3.124)$$

4. Nevertikalnost alhidadine ose: Neka su ravan limba i obrtna osa durbina upravni na alhidadinu osu. Ako centar sfere O koincidira sa centrom horizontalnog kruga, a glavna osa VV odstupa od vertikale VZ za ugao ν (Slika 3.13), tada će i ravan limba koja sadrži paralelu obrtnoj osi HH biti nagnuta za isti ugao ν .



Slika 3.13. Uticaj greške alhidadine ose na grešku pravca

Ravan limba i horizontalna ravan seku se po prečniku PP_0 koji je horizontalan.

Prilikom okretanja alhidade, obrtna osa durbina će prolaziti kroz pravac PP_0 kada je njen nagib nula, do pravca HH kada njen nagib najveći.

Neka pri naviziranoj tački obrtna osa i pravac OP_0 čine ugao α . Ako se na sferni trougao $P_0M'M$ primeni sinusna teorema dobija se:

$$\sin i_v = \sin v \sin \alpha . \quad (3.125)$$

S obzirom da su uglovi i_ν i ν mali, izraz (3.125) može da se zapiše kao:

$$i_v = v \sin \alpha. \quad (3.126)$$

Zamenom (3.126) u (3.122) dobija se uticaj nagiba alhidadine ose na mereni pravac:

$$\delta_v = i_v \text{ctgz} = v \cdot \sin \alpha \cdot \text{ctgz} . \quad (3.127)$$

Ovaj uticaj je sistematski i ne može se eliminisati opažanjem u dva položaja durbina.

Greška ugla će biti:

$$\delta_{\mu \nu} = v(\sin \alpha_2 \cdot \text{ctgz}_2 - \sin \alpha_1 \cdot \text{ctgz}_1). \quad (3.128)$$

Na kraju može se odrediti ukupna greška pravca a izazvana greškama osa teodolita:

$$\text{pri } KL - a = a_I + \frac{C}{\sin z} + i \cdot \text{ctgz} + v \cdot \sin \alpha \cdot \text{ctgz} , \quad (3.129)$$

$$\text{pri } KD - a + 180^\circ = a_{II} - \frac{C}{\sin z} - i \cdot \text{ctgz} + v \cdot \sin \alpha \cdot \text{ctgz} . \quad (3.130)$$

Iz (3.129) i (3.130) dobija se aritmetička sredina:

$$a = \frac{1}{2}(a_I + a_{II} - 180^\circ) + v \cdot \sin \alpha \cdot \operatorname{ctgz} . \quad (3.131)$$

Ako se odredi nagib $i_v = v \sin \alpha$, onda će definitivni korigovani pravac biti:

$$a_{kor} = \frac{1}{2}(a_I + a_{II} - 180^\circ) - i_v \cdot \text{ctgz} . \quad (3.132)$$

Greška nevertikalnosti alhidadne ose nastaje slučajno ali na opažani pravac ima sistematski uticaj. Oblast definisanosti greške v je:

$$0 \leq v < \infty. \quad (3.133)$$

Pošto su parametri v i α funkcionalne zavisnosti (3.127) nepoznati, nemoguće je odrediti ovaj sistematski uticaj, pa se koristi njegova srednja kvadratna vrednost.

Tokom dovodenja alhidadine ose u vertikalni položaj, opažač teži ka tome da nagib alhidadine ose bude što manji, pri tom ne obraćajući pažnju na uglovni element α . Iz toga sledi da je ugao v raspoređen kao modul normalno raspoređene slučajne veličine, čije je matematičko očekivanje nula, tj.

$$f_1(v) = \frac{2}{\sigma_v \sqrt{2\pi}} e^{-v^2/2\sigma_v^2}, \quad (0 \leq v < \infty), \quad (3.134)$$

dok je uglovni element α ravnomerno raspoređen, tj.

$$f_2(\alpha) = \frac{1}{2\pi}, \quad (0 \leq \alpha \leq 2\pi). \quad (3.135)$$

Za matematičko očekivanje greške pravca δ_v dobija se:

$$\mathbf{M}[\delta_{p,v}] = \int_0^\infty \int_0^{2\pi} \delta_v f_1(v) f_2(\alpha) dv d\alpha. \quad (3.136)$$

$$\mathbf{M}[\delta_{p,v}] = \text{ctgz} \int_0^\infty v \cdot f_1(v) dv \int_0^{2\pi} \sin \alpha \cdot \frac{1}{2\pi} d\alpha = 0. \quad (3.137)$$

Za disperziju greške pravca δ_v dobija se:

$$\begin{aligned} \sigma_{p,v}^2 &= \mathbf{M}[\delta_{p,v}^2] = \int_0^\infty \int_0^{2\pi} (v \cdot \sin \alpha \cdot \text{ctgz})^2 f_1(v) f_2(\alpha) dv d\alpha \\ &= \text{ctg}^2 z \cdot \frac{2}{\sigma_v \sqrt{2\pi}} \int_0^\infty v^2 e^{-v^2/2\sigma_v^2} dv \int_0^{2\pi} \cos^2 \alpha \cdot \frac{1}{2\pi} d\alpha. \end{aligned} \quad (3.138)$$

Rešavanjem (3.138) dobija se:

$$\sigma_{p,v}^2 = \sigma_v^2 \text{ctg}^2 z. \quad (3.139)$$

Za $z = 90^\circ$ dobija se $\sigma_{p,v}^2 = 0$, iz čega sledi da je uticaj nevertikalnosti alhidadine ose na grešku pravca δ_v pri zenitnim daljinama bliskim 90° mali.

Neka je **1** vizurna tačka na levom kraku ugla β , a **2** vizurna tačka na desnom, tada je greška ugla izazvana greškom nevertikalnosti alhidadine ose v :

$$\delta_{u,v} = v(\sin \alpha_2 \cdot \text{ctgz}_2 - \sin \alpha_1 \cdot \text{ctgz}_1) = v[\sin(\alpha_1 + \beta) \text{ctgz}_2 - \sin \alpha_1 \text{ctgz}_1], \quad (3.140)$$

odnosno

$$\delta_{u,v} = v(k_1 \sin \alpha_1 + k_2 \cos \alpha_1), \quad (3.141)$$

gde su:

$$k_1 = \cos \beta \text{ctgz}_2 - \text{ctgz}_1 \quad i \quad k_2 = \sin \beta \text{ctgz}_2 \quad (3.142)$$

konstante za merenja ugao β .

Za disperziju ugla zbog nagiba alhidadine ose v dobija se:

$$\sigma_{u,v}^2 = \mathbf{M}[\delta_{u,v}^2] = \int_0^\infty \int_0^{2\pi} \delta_{u,v}^2 f_1(v) f_2(\alpha) dv d\alpha = \frac{2}{\sigma_v \sqrt{2\pi}} \int_0^\infty v^2 e^{-v^2/2\sigma_v^2} dv, \quad (\alpha \equiv \alpha_1). \quad (3.143)$$

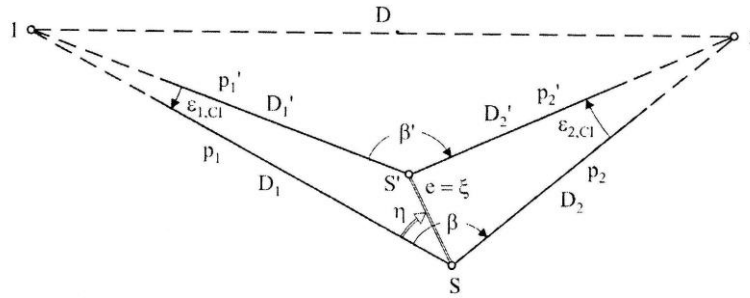
Rešavanjem (3.143) dobija se:

$$\sigma_{u,v}^2 = \sigma_v^2 (\text{ctg}^2 z_1 + \text{ctg}^2 z_2 - 2 \cos \beta \text{ctg} z_1 \text{ctg} z_2). \quad (3.144)$$

Za $z_1 = z_2 = 90^\circ$ dobija se $\sigma_{u,v} = 0$, odakle sledi da je za vrednosti zenitnih daljina z_1 i z_2 koje su bliske 90° uticaj nevertikalnosti alhidadine ose na grešku merenog ugla δ_u mali.

Na osnovu (3.139) i (3.144) može se zaključiti da greška pravca i greška ugla može da se svede na zanemarljivo malu veličinu postavljanjem uslova tačnosti za nagib alhidadine ose, tj. ograničavanjem vrednosti σ_v .

5. Greška centrisanja instrumenta: Na slici (3.14) sa S je označena tačka iznad koje treba da bude centrisan teodolit, sa S' - tačka iznad koje je faktički centrisan teodolit, 1 i 2 su tačke koje se opažaju, β je ugao koji bi trebalo izmeriti, β' je mereni ugao, p_1 i p_2 pravci koje bi trebalo opažati, p_1' i p_2' pravci koji su opažani, D_1 i D_2 predstavljaju prava rastojanja od tačke S do tačaka 1 i 2, D_1' i D_2' - rastojanja od S' do vizurnih tačaka 1 i 2, ε_1 i ε_2 - greške opažanih pravaca p_1 i p_2 usled greške centrisanja ξ , $\xi = e$ - greška centrisanja teodolita, i η - (slučajni) ugao sa temenom u tački S, koga zaklapaju ekscentricitet e i pravac p_1 .



Slika 3.14. Uticaj greške centrisanja teodolita na grešku ugla

Greška ugla β usled greške centrisanja teodolita je:

$$\varepsilon_\beta = \beta' - \beta = \varepsilon_{1,CI} + \varepsilon_{2,CI}. \quad (3.145)$$

Sa slike 3.14 se zaključuje da je:

$$\sin \varepsilon_{1,CI} = \frac{\sin \eta}{D_1'} \xi \quad \text{ i } \quad \sin \varepsilon_{2,CI} = \frac{\sin(\beta - \eta)}{D_2'} \xi. \quad (3.146)$$

Pošto su ε_1 i ε_2 mali uglovi za koje važi $\sin \varepsilon_1 = \varepsilon_1$ i $\sin \varepsilon_2 = \varepsilon_2$, onda je:

$$\varepsilon_{1,CI} = \frac{\sin \eta}{D_1'} \xi \quad \text{ i } \quad \varepsilon_{2,CI} = \frac{\sin(\beta - \eta)}{D_2'} \xi. \quad (3.147)$$

S obzirom da su greške ξ diferencijalno male veličine u odnosu na rastojanja D_1 i D_2 , može se reći da važi $D_1 = D_1'$ i $D_2 = D_2'$, pa je:

$$\varepsilon_{1,CI} = \frac{\sin \eta}{D_1} \xi \quad \text{ i } \quad \varepsilon_{2,CI} = \frac{\sin(\beta - \eta)}{D_2} \xi = \frac{\sin \beta \cos \eta - \cos \beta \sin \eta}{D_2} \xi. \quad (3.148)$$

Ako se uvedu oznake:

$$a = \frac{1}{D_1} - \frac{\cos \beta}{D_2} \quad \text{i} \quad b = \frac{\sin \beta}{D_2} \quad (3.149)$$

dobija se:

$$\varepsilon_{\beta, CI} = \xi(a \sin \eta + b \cos \eta); \quad (\xi = \varepsilon_{CI} = e). \quad (3.150)$$

Izrazom (3.145) prikazana je funkcionalna zavisnost greške ugla od slučajnih argumenata ξ i η .

Prilikom centrisanja instrumenta nad tačkom S glavna pažnja operatora je usmerena na linearni element centrisanja ξ , dok zanemaruje vrednost uglovnog elementa η . Zbog toga, pri bilo kojoj vrednosti ξ , uglovni element η može imati bilo koju vrednost na intervalu od 0 do 2π , što pokazuje da su ova dva elementa nezavisna. Stoga, gustina $f(\xi, \eta)$ zajedničkog rasporeda ξ i η mora imati oblik:

$$f(\xi, \eta) = f_1(\xi) \cdot f_2(\eta), \quad (3.151)$$

gde je $f_1(\xi)$ - gustina rasporeda linearnog elementa ξ , a $f_2(\eta)$ - gustina rasporeda uglovnog elementa η .

S obzirom da opažać uopšte ne obraća pažnju na vrednost uglovnog elementa centrisanja, ima smisla smatrati da ni jedna realizacija uglovnog elementa η ne može imati veću frekvenciju od bilo koje druge realizacije tog lementa. Zbog toga, može se uzeti da je η ravnomerno raspoređeno, tj:

$$f_2(\eta) = \frac{1}{2\pi}, \quad (0 \leq \eta \leq 2\pi), \quad (3.152)$$

pa gustina zajedničkog rasporeda ξ i η dobija oblik:

$$f_2(\xi, \eta) = \frac{f_1(\xi)}{2\pi}, \quad (0 \leq \xi; 0 \leq \eta \leq 2\pi). \quad (3.153)$$

Početni moment reda k greške ugla usled greške centrisanja instrumenta glasi:

$$\mathbf{M}[\varepsilon_{\beta, CI}^k] = \frac{1}{2\pi} \int_0^\infty \int_0^{2\pi} \xi^k (a \sin \eta + b \cos \eta)^k f_1(\xi) d\xi d\eta. \quad (3.154)$$

Za matematičko očekivanje greške ugla zbog greške centrisanja instrumenta dobija se:

$$\text{za neparno } k = 2n - 1 - \mathbf{M}[\varepsilon_{\beta, CI}^{2n+1}] = 0, \quad (n = 0, 1, 2, \dots), \quad (3.155)$$

$$\text{za parno } k = 2n - \mathbf{M}[\varepsilon_{\beta, CI}^{2n}] = \frac{(2n-1)!!}{2^n n!} (a^2 + b^2)^n \cdot m_{2n}, \quad (n = 0, 1, 2, \dots). \quad (3.156)$$

Ako se uzmu u obzir vrednosti (3.149) dobija se:

$$\mathbf{M}[\varepsilon_{\beta, CI}^{2n}] = \frac{(2n-1)!!}{2^n n!} \left(\frac{D}{D_1 D_2} \right)^{2n} \cdot m_{2n}, \quad (n = 0, 1, 2, \dots). \quad (3.157)$$

Iz (3.155) i (3.156) sledi da greška ugla usled greške centrisanja teodolita ima matematičko očekivanje nula, pa se svrstava u grupu slučajnih elementarnih grešaka.

Kada se centrisanje teodolita izvodi kao prisilno centrisanje, tj. na način da linearni element ξ ne pređe određenu granicu ξ_0 , za disperziju ugla zbog grešaka centrisanja teodolita dobija se:

$$\sigma_{\beta,CI} = \frac{\xi_0}{\sqrt{6}} \left(\frac{D}{D_1 D_2} \right). \quad (3.158)$$

Kada se izvodi centrisanje sa stativa, tj. tako da linearni element ξ bude što manji, disperzija ugla zbog grešaka centrisanja teodolita glasi:

$$\sigma_{\beta,CI}^2 = \frac{\sigma_{CI}^2}{2} \left(\frac{1}{D_1^2} - \frac{2 \cos \beta}{D_1 D_2} + \frac{1}{D_2^2} \right). \quad (3.159)$$

6. Nestabilnost instrumenta: Rad stuba ili stativa u toku merenja uglova, tj. pravaca, utiče na stabilnost instrumenta. Taj uticaj na grešku ugla, tj. pravca, je isti kao i uticaj greške centrisanja instrumenta, pa će analogno (3.159) biti:

$$\sigma_{\beta,STI}^2 = \frac{1}{2} \sigma_{STI}^2 \left(\frac{1}{D_1^2} - \frac{2 \cos \beta}{D_1 D_2} + \frac{1}{D_2^2} \right). \quad (3.160)$$

Disperzija pravca će glasiti:

$$\sigma_{p,STI}^2 = \frac{1}{2} \sigma_{STI}^2 \cdot \frac{1}{D^2}. \quad (3.161)$$

Greška stabilnosti instrumenta deluje sistematski na grešku merenja ugla, tj. pravca.

7. Ekscentricitet vizure: Ekscentricitet vizure deluje na merenje pravca kao i kolimacija, pa je greška pravca usled ekscentriciteta vizure:

$$\delta_e = \frac{e \cdot \rho}{D \sin z}, \quad (3.162)$$

gde je:

e – ekscentricitet vizure,

D – odstojanje vizurne tačke,

z – zenitno odstojanje vizurne tačke.

Ekscentricitet vizure se eliminiše merenjem pravca u dva položaja durbina.

8. Ekscentricitet centra horizontalnog limba: eliminiše se merenjem pravca na dijametralno suprotnim mestima limba.

9. Ekscentricitet obrtne ose horizontalnog limba: deluje sistematski na rezultate merenja i njegov uticaj se ne može poništiti ni umanjiti. Proizvođači instrumenata nastoje da što tačnije realizuju centričnost sistema osovine.

10. Greške sistema detekcije elektronskih teodolita mogu biti dominantne kada instrument nije temperaturno adaptiran. Tada se javlja **greška čitanja**, koja se sastoji od greške detekcije limba i greške koju izaziva pritisak na taster za registraciju, tj. očitavanje.

Temperaturnom adaptacijom se eliminišu sistemske greške detekcije. Međutim, ostaje sistemska greška koja potiče od pritiska na taster za registraciju koja je reda 0.1" do 0.3" i periodična greška detekcije, koja je takođe reda 0.1" do 0.3", pa se za standard ukupne greške detekcije usvaja $\sigma_{dt}=0.3"$.

11. Pomeranje limba pri okretanju alhidade („vučenje“ limba): Ova greška može da se desi iz raznih razloga. Zbog toga je neophodno izvršiti ispitivanje nepomičnosti donjeg dela instrumenta tako što se navizira proizvoljna tačka i očita podela na horizontalnom limbu. Zatim se alhidada okrene u istom smeru za pun krug

uzastopno oko 20 puta, ponovo navizira ista tačka i očita podela na horizontalnom limbu. Ako je razlika između čitanja veća od dozvoljene, zaključak je da postoji nedovoljna stabilnost gornjeg i donjeg dela instrumenta.

12. **Derektifikacija elektronskog teodolita** usled dejstva atmosferskih uticaja, naročito usled promene temperature vazduha, može biti jako velika i dovesti do velikih grešaka u merenju pravca. Najveći je uticaj preko promene kolimacije i grešaka u sistemu detekcije limba. Zbog toga je neophodno izvršiti adaptaciju teodolita na spoljašnju temperaturu pre početka merenja. Takođe, treba izbegavati merenje pri visokoj vlažnosti vazduha.

Greška merenog pravca usled derektifikacije teodolita je sistematska i ne može se eliminisati metodom rada, ali se može umanjiti primenom prethodno navedenih mera.

13. **Torzija stuba/stativa** sa koga se vrši merenje instrumentom može značajno uticati na tačnost merenja pravca ako merenje traje duži vremenski period, na primer više od 1h, pri nezaštićenom stubu/stativu od dejstva sunčevih zraka. Greška je sistematskog karaktera i ne može se eliminisati, ali se može umanjiti zaštitom stuba/stativa od dejstva sunčevih zraka.

14. **Greška interpolacije** pri detekciji limba je slučajna sa standardom:

$$\sigma_{ip} = 0.1'' . \quad (3.163)$$

b) Greške vezane za signal za viziranje

15. **Greška centrisanja signala**; i 16. **Nestabilnost signala** izazivaju grešku merenja pravca na isti način kao i greška centrisanja instrumenta i stabilnost instrumenta. Analogno formuli (3.161) dobija se za:

$$\text{uticaj greške centrisanja signala} - \sigma_{p,CS}^2 = \frac{1}{2} \sigma_{CS}^2 \cdot \frac{1}{D^2} , \quad (3.164)$$

$$\text{uticaj nestabilnosti signala} - \sigma_{p,STS}^2 = \frac{1}{2} \sigma_{STS}^2 \cdot \frac{1}{D^2} . \quad (3.165)$$

Ove dve greške imaju sistematski uticaj na grešku merenja pravca na jednoj stanici, ali posmatrano u okviru skupa stanica (prilikom merenja u mreži) imaju slučajan uticaj.

17. **Nejednaka osvetljenost signala** javlja se prilikom viziranja cilindričnih signala kada su oni osovinunčani. Greška je sistematska i eliminiše se u periodu kada signal nije osovinunčan.

18. **Torzija signala** na koji se vrši viziranje dolazi do izražaja kod visokih signala.

c) Greške od operatora

19. **Greška viziranja** zavisi od sposobnosti oka opažača, uvećanja durbina, neravnomernog i prekomernog pritezanja zavrtnja za kočenje alhidade i zamućenosti vazduha.

d) Greške izazvane spoljašnjim uslovima

20. **Regionalna refrakcija** zavisi od klimatskih karakteristika datog mesta i ima sistematski uticaj na merenje pravca. Merenjem ujutru i uveče se samo delimično eliminiše. Ovaj uticaj se uzimao u obzir ranije kada su vizure bile dugačke i do 50km. Danas, kada su dužine vizura mnogo kraće (do nekoliko kilometar), ovaj uticaj se ne uzima u obzir.

21. **Lokalna refrakcija** zavisi od temperature i vlažnosti vazduha terena iznad koga prolazi vizura. Uticaj lokalne refrakcije je značajan kod kratkih vizura do nekoliko kilometara. Lokalna refrakcija nastaje usled formiranja kavazistacionarnih blokova u prizemnim slojevima atmosfere, gde se pod kvazistacionarnim blokom podrazumeva deo (blok) atmosfere duž vizure na kom su stabilni horizontalni gradijent temperature i vlažnost vazduha. U (Činklović 1978) je navedena vrednost standarda lokalne bočne refrakcije koji iznosi:

$$\sigma_r = 0.5'' \quad (3.166)$$

22. **Treperenje vazduha**: Ovu pojavu je moguće zapaziti prilikom posmatranja udaljenog predmeta kroz zakočeni durbin, koja ima slučajan uticaj na merenje pravca. Sa porastom temperature, pojačava se i treperenje vazduha. Zbog toga, merenje treba vršiti u vreme mirnih likova, a to je ujutru i predveče u sunčanim danima. Prema (Činklović 1978) standardna greška pravca izazvana treperenjem vazduha iznosi:

$$\sigma_{tv} = 0.6'' \quad (3.167)$$

23. **Ostali temperaturni uticaji**: Osim direktnog uticaja koji imaju na teodolit kada se menja kolimacija, oni imaju i indirektni uticaj preko promene refrakcije, treperenja vazduha, torzije, stuba i dr. Ovi uticaju se mogu umanjiti ako se merenje sprovodi pri malim temperaturnim promenama.

3.10.2 Razrada metode merenja dužina

Danas se za merenje dužina u geodeziji uglavnom koriste totalne stanice, koje u sebi imaju integrisan elektronski daljinomer. S obzirom da je za potrebe merenje dužina totalnom stanicom neophodno centrisati instrument i signal, i izvršiti viziranje, uslovi pri merenju i uslovi tačnosti su isti kao i prilikom merenja horizontalnih uglova, uz nekoliko dodatnih uslova koji se odnose na merenje dužina.

U cilju održavanja visokog nivoa tačnosti koji nude savremene totalne stanice, pre upotrebe daljinomera potrebno je izvršiti njegovo etaloniranje u ovlašćenom servisu. Etaloniranje je proces kojim se u laboratorijskim uslovima dužina izmerena daljinomerom kontroliše pomoću odgovarajućih vrednosti dobijenih radnim etalomom. Takođe, potrebno je proveriti i uskladiti adicione konstante instrumenta i reflektora, kao i multiplikacionu konstantu.

Dužina merena elektronskim daljinomerom je opterećena greškama usled atmosferskog uticaja (temperatura, pritisak i vlažnost vazduha) i konstanti daljinomera, pa se pre početka merenja određuju popravke za ova dva uticaja.

Princip elektronskog merenja dužina baziran je na merenju vremena prostiranja elektromagnetne oscilacije, čija je brzina poznata, kako bi se odredio pređeni put, tj. izmerilo rastojanje. U zavisnosti od načina određivanja vremena prostiranja elektromagnetne oscilacije razlikuje se:

- impulsni,
- frekventni i
- fazni način merenja rastojanja.

U geodeziji se koristi impulsni način merenja, gde posebno mesto zauzimaju laserski sistemi koji služe za merenje velikih dužina.

Merenja elektronskim daljinomerom se vrše na fizičkoj površi Zemlje, a koordinate snimljenih tačaka se određuju u ravni Gaus-Krigerove projekcije, pa je potrebno koso merenu dužinu svesti u ravan projekcije. Zbog toga obrada rezultata merenja podrazumeva unošenje sledećih geometrijskih popravaka:

- redukcije koso merene dužine na ravan horizonta,
- svođenje horizontalne dužine na nultu nivosku površ,
- preslikavanje duži sa nulte nivoske površi u ravan Gaus-Krigerove projekcije.

3.10.2.1 Izvori grešaka pri elektro-optičkom merenju dužina

U postupku merenja dužina elektro-optičkim daljinomerima (EOD) javljaju se sledeći izvori grešaka:

a) Greška jedinice mere i greška brzine svetlosti u vakuumu

1. Greška određivanja brzine svetlosti u vakuumu
2. Greška određivanja faktora jedinice mere
3. Promena frekvencije tokom vremena

b) Greške koje potiču od instrumenta

4. Greška određivanja adicione konstante
5. Periodična greška
6. Aperiodična greška
7. Greška centrisanja EOD-a
8. Nestabilnost instrumenta
9. Greška merenja razlike faza
10. Neparalelnost vizure i elektro-magnetnog (EM) zraka
11. Zaokruživanje rezultata
12. Nedovoljan napon baterije

c) Greške koje potiču od reflektora

13. Greška centrisanja reflektora
14. Nestabilnost reflektora
15. Greška orijentacije reflektora

d) Greške izazvane spoljašnjim uslovima

16. Greška određivanja brzine svetlosti u vazduhu
17. Greška refrakcionog indeksa
18. Greške popravaka za atmosferske uticaje
19. Refleksija talasa
20. Nedovoljna jačina signala

Pristup analizi ovih grešaka je principijelno isti kao u poglavlju 3.10.1.1 za greške merenih pravaca.

a) Greška jedinice mere i greška brzine svetlosti u vakuumu

1. **Greška određivanja brzine svetlosti u vakuumu** je slučajna greška, ali na rezultate merenja deluje sistematski. Standardna greška iznosi:

$$\sigma_{v_0} / v_0 = 4 \cdot 10^{-9}, \quad (3.168)$$

pa spada u grupu beznačajnih grešaka.

2. **Greška određivanja faktora jedinice mere**, tj. greška multiplikacione konstante je slučajna, ali na rezultata merenja deluje sistematski.

Ako se jedinica mere određuje pomoću merenja frekvencije, onda je standardna greška između 10^{-8} i 10^{-7} čiju glavnu komponentu predstavlja nestabilnost frekvencije. Ako se jedinica mere određuje pomoću merenja na osnovici, prilikom opažanja sa brojem merenja reda 50, dobiće se tačnost multiplikacione konstante reda $0.2 \cdot 10^{-6}$ do $0.4 \cdot 10^{-6}$.

3. **Promena frekvencije tokom vremena** je sistematskog karaktera i javlja se usled starenja kvarca. Stoga je neophodno određivanje frekvencije u određenim stalnim vremenskim intervalima, a obavezno jednom godišnje.

b) Greške koje potiču od instrumenta

4. **Greška određivanja adicione konstante** je slučajna greška, dok na rezultate merenja dužina deluje sistematski. U rezultatu merenja učestvuje sa graničnom vrednošću greške adicione konstante G_a , koja se dobija na osnovu testa hipoteze:

$$H_0 : \mathbf{M}[a] = a_T \text{ protiv } H_a : \mathbf{M}[a] \neq a_T \quad (3.169)$$

gde je:

a – popravka za adicijonu konstantu,

$\mathbf{M}[a]$ - matematičko očekivanje od a ,

a_T – tačna vrednost adicione konstante.

Koristeći moć kriterijuma $1-\beta$, dolazi se do izraza za optimizaciju tačnosti, kojim se određuje vrednost G_a :

$$\frac{G_a^2}{\sigma_a^2} = (t_{1-\beta} + t_{1-\alpha/2})^2, \quad \left(\sigma_a^2 = \frac{\sigma^2}{n} \right), \quad (3.170)$$

gde su $t_{1-\beta}$ i $t_{1-\alpha/2}$ kvantili normalnog rasporeda za verovatnoće $1-\beta$ i $1-\alpha/2$. Neophodan broj dužina koje treba meriti je:

$$n = \frac{\sigma^2}{G_a^2} (t_{1-\beta} + t_{1-\alpha/2})^2. \quad (3.171)$$

5. **Periodična greška** je prouzrokovana električnim mešanjem osnovnog i mernog signala (pošto se predajnik i prijemnik nalaze u istom kućištu), mešanjem dva signala pri zajedničkom prolazu optičkih delova predajnika i prijemnika, kao i drugim uzrocima. Ova greška zavisi od jačine povratnog signala. Kod daljinomera kratkog dometa, vrednost ove greške ne prelazi 5mm.

Periodična greška se može ispitati i odrediti merenjem dužina na kalibracionoj bazi. Po svom nastanku je sistematska i na rezultate merenja dužina deluje sistematski, pa se za nju može uvoditi popravka u rezultat merenja, ali pouzdanost određivanja popravke nije visoka. Spada u grupu grešaka koje ograničavaju tačnost merenja.

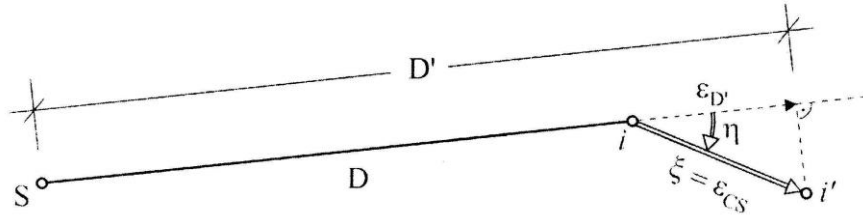
6. **Aperiodična greška**: Za razliku od periodične greške, aperiodičnu grešku nije moguće *a priori* odrediti. Uzroci nastanka ove greške su složeni, a greška dolazi do izražaja na kratkim dužinama. Osnovni uzrok leži u nehomogenosti površinskog sloja dioda, tj. u različitoj osteljivosti pri prolazu signala na različitim mestima diode.

U rezultatu merenja dužine deluje kao slučajna greška. Merenjem iste dužine više puta njen uticaj se može neznatno umanjiti. Izborom rezultata bližih aritmetičkoj sredini mogu se odbaciti rezultati merenja opterećeni grubim greškama.

Kao i periodična greška, spada u grupu grešaka koje ograničavaju tačnost merenja.

7. Greška centrisanja EOD-a: Za ovu grešku važe iste pretpostavke kao i za grešku centrisanja teodolita (poglavlje 3.10.1.1. tačka 5.)

Neka je $\xi = \varepsilon_{CS}$ linearna greška centrisanja signala, tj. reflektora, a η ugao koga zaklapaju pravac ξ i pravac merene dužine D (Slika 3.15).



Slika 3.15. Uticaj greške centrisanja signala na grešku merenja dužine

Tada će greška u merenju dužine biti:

$$\varepsilon_{D'} = \xi \cos \eta. \quad (3.172)$$

Za matematičko očekivanje i disperziju se dobija, respektivno:

$$\mathbf{M}[\varepsilon_{D'}] = \frac{1}{2\pi} \int_0^{\infty} \int_0^{2\pi} \xi \cos \eta f_1(\xi) d\xi d\eta = 0, \quad (3.173)$$

$$\sigma_{D,CS}^2 = \mathbf{M}[\varepsilon_{D'}^2] = \frac{1}{2\pi} \int_0^{\infty} \int_0^{2\pi} (\xi \cos \eta)^2 f_1(\xi) d\xi d\eta = \frac{\sigma_{CS}^2}{2}. \quad (3.174)$$

gde je $f_1(\xi)$ raspored ξ definisan sa (3.134), a σ_{CS}^2 disperzija linearne greške centrisanja signala.

Za grešku dužine usled linearne greške centrisanja instrumenta ε_{CI} sa standardom linearne greške σ_{CI} , analogno dokazu za uticaj greške centrisanja signala, dobija se da je njeno matematičko očekivanje nula, a disperzija je:

$$\sigma_{D,CI}^2 = \frac{\sigma_{CI}^2}{2}. \quad (3.175)$$

8. Greška stabilnosti instrumenta deluje na isiti način na merenje dužine kao i greška centrisanja. Disperzija dužine je:

$$\sigma_{D,STI}^2 = \frac{1}{2} \sigma_{STI}^2. \quad (3.176)$$

9. Greška merenja razlike faza zavisi od međusobnog uticaja pojedinih delova instrumenta, vrste indikatora, jačine povratnog signala i sl. Ima slučajnu i sistematsku komponentu koju čini periodična greška. Spada u grupu grešaka koje ograničavaju tačnost merenja.

10. Greška dužine usled neparalelnosti vizure i EM zraka je sistematskog karaktera i može se smatrati zanemarljivom veličinom.

11. Greška dužine zbog zaokruživanja rezultata ima ravnomerni raspored, a njen standard je:

$$\sigma_z = \frac{d}{2\sqrt{3}}, \quad (3.177)$$

gde je d širina brojnog razreda u koji se zaokružuju rezultati. Ova greška ulazi u izraz za ocenu tačnosti.

12. **Greška dužine usled nedovoljnog napona baterije** je sistematska i često spada u grube greške. Može se eliminisati.

c) Greške koje potiču od reflektora

13. **Greška centrisanja reflektora:** Ova greška deluje na rezultat merenja dužine na isti način kao greška centrisanja instrumenta. Analogno (3.176) može se dobiti disperzija dužine:

$$\sigma_{D,CS}^2 = \frac{\sigma_{CS}^2}{2}, \quad (3.178)$$

gde je σ_{CS} standardna greška centrisanja reflektora (signala).

14. **Greška stabilnosti reflektora:** Na merenje dužine deluje isto kao i greška centrisanja. Stoga će disperzija dužine biti:

$$\sigma_{D,STS}^2 = \frac{1}{2} \sigma_{STS}^2, \quad (3.179)$$

gde je σ_{STS} standardna greška stabilnosti signala.

15. **Greška orijentacije reflektora** sistematski deluje na merenu dužinu, a njen uticaj se može svesti na zanemarljivo malu vrednost.

16. **Greška određivanja brzine svetlosti u vazduhu** spada u slučajne greške i na rezultate merenja deluje slučajno. Njen standard se određuje kao:

$$\frac{\sigma_v}{v} = \frac{\sigma_n}{n}, \quad (3.180)$$

gde je v – brzina svetlosti u vazduhu, n – lokalni indeks refrakcije, a σ_n standard lokalnog indeksa refrakcije.

17. **Greška refrakcionog indeksa** ima obe komponente, i slučajnu i sistematsku. Kod kratkih dužina dominantna je slučajna, a kod dužina reda 1km i više, sistematska komponenta.

18. **Greške popravaka:** Rezultati merenja se popravljaju za adiciju i multiplikacionu konstantu i za atmosferski uticaj. Ove greške sistematski deluju na rezultat merene dužine. Greške adicione i multiplikacione konstante se mogu zanemariti. Greška atmosferskog uticaja deluje na merenu dužinu kao greška određivanja brzine svetlosti u vazduhu i ograničavajuća je za tačnost merenja dužina.

19. **Refleksija talasa:** Neki zraci poslatih EM talasa se odbijaju od okolne prepreke, stižu do reflektora, tu se mešaju sa direktno pristiglim talasima, a zatim se, odbijeni od reflektora, vraćaju do prijemnika. Kako su reflektovani talasi prešli duži put od onih koji su išli direktno, izazivaju smetnje u prijemu signala, tj. predstavlja izvor grešaka merenja. Greške dužine usled refleksije talasa sastoje se od slučajne i sistematske komponente. Sistematski uticaj se može umanjiti merenjem dužine u suprotnom smeru.

Disperzija ove greške je nepoznata, a greška spada u grupu grešaka koje ograničavaju tačnost merenja.

20. **Nedovoljna jačina signala** može nastati pod dejstvom više uticaja, a najčešće zbog vodene pare u atmosferi, zbog koje se smanjuje provodljivost, apsorbira EM i rasipaju talasi, i refleksije talasa. Greška dužine usled nedovoljne jačine signala je slučajna i može se svesti na zanemarljivo malu vrednost.

3.10.3 Razrada metode GPS merenja

Nadzemna geodetska mreža za potrebe izgradnje tunela mora da se projektuje tako da bude pogodna, kako za terestrička, tako i za GPS merenja. U skladu sa tim, u postupku rekognosciranja mreže, tj. izbora mesta za stabilizaciju tačaka mreže moraju da budu ispunjeni sledeći uslovi:

- tačka mora biti na mestu koje nije podložno uništenju,
- tačka mora biti lako dostupna motornim vozilom, ako je moguće,
- teren na mestu predviđenom za postavljanje tačke mora biti stabilan, čvrst i ocedit,
- u okolini tačke ne sme biti fizičkih prepreka viših od 15° iznad horizonta,
- poželjno je da u blizini tačke postoji neki izvor električnog napajanja,
- u krugu prečnika 200-300m oko tačke ne sme biti jakih izvora radio zračenja (releji, antene, dalekovodi i slično).

Pre početka merenja neophodno je napraviti plan izvođenja GPS merenja. U prvoj fazi planiranja pomoću softvera se vrši izbor optimalnog vremenskog okvira povoljnog za opažanje. Dužinu jedne sesije treba odrediti tako da rezultati merenja zadovolje unapred postavljene zahteve tačnosti. U drugoj fazi formiraju se grupe i dodeljuju se zadaci svakoj grupi (koje tačke svaka pojedinačna grupa treba da opaža, redosled opažanja itd.) U okviru plana opažanja za svaku grupu mora da bude predviđen broj sesija, vreme opažanja i tačke koje je potrebno opažati u svakoj sesiji.

Postupak pri merenju na stanici podrazumeva:

- upisivanje podataka u zapisnik GPS merenja,
- merenje visine antene i upisivanje u zapisnik,
- povezivanje prijemnika sa antenom,
- uključivanje prijemnika i startovanje registracije podataka,
- praćenje i kontrola pri opažanju,
- završetak rada, isključenje prijemnika i razdvajanje veza sa antenom,
- kontrolno merenje visine antene.

Nakon uključivanja prijemnika vrši se:

- provera pravilnosti priključenja antene,
- provera stanja baterija,
- startovanje registracije podataka.

Na osnovu načina određivanja koordinata tačaka metode GPS merenja delimo na:

- apsolutne i relativne,
- statičke i kinematičke.

Prilikom izbora metode merenja treba uzeti u obzir da li određenom metodom u datim uslovima može da se postigne zahtevana tačnost, koje je optimalno vreme opažanja, maksimalna dužina vektora, potreban broj satelita itd. U tabeli 3.8 dat je prikaz svojstava pojedinih metoda.

Matematička obrada podataka vrši se u cilju dobijanja definitivnih koordinata tačaka nadzemne mreže tunela i ocene tačnosti izvršenih merenja i dobijenih rezultata.

Izvršena obrada podataka podrazumeva sledeće celine:

- obrada izvršenih GPS merenja - procesiranje vektora,
- računanje koordinata u sistemu Državne referentne mreže - fiksno izravnjanje mreže,
- računanje parametara transformacije iz sistema WGS84 u državni koordinatni sistem,
- računanje koordinata y, x u državnom sistemu - transformacija koordinata.

Tabela 3.8. Prikaz tačnosti i svojstava pojedinih metoda

Metoda	Tačnost	Svojstva
Statička	$\pm 0.1 + 1 \text{ ppm}$	Dugačko vreme opažanja (sati) Proizvoljno dugi vektori
Brza statička	$\pm (5 \text{ mm} + 1 \text{ ppm})$	Kratko vreme opažanja (nekoliko minuta) Vektori $\leq 10 \text{ km}$ Prednost: dvofrekventni prijemnik Potrebna dobra konfiguracija satelita
Kinematička	$\pm 3 + 10 \text{ ppm}$	Kratko vreme opažanja Potreban kontinuiran prijem signala sa četiri satelita

3.10.3.1 Izvori grešaka GPS merenja

Analiza grešaka koje se javljaju prilikom merenja razlika faznih pseudodužina odnoseće se na kratke dužine, tj. dužine do 20km.

Greške su svrstane u sledeće grupe:

a) Greške koje deluju nezavisno od parametra

1. Greška merenja razlike faza
2. Greška centrisanja prijemnika
3. Greška faznog centra antene prijemnika
4. Razlika položaja faznih centara dva prijemnika („adiciona konstanta“)
5. Greška stabilnosti instrumenta (prijemnika)
6. Greška visine instrumenta (prijemnika)

b) Greške promenljive u vremenu (u sesiji)

7. Greška refleksije signala
8. Greške položaja satelita (orbitalne greške)
9. Ekscentricitet faznog centra satelitske antene
10. Rezidualne greške jonosferske refrakcije
11. Rezidualne greške troposferske refrakcije

c) Greške koje deluju proporcionalno dužini

12. Greška časovnika u prijemniku
13. Greška određivanja brzine svetlosti u vakuumu
14. Greška određivanja brzine svetlosti u vazduhu
15. Greška frekvencije

U ovim grupama nisu navođene greške koje se eliminišu u faznim razlikama pseudoduzina, kao što su greške časovnika u satelitima, kašnjenje signala pri prolazu kroz hardware satelita, periodični relativistički efekti i dr.

a) Greške koje deluju nezavisno od parametra

1. **Greška merenja razlike faza** je po karakteru slična odgovarajućoj grešci kod EOD-a. Kako su noseći talasi sa najkraćim talasnim dužinama, greška merenja razlike faza je reda milimetra i manja. Dominantna je slučajna komponenta greške, koja u srednjoj vrednosti iz velikog broja merenja postaje potpuno zanemarljiva. Ova greška je manja od 3mm, pa za njen standard može da se usvoji:

$$\sigma_{\varphi} = 1\text{mm} . \quad (3.181)$$

2. **Greška centrisanja prijemnika (instrumenta)**: Za ovu grešku važi sve što je već napisano u poglavlju 3.10.1.1.

3. **Greška faznog centra antene prijemnika**: Ovde je od interesa *greška razlike položaja faznih centara* na krajnjim tačkama merenog baznog vektora. Prema (Perović 2007) standard ove razlike po koordinatnoj osi X odnosno Y je:

$$\sigma_{\Delta FC; X, Y} = 0.5\text{mm} - \text{za L1 frekvenciju} . \quad (3.182)$$

4. **Razlika položaja faznih centara dva prijemnika** mora biti u *intervalu poverenja*. Za L1 frekvenciju interval je:

$$\begin{aligned} I_{0.95} &= [-0.7\text{mm}; +0.7\text{mm}] - \text{za nivo poverenja } 1 - \alpha = 0.95 \\ I_{0.99} &= [-0.9\text{mm}; +0.9\text{mm}] - \text{za nivo poverenja } 1 - \alpha = 0.99 \end{aligned} \quad (3.183)$$

Ako razlika ne ulazi u interval poverenja, ona mora da se kao popravka unese u rezultat merenja dužine baznog vektora. Minimalni vremenski interval (sesija) merenja pri određivanju položaja faznog centra antene mora biti veći od četiri sata (Perović 2007).

5. **Greška stabilnosti instrumenta (prijemnika)**: Za ovu grešku važi sve što je već napisano u poglavlju 3.10.1.1.

6. **Greška određivanja visine instrumenta**: Kod ove greške je dominantna slučajna komponenta i prema (Perović 2007) ima standard:

$$\sigma_i = 0.5\text{mm} . \quad (3.184)$$

Sistematski deo greške se skoro u potpunosti potire.

b) Greške promenljive u vremenu (u sesiji)

7. **Greška refleksije signala** ima sistematsku i slučajnu komponentu. Zavisi od elevacionog ugla satelita i dostiže svoj maksimum kada je elevacioni ugao oko 25° (Perović 2007).

Sistematski deo greške često deluje kao velika gruba greška reda nekoliko decimetara, pa čak metarskog reda i više. Otkriva se pomoću dvostrukih faznih razlika, merenjem u intervalu od 2 do 5 sati ili iz izravnjanja baznih vektora. Ima neregularnu promenu tokom vremena, pa posle 2 do 5 sati dobija slučajni karakter. Njen standard nije veći od reda 1cm.

Greška refleksije signala se skoro potpuno eliminiše neprekidnim merenjem 2 do 5 sati, tako da su zenitne daljine satelita simetrične u odnosu na upravnu bazne linije u vertikalnoj ravni te linije.

8. Greške položaja satelita (orbitalne greške): Greške dr u koordinatama satelitske orbite proizvode greške db u koordinatama bazne linije dužine b u maksimalnom iznosu (Torge 2001):

$$\frac{db}{b} = \frac{dr}{s}, \quad (3.185)$$

gde je s rastojanje od satelita do prijemnika. Maksimalna greška preciznih efemerida je 10cm, pa se za bazu dužine 20km dobija $db < 0.1\text{mm}$.

S obzirom da se ova greška smanjuje sa brojem satelita, onda će uticaj orbitalnih grešaka biti zanemarljiv.

9. Ekscentricitet faznog centra satelitske antene: Pri korišćenju preciznih efemerida, koordinate satelita i geometrijsko rastojanje odnose se na centar mase satelita. Pseudodužina se, međutim, odnosi na fazni centar satelitske antene čiji se ekscentricitet izražava vektorom položaja u satelitskom koordinatnom sistemu, zavisnom od vremena, sa koordinatnim početkom u centru mase satelita i jednom orijentacijom vezanom za Sunce. Za vektor ekscentriciteta faznog centra satelitske antene, koji je poznat i konstantan za konkretni tip satelita mogu se odrediti popravke po poznatim formulama.

10. Rezidualne greške jonosferske refrakcije: Pošto je jonosferska refrakcija u tačkama A i B, koje se nalaze na malom rastojanju (manjem od 20km), približno ista, njen najveći deo se u jednačini opažanja razlika faznih pseudodužina potire:

$$\begin{aligned} \Phi_{AB}^S = & \left\| \mathbf{r}^S(t_B - \tau_B^S) + d\mathbf{r}^S(t_B - \tau_B^S) - \mathbf{r}_B(t_B) - d\mathbf{r}_B(t_B - \tau_B^S) \right\| - \\ & - \left\| \mathbf{r}^S(t_A - \tau_A^S) + d\mathbf{r}^S(t_A - \tau_A^S) - \mathbf{r}_A(t_A) - d\mathbf{r}_A(t_A - \tau_A^S) \right\| - \\ & - I_B^S + I_A^S + T_B^S - T_A^S + \delta m_B^S - \delta m_A^S + \\ & + v_0 [dt_B(t_B) - dt_A(t_A)] + v_0 [\delta_B(t_B) - \delta_A(t_A)] + \\ & + \lambda [\phi_B(t_0) - \phi_A(t_0)] + \lambda N_B^S - \lambda N_A^S + \\ & + \varepsilon_{STI,B} - \varepsilon_{STI,A} + \varepsilon_{CI,B} - \varepsilon_{CI,A} + \varepsilon_B^S - \varepsilon_A^S \end{aligned}, \quad (3.186)$$

gde je:

$\|\cdot\|$ - dužina vektora,

$\mathbf{r}^S$, $\mathbf{r}_A$ i $\mathbf{r}_B$ - geocentrični vektori položaja satelita S, tačke A i tačke B,

$d\mathbf{r}^S(t_A - \tau_A^S)$ i $d\mathbf{r}^S(t_B - \tau_B^S)$ - vektori ekscentriciteta faznog centra antene satelita u odnosu na centar mase satelita u pravcu tačaka A i B,

$\mathbf{r}_A(t_A)$ i $\mathbf{r}_B(t_B)$ - vektori ekscentriciteta faznih centara antena prijemnika u tačkama A i B,

I_A^S i I_B^S - jonosferska refrakcija u tačkama A i B,

T_A^S i T_B^S - troposferska refrakcija u tačkama A i B,

δm_A^S i δm_B^S - greška refleksije signala u tačkama A i B,

dt_A i dt_B - greške časovnika u tačkama A i B,

δ_A i δ_B - kašnjenje faze nosećeg talasa u tačkama A i B,

$\phi_B(t_0) - \phi_A(t_0)$ - razlika (nejednakost) početnih faza,

N_A^S i N_B^S - (celobrojne) fazne neodređenosti,

ε_{STI} - greška stabilnosti prijemnika,

ε_{CI} - greška centrisanja prijemnika,

ε_A^S i ε_B^S - greške merenja faznih pseudodužina.

Rezidualni uticaji jonosferske refrakcije koji ostaju u rezultatima merenja baznih vektora mogu da se umanje povećanjem vremena merenja.

Greška od reziduuma jonosferske refrakcije spada u grupu glavnih komponenti grešaka merenja baznih vektora.

11. Rezidualne greške troposferske refrakcije: Kao u slučaju jonosferske refrakcije, najveći deo troposferske refrakcije poništiće se u razlikama faznih pseudodužina (3.186), dok će ostati rezidualni uticaji neregularno promenljivi u vremenu. To znači da se mogu umanjiti povećanjem vremena merenja.

c) Greške koje deluju proporcionalno dužini

12. Greška časovnika u prijemniku: Standardni GPS prijemnici mere u jednakim vremenskim intervalima, koji su unapred zadati. Kako u opštem slučaju prijemnici kojima se meri bazni vektor nemaju istu grešku časovnika, na desnoj strani jednačine (3.186) pojaviće se različiti vremenski argumenti, $dt_A(t_A)$ i $dt_B(t_B)$.

Međutim, vreme časovnika savremenih GPS prijemnika se autonomno sinhronizuje sa sistemskim GPS vremenom, pa su preostale časovne greške male. Sa takvim „simultanim merenjima određen broj članova sa desne strane jednačine (3.186) nestaje, pa samim tim nestaje i razlika početnih faza.

13. Greška određivanja brzine svetlosti u vakuumu: Ovo je slučajna greška po karakteru nastanka, ali deluje sistematski na rezultate merenja. Kao i kod merenja dužina EOD-om standardna relativna greška iznosi:

$$\frac{\sigma_{v_0}}{v_0} = 4 \cdot 10^{-9}. \quad (3.187)$$

14. Greška određivanja brzine svetlosti u vazduhu: Ova greška se izražava formulom:

$$dv = -\frac{dn}{n_A} v_A, \quad (3.188)$$

gde je dn – greška refrakcionog indeksa, n_A – refrakcioni indeks u tački A, v_A – brzina svetlosti u tački A.

Iz jednakosti (3.188) se vidi da greška određivanja brzine svetlosti u vazduhu zavisi od greške refrakcionog indeksa, dok on, opet, zavisi od atmosferskih parametara (temperature, pritiska i vlažnosti vazduha) i gustine elektrona u vazduhu.

