

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni študij geodezije,
Geodezija

Kandidat:
Ignac Šilec

Ocena kakovosti izmeritvene geodetske mreže za potrebe izdelave geodetskega načrta

Diplomska naloga št.: 842

Mentor:
izr. prof. dr. Tomaž Ambrožič

Somentor:
izr. prof. dr. Bojan Stopar

Ljubljana, 2010

STRAN ZA POPRAVKE ERRATA

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
-----------------------	-------------------------	----------------	---------------

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **IGNAC ŠILEC** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:

»OCENA KAKOVOSTI IZMERITVENE GEODETSKE MREŽE ZA POTREBE IZDELAVE GEODETSKEGA NAČRTA«.

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na Univerzo v Ljubljani, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo za potrebe elektronskega arhiva.

Ljubljana, _____

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	528.28(043.2)
Avtor:	Ignac Šilec
Mentor:	izr. prof. dr. Tomaž Ambrožič
Somentor:	izr. prof. dr. Bojan Stopar
Naslov:	Ocena kakovosti izmeritvene geodetske mreže za potrebe izdelave geodetskega načrta
Obseg in oprema:	74 str., 13 pregl., 6 graf., 25 sl., 7 pril.
Ključne besede:	geodetski načrt, izmeritvena geodetska mreža, D48/GK, VRS, D96/TM, podobnostna transformacija, višinomerstvo GNSS, geometrični nivelman

IZVLEČEK

Diplomska naloga obravnava zagotovitev geodetske osnove za izdelavo geodetskega načrta. V nalogi je opredeljena zakonska podlaga za izdelavo in uporabo geodetskih načrtov. Predstavljen je postopek vzpostavitve geodetske mreže z metodo klasične terestrične izmere in z metodo izmere GNSS (RTK – VRS). Opisani so postopki izmere, obdelave in izravnave podatkov, pridobljenih na terenu. Za primerjavo obeh tipov koordinat, izračunanih z omenjenima metodama, je opravljena lokalna transformacija med koordinatnima sistemoma D96/TM in D48/GK. Dodana je tudi primerjava koordinat, izračunanih s predhodno določenimi državnimi in regionalnimi transformacijskimi parametri. Izvedena je še primerjava določitve višin z metodo višinomerstva GNSS in metodo geometričnega nivelmana. Na podlagi te raziskave je ocenjena kakovost izmeritvene geodetske mreže za potrebe izdelave geodetskega načrta. Izkaže se, da je za doseganje geodetske natančnosti, tako v položajnem kot v višinskem smislu, potrebno izračunati lokalne transformacije za vsako delovišče posebej. Podan je praktičen primer geodetskega načrta, izdelanega v skladu s pravili za izdelavo geodetskih načrtov.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC:	528.28(043.2)
Author:	Ignac Šilec
Supervisor:	Assoc. Prof. Tomaž Ambrožič, Ph.D.
Co-supervisor:	Assoc. Prof. Bojan Stopar, Ph.D.
Title:	Quality evaluation of the geodetic network for the purpose of making a land survey plan
Notes:	74 p., 13 tab., 6 graph., 25 fig., 7 ann.
Key words:	land survey plan, geodetic network, classical terrestrial method, D48/GK, VRS, D96/TM, similarity transformation, GNSS height determination, geometric levelling

ABSTRACT:

This graduation thesis discusses the set up of a geodetic base for making a land survey plan. The legal framework for making and using land survey plans is defined. The process of the establishment of a geodetic network with the use of the classical terrestrial measurements methods and the GNSS (Global Navigation Satellite System) methods is presented. The procedure of field measurements, processing and adjusting the field data is described. For a comparison of both types of coordinates computed with the above mentioned methods, a transformation between the coordinates in coordinate systems D96/TM and D48/GK is made. A comparison of coordinates computed with the previously computed national and regional transformation parameters is also added. A comparison between the heights computed with GNSS levelling and geometric levelling method is carried out. Based on this research, the quality of the geodetic network is evaluated. Results demonstrate that for achieving coordinates needed for geodetic purposes, local transformation parameters need to be calculated for every particular job. A practical example of a land survey plan made according to the regulations for making land survey plans is presented in this thesis.

ZAHVALA

Iskrena zahvala mentorju izr. prof. dr. Tomažu Ambrožiču za strokovno pomoč in vodenje pri nastajanju diplomske naloge. Hvala tudi somentorju izr. prof. dr. Bojanu Stoparju in asist. mag. Oskarju Sterletu.

Hvala moji družini za podporo v času študija, še posebno očetu za praktične nasvete in pomoč na terenu.

Hvala tudi vsem sošolcem – brez vas študij ne bi bil tako prijetna izkušnja – posebej še Meskotu, Mojčiki, Kingu in Anji za pomoč pri diplomu.

Največja zahvala pa gre Mariji in Ambrožu za nenehno vzpodbujanje in prenašanje moje “odsotnosti”. Hvala vama za navihane nasmehke in pozitivno energijo. Hvala tudi tebi, Kepica.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
1.1	Definicija problema.....	3
1.2	Namen naloge	3
1.3	Metode dela.....	4
1.4	Predvideni rezultati.....	4
2	TEORETIČNE OSNOVE	6
2.1	Vzpostavitev izmeritvene geodetske mreže.....	6
2.1.1	Klasična terestrična izmera.....	6
2.1.1.1	Poligonska mreža	6
2.1.1.2	Girusna metoda	8
2.1.1.3	Trigonometrično višinomerstvo	10
2.1.1.4	Geometrični nivelman.....	11
2.1.2	Metode izmere GNSS	12
2.1.2.1	Omrežje SIGNAL.....	15
2.1.2.2	Navidezne referenčne postaje VRS.....	17
2.2	Transformacije koordinatnih sistemov	21
2.2.1	Podobnostna 7-parametrična transformacija	22
2.2.2	Matematični model podobnostne transformacije	24
2.3	Geodetski načrt.....	26
2.3.1	Zakonodaja	26
2.3.1.1	Pravilnik o geodetskem načrtu	26
2.3.1.2	Zakon o geodetski dejavnosti	27
2.3.1.3	Zakon o graditvi objektov	28
2.3.1.4	Zakon o urejanju prostora	29
2.3.1.5	Topografski ključ	29
2.3.2	Detajlna izmera	31
2.3.2.1	Polarna metoda.....	31
2.3.2.2	Postopek izmere.....	33
3	TERENSKA IZMERA	36
3.1	Klasična terestrična izmera izmeritvene mreže	36
3.1.1	Uporabljen instrumentarij	36
3.1.2	Topografije trigonometričnih točk	38
3.1.3	Izvedba klasične terestrične izmere.....	39

3.2	Izmera GNSS izmeritvene mreže	41
3.2.1	Uporabljen instrumentarij.....	42
3.2.2	Izvedba izmere GNSS.....	43
3.3	Višinska izmera izmeritvene mreže	45
3.3.1	Uporabljen instrumentarij.....	45
3.3.2	Topografije reperjev.....	46
3.3.3	Izvedba višinske izmere.....	47
3.4	Detajlna izmera za potrebe geodetskega načrta	47
4	ANALIZA PRIDOBLENIH REZULTATOV	51
4.1	Preračun podatkov izmeritvene mreže.....	51
4.1.1	Sredine girusov	51
4.1.2	Redukcija dolžin	52
4.1.3	Izravnavna položajne mreže	54
4.1.4	Izravnavna višinske mreže	57
4.1.5	Izravnavna meritev GNSS	58
4.2	Transformacije.....	59
4.3	Ocena kakovosti geodetske mreže.....	66
4.4	Izdelava geodetskega načrta in certifikata po predpisanem standardu	70
5	ZAKLJUČEK	74
6	VIRI	76
	PRILOGE	

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Tehnični podatki za elektronski tahimeter Leica TCR 1205 R100.....	37
Preglednica 2: Tehnični podatki sistema Leica SmartStation.....	42
Preglednica 3: Tehnični podatki digitalnega elektronskega nivelirja Leica DNA03.....	45
Preglednica 4: Definitivne horizontalne koordinate točk geodetske izmeritvene mreže in njihovi standardni odkloni (rezultat izravnave klasične terestrične izmere).....	55
Preglednica 5: Cenilke kakovosti izravnave horizontalne mreže	55
Preglednica 6: Definitivne višine poligonskih točk in njihovi standardni odkloni (rezultat izravnave).....	57
Preglednica 7: Definitivne kartezične koordinate točk izmere GNSS in njihovi standardni odkloni (rezultat posredne izravnave opazovanj GNSS)	58
Preglednica 8: Metapodatki transformacije »Severovzhodna Slovenija«.....	60
Preglednica 9: Metapodatki transformacije »Štajerska«.....	61
Preglednica 10: Metapodatki transformacije »Šmarje Sredina«.....	62
Preglednica 11: Metapodatki transformacije »Šmarje Jug«	63
Preglednica 12: Metapodatki transformacije »Športna dvorana Poligon«.....	64
Preglednica 13: Metapodatki transformacije »Športna dvorana Delovišče«	65

KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 1: Transformacija s transformacijskimi parametri »Severovzhodna Slovenija« – odstopanje od danih koordinat.....	66
Grafikon 2: Transformacija s transformacijskimi parametri »Štajerska« – odstopanje od danih koordinat.....	67
Grafikon 3: Transformacija s transformacijskimi parametri »Šmarje Sredina« – odstopanje od danih koordinat.....	68
Grafikon 4: Transformacija s transformacijskimi parametri »Šmarje Jug« – odstopanje od danih koordinat.....	68
Grafikon 5: Transformacija s transformacijskimi parametri »Športna dvorana Poligon« – odstopanje od danih koordinat.....	69
Grafikon 6: Transformacija s transformacijskimi parametri »Športna dvorana Delovišče« – odstopanje od danih koordinat.....	70