Postoje modeli za računanje refrakcionog indeksa, a za merenje atmosferskih parametara duž putanje zraka koriste se radio sonde. Modelima se opisuju regularne promene refrakcionog indeksa koje su sistematskog karaktera, a neregularne promene koje su prostorne i vremenske ostaju kao greške refrakcionog indeksa, nisu poznate i deluju ograničavajuće na GPS merenja.

Uticaj greške određivanja brzine svetlosti u vazduhu u konačnom rezultatu dužine baznog vektora smanjuje se sa brojem rezultata na osnovu kojih se određuje bazni vektor, a samim tim i dužinom vremenskog intervala merenja.

15. **Greška frekvencije** f je reda nekoliko delova herca. Njena periodična stabilnost iznosi $df / f = 10^{-12}$. S obzirom da je nominalna vrednost frekvencije nosećeg signala $f \approx 1.5\text{GHz}$, greška $df = 1.5 \cdot 10^{-3}\text{Hz}$. Ovakva greška frekvencije se može zanemariti, jer se tokom prostiranja talasa za vreme $t=0.07\text{s}$ proizvede maksimalna greška od 10^{-4} ciklusa koja je u razlici faza beznačajna u odnosu na nivo grešaka.

3.10.4 Izvori grešaka kod žiroskopskih merenja

Prema (Popović 1991) na tačnost određivanja pravca severa žiroteodolitom u najvećoj meri utiču:

a) greške koje potiču od žiroskopskog dela instrumenta:

1. elastična svojstva trake
2. uglovni momenti i momenti inercije
3. redukcija unutrašnjih termalnih uticaja od motora i osvetljenja,
4. zaštita od magnetnih polja

i greške koje potiču od totalne stanice i drugi uticaji, a koji se mogu razdvojiti u sledeće grupe grešaka:

- b) greške koje potiču od signala
- c) greške opažača (subjektivne greške)
- d) instrumentalne greške i greške pribora
- e) greške usled primenjene metode rada
- f) greške od spoljnih uslova

U ovom poglavlju će se analizirati samo oni izvori grešaka koji suštinski utiču na tačnost određivanja azimuta žiroteodolitom, a to su:

1. Magnetizam
2. Stabilnost podloge
3. Atmosferski uticaji
4. Centrisanje
5. Uticaj nevertikalnosti alhidadne ose teodolita
6. Drift žiroskopa

1. Uticaj magnetizma

U uslovima izgradnje podzemne infrastrukture, na žiroteodolite deluju razne magnetske sile. Ovi uticaji mogu biti izraženi ili u formi prirodnih anomalija, koje su različitog intenziteta na različitim geografskim širinama, ili prouzrokovani električnim uređajima i mašinama koje se koriste za iskop tunela.

Glavni pokretački izvor za mašine i transportne sisteme u tunelima predstavlja električna energija, pa bi bila neophodna precizna lokacija uređaja i polja koja oni stvaraju pre početka merenja žiroteodolitom.

U (Dzierzega 1974) dati su rezultati eksperimenta koji je izveden u cilju utvrđivanja ovog uticaja na žiroteodolite. U radu je navedeno da su kod žiroteodolita GAK 1 najveće greške u određivanju azimuta detektovane na pravcima koji su na 135° i 225° od glavne ose žiroskopa. Takođe, navedeno je da jedno spoljašnje magnetsko polje jačine 25 A/m uzrokuje grešku od $0.3''$ do $1.3''$, što se povećava sa intenzitetom polja.

Današnji žiroteodoliti su zaštićeni od uticaja spoljnog magnetskog polja postavljanjem mernog sistema u izolacijske cilindre, čime je ovaj uticaj sveden na zanemarljivu vrednost.

2. Stabilnost podloge

Uticaj paraseizmičkih vibracija na orijentaciju žiroteodolitom je obično uslovljen specifičnim stajalištem (lokacijom stanice) na gradilištu.

Ako je medijum podloge modeliran kao homogen, izotropan i linearno-elastičan prostor i ako je podvrgnut dinamičkom opterećivanju na površini, ili unutar prostora, tada se mogu javiti tri glavne vrste talasa (Schramm 1985):

- longitudinalni (prostorni) talasi,
- transversalni talasi,
- Rejljevi površinski talasi.

Prva dva tipa talasa prenose se unutar Zemljinog prostora, a površinski talasi koji se prostiru u sloju neposredno ispod Zemljine površine, slabe sa dubinom.

Površinski talasi javljaju se u sloju neposredno ispod površine, čineći granicu između dva medija. U slučaju Rejljevih površinskih talasa koji su ravni, čestice medijuma kreću se po elipsama čije su duže ose upravne na graničnu liniju površine podloge, a kraće ose njoj paralelne u pravcu rasprostiranja talasa. Najveći deo energije prenosi se površinskim talasima, čak 67%. Pored toga, Rejljevi talasi se prostiru sporije od longitudinalnih i transversalnih, njihove amplitude su veće i trpe intenzivnija prigušivanja. Znatno su intenzivniji kada je izvor vibracija u neposrednoj blizini površine tla, a vibracije nastaju od transportnih vozila ili teških mašina.

Zbog toga se u precizne žiroteodolite kao što je „Gyromat“ ugrađuje uređaj za prigušivanje sopstvenih oscilacija pobuđenih potresima tla. Za prigušivanje kretanja žiroskopa-klatna u svim pravcima može se primeniti inercijalno prigušivanje (preko dodatnih masa), ili relativno prigušivanje. Relativno prigušivanje koje je primenjeno kod "Gyromat"-a crpi svoju disipacijsku energiju iz kretanja žiroskopa-klatna, relativno prema kućištu. Time nastaje prinudno neželjeno povezivanje kućišta i žiroskopa. Kod jačeg povezivanja šire se pojasevi frekvencije rezonantnih mesta, kao i greške useveravanja. Azimutalno oscilovanje žiroskopa trebalo bi da dobije što je moguće manje prigušivanje.

3. Atmosferski uticaji

Atmosferski parametri koji mogu da utiču na rad žiroteodolita su: pritisak, vlažnost i temperatura vazduha. U uslovima podzemne izgradnje, usled povećane vlažnosti vazduha i prašine, jedan od glavnih faktora koji ograničava tačnost je otežano viziranja signala zbog smanjene vidljivosti, a ne zbog promene režima rada žiroskopskog uređaja.

U nekim radovima ukazano je na moguću jaku korelaciju između žiroskopski određenih azimuta i pri tome zabeležene temperature. U (Heister 1992) se navodi da se javlja sistematska rezidualna greška merenog azimuta od oko 20^{cc} za raspon temperature od -5°C do 30°C. U (Carosio i Ebnetter 1998) ovaj rezultat je potkrepljen novim eksperimentom koji je pokazao da se pri temperaturnom rasponu od -10°C do 40°C javlja rezidualna greška od oko 30^{cc}. Međutim, (Brunner i Grillmayer 2002) su sprovedi sopstveni laboratorijski eksperiment kojim su dokazali da savremenim žiroteodolitom kao što je "Gyromat" mogu da se određuju azimuti sa tačnošću od oko 7^{cc} čak i pri ekstremnim promenama temperature od 50°C.

4. Centrisanje

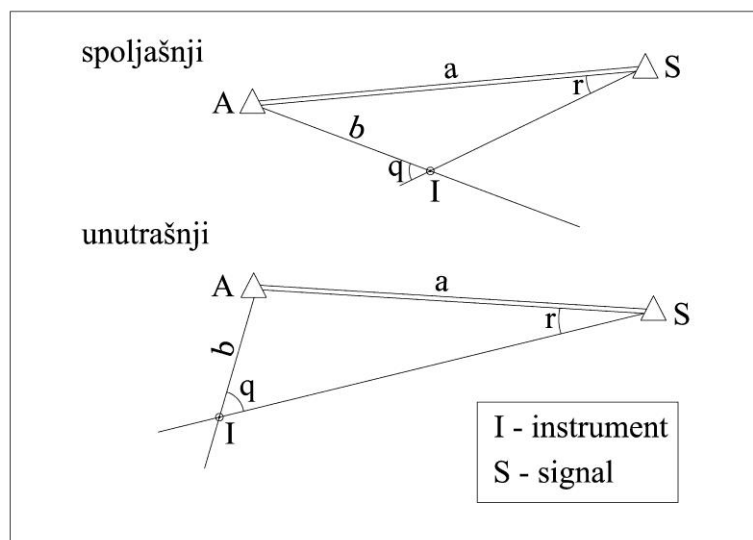
Za uticaj greške centrisanja instrumenta za potrebe orijentacije važe iste pretpostavke kao u poglavlju 3.10.1.1 (tačka 5).

Za svođenje ove greške na beznačajni iznos u odnosu na ostale izvore grešaka, mogu se primeniti dva postupka:

- prethodna provera i rektifikacija optičkog viska totalne stanice i pribora,
- ekscentrično postavljanje totalne stanice i formiranje tzv. *Weisbach*-ovog trougla.

Uslov za primenu ovoga postupka je da je ugao $q < 40'$ i da se dužina b izmeri većom tačnošću, dok se dužina strane AS može odrediti iz koordinata. Korekcija za svođenje na centar računa se kao:

$$r = \frac{b}{a} \cdot q . \quad (3.189)$$



Slika 3.16. *Weisbach*-ov trougao

Ovim postupkom pored toga što je izbegnuto direktno centrisanje, ostavljena je mogućnost opažaču da odabere najstabilnije mesto za postavljanje instrumenta.

Prvom načinu bi ipak trebalo dati prednost, jer se rektifikacija vrši povremeno sa dovoljnom tačnošću, dok kod drugog postupka na svakoj strani vrše se merenja za određivanje korekcije r , što u svakom slučaju produžava vreme merenja, bez većeg doprinosa u povećanju spoljašnje tačnosti orijentisanja.

5. Uticaj nevertikalnosti alhidadine ose

Poznato je da precizno horizontiranje instrumenta predstavlja jedan od osnovnih preduslova kod zahteva maksimalne tačnosti geodetskih merenja. Iz konstruktivnih karakteristika torzionih žiroskopa proističe njihova osetljivost na nagibe alhidadine ose, tj. nagibe noseće trake.

U (Popović 1991) su prikazani rezultati ispitivanja nevertikalnosti alhidadine ose u dva za žiroteodolit karakteristična položaja:

- u pravcu meridijana, kada vizura pokazuje pravac severa,
- u pravcu prvog vertikalala.

Zavisnost između indukovanih nagiba alhidadine ose u granicama od $\pm 1'$ i odgovarajućih azimuta, iskazuje se koeficijentom korelacije $r_{xy} = -0.50$ (Popović 1991). Pošto je vertikalna ravan u kojoj se javlja nevertikalnost približno upravna na pravac kretanja projektovanog lika marke na skali, to je uticaj nevertikalnosti u pravcu meridijana izraženiji kod većih nagiba, što pokazuje koeficijent korelacije dobijen obradom merenih oscilacija u NS režimu (NS - eng. *North-Seeking Mode*), tj. statičnom režimu rada žiroskopa, koji je iznosio $r_{xy} = -0.94$ (Popović 1991).

Nevertikalnost u pravcu prvog vertikalna mnogo više utiče na rad žiroskopa pošto je to i pravac kretanja ose žiroskopa. Obradom mernih podataka iz eksperimenta dobijen je koeficijent korelacije $r_{xy} = -0.96$, koji ukazuje na jaku zavisnost između nagiba alhidadine ose i odgovarajućih azimuta.

Uvođenjem odgovarajuće popravke za ovaj uglavnom zanemarivan uticaj, znatno bi se doprinelo povećavanju tačnosti određivanja azimuta kod torzionih žiroteodolita.

6. Drift žiroskopa

Pod drift-om se podrazumevaju pomaci pravca pravog (geografskog) severa koje pokazuje žiroteodolit tokom vremena. Postoje dve forme drift-a:

- kratkoperiodična i
- dugoperiodična.

Kod kratkoperiodične forme posmatraju se pomaci za vreme jednog ili većeg broja opažanja u toku jednog dana. Postoje tri forme kratkoperiodičnog drift-a: primarni, sekundarni i tercijarni drift. Dugoperiodična forma opisuje pomake detektovane u periodu od nekoliko dana, meseci ili godina, što podrazumeva veliki broj nezavisnih opažanja.

Primarni drift predstavlja početni pomak nulte linije oscilacija i javlja se neposredno po dearetiranju žiroskopa u spin modu. Pronađeno je da traje između 70 i 80 minuta i da je najveći uticaj na početku procesa merenja. Ovaj pomak je slučajnog karaktera i verovatno nastaje pri dearetiranju žiroskopa kada najviše dolazi do izražaja iskustvo i uvežbanost operatora. Kako je period vremena koji je potreban za "smirivanje" drift-a jednak vremenu opažanja oscilacija, potrebno je da se izvesno vreme žiroskop pusti da osciluje i ne vrše opažanja, kako bi se smirile slučajne vibracije i ustalilo kretanje žiroskopa.

Prema (Chrzanowski 1970) sekundarni i tercijarni drift su sinusoide sa periodom od 2h i amplitudom od 20" do 80" za sekundarni, i periodom od 12h i amplitudom od oko 4" za tercijarni drift.

U cilju smanjenja ovih uticaja potrebno je izvršiti „temperiranje instrumenta“, tj. odvojiti vreme potrebno da se instrument (totalna stanica i žiroskop) prilagodi spoljnim uslovima – temperaturi i vlažnosti vazduha. Kod žiroskopske jedinice potrebno je postići unutrašnje temperiranje, tj. fazu kada žiroskopski drift postaje minimalan.

3.10.5 Izvori grešaka kod inercijalnih navigacionih sistema

Da bi diferencijalne jednačine, pomoću kojih se dati model sistema opisuje, bile potpune, neophodno je, pored poznavanja dinamike sistema definisati i odgovarajući model šuma sistema. Model šuma sistema može se opisati na osnovu poznavanja izvora grešaka koje postoje u sistemu inercijalne navigacije i na osnovu poznavanja njihove statistike.

Većina izvora grešaka su slučajne veličine, pa je greške INS-a moguće opisati kao stohastičke procese. S obzirom da su stohastički procesi slučajni procesi, čije su promenljive u funkciji vremena, najveći broj ovih procesa može da se opiše pomoću diferencijalnih jednačina, u kojima se koristi funkcija belog šuma.

Greške inercijalnih navigacionih sistema se u zavisnosti od izvora greške mogu podeliti na (Stančić 2010):

- greške nastale kao posledica nesavršenosti inercijalnih senzora,
- greške kao posledica početne nepodešenosti,
- greške kao posledica grešaka u procesu izračunavanja u navigacionom računaru,
- greške kao posledica uticaja okoline (uticaj vetra, temperature, vibracije tela objekta, faze kretanja objekta i sl.).

3.10.5.1 Greške inercijalnih senzora

Značajan izvor grešaka koji utiču na tačnost navigacijskog rešenja u sistemima inercijalne navigacije su greške inercijalnih senzora. Model grešaka za bilo koji senzor, sa izvesnim ograničenjima, zavisi od konstrukcije senzora. U osnovi model grešaka treba da opiše prisustvo nekoliko efekata kao što su: neortogonalnost ulaznih (osetljivih) osa inercijalnih senzora u sastavu senzorske trijade, prisustvo spoljašnjih uticaja (temperatura, vazdušni pritisak, magnetno polje, zvučne vibracije, itd.), nelinearnost ulazno/izlazne karakteristike (starenje senzora, saturacija, efekat histereze), primena kvantovanja u postupku diskretizacije i greške numeričke predstave kontinualnog signala, stohastičke greške itd. Bez obzira što većina grešaka inercijalnih senzora može biti procenjena i kompenzovana u postupku kalibracije senzora u laboratoriji, reziduali grešaka, kao što su greške stohastičke prirode, moraju biti kompenzovane u toku navigacionih izračunavanja (Popović 1997).

Model grešaka akcelerometarske trijade može se napisati u obliku (Stančić 2010):

$$\mathbf{f}^B = (\mathbf{aSCF}^T \cdot \mathbf{I} + \delta\mathbf{aSCF} + \delta\mathbf{aMA}) \cdot \mathbf{f}_{in}^B + \delta\mathbf{b}_{acc} + \delta\mathbf{nI}_{acc} + \mathbf{v}_{acc}, \quad (3.190)$$

gde su:

- $\mathbf{f}_{in}^B$ - vektor specifične sile na ulazu akcelerometra,
- $\mathbf{aSCF}^T$ - faktor skaliranja (greška koja nastaje kao posledica nekompenzovane vrednosti odstupanja od uključenja do uključenja, kao posledica izmene temperature),
- $\delta\mathbf{aMA}$ - neortogonalnost osa akcelerometarske trijade,
- $\delta\mathbf{b}_{acc}$ - suma svih odstupanja izlaza senzora od tačne vrednosti izuzev belog šuma i grešaka nelinearnosti, tj. reziduali "bias"-a,
- $\delta\mathbf{nI}_{acc}$ - greške nelinearnosti akcelerometara,
- $\mathbf{v}_{acc}$ - šum elektronike i svi ostali nemodelovani stohastički procesi.

Model grešaka žiroskopske trijade može se napisati u obliku (Stančić 2010):

$$\boldsymbol{\omega}^B = (\mathbf{gSCF}^T \cdot \mathbf{I} + \delta\mathbf{gSCF} + \delta\mathbf{gMA}) \cdot \boldsymbol{\omega}_{in}^B + \delta\mathbf{b}_{gyro} + \delta\mathbf{nI}_{gyro} + \delta\mathbf{gk}_{gyro} + \mathbf{v}_{gyro}, \quad (3.191)$$

gde su:

- $\boldsymbol{\omega}_{in}^B$ - vektor uglovne brzine na ulazu žiroskopa,

$\mathbf{gSCF}^T$ - faktor skaliranja (greška koja nastaje kao posledica nekompenzovane vrednosti odstupanja od uključenja do uključenja, kao posledica izmene temperature),

$\delta \mathbf{gMA}$ - neortogonalnost osa žiroskopske trijade,

$\delta \mathbf{b}_{\text{gyro}}$ - suma svih odstupanja izlaza senzora od tačne vrednosti izuzev belog šuma i grešaka nelinearnosti,

$\delta \mathbf{nI}_{\text{gyro}}$ - greške nelinearnosti žiroskopa,

$\mathbf{v}_{\text{gyro}}$ - šum elektronike i svi ostali nemodelovani stohastički procesi.

Bias (nagnutost) i drift (zanošenje) su greške inercijalnih senzora koje imaju najrazorniji uticaj na tačnost inercijalne merne jedinice (Inertial Measurement Unit – IMU). Vrednost drifta žiroskopa i biasa akcelerometra predstavljaju mali pomaci koje IMU nepravilno očitava. Bias ima kvadratni efekat na položaj koji se dobija od IMU:

$$\Delta = \frac{1}{2} \text{bias} \cdot t^2. \quad (3.192)$$

Vrednosti položajnih grešaka koje su posledica biasa nakon 100 sekundi i 30 minuta su prikazane u tabeli 3.9.

Tabela 3.9. Položajne greške usled dejstva biasa nakon 100s i 30min

Bias $\left(\frac{m}{s^2}\right)$	$\Delta_{[m]}$ t=100s	$\Delta_{[m]}$ t=30min
0.1	500	162000
0.01	5	16200
0.001	0.5	1620
0.0001	0.05	162

Imajući u vidu intenzitet grešaka prikazanih u tabeli 3.9, neophodno je uzeti ih u obzir za bilo kakva tačnija merenja.

Akcelerometri i žiroskopi smešteni u inercijalnoj mernoj jedinici su osetljivi na **promenu temperature**. Bias i drift tada poprimaju karakter promenljivih sistematskih grešaka – adicijonih i multiplikacionih. Kako se menja temperatura merne jedinice, tako će se menjati i vrednosti biasa i drifta, sve dok temperatura ne dostigne neku stalnu vrednost. Za sisteme koji rade u stabilnim temperaturnim uslovima, ovaj uticaj se skoro u potpunosti umanjuje temperiranjem merne jedinice.

Drift i bias imaju tendenciju da se menjaju svaki put kada se merna jedinica uključi, što je posledica prisustva šuma u merenjima. Ova pojava se naziva **histereza**. Da bi se uklonio deo ovih šumova pre nego što se rezultati merenja uvrste u jednačinu kretanja, koristi se niskopropusni filter. Nakon filtriranja javiće se diskretne promene brzine i položaja sistema, koje će imati različite vrednosti svaki put kada se merna jedinica uključi.

3.10.5.2 Greške INS-a kao posledica početne nepodešenosti

U greške koje su nastale kao posledica početne nepodešenosti ubrajaju se sledeće greške (Stančić 2010):

- greška početne vrednosti pozicije objekta u prostoru,
- greška početne vrednosti brzine objekta,
- greška početnog nagiba platforme,
- početna vrednost azimutalne greške,
- greška kalibracije inercijalnih senzora.

Greška početnog nagiba platforme i početna vrednost azimutalne greške u "strapdown" sistemima inercijalne navigacije predstavljaju greške određivanja početnih parametara orijentacije.

3.10.5.3 Greške INS-a nastale u procesu izračunavanja

Greške koje nastaju u procesu obrade podataka u računar INS, mogu se svrstati u greške zaokruživanja, skraćivanja i greške pretvaranja jednog tipa u drugi tip podataka. Primenjeni algoritmi izračunavanja u računar INS treba da obezbede potrebnu brzinu i tačnost. Primena DDA tehnike (*Digital Differential Analyzer*) (Popović 1997) u značajnoj meri povećava brzinu izračunavanja, ali istovremeno povećava grešku zaokruživanja. Posle broja K aktivnih iteracija sa DDA, reč dužine N bita stvara kumulativni efekat greške zaokruživanja koji utiče na veličinu greške uglovne orijentacije, proporcionalno sa $2^{-N}\sqrt{K}$ radijana. U DDA greška zaokruživanja je manja u odnosu na grešku nastalu u procesu pretvaranja podataka, koja nastaje kao posledica procesa kvantizacije. Postupak kvantizacije vrši se pre otpočinjanja procesa izračunavanja i greška nastala u ovom procesu predstavlja značajan drift. Ova greška može da se okarakterise kao moguće uglovno odstupanje DDA algoritma ili kao greška uzorkovanja (*timing error*) koja je direktno proporcionalna rezoluciji, a inverzno proporcionalna ugaonoj brzini.

3.10.6 Izvori grešaka kod inklinometara

Preciznost merenja inklinometrom zavisi od nekoliko faktora, kao što su konstrukcija senzora i kvalitet kućišta, sonde, kabla i sistema za očitavanje. Izuzetno je važno da svi žljebovi budu dobor očišćeni, a senzorski uređaj pravilno kalibrisan. Međutim, i pored toga, mogu da se jave greške u rezultatima merenja. U tehničkim specifikacijama „Slop Indicator“-a iz 2005.g. navedena je empirijska tačnost sistema za merenje inklinometrima u iznosu od $\pm 7.8\text{mm}$ na 30m dužine kućišta. Ova empirijska tačnost predstavlja ukupnu grešku, koja se sastoji iz slučajnih i sistematskih grešaka. Uzimajući u obzir postojanje ovih grešaka u rezultatima merenja, očitana pomeranja moraju pažljivo da se analiziraju kako se na osnovu njih ne bi izveli pogrešni zaključci o tome da li je do pomeranja posmatranog objekta zaista došlo ili ne. Zbog toga je jako važno poznavanje tipičnih grešaka koje se javljaju prilikom merenja inklinometrima.

U (Mikkelsen 2003) je navedeno da slučajna greška u glavnom ne prelazi vrednost od $\pm 0.16\text{mm}$ za pojedinačni interval očitavanja, a nagomilava se sa kvadratnim korenom broja intervala očitavanja na dužini celog kućišta. Sa druge strane, sistematska greška u kontrolisanim laboratorijskim uslovima iznosi oko $\pm 0.13\text{mm}$ po čitanju i nagomilava se aritmetički (Slope Indicator 2005). Stoga su sistematske greške mnogo značajnije od slučajnih i moraju da se otklone iz rezultata merenja. U (Mikkelsen 2003) su objašnjene metode otkrivanja i otklanjanja sistematskih grešaka.

Osnovne vrste sistematskih grešaka koje se javljaju prilikom merenja inklinometrom su:

- greška nagnutosti,
- drift,
- greška rotacije,
- greška vertikalnog pozicioniranja.

Sistematske greške mogu da se minimiziraju instaliranjem kućišta u vertikalnom položaju i uvođenjem matematičkih popravaka. Za slučajne greške je nemoguće uvesti popravke. Međutim, one imaju manji uticaj na rezultate merenja, jer tokom vremena njihove vrednosti ostaju konstantne, dok sistematske greške imaju drugačiju vrednost za svako merenje (Mikkelsen 2003). Stoga, granica preciznosti merenja za kućište dužine 30m (npr. 60 intervala očitavanja sa sondom dužine 0.5m) je oko $\pm 1.24\text{mm}$ nakon uklanjanja svih sistematskih grešaka.

Greška nagnutosti senzora (bias-shift error): Sonda bi tokom očitavanja podataka merenja trebalo da stoji u potpuno vertikalnom položaju. Odstupanje sonde od vertikale se podešava u laboratoriji, čime se vrednost greške svodi na vrednost približno nuli, koja tokom korišćenja na terenu može da se poveća. Ako je greška nagnutosti sonde nula, čitanja na dijametralno suprotnim krajevima sonde, A_0 i A_{180} , bi trebalo da budu brojno jednaka, ali suprotnog znaka. Vrednost ove greške može da se odredi na osnovu sume čitanja A_0 i A_{180} . Ovo je najčešća sistematska greška i može da se otkloni standardnim čitanjem oba pravca A_0 i A_{180} u dva prolaza (Mikkelsen 2003). Odstupanje sonde od vertikale može da se eliminiše tokom redukcije podataka, ali ostaje prisutna ako postoji promena u nagnutosti između dijametralno suprotnih čitanja, ili ako takva čitanja nedostaju. Ako je greška sistematska, ona ima konstantnu vrednost za koju može da se koriguje svako čitanje.

Greška nagnutosti može da bude posledica potresa sonde usled grubog rukovanja od strane operatora ili zanošenja senzora usled zagrevanja (warm-up drift) (Mikkelsen 2003). Greška nagnutosti 0.5m dugačke sonde (BSE), tj. njeno odstupanje od vertikale, prema (Mikkelsen 2003) je:

$$\text{BSE} = (0.01\text{mm}) \cdot b \cdot N, \quad (3.193)$$

gde je:

BSE – ukupna greška nagnutosti senzora izražena u milimetrima,

b – broj mernih jedinica u sondi,

N – broj intervala očitavanja.

Na primer, u 30m dugačkom kućištu N je 60. Za nagnutost od 10 mernih jedinica, ukupna greška nagnutosti na vrhu kućišta iznosi 6mm. To znači da rezultate merenja na vrhu kućišta treba redukovati za 6mm, dok čitanja na donjim delovima kućišta treba redukovati proporcionalno dubini.

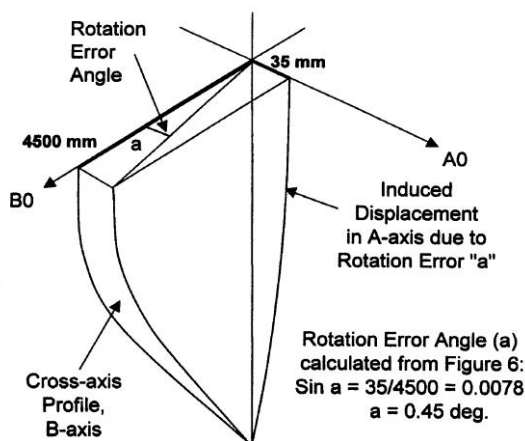
Greška nagnutosti može da se ukloni iz rezultata merenja oduzimanjem algebarske razlike $A_0 - A_{180}$ na svakom mernom intervalu. Trebalo bi korigovati merenja dobijena u stabilnoj podlozi gde se ne očekuju naknadni pomaci tla, što znači da bi u stabilnom tlu trebalo imati značajnu dužinu kućišta od bar 1.5m do 3m (Mikkelsen 2003). Greška nagnutosti u jednom setu podataka se eliminiše korigovanjem razlika između početnog i narednih ($A_0 - A_{180}$) čitanja zajedno sa jedinicom popravke koja predstavlja razliku srednjih vrednosti grešaka nagnutosti između dva seta mernih podataka u stabilnom tlu. U stabilnom tlu razlika između korigovanog i početnog seta podataka bi trebalo da bude bliska nuli. Nakon toga, korigovani podaci se konvertuju u bočno pomeranje pomoću kalibracionog faktora sonde.

Drift senzora se javlja u operacionom pojačivaču, najčešće kao posledica uticaja promene temperature. Drift je direktno proporcionalan vrednosti čitanja. Vrednost drifta je za svaki set podataka drugačija, ali je relativno konstantna za svaki set podataka (Mikkelsen 2003). Ovo je najmanja greška koja se javlja prilikom merenja inklinometrom, ali je zato najteža za otkrivanje. Ako se uoči, lako je ispraviti fabričkom kalibracijom sonde i primenom odgovarajućeg korekcionog faktora (Mikkelsen 2003).

Greška rotacije se javlja kada kućište inklinometra znatno odstupa od vertikale. Ako je akcelerator po A-osi malo zarotiran ka B-osi, akcelerator po A-osi će biti osetljiv na naginjanje B-ose. B komponenta u čitanju po A-osi predstavlja grešku rotacije A-ose, kao što je prikazano na slici 3.17. Ugao greške rotacije (Δ) može da se izrazi kao:

$$\Delta = \sin^{-1}\left(\frac{r}{s}\right). \quad (3.194)$$

Greška rotacije može da se otkrije uočavanjem da kućište inklinometra znatno odstupa od vertikale na osnovu oblika deformacije kućišta i da grafici bočnih pomeranja po obe ose liče jedan na drugi. Korekcija za grešku rotacije može da se uvrsti u odgovarajući softver za obradu podataka unošenjem vrednosti Δ . U praksi, greška rotacije može da se javi kada se izvrši zamena inklinometra ili se za merenje koristi druga sonda.



Slika 3.17. Šematski prikaz greške rotacije kao funkcije nagiba osa (Mikkelsen 2003)

Greška vertikalnog pozicioniranja se javlja kada se izmerena dubina sonde razlikuje od „nultih“ čitanja u kućištu. Ta razlika je obično posledica promene karakteristika kabla, njegove dužine i/ili pritiska ili sleganja kućišta (Mikkelsen 2003). Greška vertikalnog pozicioniranja nije česta, ali je u praksi potrebno puno vremena da bi se njena vrednost odredila i izvršila popravka. U cilju otkrivanja bilo kakve promene u vertikalnom položaju kućišta, neophodno je izvršiti periodična kontrolna merenja visine vrha kućišta.

4. OPTIMALNE METODE OBELEŽAVANJA

Pod pojmom obeležavanja objekta ne podrazumevaju se samo geodetski radovi koji se izvode na terenu u toku građenja objekta, već svi geodetski radovi koji obezbeđuju da geometrija izgrađenog objekta odgovara projektovanoj u granicama građevinskih tolerancija (Ašanin 2003). Geodetski radovi na obeležavanju geometrije objekta su:

- analitička razrada geometrije objekta (računanje koordinata karakterističnih tačaka objekta u koordinatnom sistemu koje definiše geodetska mreža objekta),
- proračun tačnosti obeležavanja objekta,
- računanje elemenata za obeležavanje,
- obeležavanje objekta na terenu,
- kontrola obeležene geometrije objekta.

Za potrebe obeležavanja složenih građevinskih objekata izrađuje se Projekat obeležavanja geometrije objekta. Ovaj projekat ima osnovni zadatak da izvođaču radova obezbedi neprekidnu izgradnju sa željenom tačnošću i neometano korišćenje savremene mehanizacije na celom gradilištu (Cvetković 1970). Projekat obeležavanja objekta, pored analitičke razrade geometrije objekta, proračuna tačnosti obeležavanja i sračunatih elemenata za obeležavanje, još sadrži:

- osnovne podatke o objektu,
- izbor optimalne metode obeležavanja,
- izbor instrumenata i pribora za obeležavanje,
- definisan način materijalizacije tačaka objekta i
- definisan način kontrole obeležavanja.

Osnovni elementi obeležavanja geometrije objekta su definisani projektom izgradnje objekta, tj. njegovim dimenzijama, položajem, visinskim odnosima. Elementi obeležavanja su:

- horizontalni ugao,
- dužina i
- visina, tj. visinska razlika.

Elementi obeležavanja mogu da se odrede na tri načina:

- grafički – očitavanjem elemenata obeležavanja sa plana na kom je objekat projektovan,
- grafičko-analitički – očitavanjem elemenata obeležavanja na osnovu numeričkih podataka geodetske osnove i numeričkih podataka datih projektom,
- analitički – računanjem elemenata obeležavanja na osnovu numeričkih podataka geodetske osnove i numeričkih podataka datih projektom.

Za izgradnju velikih objekata na zemlji i pod zemljom, čiji položaj određuju geološki, hidrološki ili neki drugi uslovi, poput tunela, mostova, brana itd., koristi se analitička metoda.

Glavne osovine velikog građevinskog objekta predstavljaju prave i krive linije u prostoru tako da se matematičkim jednačinama mogu definisati i odrediti u datom koordinatnom sistemu. Prave osovine su definisane dvema krajnjim tačkama, koje se nazivaju *glavne tačke*. Krive osovine su definisane jednačinom svoje zakrivljenosti i imaju najmanje tri glavne tačke (Cvetković 1970). Da bi postupak bio primenjiv, na terenu moraju da budu obeležene glavne tačke ose objekta, koje predstavljaju deo geodetske mreže, a pomoću kojih se određuju koordinate datih tačaka u prostoru.

S obzirom da osovine međusobno stoje u matematički definisanim odnosima, analitičko rešenje se sastoji u tome da se odrede jednačine tih linija i koordinate tačaka njihovih preseka, koje kao takve predstavljaju karakteristične tačke projektovanog objekta. Kada se odrede koordinate karakterističnih tačaka, mogu se izračunati elementi obeležavanja u skladu sa odabranom metodom obeležavanja.

Obeležavanje geometrije objekta se odvija u dve faze:

- obeležavanje osovina projektovanog objekta i
- obeležavanje detaljnih tačaka projektovanog objekta.

Osovine objekta se obeležavaju neposredno sa geodetske osnove, a detaljne tačke objekta se obeležavaju sa osovine kao osnove za obeležavanje.

Metode obeležavanja geometrije objekta se dele na:

- klasične (polarna, ortogonalna, presecanje pravaca),
- satelitske (GPS navigacija) i
- kombinovane (slobodno pozicioniranje stanice).

Odabir optimalne metode obeležavanja zavisi od:

- potrebne tačnosti obeležavanja, koja je definisana projektnim zadatkom geodetskog obeležavanja objekta,
- dinamike radova na gradilištu,
- raspoloživih resursa u smislu kadrova i opreme,
- klimatskih uslova i
- drugih parametara koji se razlikuju od projekta do projekta.

4.1 MREŽE ZA OBELEŽAVANJE OBJEKATA TUNELSKOG TIP A

Bez obzira na vrstu objekta, idejni projekat, zajedno sa planom organizacije rada budućeg gradilišta, predstavlja osnovu za razvijanje geodetske mreže za obeležavanje objekta. S obzirom da se obeležavanje obavlja na gradilištu redom koji je predviđen planom građenja, geodetska mreža razvijena za potrebe izrade geodetskih podloga za projektovanje objekta (katastarsko-topografski plan i dr.), često ostaje zatvorena ili delimično uništena i kao takva ne odgovara zahtevima tačnosti obeležavanja. Zbog toga se najčešće projektuje samostalna geodetska mreža koja služi isključivo za obeležavanje i kontrolu građenja objekta.

Tuneli i metroi su po obliku dugački linijski objekti, sa malim dimenzijama poprečnog preseka u odnosu na ukupnu dužinu objekta. S obzirom da se često grade u nepristupačnim i brdovitim područjima, ili kao metroi, u gradovima, izrada projekta geodetske mreže za obeležavanje tunela i metroa predstavlja vrlo težak i zahtevan zadatak.

Za vangradske saobraćajne tunele razvija se samostalna osnovna nadzemna mreža u obliku lanca trouglova, geodetskih četvorouglova, ili lanca centralnih sistema. Orijentacija podzemne mreže se realizuje njenim povezivanjem sa trigonometrijskim tačkama nadzemne mreže preko portalnih tačaka na ulazu u tunel. Portalne tačke služe za vezu između nadzemne i podzemne mreže, pa ih je neophodno odrediti sa potrebnom tačnošću. U geodetsku mrežu za obeležavanje metroa uključuju se i tačke već postojeće trigonometrijske ili poligonske gradske mreže, koja se u dovoljno širokom pojasu oko objekta nanese na idejnom projektu. Početna i krajnja tačka osovine tunelskog dela metroa se uključuju u podzemnu mrežu tunela.

Za orijentisanje kroz vertikalna okna razvijaju se kratki sporedni vlaci, koji predstavljaju vezu nadzemne i podzemne mreže metroa.

Bez obzira na vrstu tunela, dužinu ili oblik trase, svaka mreža za obeležavanje ovih objekata mora da bude homogena u pogledu tačnosti za celo gradilište i da odgovara tačnosti koja je potrebna za obeležavanje glavnih tačaka osovine tunela.

4.2 PLANIRANJE, ORGANIZACIJA I PROCEDURE OBELEŽAVANJA

Geodetsko obeležavanje objekta može da se posmatra kao skup geodetskih radova koji se realizuju u cilju određivanja geometrijskog sistema međusobno povezanih tačaka, linija i ravni, pomoću koga se objekat položajno i visinski pozicionira na terenu (Pawlowski i Abbas 2009). U geodetskoj praksi, u slučaju kompleksnih objekata, svi karakteristični elementi objekta i geodetska mreža čine jedan sistem, koji podrazumeva postojanje:

- geodetske mreže koja je povezana sa državnom mrežom i koja prekriva celo gradilište,
- geodetske mreže koja je referentna u odnosu na realizaciju konkretnog objekta ili skupa objekata i međusobnih veza,
- detaljnih tačaka, kojima se pozicioniraju konstruktivni elementi objekta (npr. stubovi ili zidovi objekta).

U fazi planiranja i organizacije obeležavanja posebna pažnja mora da se obrati na:

- informacije koje se odnose na oblik i veličinu gradilišta,
- položaj i vrstu susednih objekata,
- pravnu regulativu,
- kontrolu geodetskih radova,
- izbor položaja tačaka geodetske mreže takav da je mogućnost njihovog oštećenja minimalna,
- odgovarajući dizajn geodetske mreže za obeležavanje,
- pripremu nacрта za obeležavanje, koji, između ostalog, sadrže podatke o položaju projektovanog objekta i koordinate tačaka za obeležavanje,
- imenovanje pojedinaca ili grupa stručnjaka odgovornih za svaku fazu obeležavanja i kontrolu tačnosti obeležavanja,
- kvalifikovanost svih pojedinaca i grupa koji izvode obeležavanje i
- obim i sadržaj dokumentacije, kao što su nacrti za obeležavanje, terenska dokumentacija, karakteristike geodetske opreme i uslova pod kojima je izvedeno obeležavanje i mesto čuvanja dokumentacije.

Osnova kontrole tačnosti obeležavanja karakterističnih tačaka je uvek rezultat geodetskih merenja nakon izvršenog obeležavanja, koje bi trebalo da izvede drugi tim geodeta, pomoću drugog instrumenta iz iste klase tačnosti. Ako dobijeni rezultat nije u skladu sa bilo kojim kriterijumom tačnosti, neophodno je ponoviti merenja.

Instrumenti i prateći pribor koji se koriste za postupak geodetskog obeležavanja bi morali da se periodično proveravaju i rektifikuju u skladu sa preporukama proizvođača. Prilikom izbora instrumenta i metode obeležavanja na prvom mestu se mora uzeti u obzir zahtevana tačnost koja je definisana u projektnoj dokumentaciji.

U tom smislu, specifične procedure testiranja, osmišljene za procenu tzv. iskorišćene tačnosti geodetskih instrumenata u specifičnim terenskim uslovima (npr. gradilište), mogu da budu od koristi.

Ove procedure mogu da se primene na nivelire, teodolite, rotirajuće lasere, elektronske daljinomere, optičke viskove i totalne stanice, za koje je određen način konfiguracije područja za testiranje, organizacija merenja i način evaluacije podataka iz dve različite procedure testiranja (Pawlowski 2006).

Osnovna uloga test procedure je:

- u slučaju pojednostavljene procedure – određivanje da li tačnost izabranog geodetskog instrumenta i prateće opreme ulazi u granice dozvoljenih odstupanja za planirani geodetski zadatak,
- u slučaju kompletne procedure – određivanje najveće moguće tačnosti za odabrani instrument i njegovu prateću opremu u specifičnim terenskim uslovima.

Bez obzira na vrstu objekta, geodetsko obeležavanje bi trebalo da se izvede na način kojim će biti obezbeđen dovoljan broj suvišnih merenja za potrebe otkrivanja grubih grešaka. Ako je moguće, geodetska merenja bi trebalo da se započnu i završe na tačkama sa poznatim koordinatama (Pawlowski i Abbas 2009).

4.3 KONVENCIONALNE METODE OBELEŽAVANJA

Obeležavanje objekta na terenu se obavlja sa:

- tačaka geodetske mreže za snimanje,
- tačaka mreže za obeležavanje objekta,
- obeleženih tačaka ose objekta,

što znači da se obeležavanje izvodi sa datih tačaka. Da bi tačke objekta mogle da se obeleže, neophodno je odrediti njihove projektne koordinate. U ovom potpoglavlju će biti reči o polarnoj, ortogonalnoj i GPS RTK metodi obeležavanja. Tačnost obeležavanja se može povećati ako se tačke obeleže sa više datih tačaka.

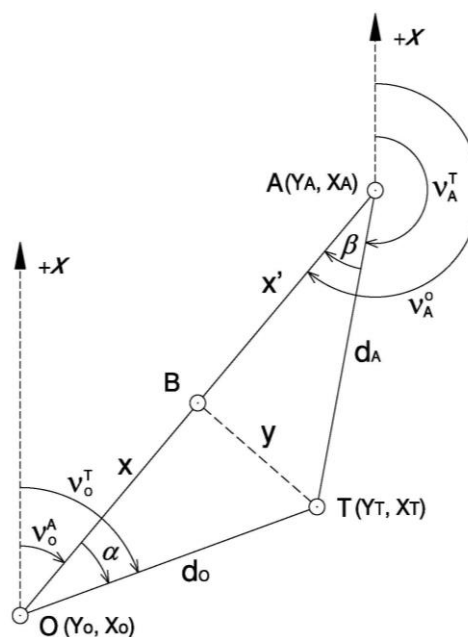
4.3.1 Polarna metoda obeležavanja

U geodetskoj praksi danas se najviše primenjuje polarna metoda obeležavanja.

Elementi polarnog obeležavanja su:

- ugao α i dužina $OT = d_o$ ili
- ugao β i dužina $AT = d_A$.

Elementi obeležavanja se analitički računaju iz poznatih koordinata, tj. koordinata tačaka koje treba obeležiti, koordinata tačaka geodetske osnove i koordinata tačaka za orijentaciju.



Slika 4.1. Podaci za obeležavanje

Uglovi α i β se računaju iz razlike direkcionih uglova:

$$\alpha = v_O^T - v_O^A \quad \beta = v_A^O - v_A^T \quad (4.1)$$

Dužine d_O i d_A se računaju po formuli:

$$d_O = \frac{\Delta y_{TO}}{\sin v_O^T} = \frac{\Delta x_{TO}}{\cos v_O^T} \quad d_A = \frac{\Delta y_{TA}}{\sin v_A^T} = \frac{\Delta x_{TA}}{\cos v_A^T} \quad (4.2)$$

Do pojave totalnih stanica, u okviru polarne metode obeležavanja, dužine su mogle da se mere pantljikom ili optičkim daljinomerom. To je predstavljalo nedostatak metode, s obzirom da su relativno tačno mogle da se mere samo kraće dužine. Danas, primenom totalnih stanica postiže se tačnost merenja dužina veća od 1cm/km i tačnost merenja uglova od 3" do 10".

Na osnovu formule za tačnost polarnog obeležavanja:

$$m_c^2 = 2m_p^2 + \left(\frac{m_d}{d}\right)^2 d^2 + \left(\frac{m_\alpha''}{\rho''}\right)^2 d^2 + m_s^2, \quad (4.3)$$

gde je:

- m_c - srednja greška obeležene tačke,
- m_p - srednja položajna greška geodetske mreže,
- m_d - srednja greška merenih dužina,
- m_α'' - srednja greška merenih uglova
- m_s - srednja greška stabilizacije,
- d – dužina do obeležene tačke,

lako se može pokazati da je tačnost obeležavanja od ± 1 cm moguće ostvariti sve do dužina od 300-350m, što je dovoljno za većinu poslova u inženjerskoj geodeziji.

Računari danas olakšavaju postupak obeležavanja, pa se i podaci obeležavanja mogu dobiti u digitalnom obliku. Pomoću programskih paketa za projektovanje kreiraju se izlazne datoteke prilagođene raznim tipovima totalnih stanica. Totalne stanice, s druge strane, imaju mogućnost pohranjivanja velikog broja podataka, kao što su koordinate tačaka. Savremeni softveri na totalnim stanicama imaju mogućnost računanja elemenata za obeležavanje, tj. dužine i pravca na kom je potrebno obeležiti tačku. Time se izbegava računanje i mogućnost greške tokom računanja. Motorizovane totalne stanice dodatno olakšavaju postupak obeležavanja.

4.3.2 Obeležavanje GPS RTK metodom

Razvoj tehnike i tehnologije merenja rastojanja pomoću elektromagnetnih talasa doveo je do upotrebe GPS uređaja, kako u određivanju koordinata karakterističnih tačaka terena, tako i do lociranja tačaka sa zadatim koordinatama.

Kinematika u realnom vremenu (RTK - Real Time Kinematic) je metoda GPS pozicioniranja, razvijena u cilju obrade podataka u realnom vremenu. Do uspostavljanja AGROS-a (Aktivne Geodetske Referentne Osnove Srbije), za potrebe RTK pozicioniranja korišćena su najmanje dva prijemnika koji su simultano registrovali signale GPS satelita. Pri tome je jedan prijemnik predstavljao nepokretnu referentnu stanicu smeštenu na poznatoj tački, dok se drugi prijemnik kretao i u zavisnosti od

primenjene metode određivao položaj pojedinačnih tačaka ili kontinuiranu putanju kretanja antene. Prenos podataka referentnog prijemnika se vršio pomoću radio veze.

Uspostavljanjem AGROS-a – mreže permanentnih stanica (prijemnika), korisnicima je omogućen pristup servisu AGROS RTK.

Ideja ovog servisa je da simulira komunikaciju na relaciji baza – rover, pri čemu korisnik obavlja direktnu komunikaciju sa permanentnom stanicom. Korisnik na terenu pri izboru ovog servisa i povezivanjem sa Kontrolnim centrom putem GPRS-a, automatski ostvaruje konekciju sa najbližom permanentnom stanicom. Izbor najbliže permanentne stanice obavlja centralna softverska jedinica. Prenos podataka se obavlja putem mobilnog GPRS Interneta. Tačnost koja se postiže u realnom vremenu je od 1cm do 3cm.

Postignuta tačnost i domet merenja odgovaraju potrebama obeležavanja objekta, uz kratak vremenski interval potreban za određivanje pojedine tačke. Primenom GPS - RTK metode, tačke na terenu se obeležavaju direktno iz koordinata.

Da bi merenje GPS - RTK metodom bilo istovremeno uspešno i ekonomično potrebno je zadovoljiti određene uslove pri merenju, o kojima je već bilo reči u poglavlju 4.4.3.

Ocena tačnosti obeleženih tačaka se vrši tako što se nakon izvršenog obeležavanja svih tačaka njihove koordinate ponovo određuju kao da su nepoznate i upoređuju sa zadatim koordinatama. Ukoliko razlike koordinata budu veće od zadate tolerancije, obeležavanje tačke se ponavlja.

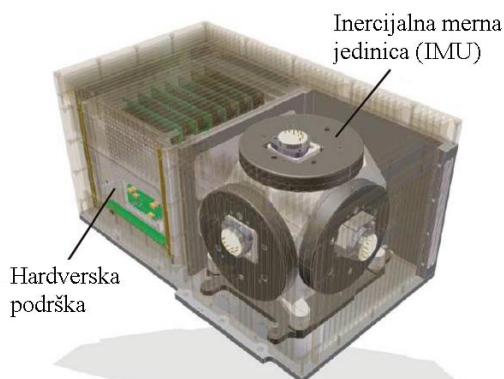
4.4 SAVREMENE METODE OBELEŽAVANJA

4.4.1 Inercijalni sistemi za navigaciju

Određivanje položaja, tj. koordinata tačaka u geodeziji se primenjuje za potrebe pozicioniranja i navigacije. Pozicioniranjem se određuje položaj neke tačke u prostoru. Navigacija je postupak održavanja zadatog smera kretanja nekog objekta pomoću trenutnog određivanja položaja tog objekta, tj. određivanje putanje kretanja tog objekta. Jedan od sistema koji se koriste u svrhu određivanja putanje kretanja objekta naziva se Inercijalni sistem za navigaciju (Inertial Navigation System – INS).

Sistem funkcioniše tako što se njegova početna pozicija i brzina određuju iz nekog drugog izvora, tako što ih izmeri čovek-operator, izvrši se inicijalizacija GPS prijemnikom, itd. Zatim, pozicija sistema i brzina se izračunavaju integrisanjem informacija dobijenih od senzora o kretanju. Prednost sistema je u tome što ne zahteva spoljašnje referentne objekte, kako bi se utvrdila sopstvena pozicija, orijentacija i brzina, sa relativnim poređenjem. Sadrži paket senzora, koji u kombinaciji daju informacije za izračunavanje inercijalnih sila u tri linearne dimenzije (duž tri ose) i tri ugla rotacije oko tih osa. U rezultatu merenja oduzima se učešće gravitacionog ubrzanja, tako da ostaje samo relativno kretanje objekta.

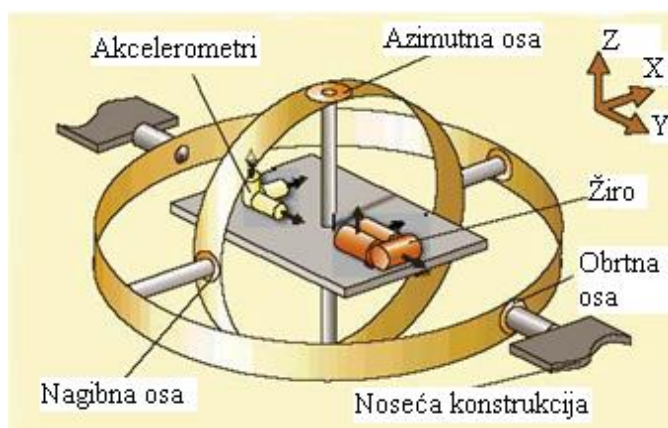
Inercijalni navigacioni sistemi se sastoje od inercijalne merne jedinice (Inertial Measurement Unit – IMU) i hardverske podrške. Hardver čine procesorska ploča, memorija i senzor temperature. Obezbeđen je i digitalni interfejs, za konverziju jedinica i primenu modula senzora kalibracije.