KAZALO SLIK

Slika 1: Princip trigonometričnega višinomerstva	11
Slika 2: Geometrični nivelman	12
Slika 3: Skica omrežja SIGNAL (Služba za GPS, 2010)	16
Slika 4: Delovanje VRS (Landau, Vollath, Chen, 2002)	19
Slika 5: Elipsoidne in pravokotne koordinate na rotacijskem elipsoidu (Stopar, Pavlovčič Prešeren, 2007).....	22
Slika 6: Koordinatna sistema <i>G</i> in <i>CT</i> (Stopar, Pavlovčič Prešeren, 2007).....	25
Slika 7: Primer topografskega znaka v topografskem ključu (Stopar, Pavlovčič Prešeren, 2007)	30
Slika 8: Polarna metoda	32
Slika 9: Elektronski tahimeter Leica TPS 1200	37
Sliki 10a in 10b: Primer topografije in stabilizacije trigonometrične točke	39
Sliki 11a in 11b: Skici glavnega in dopolnilnega poligona	41
Slika 12: Leica SmartStation.....	42
Slika 13: Digitalni elektronski nivelir Leica DNA03	45
Slika 14: Primer topografije in stabilizacije reperja.....	47
Slika 15: Izsek terenske skice detajlne izmere za geodetski načrt	49
Slika 16: Fotografija podzemnega centra točke 400504z	56
Slika 17: Fotografija točke 400331z (na robu izkopa).....	56
Slika 18: Območje transformacije »Severovzhodna Slovenija« (GURS, 2008)	60
Slika 19: Območje transformacije »Štajerska« (GURS, 2008).....	61
Slika 20: Območje transformacije »Šmarje Sredina« (Mejaš, 2006).....	62
Slika 21: Območje transformacije »Šmarje Jug« (Mejaš, 2006)	63
Slika 22: Območje transformacije »Športna dvorana Poligon«.....	64
Slika 23: Območje transformacije »Športna dvorana Delovišče«	65
Slika 24: Preračun tahimetrije v programu GEOS7.....	71
Slika 25: Končan izdelek v barvah za tiskanje (izsek geodetskega načrta)	73

KAZALO PRILOG

Priloga A: Certifikat o preizkusu instrumenta

Priloga B: Veliki poligon

Priloga C: Mali poligon

Priloga D: Terenski zapisnik klasične terestrične izmere geodetske mreže

Priloga E: Poročilo LGO – Sredine girusov na poligonski točki 3006

Priloga F: Geodetski načrt

Priloga G: Certifikat geodetskega načrta

1 UVOD

Vzpostavitev izmeritvene mreže za potrebe izvajanja geodetskih nalog je kompleksno opravilo. Upoštevati moramo pravila pri planiranju mreže, izbirati med množico merskih tehnik, se ozirati na veljavno zakonodajo ... Poleg obvladovanja merske opreme moramo imeti tudi nadzor nad postopki obdelave podatkov, upoštevanja popravkov merjenih količin, izravnave podatkov in transformacij med koordinatnimi sistemi. Vedeti moramo tudi, česa je zmožna naša programska oprema in kako jo uporabljati.

Izmeritvena mreža za potrebe geodetskega načrta zahteva od nas še nekaj dodatnih stvari, na katere moramo biti pozorni. Točke dopolnilnih poligonov moramo vedno navezovati na točke glavnih poligonov. Ne le, da morajo biti točke med seboj vidne, poleg tega se morajo tudi dovolj približati detajlu, ki ga moramo posneti, saj točke dopolnilnih poligonov služijo kot stojišča za izmero detajla.

Geodetski načrt se praviloma izdela v državnem koordinatnem sistemu. V Sloveniji imamo trenutno v uporabi dva državna koordinatna sistema. S 1.1.2008 smo prešli na novi državni koordinatni sistem ETRS89/TM in ga začeli uporabljati v zemljiškem katastru. Za izdelavo geodetskih načrtov pa je še vedno v uporabi stari koordinatni sistem D48/GK. Na terenu je državni koordinatni sistem D48/GK realiziran z astrogeodetsko mrežo Slovenije (Hašaj et al., 2006).

Pri razvijanju izmeritvene mreže v državnem koordinatnem sistemu D48/GK velja pravilo »iz velikega v malo«. Glavne poligone vežemo na trigonometrične točke, ki so del astrogeodetske mreže Slovenije in imajo koordinate določene v koordinatnem sistemu D48/GK, zato so tudi točke dopolnilnih poligonov in poligonske točke izračunane v tem sistemu.

V sredini osemdesetih let prejšnjega stoletja se je začela praktična uporaba opazovanj GNSS za potrebe geodezije. Do danes je izmera GNSS skoraj v celoti izpodrinila klasične terestrične metode vzpostavitve geodetskih mrež za najrazličnejše namene ter najrazličnejše stopnje natančnosti. Od začetkov devetdesetih let prejšnjega stoletja se metode izmere GNSS

uporabljajo tudi pri topografski in katastrski izmeri. Takšen napredek, kot so ga prinesle tehnike geodetske izmere GNSS v primerjavi s klasičnimi geodetskimi merskimi postopki, je do sedaj predstavljal le pojav elektronskih računalnikov in nekoliko kasneje še pojav elektronskih tahimetrov. Napredek, ki ga v geodezijo prinaša GNSS, pa skupaj z internetom od nas zahteva tudi nekoliko tesnejšo povezanost uporabnikov GNSS z domačimi in mednarodnimi službami, ki pripravljajo informacije za optimalno ter pravilno uporabo GNSS (Stopar, Pavlovčič Prešeren, 2007).

V Sloveniji je vzpostavljeno državno omrežje stalnih postaj GNSS z imenom SIGNAL (SlovenIja-Geodezija-Navigacija-Lokacija). Za njegovo delovanje skrbi Služba za GPS. Omrežje tvori 15 stalno delujočih postaj GNSS, razporejenih po vsej državi. Ljubljanska postaja je vključena tudi v evropsko mrežo stalnih postaj EPN (angl. EUREF Permanent Network). Omrežje je osnova geoinformacijske infrastrukture in predstavlja ogrodje novega slovenskega koordinatnega sistema (Služba za GPS, 2010).

V omrežju permanentnih postaj SIGNAL je omogočena tudi storitev VRS (angl. Virtual Reference Station). Storitev deluje tako, da se v centru omrežja na podlagi vseh opazovanj permanentnih postaj generira model vplivov na opazovanja in na podlagi tega se izračunajo interpolirane vrednosti vplivov za položaj uporabnika sistema. Omrežje nato generira navidezno referenčno postajo v neposredni bližini uporabnika, ki opravlja isto vlogo, kot če bi se uporabnik navezal na permanentno postajo. Ta metoda je uporabna še posebej takrat, ko je uporabnik preveč oddaljen od stalne postaje GNSS, da bi mu le-ta služila kot referenčni sprejemnik podatkov s satelitov.

Koordinate točk, ki jih določimo z metodami izmere GNSS, so originalno zapisane v zapisu φ , λ , h in se nanašajo na elipsoid GRS80 (to je referenčni elipsoid v koordinatnem sistemu ETRS89). To so elipsoidne koordinate, ki praktično niso uporabne. Večina uporabnikov zahteva koordinate v obliki y , x in H (star sistem) ali E , N in H (nov sistem). Zato moramo v primeru nalog povečane natančnosti ali za potrebe katastra (kataster mora biti v novem koordinatnem sistemu, zato za te potrebe ne izvajamo transformacije, ampak opravimo samo

preračun iz geografskih koordinat φ , λ , h v pravokotne koordinate E , N in H) izvesti transformacijo rezultatov izmere GNSS v državni koordinatni sistem.

1.1 Definicija problema

Odkar so se pojavile metode geodetske izmere GNSS in se začele množično uporabljati v geodetski praksi, se je pomen trigonometričnih in poligonskih točk precej zmanjšal. Delno zaradi tega, ker večinoma nimajo določenih koordinat v novem državnem koordinatnem sistemu ETRS89/TM in tako niso uporabne v katastrski izmeri, delno pa tudi zaradi tega, ker so zaradi prenehanja rednega vzdrževanja podvržene propadanju. Zaradi zmanjšanja števila »državnih navezovalnih točk« in zaradi enostavnosti uporabe GNSS se v praksi pogosto zgodi, da se ne navezujemo več na točke trigonometričnih mrež, kjer nas pesti nehomogenost merila in kvalitete starega državnega koordinatnega sistema, temveč si stojiščne točke instrumenta in točke za orientacijo določimo kar sami. S tem pridobimo ogromno časa, saj nam ni potrebno iskati obstoječih trigonometričnih točk in razvijati dolgih poligonov, ampak si izmeritveno (poligonsko) točko določimo v bližini detajla in s tem dosežemo njen namen.

1.2 Namen naloge

V tej diplomski nalogi bomo obravnavali kakovost vzpostavljene izmeritvene geodetske mreže, ki je bila uporabljena za izdelavo geodetskega načrta. Opravili bomo primerjavo vzpostavitve geodetske mreže s klasično terestrično geodetsko metodo in z metodo izmere GNSS (RTK – VRS). Za potrebe analize skladnosti obeh tipov koordinat, dobljenih z zgoraj omenjenima metodama, bomo opravili lokalno transformacijo med koordinatnima sistemoma ETRS89/TM in D48/GK ter ocenili kakovost določitve višin na osnovi primerjav med višinomerstvom GNSS ter geometričnim nivelmanom.

V nalogi bomo opravili primerjavo različnih transformacij med koordinatnima sistemoma ETRS89/TM in D48/GK. Uporabili bomo transformacijske parametre regionalnih transformacij, izračunanih s strani Geodetske uprave Republike Slovenije (GURS) in transformacijske parametre lokalne transformacije, izračunane na osnovi identičnih točk, danih v obeh koordinatnih sistemih.

1.3 Metode dela

Za potrebe vzpostavitve geodetske mreže z navezavo na trigonometrične točke bomo uporabili klasično terestrično metodo izmere, pri kateri bomo razvili priklepni poligon med dvema trigonometričnima točkama. Kote v poligonu bomo opazovali po girusni metodi (trije girusi), višinske razlike pa bomo merili po metodi trigonometričnega višinomerstva.

Okoli območja izmere detajla za potrebe geodetskega načrta bomo razvili geodetsko mrežo GNSS. Na točkah mreže GNSS bomo izvajali opazovanja po metodi RTK – VRS izmere GNSS.

Za navezavo na državni višinski koordinatni sistem bomo z metodo geometričnega nivelmana izračunali višini dveh točk poligona izmeritvene mreže. Višine drugih točk bomo izračunali na podlagi merjenj po metodi trigonometričnega višinomerstva.

Za potrebe izdelave geodetskega načrta bomo karakterističnim točkam na terenu določili koordinate na osnovi polarne metode izmere.

1.4 Predvideni rezultati

Na spletnih straneh Geodetske uprave Republike Slovenije je moč najti več različnih sklopov transformacijskih parametrov, uporabnih za preračun meritev GNSS v stari državni koordinatni sistem D48/GK. Za natančnost okoli 0,5 m lahko uporabimo izračunane regionalne parametre za območja velika od 5000 do 8000 km² (v tem sklopu je Slovenija razdeljena na tri območja: jugovzhodna Slovenija, severovzhodna Slovenija in zahodna Slovenija). Za natančnost okoli 0,3 m pa so izračunani regionalni parametri za območja velika od 2000 do 5000 km² (v tem sklopu je Slovenija razdeljena na sedem območij: Primorska, Gorenjska, južna Slovenija, Dolenjska, osrednja Slovenija, Štajerska in Pomurje).