Slika 4.2. Osnovni delovi inercijalnog navigacionog sistema

Osnovne komponente inercijalne merne jedinice INS-a koji se koriste u geodeziji su inercijalni senzori: akcelometri i žiroskopi. Oni se najčešće integrišu na platforme, u sisteme akcelometara, odnosno sisteme žiroskopa tako što se postave u pravcu tri ose. Na taj način je omogućeno dobijanje podataka (koordinata) u tri smeru proizvoljnog koordinatnog sistema. Akcelometri služe za merenje linearnih ubrzanja, na osnovu kojih se kasnije računskim putem odredi pređeni put. Žiroskopi mere ugaonu brzinu sistema u odnosu na inercijalni referentni okvir, pomoću koje se stabilizuje koordinatni sistem, tj. ose sistema, mehaničkim ili analitičkim putem. Brzina se meri preko translacionog ubrzanja sistema u odnosu na inercijalni referentni okvir, u pravcima osa koordinatnog sistema.

Na osnovu poznatog ubrzanja, ugaonog ubrzanja, rotacije, smeru, brzine itd. sistem određuje poziciju i putanju objekta. Pomoću računara se obrađuju podaci prikupljeni inercijalnom mernom jedinicom. Tačnost sistema u potpunosti zavisi od pojedinih komponenti sistema, prvenstveno akcelometara i žiroskopa.



Slika 4.3. Osnovni delovi inercijalne merne jedinice

Postoje dva osnovna koncepta inercijalnih navigacionih sistema:

- sa kardanskim platformama i
- bezplatformni sistemi.

Prvi tip INS-a koji je razvijen bio je kardanski sistem. Kod ovih sistema akcelometri su postavljeni na motorizovanu kardansku platformu, koja je uvek usklađena sa navigacionim okvirom. Magneti su postavljeni na spoljašnjoj i unutrašnjoj strani kardana, koji služe za praćenje orijentacije stabilizovane platforme u odnosu na vozilo na koje je pričvršćen INS. Ovakva postavka ima nekoliko nedostataka:

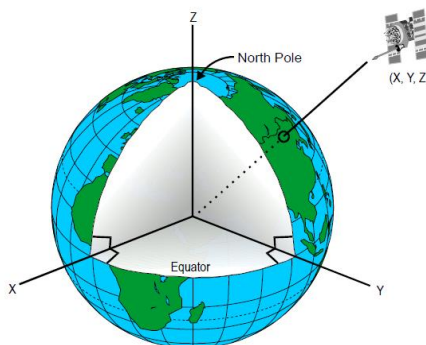
- trenje ležajeva,
- nesavršenost motora,
- velika potrošnja napajanja tokom usklađivanja platforme sa navigacionim okvirom,
- visoka cena visokokvalitetnih motora, klizećih prstenova, ležajeva i drugih mehaničkih delova,
- komplikovana rekalkibracija, koja zahteva specijalizovane kadrove i laboratorije.

Bezplatformni (strap-down) sistemi predstavljaju značajno pojednostavljene sisteme sa kardanskim platformama u hardverskom smislu. Akcelerometri i žiroskopi su pričvršćeni direktno za telo vozila, u koordinatnom sistemu vozila, uz odsustvo mehaničkog kretanja. Orijentacija IMU (i vozila) i rotacija merenja iz koordinatnog sistema vozila u navigacioni koordinatni okvir se vrši softverski. Ovaj metod prevazilazi probleme koji se javljaju kod kardanskih sistema i, što je još važnije, smanjuje veličinu, cenu i složenost sistema, kao i energetske potrošnju.

4.4.1.1 Referentni okviri i matrice rotacije

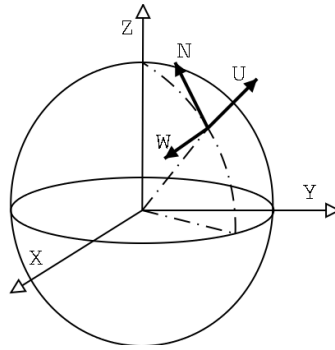
Postoji više različitih koordinatnih sistema koji se primenjuju u navigaciji:

- Inercijalni referentni sistem (Earth Centered Inertial - ECI) je fiksiran u inercijalnom prostoru i ima koordinatni početak u centru mase Zemlje. Osa z poklapa se sa trenutnom osom rotacije Zemlje, dok je x-osa usmerena u pravcu γ tačke, tj. tačke prolećne ravnodnevnicе. U odnosu na inercijalni referentni sistem, položaji udaljenih zvezda i kosmičkih objekata ostaju nepromenjeni (Walchko 2002).



Slika 4.4. Inercijalni referentni sistem (en.wikipedia.org)

- Zemaljski-centriran, zemaljski-fiksiran (Earth Centered Earth Fixed – ECEF) je geografski koordinatni sistem i Dekartov koordinatni sistem. Naziva se još i „konvencionalni terestrički“ sistem. Koordinatni početak ovog sistema se nalazi u centru mase Zemlje. z-osa se nalazi u pravcu severa, ali se ne poklapa tačno sa trenutnom (stvarnom) osom rotacije Zemlje. x-osa prodire Zemljinu sferu u preseku ekvatora i Griničkog meridijana. To znači da ECEF rotira sa Zemljom, pa se koordinate tačaka na površini Zemlje ne menjaju (Walchko 2002).



Slika 4.5. Koordinate tačaka u zemaljski-centriranom, zemaljski-fiksiranom koordinatnom sistemu u odnosu na geografsku širinu i dužinu, gde je NWU lokalni geodetski okvir sa osama sever (N), zapad (W) i zenit (U)

- Koordinatni početak sistema Lokalne Geodetske Vertikale (Local Geodetic Vertical – LGV) se nalazi u centru mase Zemlje, n -osa se poklapa sa pravcem geodetskog severa, w -osa je upravna na meridijansku ravan vozila, a u -osa se poklapa sa pravcem lokalne geodetske vertikale koja prolazi kroz centar mase inercijalne merne jedinice.
- Wander Azimuth Frame (WA) sistem se koristi na područjima sa velikim geografskim širinama, gde singulariteti ometaju primenu prethodno navedenih sistema. Prethodni sistemi uvek imaju jednu osu koja se poklapa sa pravcem severa. Međutim, u WA sistemu se uvodi promenljiva α koja dozvoljava toj osi da rotira. Magnetni sever se nalazi na području Grenlanda, ali jednačine za navigaciju se odnose na pravi sever koji se nalazi na osi rotacije Zemlje. Ako vozilo sa pričvršćenim inercijalnim sistemom pređe preko severnog pola, kazaljka kompasa će pokazati pravac magnetnog, umesto pravog severa. Ugaonu razliku između ova dva pravca predstavlja vrednost promenljive α .
- Referentni okvir tela (Body reference frame) je koordinatni sistem čije se ose poklapaju sa osama INS uređaja pričvršćenog za vozilo, pa se još naziva koordinatni sistem vozila. Sva merenja INS-om se vrše u ovom sistemu.
- Za prelazak između različitih referentnih okvira potrebno je nekoliko matrica rotacije. Pomoću prve matrice rotacije vrši se transformacija rezultata merenja iz referentnog okvira tela u navigacioni okvir (Walchko 2002):

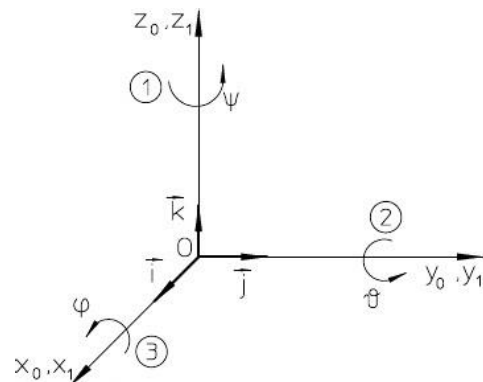
$$\mathbf{R}_b^n = \begin{bmatrix} c\theta c\psi & s\phi s\theta c\psi - c\phi s\psi & s\phi s\psi + c\phi s\theta c\psi \\ c\theta s\psi & c\phi c\psi + s\phi s\theta s\psi & c\phi s\theta s\psi - s\phi c\psi \\ -s\theta & s\phi c\theta & c\phi c\theta \end{bmatrix}, \quad (4.4)$$

gde su γ, ϵ, i – Ojlerovi uglovi, i to:

γ - ugao valjanja,

ϵ - ugao propinjanja i

i - ugao skretanja.



Slika 4.6. Ojlerovi uglovi

Kod ove rotacije se javljaju singulariteti kada je ugao γ približno $\pm 90^\circ$, s obzirom da pri ovoj vrednosti uglovi γ i ℓ imaju slične uticaje.

- Sledeća matrica rotacije se koristi za transformaciju koordinata tačka iz ECEF okvira u navigacioni okvir (Walchko 2002):

$$\mathbf{R}_e^n = \begin{bmatrix} -s\phi c\lambda & -s\phi s\lambda & c\phi \\ -s\lambda & c\lambda & 0 \\ -c\phi c\lambda & -c\phi s\lambda & -s\phi \end{bmatrix}, \quad (4.5)$$

gde je:

γ - geografska širina,

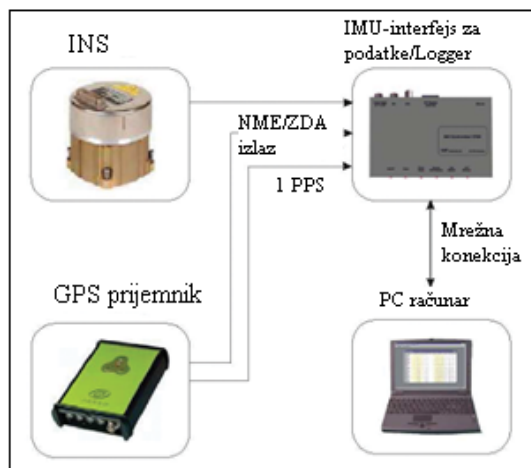
ℓ - geografska dužina.

Na osnovu ove dve rotacije može se dobiti ukupna matrica rotacije za prelaz iz referentnog okvira vozila u ECEF okvir:

$$\mathbf{R}_b^e = \mathbf{R}_n^e \mathbf{R}_b^n. \quad (4.6)$$

4.4.1.2 Metode integracije INS i GPS

INS se u geodeziji ne primenjuje bez integracije sa drugim geodetskim instrumentima. Najčešća je integracija sa GPS-om u područjima gde je GPS signal nedostupan, kao što su gradovi, tuneli, itd. Integracijom ova dva sistema neprekidno se dobijaju informacije o položaju objekta, bez obzira na vreme, mesto ili konfiguraciju terena. Na ovaj način se povećava tačnost i pouzdanost određivanja trenutne pozicije objekta.



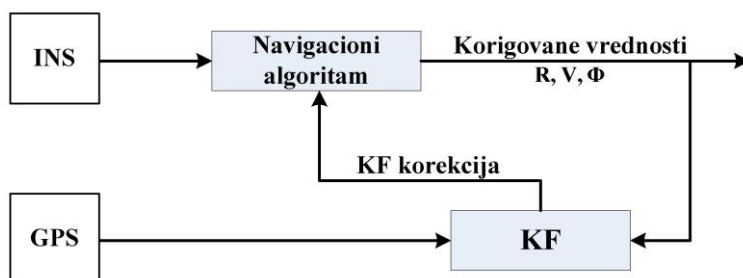
Slika 4.7. Integracija GPS INS jedinice – protok podataka

Integracija GPS i inercijalnog navigacijskog sistema započela je još 1980. godine, a do sada je razvijeno više metoda integracije koje se razlikuju po tipu podataka koji se razmenjuju između nezavisnih navigacijskih sistema. U praksi su poznata četiri metoda koja se primenjuju u integracije INS i GPS navigacijskih sistema (Petovello 2003): nespregnuta (*uncoupled*), slabo spregnuta (*loosely coupled*), čvrsto spregnuta (*tightly coupled*), veoma čvrsto spregnuta (*ultra-tightly coupled*).

Metoda nespregnute integracije podrazumeva da nema razmene podataka između nezavisnih navigacijskih sistema u cilju međusobnog prigušenja grešaka i poboljšanja određivanja navigacijskog rešenja. Suprotno od toga, kod veoma čvrsto spregnute integracije nezavisni senzori se tretiraju kao jedinstveni navigacijski sistem koji generiše više različitih tipova podataka koji se paralelno procesiraju sa ciljem poboljšanja funkcija pojedinih senzora. Kod slabo spregnute integracije postoji mogućnost prosleđivanja podataka iz jednog u drugi navigacijski sistem radi prigušenja grešaka nezavisnih navigacijskih sistema, pri čemu i jedan i drugi navigacijski sistem zadržavaju nezavisnu obradu podataka. Kod čvrste sprege i veoma čvrste sprege neophodan je pristup obradi signala u samom GPS prijemniku, zbog čega je ova metoda integracije primenljiva u toku same proizvodnje uređaja ili kod programiranja softverskih prijemnika (Sokolović 2015).

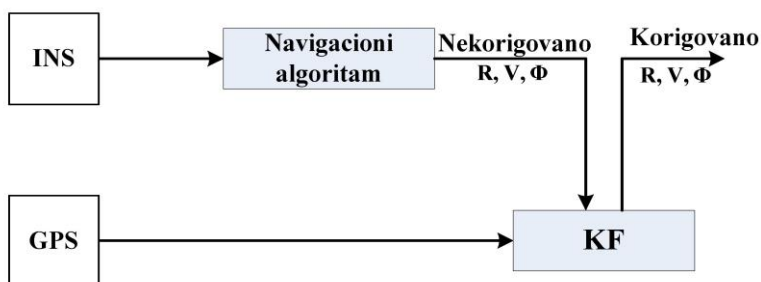
Centralizovana i kaskadna šema integracije

Dve osnovne šeme integracije multisenzorskog navigacijskog sistema mogu biti centralizovana (zatvorena) šema integracije INS/GPS i kaskadna (otvorena) šema integracije INS/GPS. **Centralizovana šema integracije**, prikazana na slici 4.8, najčešće se primenjuje kod čvrsto spregnutih metoda integracije. Ovo rešenje podrazumeva formiranje zajedničkog navigacionog algoritma za inercijalni i satelitski sistem navigacije, u okviru jednog procesora, (Jekeli 2001), sa opštim modelom grešaka koji se koristi pri određivanju navigacionih parametara. Ne postoje univerzalni algoritmi za različite klase tačnosti INS, te je stoga potrebno vršiti izmene algoritma za svaki konkretan slučaj.



Slika 4.8. Centralizovana šema integracije INS/GPS (Sokolović 2015)

Pri **kaskadnoj šemi integracije** INS/GPS (Slika 4.9), obezbeđuje se samo korekcija navigacione informacije na izlazu sistema inercijalne navigacije na osnovu izmerenih veličina navigacionih parametara od strane GPS prijemnika, bez izmene navigacionih algoritama obrade informacija dobijenih od inercijalnog i satelitskog sistema.



Slika 4.9. Kaskadna šema integracije INS/GPS (Sokolović 2015)

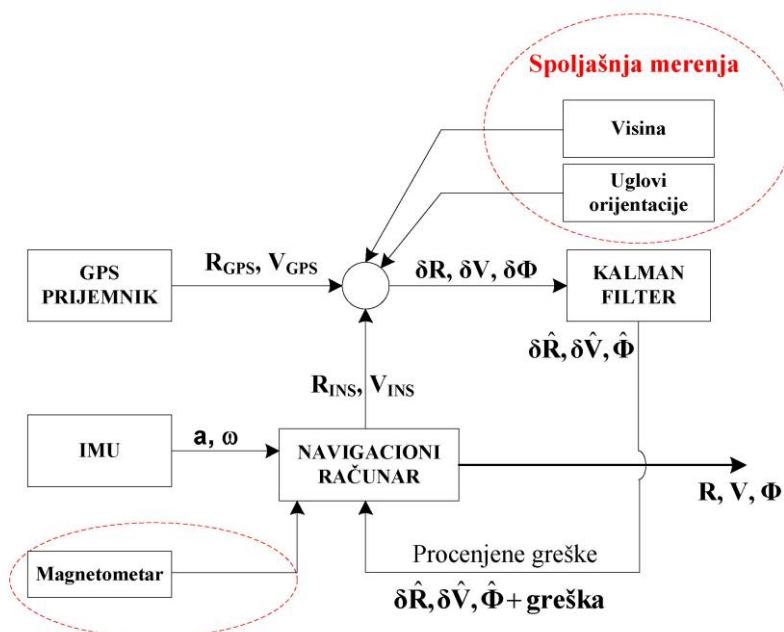
Slabo spregnuta metoda integracije

Kaskadna šema integracije, kao tip slabo spregnute metode, veoma je česta u upotrebi. Kod kaskadne šeme integracije, model sistema je definisan na osnovu modela grešaka INS sistema. Estimacija navigacionih podataka, integrisanog navigacijskog sistema vrši na osnovu razlike izmerenih veličina INS i GPS prijemnika. Kada iz bilo kojih razloga ne postoje GPS merenja, estimator radi u modu predikcije na osnovu modela grešaka INS.

Najvažniju prednost slabo spregnute konfiguracije predstavlja njena fleksibilnost i univerzalnost u odnosu na različite tipove GPS prijemnika, jer algoritam izračunavanja nije povezan sa obradom GPS signala već kao ulazne podatke koristi krajnja rešenja na izlazu GPS prijemnika.

LC (*Loosely Coupled*) integrisani INS/GPS navigacijski sistem, čija je šema prikazana na slici 4.10, dobija poziciju od GPS prijemnika, a komponente linearnog ubrzanja a i uglovnu brzinu ω , od IMU.

Na osnovu informacija o linearnom ubrzanju a i ugaonoj brzini ω , koje se dobijaju od IMU, izračunavaju se navigacioni parametri: pozicija R_{INS} , brzina V_{INS} i uglovi orijentacije ϕ , θ , ψ , kao rešenja navigacionih jednačina. U procesu merenja vrši se poređenje izmerenih veličina pozicije i brzine od strane INS, sa veličinama položaja R_{GPS} i brzine V_{GPS} . Kao rezultat ovog procesa formira se vektor opažanja z , koji se uvodi u algoritam Kalmanovog filtera.



Slika 4.10. Šema slabo spregnutog integrisanog INS/GPS sistema (Sokolović 2015)

Na osnovu poznatog modela šuma merenja (modela grešaka GPS) i modela šuma sistema (modela grešaka INS), na izlazu Kalmanovog filtera dobija se vektor grešaka stanja sistema $\delta \hat{x}$. Dobijeni vektor grešaka stanja sistema koristi se za korekciju pozicije i brzine dobijenih od strane INS.

4.4.1.3 Kalmanovo filtriranje

Kalmanov filter je prvi put razvio R. E. Kalman, profesor na odseku za elektrotehniku, na Univerzitetu Florida, 1960.g. To je statistička tehnika koja se koristi za ocenu i korekciju grešaka INS-a na osnovu pozicije određene GPS-om, tj. predstavlja alternativni način za izračunavanje minimalne srednje kvadrane greške pomoću prostora stanja. Prednosti Kalmanovog filtera u odnosu na druge ocenjivače su: proračunska efikasnost zahvaljujući rekurzivnom procesuiranju podataka opterećenih šumom, može da se koristi u realnom vremenu, prilagodljiv je za nestacionarne signale, pogodan je za komplikovane vremenski varijabilne višestruke ulazno/izlazne sisteme.

Kalmanovim filterom se ocenjuje proces merenja pomoću kontrole povratnih informacija. Filter ocenjuje stanje procesa u nekom trenutku vremena, a zatim ostvaruje povratnu informaciju u formi merenja opterećenih šumom. Jednačine Kalmanovog filtera se dele na vremenske jednačine i jednačine merenja. Pomoću vremenskih jednačina dobijaju se *a priori* ocene stanja sistema i greške kovarijanse u nekom sledećem trenutku vremena. Jednačine merenja služe za uključivanje novih merenja u *a priori* ocene u cilju poboljšanja *a posteriori* ocena. Vremenske jednačine mogu da se posmatraju kao jednačine predikcije, a jednačine merenja kao jednačine korekcije.

Diskretni Kalmanov filter

Kalmanovim filterom se pretpostavlja da slučajan proces koji se ocenjuje ima oblik linearne stohastičke diferencijalne jednačine (Walchko 2002):

$$\dot{\mathbf{x}} = \mathbf{A}\mathbf{x} + \mathbf{B}\mathbf{u} + \mathbf{G}\mathbf{w}, \quad (4.7)$$

gde je:

$\dot{\mathbf{x}}$ – stanje sistema,

$\mathbf{A}$ – matrica koeficijenata koji opisuju dinamiku sistema,

$\mathbf{B}$ – matrica kontrolnog inputa sistema,

$\mathbf{G}$ – matrica koja opisuje uticaj šuma procesa na ponašanje sistema,

$\mathbf{u}$ – kontrolni signal,

$\mathbf{w}$ – beli šum sistema sa poznatom kovarijansom.

Kada se merenja u sistemu vrše u diskretnim vremenskim trenucima, ona imaju oblik:

$$\mathbf{z} = \mathbf{H}\mathbf{x} + \mathbf{D}\mathbf{u} + \mathbf{v}, \quad (4.8)$$

gde je:

$\mathbf{z}$ – vektor merenja opterećenih šumom,

$\mathbf{H}$ – matrica merenja,

$\mathbf{D}$ – direktan prenos ulaza u izlaz,

$\mathbf{v}$ – greška merenja.

Jednačine (4.7) i (4.8) se mogu napisati u diskretnom obliku, uz pretpostavku da nema kontrolnih inputa $\mathbf{u}$ u sistemu:

$$\mathbf{x}_{k+1} = \Phi_k \mathbf{x}_k + \mathbf{w}_k \quad (4.9)$$

$$\mathbf{z}_k = \mathbf{H}_k \mathbf{x}_k + \mathbf{v}_k. \quad (4.10)$$

Radi konvencije uvode se sledeće oznake: znakovi (-) i (+) označavaju trenutke neposredno pre i posle diskretnog merenja, znak (^) da je reč o ocenjenoj veličini, a znak (~) predstavlja razliku između tačne i ocenjene vrednosti.

Kovarijacione matrice za sistemski šum (w) i šum merenja (v) su date kao (Walchko 2002):

$$\mathbf{E}[\mathbf{w}_k \mathbf{w}_k^T] = \mathbf{Q}_k = \mathbf{G}_k \mathbf{Q}_k \mathbf{G}_k^T, \quad (4.11)$$

$$\mathbf{E}[\mathbf{v}_k \mathbf{v}_k^T] = \mathbf{R}_k. \quad (4.12)$$

Kalmanovo filtriranje se izvodi u petlji koja uključuje računanje greške propagacije ($\mathbf{P}$) i apdejtovanje ocene iz merenih vrednosti (z). Prvi korak predstavlja projektovanje unapred, tj. izračunavanje ocena i grešaka stanja sistema. Na osnovu (4.9) i imajući u vidu da je $\mathbf{E}[\mathbf{w}_k \mathbf{w}_k^T] = 0$ dobija se:

$$\hat{\mathbf{x}}_k^- = \Phi_k \hat{\mathbf{x}}_{k-1}^+, \quad (4.13)$$

$$\mathbf{P}_k^- = \Phi_{k-1} \mathbf{P}_{k-1}^+ \Phi_{k-1}^T + \mathbf{Q}_{k-1}, \quad (4.14)$$

gde je $\hat{\mathbf{x}}_{k-1}^+$ procenjeno stanje neposredno posle diskretnog merenja z_{k-1} i $\mathbf{P}_{k-1}^+$ kovarijansa greške ocene posle diskretnog merenja z_{k-1} . Matrica prelaza Φ opisuje promenu stanja sistema između dva diskretna trenutka.

U jednačini (4.14) matrica $\mathbf{Q}_k$ predstavlja matricu kovarijansi šuma sistema i direktno utiče na kvalitet ocene stanja Kalmanovog filtera za vreme faze predikcije. Ukoliko je vrednost elemenata matrice $\mathbf{Q}_k$ velika to će ocena stanja imati prirodu šuma, dok će mala vrednost matrice $\mathbf{Q}_k$ uslovljavati "glatkiju" ocenu sa prisutnim odstupanjem od tačne vrednosti. Matrica $\mathbf{Q}_k$ se na svakom koraku izračunavanja može formirati pomoću jednačine:

$$\mathbf{Q}_k = \Phi_k \mathbf{G} \mathbf{Q} \mathbf{G}^T \Phi_k^T \Delta t, \quad (4.15)$$

gde se $\mathbf{Q}_k$ formira na osnovu spektralnih gustina snaga sistema (Sokolović 2015).

Greška sistema se definiše kao:

$$\mathbf{e}_k^- = \mathbf{x}_k - \hat{\mathbf{x}}_k^-, \quad (4.16)$$

gde je $\hat{\mathbf{x}}_k^-$ najbolja ocena pre primanja merenja u trenutku t_k . Matrica kovarijansi grešaka u tom trenutku će biti:

$$\mathbf{P}_k^- = \mathbf{E}[\mathbf{e}_k^- \mathbf{e}_k^{-T}] = \mathbf{E}[(\mathbf{x}_k - \hat{\mathbf{x}}_k^-)(\mathbf{x}_k - \hat{\mathbf{x}}_k^-)^T], \quad (4.17)$$

gde je $\mathbf{E}[*]$ očekivana vrednost. Nakon toga, vrši se korekcija stanja i korekcija matrice kovarijansi grešaka merenja posle izvršenog merenja. Korekcija vektora stanja vrši se korišćenjem izraza:

$$\hat{\mathbf{x}}_k^+ = \hat{\mathbf{x}}_k^- + \mathbf{K}_k (\mathbf{z}_k - \mathbf{H}_k \hat{\mathbf{x}}_k^-), \quad (4.18)$$

gde je:

$\hat{\mathbf{x}}_k^+$ - nova korigovana ocena,

$\mathbf{z}$ – merena vrednost,

$\mathbf{K}$ – matrica veličina koje određuju iznos greške između merene vrednosti i najbolje ocene.

Matrica $\mathbf{K}$ se još naziva matrica Kalmanovog pojačanja i formira se kao:

$$\mathbf{K}_k = \mathbf{P}_k \mathbf{H}_k^T (\mathbf{H}_k \mathbf{P}_k \mathbf{H}_k^T + \mathbf{R}_k)^{-1}, \quad (4.19)$$

gde je $\mathbf{R}_k$ matrica kovarijansi šuma merenja. Matrica $\mathbf{R}_k$ predstavlja matricu kovarijansi šuma merenja koja opisuje model šuma merenja. Netačnost u modelovanju šuma merenja može dovesti do pojave nemodelovanih grešaka ili pojave šuma koji po prirodi nije Gausov beli šum. Nepravilnost u formiranju ili vrednostima elemenata matrice $\mathbf{R}_k$, ima za posledicu značajno smanjenje kvaliteta ocene (Sokolović 2015).

Izraz u srednjoj zagradi jednačine (4.19) predstavlja inovaciju ili rezidual merenja i označava se kao:

$$\tilde{\mathbf{y}} = \mathbf{z}_k - \mathbf{H}_k \hat{\mathbf{x}}_k^-. \quad (4.20)$$

Neposredno nakon diskretnog merenja vrši se korekcija matrice kovarijansi grešaka:

$$\mathbf{P}_k^+ = \mathbf{E}[\mathbf{e}_k^+ \mathbf{e}_k^{+T}] = \mathbf{E}[(\mathbf{x}_k - \hat{\mathbf{x}}_k^+)(\mathbf{x}_k - \hat{\mathbf{x}}_k^+)^T]. \quad (4.21)$$

Uzimajući u obzir da je $(\mathbf{x}_k - \hat{\mathbf{x}}_k^-)$ greška ocene koja nije korelisana sa greškom merenja $\mathbf{v}$, dobija se:

$$\mathbf{P}_k^+ = (\mathbf{I} - \mathbf{K}_k \mathbf{H}_k) \mathbf{P}_k (\mathbf{I} - \mathbf{K}_k \mathbf{H}_k)^T + \mathbf{K}_k \mathbf{R}_k \mathbf{K}_k^T. \quad (4.22)$$

Ovo je uopšteni izraz za apdejtovanje matrice kovarijansi grešaka za bilo koju vrednost $\mathbf{K}$. Potrebno je takvo $\mathbf{K}$ koje će minimizirati pojedinačne članove na glavnoj dijagonali matrice $\mathbf{P}$, s obzirom da oni predstavljaju varijanse grešaka ocene za svako stanje sistema koje se ocenjuje (Walchko 2002).

Prošireni Kalmanov filter

U realnoj primeni model sistema i model merenja su nelinearni. Kako bi Kalmanov filter mogao da se primeni na nelinearne modele, neophodno je najpre izvršiti njihovu linearizaciju. Linearizacija se može vršiti oko referentne (nominalne) trajektorije, i u tom slučaju reč je o linearizovanom Kalmanovom filteru, a ukoliko se linearizacija vrši oko svake prethodne procene onda je reč o proširenom Kalmanovom filteru.

Razvojem nelinearne funkcije $\mathbf{f}$ u Tejlorov red u okolini tačke koja odgovara oceni iz prethodnog koraka, Jakobijeva matrica modela sistema može se napisati kao (Stančić 2010):

$$\Phi_k = \left. \frac{\partial \mathbf{f}(\mathbf{x}, k)}{\partial \mathbf{x}} \right|_{\mathbf{x}=\hat{\mathbf{x}}_{k-1}} = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial x_1} & \frac{\partial f_1}{\partial x_2} & \frac{\partial f_1}{\partial x_3} & \dots \\ \frac{\partial f_2}{\partial x_1} & \frac{\partial f_2}{\partial x_2} & \frac{\partial f_2}{\partial x_3} & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix}_{\mathbf{x}=\hat{\mathbf{x}}_{k-1}} \quad (4.23)$$

Tejlorova aproksimacija modela merenja vrši se u okolini tačke koja odgovara tekućoj ekstrapoliranoj oceni. Odgovarajuća Jakobijeva matrica za model merenja glasi:

$$\mathbf{H}(\hat{\mathbf{x}}_k) = \left. \frac{\partial \mathbf{h}(\mathbf{x}, k)}{\partial \mathbf{x}} \right|_{\mathbf{x}=\hat{\mathbf{x}}_k} = \begin{bmatrix} \frac{\partial h_1}{\partial x_1} & \frac{\partial h_1}{\partial x_2} & \frac{\partial h_1}{\partial x_3} & \dots \\ \frac{\partial h_2}{\partial x_1} & \frac{\partial h_2}{\partial x_2} & \frac{\partial h_2}{\partial x_3} & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix}_{\mathbf{x}=\hat{\mathbf{x}}_k} \quad (4.24)$$

Pomoću Jakobijevih matrica dobijaju se linearizovan model sistema:

$$\partial \mathbf{x}_k = \left. \frac{\partial \mathbf{f}(\mathbf{x}, k)}{\partial \mathbf{x}} \right|_{\mathbf{x}=\hat{\mathbf{x}}_{k-1}} \cdot (\mathbf{x}_{k-1} - \hat{\mathbf{x}}_{k-1}) + \mathbf{w}_{k-1}, \quad (4.25)$$

i linearizovan model merenja:

$$\partial \mathbf{z}_k = \left. \frac{\partial \mathbf{h}(\mathbf{x}, k)}{\partial \mathbf{x}} \right|_{\mathbf{x}=\hat{\mathbf{x}}_k} \cdot (\mathbf{x}_k - \hat{\mathbf{x}}_k) + \mathbf{v}_k. \quad (4.26)$$

Jednačine (4.25) i (4.26) predstavljaju linearizovani model za diskretan slučaj. U datom slučaju vrši se ocena devijacije trajektorije, tako da se tačna vrednost promenljive vektora stanja dobija kao zbir ocenjene vrednosti devijacije trajektorije, u datom trenutku vremena, i ocenjene trajektorije u prethodnom koraku (Sokolović 2015).

4.4.2 Primena žiroteodolita u izgradnji tunela

Za uspešnu realizaciju visoko preciznih geodetskih radova, od izuzetne je važnosti kvalitet geodetske osnove u odnosu na koju se obavljaju ti radovi. Kako bi se ispunili zahtevi tačnosti i dopuštenih odstupanja zadanog projekta, potrebno je postavljanje što preciznijih i tačnijih geodetskih mreža u tunelima, ali i iznad samih tunela.

Uslovi za postavljanje kontrolnih geodetskih mreža u tunelu su potpuno drugačiji od onih koji vladaju na površini zemlje kada se postavljaju nadzemne geodetske mreže. Najveći problem predstavlja nemogućnost orijentacije pod zemljom. Zbog toga se prilikom postavljanja kontrolnih mreža u tunelu koristi specijalni instrument - žiroteodolit.

Žiroteodolit je geodetski merni instrument namenjen, uglavnom, za merenja pod zemljom. Koristi se za kontrolu orijentacije tačaka kontrolnih mreža u tunelu. Žiroteodolit se sastoji od teodolita i žiroskopa. Glavni deo žiroskopa je žiromotor koji, obešen u vertikalnoj osovini teodolita, služi za orijentaciju teodolita u odnosu na Zemljin sever.

Žiroskop (od drev. grčkog *γυρο* "okret" i drev. grčkog *σκοπεω* "posmatrati") je uređaj za merenje promene ugla tela vezanog za njega i za održavanje orijentacije tela. Funkcioniše na osnovu principa ugaonog momenta. Uređaj se sastoji od točka ili diska čija se osovina može slobodno okrenuti u bilo koji položaj u prostoru. Bilo kakva promena položaja ose žiroskopa, usled pridavanja spoljnog momenta, je mnogo manja nego što bi bila bez velikog ugaonog momenta svojstvenog okretljivosti žiroskopa. Zbog minimiziranja spoljašnjeg momenta moniranjem uređaja u kardanski obruč, njegov položaj ostaje gotovo fiksiran, bez obzira na bilo koji pokret platforme na kojoj je montiran.

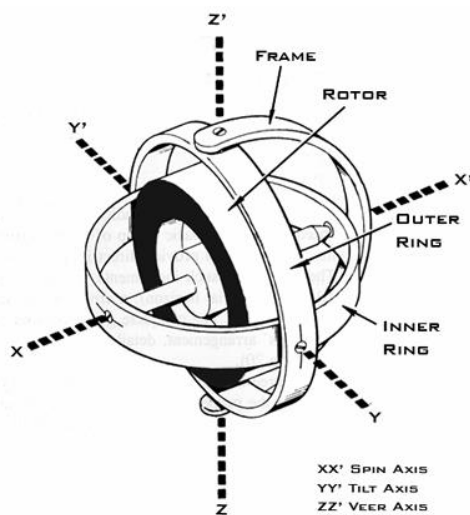
Dva osnovna tipa žiroskopa su:

- mehanički i
- optički.

Po načinu upotrebe dele se na:

- merače ugaone brzine i
- pokazivače pravca.

Jedan isti uređaj može da radi u raznim režimima.



Slika 4.11. Slobodan žiroskop (dutchops.com)

Među mehaničkim žiroskopima izdvaja se **rotorni žiroskop** — brzovrteće tvrdo telo, čija osa okretanja može menjati pravac u prostoru. Pri tom brzina rotacije žiroskopa višestruko premašuje brzinu promene položaja njegove ose rotacije. Osnovno svojstvo takvog žiroskopa je sposobnost da u prostoru sačuva neizmenjen pravac ose okretanja pri odsustvu dejstva momenata spoljašnjih sila na nju.

Uticaj rotacije zemlje na žiroskop izaziva prividno kretanje uređaja. Ovo prividno kretanje može da se razdvoji na dve komponente: skretanje (drift) i naginjanje (tilt) žiroskopa.

Ako se slobodan žiroskop postavi na severni pol, tako da je njegova osa rotacije horizontalna u odnosu na zemljinu površinu, javlja se prividno kretanje žiroskopa u smeru kretanja kazaljke na satu. Osa rotacije uređaja ostaje nepomerena, ali kako Zemlja rotira u smeru suprotnom od smera kazaljke na satu, izgleda kao da žiroskop rotira ili driftuje i to jednu revoluciju za svaki zvezdani dan (zvezdani dan je vreme koje protekne između dva prolaska tačke prolećne ravnodnevne – gama tačke kroz nebeski/mesni meridijan).

Ako se žiroskop postavi tako da je osa rotacije horizontalna u odnosu na ekvator, onda će se istočni kraj njegove ose nagnjati (tiltovati) na gore usled rotacije Zemlje. Žiroskop će izvršiti jednu revoluciju oko horizontalne ose za jedan zvezdani dan.

Drift žiroskopa će biti maksimalan na polovima, a imaće vrednost nula na ekvatoru, dok su minimalne i maksimalne vrednosti za tilt žiroskopa obrnute.

Kada se žiroskop postavi tako da je njegova osa rotacije paralelna sa osom rotacije Zemlje, na bilo kojoj geografskoj širini, uređaj će održavati određeni pravac u odnosu na Zemlju. Neće biti naginjanja ili skretanja uređaja, odnosno smatraće se da je žiroskop

stabilizovan u pravcu meridijana, što se postiže pomoću klatna koje se nalazi pod uticajem gravitacionog polja. Klatno uzrokuje silu usled koje će žiroskop vršiti precesiono kretanje. Precesija omogućava uređaju da pronađe pravac severa. Kako se klatno njiše ka središtu gravitacionog polja, sila deluje na osovinu točka, koja uzrokuje horizontalnu precesiju, usled koje osovina točka pokazuje pravac severa (Lewen, 2006).

Žiroskopi koji se koriste za geodetska merenja su pomalo ograničeni. Ovi žiroskopi se koriste samo u statičkom modu. Zbog toga mogu da se izbegnu neki prethodno pomenuti problemi i da se primene jednostavnije vrste žiroskopa.

Oscilatorno kretanje je utvrđeno na osnovu činjenice da je žiroskop vezan za Zemlju. Povezan sa stativom i teodolitom, povučen je iz prvobitne rotirajuće ravni usled rotacionog kretanja Zemlje. Žiroskop počinje da skreće i da se nagnje, što gravitacija pokušava da ispravi. Precesija se sukobljava sa gravitacijom, pa žiroskop počinje da oscilira. S obzirom da žiroskop oscilira u ravni meridijana, moraju se meriti veličina ili periodi ovih oscilacija, da bi se odredio pravi (geografski) sever. Za potrebe ovih merenja razvijene su metoda prolaza i metoda povratnih tačaka, koje su kod modernih žiroteodolita automatizovane.

4.4.2.1 Metoda prolaza

Vizura teodolita se postavlja približno u pravac severa (vrednost N'), primenom metoda povratnih tačaka (Popović 1991). Zatim, mere se vremenski intervali između najmanje tri uzastopna prolaza žiro marke preko nulte crte skale i beleže amplitude oscilacija (istočno i zapadno orijentisanih u sistemu skale). Ugaona popravka za pravac severa je proporcionalna amplitudi oscilacija i vremenu Δt koje je potrebno za polovinu oscilacije žiroskopa istočno i zapadno u odnosu na sredinu skale. Za dva približno određena pravca severa N'_1 i N'_2 , moguće je odrediti koeficijent proporcionalnosti c :

$$c = \frac{N'_1 - N'_2}{\Delta t_1 \cdot a_1 - \Delta t_2 \cdot a_2} \quad (4.27)$$

Pravi sever može da se odredi pomoću:

$$N = N' + \Delta N \quad (4.28)$$

$$\Delta N = c \cdot a \cdot \Delta t \quad (4.29)$$

gde je:

a – amplituda žiro oscilacija.

4.4.2.2 Metoda povratnih tačaka

Žiroteodolit se postavlja približno u pravac severa. Kada počne oscilovanje žiro marke, opažać zavrtanjem za fino kretanje vizure prati marku i održava je na nultom podeoku skale (Popović 1991). U tačkama elongacije (povratne tačke), očitava se horizontalni limb. Iz čitanja limba u_1 , u_2 i u_3 na tri uzastopne povratne tačke, vrednost na horizontalnom limbu za pravi sever može da se odredi kao:

$$N = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{u_1 + u_3}{2} + u_2 \right) \quad (4.30)$$

Iskustvo stečeno u proučavanju žiroteodolita pokazalo je da treba težiti startnoj amplitudi ne većoj od 10 jedinica amplitudne skale, jer će u suprotnom doći do značajnog smanjenja tačnosti. Da bi se ovo postiglo trebalo bi prethodno orijentisati žiroteodolit sa, na primer, nekoliko čitanja na horizontalnom limbu metodom povratnih tačaka, a zatim ponovo početi merenja.

4.4.2.3 Alternativna metoda

Alternativnom metodom u (Lewen 2006) je učinjen pokušaj da se modulira kosinusna kriva, koju opisuje žiroskop, oscilirajući u meridijanskoj ravni. Podatak koji opisuje amplitudu ove krive se dobija na isti način kao kod metode povratnih tačaka.

Amplituda žiroskopa se tokom vremena smanjuje. Naravno, nemoguće je izračunati promenu amplitude za svaku seriju merenja. Individualna čitanja amplituda u proizvoljnom nizu merenja nemaju ni približno dovoljnu tačnost da bi na osnovu njih mogli da formiramo krivu promene amplitude. Zbog toga je neophodno odrediti aproksimacije. Proučavanjem velikog broja serija merenja došlo se do zaključka da je smanjenje amplitude tokom vremena uglavnom linearno. Međutim, nakon daljih istraživanja pokazalo se da smanjenje amplitude ima kvadratnu formu. Učinjen je pokušaj aproksimacije na kratkom intervalu ove krive, ali se ispostavilo da to i nije dobro rešenje. To je rezultiralo upotrebom sledeće eksponencijalne krive:

$$P = (ae^{-bn\pi})\cos(n\pi) + c \quad (4.31)$$

gde je:

P – smer rotiranja žiroskopa,

a – parametar linearnog smanjenja amplitude,

b – parametar odstupanja od linearnog smanjenja amplitude,

c – parametar koji opisuje srednji pravac žiroskopa,

n – broj serije merenja.

Prednost ove metode je ta što ako se izvrši jedno loše čitanje, to ne utiče na ostala čitanja, kao što je slučaj sa originalnim metodama. Za određivanje srednje vrednosti amplitude potrebna su tri čitanja. Određivanje krive koja najbolje odgovara svim čitanjima se vrši na osnovu odstupanja pojedinačnih čitanja od krive. Na taj način može da se desi da se odbaci čitanje koje je realno dobro, što je očigledan nedostatak ovog postupka. Međutim, prethodne dve metode su takođe zasnovane na sličnim pretpostavkama i javljaju se slični problemi ako promene amplitude dobijaju iracionalne vrednosti.

4.4.2.4 DMT Gyromat 2000

Nemačka firma Deutsche Montan Technologie (DMT) je vodeća u razvoju tehnologije žiroteodolita. Instrumentom GYROMAT pravac severa se određuje kontinuiranim automatskim opažanjima u okviru jednog perioda oscilacija pri maloj amplitudi. Nakon iterativne preliminarne orijentacije, nulta marka pokazuje jedan pomak $\Delta\alpha_k$ u odnosu na ravnotežni položaj oscilacija R, i jedan orijentacioni pomak $\Delta\alpha_n$ u odnosu na geografski sever. Slobodnu žiroskopsku oscilaciju meri optoelektronski instrument tokom perioda T.

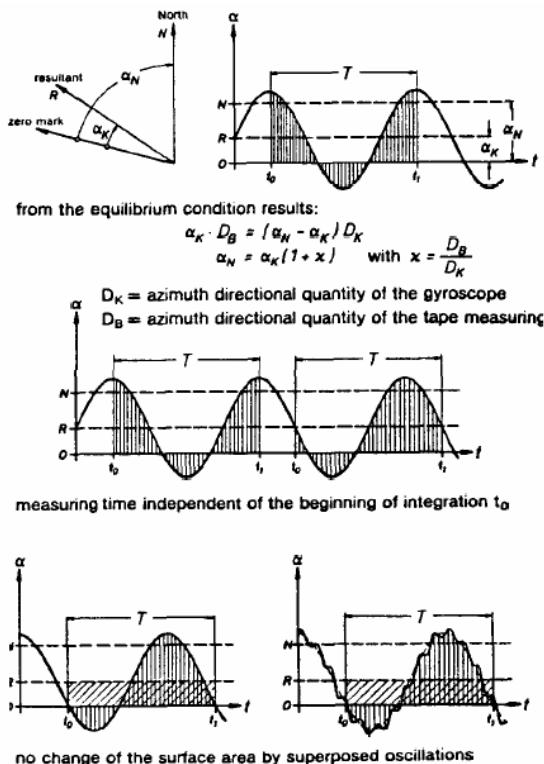
Orijentacioni pomak $\Delta\alpha_n$ je rezultat ravnotežnog stanja obrtnih momenata žiroskopa i trake. Orijentacioni pomak $\Delta\alpha_n$ se računa množenjem pomaka $\Delta\alpha_k$ izrazom $(1+K)$ (Slika 4.12).

Iznos integrala je nezavisan od vremena početka integracije, pa nema potrebe za prioritnim tačkama krive nastalim usred oscilacije. Vreme merenja je zbog toga samo jedan period oscilacije T , čime se kod automatskih žiroteodolita postiže najkraće moguće vreme merenja (Korittke 1997).

Vreme merenja T je zavisno samo od geografske širine B , na primer za (Korittke 1997):

- $B=0^\circ$, $T=150s$,
- $B=55^\circ$, $T=170s$,
- $B=75^\circ$, $T=210s$.

Iznos integrala oscilacije, pa samim tim i vrednosti $\Delta\alpha_k$ i $\Delta\alpha_n$, se ne menja usled prirodnih oscilacija (npr. vibracije izazvane kretanjem mašina u tunelu) kao što je prikazano na Slici 4.12.



Slika 4.12. Integrirani metod za GYROMAT (Korittke 1997)

Odstupanje od severa je poznato za 8 do 9 minuta u proseku. Kako Gyromat 2000 ima kratko vreme merenja, merenja treba izvesti dva puta, čime će se obezbediti povećanje broja suvišnih merenja (Mohr 2007).

Postupak rada sa ovim instrumentom je vrlo jednostavan. Instrument se postavlja za merenje kao totalna stanica, orijentiše se približno ka severu ($\pm 45^\circ$, što je orijentacija dalje od severa, duže traje merenje), a zatim operator bira odgovarajući program i pokreće ga pritiskom na taster „start“. Žiroskop je povezan sa totalnom stanicom, pa pravac severa pokazuje kao vrednost na horizontalnom limbu totalne stanice.

DMT danas raspolaže i savremenijim modelima žiroteodolita, kao što su Gyromat 3000 i Gyromat 5000. Pored kraćeg vremena merenja ovim instrumentima je povećana i tačnost merenja koja dostiže $2.6''$ (www.dmt.de).

5. PROJEKAT LOKALNE GEODETSKE MREŽE ZA POTREBE OBELEŽAVANJA TUNELSKOG DELA METROA U BEOGRADU

Usled naglog porasta stepena individualne motorizacije i intenzivnog razvoja automobilske saobraćaja, 60-tih godina prošlog veka, u Evropi je postepeno počelo ukidanje starih tramvaja. S obzirom na zastarelu tehnologiju, ograničeni kapacitet i otežanu pristupačnost, smanjenu brzinu u mešovitoj saobraćaji, tramvaj gubi bitku ne samo u poređenju sa automobilima, već i u poređenju sa modernim autobusima.

Poslednjih decenija XX veka u svetu dolazi do renesanse gradskih šinskih sistema. Nasuprot razvoju najklasičnijeg tzv. "teškog metroa", dolazi do formiranja čitave "familije" lakih šinskih sistema, tzv. lakih metroa. Zahvaljujući najsavremenijoj tehnologiji gradnje, savremenim sistemima upravljanja i vođenja, tipu vozila, laki metro počinje u mnogim gradovima da se postavlja kao osnovni element prevoznog sistema. U nekim velikim gradovima, kao što su: Dublin, Porto, Dallas, Hanover, Lil, Mančester, Kuala Lumpur, Melburn i konurbacija Keln i Bon, laki metro se javlja kao osnovni gradski sistem. U drugim gradovima laki metro se efikasno kombinuje sa postojećim železničkim ili transformisanim tramvajskim sistemima (Štutgart, Karlsruhe, Sarbriken). U svakom slučaju, ovi sistemi se uvek dopunjuju autobuskom mrežom, koja u gotovo svim gradovima predstavlja najrasprostranjeniji sistem (EGIS 2012).

Beograd je zadržao tramvaje kao osnov svog prevoznog sistema zajedno sa autobusima i trolejbusima. Iako tramvaj prevozi svega oko 18% putnika, razgranata tradicionalna mreža tramvaja dužine od preko 120km, uz određena unapređenja, predstavlja veliki potencijal za budući efikasni šinski sistem.

Takođe, treba imati u vidu i neke od najvažnijih problema javnog prevoza grada Beograda, kao što su loš kvalitet, problem povećanja kapaciteta u skladu sa potražnjom, potreba za proširenjem i poboljšanjem voznog parka vozila tramvaja, trolejbusa i gradske železnice. Zagušenja saobraćaja su naročito izražena, a najviše se oseća nedostatak kapaciteta u prelasku preko reke Save, sa samo jednim mostom za tramvaje. Istovremeno i autobusi imaju teškoće sa prelazom preko Gazele i Brankovog mosta, naročito tokom vršnih perioda.

Saobraćajni problemi su u prethodnom periodu rešavani, uglavnom parcijalno, bez sveobuhvatnog posmatranja svih podsistema. Problem konačnog rešenja mnogih od njih koji se oslanja na aktuelnu šemu prevoza, posebno rizik kolapsa kapaciteta prevoznog sistema, vodi ka shvatanju potrebe za razvojem jednog novog savremenijeg i kapacitetnijeg sistema javnog prevoza. U mnogim gradovima laki metro predstavlja osnovni element prevoznog sistema bilo kao osnovni deo mreže ili udružen sa ostalim sredstvima javnog prevoza kao što su tramvaj i gradska železnica.

U Beogradu su poslednjih nekoliko decenija rađeni planovi razvoja zasnovani na klasičnom metrou, ali se tek u okviru *Generalnog Plana grada Beograda za 2021. godinu*, definišu potrebe i postavljaju odrednice jedne nove mreže javnog prevoza zasnovane na tehnologiji Lakog Metroa.