Zaradi deklarirane natančnosti (0,5 m in 0,3 m) zgoraj omenjenih transformacijskih parametrov lahko predvidevamo, da bodo izračunane lokalne transformacije dale boljše

rezultate kot regionalne transformacije. Pričakujemo, da bo natančnost lokalne transformacije izračunane za območje delovišča izdelave geodetskega načrta na nivoju nekaj centimetrov ali višja.

2 TEORETIČNE OSNOVE

2.1 Vzpostavitev izmeritvene geodetske mreže

Geodetsko izmeritveno mrežo navadno vzpostavljamo s klasično terestrično metodo izmere (največkrat priklepni poligon). Višinsko izmero opravimo z metodo geometričnega nivelmana. V novejšem času pa klasično terestrično metodo vse bolj izpodriva metoda GNSS vzpostavitve geodetske izmeritvene mreže. Posamezne metode so opisane v nadaljevanju.

2.1.1 Klasična terestrična izmera

Namen vzpostavitve izmeritvene mreže oz. izmeritvene točke je zagotovitev osnove za neposredno snemanje detajla in naloge inženirske geodezije (npr. zakoličba). Točke obstoječe trigonometrične mreže so med seboj preveč oddaljene, zato je potrebno mrežo točk zgostiti, da dosežemo namen točke.

2.1.1.1 Poligonska mreža

Zgoščevanje mreže poteka po principu iz velikega v malo in sicer se izvede vzpostavitev poligonske mreže. S točk poligonske mreže je nato možno snemanje detajla in ostale naloge. Poligonsko mrežo sestavljajo poligonski vlaki, to so nizi merskih točk, ki so med seboj oddaljene od 50 do 250 metrov (Ambrožič, 2003).

V poligonski mreži merimo poligonske lomne kote (navadno po girusni metodi v treh girusih) in poligonske stranice (včasih so se merile z merskim trakom in baznimi latami, danes pa z elektronskimi tahimetri).

Poznamo več vrst poligonov:

- priklepni poligon: to je najobičajnejša oblika poligona. Na začetku in na koncu ga navežemo na dano točko, ki je lahko trigonometrična točka ali prej določena

poligonska točka. S prve in zadnje točke mora biti vidna še ena dana točka, ki omogoča merjenje priklepnega kota in izračun poligona. V priklepnem poligonu računamo koordinate poligonskih točk v državnem koordinatnem sistemu. Prav tako je omogočena kontrola meritev, izračuna in izravnave opazovanj.

- zaključeni poligon ali poligonska zanka: takšen poligon se začne in konča v isti dani točki. Poleg te točke mora biti vidna še ena dana točka, ki omogoča opazovanje priklepnega kota in izračun poligona. Zaključeni poligon pogosto računamo v lokalnem koordinatnem sistemu, ki ga poljubno izberemo. Zaključeni poligon izberemo, ker imamo kontrolo meritev in lahko izračunamo ter izravnamo poligon.
- slepi poligon: slepi poligon se začne na dani točki, poleg te točke pa mora biti vidna še vsaj ena dana točka, ki omogoča merjenje priklepnega kota. Slepi poligon se konča poljubno, zato nimamo kontrole meritev in ni možna izravnavna meritev. Grobe pogreške kontroliramo z večkratnimi meritvami. Tak poligon ima lahko največ dve poligonski stranici, zato je namenjen za manjše izmere in na težkem terenu, kjer ne moremo razviti priklepnega poligona. Izjeme so zakoličbe tunelov.
- prosti poligon: tak poligon se začne in konča na poljubni točki. Koordinate poligonskih točk tako računamo v poljubnem koordinatnem sistemu. V prostem poligonu nimamo kontrole meritev in izračuna in seveda ni možna izravnavna. Uporabljamo ga le izjemoma in za manjše izmere.

Pravila projektiranja poligonske mreže (Ambrožič, 2003):

- poligonsko mrežo razvijamo navadno na območju ene katastrske občine, izjema so mesta, kjer je katastrskih občin več in moramo razviti poligonsko mrežo ne glede na meje katastrskih občin,
- pri razvijanju poligonske mreže velja načelo iz velikega v malo, zato najprej razvijemo glavne poligone in šele nato dopolnilne,
- glavne poligone vežemo na trigonometrične točke. Pri razvijanju glavnih poligonov težimo k temu, da ti poligoni tvorijo »trikotnike«, katerih oglišča so trigonometrične točke,
- dopolnilne poligone navezujemo na točke glavnih poligonov. S točk dopolnilnih poligonov posnamemo detajl,

- v večini primerov potekajo poligoni po cestah in komunikacijah, torej tam, kjer točke potrebujemo,
- dolžine poligonskih stranic naj ne bodo daljše od 250 m in ne krajše od 50 m. Prizadevamo si, da so dolžine poligonskih stranic podobnih velikostnih redov. Razmerje med najkrajšo in najdaljšo stranico naj bo 1:2, izjemoma 1:3,
- poligonski koti naj bodo čim bližje 180° ,
- poligoni se med seboj ne smejo sekati (izjema je en poligon na podvozu in drugi na nadvozu),
- poligonske točke morajo biti med seboj vidne in ne smejo biti izpostavljene uničenju (blizu komunalnih vodov),
- pri razvijanju poligonov v mestih pazimo, da poligoni čim redkeje sekajo ulico ali cesto,
- uporabljati smemo priklepne in zaključene poligone izjemoma tudi slepe poligone z največ dvema poligonskima stranicama (zaradi kontrol),
- poligon naj se čim bolj približa detajlu, ki ga moramo posneti.

2.1.1.2 Girusna metoda

Metoda merjenja kotov v obeh krožnih legah se imenuje girusna metoda (Mihailović, Vračarič, 1984). Pri tej metodi se opazujejo smeri, kote pa dobimo kot razlike vrednosti odgovarjajočih smeri. Pred začetkom merjenja centriramo in horizontiramo instrument ter izberemo prvo točko, ki nam bo predstavljala začetno vizuro. Za začetno vizuro je smiselno izbrati točko, ki bo ves čas merjenja dobro vidna in če se le da, obrnjena stran od Sonca, je primerno oddaljena od instrumenta in je dobro definirana. Merjenje smeri se začne na začetno vizuro, ki jo naviziramo v prvi krožni legi in izvedemo meritev. Nato viziramo ostale signalizirane točke v smeri urinega kazalca in izvajamo meritve. Če z enega stojišča opazujemo tri ali več smeri, je potrebno po zadnji vizuri v prvi krožni legi zaradi kontrole narediti še zaključno vizuro. S tem je zaključen prvi polgirus. Nato daljnogled prestavimo v drugo krožno lego. Če je bila v prvem polgirusu opravljena zaključna vizura, začnemo drugi polgirus z njo. Merjenje kotov se nadaljuje v nasprotni smeri urinega kazalca, dokler ne pridemo do začetne vizure. S tem je zaključen prvi girus. Zatem daljnogled zopet obrnemo v prvo krožno lego in po istem postopku izmerimo še dogovorjeno število girusov.

Pri starejših instrumentih za vsak nov girus premaknemo limb za vrednost $\frac{180^\circ}{n}$, kjer n predstavlja število merjenih girusov. S tem zmanjšamo vpliv pogreška razdelbe limba. Število girusov n je odvisno od zahtevane natančnosti opazovanja smeri – večja kot je natančnost, večje je število girusov.

Rezultat girusne metode so sredine girusov, ki jih izračunamo po naslednjem postopku. Najprej za vsako opazovano smer izračunamo dvojni kolimacijski pogrešek, ki predstavlja razliko med obema krožnima legama. Najmanjša in največja vrednost tega pogreška se smeta razlikovati največ za dogovorjeno vrednost. Če se razlikujeta za več kot dogovorjeno vrednost, pomeni, da smo slabo vizirali in moramo meritve ponoviti. Nato izračunamo srednjo vrednost obeh krožnih leg za vsako opazovano smer in opravimo redukcijo smeri. Prvo opazovano smer nastavimo na vrednost $0^\circ 00' 00''$ vsem ostalim smerem pa odštejemo vrednost, s katero smo začetno smer nastavili na $0^\circ 00' 00''$. S tem dobimo reducirane smeri, aritmetična sredina le-teh pa predstavlja sredino girusov (Mihailović, Vračarič, 1984).

Prednosti girusne metode:

- istočasno lahko opazujemo dve ali več smeri, ki imajo presečišče v stojišču – izračunani koti imajo isto teme,
- merimo v obeh krožnih legah na različnih mestih limba (pri klasičnih instrumentih), s čimer eliminiramo pogrešek razdelbe limba, kolimacijski pogrešek in pogrešek horizontalnosti osi y instrumenta,
- z večanjem števila girusov povečujemo natančnost opazovanja smeri.

Slabosti girusne metode:

- girus je potrebno izmeriti naenkrat v celoti,
- merjenje girusa z velikim številom smeri lahko traja več časa, v tem času pa je težko zagotoviti popolno stabilnost instrumenta.

2.1.1.3 Trigonometrično višinerstvo

Poleg geometričnega nivelmana je trigonometrično višinerstvo druga metoda za izračun višinske razlike med dvema točkama. Pri metodi geometričnega nivelmana nivelir zagotavlja horizontalno vizuro s pomočjo libele ali kompenzatorja, pri trigonometričnem višinerstvu pa zenitne razdalje in dolžine med točkami opazujemo s tahimetrom.

Višinsko razliko med dvema točkama določimo na osnovi merjene zenitne razdalje in znane horizontalne ali merjene poševne dolžine. Metodo uporabljamo pri določanju višin trigonometričnih točk, poligonskih točk, višin točk v lokalnih inženirskih mrežah, višinskih položajev objektov na zahtevnih terenih (plazovi), detajlni polarni topografski ali katastrski izmeri idr. Metoda je nenadomestljiva pri določevanju višin nedostopnih točk (točke na pregradah, 3D industrijski merski sistemi) in v kombinaciji z geometričnim nivelmanom pri prenosu višin na daljše oddaljenosti. Metoda je v kombinaciji z natančnimi meritvami poševnih dolžin in z uporabo elektronskih razdaljemerov pridobila na veljavi, saj v veliko primerih doseženo natančnost lahko primerjamo z natančnostjo geometričnega nivelmana (Kogoj, Stopar, 2002).