U cilju poboljšanja javnog gradskog prevoza, na nivou grada Beograda doneta je odluka o izgradnji metroa. 9. novembra 2012.g. na Skupštini grada usvojena je Studija opšteg koncepta metro sistema grada Beograda, kojom je definisan metro sistem Beograda i idejni projekat Linije 1 lakog metora, koja će spojiti centar Beograda sa istočnim delom (sa ulicom Ustanička) i zapadnim delom grada (sa ulicom Tvornička).

U skladu sa generalnim projektom neophodno je uraditi projekat lokalne geodetske mreže za potrebe obeležavanja trase Linije 1. S obzirom da projektovana trasa jednim delom prolazi kroz tunel, u ovom poglavlju će biti prikazana optimizacija lokalne geodetske mreže tunelskog dela trase Linije 1. Predlog lokalne geodetske mreže je baziran na osnovu građevinskog i saobraćajnog rešenja metroa u Beogradu datog u okviru generalnog projekta.

U cilju realizacije merenja koja će zadovoljiti utvrđene kriterijume tačnosti proboja tunela neophodno je na osnovu prethodne ocene tačnosti definisati dizajn lokalne geodetske mreže, metodu i postupke merenja, kao i kriterijume kvaliteta merenih veličina.

5.1 TEHNIČKI OPIS GRAĐEVINSKOG I SAOBRAĆAJNOG REŠENJA METROA BEOGRAD

Pri izradi idejnog projekta trase Linije 1 vodilo se računa o važećoj Republičkoj zakonskoj regulativi koja se odnosi na:

- procenu uticaja lakog metroa na životnu sredinu,
- zaštitu kulturnih dobara,
- vode i zaštitu izvorišta vodosnabdevanja,
- puteve,
- železnice,
- planiranje objekata,
- eksproprijaciju,
- tehničke normative i uslove za projektovanje i građenje mostova i tunela na putevima itd.

Kao projektne podloge korišćene su:

1. Geodetske podloge:
 - digitalni ortofoto plan koji datira od maja 2003.g. u razmeri 1:5000,
 - topografski plan Koridora u razmerama 1:5000, 1:1000 i 1:500,
 - katastarski radni originali u razmeri 1:1000 (1:500) i
 - katastar vodova u razmeri 1:500 (1:1000);
2. Inženjerskogeološke podloge, sve u razmeri 1:10000 i 1:20000;
3. Urbanistička, projektna i studijska dokumentacija.

5.1.1 Topografske karakteristike područja

Beograd se nalazi na južnom obodu Panonskog basena. Prostire se na ušću Save u Dunav na prostoru na kome se sustiču Šumadija, Srem i Banat. Reljef je blago raščlanjen i otvoren ka severu.

Na ispitivanom području zapažaju se tri velika morfološka oblika: deo starog gradskog jezgra od reke Save do Malog Mokrog Luga na beogradskoj gredi, aluvijalna ravan reka Save i Dunava i deo Zemunske lesne zaravni.

Trasa lakog metroa prolazi severnim centralnim delom Beograda. U šumadijskom delu nadzemni delovi trase Linije 1 se pružaju preko Beogradske grede i padaju ka severozapadu, sa lokalniom denivelacijama. Jedan deo podzemne trase je u plitkom tunelu u Beogradskoj gredi, dok je drugi u tunelu kojim izlazi iz Beogradske grede u zoni njenog odeska ka reci Savi kod stanice „Varoš kapija“ i u padu je kao zapadu.

U sremskom delu nadzemni delovi trase Linije 1 se nalaze u aluvionima reka Save i Dunava i u padu su od jugoistoka ka severozapadu i od istoka ka zapadu, sa neophodnom denivelacijom zbog prelaska preko Save. Teren je uglavnom ravan. U zoni do Opštine Novi Beograd trasa vodi nasutim terenom, a kasnije ka Tvorničkoj ulici donjom rečnom terasom prekrivenom lesom u usponu ka zemunskoj lesnoj zaravni na severu.

5.1.2 Klimatske karakteristike područja

Na osnovu merenja klimatskih parametara u periodu dužem od 100 godina dokazano je da Beograd i njegova šira okolina imaju umereno-kontinentalnu klimu.

Područje Beograda izloženo je prodorima polarnih i suptropskih vazdušnih masa, što uslovljava nestabilnost vremenskih uslova u toku cele godine, ali najčešće u proleće i u jesen. Vremenske uslove u pojedinim periodima godine karakteriše smenjivanje toplih i hladnih perioda:

Osnovne topoklimatske zone Beograda u okviru Ekološkog atlasa Beograda utvrđene su na osnovu klimatskih podataka prikupljenih u meteorološkim stanicama na različitim gradskim lokacijama po kojima su zone uslovno dobile i ime. Takvih zona u Beogradu ima pet i to su: Zona 1 – Surčin plato, Zona 2 – Krnjača, Zona 3 – Novi Beograd, Zona 4 – Brdovito zaleđe i Zona 5 – Centar.

Prema navedenom zoningu, trasa Linije 1 nalazi se u dve zone uticaja: Zoni 3 – Novi Beograd i Zoni 4 – Brdovito zaleđe.

Osnovni klimatski parametri **Zone 3** su: prosečna godišnja suma padavina od 650mm, srednja godišnja temperatura od 11.7°C, srednja minimalna temperatura za januar -2.0°C, srednja maksimalna temperatura za jul 27.2°C, kao i magla pretežno rečnog porekla. Dominantan vetar je košava sa, takođe, učestalim pojavama zapadnih vetrova.

Osnovni klimatski parametri **Zone 4** su: prosečna godišnja suma padavina od 730mm, srednja godišnja temperatura od 11.0°C, srednja minimalna temperatura za januar -2.0°C do -3.0°C, srednja maksimalna temperatura za jul 26.0°C, kao i pretežno dolinska magla. Dominantan vetar je košava, vetrovi iz zapadnog pravca takođe su učestali u ovoj zoni.

Za planiranje i projektovanje trase Linije 1 merodavne su i ekstremne vrednosti klimatskih parametara.

Tabela 5.1. Ekstremne vrednosti klimatskih parametara (EGIS 2012)

EKSTREMNE VREDNOSTI KLIMATSKIH PARAMETARA ZA DELOVE TRASE LINIJE 1				
Vrsta parametra	Šumadijski deo – Brdovito zaleđe (Zona 4)		Sremski deo – Novi Beograd (Zona 3)	
	min.	maks.	min.	maks.
Temperatura vazduha	-26.2°C	41.8°C	-26.0°C	40.8°C
Temperatura zemljišta na dubini od 2cm	-13.3°C	45.6°C	-0.0°C	35.0°C
Relativna vlažnost vazduha	11%	X	16%	X
Insolacija	7.1h mesečno	395.5h mesečno	5.8h mesečno	351.2h mesečno
Broj dana sa maglom	X	26	X	17
Padavine	X	262.5 l/m ² mesečno (1051.2 l/m ² godišnje)	X	305.0 l/m ² mesečno (1086.2 l/m ² godišnje)
Visina snežnog pokrivača	X	80 cm	X	53 cm
Broj dana sa snegom		15.5 mesečno (38 godišnje)		13.3 mesečno (34.4 godišnje)
Jugoistočni vetar	X	35.9 m/s	X	
Severozapadni vetar	X	31.6 m/s	X	

5.1.3 Inženjersko-geološki i geotehnički uslovi

Na trasi metroa, celom njegovom dužinom, u profilu se, do različite dubine, ali, retko veće od 10m, nalaze kvartarna tla padinskog tipa, lesnog porekla. Ispod njih su, u najvećem delu trase, panonske laporovite gline, odnosno, lapori, a retko su na trasi predmet iskopa krečnjaci, različiti po načinu nastanka, sastavu osnovnog supstrata i veziva, kao i poroznosti, stepena kristalizacije, pa i mehaničkih svojstava.

Trasa Linje 1 planirana je u nivou terena i kao tunelska i mostovska konstrukcija.

U nivou terena planirane su dve deonice na kojima će se gradnja izvoditi gradskim ulicama, na kojima već postoji trup saobraćajnice i kolovozna konstrukcija.

Na deonici duž Bulevara kralja Aleksandra (stac. km 0+000 do 3+500), podloga budućeg željezničkog kolovoza je lokalni nasip (les) što odgovara kriterijumima za posteljicu tla i izradu nasipa, ili koji se moraju delimično poboljšavati za te namene.

Duž cele trase ove deonice, površinske zone terena su bezvodne, sa izuzetkom dve zone – u području Cvetkove pijace i oko Građevinskog fakulteta, gde je nivo vode na oko 3-4m, jer je ovaj teren izvestan oblik depresije koja predstavlja neku vrstu recipijenta za lokalne padinske vode.

Iskopi u ovom terenu su po pravilu stabilni 3-5m dubine, ali ispod toga bivaju plavljeni vodom iz izdani koja, shodno lokalnim uslovima, u nekim slučajevima, može intenzivno plaviti iskop. Crpljenje voda u blizini objekata može usloviti sleganja objekata sa deformacijama koje ukazuju na pravce dotoka voda.

Na deonici na Novom Beogradu od rampe na Brankovom mostu prema Tvorničkoj ulici (stac. km 7+600 - 11+500), gradnja će se izvoditi gradskim ulicama, na kojima se kolovozna konstrukcija polaže na tehnički uređenom nasipu od refulacionog peska. Ovaj materijal poseduje odgovarajuća svojstva kao posteljica i na njemu se formiraju nasipi za trup željeznice, prema standardima za peskovita tla.

Refulacioni nasip je iznad nivoa podzemnih voda celom visinom na obe varijante trase; kote vode su dosta ujednačene.

Deo deonice na kojoj se planira depo izgrađen je od istog refulacionog nasipa. Na ovom delu nasip je neujednačeno vodozasićen.

Generalno, vode iz podzemlja na ovoj trasi zavise, pre svega, od procentnog trajanja voda na Dunava, posredno na Savi, uspora hidroelektrane “Đerdap II” od visine refulacionog nasipa i porekla donjeg tla (da li je peskoviti ili prašinasto-glinoviti materijal). Praktično, nikada nisu na apsolutno istom nivou u celom prostoru.

Tunelska deonica u brdskom masivu predviđena je od ulaska kod Vukovog spomenika do Brankovog mosta. Tehnički, to su dve deonice sa različitim metodologijom izgradnje. Od Vukovog spomenika do Trga Republike može se izvoditi površinskom metodom, ali i kao duboki tunel; dalje se izvodi kao duboki tunel, verovatno nekom od već korišćenih tehnologija u gradu. Međutim, u geotehničkom smislu, ovaj deo trase može se podeliti na dve deonice koje u velikoj meri imaju različite uslove izgradnje, mada se nalaze u gotovo istovetnom geološkom profilu.

Na prvoj geotehničkoj deonici (stac. km 3+500 do 5+200), u području “Lole” do Vukovog spomenika, planiran je iskop sa površine, dijafragmama; dalje, do kraja ove deonice, u području Skupštine SCG, niveleta tunela trasirana je gotovo po kontaktu Kvartara i Panona. Tačnije, niveleta je svuda (izuzev od “Lole” do Vukovog spomenika, gde je u kvartarnim naslagama) u panonskim glinama, ali je kalota u kvartarnim naslagama. U donjem sektoru tunelske cevi, iskop će biti u panonskim laporovitim glinama. Svi sedimenti su laki za iskop.

Iskop na ovoj deonici biće praćen prodiranjem voda iz gornjeg profila, tj, iz izdani koje zahvataju deluvijum i površinske zone Panona. Priticaj voda može ometati radove iskopa, pa je neophodna zaštita dreniranjem niz niveletu i lokalnim crpljenjem.

Ova deonica nema klasifikacije terena kao nestabilne, ali je na svim nivoima iskopa moguće urušavanje, pogotovu kvartarnih najnižih zona.

Na drugoj geotehničkoj deonici (stac. km 5+200 – 6+800), od Skupštine SCG do izlaska na Brankov most, iskop se izvodi isključivo tunelski, a niveleta tunela trasirana je u panonskim laporovitim glinama. Celom dužinom deonice, tunelski iskop izvodi se u panonskim laporovitim glinama, a u nadsloju ostaje 4.0-8.0 m kvartarnih, isključivo lesova i deluvijalnih glina lesnog porekla, sa slojem jednoličnog nasipa promenljive debljine. Panonske gline su sredina vrlo povoljna za iskop planiranom tehnologijom.

U ovoj deonici, očekuju se vode u iskopu, jer je tunel u suštini plitak, prolazi kroz zonu laporovitih glina sa sekundarnom ispucalošću, koja predstavlja bazu izdani, a i sama je vodozasićena, naročito u zoni Trga Republike. Ne ometaju značajno radove, ali ih ima u količini za koju je potrebno planirati odvodnjavanje.

Na trasi Linije 1 nema geoloških ili drugih spomenika prirode, osim stenovitog masiva na Tašmajdanu i Kalemegdanu koji nisu direktno na trasi i nisu ugroženi izgradnjom metroa.

Tunelske deonice na Novom Beogradu po svojoj geometriji su plitke i ispunjavaju uslove za površinski iskop iznad nivoa podzemnih voda. Tunnel kod kružnog toka izводиće se u uslovima značajnog vodozasićenja, jednostavnim iskopom u relativno stabilnom refulacionom nasipu.

Prelaz preko reke Save (stac. km 6+800-7+600), je predviđen mostovskom konstrukcijom. Izgradnja ove deonice svodi se na postavljanje dubokih temelja na nekoj od pogodnih sedimentnih jedinica, najverovatnije šljunkovito – peskovitom sloju ili krečnjaku.

5.1.4 Ostali uslovi projektovanja

Pored navedenih karakteristika područja kroz koje prolazi Koridor i uslova koji su morali da se uzmu u obzir prilikom projektovanja trase, bilo je neophodno razmotriti još nekoliko aspekata izgradnje Linije 1 beogradskog metroa.

Planirana trasa Linije 1 se nalazi najvećim delom u okviru zaštićene zone civilnog naselja i nekropola rimskog Singidunuma. Predmetni prostor nosi sve odlike *arheološkog spomeničkog nasleđa* u okviru savremene urbane sredine.

Za sve spomenike kulture i pojedinačne objekte koji uživaju prethodnu zaštitu i nalaze se u koridoru Linije 1 i kontaktnim zonama obavezne su sledeće mere zaštite:

- planiranim intervencijama ne sme biti ugrožen fizički integritet objekata i njima pripadajućih parcela;
- dubinu tunela, na podzemnom delu trase odrediti nakon prethodno izvršene analize uticaja vibracija na okolne objekte, tako da vibracijama ne bude ugrožena stabilnost objekata;
- vizure u pravcu zaštićenih objekata i prostornih celina ne smeju biti ugrožene izgradnjom pratećih objekata stanica i infrastrukture.

Investicioni efekti izgradnje trase LM-a, tehničko-tehnološki uslovi i ulaganja na sanaciji i zaštiti terena i objekata, kao posledica inženjerskogeoloških uslova, mnogo su značajniji nego što su inženjerskogeološke podobnosti izgradnje. Kao najznačajniji ometajući faktori mogu se izdvojiti sledeći *inženjerskogeološki elementi*:

1. Iskop tunela

Problem iskopa tunela prisutan je na celoj tunelskoj trasi, s tim što je u području plitkog iskopa tunelske konstrukcije tehnički mnogo jednostavniji. Plitki iskop sigurno je praćen podzemnim vodama koje će ometati radove, što je naročito izraženo u području Cvetkove pijace, Građevinskog i Pravnog fakulteta.

Najveći rizici su u dubokom tunelu koji je trasiran u zonama koje su pokazale značajne deformacije i velike slemene i bočne pritiske, što zahteva pažljivo odabiranje tehnologije iskopa. Prateća pojava vezana za podzemne vode predstavlja problem, koji na nivou izrade generalnog projekta beogradskog metroa nije definisan. Zato je stanje voda, kao i naponska stanja i deformacija u ovom tlu, osnovni problem koji se mora detaljno utvrditi narednim fazama istraživanja.

Tunelska trasa na potezu Brankov most - Sava centar i ispod okretnice na Novom Beogradu, otežana je prisustvom stalnih izdanskih voda u peskovito-prašinstim materijalima refulacionog nasipa i aluvijalnih naslaga. Kako je niveleta tunela u stišljivom vodozasićenom tlu, a površinski iskop moguće tehničko rešenje, neophodna je sanacija oslonca tunela, kao i primena opsežnog crpljenja voda.

2. Vibracije šinskog saobraćaja

Duž trase LM-a koja ide gradskim ulicama, stoje objekti u nizu, na regulacionoj liniji saobraćajnica. Gotovo svi su u direktnoj zoni uticaja vibracija od voza, čiji intezitet je utvrđen saobraćajnom kategorijom voza, brzinom kretanja i raznim amortizerima koji se primenjuju u konstrukciji željeznice.

Analognom geofizičkom analizom utvrđeni su potencijali vibracija saobraćaja vezani za uticaj tla koja ukazuje da su efekti od tla najveći na potezu Trg Republike - Brankov most, kao i Skupština Jugoslavije – Dečanska ulica.

Za značajne objekte na trasi, na nivou izrade generalnog projekta nije izvršena dinamička analiza kojom će se utvrditi odgovor konstrukcije, pretežno zidanih objekata, na potrese izazvane oscilacijama od voza, pravci najvećih deformacija na objektima, stepen deformacija i kategorije oštećenja kroz vreme, što je neophodno u kasnijoj fazi projektovanja, u cilju definisanja metode preventivne zaštite objekata.

3. Ugroženost podzemnih voda, tla i geološkog diverziteta

Rizik ugrožavanja podzemnih voda u beogradskom podzemlju tokom izgradnje i eksploatacije metroa, u celosti je zanemarljiv, s obzirom na količine deponenata koje se od rada mašina i pogona raznih uređaja mogu izlučiti u podzemlje. Veći je problem zaštite od deponenata prilikom izgradnje koji su ipak ograničenog dejstva i koje se mogu preduprediti. S obzirom na tehniku i pogon metroa, ne može se očekivati značajno dejstvo od ovog transportnog sistema.

U cilju sagledavanja *uticaja lakog metroa na okolinu*, izvršena je analiza idejnog rešenja trase sa aspekta zaštite životne sredine u smislu definisanja štetnih posledica i predlaganja mera za sprečavanje i otklanjanje istih. Rezultati analize su pokazali da izgradnja i kasnija eksploatacija metroa na području Koridora neće imati značajnijeg negativnog uticaja na životnu sredinu.

5.1.5 Opis trase Linije 1 lakog metroa

U okviru idejnog projekta Linije 1 beogradskog metroa predloženo je više varijanti trase Linije 1. Opis trase Linije 1, ustvari, predstavlja opis osnovne varijante trase.

Ukupna dužina trase po Osnovnoj varijanti iznosi 12364m. Od toga je na površini 7524m, na mostu 750m, a ostatak je podzemna (tunelska) deonica u dužini od 4090m. Na trasi je ukupno 19 stanica i stajališta i to 2 terminusa (početna i krajnja stanica), 10 stajališta dok su ostalo podzemne stanice.

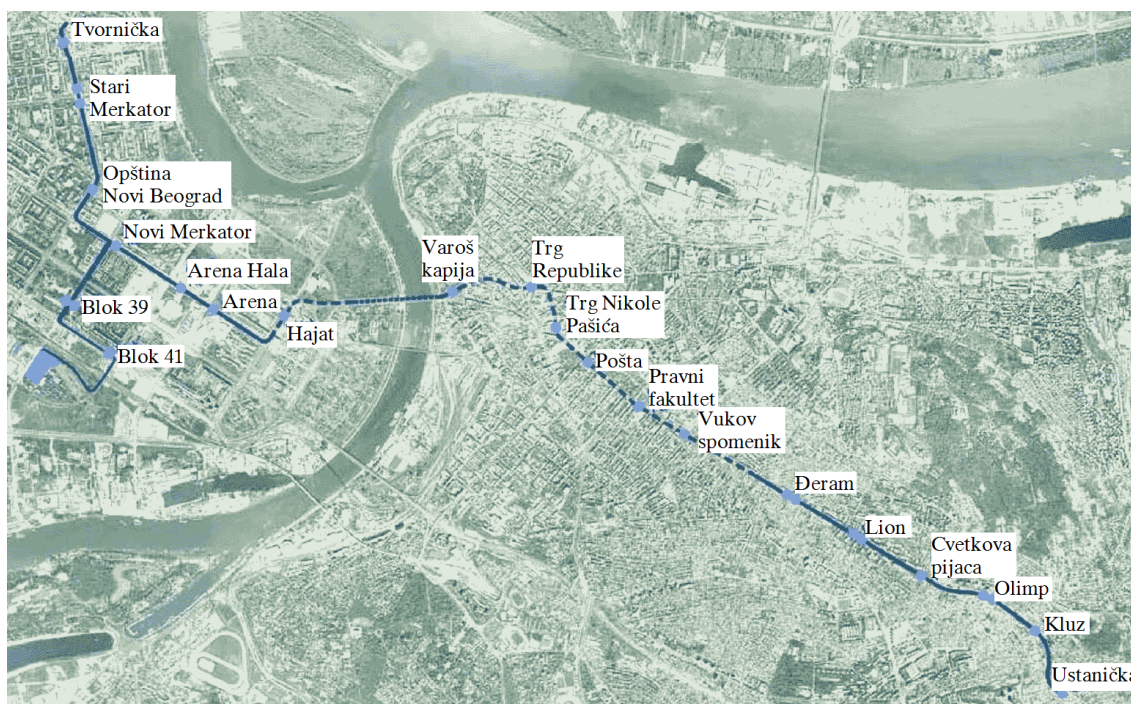
Osnovna varijanta počinje kod tramvajske okretnice u Ustaničkoj ulici, početnom stanicom-terminusom „Ustanička“, koja je površinska.

Trasa zatim prolazi središnjim delom Bulevara kralja Aleksandra. Na samom početku, kako bi se prilagodila morfologiji ulice, trasa često menja zakrivljenost. Na stacionaži km 0+825, po izlasku iz leve krivine radijusa 340m, nalazi se prvo stajalište na liniji, „Kluz“.

Nastavljajući dalje Bulevarom, posle krivine ulevo radijusa 1.500m koju prati još jedna krivina ulevo radijusa 400m, na stacionaži km 1+175, na površini, nalazi se stajalište „Olimp“.

Počev od stajališta „Olimp“ trasa se „smiruje“, zahvaljujući „otvaranju“ ulice Bulevar kralja Aleksandra, što omogućava skretanje udesno sa radijusom 400m i dalje pretežno pravolinijsko vođenje trase do stacionaže km 4+600. Pre toga, na stacionaži km 1+760, nakon ukrštanja Bulevara kralja Aleksandra sa ulicom Vjekoslava Kovača nalazi se površinsko stajalište „Cvetkova pijaca“.

Od ove tačke, pa sve dok laki metro ne dođe do ulaza u podzemnu deonicu, ulica Bulevar kralja Aleksandra je široka, što omogućava prilagođavanje trase lakog metroa postojećim putnim trasama koje karakterišu krivine velikih radijusa i pretežno pravolinijsko vođenje.



Slika 5.1. Trasa Linije 1 beogradskog metroa sa stajalištima

Na ovom delu trase, posle ukrštanja sa Batutovom ulicom, nalaze se na stacionaži km 2+430 površinsko stajalište „Lion“, a u nastavku, na stacionaži km 3+100 stajalište „Deram“.

Na Bulevaru kralja Aleksandra, na stacionaži km 3+445 počinje rampa za silaz u tunel koja je u nagibu od 8% i prolazi bočno u odnosu na postojeću stanicu „Vukov spomenik“, sa kojom je u vezi, na koti dubine od 12.40 metara.

Posle podzemne stanice „Vukov spomenik“ trasa nastavlja podzemno pravolinijski do ukrštanja sa Beogradskom ulicom kod koje krivinom radijusa 300m dolazi u pravac Bulevara i dalje nastavlja pravolinijski. Na stacionaži km 4+600 pre detaljne tačke krivine nalazi se podzemna stanica „Pravni fakultet“, na dubini od 14.70m.

Od stanice „Pravni fakultet“ do stacionaže km 5+500 trasa je u situacionom smislu pravolinijska, a u nivelacionom se nalazi u blagom nagibu. Na stacionaži km 5+175 je podzemna stanica „Pošta“, na dubini od 10.40m.

Na delu trase počev od stacionaže km 5+500 upotrebljen je minimalni radijus u izuzetnim slučajevima od 75m, što čini posebnost na trasi – krivina udesno radijusa 75 metara kako bi se smestila podzemna stanica „Trg Nikole Pašića“ u istoimenoj ulici. Trasa dalje nastavlja pravcem i krivinom ulevo radijusa 500m, sve do Makedonske ulice gde dalje skreće ulevo krivinom radijusa 75m kojim dolazi do stanice „Trg Republike“, na stacionaži km 6+100 na dubini od 13.50 metara.

Po izlasku iz stanice „Trg Republike“ trasa nastavlja krivinom udesno radijusa 300m koju prati zatim druga krivina ulevo radijusa 250m. Trasa je potom pravolinijska sve do stanice „Varoš kapija“ na stacionaži km 6+820 i dubini od 12.80 metara. Podzemna deonica trase se završava na stacionaži km 6+885.

Pre ulaska u stanicu „Varoš kapija“, na stacionaži km 6+669 trasa prolazi ispod zgrade zbog čijeg temelja podužni nagib mora da bude 5% u toj zoni.

Stanica „Varoš kapija“ je sa mostom preko reke Save, povezana krivinom udesno radijusa 90m koja je u nagibu od 3.4% da bi se dostigla visinska kota koju zahteva most.

Kraj mosta, na stacionaži km 7+510, je uslovljen potrebom obezbeđenja slobodnog profila za prolaz postojeće ulice na Starom sajmištu ispod navoza Brankovog mosta na novobeogradskoj strani. Od ove tačke trasa se dalje u nivelacionom smislu spušta na površinu da bi na stacionaži km 7+830 nastavila da se spušta ispod površine kako bi se razrešilo ukrštanje na raskrsnici Bulevara Mihaila Pupina i ulice Milentija Popovića, na stacionaži km 8+175.

Na stacionaži km 8+300 nalazi se podzemna stanica „Hajat“, na dubini od 7.5 metara.

Na kraju stanice izlaznom rampom trasa izlazi na površinu i desnom krivinom radijusa 50m postavlja se na pravac ulice Bulevar AVNOJ-a.

Ovaj bulevar ima dovoljnu širinu za smeštanje lakog metroa i trasa ide središnjim delom ove saobraćajnice. Smeštena su tri stajališta na ovom potezu: „Arena“, na stacionaži km 9+160, „Arena Hala“, na stacionaži km 9+470 (ova stanica će biti u funkciji samo kada ima događanja u sportskom centru) i „Novi Merkator“, na stacionaži km 10+160. Na ovoj tački, na ukrštanju Bulevara AVNOJ-a sa Bulevarom umetnosti, na stacionaži km 10+200, je veza sa tehničkom granom radionice i depoa (postojeći tramvajski depo).

U nastavku trasa nastavlja pravolinijski do ulice Omladinskih brigada gde skreće udesno krivinom radijusa 50m, prolazeći bočnom stranom ulice Omladinskih brigada do stajališta kod zgrade opštine Novi Beograd, na stacionaži km 10+880.

Posle stajališta „Opština“, trasa dolazi do Bulevara Mihajla Pupina, gde se ukrštanje reguliše kružnom raskrsnicom. Trasa prolazi kružnu raskrsnicu skrećući krivinom ulevo radijusa 100 metara i nastavlja sredinom Bulevara Mihajla Pupina.

Na stacionaži km 11+690 nalazi se stajalište „Stari Merkator“, pre ukrštanja sa ulicom Goce Delčeva. Nakon ovog ukrštanja, trasa nastavlja središnjim delom do ukrštanja sa ulicom Džona Kenedija, gde krivinom i kontrakrivinom radijusa 65m trasa se postavlja na bočnu stranu Bulevara Mihajla Pupina dok ne dođe do Tvorničke ulice, druge krajnje stanice - terminusa osnovne varijante, koja se nalazi na površini.

Duga tehnička grana

Početak tehničke grane je na izlaznim vratima iz depoa i radionice. Na samom početku trase nalazi se krivina udesno radijusa 30m, kojom se skreće ka bočnoj strani parcele koja je aktuelni depo GSP-a i zatim ide južnom stranom Bloka 66. Zbog prilagođavanja obliku parcele radijusi su široki do ukrštanja sa ulicom Milutina Milankovića, gde se skreće ulevo i dolazi do bočne strane platforme koja služi isključivo za tramvajski pristup depou.

U nastavku trasa prolazi ispod železničke pruge podvožnjakom. Na kraju ove ulice, na ukrštanju sa Trećim bulevarom, trasa skreće ulevo krivinom radijusa 30m i ide središnjim delom pomenutog bulevara. Dve stotine metara napred, na stacionaži km 1+230 nalazi se prvo stajalište tehničke grane, „Blok 41“.

Posle ovog stajališta trasa ide Trećim bulevarom još 300 metara do ukrštanja sa Bulevarom umetnosti. Na ovoj tački, na stacionaži km 1+540, trasa se račva na dva koloseka, pojedinačno za svaki smer, koji su pozicionirani bočno u Bulevaru umetnosti. Na stacionaži tehničke grane km 1+800 nalazi se njeno drugo stajalište, „Blok 39“.

Trasa zatim nastavlja obostrano bočno duž Bulevara, prelazi autoput preko postojećeg mosta, i nastavlja do kraja trase duge grane pravolinijski, gde se na stacionaži km 10+210 završava spajanjem sa osnovnom varijantom. Ukupna dužina ove tehničke grane je 2400m.

Kratka tehnička grana

Ova grana počinje na izlasku iz depoa i radionica. Na samom početku trasa skreće udesno da bi se povezala sa krajem ulice Dr Agostina Neta. Na ovoj tački gde se ulica završava nasipom postojeće železničke pruge, predviđa se prolaz ispod pruge utiskivanjem konstrukcije. Na ovaj način bi se ostvarila veza sa Bulevarom umetnosti. Na ukrštanju Bulevara umetnosti sa Trećim bulevarom, trasa koja dolazi jednim kolosekom se razdvaja na dva koloseka i prelazi na bočne strane. Odatle pa do spajanja sa glavnom varijantom trasa je ista kao i kod duge tehničke grane. Na ovoj grani postoji samo jedno stajalište na površini, na istom mestu gde se nalazi i stajalište „Blok 39“ prethodno opisane grane. Dužina grane je 1227 metara.

5.1.6 Projektovanje tunela

Tunelske deonice Linije 1 nalaze se na delu trase u starom delu Beograda kao i na delu trase na Novom Beogradu. Ukupna dužina tunelskih deonica iznosi 4311 metara od čega na trasi u starom delu Beograda 3420 metara i na Novom Beogradu 891 metar.

Tunelska deonica Linije 1 u starom delu Beograda počinje od Bulevara kralja Aleksandra u visini ulice Čučuk Stanine, na stacionaži km 3+455, i završava u stanici „Varoš kapija“ neposredno pred novim metro mostom preko reke Save, na stacionaži km 6+875.

Tunelska deonica Linije 1 na Novom Beogradu počinje odmah po spuštanju sa novog metro mosta pre ukrštanja sa ulicom Bulevar Nikole Tesle ulaznom rampom, na stacionaži km 7+677, i završava se izlaznom rampom neposredno pre skretanja u ulicu Bulevar AVNOJ-a, na stacionaži km 8+568.

Na tunelskom delu trase predviđena je izgradnja 7 podzemnih stanica: Vukov spomenik, Pravni fakultet, Glavna pošta, Trg Nikole Pašića, Trg Republike, Varoš kapija i Hajat, jedina stanica na Novom Beogradu. Tunelske konstrukcije sastoje se iz konstrukcija podzemnih stanica i konstrukcija dvokolosečnih tunela između stanica.

Podzemne stanice su dimenzija 100-120m dužine i 17.40m širine položene na dubinama od 11 do 15 metara. Izvođenje konstrukcije stanice vrši se polutvorenim metodom, vodeći pre svega računa o minimalnom zauzeću saobraćajnih površina ulica ispod kojih se stanica nalazi.

Deonice između podzemnih stanica izvodile bi se tunelski i to od Pop Lukine ulice do Vukovog Spomenika, TBM - tunelskim mehanizovanim štitom - "krticom".

TBM tunelski mehanizovani štit - "krtica" bi krenuo od stanice „Varoš kapija“ u kojoj bi se izvršila montaža oko 100 metara dugačke mašinerije za izvođenje dvokolosečne tunelske cevi. Prednost ove metode je da ona uopšte ne bi remetila saobraćaj ispod ulica u kojima se kopa tunel. "Krtica" zahteva da konstrukcija stanica bude završena pre tunela između njih. Demontaža mehanizovanog štita izvršila bi se u stanici „Vukov spomenik“.

Od stanice „Vukov Spomenik“, do izlazne rampe na Bulevaru kralja Aleksandra tuneli bi se izveli poluotvorenom metodom, sa izvođenjem bočnih betonskih dijafragmi i ploče između njih, a zatim nesmetanim tunelskim iskopom slično kao kod podzemnih stanica.

5.1.6.1 Tipovi konstrukcije tunela

S obzirom na trasu Linije 1 i mogućnosti izgradnje definisani su tipovi tunelskih konstrukcija:

TIP I - TBM - CEVNA TUNELSKA KONSTRUKCIJA građena metodom mehanizovanog štita.

TIP II - NATM - KLASIČNA TUNELSKA KONSTRUKCIJA građena klasičnom Novom Austrijskom Tunelskom Metodom.

TIP III - TDP - TUNELSKA KONSTRUKCIJA U POLUOTVORENOM građena pod zaštitom armirano betonskih dijafragmi i plitko ispod uličnog kolovoza položenom armirano betonskom pločom.

TIP IV - TD - TUNELSKA KONSTRUKCIJA U OTVORENOM (ulazno-izlazna rampa) građena pod zaštitom armirano betonskih dijafragmi.

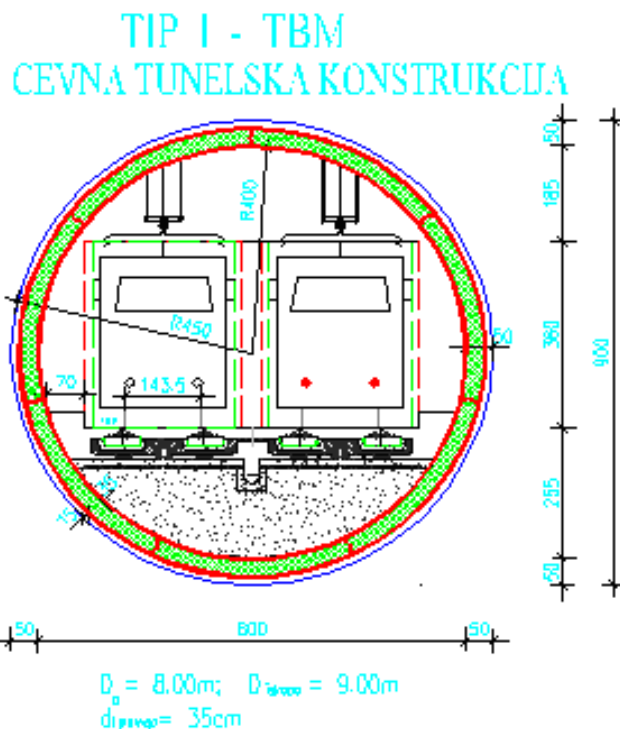
Tipovi izgradnje podzemnih stanica **TIP V** i **TIP VI** u suštini predstavljaju tipove izgradnje tunela **TIP III** i **TIP IV** respektivno.

TIP I: TBM (Tunnel Boring Machine) - CEVNA TUNELSKA KONSTRUKCIJA

Osnovne karakteristike ovog načina građenja je da se težak iskop i izgradnja tunelske obloge sa hidroizolacijom obavlja u potpunosti mehanizovanim načinom. Obzirom na geološke uslove u kojima bi se izvodio tunel koristila bi se mašina za probijanje tunela u mekim stenama - **TBM** (Tunnel Boring Machine).

Predloženo je da se radi jedan tunel za dvokolosečnu prugu lakog šinskog prevoza. Svi ulazni parametri za konstrukciju - gabariti vozila, statički i dinamički profil, prostori servisnih staza i opterećenja usvojeni su po standardima klasičnog metroa. Svetli prečnik tunela iznosi $D=800\text{cm}$. Konstrukcija tunela je sačinjena je od 7 prefabrikovanih montažnih armirano betonskih tjubinga debljine $d=35\text{cm}$, koji čine prstenasti poprečni presek cevaste konstrukcije tunela. Širina prstenova iznosi 150cm. Prstenovi se međusobno povezuju visoko vrednim zavrtnjevima. U okviru svakog prstena nalazi se hidroizolacija kao i gumena zaptivka između prstenova u podužnom smislu čime se postiže apsolutna vodonepropusnost. Prečnik kružnog iskopa iznosi 9 metara a prekop između tunelske konstrukcije i stenske mase, koji u proseku iznosi 15cm, injektira se paralelno sa napredovanjem radova.

Trasa tunela položena je na dubinama od 13 do 23 metara ispod površine terena a minimalni razmak od temena tunela do temelja postojećih zgrada iznosi više od 7 metara što omogućava da se izvođenje tunela vrši sa dovoljnim nadslojem u takozvanoj zelenoj, bezbednoj zoni. Izvođenje se vrši potpuno mehanizovano.



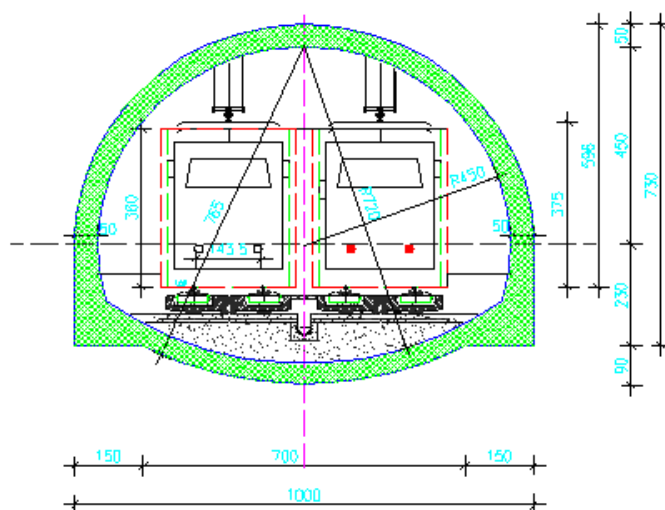
Slika 5.2. TIP I – TBM cevna konstrukcija (EGIS 2012)

Veoma važno mesto u primeni TBM-a, predstavlja lansirna stanica koja se izvodi na mestu početka iskopa u kojoj se vrši sklapanje samog mehanizovanog štita dužine 10 do 15 metara, ali i pratećih uređaja za transport iskopanog materijala, dopremu betonskih tjubinga i aparature za njihovu montažu, opreme za ventilaciju, opreme za injektiranje i upravljačke stanice sa uređajima za navođenje. Lansirna stanica mora biti dužine veće od 100 metara i u njoj se vrši kompletna montaža TBM-a. Lansirna stanica je predviđena na mestu buduće stanice Linije 1, u Pop Lukinoj ulici. Uslov za primenu TBM-a je da radijus horizontalne krivne trase bude veći od 250 metara. Ukoliko je radijus krivine manji mora se koristiti neka druga metoda iskopa. Stanice koje se rade drugim metodama moraju biti građevinski završene tako da se omogući nesmetan prolaz TBM-a kroz njih.

Brzina napredovanja, zavisi kako od geomehaničkih uslova tako i od uvežbanosti posade koja upravlja TBM-om. Očekivana dinamika na trasi za iskusnu posadu može iznositi oko 60 metara mesečno, u početku izvođenja radova, na delu Deonice I (Varoš kapija – Trg Republike), pa do 90-120 metara mesečno na delu Deonice II (Trg Republike – Vukov spomenik).

TIP II: NATM - KLASIČNA TUNELSKA KONSTRUKCIJA

Tunelski profil određen je kao i za TIP I tako da zadovolji gabarite vozila, statički i dinamički profil, da obezbedi prostor za servisne staze i da svojim oblikom optimalno prihvati opterećenja stenske mase. Širina tunelskog iskopa iznosi 10 metara, a visina do oporaca 7.35 metara. Prilikom oblikovanja svetlog tunelskog profila vodilo se računa da on obezbedi nesmetan prolaz TBM-a na kratkim deonicama gde TBM nije moguće primeniti već kroz koje on samo prolazi, kao što je slučaj kod minimalnog radijusa horizontalne krivine trase.

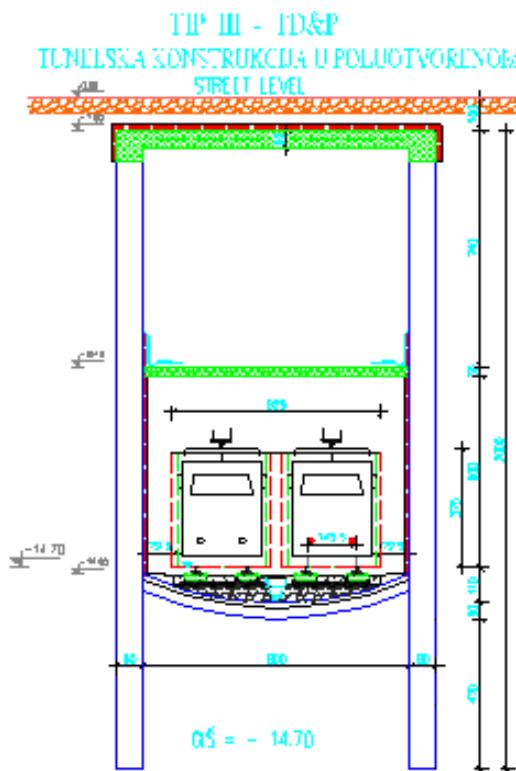


Slika 5.3. TIP II – NATM klasična tunelska konstrukcija (EGIS 2012)

Ova metoda predstavlja alternativu TIP-u I i u svim nepredviđenim slučajevima, kada iz bilo kog razloga dođe do problema u primeni TBM-a ili ukoliko u toku realizacije samog projekta iskrsne potreba za podzemnim ukrštanjima sa novoprojektovanim podzemnim koridorima.

TIP III: TDP - TUNELSKA KONSTRUKCIJA U POLUOTVORENOM

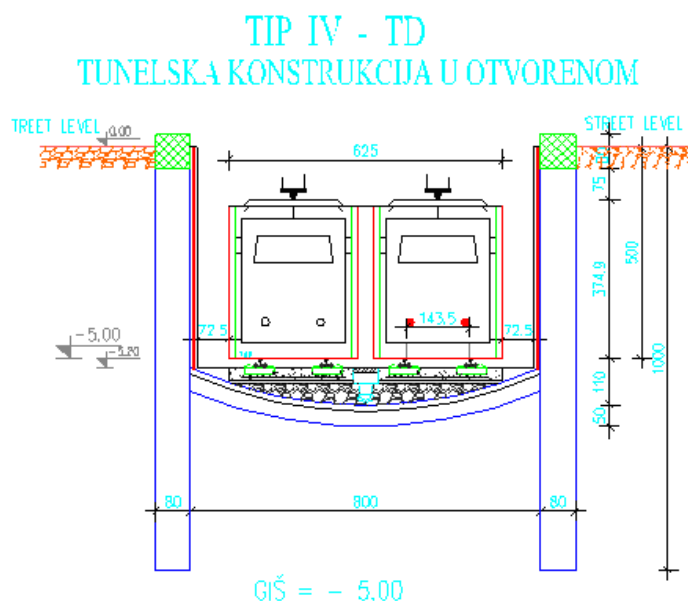
Tunelska konstrukcija sastoji se od vertikalnih zidova armirano betonskih dijafragmi i armirano betonskih ploča koje se postavljaju između dijafragmi. Svetli profil za smeštaj dvokolosečne pruge definisan je kao gabarit širine 625cm i visine 375cm. Po širini postavljene su i dve servisne staze minimalne širine 70 cm. Postavljaju se tri armirano betonske ploče: gornja ploča P1 je položena plitko ispod površine terena na dubini od -1m u odnosu na nivo ulice, ploča P2 smanjuje raspon dijafragmi, postavlja se na maksimalnoj dubini – 9m i uz minimalna ojačanja može da se koristi kao parkiralište za automobile i ploča P3, plitak luk, na koji se postavljaju pragovi i šine.



Slika 5.4. TIP III – TDP tunelska konstrukcija u poluotvorenom (EGIS 2012)

TIP IV : TD - TUNELSKA KONSTRUKCIJA U OTVORENOM

Tunelska konstrukcija TIP IV izvodi se na delu izlazne rampe između stanice „Vukov spomenik“ i izlaznog portala na Bulevaru kralja Aleksandra u nivou Čučuk Stanine ulice. Konstrukcija TIP IV izvedena je iz TIP-a III s tim da nema gornje i međuploče, već samo bočnih zidova-dijafragmi debljine 80cm i maksimalne dužine oko 10m. Pragovi, šine i kolosečni zastor su kao i kod TIP-a III postavljeni na donjem plitkom luku. Dimenzije konstruktivnih elementa iste su kao u TIP-u III kao i tehnologija izvođenja, uz jedinu razliku da se iskop vrši u otvorenom.



Sl. 5.5. TIP IV – TD tunelska konstrukcija u otvorenom (EGIS 2012)

5.1.7 Karakteristike trase i dinamika radova

Tunelska deonica I nalazi se od ulaza u tunel na Bulevaru kralja Aleksandra u visini Čučuk Stanine ulice do podzemne stanice „Vukov spomenik“. Konstrukcije tunela se izvode kao **TIP IV** (dijafragme bez gornje ploče) u dužini od oko 280m i **TIP III** (dijafragme sa 3 ploče) na delu početak tunela - stanica „Vukov spomenik“ u dužini od oko 375m.

Na **tunelskoj deonici II** konstrukcije tunela se izvode kao TIP I TBM na delu između stanica „Vukov spomenik“ i stanice „Varoš kapija“. Smer napredovanja radova ide suprotno stacionaži od stanice „Varoš kapija“ u kojoj se vrši montaža TBM-a. Ukupna dužina ovih deonica TIP I iznosi oko 2115m. Na Deonici II moguće je upotreba i TIP-a III odnosno TIP-a VIII Specijalne Konstrukcije kod ukrštanja sa podzemnim pešačkim prolazom u Nušićevoj ulici. Na delu kada trasa iz Ulice Makedonske ulazi na Trg Republike radijus krivine od 100 m ne dozvoljava izradu tunela TBM mašinom, čiji je radni radijus 250 metara, već samo njen prolaz kroz izvedenu konstrukciju. Na tom delu tunel se izvodi po TIP-u III (dijafragme i ploča). Montaža tunelske mašine izvršiće se u stanici „Varoš kapija“, a demontaža u stanici „Vukov spomenik“. Uslov za izvođenje tunela ovom metodom je da konstrukcija podzemnih stanica bude završena pre nego što do nje stigne TBM, kao i da omogućiti njen nesmetan prolaz.

Tunelska deonica III nalazi se na Novom Beogradu i počinje odmah po spuštanju sa novog metro mosta pre ukrštanja sa ulicom Bulevar Nikole Tesle ulaznom rampom (stacionaža km 7+677) i portalom neposredno pre raskrsnice sa Bulevarom Mihajla Pupina (stacionaža km 7+820), idu ulicom Milentija Popovića, prolaze kod podzemnu stanicu „Hayatt“ (stacionaža km 8+300), jedinu na Novom Beogradu i zatim izlaznom rampom neposredno pre skretanja u ulicu Bulevar AVNOJ-a, (stacionaža km 8+568), ponovo izlazi na površinu. Ukupna dužina tunelske deonice na Novom Beogradu iznosi oko 891m. S obzirom na prisustvo podzemnih voda trasa je plitko položena i predviđeno je izvođenje tipova III i V iz starog dela grada.

5.1.7.1 Dinamika izvođenja radova

Moguća dinamika izvođenja radova prikazana je u Prilogu br.1. Ukupno vreme izvođenja građevinskih radova u starom delu grada procenjuje se na 30 meseci. Radovi na izvođenju tunela i podzemne stanice „Hayatt“ na Novom Beogradu izvodili bi se paralelno. Pretpostavlja se da bi se uklopili u gore pomenuti rok.

Na crtežu su u različitim bojama prikazani karakteristični poprečni presecci, tipovi konstrukcije tunela i podzemnih stanica. U osnovi se istim bojama prikazuju deonice koje odgovaraju primenjenim tipovima konstrukcija. Tako se vidi da se sve podzemne stanice, obeležene plavom bojom izvođe kao TIP V, izuzev stanice u pop Lukinoj ulici - TIP VI. Tuneli obeleženi crvenom bojom izvođe se mehanizovanim štitom TBM - TIP I, osim manjih delova između Trga Republike i Trga Nikole Pašića. Izlazna rampa od stanice „Vukov spomenik“ do izlaza trase na površinu, na Bulevaru kralja Aleksandra, obeležena je svetlo plavom odnosno zelenom bojom, izvodi se kao TIP III i TIP IV.

Izvođenje radova vrši se suprotno rastu stacionaže od stanice „Varoš kapija“, obeležene brojem 6, do stanice „Vukov spomenik“ obeležene brojem 1. Prvo se kreće sa izvođenjem podzemnih stanica suprotno njihovim rednim brojevima. Faze izvođenja radova obeležene su rimskim brojevima u boji i to faze izvođenja podzemnih stanica parnim, a tunela počev od broja III neparnim rimskim brojevima. Rimskim brojem I obeležena je izrada stanice Varoš kapija, koja je istovremeno i prostor za montažu TBM-a. Izlazna rampa XII radi se paralelno sa fazama IX i XI.

Vreme otpočinjanja izrade konstrukcije stanica, kao i vreme za njihovo izvođenje prikazano je u gornjoj liniji datuma dinamike. S obzirom na opisani način izvođenja podzemnih stanica, moguće je vršiti paralelizaciju radova, pa pristupiti na primer izradi dijafragmi naredne stanice, dok se na prethodnoj rade ploče ili vrši unutrašnji iskop. Konstrukcija stanica moraju biti završene pre nego u njih dođe TBM. Na donjoj liniji prikazana su moguća vremena izrade tunela mehanizovanim štitom. Dinamika napredovanja radova, predviđena u početku korišćenja TBM-a iznosi oko 70-75m/mesečno, a zatim postepeno raste, kako se uprošćavaju eventualne prepreke na trasi i raste obučenost posade TBM-a. Na krajnjoj deonici „Pravni fakultet“-„Vukov spomenik“ predviđeno je napredovanje od oko 150m/mesečno. Ukupno potrebno vreme izvođenja svih tunelskih deonica i konstrukcije stanica procenjuje se na 30 meseci i završava se pristizanjem TBM-a u stanicu „Vukov spomenik“, gde će biti demontiran i prenesen na drugo gradilište.

5.2 DIZAJN NADZEMNE MREŽE ZA TUNELSKI DEO LINIJE 1 BEOGRADSKOG METROA

Predložena nadzemna mreža se sastoji iz odabranih tačaka prostorne referentne mreže Republike Srbije i tačaka portalne mreže. Tačke referentne mreže ravnomerno prekrivaju područje države, sa međusobnim rastojanjem od oko 10 km. Stabilizovane su trajnim belegama i nalaze se na lako pristupačnom i stabilnom terenu. Predloženu nadzemnu mrežu čine sledeće tačke: 10, 43, 96, 174, 636, 639, 669, 704, 45552, 45767 i 45966. Tačke ove mreže su birane tako da budu ravnomerno raspoređene, odnosno tako da čine prostornu mrežu pravilnih trouglova oko projektovane trase tunela. Iako su koordinate navedenih tačaka već određene u državnom koordinatnom sistemu, potrebno je ponovo izvršiti merenja u okviru nadzemne mreže za potrebe realizacije lokalnog koordinatnog sistema gradilišta. S obzirom da su predviđena merenja GPS tehnologijom, predložen dizajn mreže je neophodan kako bi se izbegla nehomogenost nadzemne mreže i kako bi koordinate – posebno tačaka portalnih mreža, bile optimalne za terestrička merenja.

Koordinate tačaka referentne mreže u državnom koordinatnom sistemu su prikazane u Tabeli 5.2.

Tabela 5.2. Koordinate tačaka referentne mreže

Oznaka tačke	KOORDINATE	
	Y[m]	X[m]
10	7461245.24	4961237.47
43	7459077.28	4962462.24
96	7459390.10	4960202.23
174	7461657.26	4962584.19
636	7458140.43	4964675.96
639	7460156.92	4963547.45
669	7456879.95	4961762.57
704	7456592.84	4964725.36
45552	7454590.39	4964687.74
45767	7454432.63	4963315.88
45966	7455685.19	4962420.97

S obzirom da će se iskopavanje tunela u starom delu Beograda vršiti kombinovanjem različitih tehnologija, tačka proboja neće biti na sredini tunela, već će biti pomerena na početak stanice „Vukov spomenik“, na stacionaži km 4+220. Iskop tunela će se vršiti sa dva portala: „Čučuk Stanina“ i „Varoš Kapija“, pa je neophodno razviti dve portalne mreže.

Prva portalna mreža bi se nalazila u Bulevaru kralja Aleksandra, u visini Čučuk Stanine ulice. Od ovog portala bi se započelo iskopavanje tunela TIP III i TIP IV tehnologijom. Činile bi je sledeće tačke: PN10, PN11, PN12, PN13 i PN14.

Druga portalna mreža bi bila uspostavljena na obali reke Save, u visini Fruškogorske ulice, gde je planirana izgradnja podzemne stanice „Varoš kapija“. Od ovog portala iskop tunela bi se vršio TBM-om. Činile bi je tačke: PN1, PN2, PN3, PN6 i PN9.

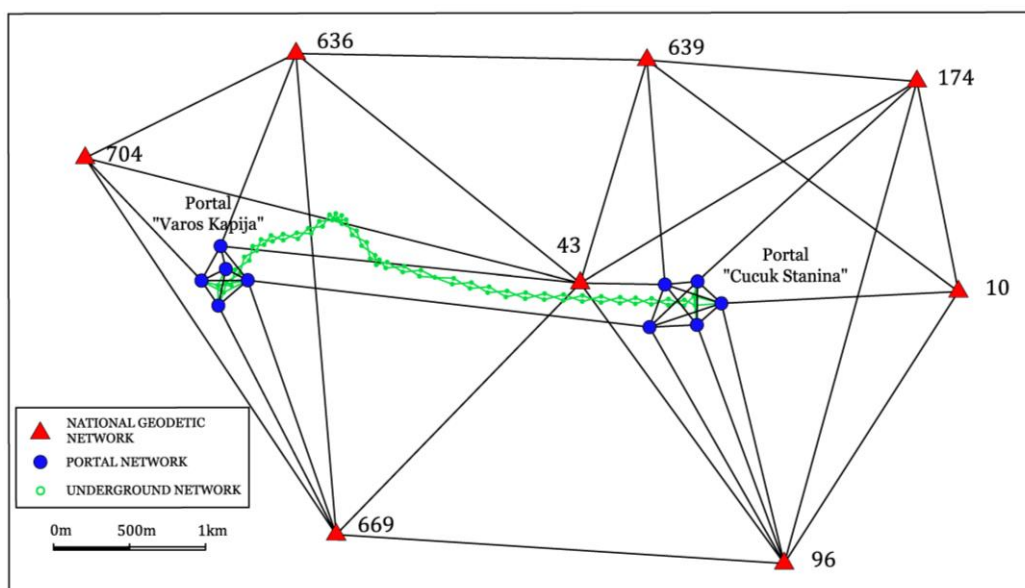
Za potrebe prethodne ocene tačnosti određene su približne koordinate tačaka obe portalne mreže i prikazane u Tabeli 5.3.

Obe portalne mreže bi se oslanjale na državnu referentnu mrežu i služile bi za povezivanje nadzemne i podzemne mreže tunela. Svaka portalna mreža bi se sastojala od pet geodetskih tačaka. Neophodno je da se tačke u okviru jedne portalne mreže dogledaju, kako bi bilo moguće realizovati terestrička merenja.

Tabela 5.3. Približne koordinate tačaka portalne mreže

Oznaka tačke	KOORDINATE	
	Y[m]	X[m]
PN1	7456887.06	4963653.77
PN2	7457063.93	4963645.00
PN3	7456907.46	4963457.00
PN6	7457104.46	4963793.78
PN9	7457156.68	4963512.17
PN10	7459564.45	4962190.86
PN11	7459763.16	4962107.01
PN12	7459833.53	4961906.28
PN13	7459624.63	4961857.26
PN14	7459342.62	4961991.46

Sve tačke portalne mreže bi trebalo stabilizovati na čvrstom tlu, betonskim stubovima, sa centralnim zavrtanjem za prisilno centrisanje na vrhu stuba. Koordinate bar tri tačke ove mreže bi trebalo odrediti GPS tehnologijom.



Slika 5.6. Šematski prikaz podzemne mreže i dela nadzemne mreže

5.3 PRETHODNA OCENA TAČNOSTI LOKALNE GEODETSKE MREŽE ZA TUNELSKI DEO TRASE U STAROM DELU BEOGRADA-SIMULACIONI PROCES

Podzemna mreža se razvija za potrebe navođenja TBM mašine i obeležavanja ose tunela. Njenom konfiguracijom mora da se obezbedi projektovana tačnost proboja tunela i uzmu u obzir i drugi aspekti geodetskih radova kao što su: povezivanje nadzemne i podzemne mreže, tačnost određivanja početnog direkcionog ugla, smanjenje uticaja bočne refrakcije, primena žiroskopskih merenja u cilju smanjenja greške proboja tunela.

U cilju dobijanja optimalne konfiguracije mreže, kojom će biti postignuta projektovana tačnost proboja tunela, više puta je izvršena simulacija podzemne mreže sa različitim planovima merenja uglova i dužina. U ovom poglavlju će biti prikazani planovi merenja i analiza dobijenih rezultata, zaključno sa usvojenim planom merenja koji obezbeđuje traženu tačnost proboja tunela.

5.3.1 Tačnost proboja tunela

U starom delu grada tunel počinje od Bulevara Kralja Aleksandra u visini ulice Čučuk Stanine, na stacionaži km 3+455, i završava u stanici „Varoš kapija“ na stacionaži km 6+875. Na osnovu stacionaža zaključuje se da je tunel dugačak 3420m.

Prema formuli za dozvoljeno poprečno odstupanje proboja tunela, za tunel dužine $L=3420\text{m}$ dozvoljeno poprečno odstupanje iznosi:

$$\Delta = \pm 60\text{mm} \sqrt{L_{\text{km}}} = 111\text{mm}.$$

U praktičnim primenama projektovana tačnost poprečnog proboja tunela za verovatnoću 95% iznosi:

$$\sigma_{PTP} = \frac{\Delta}{3} = 3.7\text{cm},$$

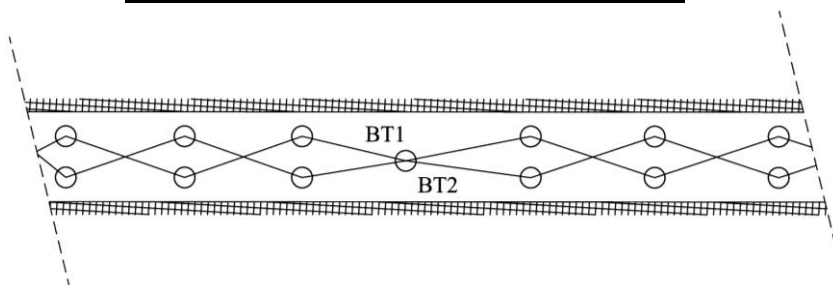
što znači da poprečna greška proboja tunela ne sme biti veća od 3.7cm.

5.3.2 Prethodna ocena tačnosti – nulti plan opažanja

Nultim planom opažanja je predviđeno da se podzemna mreža sastoji iz dva slepa poligonska vlaka povezana dijagonalnim i poprečnim vezama, koje čini ukupno 68 tačaka, sa oznakama od P1 do P68. Prosečna dužina poligonske strane iznosi od 70 do 120 metara, dok se rastojanje između tačaka u vlaku u horizontalnim i vertikalnim krivinama smanjuje i do 40 metara. Neujednačena dužina poligonskih strana i veliki broj tačaka u kratkom tunelu je uslovljen oblikom i niveletom projektovane trase, kao i širinom iskopa. Slepí poligonski vlakovi se završavaju u tački proboja BT, koja je projektovana na stacionaži km 4+220. Tačka proboja BT je u prethodnoj analizi predstavljena kao dve tačke BT1 i BT2, sa vrlo malom razlikom u koordinatama. Za potrebe prethodne ocene tačnosti određene su približne koordinate ovih tačaka i prikazane u Tabeli 5.4.

Tabela 5.4. Približne koordinate tačke proboja tunela

Oznaka tačke	KOORDINATE	
	Y[m]	X[m]
BT1	7459024.68	4962396.12
BT2	7459024.681	4962396.12



Slika 5.7. Skica podzemne mreže sa tačkom proboja – nulti plan opažanja

Donosilac odluke počinje sa prethodnom ocenom tačnosti tako što za usvojeni dizajn mreže bira broj i vrstu merenja, tj. koji će se pravci opažati i koje će se dužine meriti, što predstavlja nulti plan opažanja.

U okviru nultog plana opažanja pretpostavljena tačnost merenih veličina je $m_a=1.0''$ za merene pravce na stanici i $m_s=1+1\text{ppm}$ za merene dužine. Pretpostavljena tačnost centrisanja instrumenta i signala je $m_{ci}=m_{cs}=1\text{mm}$.

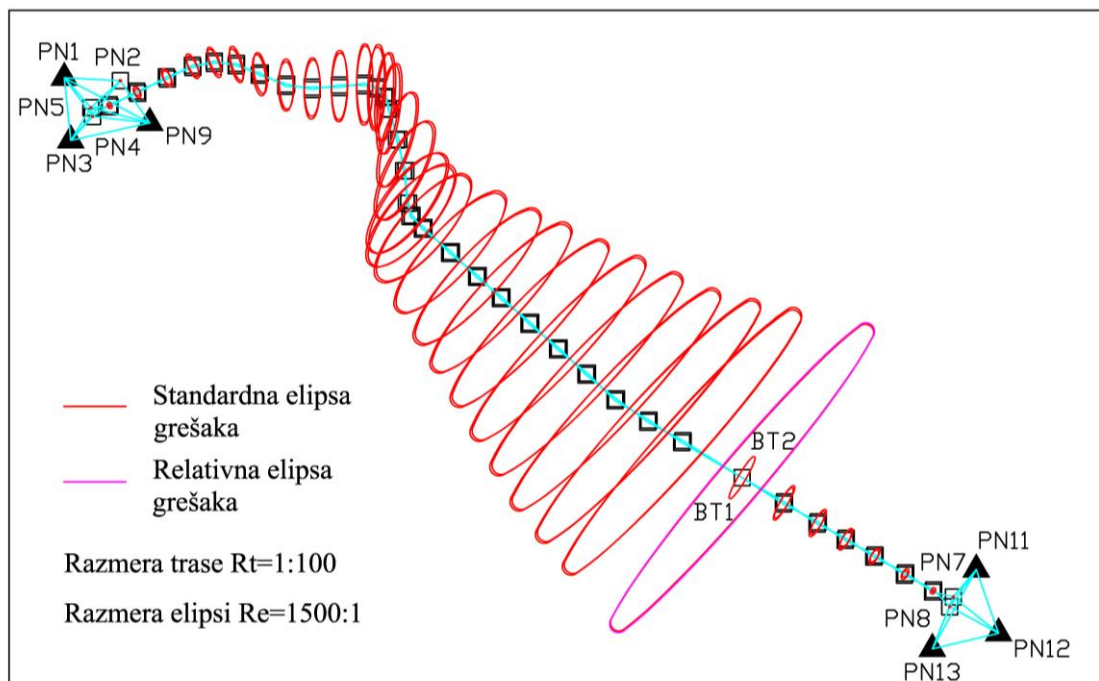
Osnovni podaci podzemne mreže tunela za nulti plan opažanja su:

- ukupan broj tačaka obuhvaćenih planom opažanja: 81
- merene veličine: pravci i dužine
- broj merenih pravaca: 188
- broj merenih dužina: 96

Opažanja su planirana na susedne, dijagonalne tačke u vracima (Slika 5.7.).

Obrada podataka je izvršena u softveru MicroSurvey STAR*NET-PRO V7. Ovaj softver nema mogućnost singularnog izravnjanja, tj. izravnjanja slobodne mreže. Za potrebe prethodne analize portalna i podzemna mreža su posmatrane kao celina, bez učešća tačaka nadzemne mreže u izravnjanju. Definisan je konvencionalni datum, tj. za apsolutno tačne koordinate usvojene su približne koordinate 6 tačaka: PN11, PN13, PN9, PN3 i PN12. Tačke PN11, PN12 i PN13 čine trougao i pripadaju mreži kod portala „Čučuk Stanina“, a tačke PN1, PN3 i PN9 pripadaju mreži kod portala „Varoš kapija“.

Na Slici 5.8. prikazane su standardne elipse grešaka tačaka podzemne mreže dobijene iz prethodne analize.



Slika 5.8. Standardne elipse grešaka – nulti plan opažanja

Analizirajući elipse grešaka dolazi se do zaključka da se greška, upravna na pravac tunela, dramatično uvećava ka tački proboja. To može da se vidi i iz grafika 5.1 na kome su prikazane mala i velika osa elipsi grešaka za svaku tačku vlaka posebno.



Grafik 5.1 Raspored grešaka od portalâ ka tački proboja – nulti plan opažanja

Kao rezultat prethodne analize dobijena je relativna elipsa grešaka, prikazana u Tabeli 5.5., na osnovu koje je izračunata greška poprečnog proboja tunela s_Q prema formuli (4.13). Smer ose tunela t je određen direkcionim uglom ose na mestu proboja i iznosi $131^{\circ} 37' 44''$.

Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za nulti plan opažanja prikazana je u Prilogu br. 2.

Tabela 5.5. Elementi relativne elipse grešaka i greška proboja - nulti plan

Od - do	A[cm]	B[cm]	$\angle$	s_Q [cm]
BT1 – BT2	43.9	4.7	$40^{\circ} 18'$	43.9

Na osnovu analize rezultata koji su dobijeni prethodnom ocenom tačnosti podzemne mreže za nulti plan opažanja, je zaključeno da nije zadovoljen postavljeni kriterijum po kome je projektovana tačnost proboja tunela manja od 3.7 cm . Zbog toga se ovaj plan opažanja ne može prihvatiti kao konačan već se mora pristupiti njegovoj korekciji, tj. potrebno je pretpostaviti novi plan opažanja.

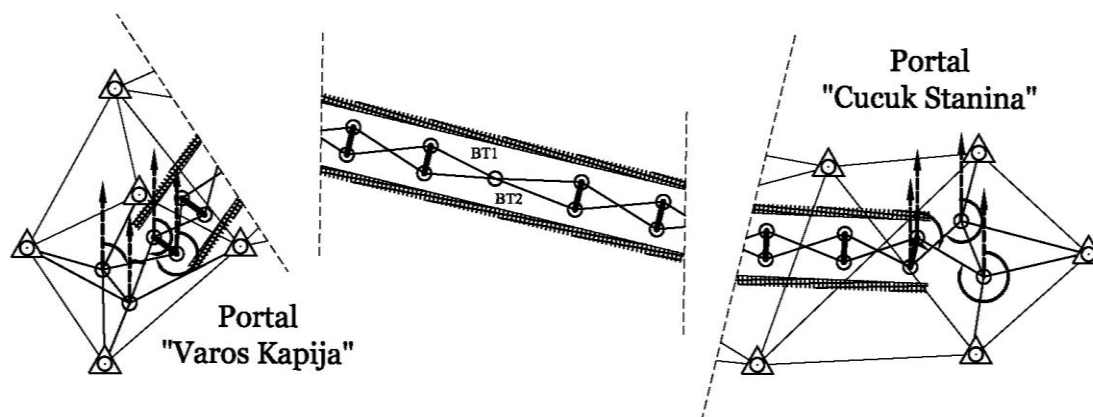
5.3.3 Prethodna ocena tačnosti – prvi plan opažanja

U okviru prvog plana opažanja plan merenja iz nultog plana je proširen dodatnim, poprečnim merenjima pravaca i dužina. Pored toga, planirano je 8 žiroskopskih merenja, i to po 4 na priključnim tačkama obe portalne mreže (Slika 5.9.). Da bi se poništio uticaj lateralne refrakcije, planirana žiroskopska merenja treba izvršiti kao recipročna merenja, tj. merenja azimuta sa obe tačke iste poligonske strane (Korittke 1990). Pretpostavljena tačnost merenih veličina je $m_{\alpha}=1.0''$ za opažane pravce na stanicama, $m_B=3.2''$ za azimute i $m_s=1+1\text{ppm}$ za merene dužine. Pretpostavljena tačnost centrisanja instrumenta i signala je ista kao u prethodnom planu opažanja.

Osnovni podaci podzemne mreže tunela za prvi plan opažanja su:

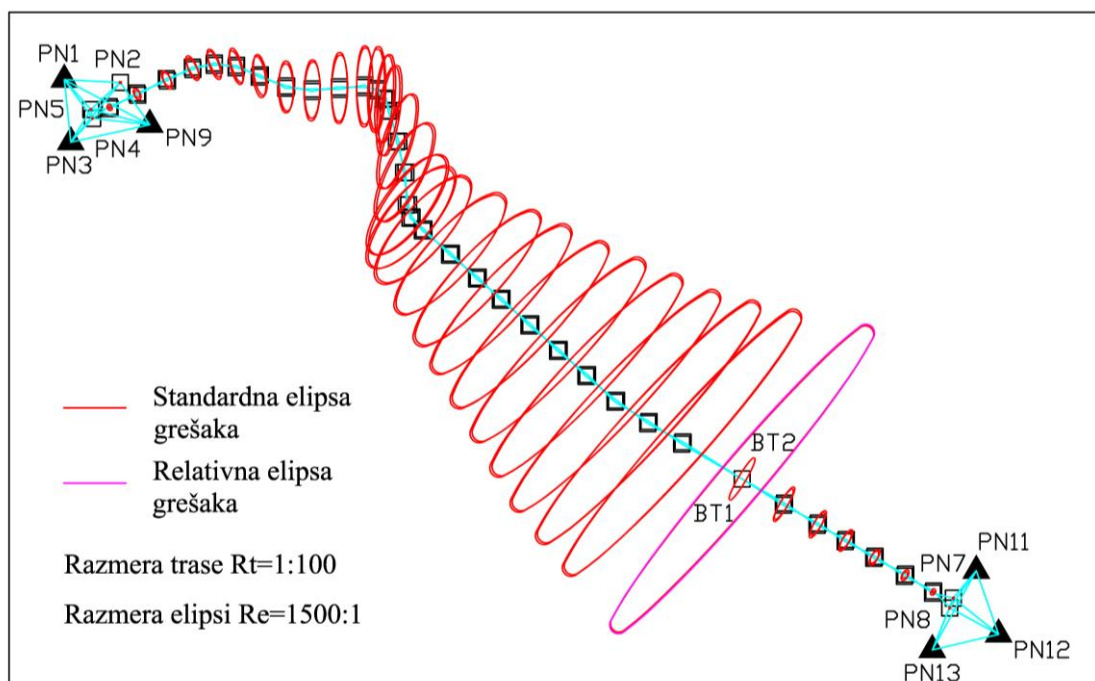
- ukupan broj tačaka obuhvaćenih planom opažanja: 81
- merene veličine: pravci, azimuti i dužine

- broj merenih pravaca: 256
- broj merenih azimuta: 8
- broj merenih dužina: 130



Slika 5.9. Skica podzemne mreže sa tačkom proboja – prvi plan opažanja

Iz rezultata prethodne analize vidi se da nije došlo do značajnih poboljšanja, iako su poluose elipsi grešaka nešto manje u odnosu na nulti plan opažanja. Raspored elipsi grešaka prikazan je na Slici 5.10. i grafiku 5.2.



Slika 5.10. Standardne elipse grešaka – prvi plan opažanja



Grafik 5.2. Raspored grešaka od portalâ ka tački proboja – prvi plan opažanja

Prethodnom ocenom tačnosti za prvi plan opažanja dobijeni su sledeći parametri relativne elipse grešaka i greška poprečnog proboja:

Tabela 5.6. Elementi relativne elipse grešaka i greška proboja – prvi plan

Od - do	A[cm]	B[cm]	$\angle$	s_Q [cm]
BT1 – BT2	34.8	3.6	40° 34'	34.8

Na osnovu analize rezultata koji su dobijeni prethodnom ocenom tačnosti podzemne mreže za prvi plan opažanja, zaključeno je da nije došlo ni do kakvih značajnih promena u rezultatima prethodne analize. Kako je greška proboja još uvek veća od 3.7cm neophodno je pretpostaviti novi plan opažanja.

Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za prvi plan opažanja prikazana je u Prilogu br. 3.

5.3.4 Prethodna ocena tačnosti – drugi plan opažanja

U okviru drugog plana opažanja plan merenja iz prvog plana je proširen merenjima dijagonalnih pravaca i dužina ka svakoj drugoj tački oba vlaka pre i posle svake horizontalne i vertikalne krivine (Slika 5.11.). Pored 8 recipročnih žiroskopskih merenja na priključnim tačkama portalnih mreža dodato je još 8 recipročnih žiroskopskih merenja na delu trase od portala „Varoš Kapija“ do tačke proboja, i to:

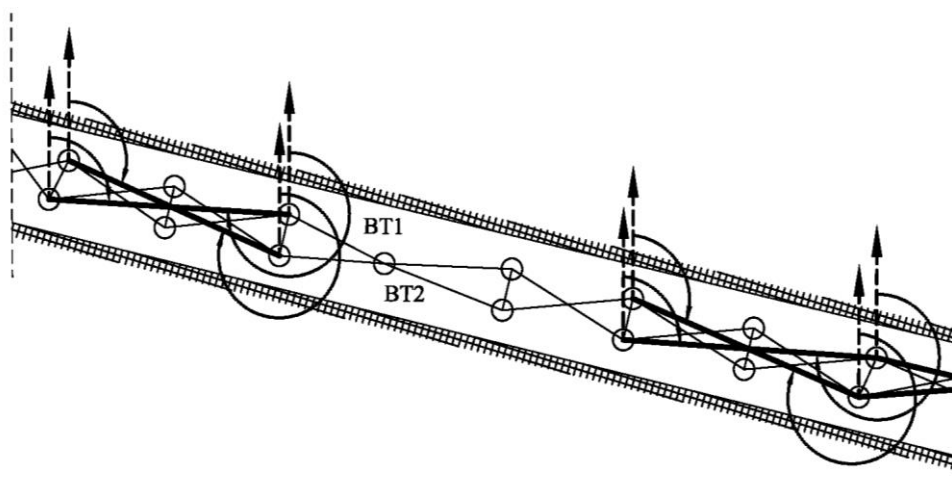
- 4 merenja sa tačaka na istom profilu ispred stanice „Trg Republike“, od stacionaže km 6+270 do stacionaže km 6+440 i
- 4 merenja kod zgrade Narodne skupštine od stacionaže km 5+270 do stacionaže km 5+500.

Izbor tačaka sa kojih će se vršiti planirana žiroskopska merenja izvršen je tako da se dobije relativno ravnomeran raspored ovih merenja duž projektovane trase. Po istom principu planirana su 4 recipročna žiroskopska merenja na sredini dela trase od portala „Čučuk Stanina“ do tačke proboja.

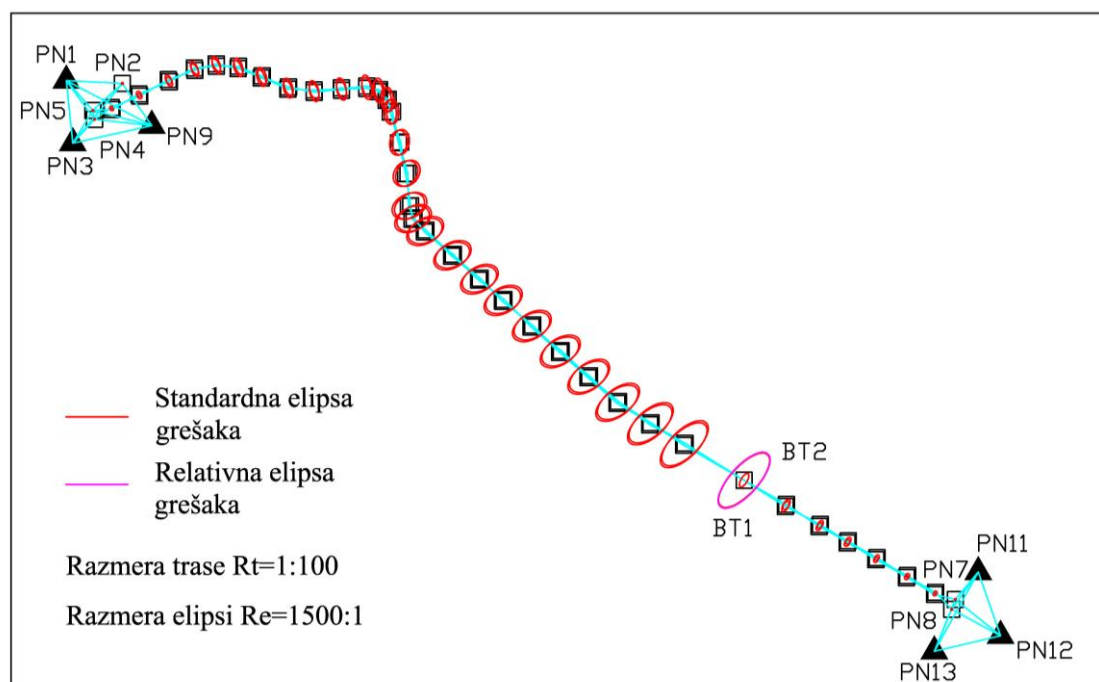
Pretpostavljena tačnost merenih veličina, kao i tačnost centrisanja instrumenta i signala ostaje nepromenjena u odnosu na prethodni plan opažanja.

Osnovni podaci podzemne mreže tunela za drugi plan opažanja su:

- ukupan broj tačaka obuhvaćenih planom opažanja: 81
- merene veličine: pravci, azimuti i dužine
- broj merenih pravaca: 288
- broj merenih azimuta: 20
- broj merenih dužina: 144



Slika 5.11. Skica podzemne mreže sa tačkom proboja – drugi plan opažanja



Slika 5.12. Standardne elipse grešaka – drugi plan opažanja



Grafik 5.3. Raspored grešaka od portalâ ka tački proboja – drugi plan opažanja

Sa Slike 5.12. i Grafika 5.3. može se zaključiti da je nakon uvođenja dodatnih žiroskopskih merenja došlo do značajnog poboljšanja u veličini i obliku standardnih elipsi grešaka. Poluose elipsi su se značajno umanjile, a elipse više teže krugu nego u prethodnom planu opažanja.

Prethodnom ocenom tačnosti za drugi plan opažanja dobijeni su sledeći parametri relativne elipse grešaka i greška poprečnog proboja:

Tabela 5.7. Elementi relativne elipse grešaka i greška proboja – drugi plan

Od - do	A[cm]	B[cm]	$\angle$	s_Q [cm]
BT1 – BT2	7.5	3.0	42° 03'	7.5

Iz Tabele 5.7. se vidi da je greška proboja značajno smanjena u odnosu na prvi plan opažanja, ali s obzirom da je još uvek veća od zadatog kriterijuma, neophodno je pretpostaviti novi plan opažanja.

Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za drugi plan opažanja prikazana je u Prilogu br. 4.

5.3.5 Prethodna ocena tačnosti – treći plan opažanja

U okviru trećeg plana opažanja plan merenja iz drugog plana je proširen dodatnim žiroskopskim merenjima. Pored postojećih 20 žiroskopskih merenja iz prethodnog plana dodato je još 8 recipročnih žiroskopskih merenja i to:

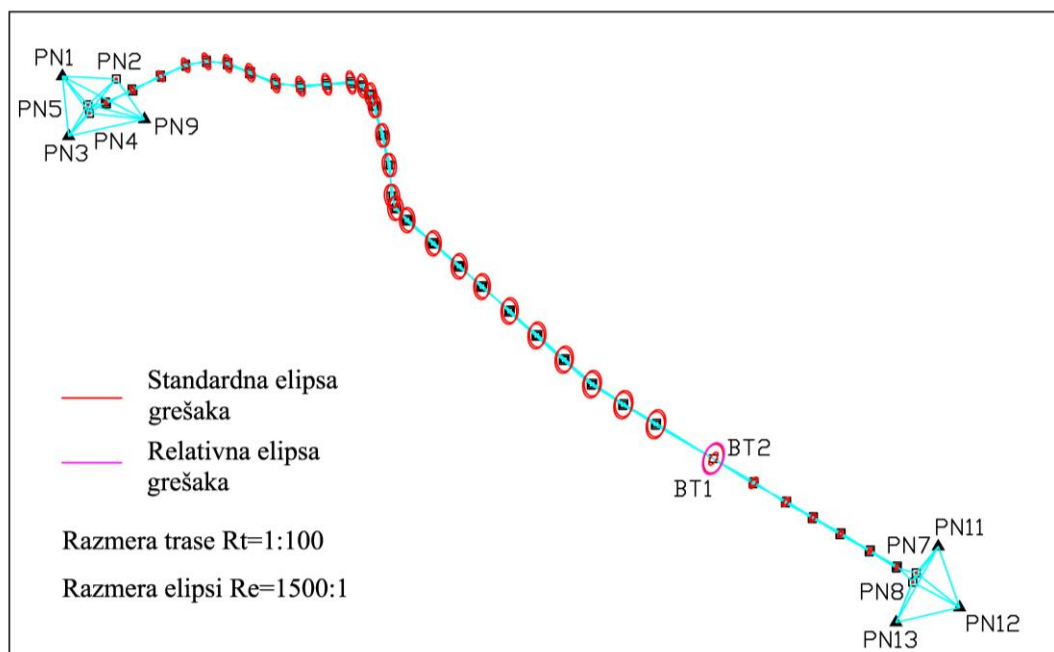
- na delu trase od portala „Varoš Kapija“ do tačke proboja planirano je 8 dodatnih žiroskopskih merenja. Merenja azimuta na ovom delu trase su predviđena na tačkama koje se nalaze neposredno nakon svake horizontalne krivine kao i ispred same tačke proboja tunela. Time je dobijen ravnomerniji raspored žiroskopskih merenja na međusobnom rastojanju od 400m do 500m.

- na delu trase od portala „Čučuk Stanina“ do tačke proboja broj i položaj žiroskopskih merenja ostaje isti. Ovako mali broj žiroskopskih merenja dozvoljava pretežno pravolinijski oblik ovog dela trase sa samo jednom vertikalnom krivinom i kratkim rastojanjem od portala do tačke proboja u iznosu od samo 760m.

Pretpostavljena tačnost merenih veličina, kao i centrisanja instrumenta i signala ostaje nepromenjena u odnosu na prethodni plan opažanja.

Osnovni podaci podzemne mreže tunela za treći plan opažanja su:

- ukupan broj tačaka obuhvaćenih planom opažanja: 81
- merene veličine: pravci, azimuti i dužine
- broj merenih pravaca: 288
- broj merenih azimuta: 28
- broj merenih dužina: 144



Slika 5.13. Standardne elipse grešaka – treći plan opažanja



Grafik 5.4. Raspored grešaka od portalâ ka tački proboja – treći plan opažanja

Prethodnom ocenom tačnosti za treći plan opažanja dobijeni su sledeći parametri relativne elipse grešaka i greška poprečnog proboja:

Tabela 5.8. Elementi relativne elipse grešaka i greška proboja – treći plan

Od - do	A[cm]	B[cm]	$\therefore$	s_Q [cm]
BT1 – BT2	3.6	2.2	20° 10'	3.5

Analiziranjem dobijenih rezultata, dolazi se do zaključka da je trećim planom opažanja postignuta greška proboja manja od 3.7cm, pa se na onovu toga ovaj plan usvaja za definitivni plan opažanja.

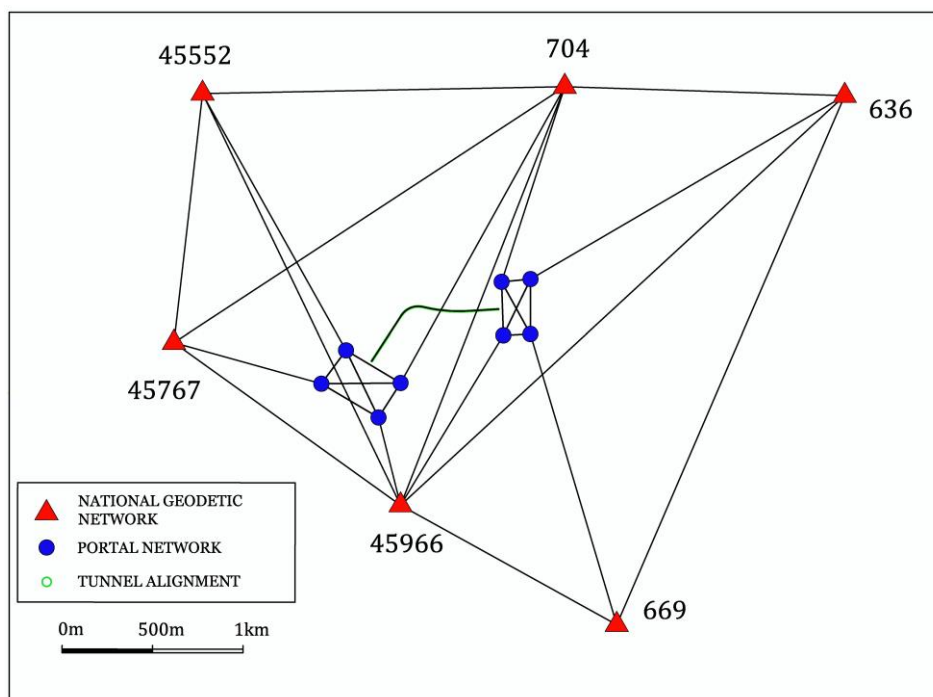
Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za treći, usvojeni plan opažanja prikazana je u Prilogu br. 5.

5.4 PRETHODNA OCENA TAČNOSTI LOKALNE GEODETSKE MREŽE ZA TUNELSKI DEO TRASE LINIJE 1 NA NOVOM BEOGRADU-SIMULACIONI PROCES

Generalnim projektom Linije 1 beogradskog metroa planirana je izgradnja tunela i na Novom Beogradu sa početkom na stacionaži km 7+677 i završetkom na stacionaži km 8+568. Za potrebe izgradnje ovog tunela potrebno je razviti dve portalne mreže, koje će se nalaziti na početku i na kraju projektovanog tunela. Portalne mreže će se oslanjati na iste tačke referentne mreže, kao i portalne mreže u starom delu Beograda. Skica portalnih mreža sa delom referentne mreže prikazana je na Slici 5.14.

Prva portalna mreža bi se nalazila u Bulevaru Mihajla Pupina, pre raskrsnice sa Bulevarom Nikola Tesla. Činile bi je tačke: PN20, PN21, PN22 i PN23, raspoređene u geodetski četvorougao. Rastojanje između susednih tačaka se kreće od 75m do 100m.

Druga portalna mreža bi bila uspostavljena neposredno nakon raskrsnice Ulice Milentija Popovića i Bulevara Arsenija Čarnojevića. Činile bi je tačke geodetskog četvorougla: PN15, PN16, PN17 i PN18. Rastojanja između susednih tačaka mreže su ujednačena i kreću se od 115m do 120m.



Slika 5.14. Šematski prikaz dela nadzemne mreže i portalnih mreža

Raspored tačaka u okviru svake portalne mreže je planiran tako da se obezbedi dogledanje između tačaka za potrebe realizacije terestričkih merenja.

Za potrebe prethodne ocene tačnosti određene su približne koordinate tačaka obe portalne mreže i prikazane u Tabeli 5.9.

Tabela 5.9. Približne koordinate tačaka portalne mreže

Oznaka tačke	KOORDINATE	
	Y[m]	X[m]
PN20	7456246.84	4963552.47
PN21	7456326.81	4963560.08
PN22	7456324.76	4963458.15
PN23	7456250.10	4963454.38
PN15	7455475.69	4963076.61
PN16	7455426.98	4962997.84
PN17	7455352.61	4963028.37
PN18	7455404.36	4963107.75

Sve tačke portalne mreže bi trebalo stabilizovati na čvrstom tlu, betonskim stubovima, sa centralnim zavrtnjem za prisilno centrisanje na vrhu stuba. Koordinate bar tri tačke ove mreže bi trebalo odrediti GPS tehnologijom.

5.4.1 Položajna tačnost mreže za obeležavanje trase tunela

Generalnim projektom izgradnja tunelske deonice na Novom Beogradu je predviđena izvođenjem tipa III i V iz starog dela grada. Kako je u pitanju tunelska konstrukcija u poluotvorenom, koja započinje izgradnjom dijafragmi, za potrebe obeležavanja trase tunela nije potrebno projektovati podzemnu mrežu, tj. određivati tačnost proboja tunela. Na ovoj deonici je potrebno razviti nadzemnu mrežu koja će se oslanjati na projektovane portalne mreže i služiti za obeležavanje karakterističnih tačaka dijafragmi tunela.

Kako na nivou generalnog projekta nije definisano dozvoljeno položajno odstupanje, za potrebe izrade ovog rada usvojeno je dozvoljeno odstupanje $\Delta=15\text{mm}$ za 2D mrežu, korišćeno prilikom izgradnje mostova i tunela na teritoriji Republike Srbije.

Na osnovu usvojenog dozvoljenog odstupanja, potrebna tačnost za obeležavanje i praćenje karakterističnih tačaka tunela se određuje kao:

$$\sigma_{OB} = \frac{\Delta}{2} = \frac{15\text{mm}}{2} = 7.5\text{mm}.$$

Na osnovu principa zanemarljivosti može se izračunati neophodna položajna tačnost tačaka mreže za obeležavanje:

$$\sigma_p^2 = \frac{\sigma_{OB}^2}{9} \Rightarrow \sigma_p = 2.5\text{mm},$$

što znači da standardne greške koordinata, m_y i m_x , ne smeju biti veće od 2.5mm.

5.4.2 Prethodna ocena tačnosti – nulti plan opažanja

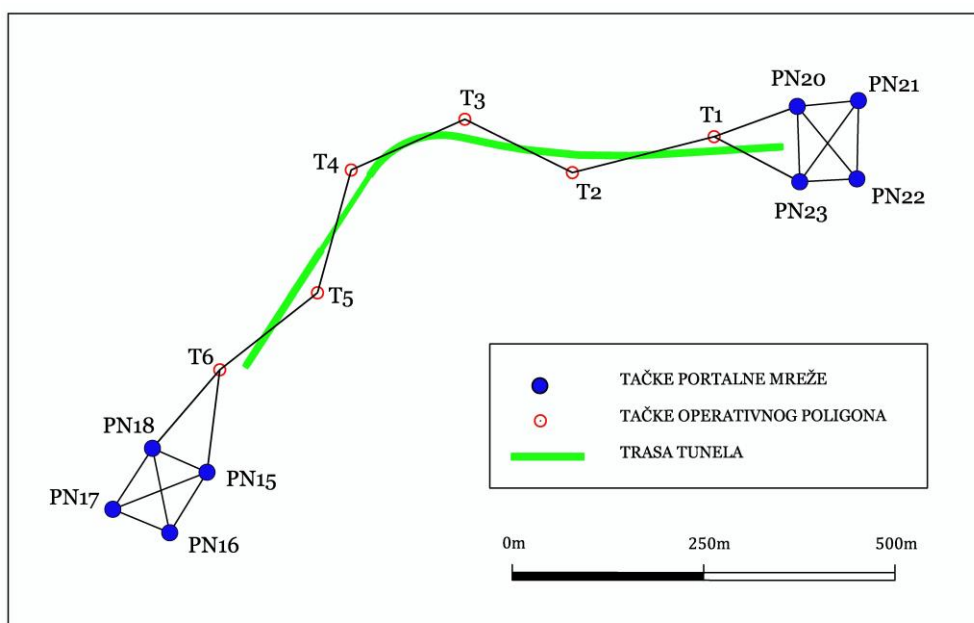
Nultim planom opažanja je predviđeno da mrežu za obeležavanje dijafragmi tunela čini operativni poligon, koji se oslanja na portalne tačke (Slika 5.15). Poligon se svojom početnom tačkom T1 oslanja na portalne tačke PN20 i PN23, a svojom krajnjom tačkom T6 na portalne tačke PN18 i PN15. Dužina poligonskih strana varira i kreće se u intervalu od 155m do 200m, što je uslovljeno oblikom trase i rasporedom objekata na terenu.

U okviru nultog plana opažanja pretpostavljena tačnost merenih veličina je $m_a=5.0''$ za merene pravce na stanici i $m_s=2+2\text{ppm}$ za merene dužine. Pretpostavljena tačnost centrisanja instrumenta i signala je $m_{ci}=m_{cs}=5\text{mm}$ (pretpostavka u ovom planu je da će se centrisanje vršiti iznad tačaka stabilizovanih bolcnama).

Osnovni podaci mreže za obeležavanje dijafragmi tunela za nulti plan opažanja su:

- ukupan broj tačaka obuhvaćenih planom opažanja: 14
- merene veličine: pravci i dužine
- broj merenih pravaca: 42
- broj merenih dužina: 21

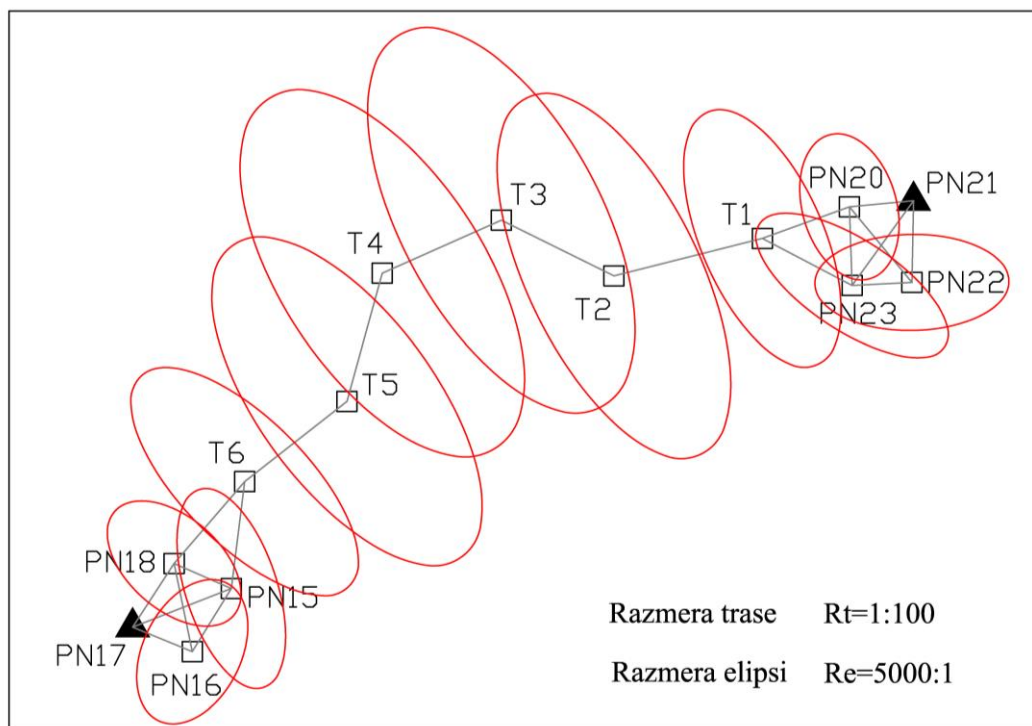
Planirana su merenja svih pravaca i svih dužina i u portalnim mrežama i u operativnom poligonu.



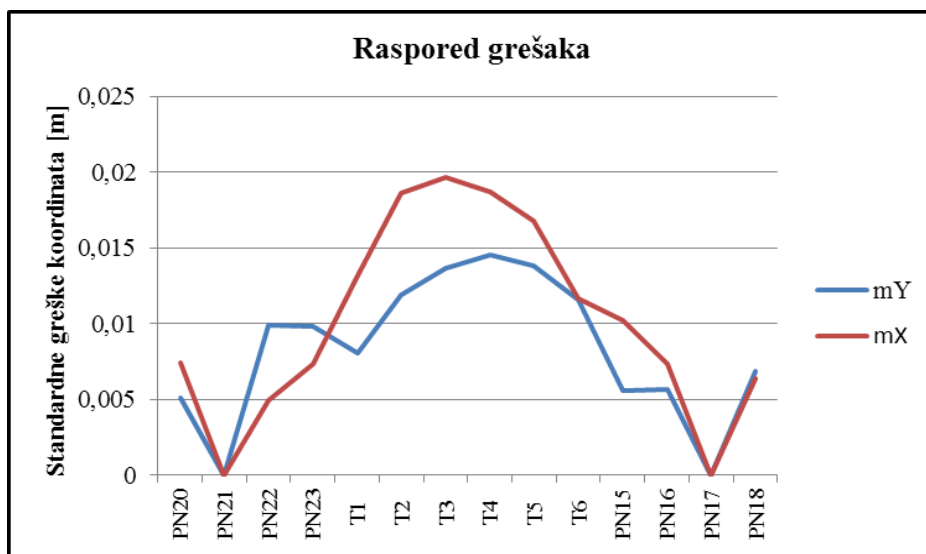
Slika 5.15. Skica operativnog poligona – nulti plan opažanja

Obrada podataka je kao i za tunelsku deonicu u starom delu grada izvršena u softveru MicroSurvey STAR*NET-PRO V7. Za potrebe prethodne analize portalne mreže i poligonski vlak su posmatrani kao celina, bez učešća tačaka nadzemne mreže u izravnanju. Definisan je konvencionalni datum, tj. za apsolutno tačne koordinate usvojene su približne koordinate tačaka: PN21 i PN17.

Na Slici 5.16. prikazane su standardne elipse grešaka koordinata tačaka mreže, a na Grafiku 5.5. njihov raspored.



Slika 5.16. Standardne elipse grešaka – nulti plan opažanja



Grafik 5.5. Raspored grešaka koordinata tačaka operativnog poligona – nulti plan opažanja

Analizirajući elipse grešaka dolazi se do zaključka da se greške, upravne na pravac poligona, uvećavaju od portala ka središtu operativnog poligona. Na grafiku 5.5 se vidi da je tačnost koordinata po X osi lošija u odnosu na Y-osu.

Kao rezultat prethodne analize dobijene su vrednosti standardnih grešaka koordinata tačaka portalnih mreža i operativnog poligona. Iz rezultata se vidi da ni jedna tačka ne zadovoljava zadati kriterijum, tj. sve vrednosti m_y i m_x su veće od 2.5mm. Najveća odstupanja su na tačkama T4 ($m_y=1.45\text{cm}$) i T3 ($m_x=1.96\text{cm}$). Zbog toga se ovaj plan opažanja ne može prihvatiti kao konačan, već se mora pretpostaviti novi plan opažanja.

Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za nulti plan opažanja prikazana je u Prilogu br. 6.

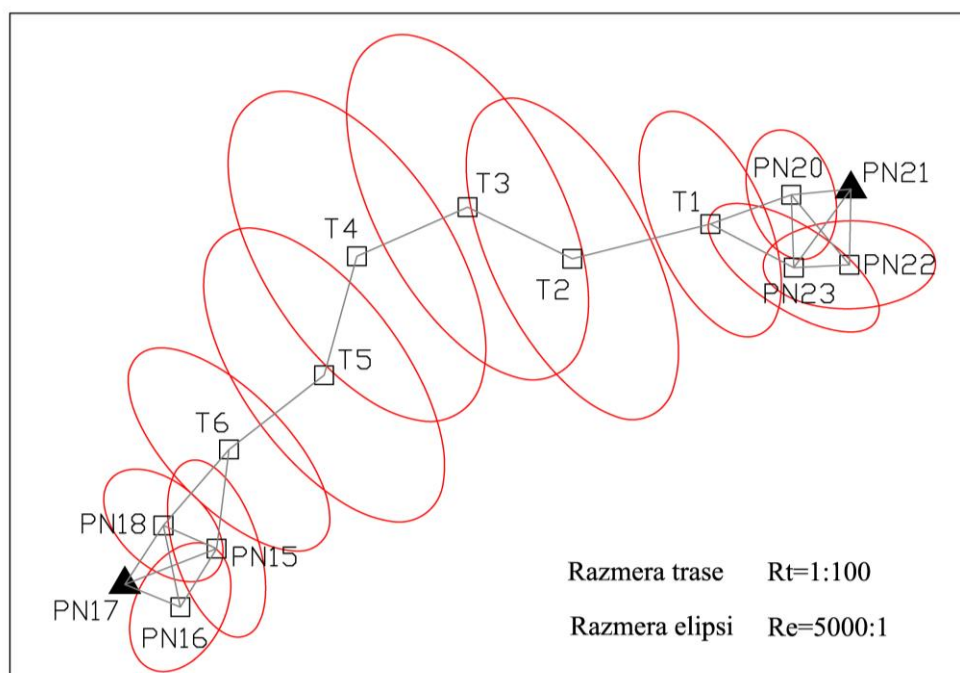
5.4.3 Prethodna ocena tačnosti – prvi plan opažanja

U okviru prvog plana opažanja dizajn mreže i plan merenja je ostao nepromenjen u odnosu na nulti plan. Pretpostavljena tačnost opažanih pravaca na stanici je poboljšana i sada iznosi $m_\alpha=3.0''$. Pretpostavljena tačnost merenih dužina i centrisanja je ista kao u nultom planu - $m_s=2+2\text{ppm}$ i $m_{ci}=m_{cs}=5\text{mm}$.