Za izračun višinskih razlik smo uporabili enačbo

$$\Delta h_A^B = S_r \cos z + (1 - k) \frac{S_r^2}{2R} \sin^2 z + i - l,$$

kjer je S_r ... merjena dolžina popravljena za meteorološke popravke,

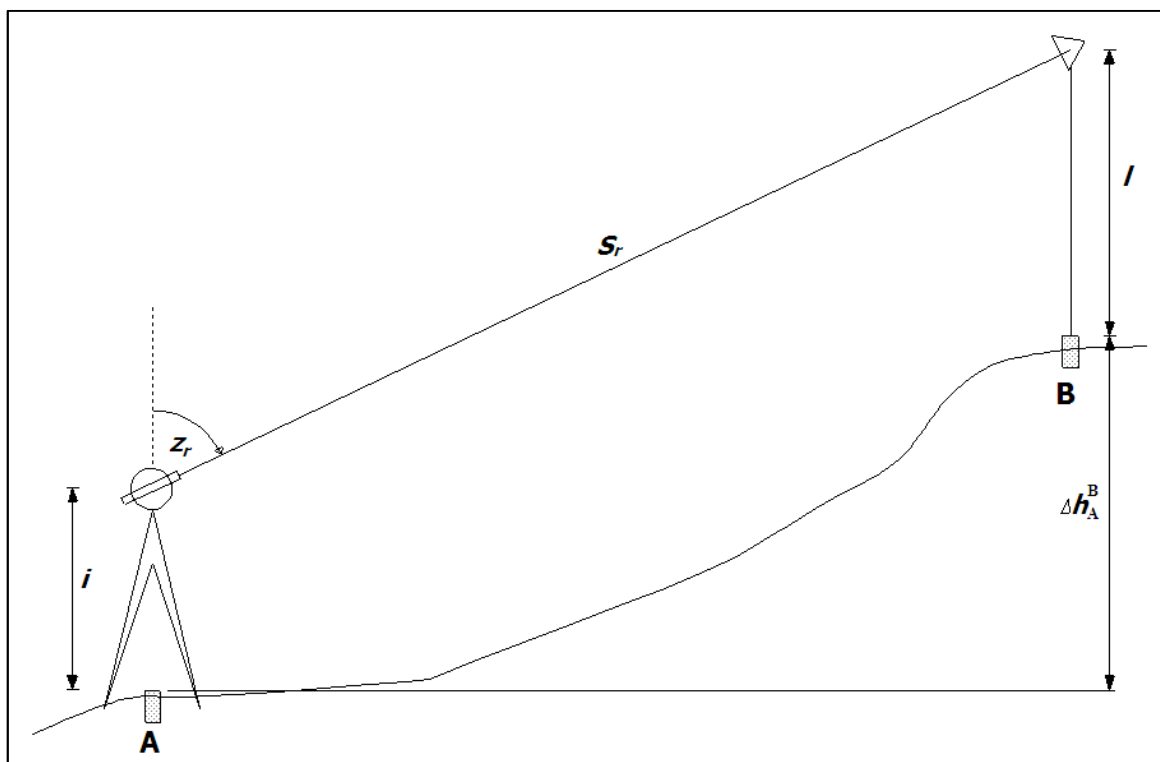
z ... merjena zenitna razdalja (sredine girusov),

k .. koeficient refrakcije (0.13),

R ... polmer Zemlje,

i ... višina tahimetra in

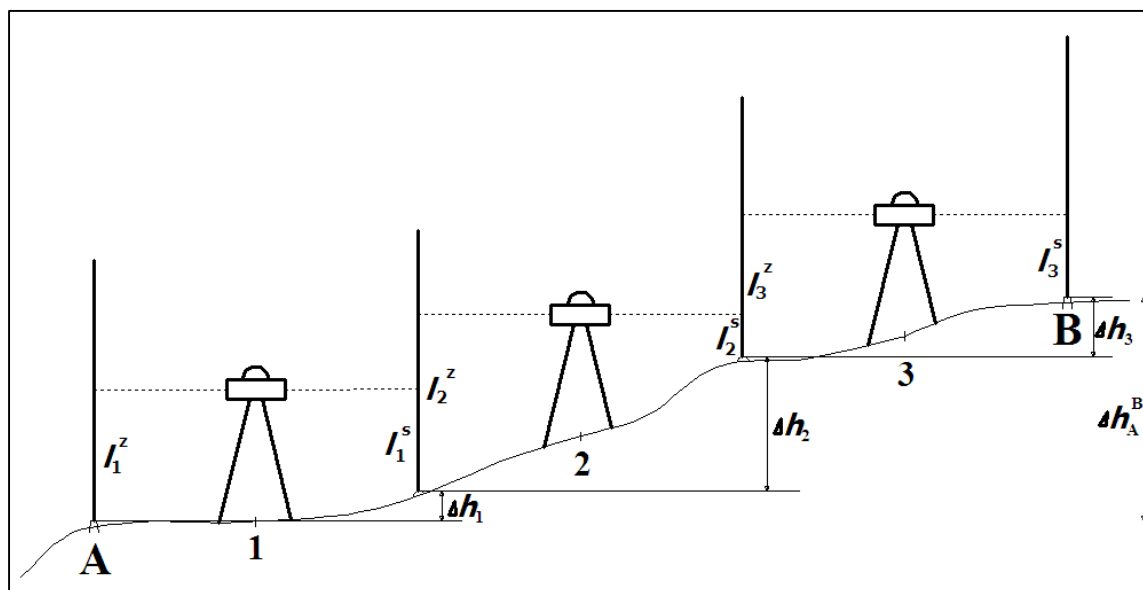
l ... višina reflektorja.