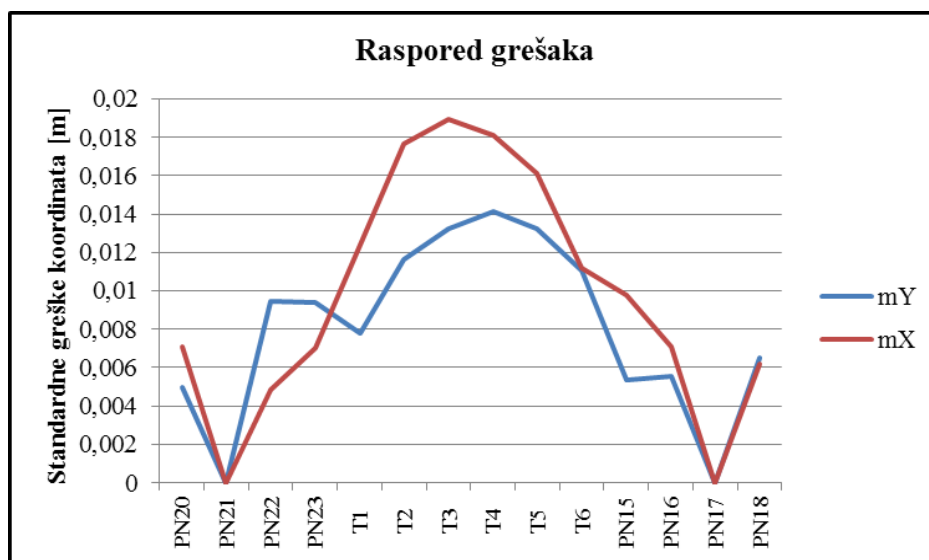
Osnovni podaci mreže za obeležavanje dijafragmi tunela za prvi plan opažanja su:

- ukupan broj tačaka obuhvaćenih planom opažanja: 14
- merene veličine: pravci i dužine
- broj merenih pravaca: 42
- broj merenih dužina: 21

Prethodnom analizom određene su standardne elipse grešaka (Slika 5.17) i raspored grešaka koordinata tačaka poligona (Grafik 5.6).



Slika 5.17. Standardne elipse grešaka – prvi plan opažanja



Grafik 5.6. Raspored grešaka koordinata tačaka operativnog poligona – prvi plan opažanja

Analizom dobijenih rezultata zaključuje se da nije došlo do značajnijih promena u tačnosti koordinata. U ovom planu opažanja ni jedna tačka mreže ne ispunjava zadati kriterijum, tj. sve vrednosti m_y i m_x su veće od 2.5mm. I dalje su najveća odstupanja na tačkama T4 ($m_y=1.41\text{cm}$) i T3 ($m_x=1.90\text{cm}$), s tim što su vrednosti nešto manje u odnosu na nulti plan.

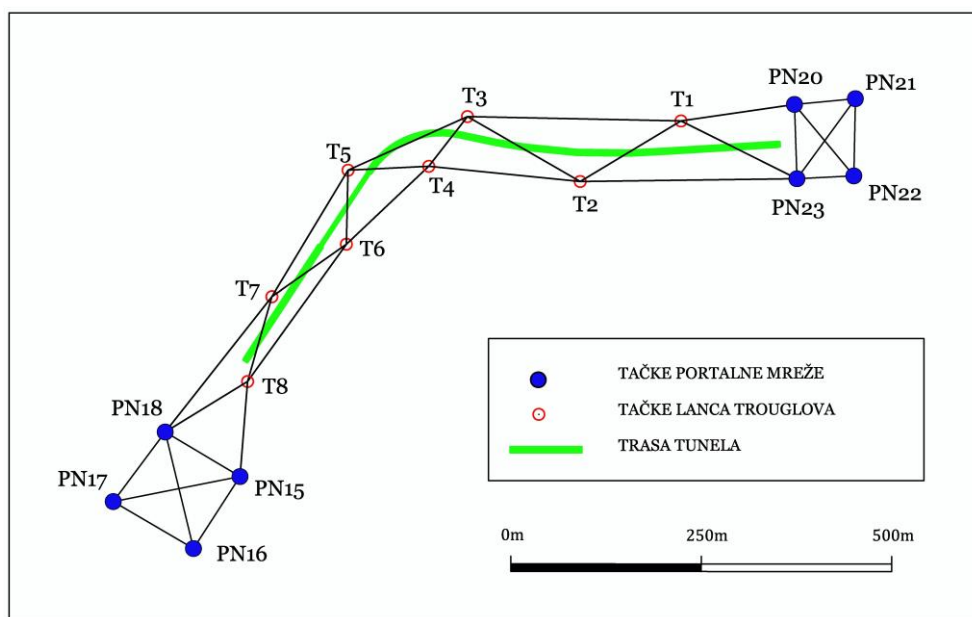
S obzirom da su standardne greške koordinata tačaka mreže još uvek veće od zadatog kriterijuma, neophodno je pretpostaviti novi plan opažanja.

Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za prvi plan opažanja prikazana je u Prilogu br. 7.

5.4.4 Prethodna ocena tačnosti – drugi plan opažanja

U nultom i prvom planu opažanja predložena je mreža za obeležavanje dijafragmi u obliku operativnog poligona, koja se oslanja na dve portalne mreže. Kako ni jednim od ova dva plana nije ispunjen zadati kriterijum da greška koordinata bude manja od 2.5mm, a u operativnom poligonu više nema mogućnosti za planiranje dodatnih merenja, u drugom planu opažanja pristupa se promeni dizajna mreže.

U ovom planu opažanja predviđeno je da mrežu za obeležavanje dijafragmi čini lanac trouglova koji se prostire između portalnih mreža iz prethodna dva plana opažanja i povezan je sa njima. Lanac trouglova čini osam tačaka, obeleženih od T1 do T8, i svojim oblikom prati oblik trase tunela. Skica nove mreže prikazana je na Slici 5.18.



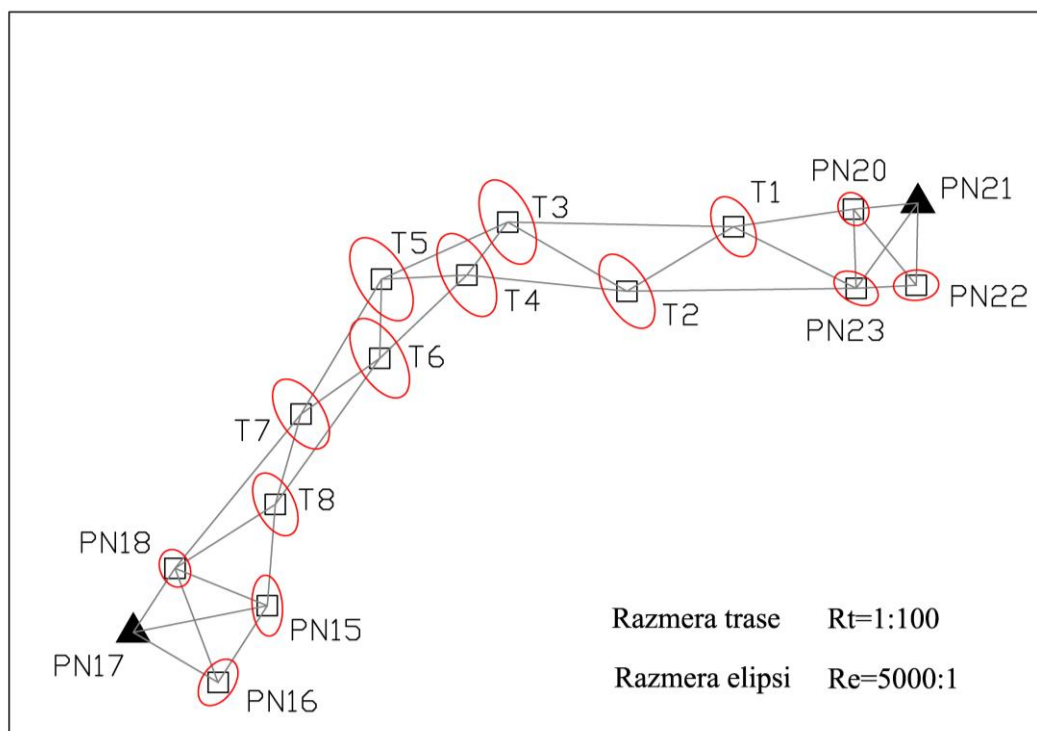
Slika 5.18. Skica lanca trouglova sa portalnim mrežama – drugi plan opažanja

U okviru drugog plana opažanja pretpostavljena tačnost merenih veličina je $m_a=3.0''$ za merene pravce na stanicama i $m_s=2+2\text{ppm}$ za merene dužine. Pretpostavljena tačnost centrisanja instrumenta i signala je poboljšana i iznosi $m_{ci}=m_{cs}=1\text{mm}$ (pretpostavka u ovom planu je da će se vršiti prisilno centrisanje).

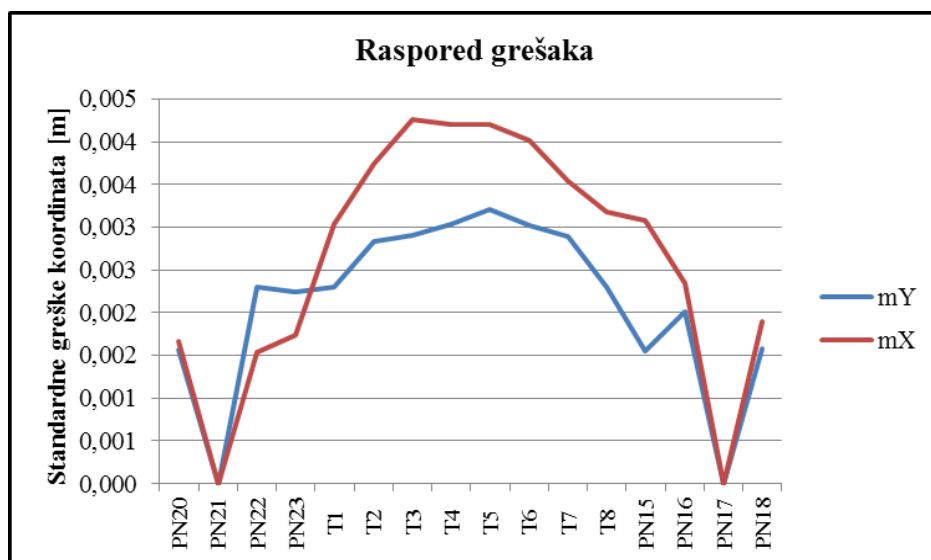
Osnovni podaci mreže za obeležavanje dijafragmi tunela za drugi plan opažanja su:

- ukupan broj tačaka obuhvaćenih planom opažanja: 16
- merene veličine: pravci i dužine
- broj merenih pravaca: 62
- broj merenih dužina: 31

Planirana su merenja svih pravaca i svih dužina i u portalnim mrežama i u lancu trouglova.



Sl. 5.19. Standardne elipse grešaka – drugi plan opažanja



Grafik 5.7. Raspored grešaka koordinata tačaka lanca trouglova – drugi plan opažanja

Rezultati prethodne analize pokazuju da je došlo do značajnog poboljšanja u tačnosti koordinata tačaka mreže. Na Slici 5.19 se uočava da elipse grešaka koordinata još uvek ne teže krugu, ali je postignuta tačnost reda milimetra, što je prikazano na Grafiku 5.7.

Međutim, koordinate tačaka još uvek ne zadovoljavaju zadati kriterijum. Najveće odstupanje je na tačkama T5 ($m_y=3.2\text{mm}$) i T3 ($m_x=4.3\text{mm}$). Položaj tačaka T3 i T5 je predviđen u blizini raskrsnice Ulice Milentija Popovića i Bulevara Mihajla Pupina, na mestu gde se lanac trouglova lomi, prateći krivinu projektovane trase tunela.

U cilju smanjenja grešaka koordinata tačaka mreže i postizanja zadanog kriterijuma pretpostavlja se novi plan opažanja.

Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za drugi plan opažanja prikazana je u Prilogu br. 8.

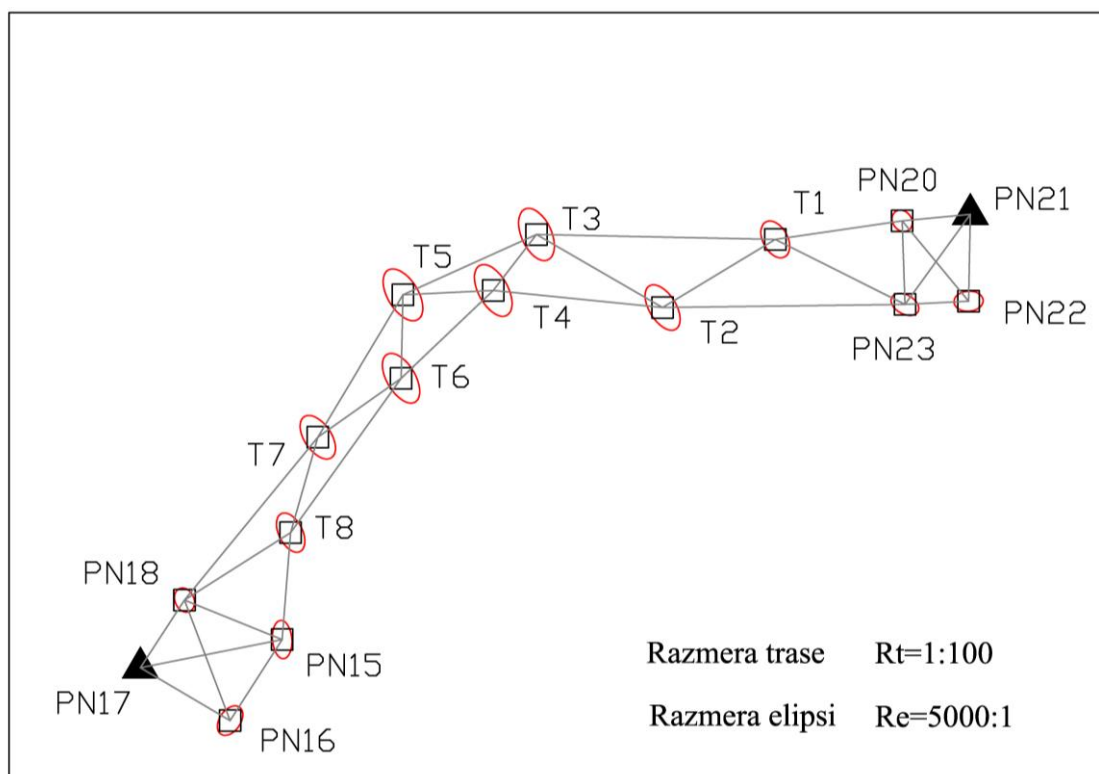
5.4.5 Prethodna ocena tačnosti – treći plan opažanja

U okviru trećeg plana opažanja dizajn mreže i plan merenja je ostao nepromenjen u odnosu na drugi plan. Pretpostavljena tačnost merenih veličina je poboljšana i sada iznosi $m_a=2.0''$ za merene pravce na stanicama i $m_s=1+1\text{ppm}$ za merene dužine. Pretpostavljena tačnost centrisanja instrumenta je $m_{ci}=0.5\text{mm}$ i signala $m_{cs}=1\text{mm}$ (pretpostavka u ovom planu je da će se tačke mreže stabilizovati betonskim stubovima sa zavrtanjem za prisilno centrisanje na vrhu stuba).

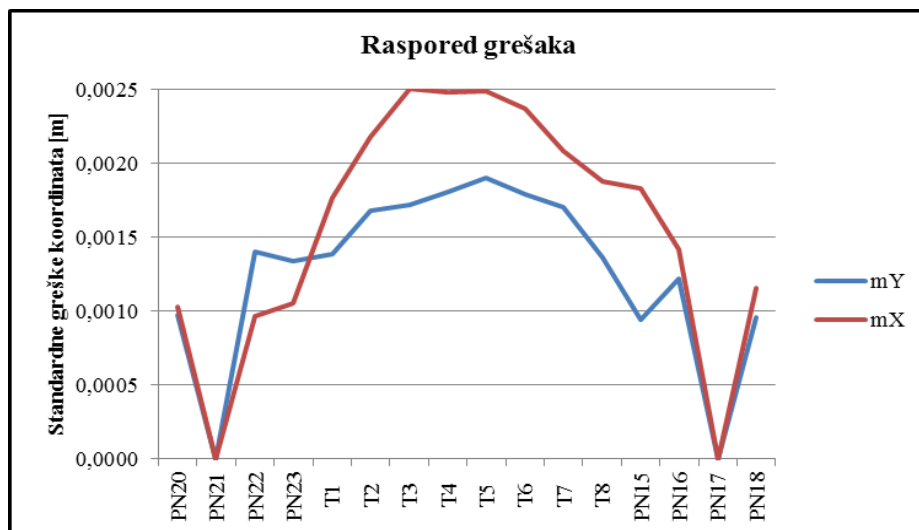
Osnovni podaci mreže za obeležavanje dijafragmi tunela za treći plan opažanja su:

- ukupan broj tačaka obuhvaćenih planom opažanja: 16
- merene veličine: pravci i dužine
- broj merenih pravaca: 62
- broj merenih dužina: 31

Prethodnom analizom određene su standardne elipse grešaka (Slika 5.20) i raspored grešaka koordinata tačaka poligona (Grafik 5.8).



Sl. 5.20. Standardne elipse grešaka – treći plan opažanja



Grafik 5.8. Raspored grešaka koordinata tačaka lanca trouglova – treći plan opažanja

Iz rezultata prethodne analize zaključuje se da je ovim planom opažanja ispunjen zadati kriterijum, tj. važi $m_y \leq 2.5\text{mm}$ i $m_x \leq 2.5\text{mm}$ za sve tačke mreže. Najlošiju tačnost i dalje imaju tačke u predelu krivine, T3, T4 i T5, čije greške koordinata po X-osi dostižu granične vrednosti. Tačnost koordinata je značajno bolja po Y-osi nego po X-osi, kao i u prethodnim planovima opažanja, što se može videti i sa Grafika 5.8. Ova razlika u tačnosti koordinata po osama se uočava i na osnovu izduženog oblika elipsi prikazanih na Slici 5.20.

S obzirom da je zadati kriterijum ispunjen, treći plan se usvaja kao definitivan plan opažanja.

Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za drugi plan opažanja prikazana je u Prilogu br. 9.

5.5 PREDLOG SISTEMA ZA MONITORING IZGRADNJE TUNELSKOG DELA METROA

Veliki građevinski objekti su podložni deformacijama koje se javljaju zbog delovanja različitih prirodnih faktora, kao što su promene nivoa podzemnih voda, uticaj plime i oseke, obilne kiše, tektonska pomeranja itd. Pored toga, na stabilnost već izgrađenih objekata može da utiče i izgradnja novih objekata u njihovoj neposrednoj blizini.

Merne tehnike i sistemi koji se koriste za otkrivanje i praćenje deformacija objekata generalno se dele u dve grupe: geodetske tehnike u koje spadaju:

- konvencionalna terestrička merenja, kao što su precizni nivelman, merenje uglova i dužina itd.,
- fotogrametrija (terestrička, aero i digitalna),
- satelitske metode (GPS, InSAR)

i geotehničke metode u okviru kojih se primenjuju laseri, tiltmetri, distorziometri, ekstenzometri i drugi senzori, pomoću kojih mogu da se formiraju bežične senzorske mreže. Koja tehnika će biti primenjena zavisi od vrste objekta za koji se vrši monitoring, terenskih uslova i zahtevane tačnosti merenja. Danas se za deformacioni monitoring složenih građevinskih objekata sve češće formiraju sistemi koji predstavljaju kombinaciju geodetskih i geotehničkih metoda deformacionog monitoringa.

Da bi se osigurala bezbednost okolnih objekata, od vitalnog je značaja formirati sistem za monitoring iskopavanja tunela metroa u fazi izgradnje. Zbog toga, u okviru ovog poglavlja biće predložena i primena različitih sistema senzora u postupku monitoringa izgradnje metroa.

5.5.1 Sistem za površinsko praćenje

Za potrebe deformacionog monitoringa izgradnje metroa potrebno je formirati sistem koji bi se sastojao od međusobno integrisanih manjih sistema: za površinsko osmatranje nadzemnih objekata, za geotehnički monitoring tunela i za prenos i obradu podataka merenja u realnom vremenu.

Sistem za površinsko praćenje bi se sastojao iz:

- automatizovanih totalnih stanica visoke preciznosti,
- reflektora (prizmi) postavljenih na stambenim, javnim i drugim infrastrukturnim objektima,
- jednofrekventnih GPS prijemnika (instaliranih na stambenim i javnim objektima),
- dvofrekventnih GPS prijemnika i
- visoko preciznih inklinometara, koji su postavljeni kao senzori radi kontrole stabilnosti glavnih stanica I i II nivoa mreže.

Kombinacijom različitih instrumenata: GPS, automatizovanih totalnih stanica i inklinometara, bilo bi omogućeno praćenje velikog broja prethodno određenih tačaka u tri dimenzije (Y, X, Z), odnosno njihovo nadgledanje primenom različitih mernih tehnika i sa različitih pozicija za kontrolu. Primenom dvofrekventnih GPS instrumenta osigurava se visoki kvalitet GPS merenja i veća raznovrsnost sistema uopšte.

Ovaj sistem za praćenje bi bio formiran sa ciljem da registruje svako površinsko pomeranje tla u oblasti izgradnje tunela i pomeranje objekata. U slučaju pomeranja većeg od unapred definisane tolerancije oglasio bi se alarm, koji bi prihvatio Kontrolni centar, smešten u neposrednoj blizini gradilišta. Tehničari u Kontrolnom centru bi tada procenili da li je potrebno da se aktivira Plan za vanredne situacije.

Ciklus merenja kod ovakvih sistema je moguće podešavati, a ako je potrebno, merenja u okviru sistema mogu da se vrše na svim tačkama pomoću dvofrekventnih GPS prijemnika u realnom vremenu (RTK metoda) i automatskih totalnih stanica.

Dakle, površinsko praćenje bi se zasnivalo na: GPS sistemu koji funkcioniše na tri aktivna nivoa, automatizovanim totalnim stanicama i naknadnoj kontroli glavnih stanica koja se vrši pomoću visoko preciznih inklinometara.

5.5.1.1 GPS sistem

GPS sistem bi se sastojao od jednofrekventnih i dvofrekventnih GPS prijemnika, grupisanih u tri različite mreže, koje bi funkcionisale na različitim nivoima. Glavna mreža bi se oslanjala na referentne tačke nadzemne mreže, a koordinate stanica celokupnog GPS sistema bi bile određene u državnom koordinatnom sistemu.

1. Glavnu mrežu (I nivo, koji bi bio aktivan u realnom vremenu) činile bi glavne stanice sa dvofrekventnim GPS prijemnicima, postavljenim na stabilnim zgradama.

2. Sekundarnu mrežu (II nivo, koji bi takođe bio aktivan u realnom vremenu) činile bi glavne stanice sa dvofrekventnim GPS prijemnicima, koji bi se nalazili na području izgradnje tunela.

Ovi dvofrekventni GPS prijemnici formirali bi visoko preciznu mrežu, koja bi u okviru celokupnog sistema za monitoring funkcionisala na različitim nivoima kontrole, čime bi se osiguralo da mreža jednofrekventnih GPS prijemnika nakon oglašavanja alarma može da radi u realnom vremenu.

3. Tercijarnu mrežu (III nivo, aktivan u realnom vremenu) činili bi jednofrekventni GPS prijemnici, postavljeni na stambene i javne objekte u oblasti izgradnje tunela.

5.5.1.2 Automatizovane totalne stanice

Automatizovane totalne stanice bi bile postavljeno u okviru mreža I i II nivoa, na istim mestima na kojima se nalaze i GPS prijemnici. Pomoću ovih totalnih stanica, merenjem uglova i dužina vršila bi se kontrola reflektora postavljenih na stambenim, javnim i infrastrukturnim objektima izgrađenim na području izgradnje tunela.

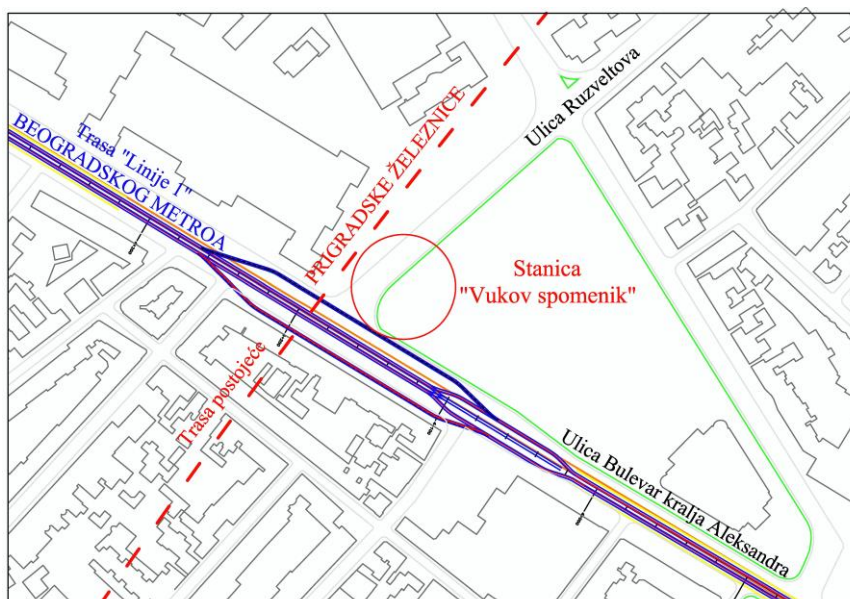
5.5.2 Sistem za geotehnički monitoring

Tehnologija bežičnih senzorskih mreža, u okviru koje se merni podaci prikupljeni sa senzora prenose putem radio veze, poslednjih godina se sve češće koristi za potrebe deformacionog monitoringa. U kombinaciji sa jeftinim mikroelektromehaničkim senzorima (MEMs tehnologija), kao što su akcelerometri, inklinometri i dr., dobija se sistem koga karakteriše:

- mogućnost sakupljanja velike količine podataka u jedinici vremena,
- potreba za malom količinom radne snage,
- dobijanje informacija u realnom vremenu, pa je moguća brza reakcija u cilju rešavanja potencijalno hazardnih situacija,
- mogućnost integracije različitih vrsta senzora, čime se sistem prilagođava specifičnim karakteristikama procesa,
- funkcionisanje u zatvorenim i skućenim prostorima kao što su železnički tuneli.

Duboki iskop i izgradnja tunela metodom štita su dva ključna problema koja se javljaju tokom građenja infrastrukture metroa, kao što su stanice i tuneli metroa i ukrštanja metro linija. Obezbediti sigurnost već izgrađene infrastrukture metroa ili nekih drugih podzemnih objekata u čijoj neposrednoj blizini prolazi novoprojektovana linija metroa u fazi izgradnje je stoga od ključnog značaja.

Generalnim projektom izgradnje Linije 1 beogradskog metroa predviđeno je građenje nove podzemne stanice “Vukov spomenik” u neposrednoj blizini već postojeće istoimene stanice prigradske železnice Beovoz. Zbog toga je neophodno projektovati i implementirati sistem za geotehnički monitoring već postojeće stanice “Vukov spomenik”, kao i dela tunela prigradske železnice na tom području, koji bi bio aktivan u fazi izgradnje Linije 1.



Sl. 5.21. Mesto ukrštanja Beovoz-a i projektovane trase Linije 1

Sistem za monitoring infrastrukture prigradske železnice je potrebno projektovati u skladu sa sledećim principima:

- svi elementi sistema su međusobno povezani, a merni podaci mogu interaktivno da se proveravaju;
- potrebno je uspostaviti sveobuhvatni monitoring objekta u cilju brzog dobijanja kontinualnih i tačnih mernih podataka;
- ugrađuje se proverena i najsavremenija merna oprema, koja se štiti tokom instalacije;
- u cilju optimizacije prate se podaci koji govore o stabilnosti, jačini i krutosti objekta nad kojim se vrši monitoring;
- treba posvetiti posebnu pažnju ključnim delovima objekta na kojima je potrebno pojačati monitoring;
- vrsta opreme, položaj senzora i mere zaštite se određuju na osnovu realnih uslova na terenu;
- metod monitoringa se bira u skladu sa pravilima koncizonosti i isplativosti.

U ovakvim slučajevima monitoringom mogu da budu obuhvaćeni: vertikalna pomeranja susednih tunelskih cevi, sleganje površine zemlje, nivo podzemnih voda, tonjenje svoda tunela, izdizanje tunelskog dna, konvergencija tunelskog zazora itd. Granične vrednosti za aktiviranje alarma se propisuju uglavnom na osnovu ukupnih varijacija i brzina varijacije parametara za monitoring. Granična vrednost ukupne varijacije ne bi smela da bude veća od projektovane vrednosti.

5.6 RAZRADA METODE MERENJA

a) Metoda GPS merenja

U okviru državne referentne mreže planirana su merenja GPS tehnologijom statičkom metodom. Odgovarajućim softverom potrebno je odrediti dužinu merne sesije kojom će se postići relativna tačnost bazne linije u iznosu od 1ppm. Na osnovu iskustava iz prethodnih sličnih projekata, zaključak je da bi sesija trebalo da traje minimum dva sata u tri epohe za potrebe optimizacije pouzdanosti i redundance mreže.

Kako je rezultate merenja neophodno transformisati iz WGS84 u lokalni koordinatni sistem gradilišta, neophodno je bar tri tačke iz državne geodetske mreže, koje su ravnomerno raspoređene oko projektovane trase tunela, odrediti i u lokalnom koordinatnom sistemu. Pre početka iskopa tunela trebalo bi izvršiti kontrolu portalne mreže poređenjem vrednosti uglova dobijenih iz rezultata terestričkih merenja sa vrednostima uglova sračunatim iz transformisanih GPS koordinata. Takođe, žiroskopskim merenjima bi trebalo izvršiti kontrolu svakog azimuta. U toku izgradnje tunela neophodno je ponoviti merenja u nadzemnoj mreži u cilju kontrole koordinata tačaka.

Obrada podataka i izravnanje bi trebalo da se izvrši pomoću odgovarajućeg softvera u cilju određivanja a priori standardnih grešaka i a posteriori grešaka za izravnanje koordinate tačaka mreže za verovatnoću od 95%.

b) Metoda opažanja pravaca i merenja dužina

Na osnovu usvojenog plana opažanja i usvojene vrednosti apriornog disperzionog koeficijenta u iznosu $m_0=1.0$ sledi da:

- za opažanje pravaca i merenje dužina treba koristiti robotizovanu totalnu stanicu čiji standard merenja za pravce iznosi 1", a za dužine $m_s=1+1\text{ppm}$,
- opažanje pravaca treba izvoditi u šest girusa,
- tačnost opažanih pravaca na stanici treba da iznosi $m_a = 1.0''$.

Kako su tačke poligonskih vlakova sa kojih se vrši opažanje pravaca stabilizovane čeličnim konzolama sa zavrtanjem za prisilno centrisanje, za tačnost centrisanja instrumenta može se usvojiti vrednost $m_{ci} = 1\text{mm}$.

Prizme se postavljaju na iste konzole, pa se za tačnost signalisanja može usvojiti vrednost $m_{cs} = 1.0\text{mm}$.

5.7 KONTROLA MERENJA I METODOLOGIJA

Merenja pravaca i dužina u portalnoj mreži bi trebalo izvesti pod sledećim uslovima:

- Razlika između rezultata ponovljenih uglovni merenja ne bi trebalo da bude veća od 3".
- Razlika između ponovljenih merenja dužina ne bi trebalo da bude veća od standarda merenja totalne stanice ($1\text{mm}+1\text{ppm}$).
- Rastojanje između tačaka u mreži bi trebalo da se kreće između 150 i 300m.

S obzirom da će iskopavanje tunela započeti iz kanala za montažu i lansiranje TBM-a kod portala „Varoš kapija“, prenos direkcionog ugla i koordinata će se izvršiti direktno sa površine terena, čime se eliminiše potreba za izgradnjom vertikalnog okna.

U podzemnoj mreži se mere dve veličine: pravci i dužine. Merenje dužina potrebno je izvesti uzimajući u obzir atmosferske uticaje, deformaciju projekcije, faktor razmere i uticaj nadmorskih visina tačaka mreže. Kriterijum za kontrolu i praćenje merenja bi bio da sve redukovane vrednosti istog pravca budu u intervalu od 3". Izravnanje rezultata merenja treba izvršiti primenom metode najmanjih kvadrata.

Nakon svakog novog iskopanog segmenta tunela ponovo se izvodi izravnanje podzemne tunnelske mreže, čime se otkriva eventualno pomeranje konzola.

U okviru analize grešaka i pouzdanosti izravnjanja potrebno je uzeti u obzir:

- greške instrumenata,
- a priori grešku prethodne analize,
- informacije o kontroli kvaliteta merenih veličina,
- proveru normalnog rasporeda,
- kontrolu koordinata u odnosu na druge kontrolne tačke.

U cilju smanjenja uticaja bočne refrakcije poligonski vlakovi u tunelu treba da se razviju kao slepi poligonski vlakovi povezani dijagonalnim i poprečnim vezama. Stabilizaciju tačaka je potrebno izvršiti postavljanjem konzola sa centralnim zavrtnjem na bočne zidove tunela. Za povećanje vidnog polja sekundnih robotizovanih totalnih stanice koristile bi se višestране prizme.

Žiroskopska merenja će se izvršiti tokom iskopavanja, pre proboja tunela, u skladu sa usvojenim planom opažanja. Merenje azimuta je predviđeno na tačkama koje se nalaze neposredno nakon svake horizontalne krivine kao i ispred same tačke proboja tunela. Time je dobijen ravnomerniji raspored žiroskopskih merenja na međusobnom rastojanju od 400 do 500m. Azimute je potrebno meriti žiroteodolitom čiji je standard merenja 3.2".

S obzirom da se tokom iskopavanja tunela TBM-om vrši automatsko oblaganje zidova tunela gotovim betonskim segmentima, neophodno je stabilizovati profilne tačke na zidovima tunela na intervalu od 10m. Svaki profil se obeležava sa šest tačaka, tako što se robotizovana totalna stanica automatski uključuje, zauzima zadati pravac i ponavlja merenja dok ne "pronađe" odgovarajuću tačku. Tačke profila se prikazuju kao crvena tačka lasera totalne stanice, koje se potom stabilizuju čeličnim šipovima.

Tokom građenja tunela neophodno je sve vreme sprovoditi deformacioni monitoring, kako nadzemnih objekata, tako i ranije izgrađenih podzemnih infrastrukturnih objekata. Sistem za deformacioni monitoring nadzemnih objekata bi predstavljao kombinaciju jednofrekventnih i dvofrekventnih GPS prijemnika, kao i automatizovanih totalnih stanica. Sistem za deformacioni monitoring podzemne infrastrukture bi činili geotehnički senzori.

Snimanje izvedenog stanja bi se sprovело u cilju provere ispunjenosti zadatih tolerancija projektom snimanjem poprečnih profila cevi tunela laserskim skenerom ili laserskom totalnom stanicom.

5.8 ZAKLJUČNA RAZMATRANJA

Cilj eksperimentalnog dela ovoga rada je bio da se na osnovu rezultata simulacionog procesa odredi optimalni dizajn nadzemne i podzemne lokalne geodetske mreže za potrebe izgradnje Linije 1 beogradskog metora i da se formira plan opažanja kojim će se obezbediti projektovana tačnost proboja tunela. U skladu sa tim, bilo je potrebno izabrati instrumente i pribor za merenje i obeležavanje projektovane trase, kao i razraditi metode merenja i metode kontrole merenja.

Za potrebe istraživanja i iznalaženje optimalnog rešenja primenjena je prethodna analiza tačnosti po modelu MNK, uzimajući u obzir projektovanu tačnost proboja tunela kao unapred zadati kriterijum. Analizom su obuhvaćene sve vrste klasičnih terestričkih merenja, linearnih i uglovnih, kao i merenja žiroteodolitom, koja su se pokazala kao neophodna kod ove vrste geodetskih radova i ovakvog oblika projektovane tunelske trase i njene nivelete.

Analiza podataka je pokazala da optimizacija tačnosti proboja tunela prevashodno zavisi od optimizacije i poboljšanja dizajna podzemne mreže tunela, koja se obično sastoji od slepih poligonskih vlakova, uglavnom povezanih dijagonalnim i poprečnim vezama. Greška proboja tunela, kada se ne upotrebljavaju žiroskopska merenja, zavisi samo od geometrije nadzemne i podzemne mreže, tačnosti merenja u njima i statusa koordinata tačaka nadzemne mreže. U ovom radu, za potrebe optimizacije podzemne mreže, tačke nadzemne mreže su tretirane kao date tačke. U svim planovima opažanja u podzemnoj mreži pretpostavljena tačnost merenih veličina je ostala nepromenjena. Takođe je ostao nepromenjen i broj tačaka u vlakovima zbog projektovane trase koju karakterišu oštre horizontalne i vertikalne krivine.

Iz rezultata prethodne analize tačnosti može se videti da uz nepromenjenju tačnost merenih veličina i stalan broj tačaka u vlakovima samo povećanje broja merenja u podzemnoj mreži skoro neznatno utiče na grešku proboja tunela. Međutim, kada se u plan opažanja uvrste žiroskopska merenja, tačnost proboja se značajno povećava. Da bi se poništio uticaj lateralne refrakcije, neophodno je izvršiti recipročna žiroskopska merenja. Upoređenjem rezultata prethodne analize plana 2 i usvojenog plana opažanja može se zaključiti da određivanje početne orijentacije ose tunela pomoću žiroteodolita nije dovoljna, već da su žiroskopska merenja neophodna i u samom tunelu. Rezultati usvojenog plana opažanja su pokazali da i ravnomerna raspoređenost i dovoljan broj merenih azimuta, u ovom slučaju na svakoj petoj ili šestoj tački vlaka podzemne mreže, takođe značajno doprinosi postizanju zadatog kriterijuma.

Rezultati optimizacije geodetske mreže za potrebe izgradnje dela trase Linije 1 na Novom Beogradu su pokazali da se glavni nedostatak nultog i prvog plana opažanja ogleda u geometriji poligonometrijskog vlaka, koji povezuje portalne mreže. S obzirom da je u poligonometrijskom vlaku nemoguće povećati broj suvišnih merenja kako bi se postigla projektovana tačnost koordinata tačaka mreže, bilo je neophodno takav vlak zameniti lancem trouglova, uz odogovarajuću pretpostavljenu tačnost merenih veličina i tačnost centrisanja instrumenta i signala.

Poznato je da izgradnja metroa utiče na stabilnost već izgrađenih objekata koji se nalaze u neposrednoj blizini projektovane trase. Zbog toga je neophodno formirati sistem za otkrivanje i praćenje deformacija okolnih nadzemnih i podzemnih objekata tokom izgradnje metroa. Sistem za deformacioni monitoring bi predstavljao kombinaciju GPS prijemnika, automatizovanih totalnih stanica i geotehničkih senzora.

Projektovanje lokalne geodetske mreže Linije 1 beogradskog metroa izvršeno je u skladu sa savremenim teorijskim postavkama koje su primenjene u postupcima projektovanja tunelskih objekata u svetu i u okruženju. Na osnovu analize primenjenih metoda i dobijenih rezultata već realizovanih projekata, u eksperimentalnom delu ovog rada su korišćena savremena dostignuća u projektovanju i realizaciji lokalnih geodetskih mreža prilikom izgradnje tunela u Španiji, Kanadi, Švajcarskoj i Hrvatskoj. S obzirom na sve napred navedeno, kao i postignute rezultate u projektovanju lokalne geodetske mreže Linije 1 beogradskog metroa, na osnovu kojih je izvršen izbor optimalnog rešenja, može se zaključiti da je geodetska struka u Srbiji osposobljena da aktivno učestvuje u projektovanju i izgradnji sistema metroa u Beogradu, kao i da osigura savestan, stručan i odgovoran pristup svih onih koji rade na takvom projektu.

6. ZAKLJUČNA RAZMATRANJA I PREPORUKE

U mnogim velikim gradovima u svetu u prethodne tri decenije beleži se sve učestalija primena mašina u tunelogradnji i to u svrhu izgradnje tunela za metroe, železnice, puteve, kanalizaciju i ostalu komunalnu infrastrukturu. Takav trend je nastao iz potrebe da se udovolji zahtevima sve većeg broja stanovnika, kao i da se u što većoj meri poboljša urbana sredina i prirodna okolina. Uporedo s napretkom razvoja mašina za iskop tunela, povećao se i broj tunela u mekom tlu koji se grade pomoću ovih mašina. Tačnije, iskopavanje tunela velikog poluprečnika u urbanim sredinama, kao što su metroi, pomoću ovih mašina je postao uobičajeni metod iskopavanja tunela, s obzirom da se ovaj metod smatra relativno pouzdanim u odnosu na okolne objekte. Ovo je iz razloga što se tokom iskopa tunela TBM-om pritisak vode i zemljišta održavaju izjednačenim.

Za potrebe izgradnje tunelskog dela metroa TBM-om, neophodno je na osnovu projektnog zadatka izraditi Projekat lokalne geodetske mreže tunela. U okviru projekta neophodno je definisati kriterijume kvaliteta, geometriju i tačnost koordinata nadzemne, portalne i podzemne mreže u zavisnosti od potrebne tačnosti proboja tunela i, na osnovu toga, odabrati optimalnu metodu obeležavanja tačaka geodetske osnove i karakterističnih tačaka geometrije unutar tunelske cevi. Kriterijumi kvaliteta lokalne nadzemne, portalne i podzemne geodetske mreže tunela ocenjuju se na osnovu *tačnosti* i *pouzdanosti*. Ove ocene su zasnovane na *metodi najmanjih kvadrata* i *matematičkim modelima posrednog izravnjanja*. Prethodna analiza tačnosti se vrši u cilju ispunjenja zahtevane tačnosti proboja tunela i dobijanja kriterijuma kvaliteta mreže. Takođe, potrebno je razraditi metode projektovanih vrsta merenja, kao i kontrole merenja iz usvojenog plana opažanja u fazi realizacije.

U okviru Projekta lokalne geodetske mreže tunelskog dela Linije 1 beogradskog metroa u starom delu grada, predložena nadzemna mreža se sastoji iz odabranih tačaka prostorne referentne mreže Republike Srbije i tačaka portalne mreže. Tačke referentne mreže su stabilizovane trajnim belegama, na lako pristupačnom i stabilnom terenu, na međusobnim rastojanju od oko 10 km. Tačke ove mreže su birane tako da budu ravnomerno raspoređene, odnosno tako da čine prostornu mrežu pravilnih trouglova oko projektovane trase tunela. Za potrebe realizacije lokalnog koordinatnog sistema gradilišta u okviru nadzemne mreže potrebno je ponovo izvršiti merenja GPS tehnologijom. Predložen dizajn mreže je neophodan kako bi se izbegla nehomogenost nadzemne mreže i kako bi koordinate – posebno tačaka portalnih mreža, bile optimalne za terestrička merenja.

S obzirom da je idejnim projektom predviđeno da se iskopavanje tunela u starom delu Beograda vrši kombinovanjem različitih tehnologija, u ovoj disertaciji tačka proboja je projektovana na početku stanice „Vukov spomenik“, na stacionaži km 4+220. Iskop tunela bi se u tom slučaju vršio sa dva portala: „Čučuk Stanina“ i „Varoš Kapija“, pa je neophodno razviti dve portalne mreže.

Prva portalna mreža bi se nalazila u Bulevaru kralja Aleksandra, u visini Čučuk Stanine ulice. Od ovog portala bi se započelo iskopavanje tunela TIP III i TIP IV tehnologijom. Druga portalna mreža bi bila uspostavljena na obali reke Save, u visini Frušnogorske ulice, gde je planirana izgradnja podzemne stanice „Varoš kapija“. Od ovog portala iskop tunela bi se vršio TBM-om. Obe portalne mreže bi se oslanjale na državnu referentnu mrežu i služile bi za povezivanje nadzemne i podzemne mreže tunela. Neophodno je da se tačke u okviru jedne portalne mreže dogledaju, kako bi bilo moguće realizovati terestrička merenja. Sve tačke portalne mreže bi trebalo stabilizovati

na čvrstom tlu, betonskim stubovima, sa centralnim zavrtnjem za prisilno centrisanje na vrhu stuba. Koordinate bar tri tačke ove mreže bi trebalo odrediti GPS tehnologijom.

Podzemna mreža se razvija za potrebe navođenja TBM mašine i obeležavanja ose tunela. U cilju dobijanja optimalne konfiguracije mreže, kojom bi bila postignuta projektovana tačnost proboja tunela, više puta je izvršena simulacija podzemne mreže sa različitim planovima merenja uglova i dužina.

Dozvoljeno poprečno odstupanje proboja tunela dužine $L=3420m$ iznosi 111mm. Na osnovu dozvoljenog poprečnog odstupanja, određena je projektovana tačnost poprečnog proboja tunela za verovatnoću 95%, koja iznosi 3.7cm, što znači da poprečna greška proboja tunela ne sme biti veća od 3.7cm.

U postupku simulacije mreže formirana su četiri plana opažanja.

Nultim planom opažanja je predviđeno da podzemnu mrežu čine dva slepa poligonska vlaka, povezana dijagonalnim i poprečnim vezama, koje čini ukupno 68 tačaka. Prosečna dužina poligonske strane iznosi od 70 do 120 metara, dok se rastojanje između tačaka u vlaku u horizontalnim i vertikalnim krivinama smanjuje i do 40 metara. Slepí poligonski vlakovi se završavaju u tački proboja BT, koja je u prethodnoj analizi predstavljena kao dve tačke BT1 i BT2, sa vrlo malom razlikom u koordinatama. Ovim planom opažanja planirano je da se opažaju pravci i mere dužine sa tačnošću od $m_{\alpha}=1.0''$ za merene pravce na stanicí i $m_s=1+1ppm$ za dužine. Opažanja su planirana na susedne, dijagonalne tačke u vlačima.

Analizom elipsi grešaka dobijenih za nulti plan opažanja zaključeno je da se greška, upravna na pravac tunela, dramatično uvećava ka tački proboja. Na osnovu parametara relativne elipse grešaka određena je poprečna greška proboja tunela koja iznosi 43.9cm, što je značilo da nulti plan opažanja ne može da se usvoji kao definitivan plan.

U okviru prvog plana opažanja plan merenja iz nultog plana je proširen dodatnim, poprečnim merenjima pravaca i dužina. Pored toga, planirano je 8 recipročnih žiroskopskih merenja, i to po 4 na priključnim tačkama obe portalne mreže. Pretpostavljena tačnost opažanih pravaca i merenih dužina ostala je ista kao u prethodnom planu opažanja, dok je pretpostavljena tačnost za azimute $m_B=3.2''$. Rezultati prethodne analize su pokazali da nije došlo do značajnije promene u vrednosti poprečne greške proboja tunela, pa se pristupilo novom planu opažanja.

U okviru drugog plana opažanja merenja iz prvog plana su proširena merenjima dijagonalnih pravaca i dužina ka svakoj drugoj tački oba vlaka pre i posle svake horizontalne i vertikalne krivine. Pored 8 recipročnih žiroskopskih merenja na priključnim tačkama portalnih mreža dodato je još 12 recipročnih žiroskopskih merenja u cilju dobijanja relativno ravnomernog rasporeda ovih merenja duž projektovane trase. Pretpostavljena tačnost merenih veličina ostala je nepromenjena u odnosu na prethodni plan opažanja.

Iz rezultata prethodne analize zaključeno je da je nakon uvođenja dodatnih žiroskopskih merenja došlo do značajnog poboljšanja u veličini i obliku standardnih elipsi grešaka. Greška proboja značajno je smanjena u odnosu na prvi plan opažanja, ali kako je još uvek ostala veća od zadatog kriterijuma, pristupilo se izradi novog plana opažanja.

U okviru trećeg plana opažanja plan merenja iz drugog plana je proširen sa dodatnih 8 žiroskopskih merenja, čime je dobijen ravnomerniji raspored žiroskopskih merenja na međusobnom rastojanju od 400m do 500m na delu trase od portala „Varoš

Kapija“ do tačke proboja. Na delu trase od portala „Čučuk Stanina“ do tačke proboja broj i položaj žiroskopskih merenja je ostao isti. Pretpostavljena tačnost merenih veličina je takođe ostala nepromenjena u odnosu na prethodni plan opažanja.

Analiziranjem dobijenih rezultata, došlo se do zaključka da je trećim planom opažanja postignuta greška proboja manja od 3.7cm, pa je na osnovu toga ovaj plan usvojen za definitivan plan opažanja.

Generalnim projektom Linije 1 beogradskog metroa planirana je izgradnja tunela i na Novom Beogradu. Za potrebe izgradnje ovog tunela potrebno je razviti dve portalne mreže, koje će se nalaziti na početku i na kraju projektovanog tunela. Portalne mreže bi se oslanjale na iste tačke referentne mreže, kao i portalne mreže u starom delu Beograda.

Prva portalna mreža bi se nalazila u Bulevaru Mihajla Pupina, pre raskrsnice sa Bulevarom Nikola Tesla. Činile bi je tačke raspoređene u geodetski četvorougao. Rastojanje između susednih tačaka se kreće od 75m do 100m. Druga portalna mreža bi bila uspostavljena neposredno nakon raskrsnice Ulice Milentija Popovića i Bulevara Arsenija Čarnojevića, koja bi takođe bila u obliku geodetskog četvorougla.

Generalnim projektom izgradnja tunelske deonice na Novom Beogradu je predviđena izvođenjem tipa III i V iz starog dela grada. Kako je u pitanju tunelska konstrukcija u poluotvorenom, koja započinje izgradnjom dijafragmi, za potrebe obeležavanja trase tunela nije potrebno projektovati podzemnu mrežu, tj. određivati tačnost proboja tunela, već je potrebno razviti nadzemnu mrežu koja će se oslanjati na projektovane portalne mreže i služiti za obeležavanje karakterističnih tačaka dijafragmi tunela. Na osnovu usvojenog dozvoljenog odstupanja i principa zanemarljivosti određena je neophodna položajna tačnost tačaka mreže za obeležavanje koja iznosi 2.5mm.

U postupku simulacije mreže formirana su četiri plana opažanja.

Nultim planom opažanja je predviđeno da mrežu za obeležavanje dijafragmi tunela čini operativni poligon, koji se oslanja na portalne tačke. Pretpostavljena tačnost merenih veličina je $m_a=5.0''$ za merene pravce na stanicama i $m_s=2+2\text{ppm}$ za merene dužine. Planirana su merenja svih pravaca i svih dužina i u portalnim mrežama i u operativnom poligonu.

Analizom elipsi grešaka došlo se do zaključka da se greške, upravne na pravac poligona, uvećavaju od portala ka središtu operativnog poligona. Takođe je primećeno da je tačnost koordinata po X-osi lošija u odnosu na Y-osu. Iz rezultata prethodne analize se videlo da ni jedna tačka ne zadovoljava zadati kriterijum, tj. sve vrednosti m_y i m_x su veće od 2.5mm, pa je pretpostavljen novi plan opažanja.

U okviru prvog plana opažanja dizajn mreže i plan merenja je ostao nepromenjen u odnosu na nulti plan. Poboljšana je pretpostavljena tačnost opažanih pravaca na stanicama i iznosi $m_a=3.0''$, dok je pretpostavljena tačnost merenih dužina i centrisanja ostala ista kao u nultom planu.

Analizom dobijenih rezultata zaključeno je da nije došlo do značajnijih promena u tačnosti koordinata, tj. da ni jedna tačka mreže ne ispunjava zadati kriterijum, pa je pretpostavljen novi plan opažanja.

Kako rezultati dobijeni i nultim i prvim planom opažanja nisu bili zadovoljavajući, a u operativnom poligonu više nije bilo mogućnosti za planiranje dodatnih merenja, u drugom planu opažanja pristupilo se promeni dizajna mreže. U ovom planu opažanja

predviđeno je da mrežu za obeležavanje dijafragmi čini lanac trouglova koji se oslanja na portalne mreže iz prethodna dva plana opažanja i prostire se između njih prateći oblik trase tunela. Pretpostavljena tačnost merenih veličina je ostala ista u odnosu na prethodni plan opažanja. Planirana su merenja svih pravaca i svih dužina i u portalnim mrežama i u lancu trouglova.

Rezultati prethodne analize pokazala su da iako je došlo do značajnog poboljšanja u tačnosti koordinata tačaka mreže, koordinate tačaka još uvek ne zadovoljavaju zadati kriterijum. Pokazalo se da je najveće odstupanje na tačkama projektovanim u blizini raskrsnice Ulice Milentija Popovića i Bulevara Mihajla Pupina, na mestu gde se lanac trouglova lomi, prateći krivinu projektovane trase tunela. U cilju smanjenja grešaka koordinata tačaka mreže i postizanja zadatog kriterijuma pretpostavljen je novi plan opažanja.

U okviru trećeg plana opažanja dizajn mreže i plan merenja je ostao nepromenjen u odnosu na drugi plan. Pretpostavljena tačnost merenih veličina je poboljšana i iznosi $m_a=2.0''$ za merene pravce na stanicama i $m_s=1+1\text{ppm}$ za merene dužine.

Iz rezultata prethodne analize zaključeno je da je ovim planom opažanja ispunjen zadati kriterijum, tj. važi $m_y \leq 2.5\text{mm}$ i $m_x \leq 2.5\text{mm}$ za sve tačke mreže, pa je treći plan usvojen kao definitivni plan opažanja.

Uzimajući u obzir rezultate prethodne analize svih pretpostavljenih planova opažanja za tunelski deo trase Linije 1 u starom delu grada, optimizacija tačnosti proboja tunela prevashodno zavisi od optimizacije i poboljšanja dizajna podzemne mreže tunela, koja se obično sastoji od slepih poligonskih vlakova, uglavnom povezanih dijagonalnim i poprečnim vezama. Greška proboja tunela, kada se ne upotrebljavaju žiroskopska merenja, zavisi samo od geometrije nadzemne i podzemne mreže, tačnosti merenja u njima i statusa koordinata tačaka nadzemne mreže. U eksperimentalnim istraživanjima, za potrebe optimizacije podzemne mreže, tačke nadzemne mreže su tretirane kao date tačke, sa fiksnim koordinatama. U svim planovima opažanja u podzemnoj mreži pretpostavljena tačnost merenih veličina je ostala nepromenjena. Takođe je ostao nepromenjen i broj tačaka u vlakovima zbog projektovane trase koju karakterišu oštre horizontalne i vertikalne krivine. Iz rezultata prethodne analize tačnosti može se videti da uz nepromenjenost tačnosti merenih veličina i stalan broj tačaka u vlakovima samo povećanje broja merenja u podzemnoj mreži skoro neznatno utiče na grešku proboja tunela. Međutim, kada se u plan opažanja uvrste žiroskopska merenja, tačnost proboja se značajno povećava. Da bi se poništio uticaj lateralne refrakcije, neophodno je izvršiti recipročna žiroskopska merenja. Upoređenjem rezultata prethodne analize plana 2 i usvojenog plana opažanja može se zaključiti da određivanje početne orijentacije ose tunela pomoću žiroteodolita nije dovoljna, već da su žiroskopska merenja neophodna i u samom tunelu. Rezultati usvojenog plana opažanja su pokazali da i ravnomerna raspoređenost i dovoljan broj merenih azimuta, u ovom slučaju na svakoj petoj ili šestoj tački vlaka podzemne mreže, takođe značajno doprinosi postizanju zadatog kriterijuma.

Rezultati prethodne analize za tunelski deo trase Linije 1 na Novom Beogradu pokazuju da oblik mreže ima dominantan uticaj na tačnost koordinata tačaka mreže. U poligonskom vlakom nema mogućnosti za povećanje broja merenja, a neznatno poboljšanje pretpostavljene tačnosti opažanih pravaca skoro uopšte nije uticalo na smanjenje standardne greške koordinata. Tek promenom dizajna mreže u drugom planu opažanja došlo je do značajnijeg poboljšanja rezultata. Projektovanjem mreže u obliku lanca trouglova povećan je broj projektovanih merenja, čime je postignuta milimetarska tačnost koordinata tačaka mreže. Dodatnim poboljšanjem pretpostavljene tačnosti

merenih veličina u trećem planu opažanja postignuta je zahtevana tačnost koordinata tačaka mreže za obeležavanje dijafragmi tunela. U svim planovima opažanja najlošiju tačnost koordinata imaju tačke u predelu horizontalne krivine, čiji je projektovani položaj uslovljen oblikom trase tunela i rasporedom lokalnih objekata.

Na kraju, važno je istaći da je projektovanje lokalne geodetske mreže Linije 1 beogradskog metroa izvršeno u skladu sa savremenim teorijskim postavkama koje su primenjene u postupcima projektovanja tunelskih objekata u svetu i u okruženju. Na osnovu analize primenjenih metoda i dobijenih rezultata već realizovanih projekata, u eksperimentalnom delu ovog rada su korišćena savremena dostignuća u projektovanju i realizaciji lokalnih geodetskih mreža. Uzimajući u obzir napred navedeno, kao i postignute rezultate u eksperimentalnom delu ovog rada, može se zaključiti da je geodetska struka u Srbiji osposobljena da aktivno učestvuje u projektovanju i izgradnji sistema metroa u Beogradu.

6.1 PREDLOG BUDUĆIH ISTRAŽIVANJA

U predelu horizontalnih i vertikalnih krivina trase tunela neophodno je pogustiti podzemnu mrežu dodatnim tačkama kako bi se obezbedilo dogledanje između tačaka. Kako je cilj formirati podzemnu mrežu sa što manje tačaka, pa samim tim i sa što manje premeštanja totalne stanice, budući pravci istraživanja bi se svakako odnosili na postavljanje sistema za praćenje TBM-a u zakrivljenim tunelima kojim bi se obezbedilo dogledanje uz minimalan broj tačaka u podzemnom vlaku. Pored toga, potpuna studija o dizajnu i kontroli parametara lokalne geodetske mreže zakrivljenog tunela bi zahtevalo ozbiljno istraživanje u budućnosti.

Sistem bežičnih senzorskih mreža (Wireless sensor networks) predstavlja još jedan vid nove tehnologije, koja se još uvek razvija, ali i nalazi sve veću primenu u deformacionom monitoringu. U radu je ukratko dat predlog sistema za deformacioni monitoring objekata koji se nalaze iznad projektovane trase tunela beogradskog metroa, koga bi činila kombinacija geodetskih instrumenata – totalnih stanica i GPS prijemnika. S obzirom da se u okviru sistema bežičnih senzorskih mreža koriste mnogo manji i jeftiniji senzori u odnosu na geodetske instrumente, a sistemi su, za razliku od monolitnih sistema za monitoring poput sistema Leica i Trimble, skalabilni i prilagodljivi specifičnim zahtevima projekta, potrebno je razmotriti mogućnost formiranja ovakvog sistema za deformacioni monitoring nadzemnih objekata na području iskopavanja tunela beogradskog metroa.

Bežični prenos podataka bi mogao da se integriše u sistem za praćenje TBM-a, koji bi se koristio za:

- lokalni bežični prenos podataka na gradilištu pomoću bežičnih komunikacionih tehnologija kratkog dometa i
- udaljeni monitoring radova na gradilištu pomoću interneta.

Konkretno, lokalnim bežičnim komunikacionim tehnologijama bi se totalna stanica povezala sa kontrolnim računarom, dok bi se internet vezom obezbedio prenos podataka od gradilišta do klijenata, izvođača radova i konsultanata u realnom vremenu.

Usled nedostatka bilo kakvih propisanih standarda i pravilnika kojima se definiše zahtevana tačnost i metoda merenja za određenu vrstu geodetskih inženjerskih radova, geodete u Srbiji se neretko oslanjaju na primenjene geodetske metode u okviru već izvedenih projekata, kao i na spostvenu intuiciju i iskustvo. Stoga se nameće potreba za donošenjem odgovarajućih pravilnika i, samim tim, standardizacijom geodetskih radova iz oblasti inženjerske geodezije.

7. LITERATURA

- Ašanin, S., (2003): Inženjerska geodezija, Ageo, Beograd.
- Baarda, W., (1973): S-transformations and criterion matrices, Netherlands Geodetic Commission New Series (5) 1, Delft, 168 pp.
- Barbour, N., (2004): Inertial Navigation Sensors, NATO RTO Lecture Series 232, "Advances in Navigation Sensors and Integration Technology", 31 May - 1 June, 2004, Moscow, Russia.
- Barry, A.B., (1988): Construction measurements. Wiley inter science, New York.
- Begović, A., (1990): Inženjerska geodezija 2, Građevinski fakultet, Naučna knjiga, Beograd.
- Benecke, N., Kalz, U., (2006): Ensuring Tunnel Navigation by Cost-effective Gyroscope Control Measurements, Tunnelling And Underground Space Technology; 21, 3/4; 253 AITES-ITA world tunnel congress; Safety in the underground space.
- Bennett, P. J., Soga, K., Wassell, I., Fidler, P., Abe, K., Kobayashi, Y., Vanicek, M., (2010): Wireless sensor networks for underground railway applications: case studies in Prague and London, SMART STRUCT SYST, 6, pp. 619-639.
- Brunner, F. K., Grillmayer, E., (2002): On the Temperature Dependence of Gyroscopic Measurements Using the GYROMAT 2000, FIG XXII International Congress, Washington D.C. USA, April 19-26 2002.
- Bulatović, V., (2012): Metode preciznih geodetskih merenja, skripta.
- Carosio, A., Ebner, F., (1998): Geodetic Methods, Mathematical Methods and Quality Management for Underground Surveying in the Swiss Alptransit Project, XXI. FIG Congress, Commission 6, Brighton, p. 410-415.
- Caspary, W., F., (1987): Concepts of Network and Deformation Analysis, Monograph 11, School of Geomatic Engineering (formerly Surveying), The University of New South Wales, Kensington, p. 183.
- Chang, D. L. H., (2012): The Design and Philosophy of the Tunneling Survey for the Klang Valley Underground Mass Rapid Transit Project, FIG Working Week 2012, Knowing to manage the territory, protect the environment, evaluate the cultural heritage, Rome, Italy, 6-10 May 2012.
- Chrzanowski, A., (1981): Optimization of the Breakthrough Accuracy in Tunneling Surveys, The Canadian Surveyor, Vol. 35, No. 1, March 1981, pp 5-16.
- Činklović, N., (1983): Metode preciznih geodetskih merenja, Naučna knjiga, Građevinski fakultet, Beograd.
- Clarke-Hackston, N., Messing, M., Ullrich, E., (2008): Geodetic Instrumentation for Use on Machine Bored Tunnels, 1st International Conference on Machine Control & Guidance 2008, ETH Zurich.
- Cranenbroeck, J. V., Brown, N., (2004): Networking Motorized Total Stations and GPS Receivers for Deformation Measurement, FIG Working Week, Athens, Greece, May 22-27, 2004.

- Cranenbroeck, J. V., Ashcroft, N., (2010): Leica Geo systems single to multi frequency GNSS signal processing solutions for engineering infrastructures monitoring applications.
- Cross, P., A., (1985): Numerical methods in network design, *Optimization and design of geodetic networks*, E. W. Grafarend and F. Sanso, eds., Springer, Berlin, 429–435.
- Cvetković, Č., (1970): *Primena geodezije u inženjerstvu*, Građevinska knjiga, Beograd.
- EGIS (2012): Studija opšteg koncepta metro sistema grada Beograda. Generalni koncept i definisanje metro sistema Beograda i idejni projekat metro linije 1 u Beogradu. 1. faza: Generalni koncept i definicija metro sistema u Beogradu.
- Ehrbar, H., (2008): Gotthard base tunnel, Switzerland experiences with different tunnelling methods, 2^o Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas Seminário Internacional “South American Tunnelling” – 2008.
- Flenniken, W. S., Wall, J. H., Bevely, D. M., (2005): Characterization of Various IMU Error Sources and the Effect on Navigation Performance, Proceedings of ION GNSS 18th International Technical Meeting of the Satellite Division.
- Fowler, M., (2013): Inclinometers – the good, the bad and the future, Australian Centre for Geomechanics-Newsletter, Volume No. 41, December 2013, pp 21-24.
- Gašincova, S., Gašinec, J., (2013): Comparison of the Method of Least Squares And the Simplex Method For Processing Geodetic Survey Results, *GeoScience Engineering*, Volume LIX (2013), No.3, pp. 21-35.
- Ghassemi, M., (2008): Progress towards the precise navigation system for Tunnel Boring Machine (TBM), 20th National Conference, Niagara falls, Canada, October 27-28, 2008.
- Grafarend, E., W., (1974): Optimization of geodetic networks, *Bolletino di Geodesia e Science Affini*, 33(4), pp 351–406.
- Grgić, I., (2003): Specifičnosti geodetske osnove u tunelogradnji, Magistarski rad, Sveučilište u Zagrebu, Geodetski fakultet, Hrvatska.
- Han, M., Cai, Z., Qu, C., Chen, K., (2015): Tunneling Simulation and Strength Analysis of Cutterhead System of TBM, *Intelligent Robotics and Applications*, 8th International Conference, ICIRA 2015, Portsmouth, UK, August 24-27, 2015, Proceedings, Part III, pp 445-455.
- Hancock, C., M., Roberts, G., W., Bonenberg, L., K., (2010): Positioning Using Localites, *Scientific Journal of Riga Technical University Geomatics*, Vol. 7, 2010, pp 39-45.
- Ingensand, H., Ryf, A., Stengele, R., (1998): The Gotthard Base Tunnel - a challenge for geodesy and geotechnics, Symposium on geodesy for Geotechnical and Structural Engineering, April 20-22, Eisenstadt.
- Jekeli, C., (2001): *Inertial Navigation Systems with Geodetic Applications*, Walter de Gruyter, Berlin, New York.
- Kahmen, H. (1999): Geodetic networks for special purposes. Državne geodetske osnove i zemljišni informacijski sustavi, Zbornik radova, Hrvatsko geodetsko društvo, Opatija, Hrvatska.

- Kapović, Z. (2010): Geodezija u niskogradnji. Zagreb: Sveučilište u Zagrebu, Geodetski fakultet.
- Karabatić, A., (2005): Inercijalni sustavi, Ekscentar, (7), pp 48-86.
- Kavanagh, R., M., (2007): Žiroskopi za orijentaciju i inercijalni navigacijski sustavi, Kartografija i geoinformacije, Vol. 6, No.izv./spec., juni 2007, pp 255-271.
- Koch, K., R., (1980): Parameterschatzung und hypothesentests in linearen modellen, Dummler-Verlag, Bonn.
- Korittke, N., (1990): Influence of Horizontal Refraction on the Traverse Measurements in Tunnels with Small Diameters, Proceedings of the Second International Workshop on Accelerator Alignment, pp. 315.
- Korittke, N., (1997): Zur Anwendung hochpräziser Kreismessungen im Bergbau und Tunnel-bau, Geodätische Schriftenreihe der TU Braunschweig Nr. 14.
- Kranjec, M., Pavasović, M., (2006): Primjena inercijalnih navigacijskih sustava u geodeziji, Ekscentar, (8), pp 54-57.
- Krüger, J. (1985): Absteckungsnetze, speziell für Tunnelabsteckungen, Geodätische Netze in Landes- und Ingenieurvermessung II, Konrad Wittwer Verlag, Stuttgart, 507–524.
- Kuang, S., (1991): Optimization and design of deformation monitoring schemes, Ph.D. dissertation, Dept. of surveying engineering technical report no. 157, University of New Brunswick, Fredericton, Canada, 179 pp.
- Kuang, S., (1996): Geodetic Network Analysis and Optimal Design, Ann Arbor Press, Inc., Chelsea, Michigan, USA.
- Kupervasser, O., Rubinstein, A., (2013): Correction of Inertial Navigation System's Errors by the Help of Video-Based Navigator Based on Digital Terrarium Map, *Positioning*, 4, 89-108. doi: 10.4236/pos.2013.41010.
- Lee., A. H. S., (2007): Engineering Survey System for TBM (Tunnel Boring Machine) Tunnel Construction, Strategic Integration of Surveying Services, FIG Working Week 2007, Hong Kong SAR, China 13-17 May 2007.
- Lewen, I., (2006): Use of gyrotheodolite in underground control network, Master's of Science Thesis in Geodesy, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden.
- Mooney, M.A., Walter, B., Frenzel, C., (2012): Real-Time Tunnel Boring Machine Monitoring: State of the Art Review, Proc. North American Tunneling 2012, Indianapolis, IN, June 24-27, 2012.
- Messing, M., (2013): Navigation of tunnel boring machine at Gotthard, Alp Transit Gotthard, special edition English, IGS – Ingenieur-Geometer Schweiz.
- Mihailović, K., Aleksić, I., (2008): Koncept mreža u geodetskom premeru, Privredno društvo za kartografiju Geokarta d.o.o. Beograd.
- Mikkelsen, P.E. (2003): Advances in inclinometer data analysis, Symposium on Field
- Mohr, L., (2007): Effects and Controls of Lateral Refraction in Underground Coal Mines, Bachelor work, University of Southern Queensland, Faculty of Engineering and Surveying.

- Nassar, S., (2003): Improving the Inertial Navigation System (INS) Error Model for INS and INS/DGPS Applications. PhD Thesis, Department of Geomatics Engineering, navigation systems, Strapdown Inertial Navigation Technology, The Institution of Engineering and Technology, United Kingdom, pp 17-57.
- Neuhierl, T., Schnädelbach, K., Wunderlich, T., Ingensand, H., Ryf, A., (2006): How to Transfer Geodetic Network Orientation through Deep Vertical Shafts - An Inertial Approach, XXIII International FIG Congress, 8-13 October 2006, Munich, Germany.
- Niemeier, W., (1987): Zur bestimmung von datumsparemetern aus beobachtungen, Zfv, vol. 112, s 139-153.
- Niemeier, W., (2006): Geodetic Techniques for the Navigation, Guidance and Control of Construction Processes. In: Proceedings of 3rd IAG International Symposium on Geotechnical and Structural Engineering and 12th International Symposium on Deformation Measurements, Baden, Österreich, 22.-24.05.
- Niemeier, W., (2006): Geodetic Techniques for the Navigation, Guidance and Control of Construction Processes, 3rd IAG / 12th FIG Symposium, Baden, May 22-24, 2006.
- Nikolić B., (2009): Projektovanje kontrolne geodetske mreže za prćenje deformacija u kojoj se merenja izvide GPS tehnoligijom, Diplomski rad, Građevinski fakultet, Beograd.
- Ninkov, T., (1980): Global Accurasy Criteria of Geodetic Networks as Possible Objective Functions for Mathematic Optimisation of Designe Second Order, VIII Internat. Kurs für Ingenieurvermessung, Zürich.
- Ninkov, T., (1981): Kriterijumi kvaliteta gradskih geodetskih mreža, Savetovanje o primeni geodezije kod uređenja gradskih naselja, Krk.
- Ninkov, T., (1989): Optimizacija projektovanja geodetskih mreža, Građevinski fakultet, Naučna knjiga, Beograd.
- Novaković, G., (2005): Geodetske mreže posebnih namjena, Geodetski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, Zagreb.
- Paar, R., (2006): Uspostava geodetske osnove za posebne namjene, Magistarski rad, Sveučilište u Zagrebu, Geodetski fakultet, Hrvatska.
- Pawłowski, W., Abbas, S., (2009): Methodology of geodetic surveying for construction in accordance with international standardization, Research contributions in the field of engineering surveying within the period 2007 – 2008, Reports on geodesy, Warsaw University of technology, Faculty of geodesy and cartography, Department of geodesy and geodetic astronomy, pp 317-323.
- Pelzer, P., H., (1974): Zur beohandlung singularer ausgleichungsaufgaben, Zfv 99, 181-197, 473 -488.
- Perović, G., (2005): Metod najmanjih kvadrata, Monografija, Građevinski fakultet, Beograd.
- Perović, G., (2007): Precizna geodetska merenja, Monografija 2, Građevinski fakultet, Beograd
- Petovello, M., (2003): Real-time Integration of Tactical-grade IMU and GPS for High-Accuracy Positioning and Navigation, PhD thesis, UCGE Report 20173, The Department of Geomatics Engineering, University of Calgary, Calgary, Canada.

- Petovello, M. G., Lachapelle, G., (2006): Comparison of Vector-Based Software Receiver Implementations with Application to Ultra-Tight GPS/INS Integration, ION GNSS 2006, Fort Worth TX, 26-29 September 2006.
- Pope, A., J., (1976): The statistics of residuals and detection of outliers, U.S. Dept. of Com., pp258-428, National ocean survey, Rockville, Md.
- Popović, Z., (1991): Prilog analizi metoda za određivanje astronomskog azimuta savremenim žiroteodolitima, Doktorski rad, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet.
- Ran L., Ye, X. W., Ming, G., Dong, X. B., (2014): Structural Monitoring of Metro Infrastructure during Shield Tunneling Construction, The Scientific World Journal, Volume 2104, Hindawi Publishing Corporation.
- Rao, C.,R., (1973): Linear statistical inference and its application. John Wiley & Sons, New York.
- Redovniković, L., Džapo, M., Kapović, Z., (2011): Ispitivanje utjecaja bočne refrakcijena mjerenja horizontalnih pravaca u tunelu, Geodetski list 2011, Vol. 3, pp 241–259.
- Rizos, C., Li, Y., Politi, N., Barnes, J., Gambale, N., (2011): Locata: A New Constellation for High Accuracy Outdoor and Indoor Positioning, FIG Working Week 2011, Bridging the Gap between Cultures, Marrakech, Morocco, 18-22 May 2011.
- Saracin, A., Cosarca, C., Savu, A., Negrilia, A., (2014): TBM (tunnel boring machine) Guidance Systems For Tunnel Construction, RevCAD Journal of Geodesy And Cadastre 17/2014.
- Schaffrin, B., (1985): Aspects of network design, Optimization and design of geodetic networks edited by Graferend and Sanso, Berlin.
- Schmitt, G., (1985): A review of network designs, criteria, risk functions and design ordering, Optimization and design of geodetic networks edited by Graferend and Sanso, Berlin.
- Schramm, P., (1985): Influence of Vibrations on the Stability of Geodetic Signals and Instruments, Survey Review, Vol. 28, 218, pp. 214-226.
- Schroder 2000
- Searle, S., R., (1971): Linear models, John Wiley & Sons, New York.
- Shen, X., (2010): Surveying – Computing Integrated Approach to Tracking a Tunnel Boring Machine During Microtunneling, PhD thesis, The Hong Kong Polytechnic University.
- Shen, X., Lu, M., Fernando, S., Abourizk, S., (2012): Tunnel boring machine positioning automation in tunnel construction, Gerontechnology, Vol. 11, No. 2.
- Shen, X. S., Lu, M., and Chen, W. (2011): Tunnel-boring machine positioning during microtunneling operations through integrating automated data collection with real time computing, J. Const. Eng. Manage, 137(1), 72-85.
- Sirivachiraporn, A., Phienwej, N. (2012) “Ground movements in EPB shield tunneling of Bangkok subway project and impacts on adjacent buildings.” Tunnelling and underground Space Technology, Vol. 30 pp. 10–24.

- Sokolović, V., (2015): Integracija GPS prijemnika i senzora niže klase tačnosti u cilju preciznije navigacije objekata u prostoru, Doktorska disertacija, Vojna Akademija, Univerzitet odbrane, Beograd.
- Stajano, F., Hoult, N., Wassell, I., Bennett, P. J., Middleton, C. R., Soga, K., (2010): Smart Bridges, Smart Tunnels: Transforming Wireless Sensor Networks from Research Prototypes into Robust Engineering Infrastructure, *Ad Hoc Networks*, Vol. 8, No. 8, November 2010, pp. 872-888.
- Stark, T.D., Choi, H., (2008): Slope Inclometers for Landslides, *Landslides*, Journal of the International Consortium on Landslides, Vol. 5 No. 3, September, 2008.
- Stengele. R., Schatti-Stahlin, I., (2011): Geodetic Reference System and Break-Through-Results in the Gotthard-Base Tunnel, Swiss National Report on the GEODETIC ACTIVITIES in the years 2007 to 2011, Presented to the XXV General Assembly of the International Union of Geodesy and Geophysics in Melbourne, Australia, June/July 2011.
- Stengele. R., Schatti-Stahlin, I., (2013): Geodetic Basis and main control surveys in the Gotthard Base tunnel, *Alp Transit Gotthard*, special edition English, IGS – Ingenieur-Geometer Schweiz.
- Vaispacher, T., Bréda, R., Adamčík, F. (2015): Error Analysis of Inertial Navigation Systems Using Test Algorithms. *NAŠE MORE : znanstveno-stručni časopis za more i pomorstvo*, 62(3 Special Issue). doi:10.17818/NM/2015/SI21
- Vanicek, P., Krakiwsky, E.,J., (1986): *Geodesy: The Concepts*, Second edition, North-Holland Publishing Company.
- Vardakos, S. (2003): Distinct Element Modeling of the Shimizu Tunnel No.3 in Japan, Master thesis, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute, Blacksburg, Virginia, USA, December, 2003.
- Velasco, J., Prieto, J., Herrero, T., Fabrega, J., (2010): Geodetic network design and strategies followed for drilling a 25 km tunnel for high speed railway in Spain, *FIG Congress 2010, Facing the Challenges – Building the Capacity*, Sydney, Australia, 11-16 April 2010.
- Vikas Kumar, N., (2004): Integration of inertial navigation system and global positioning system using Kalman filtering, M.Tech Dissertation, Indian Institute of Technology, India.
- Walchko, K. J., (2002): Low Cost Inertial Navigation: Learning to Integrate Noise and Find Your Way, M.S. Dissertation, University of Florida, USA.
- Wolf, R., Eissfeller, B., Hein, G.W.: A Kalman Filter for the Integration of a Low Cost INS and an attitude GPS, Institute of Geodesy and Navigation, Munich, Germany.
- Zrinjski, M., Džapo, M., Redovniković, L., (2006): Underground Geodetic Basis of the Tunnel "Mala Kapela", *Shaping the Change*, XXIII FIG Congress, Munich, Germany, October 8-13, 2006.

Web sajтови:

<http://www.dmt.de>

<http://www.dutchops.com>

<http://www.en.wikipedia.org>

<http://www.facesupport.org>

<http://www.geospatialworldforum.org>

<http://www.herrenknecht.com>

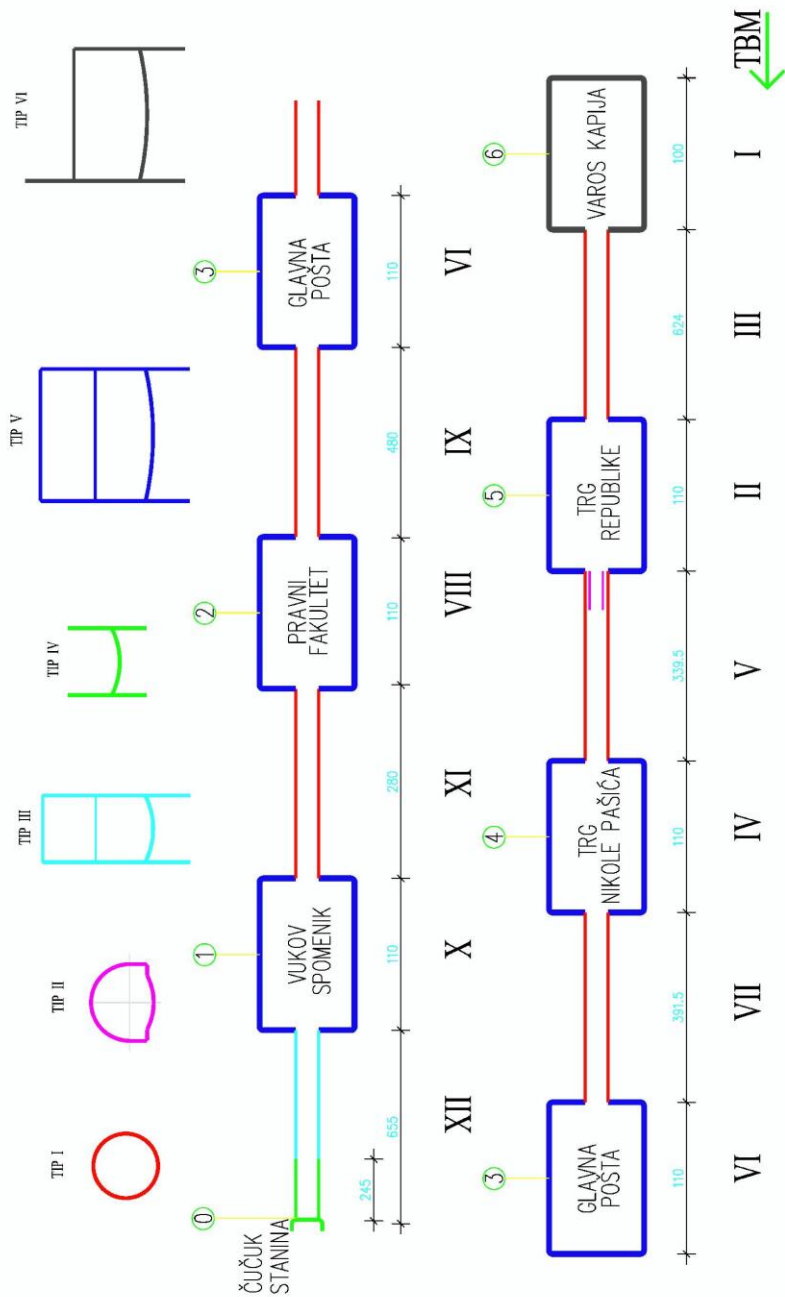
<http://www.leica-geosystems.com>

<http://www.tac-co.com>

**PRILOG 1. Predviđena dinamika izvođenja građevinskih radova na
tunelskom delu trase Linije 1 u starom delu grada**

DIREKCIJA ZA GRAĐEVINSKO
ZEMLJIŠTE I IZGRADNJU BEOGRADA

PRETHODNA STUDIJA OPRAVDANOSTI IZGRADNJE
PRVE LINIJE LAKOG SINSKOG SISTEMA
SA GENERALNIM PROJEKTOM (SA ELEMENTIMA IDEJNOG PROJEKTA)



2004. November

3.6.1
LRT
1/1

3. TRASA
3.6. LRT - TUNELSKJE DEONICE
3.6.1. Tehnologija i dinamika izvođenja
OSNOVNA VARIJANTA



**PRILOG 2. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za
nulti plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 u
starom delu grada**

MicroSurvey STAR*NET-PRO Version 7, 2, 2, 7
Licensed for Demo Use Only
Run Date: Thu Jul 09 2015 22:22:34

Summary of Files Used and Option Settings

=====

Project Folder and Data Files

Project Name POT-P0-STARI GRAD
Project Folder C:\MARIJA\DOKTORAT\TUNEL-STARI
GRAD\STARNET\PLAN 0
Data File List 1. POT-P0-stari grad.dat

Project Option Settings

STAR*NET Run Mode : Preanalysis
Type of Adjustment : 2D
Project Units : Meters; DMS
Coordinate System : LOCAL
Default Project Elevation : 0.0000 Meters
Apply Average Scale Factor : 1.0000000000
Input/Output Coordinate Order : East-North (Shown as Y-X)
Angle Data Station Order : At-From-To
Distance/Vertical Data Type : Hor Dist/DE
Convergence Limit; Max Iterations : 0.005000; 10
Default Coefficient of Refraction : 0.130000
Earth Radius : 6377000.00 Meters
Create Coordinate File : Yes
Create Ground Scale Coordinate File : No
Create Dump File : No

Instrument Standard Error Settings

Project Default Instrument
Distances (Constant) : 0.001000 Meters
Distances (PPM) : 1.000000
Angles : 4.000000 Seconds
Directions : 1.000000 Seconds
Azimuths & Bearings : 4.000000 Seconds
Centering Error Instrument : 0.001000 Meters
Centering Error Target : 0.001000 Meters

Summary of Unadjusted Input Observations

=====

Number of Entered Stations (Meters) = 81

Fixed Stations	Y	X	Description
PN11	7459763.1600	4962107.0100	
PN13	7459624.6300	4961857.2600	
PN9	7457156.6800	4963512.1700	
PN1	7456887.0600	4963653.7700	
PN3	7456907.4600	4963457.0000	
PN12	7459833.5300	4961906.2800	

Fixed Stations	Y	X	Description
PN2	7457063.9300	4963645.0000	
PN4	7456976.0800	4963531.9400	
PN5	7456970.6900	4963560.0600	
PN7	7459690.7300	4962020.6400	
PN8	7459679.4800	4961989.5700	
P1	7457028.1400	4963569.4100	
P2	7457031.3700	4963562.7600	
P3	7457115.4000	4963611.7600	
P4	7457118.6300	4963605.1000	
P5	7457208.9700	4963657.1600	
P6	7457212.2000	4963650.5000	
P7	7457290.8900	4963693.6200	
P8	7457292.6400	4963686.4300	
P9	7457359.9800	4963706.6000	
P10	7457360.2800	4963699.2000	
P11	7457430.4600	4963699.0200	
P12	7457428.7000	4963691.8300	
P13	7457505.0600	4963668.7100	
P14	7457501.7000	4963662.1100	
P15	7457587.9200	4963633.8700	
P16	7457585.8000	4963626.7800	
P17	7457668.6400	4963624.4600	
P18	7457668.8400	4963617.0700	
P19	7457754.6400	4963631.0100	
P20	7457755.2700	4963623.6400	
P21	7457834.7600	4963636.8400	
P22	7457834.5900	4963629.4500	
P23	7457874.4400	4963625.3500	
P24	7457870.5700	4963619.0500	
P25	7457902.5000	4963595.0700	
P26	7457895.9600	4963591.6100	
P27	7457915.7200	4963556.6200	
P28	7457908.5800	4963554.7000	
P29	7457941.7800	4963460.0800	
P30	7457934.6300	4963458.1500	
P31	7457964.2300	4963361.8200	
P32	7457956.8700	4963361.0600	
P33	7457973.1600	4963259.8100	
P34	7457965.8000	4963259.0600	
P35	7457984.0400	4963221.2600	
P36	7457977.6600	4963217.5100	
P37	7458021.5500	4963183.1600	
P38	7458016.6400	4963177.6200	
P39	7458107.5100	4963106.7600	
P40	7458102.6000	4963101.2300	
P41	7458192.4800	4963031.2400	
P42	7458187.5600	4963025.7100	
P43	7458267.4700	4962964.6000	
P44	7458262.5600	4962959.0600	
P45	7458357.9100	4962884.2200	
P46	7458353.0000	4962878.6800	
P47	7458447.6100	4962804.5000	
P48	7458442.6900	4962798.9700	
P49	7458537.3100	4962724.7800	
P50	7458532.3900	4962719.2500	
P51	7458628.5300	4962644.1700	
P52	7458623.8500	4962638.4400	
P53	7458731.1500	4962577.1400	
P54	7458727.2100	4962570.8800	
P55	7458838.2500	4962512.6400	

Fixed Stations	Y	X	Description
P56	7458834.3100	4962506.3800	
BT1	7459024.6800	4962396.1200	
BT2	7459024.6810	4962396.1200	
P57	7459629.0000	4962042.7800	
P58	7459625.1800	4962036.4300	
P59	7459540.4000	4962096.0000	
P60	7459536.6600	4962089.6000	
P61	7459443.9500	4962152.3200	
P62	7459440.2200	4962145.9300	
P63	7459353.2800	4962205.2700	
P64	7459349.5500	4962198.8800	
P65	7459264.9200	4962256.8700	
P66	7459261.1800	4962250.4800	
P67	7459158.5100	4962319.9100	
P68	7459154.7800	4962313.5200	

Number of Distance Observations (Meters) = 96

From	To	Distance	StdErr
PN9	PN3	255.2535	0.0019
PN9	PN4	181.6789	0.0018
PN9	PN5	192.0566	0.0018
PN9	PN1	304.5415	0.0019
PN9	PN2	162.0073	0.0018
PN1	PN2	177.0873	0.0018
PN1	PN5	125.6007	0.0018
PN1	PN4	150.8877	0.0018
PN1	PN3	197.8247	0.0019
PN2	PN3	244.5953	0.0019
PN2	PN5	126.1289	0.0018
PN3	PN5	120.9107	0.0018
PN3	PN4	101.6106	0.0018
PN4	PN5	28.6319	0.0017
PN4	P1	64.1424	0.0018
PN5	P2	60.7400	0.0018
P1	P4	97.2739	0.0018
P4	P5	104.2668	0.0018
P5	P8	88.6420	0.0018
P8	P9	70.2958	0.0018
P9	P12	70.2893	0.0018
P12	P13	79.7834	0.0018
P13	P16	90.9784	0.0018
P16	P17	82.8725	0.0018
P17	P20	86.6339	0.0018
P20	P21	80.5785	0.0018
P21	P24	39.9855	0.0018
P24	P25	39.9320	0.0018
P25	P28	40.8253	0.0018
P28	P29	100.2755	0.0018
P29	P32	100.1632	0.0018
P32	P33	102.5521	0.0018
P33	P36	42.5387	0.0018
P36	P37	55.7338	0.0018
P37	P40	115.2459	0.0018
P40	P41	113.9167	0.0018
P41	P44	100.6040	0.0018
P44	P45	121.2132	0.0018
P45	P48	120.2298	0.0018
P48	P49	120.2377	0.0018

From	To	Distance	StdErr
P49	P52	122.2447	0.0018
P52	P53	123.5758	0.0018
P53	P56	125.0958	0.0018
P56	BT1	219.9955	0.0019
P2	P3	97.2730	0.0018
P3	P6	104.2642	0.0018
P6	P7	89.7299	0.0018
P7	P10	69.6140	0.0018
P10	P11	70.1802	0.0018
P11	P14	80.2339	0.0018
P14	P15	90.7270	0.0018
P15	P18	82.6455	0.0018
P18	P19	86.9250	0.0018
P19	P22	79.9652	0.0018
P22	P23	40.0604	0.0018
P23	P26	40.0187	0.0018
P26	P27	40.1840	0.0018
P27	P30	100.2693	0.0018
P30	P31	100.7751	0.0018
P31	P34	102.7720	0.0018
P34	P35	41.9707	0.0018
P35	P38	54.4721	0.0018
P38	P39	115.2324	0.0018
P39	P42	113.9171	0.0018
P42	P43	100.5984	0.0018
P43	P46	121.2338	0.0018
P46	P47	120.2236	0.0018
P47	P50	120.2298	0.0018
P50	P51	121.9832	0.0018
P51	P54	122.9193	0.0018
P54	P55	125.3865	0.0018
P55	BT1	219.8478	0.0019
PN11	PN12	212.7075	0.0019
PN11	PN13	285.5970	0.0019
PN11	PN8	144.2030	0.0018
PN11	PN7	112.7204	0.0018
PN13	PN7	176.2448	0.0018
PN13	PN8	143.2287	0.0018
PN13	PN12	214.5744	0.0019
PN12	PN8	175.1246	0.0018
PN12	PN7	182.9482	0.0018
PN7	PN8	33.0440	0.0018
PN7	P58	67.4250	0.0018
PN8	P57	73.3453	0.0018
P57	P60	103.5316	0.0018
P60	P61	111.9328	0.0018
P61	P64	105.2577	0.0018
P64	P65	102.5918	0.0018
P65	P68	123.8549	0.0018
P68	BT2	154.1055	0.0018
P58	P59	103.6158	0.0018
P59	P62	111.9332	0.0018
P62	P63	105.2606	0.0018
P63	P66	102.5980	0.0018
P66	P67	123.9421	0.0018
P67	BT2	154.0070	0.0018

Number of Direction Observations (DMS) = 188

From	To	Direction	StdErr
Set 1			
PN9	PN3	257-31-03.70	1.52
PN9	PN4	276-14-49.94	1.89
PN9	PN5	284-26-21.35	1.82
PN9	PN1	297-42-27.79	1.38
PN9	PN2	325-04-29.67	2.06
Set 2			
PN1	PN2	92-50-19.16	1.93
PN1	PN9	117-42-27.79	1.38
PN1	PN5	138-15-11.48	2.53
PN1	PN4	143-50-41.15	2.18
PN1	PN3	174-04-51.76	1.78
Set 3			
PN2	PN9	145-04-29.67	2.06
PN2	PN3	219-46-12.65	1.56
PN2	PN5	227-40-01.31	2.52
PN2	PN1	272-50-19.16	1.93
Set 4			
PN3	PN1	354-04-51.76	1.78
PN3	PN5	31-31-48.73	2.61
PN3	PN2	39-46-12.65	1.56
PN3	PN4	42-28-45.38	3.04
PN3	PN9	77-31-03.70	1.52
Set 5			
PN4	PN9	96-14-49.94	1.89
PN4	PN3	222-28-45.38	3.04
PN4	PN1	323-50-41.15	2.18
PN4	PN5	349-08-57.26	10.24
PN4	P1	54-15-20.45	4.66
Set 6			
PN5	PN9	104-26-21.35	1.82
PN5	PN4	169-08-57.26	10.24
PN5	PN3	211-31-48.73	2.61
PN5	PN1	318-15-11.48	2.53
PN5	PN2	47-40-01.31	2.52
PN5	P2	87-27-08.15	4.91
Set 7			
P1	PN4	234-15-20.45	4.66
P1	P4	68-28-31.14	3.16
Set 8			
P4	P1	248-28-31.14	3.16
P4	P5	60-02-47.59	2.97
Set 9			
P5	P4	240-02-47.59	2.97
P5	P8	70-43-07.68	3.44
Set 10			
P8	P5	250-43-07.68	3.44
P8	P9	73-19-32.66	4.27
Set 11			
P9	P8	253-19-32.66	4.27
P9	P12	102-07-48.20	4.27
Set 12			
P12	P9	282-07-48.20	4.27
P12	P13	106-50-42.25	3.79
Set 13			
P13	P12	286-50-42.25	3.79
P13	P16	117-26-37.72	3.36

From	To	Direction	StdErr
Set 14			
P16	P13	297-26-37.72	3.36
P16	P17	91-36-15.10	3.66
Set 15			
P17	P16	271-36-15.10	3.66
P17	P20	90-32-32.35	3.51
Set 16			
P20	P17	270-32-32.35	3.51
P20	P21	80-34-17.68	3.76
Set 17			
P21	P20	260-34-17.68	3.76
P21	P24	116-25-03.59	7.36
Set 18			
P24	P21	296-25-03.59	7.36
P24	P25	126-54-25.93	7.37
Set 19			
P25	P24	306-54-25.93	7.37
P25	P28	171-26-06.83	7.21
Set 20			
P28	P25	351-26-06.83	7.21
P28	P29	160-39-54.69	3.08
Set 21			
P29	P28	340-39-54.69	3.08
P29	P32	171-20-06.59	3.08
Set 22			
P32	P29	351-20-06.59	3.08
P32	P33	170-51-36.26	3.02
Set 23			
P33	P32	350-51-36.26	3.02
P33	P36	173-55-39.16	6.93
Set 24			
P36	P33	353-55-39.16	6.93
P36	P37	128-02-53.15	5.33
Set 25			
P37	P36	308-02-53.15	5.33
P37	P40	135-18-33.70	2.72
Set 26			
P40	P37	315-18-33.70	2.72
P40	P41	127-54-29.05	2.75
Set 27			
P41	P40	307-54-29.05	2.75
P41	P44	135-50-44.60	3.07
Set 28			
P44	P41	315-50-44.60	3.07
P44	P45	128-07-41.84	2.61
Set 29			
P45	P44	308-07-41.84	2.61
P45	P48	135-09-30.16	2.62
Set 30			
P48	P45	315-09-30.16	2.62
P48	P49	128-05-57.90	2.62
Set 31			
P49	P48	308-05-57.90	2.62
P49	P52	134-56-01.38	2.59
Set 32			
P52	P49	314-56-01.38	2.59
P52	P53	119-44-20.87	2.56
Set 33			
P53	P52	299-44-20.87	2.56
P53	P56	124-26-49.89	2.54

From	To	Direction	StdErr
Set 34			
P56	P53	304-26-49.89	2.54
P56	BT1	120-04-44.05	1.66
Set 35			
P2	PN5	267-27-08.15	4.91
P2	P3	59-45-08.88	3.16
Set 36			
P3	P2	239-45-08.88	3.16
P3	P6	68-11-18.19	2.97
Set 37			
P6	P3	248-11-18.19	2.97
P6	P7	61-16-42.41	3.40
Set 38			
P7	P6	241-16-42.41	3.40
P7	P10	85-24-08.82	4.31
Set 39			
P10	P7	265-24-08.82	4.31
P10	P11	90-08-49.03	4.28
Set 40			
P11	P10	270-08-49.03	4.28
P11	P14	117-23-20.50	3.77
Set 41			
P14	P11	297-23-20.50	3.77
P14	P15	108-08-07.41	3.37
Set 42			
P15	P14	288-08-07.41	3.37
P15	P18	101-43-43.31	3.67
Set 43			
P18	P15	281-43-43.31	3.67
P18	P19	80-46-18.26	3.50
Set 44			
P19	P18	260-46-18.26	3.50
P19	P22	91-07-04.17	3.78
Set 45			
P22	P19	271-07-04.17	3.78
P22	P23	95-52-27.32	7.35
Set 46			
P23	P22	275-52-27.32	7.35
P23	P26	147-28-10.24	7.36
Set 47			
P26	P23	327-28-10.24	7.36
P26	P27	150-32-42.57	7.33
Set 48			
P27	P26	330-32-42.57	7.33
P27	P30	169-07-45.71	3.08
Set 49			
P30	P27	349-07-45.71	3.08
P30	P31	162-55-08.43	3.06
Set 50			
P31	P30	342-55-08.43	3.06
P31	P34	179-07-28.87	3.01
Set 51			
P34	P31	359-07-28.87	3.01
P34	P35	154-14-27.05	7.02
Set 52			
P35	P34	334-14-27.05	7.02
P35	P38	143-14-22.18	5.45
Set 53			
P38	P35	323-14-22.18	5.45
P38	P39	127-56-48.98	2.72

From	To	Direction	StdErr
Set 54			
P39	P38	307-56-48.98	2.72
P39	P42	135-21-20.34	2.75
Set 55			
P42	P39	315-21-20.34	2.75
P42	P43	127-24-23.12	3.07
Set 56			
P43	P42	307-24-23.12	3.07
P43	P46	135-07-49.19	2.61
Set 57			
P46	P43	315-07-49.19	2.61
P46	P47	128-05-54.98	2.62
Set 58			
P47	P46	308-05-54.98	2.62
P47	P50	135-09-30.16	2.62
Set 59			
P50	P47	315-09-30.16	2.62
P50	P51	127-59-16.29	2.59
Set 60			
P51	P50	307-59-16.29	2.59
P51	P54	126-36-05.07	2.58
Set 61			
P54	P51	306-36-05.07	2.58
P54	P55	117-40-36.54	2.53
Set 62			
P55	P54	297-40-36.54	2.53
P55	BT1	122-00-20.37	1.66
Set 63			
PN11	PN12	160-40-51.04	1.70
PN11	PN13	209-00-57.68	1.43
PN11	PN8	215-28-16.20	2.26
PN11	PN7	219-58-59.67	2.77
Set 64			
PN13	PN7	22-01-37.87	1.93
PN13	PN8	22-31-00.41	2.27
PN13	PN11	29-00-57.68	1.43
PN13	PN12	76-47-38.52	1.69
Set 65			
PN12	PN13	256-47-38.52	1.69
PN12	PN8	298-23-55.31	1.94
PN12	PN7	308-41-20.96	1.88
PN12	PN11	340-40-51.04	1.70
Set 66			
PN7	PN11	39-58-59.67	2.77
PN7	PN12	128-41-20.96	1.88
PN7	PN8	199-54-16.53	8.88
PN7	PN13	202-01-37.87	1.93
PN7	P58	283-32-37.17	4.44
Set 67			
PN8	PN11	35-28-16.20	2.26
PN8	PN12	118-23-55.31	1.94
PN8	PN13	202-31-00.41	2.27
PN8	P57	316-30-29.38	4.10
PN8	PN7	19-54-16.53	8.88
Set 68			
P57	PN8	136-30-29.38	4.10
P57	P60	296-53-12.46	2.99
Set 69			
P60	P57	116-53-12.46	2.99
P60	P61	304-04-44.64	2.79

From	To	Direction	StdErr
Set 70			
P61	P60	124-04-44.64	2.79
P61	P64	296-15-12.43	2.95
Set 71			
P64	P61	116-15-12.43	2.95
P64	P65	304-25-10.72	3.01
Set 72			
P65	P64	124-25-10.72	3.01
P65	P68	297-13-07.73	2.56
Set 73			
P68	P65	117-13-07.73	2.56
P68	BT2	302-24-41.43	2.14
Set 74			
P58	PN7	103-32-37.17	4.44
P58	P59	305-05-36.58	2.99
Set 75			
P59	P58	125-05-36.58	2.99
P59	P62	296-29-30.47	2.79
Set 76			
P62	P59	116-29-30.47	2.79
P62	P63	304-18-54.32	2.95
Set 77			
P63	P62	124-18-54.32	2.95
P63	P66	296-08-43.71	3.01
Set 78			
P66	P63	116-08-43.71	3.01
P66	P67	304-04-05.87	2.56
Set 79			
P67	P66	124-04-05.87	2.56
P67	BT2	299-39-34.91	2.14

Error Propagation

=====

Station Coordinate Standard Deviations (Meters)

Station	Y	X
PN11	0.000000	0.000000
PN13	0.000000	0.000000
PN9	0.000000	0.000000
PN1	0.000000	0.000000
PN2	0.000900	0.000807
PN3	0.000000	0.000000
PN4	0.000696	0.000722
PN5	0.000644	0.000682
PN12	0.000000	0.000000
PN7	0.000744	0.000840
PN8	0.000706	0.000848
P1	0.001790	0.001709
P2	0.001879	0.001545
P3	0.002912	0.003911
P4	0.002877	0.003944
P5	0.004341	0.006747
P6	0.004101	0.006999
P7	0.005473	0.009704
P8	0.005376	0.009535
P9	0.006151	0.011908
P10	0.005869	0.012167
P11	0.006098	0.014822
P12	0.006023	0.014484

Station	Y	X
P13	0.005941	0.017636
P14	0.005829	0.017767
P15	0.006222	0.021687
P16	0.006372	0.021313
P17	0.006644	0.025399
P18	0.006751	0.025675
P19	0.006726	0.030212
P20	0.006881	0.029986
P21	0.006931	0.034479
P22	0.006964	0.034717
P23	0.007221	0.037073
P24	0.007328	0.036590
P25	0.008098	0.038552
P26	0.008185	0.038391
P27	0.009911	0.039636
P28	0.010005	0.038939
P29	0.016837	0.041086
P30	0.017032	0.040863
P31	0.025274	0.042841
P32	0.025278	0.042097
P33	0.034295	0.043200
P34	0.034443	0.042953
P35	0.037758	0.044129
P36	0.038003	0.043496
P37	0.040926	0.046233
P38	0.041460	0.046153
P39	0.047588	0.052284
P40	0.048023	0.051740
P41	0.054327	0.058544
P42	0.054873	0.058316
P43	0.060502	0.064750
P44	0.060981	0.064209
P45	0.068019	0.072309
P46	0.068571	0.071993
P47	0.075675	0.080353
P48	0.076187	0.079821
P49	0.083408	0.088476
P50	0.083967	0.088090
P51	0.091374	0.097097
P52	0.091931	0.096599
P53	0.098055	0.106911
P54	0.098692	0.106565
P55	0.104567	0.117461
P56	0.105197	0.117048
BT1	0.116489	0.136260
BT2	0.011321	0.018552
P57	0.001729	0.001844
P58	0.001862	0.001689
P59	0.002944	0.003613
P60	0.002850	0.003623
P61	0.004291	0.005912
P62	0.004155	0.006140
P63	0.005631	0.008461
P64	0.005485	0.008403
P65	0.007002	0.010773
P66	0.006847	0.011004
P67	0.008837	0.014078
P68	0.008637	0.014122

Station Coordinate Error Ellipses (Meters)
Confidence Region = 95

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
PN11	0.000000	0.000000	0-00
PN13	0.000000	0.000000	0-00
PN9	0.000000	0.000000	0-00
PN1	0.000000	0.000000	0-00
PN2	0.002307	0.001853	119-42
PN3	0.000000	0.000000	0-00
PN4	0.001770	0.001702	170-55
PN5	0.001671	0.001577	175-18
PN12	0.000000	0.000000	0-00
PN7	0.002210	0.001632	32-49
PN8	0.002168	0.001612	25-31
P1	0.004660	0.003870	52-16
P2	0.004603	0.003778	86-39
P3	0.010191	0.006211	154-21
P4	0.010124	0.006348	157-15
P5	0.018057	0.007723	153-26
P6	0.018339	0.007611	156-54
P7	0.025824	0.008763	155-21
P8	0.025287	0.008859	155-45
P9	0.031286	0.009873	157-29
P10	0.031583	0.009786	159-30
P11	0.037677	0.010933	163-38
P12	0.036754	0.011107	163-56
P13	0.043664	0.012980	170-57
P14	0.043860	0.013081	172-11
P15	0.053100	0.015176	178-34
P16	0.052172	0.015583	179-16
P17	0.062175	0.016244	0-43
P18	0.062873	0.016421	1-45
P19	0.073956	0.016442	0-39
P20	0.073418	0.016762	1-20
P21	0.084396	0.016964	0-12
P22	0.084991	0.016980	1-02
P23	0.090775	0.017523	1-29
P24	0.089615	0.017672	2-00
P25	0.094620	0.018565	4-18
P26	0.094280	0.018533	4-43
P27	0.097936	0.020239	8-01
P28	0.096254	0.020480	8-12
P29	0.104981	0.028130	17-20
P30	0.104550	0.028490	17-37
P31	0.115958	0.037114	26-47
P32	0.114173	0.037559	27-08
P33	0.127077	0.045608	36-27
P34	0.126621	0.046141	36-45
P35	0.133836	0.047930	39-14
P36	0.132793	0.048522	39-57
P37	0.143199	0.048332	40-37
P38	0.143714	0.049066	41-07
P39	0.166123	0.048476	41-48
P40	0.165713	0.048947	42-27
P41	0.189433	0.048307	42-34
P42	0.189804	0.048887	43-01
P43	0.211472	0.048276	42-51
P44	0.211231	0.048621	43-21
P45	0.238202	0.048028	43-06

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
P46	0.238480	0.048505	43-29
P47	0.265888	0.047953	43-10
P48	0.265757	0.048216	43-34
P49	0.293778	0.047724	43-13
P50	0.293973	0.048119	43-33
P51	0.322863	0.047641	43-11
P52	0.322884	0.047858	43-31
P53	0.351986	0.046853	42-26
P54	0.352385	0.047142	42-43
P55	0.382154	0.046213	41-35
P56	0.382412	0.046371	41-51
BT1	0.436430	0.045528	40-26
BT2	0.052544	0.008309	30-38
P57	0.004562	0.004180	158-55
P58	0.004566	0.004126	81-58
P59	0.009801	0.005839	32-27
P60	0.009644	0.005858	29-39
P61	0.016519	0.006846	32-00
P62	0.016811	0.006836	29-22
P63	0.023718	0.007507	30-55
P64	0.023385	0.007515	30-10
P65	0.030425	0.007961	31-07
P66	0.030709	0.007959	29-49
P67	0.039847	0.008222	30-52
P68	0.039676	0.008227	30-07

Relative Error Ellipses (Meters)
Confidence Region = 95

Stations From	To	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
BT1	BT2	0.439494	0.047103	40-18

PRILOG 3. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za prvi plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 u starom delu grada

MicroSurvey STAR*NET-PRO Version 7, 2, 2, 7
Licensed for Demo Use Only
Run Date: Thu Jul 09 2015 14:59:27

Summary of Files Used and Option Settings

=====

Project Folder and Data Files

Project Name POT-P1-STARI GRAD
Project Folder C:\MARIJA\DOKTORAT\TUNEL-STARI
GRAD\STARNET\PLAN 1
Data File List 1. POT-P1-stari grad.dat

Instrument Standard Error Settings

Project Default Instrument

Distances (Constant)	:	0.001000 Meters
Distances (PPM)	:	1.000000
Angles	:	4.000000 Seconds
Directions	:	1.000000 Seconds
Azimuths & Bearings	:	3.200000 Seconds
Centering Error Instrument	:	0.000500 Meters
Centering Error Target	:	0.001000 Meters

Number of Distance Observations (Meters) = 130

Number of Direction Observations (DMS) = 256

Number of Azimuth/Bearing Observations (DMS) = 8

From	To	Bearing	StdErr
PN4	P1	N54-15-20.45E	4.81
P1	PN4	S54-15-20.45W	4.81
PN5	P2	N87-27-08.15E	4.97
P2	PN5	S87-27-08.15W	4.97
PN7	P58	N76-27-22.83W	4.68
P58	PN7	S76-27-22.83E	4.68
PN8	P57	N43-29-30.62W	4.49
P57	PN8	S43-29-30.62E	4.49

Error Propagation

=====

Station Coordinate Standard Deviations (Meters)

Station	Y	X
PN11	0.000000	0.000000
PN13	0.000000	0.000000
PN9	0.000000	0.000000
PN1	0.000000	0.000000
PN2	0.000779	0.000693
PN3	0.000000	0.000000
PN4	0.000576	0.000596
PN5	0.000538	0.000569

Station	Y	X
PN12	0.000000	0.000000
PN7	0.000617	0.000700
PN8	0.000589	0.000705
P1	0.001117	0.000948
P2	0.001206	0.000845
P3	0.001786	0.002074
P4	0.001722	0.002124
P5	0.002591	0.003849
P6	0.002499	0.003914
P7	0.003380	0.005651
P8	0.003253	0.005685
P9	0.003790	0.007341
P10	0.003649	0.007347
P11	0.003806	0.009282
P12	0.003681	0.009232
P13	0.003565	0.011587
P14	0.003520	0.011480
P15	0.003716	0.014397
P16	0.003779	0.014324
P17	0.003958	0.017335
P18	0.004053	0.017343
P19	0.004046	0.020659
P20	0.004117	0.020684
P21	0.004158	0.023917
P22	0.004203	0.023910
P23	0.004376	0.025596
P24	0.004445	0.025431
P25	0.005065	0.026838
P26	0.005161	0.026549
P27	0.006605	0.027456
P28	0.006692	0.027132
P29	0.012189	0.028705
P30	0.012311	0.028362
P31	0.018651	0.029830
P32	0.018701	0.029463
P33	0.025620	0.030301
P34	0.025671	0.029929
P35	0.028302	0.030878
P36	0.028564	0.030550
P37	0.031004	0.032909
P38	0.031398	0.032638
P39	0.036560	0.038019
P40	0.036967	0.037713
P41	0.042202	0.043551
P42	0.042619	0.043221
P43	0.047276	0.048716
P44	0.047700	0.048372
P45	0.053489	0.055205
P46	0.053920	0.054847
P47	0.059736	0.061854
P48	0.060171	0.061485
P49	0.066054	0.068666
P50	0.066494	0.068289
P51	0.072506	0.075727
P52	0.072966	0.075362
P53	0.077916	0.083802
P54	0.078422	0.083490
P55	0.083157	0.092352
P56	0.083667	0.092036
BT1	0.092701	0.107472

Station	Y	X
BT2	0.008492	0.013761
P57	0.001107	0.001110
P58	0.001204	0.001006
P59	0.001854	0.002084
P60	0.001788	0.002132
P61	0.002783	0.003727
P62	0.002695	0.003797
P63	0.003825	0.005555
P64	0.003713	0.005628
P65	0.004968	0.007544
P66	0.004836	0.007629
P67	0.006496	0.010179
P68	0.006345	0.010274

Station Coordinate Error Ellipses (Meters)
Confidence Region = 95

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
PN11	0.000000	0.000000	0-00
PN13	0.000000	0.000000	0-00
PN9	0.000000	0.000000	0-00
PN1	0.000000	0.000000	0-00
PN2	0.001991	0.001595	118-49
PN3	0.000000	0.000000	0-00
PN4	0.001460	0.001410	3-42
PN5	0.001392	0.001316	178-42
PN12	0.000000	0.000000	0-00
PN7	0.001838	0.001355	32-34
PN8	0.001804	0.001344	25-48
P1	0.002911	0.002096	60-25
P2	0.002962	0.002053	83-32
P3	0.005418	0.003939	149-24
P4	0.005398	0.003956	156-42
P5	0.010294	0.004797	152-54
P6	0.010304	0.004801	155-25
P7	0.015145	0.005509	154-04
P8	0.015058	0.005504	155-46
P9	0.019272	0.006126	157-35
P10	0.019120	0.006134	158-59
P11	0.023594	0.006804	163-39
P12	0.023343	0.006852	164-48
P13	0.028611	0.007866	172-07
P14	0.028290	0.007974	173-06
P15	0.035243	0.009087	179-21
P16	0.035062	0.009247	0-23
P17	0.042442	0.009648	1-13
P18	0.042481	0.009797	2-10
P19	0.050571	0.009888	0-38
P20	0.050644	0.009995	1-28
P21	0.058543	0.010176	0-08
P22	0.058532	0.010250	0-53
P23	0.062668	0.010621	1-18
P24	0.062282	0.010684	1-55
P25	0.065866	0.011451	4-12
P26	0.065184	0.011555	4-34
P27	0.067836	0.013282	7-58
P28	0.067068	0.013446	8-11
P29	0.073526	0.020516	17-52

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
P30	0.072744	0.020883	18-10
P31	0.081469	0.027898	28-10
P32	0.080612	0.028252	28-30
P33	0.090840	0.034378	38-35
P34	0.090040	0.034759	39-04
P35	0.095985	0.036038	41-41
P36	0.095639	0.036518	42-25
P37	0.104540	0.036323	42-49
P38	0.104575	0.036784	43-35
P39	0.123917	0.036238	43-40
P40	0.123971	0.036616	44-19
P41	0.143976	0.036136	43-59
P42	0.144036	0.036454	44-33
P43	0.162200	0.036071	44-03
P44	0.162265	0.036348	44-33
P45	0.184676	0.036000	44-01
P46	0.184742	0.036237	44-28
P47	0.207387	0.035957	43-56
P48	0.207448	0.036164	44-21
P49	0.230434	0.035938	43-50
P50	0.230492	0.036121	44-12
P51	0.254097	0.035930	43-42
P52	0.254214	0.036092	44-02
P53	0.277816	0.035611	42-51
P54	0.278090	0.035743	43-09
P55	0.302134	0.035326	41-55
P56	0.302386	0.035431	42-12
BT1	0.345635	0.035023	40-41
BT2	0.038913	0.007241	30-38
P57	0.002946	0.002458	135-32
P58	0.002966	0.002438	101-42
P59	0.005555	0.003971	34-28
P60	0.005532	0.003975	28-28
P61	0.010313	0.004823	31-52
P62	0.010326	0.004823	29-32
P63	0.015554	0.005534	31-18
P64	0.015547	0.005534	29-45
P65	0.021234	0.006162	31-04
P66	0.021234	0.006163	29-50
P67	0.028778	0.006744	30-59
P68	0.028777	0.006744	30-00

Relative Error Ellipses (Meters)
Confidence Region = 95

Stations From	To	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
BT1	BT2	0.347755	0.036374	40-34

PRILOG 4. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za drugi plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 u starom delu grada

MicroSurvey STAR*NET-PRO Version 7, 2, 2, 7
Licensed for Demo Use Only
Run Date: Fri Jul 10 2015 21:07:57

Summary of Files Used and Option Settings

=====

Project Folder and Data Files

Project Name POT-P2-STARI GRAD
Project Folder C:\MARIJA\DOKTORAT\TUNEL-STARI
GRAD\STARNET\PLAN 2
Data File List 1. POT-P2-stari grad.dat

Instrument Standard Error Settings

Project Default Instrument
Distances (Constant) : 0.001000 Meters
Distances (PPM) : 1.000000
Angles : 4.000000 Seconds
Directions : 1.000000 Seconds
Azimuths & Bearings : 3.200000 Seconds
Centering Error Instrument : 0.001000 Meters
Centering Error Target : 0.001000 Meters

Summary of Unadjusted Input Observations

=====

Number of Distance Observations (Meters) = 144

Number of Direction Observations (DMS) = 288

Number of Azimuth/Bearing Observations (DMS) = 20

From	To	Bearing	StdErr
PN4	P1	N54-15-20.45E	5.56
P1	PN4	S54-15-20.45W	5.56
PN5	P2	N87-27-08.15E	5.77
P2	PN5	S87-27-08.15W	5.77
PN7	P58	N76-27-22.83W	5.38
P58	PN7	S76-27-22.83E	5.38
PN8	P57	N43-29-30.62W	5.10
P57	PN8	S43-29-30.62E	5.10
P11	P16	S65-03-34.13E	3.62
P16	P11	N65-03-34.13W	3.62
P12	P15	S69-59-50.09E	3.63
P15	P12	N69-59-50.09W	3.63
P37	P42	S46-30-57.29E	3.44
P42	P37	N46-30-57.29W	3.44
P38	P41	S50-13-26.14E	3.44
P41	P38	N50-13-26.14W	3.44
P65	P62	S57-40-19.20E	3.50
P62	P65	N57-40-19.20W	3.50
P66	P61	S61-45-40.17E	3.50
P61	P66	N61-45-40.17W	3.50

Error Propagation

=====

Station Coordinate Standard Deviations (Meters)

Station	Y	X
PN11	0.000000	0.000000
PN13	0.000000	0.000000
PN9	0.000000	0.000000
PN1	0.000000	0.000000
PN2	0.000899	0.000805
PN3	0.000000	0.000000
PN4	0.000686	0.000700
PN5	0.000638	0.000665
PN12	0.000000	0.000000
PN7	0.000726	0.000805
PN8	0.000694	0.000812
P1	0.001302	0.001107
P2	0.001400	0.000988
P3	0.002019	0.002263
P4	0.001959	0.002312
P5	0.002800	0.003946
P6	0.002723	0.004002
P7	0.003475	0.005439
P8	0.003390	0.005460
P9	0.003798	0.006465
P10	0.003743	0.006463
P11	0.003943	0.007030
P12	0.003930	0.007023
P13	0.004040	0.007261
P14	0.004036	0.007252
P15	0.004036	0.007491
P16	0.004037	0.007485
P17	0.004227	0.007873
P18	0.004233	0.007875
P19	0.004351	0.008548
P20	0.004353	0.008554
P21	0.004355	0.009428
P22	0.004352	0.009424
P23	0.004529	0.009932
P24	0.004526	0.009885
P25	0.004780	0.010320
P26	0.004795	0.010244
P27	0.005285	0.010515
P28	0.005304	0.010453
P29	0.007457	0.010854
P30	0.007511	0.010767
P31	0.010515	0.011163
P32	0.010539	0.011056
P33	0.013872	0.011358
P34	0.013904	0.011257
P35	0.014799	0.011502
P36	0.014859	0.011470
P37	0.015168	0.011676
P38	0.015178	0.011677
P39	0.015321	0.011800
P40	0.015330	0.011793
P41	0.015449	0.011915
P42	0.015459	0.011907
P43	0.015639	0.012123
P44	0.015653	0.012111

Station	Y	X
P45	0.015969	0.012553
P46	0.015995	0.012526
P47	0.016488	0.013270
P48	0.016509	0.013211
P49	0.017179	0.014274
P50	0.017238	0.014215
P51	0.018085	0.015571
P52	0.018152	0.015497
P53	0.019003	0.017326
P54	0.019111	0.017263
P55	0.019978	0.019384
P56	0.020084	0.019308
BT1	0.022014	0.023421
BT2	0.004085	0.005824
P57	0.001259	0.001240
P58	0.001372	0.001119
P59	0.001756	0.001720
P60	0.001723	0.001752
P61	0.001980	0.002308
P62	0.001949	0.002332
P63	0.002397	0.002910
P64	0.002371	0.002931
P65	0.002603	0.003375
P66	0.002576	0.003397
P67	0.003210	0.004269
P68	0.003171	0.004297

Station Coordinate Error Ellipses (Meters)
Confidence Region = 95

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
PN11	0.000000	0.000000	0-00
PN13	0.000000	0.000000	0-00
PN9	0.000000	0.000000	0-00
PN1	0.000000	0.000000	0-00
PN2	0.002300	0.001852	119-25
PN3	0.000000	0.000000	0-00
PN4	0.001714	0.001679	173-57
PN5	0.001629	0.001561	178-25
PN12	0.000000	0.000000	0-00
PN7	0.002105	0.001615	33-23
PN8	0.002070	0.001598	25-56
P1	0.003387	0.002455	60-37
P2	0.003439	0.002401	83-32
P3	0.005872	0.004542	148-28
P4	0.005847	0.004565	156-17
P5	0.010479	0.005516	152-51
P6	0.010484	0.005520	155-13
P7	0.014477	0.006326	154-07
P8	0.014405	0.006321	155-28
P9	0.016953	0.007028	156-46
P10	0.016877	0.007027	157-28
P11	0.018176	0.007673	159-12
P12	0.018149	0.007660	159-18
P13	0.018654	0.008106	160-18
P14	0.018620	0.008122	160-24
P15	0.019070	0.008371	162-11
P16	0.019043	0.008405	162-18

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
P17	0.019892	0.009095	163-49
P18	0.019876	0.009157	164-03
P19	0.021426	0.009601	166-04
P20	0.021401	0.009693	166-35
P21	0.023475	0.009753	168-23
P22	0.023424	0.009846	168-58
P23	0.024600	0.010431	170-17
P24	0.024465	0.010473	170-36
P25	0.025397	0.011403	173-22
P26	0.025210	0.011444	173-20
P27	0.025774	0.012865	176-31
P28	0.025626	0.012902	176-16
P29	0.026740	0.017997	8-51
P30	0.026494	0.018184	8-07
P31	0.029921	0.022665	38-38
P32	0.029557	0.022896	39-29
P33	0.036377	0.024550	60-55
P34	0.036178	0.024673	62-23
P35	0.038557	0.024862	63-22
P36	0.038606	0.024911	63-57
P37	0.039629	0.024995	63-13
P38	0.039647	0.025006	63-16
P39	0.040120	0.025118	62-53
P40	0.040132	0.025116	62-58
P41	0.040600	0.025143	62-23
P42	0.040613	0.025138	62-28
P43	0.041256	0.025376	61-47
P44	0.041274	0.025363	61-53
P45	0.042548	0.025724	60-17
P46	0.042580	0.025687	60-28
P47	0.044657	0.026260	58-03
P48	0.044696	0.026095	58-15
P49	0.047745	0.026635	55-12
P50	0.047799	0.026575	55-35
P51	0.051812	0.026980	52-31
P52	0.051875	0.026871	52-53
P53	0.056584	0.027574	49-18
P54	0.056684	0.027581	49-43
P55	0.062086	0.028068	46-19
P56	0.062175	0.028010	46-42
BT1	0.073190	0.028867	42-34
BT2	0.016120	0.006585	30-45
P57	0.003382	0.002695	133-03
P58	0.003400	0.002687	104-36
P59	0.004326	0.004181	63-18
P60	0.004291	0.004215	11-54
P61	0.006125	0.004227	32-18
P62	0.006121	0.004228	29-58
P63	0.007783	0.004958	31-30
P64	0.007783	0.004959	30-11
P65	0.009174	0.004970	31-09
P66	0.009175	0.004971	30-12
P67	0.011678	0.005879	31-06
P68	0.011676	0.005880	30-10

Relative Error Ellipses (Meters)

Confidence Region = 95

Stations From	To	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
BT1	BT2	0.074886	0.029755	42-03

**PRILOG 5. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za
treći plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 u
starom delu grada**

MicroSurvey STAR*NET-PRO Version 7, 2, 2, 7
Licensed for Demo Use Only
Run Date: Fri Jul 10 2015 21:12:57

Summary of Files Used and Option Settings

=====

Project Folder and Data Files

Project Name POT-P3-STARI GRAD
Project Folder C:\MARIJA\DOKTORAT\TUNEL-STARI
GRAD\STARNET\PLAN 3
Data File List 1. POT-P3-stari grad.dat

Instrument Standard Error Settings

Project Default Instrument
Distances (Constant) : 0.001000 Meters
Distances (PPM) : 1.000000
Angles : 4.000000 Seconds
Directions : 1.000000 Seconds
Azimuths & Bearings : 3.200000 Seconds
Centering Error Instrument : 0.001000 Meters
Centering Error Target : 0.001000 Meters

Summary of Unadjusted Input Observations

=====

Number of Distance Observations (Meters) = 144

Number of Direction Observations (DMS) = 288

Number of Azimuth/Bearing Observations (DMS) = 28

From	To	Bearing	StdErr
PN4	P1	N54-15-20.45E	5.56
P1	PN4	S54-15-20.45W	5.56
PN5	P2	N87-27-08.15E	5.77
P2	PN5	S87-27-08.15W	5.77
PN7	P58	N76-27-22.83W	5.38
P58	PN7	S76-27-22.83E	5.38
PN8	P57	N43-29-30.62W	5.10
P57	PN8	S43-29-30.62E	5.10
P11	P16	S65-03-34.13E	3.62
P16	P11	N65-03-34.13W	3.62
P12	P15	S69-59-50.09E	3.63
P15	P12	N69-59-50.09W	3.63
P27	P32	S11-52-58.44E	3.52
P32	P27	N11-52-58.44W	3.52
P28	P31	S16-05-38.33E	3.51
P31	P28	N16-05-38.33W	3.51
P37	P42	S46-30-57.29E	3.44
P42	P37	N46-30-57.29W	3.44
P38	P41	S50-13-26.14E	3.44
P41	P38	N50-13-26.14W	3.44
P47	P52	S46-42-12.51E	3.42
P52	P47	N46-42-12.51W	3.42
P48	P51	S50-12-23.62E	3.42
P51	P48	N50-12-23.62W	3.42
P62	P65	N57-40-19.20W	3.50

From	To	Bearing	StdErr
P65	P62	S57-40-19.20E	3.50
P61	P66	N61-45-40.17W	3.50
P66	P61	S61-45-40.17E	3.50

Error Propagation

=====

Station Coordinate Standard Deviations (Meters)

Station	Y	X
PN11	0.000000	0.000000
PN13	0.000000	0.000000
PN9	0.000000	0.000000
PN1	0.000000	0.000000
PN2	0.000899	0.000805
PN3	0.000000	0.000000
PN4	0.000686	0.000700
PN5	0.000638	0.000665
PN12	0.000000	0.000000
PN7	0.000726	0.000805
PN8	0.000694	0.000812
P1	0.001302	0.001107
P2	0.001400	0.000988
P3	0.002019	0.002263
P4	0.001959	0.002312
P5	0.002800	0.003946
P6	0.002723	0.004001
P7	0.003475	0.005439
P8	0.003389	0.005460
P9	0.003797	0.006464
P10	0.003743	0.006463
P11	0.003942	0.007029
P12	0.003930	0.007022
P13	0.004040	0.007259
P14	0.004036	0.007250
P15	0.004036	0.007487
P16	0.004037	0.007481
P17	0.004227	0.007862
P18	0.004233	0.007864
P19	0.004351	0.008516
P20	0.004353	0.008522
P21	0.004355	0.009366
P22	0.004352	0.009362
P23	0.004529	0.009822
P24	0.004524	0.009782
P25	0.004736	0.010107
P26	0.004737	0.010062
P27	0.004951	0.010203
P28	0.004944	0.010201
P29	0.005115	0.010271
P30	0.005119	0.010266
P31	0.005337	0.010285
P32	0.005339	0.010280
P33	0.005808	0.010370
P34	0.005813	0.010364
P35	0.006040	0.010445
P36	0.006054	0.010446
P37	0.006237	0.010521

Station	Y	X
P38	0.006237	0.010524
P39	0.006376	0.010599
P40	0.006384	0.010595
P41	0.006490	0.010673
P42	0.006500	0.010668
P43	0.006717	0.010818
P44	0.006726	0.010813
P45	0.007017	0.011032
P46	0.007030	0.011024
P47	0.007335	0.011245
P48	0.007302	0.011222
P49	0.007496	0.011377
P50	0.007515	0.011373
P51	0.007670	0.011520
P52	0.007674	0.011508
P53	0.007917	0.011784
P54	0.007981	0.011786
P55	0.008160	0.012129
P56	0.008199	0.012120
BT1	0.008819	0.013036
BT2	0.004085	0.005824
P57	0.001259	0.001240
P58	0.001372	0.001119
P59	0.001756	0.001720
P60	0.001723	0.001752
P61	0.001980	0.002308
P62	0.001949	0.002332
P63	0.002397	0.002910
P64	0.002371	0.002931
P65	0.002603	0.003375
P66	0.002576	0.003397
P67	0.003210	0.004269
P68	0.003171	0.004297

Station Coordinate Error Ellipses (Meters)
Confidence Region = 95

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
PN11	0.000000	0.000000	0-00
PN13	0.000000	0.000000	0-00
PN9	0.000000	0.000000	0-00
PN1	0.000000	0.000000	0-00
PN2	0.002300	0.001852	119-25
PN3	0.000000	0.000000	0-00
PN4	0.001714	0.001679	173-57
PN5	0.001629	0.001561	178-25
PN12	0.000000	0.000000	0-00
PN7	0.002105	0.001615	33-23
PN8	0.002070	0.001598	25-56
P1	0.003387	0.002455	60-37
P2	0.003439	0.002401	83-32
P3	0.005872	0.004542	148-28
P4	0.005847	0.004565	156-17
P5	0.010479	0.005516	152-51
P6	0.010483	0.005520	155-13
P7	0.014476	0.006326	154-07
P8	0.014404	0.006321	155-28

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
P9	0.016952	0.007028	156-46
P10	0.016876	0.007027	157-28
P11	0.018173	0.007673	159-11
P12	0.018146	0.007660	159-17
P13	0.018650	0.008105	160-17
P14	0.018616	0.008121	160-23
P15	0.019063	0.008369	162-09
P16	0.019036	0.008403	162-17
P17	0.019868	0.009088	163-45
P18	0.019853	0.009149	163-59
P19	0.021352	0.009592	165-57
P20	0.021328	0.009681	166-27
P21	0.023331	0.009743	168-14
P22	0.023280	0.009832	168-47
P23	0.024344	0.010406	169-59
P24	0.024230	0.010432	170-14
P25	0.024925	0.011186	172-09
P26	0.024817	0.011190	172-07
P27	0.025115	0.011824	173-07
P28	0.025108	0.011810	173-10
P29	0.025263	0.012269	173-32
P30	0.025253	0.012276	173-28
P31	0.025278	0.012863	173-58
P32	0.025268	0.012862	173-53
P33	0.025467	0.014065	174-25
P34	0.025458	0.014070	174-15
P35	0.025645	0.014649	174-34
P36	0.025649	0.014682	174-32
P37	0.025820	0.015152	174-51
P38	0.025828	0.015151	174-51
P39	0.026000	0.015513	175-18
P40	0.025991	0.015532	175-18
P41	0.026157	0.015836	176-29
P42	0.026144	0.015860	176-29
P43	0.026494	0.016419	177-38
P44	0.026482	0.016441	177-38
P45	0.027004	0.017176	179-49
P46	0.026984	0.017209	179-50
P47	0.027531	0.017945	1-35
P48	0.027478	0.017859	1-58
P49	0.027874	0.018306	3-21
P50	0.027865	0.018354	3-18
P51	0.028267	0.018670	5-20
P52	0.028241	0.018677	5-28
P53	0.028998	0.019147	7-53
P54	0.028995	0.019318	7-44
P55	0.030010	0.019486	11-05
P56	0.029991	0.019582	11-10
BT1	0.032763	0.020268	16-46
BT2	0.016120	0.006585	30-45
P57	0.003382	0.002695	133-03
P58	0.003400	0.002687	104-36
P59	0.004326	0.004181	63-18
P60	0.004291	0.004215	11-54
P61	0.006125	0.004227	32-18
P62	0.006121	0.004228	29-58
P63	0.007783	0.004958	31-30
P64	0.007783	0.004959	30-11
P65	0.009174	0.004970	31-09

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
P66	0.009175	0.004971	30-12
P67	0.011678	0.005879	31-06
P68	0.011676	0.005880	30-10

Relative Error Ellipses (Meters)
Confidence Region = 95

Stations From	To	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
BT1	BT2	0.036382	0.021536	20-10

**PRILOG 6. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za
nulti plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 na
Novom Beogradu**

MicroSurvey STAR*NET-PRO Version 7, 2, 2, 7
Licensed for Demo Use Only
Run Date: Sat Jul 11 2015 20:52:09

Summary of Files Used and Option Settings

=====

Project Folder and Data Files

Project Name NOVI BEOGRAD-POT
Project Folder C:\MARIJA\DOKTORAT\TUNEL-NOVI
BEOGRAD\STARNET\PLAN0
Data File List 1. Novi Beograd-POT.dat

Project Option Settings

STAR*NET Run Mode : Preanalysis
Type of Adjustment : 2D
Project Units : Meters; DMS
Coordinate System : LOCAL
Default Project Elevation : 0.0000 Meters
Apply Average Scale Factor : 1.0000000000
Input/Output Coordinate Order : East-North (Shown as Y-X)
Angle Data Station Order : At-From-To
Distance/Vertical Data Type : Hor Dist/DE
Convergence Limit; Max Iterations : 0.005000; 10
Default Coefficient of Refraction : 0.130000
Earth Radius : 6377000.00 Meters
Create Coordinate File : Yes
Create Ground Scale Coordinate File : No
Create Dump File : No

Instrument Standard Error Settings

Project Default Instrument
Distances (Constant) : 0.002000 Meters
Distances (PPM) : 2.000000
Angles : 4.000000 Seconds
Directions : 5.000000 Seconds
Azimuths & Bearings : 4.000000 Seconds
Centering Error Instrument : 0.005000 Meters
Centering Error Target : 0.005000 Meters

Summary of Unadjusted Input Observations

=====

Number of Entered Stations (Meters) = 14

Fixed Stations	Y	X	Description
PN21	7456326.8100	4963560.0800	
PN17	7455352.6100	4963028.3700	

Free Stations	Y	X	Description
PN20	7456246.8400	4963552.4700	
PN22	7456324.7600	4963458.1500	
PN23	7456250.1000	4963454.3800	
PN15	7455475.6900	4963076.6100	
PN16	7455426.9800	4962997.8400	

Free Stations	Y	X	Description
PN18	7455404.3600	4963107.7500	
T1	7456138.1800	4963513.0900	
T2	7455953.0500	4963466.3100	
T3	7455812.5300	4963535.7800	
T4	7455664.0900	4963469.7100	
T5	7455620.0300	4963310.0000	
T6	7455492.3500	4963209.9200	

Number of Distance Observations (Meters) = 21

From	To	Distance	StdErr
PN20	PN21	80.3313	0.0074
PN20	PN22	122.3429	0.0074
PN20	PN23	98.1442	0.0074
PN21	PN22	101.9506	0.0074
PN22	PN23	74.7551	0.0074
PN21	PN23	130.6021	0.0074
T1	PN20	115.5759	0.0074
T1	PN23	126.3841	0.0074
T1	T2	190.9489	0.0075
T2	T3	156.7544	0.0074
T3	T4	162.4798	0.0074
T4	T5	165.6761	0.0074
T5	T6	162.2288	0.0074
T6	PN15	134.3470	0.0074
T6	PN18	134.8367	0.0074
PN15	PN18	77.8310	0.0074
PN15	PN16	92.6141	0.0074
PN15	PN17	132.1960	0.0074
PN16	PN17	80.3926	0.0074
PN16	PN18	112.2135	0.0074
PN17	PN18	94.7589	0.0074

Number of Direction Observations (DMS) = 42

From	To	Direction	StdErr
Set 1			
PN20	PN21	84-33-50.63	18.83
PN20	PN22	140-26-20.67	12.93
PN20	PN23	178-05-47.36	15.68
PN20	T1	250-04-43.43	13.57
Set 2			
PN21	PN22	181-09-07.81	15.15
PN21	PN23	215-58-10.70	12.24
PN21	PN20	264-33-50.63	18.83
Set 3			
PN22	PN23	267-06-33.38	20.14
PN22	PN20	320-26-20.67	12.93
PN22	PN21	1-09-07.81	15.15
Set 4			
PN23	T1	297-40-48.74	12.58
PN23	PN20	358-05-47.36	15.68
PN23	PN21	35-58-10.70	12.24
PN23	PN22	87-06-33.38	20.14
Set 5			
T1	PN20	70-04-43.43	13.57
T1	PN23	117-40-48.74	12.58
T1	T2	255-49-08.16	9.13

From	To	Direction	StdErr
Set 6			
T2	T3	296-18-24.41	10.56
T2	T1	75-49-08.16	9.13
Set 7			
T3	T4	246-00-22.90	10.28
T3	T2	116-18-24.41	10.56
Set 8			
T4	T5	195-25-22.26	10.12
T4	T3	66-00-22.90	10.28
Set 9			
T5	T6	231-54-33.93	10.29
T5	T4	15-25-22.26	10.12
Set 10			
T6	T5	51-54-33.93	10.29
T6	PN15	187-07-24.35	11.95
T6	PN18	220-44-07.50	11.92
Set 11			
PN15	PN16	211-43-54.94	16.52
PN15	PN17	248-35-52.05	12.11
PN15	PN18	293-35-03.39	19.40
PN15	T6	7-07-24.35	11.95
Set 12			
PN16	PN17	292-19-07.99	18.82
PN16	PN18	348-22-14.27	13.93
PN16	PN15	31-43-54.94	16.52
Set 13			
PN17	PN18	33-06-05.16	16.18
PN17	PN15	68-35-52.05	12.11
PN17	PN16	112-19-07.99	18.82
Set 14			
PN18	T6	40-44-07.50	11.92
PN18	PN15	113-35-03.39	19.40
PN18	PN16	168-22-14.27	13.93
PN18	PN17	213-06-05.16	16.18

Error Propagation

=====

Station Coordinate Standard Deviations (Meters)

Station	Y	X
PN20	0.005061	0.007444
PN21	0.000000	0.000000
PN22	0.009909	0.004894
PN23	0.009828	0.007365
PN15	0.005534	0.010215
PN16	0.005664	0.007352
PN17	0.000000	0.000000
PN18	0.006815	0.006383
T1	0.008022	0.013143
T2	0.011913	0.018628
T3	0.013632	0.019648
T4	0.014505	0.018700
T5	0.013793	0.016748
T6	0.011609	0.011634

Station Coordinate Error Ellipses (Meters)
Confidence Region = 95

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
PN20	0.018640	0.011749	164-15
PN21	0.000000	0.000000	0-00
PN22	0.024256	0.011976	89-11
PN23	0.027852	0.011313	123-28
PN15	0.026040	0.011428	161-54
PN16	0.019150	0.012220	26-22
PN17	0.000000	0.000000	0-00
PN18	0.019718	0.011557	131-09
T1	0.034441	0.015309	156-31
T2	0.049672	0.021499	153-54
T3	0.052948	0.024956	151-41
T4	0.052087	0.025349	146-53
T5	0.048389	0.021884	143-26
T6	0.037042	0.015693	135-05

**PRILOG 7. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za
prvi plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 na
Novom Beogradu**

MicroSurvey STAR*NET-PRO Version 7, 2, 2, 7
Licensed for Demo Use Only
Run Date: Sat Jul 11 2015 22:35:32

Summary of Files Used and Option Settings

=====

Project Folder and Data Files

Project Name NOVI BEOGRAD-POT1
Project Folder C:\MARIJA\DOKTORAT\TUNEL-NOVI
BEOGRAD\STARNET\PLAN1
Data File List 1. Novi Beograd-POT1.dat

Instrument Standard Error Settings

Project Default Instrument
Distances (Constant) : 0.002000 Meters
Distances (PPM) : 2.000000
Angles : 4.000000 Seconds
Directions : 3.000000 Seconds
Azimuths & Bearings : 4.000000 Seconds
Centering Error Instrument : 0.005000 Meters
Centering Error Target : 0.005000 Meters

Error Propagation

=====

Station Coordinate Standard Deviations (Meters)

Station	Y	X
PN20	0.004963	0.007113
PN21	0.000000	0.000000
PN22	0.009455	0.004834
PN23	0.009379	0.007052
PN15	0.005383	0.009754
PN16	0.005546	0.007066
PN17	0.000000	0.000000
PN18	0.006541	0.006183
T1	0.007806	0.012403
T2	0.011639	0.017676
T3	0.013262	0.018968
T4	0.014130	0.018133
T5	0.013217	0.016142
T6	0.011060	0.011177

Station Coordinate Error Ellipses (Meters)
Confidence Region = 95

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
PN20	0.017817	0.011545	163-50
PN21	0.000000	0.000000	0-00
PN22	0.023146	0.011827	88-58
PN23	0.026446	0.011207	123-14
PN15	0.024806	0.011329	162-15
PN16	0.018409	0.012024	26-53

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
PN17	0.000000	0.000000	0-00
PN18	0.018842	0.011417	131-31
T1	0.032568	0.015038	155-55
T2	0.047260	0.021216	153-14
T3	0.050989	0.024690	151-49
T4	0.050358	0.025105	146-59
T5	0.046257	0.021633	143-58
T6	0.035223	0.015515	135-27

PRILOG 8. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za drugi plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 na Novom Beogradu

MicroSurvey STAR*NET-PRO Version 7, 2, 2, 7
Licensed for Demo Use Only
Run Date: Sun Jul 12 2015 20:29:26

Summary of Files Used and Option Settings

=====

Project Folder and Data Files

Project Name NOVI BEOGRAD-POT-LANAC TROUGLOVA
Project Folder C:\MARIJA\...\STARNET\PLAN2-LANAC TROUGLOVA
Data File List 1. Novi Beograd-POT-lanac trouglova.dat

Instrument Standard Error Settings

Project Default Instrument

Distances (Constant)	:	0.002000 Meters
Distances (PPM)	:	2.000000
Angles	:	4.000000 Seconds
Directions	:	3.000000 Seconds
Azimuths & Bearings	:	4.000000 Seconds
Centering Error Instrument	:	0.001000 Meters
Centering Error Target	:	0.001000 Meters

Summary of Unadjusted Input Observations

=====

Number of Entered Stations (Meters) = 16

Fixed Stations	Y	X	Description
PN21	7456326.8100	4963560.0800	
PN17	7455352.6100	4963028.3700	

Free Stations	Y	X	Description
PN20	7456246.8400	4963552.4700	
PN22	7456324.7600	4963458.1500	
PN23	7456250.1000	4963454.3800	
PN15	7455519.0000	4963061.4400	
PN16	7455457.9100	4962966.3800	
PN18	7455404.3600	4963107.7500	

Free Stations	Y	X	Description
T1	7456097.9100	4963530.6700	
T2	7455965.5800	4963450.7400	
T3	7455817.5700	4963536.4600	
T4	7455766.8000	4963470.7800	
T5	7455660.8600	4963465.6200	
T6	7455658.6300	4963367.9100	
T7	7455560.8700	4963298.8400	
T8	7455528.9800	4963186.9100	

Number of Distance Observations (Meters) = 31

From	To	Distance	StdErr
PN20	PN21	80.3313	0.0026
PN20	PN22	122.3429	0.0027
PN20	PN23	98.1442	0.0026

From	To	Distance	StdErr
PN21	PN22	101.9506	0.0026
PN22	PN23	74.7551	0.0026
PN21	PN23	130.6021	0.0027
T1	PN20	150.5171	0.0027
T1	PN23	170.2409	0.0027
T1	T2	154.5964	0.0027
T1	T3	280.3998	0.0029
T2	T3	171.0406	0.0027
T2	PN23	284.5433	0.0029
T2	T4	199.7876	0.0028
T3	T4	83.0148	0.0026
T3	T5	171.9777	0.0027
T4	T5	106.0656	0.0026
T4	T6	149.2749	0.0027
T5	T7	194.4571	0.0028
T6	T8	222.6435	0.0028
T6	T7	119.6983	0.0026
T6	T5	97.7354	0.0026
T7	T8	116.3843	0.0026
T7	PN18	247.0036	0.0029
T8	PN15	125.8663	0.0027
T8	PN18	147.6362	0.0027
PN15	PN18	123.6404	0.0027
PN15	PN16	112.9973	0.0026
PN15	PN17	169.6445	0.0027
PN16	PN17	122.1919	0.0027
PN16	PN18	151.1723	0.0027
PN17	PN18	94.7589	0.0026

Number of Direction Observations (DMS) = 62

From	To	Direction	StdErr
Set 1			
PN20	PN21	84-33-50.63	4.71
PN20	PN22	140-26-20.67	3.83
PN20	PN23	178-05-47.36	4.22
PN20	T1	261-40-20.38	3.57
Set 2			
PN21	PN22	181-09-07.81	4.15
PN21	PN23	215-58-10.70	3.74
PN21	PN20	264-33-50.63	4.71
Set 3			
PN22	PN23	267-06-33.38	4.92
PN22	PN20	320-26-20.67	3.83
PN22	PN21	1-09-07.81	4.15
Set 4			
PN23	PN20	358-05-47.36	4.22
PN23	PN21	35-58-10.70	3.74
PN23	PN22	87-06-33.38	4.92
PN23	T2	269-16-01.30	3.17
PN23	T1	296-37-25.50	3.45
Set 5			
T1	PN20	81-40-20.38	3.57
T1	PN23	116-37-25.50	3.45
T1	T2	238-52-01.83	3.54
T1	T3	271-10-59.48	3.18

From	To	Direction	StdErr
Set 6			
T2	PN23	89-16-01.30	3.17
T2	T4	275-45-24.56	3.34
T2	T3	300-04-38.21	3.45
T2	T1	58-52-01.83	3.54
Set 7			
T3	T1	91-10-59.48	3.18
T3	T2	120-04-38.21	3.45
T3	T4	217-42-13.23	4.62
T3	T5	245-40-29.58	3.45
Set 8			
T4	T2	95-45-24.56	3.34
T4	T6	226-26-18.99	3.58
T4	T5	267-12-41.43	4.07
T4	T3	37-42-13.23	4.62
Set 9			
T5	T3	65-40-29.58	3.45
T5	T4	87-12-41.43	4.07
T5	T6	181-18-26.69	4.23
T5	T7	210-56-38.58	3.35
Set 10			
T6	T4	46-26-18.99	3.58
T6	T8	215-36-50.26	3.27
T6	T7	234-45-28.06	3.87
T6	T5	1-18-26.69	4.23
Set 11			
T7	T5	30-56-38.58	3.35
T7	T6	54-45-28.06	3.87
T7	T8	195-54-10.06	3.91
T7	PN18	219-19-07.62	3.22
Set 12			
T8	T6	35-36-50.26	3.27
T8	PN15	184-32-52.02	3.79
T8	PN18	237-34-33.01	3.59
T8	T7	15-54-10.06	3.91
Set 13			
PN15	T8	4-32-52.02	3.79
PN15	PN16	212-43-36.10	3.96
PN15	PN17	258-45-32.23	3.46
PN15	PN18	291-59-48.30	3.82
Set 14			
PN16	PN15	32-43-36.10	3.96
PN16	PN17	300-29-07.00	3.83
PN16	PN18	339-15-13.14	3.57
Set 15			
PN17	PN18	33-06-05.16	4.30
PN17	PN15	78-45-32.23	3.46
PN17	PN16	120-29-07.00	3.83
Set 16			
PN18	T7	39-19-07.62	3.22
PN18	T8	57-34-33.01	3.59
PN18	PN15	111-59-48.30	3.82
PN18	PN16	159-15-13.14	3.57
PN18	PN17	213-06-05.16	4.30

Error Propagation

=====

Station Coordinate Standard Deviations (Meters)

Station	Y	X
PN20	0.001569	0.001667
PN21	0.000000	0.000000
PN22	0.002297	0.001538
PN23	0.002236	0.001743
PN15	0.001549	0.003080
PN16	0.002017	0.002350
PN17	0.000000	0.000000
PN18	0.001587	0.001901
T1	0.002306	0.003033
T2	0.002834	0.003749
T3	0.002907	0.004264
T4	0.003034	0.004200
T5	0.003213	0.004205
T6	0.003022	0.004013
T7	0.002886	0.003535
T8	0.002298	0.003178

Station Coordinate Error Ellipses (Meters)

Confidence Region = 95

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
PN20	0.004323	0.003566	144-17
PN21	0.000000	0.000000	0-00
PN22	0.005628	0.003755	86-35
PN23	0.005919	0.003623	118-48
PN15	0.007558	0.003753	175-19
PN16	0.006424	0.004023	34-49
PN17	0.000000	0.000000	0-00
PN18	0.004831	0.003662	155-44
T1	0.007965	0.004851	152-48
T2	0.010209	0.005301	149-09
T3	0.011142	0.005950	155-31
T4	0.011277	0.005803	151-22
T5	0.011481	0.005998	148-41
T6	0.010963	0.005568	148-57
T7	0.009833	0.005299	145-40
T8	0.008408	0.004634	152-57

**PRILOG 9. Izlazna datoteka sa rezultatima prethodne analize za
treći plan opažanja tunelskog dela trase Linije 1 na
Novom Beogradu**

MicroSurvey STAR*NET-PRO Version 7, 2, 2, 7
Licensed for Demo Use Only
Run Date: Sun Jul 12 2015 22:53:35

Summary of Files Used and Option Settings

=====

Project Folder and Data Files

Project Name NOVI BEOGRAD-POT3-LANAC TROUGLOVA
Project Folder C:\MARIJA\...\STARNET\PLAN3-LANAC TROUGLOVA
Data File List 1. Novi Beograd-POT3-lanac trouglova.dat

Instrument Standard Error Settings

Project Default Instrument

Distances (Constant)	:	0.001000 Meters
Distances (PPM)	:	1.000000
Angles	:	4.000000 Seconds
Directions	:	1.500000 Seconds
Azimuths & Bearings	:	4.000000 Seconds
Centering Error Instrument	:	0.000500 Meters
Centering Error Target	:	0.001000 Meters

Error Propagation

=====

Station Coordinate Standard Deviations (Meters)

Station	Y	X
PN20	0.000972	0.001027
PN21	0.000000	0.000000
PN22	0.001403	0.000962
PN23	0.001335	0.001056
PN15	0.000940	0.001833
PN16	0.001220	0.001415
PN17	0.000000	0.000000
PN18	0.000960	0.001157
T1	0.001382	0.001765
T2	0.001680	0.002178
T3	0.001716	0.002505
T4	0.001805	0.002482
T5	0.001905	0.002485
T6	0.001791	0.002373
T7	0.001700	0.002084
T8	0.001364	0.001881

Station Coordinate Error Ellipses (Meters)

Confidence Region = 95

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
PN20	0.002670	0.002201	143-18
PN21	0.000000	0.000000	0-00
PN22	0.003437	0.002350	86-22
PN23	0.003521	0.002230	118-43
PN15	0.004499	0.002278	175-19
PN16	0.003857	0.002457	34-48

Station	Semi-Major Axis	Semi-Minor Axis	Azimuth of Major Axis
PN17	0.000000	0.000000	0-00
PN18	0.002943	0.002212	155-48
T1	0.004660	0.002896	151-26
T2	0.005957	0.003138	148-21
T3	0.006537	0.003538	155-41
T4	0.006664	0.003466	151-14
T5	0.006775	0.003582	148-44
T6	0.006475	0.003323	149-01
T7	0.005776	0.003159	145-57
T8	0.004961	0.002783	153-17