Slika 1: Princip trigonometričnega višinomerstva

2.1.1.4 Geometrični nivelman

Za najnatančnejšo določitev višinskih razlik v geodeziji uporabljamo metodo geometričnega nivelmana. Pri tej metodi meritve opravljamo z nivelirjem, ki s pomočjo libele ali kompenzatorja zagotavlja horizontalno vizuro. Izhodišče za določanje višinskih razlik točk so višinske geodetske točke – reperji. Višinsko razliko med dvema točkama izračunamo kot seštevek razlik odčitkov na vertikalno postavljeni lati za in pred nivelirjem, gledano v smeri niveliranja (glej Slika 2: Geometrični nivelman). Oceno natančnosti najpogosteje izračunamo iz odstopanj v zaključenih nivelmanskih zankah, s primerjavo višinskih razlik dveh danih reperjev ali iz razlik dvojnih merjenj (Ambrožič, 2003).



Slika 2: Geometrični nivelman

2.1.2 Metode izmere GNSS

Satelitska navigacija oz. pozicioniranje je v primerjavi s klasičnimi metodami zelo mlada veja v geodeziji. Ta veja se je začela razvijati pred približno 35. leti, ko je Ministrstvo za obrambo ZDA razvilo sistem NAVSTAR – GPS (angl. Navigation System with Time and Ranging – Global Positioning System) predvsem za potrebe vojske in državne varnosti. Čez čas so tudi druge države začele z razvojem podobnih sistemov – GLONASS (Rusija), GALILEO (Evropa) in BEIDOU (Kitajska). Kmalu po začetku delovanja je sistem GPS postal dostopen tudi za civilne namene. S tem se je začelo novo obdobje v geodeziji, ki je temeljito spremenilo in še spreminja postopek geodetske izmere. Danes govorimo o uporabi Globalnih Navigacijskih Satelitskih Sistemov GNSS (angl. Global Navigation Satellite System), t.j. skupno ime za vse satelitske sisteme v geodetski izmeri (Stopar, 2006).

GNSS je sestavljen iz:

- vesoljskega segmenta (sateliti in njihove tirnice),
- kontrolnega segmenta (nadzira satelite),
- uporabniškega segmenta in
- civilnega kontrolnega segmenta.

S pomočjo teh segmentov lahko izračunamo svoj položaj kjerkoli na Zemlji. Položaj lahko dobimo tudi kadarkoli in neodvisno od vremenskih pogojev. Pri tem pa potrebujemo izmerjene vrednosti razdalj od satelitov do sprejemnika GNSS in podatek o položajih satelitov GNSS v trenutku izmere.

Za dejansko uporabo GNSS je za določitev položaja na Zemlji potrebno zagotoviti kakovosten koordinatni referenčni sistem. Za Slovenijo sta zanimiva predvsem Mednarodni Terestrični Referenčni Sistem ITRS (angl. International Terrestrial Reference System) in Evropski Terestrični Referenčni Sistem ETRS89 (angl. European Terrestrial Reference System). ETRS89 je tudi naš novi državni koordinatni sistem, ki se uporablja v zemljiškem katastru od 1.1.2008.

Uporaba tehnologije GNSS na področjih v geodeziji, geodetski izmeri in navigaciji nima jasno definiranih meja. Naloge za potrebe geodezije lahko opredelimo z (Stopar, 2006):

- relativno visoko točnostjo položaja – v splošnem v geodeziji določamo položaj z nekaj centimetrsko točnostjo,
- posebnimi tehnikami izmere in obdelave podatkov, mersko opremo, prefinjene algoritme in programsko opremo in s tem dosegala tudi milimetrsko točnost določitve položaja,

Geodezija v zadnjem času s pomočjo GNSS omogoča pridobitev koordinat v realnem času. Področja uporabe GNSS so ostala ista kot v terestrični geodeziji (od geodetskih mrež do aplikacij GIS). Z uporabo GNSS lahko opravljamo neprekinjene meritve na točkah, kar je zelo uporabno pri spremljanju premikov objektov.

Temeljne zakonitosti delovanja sistema GNSS (Stopar, 2006):

- potrebno je natančno poznavanje tirnic satelitov v vesolju,
- razdalje do satelitov se določijo z merjenjem potovalnega časa elektromagnetnega valovanja od satelita do sprejemnika,
- za merjenje potovalnega časa potrebujemo sistem natančnih ur (atomske ure v satelitih),

- končni položaj je izračunan z raznimi popravki (zaradi vpliva atmosfere, pogreškov ur).

Vplive na meritve GNSS lahko razdelimo na tri skupine (Stopar, 2006):

- vplivi z izvorom v satelitih (pogreški tirnic, pogreški satelitovih ur),
- vplivi z izvorom v sprejemniku in njegovi okolici (odboj signala – multipath, spreminjanje položaja faznega centra antene, šum sprejemnika, pogrešek sprejemnikove ure),
- vplivi z izvorom v mediju, po katerem potuje signal (ionosferska in troposferska refrakcija).

Prednosti metod izmere GNSS pred klasičnimi geodetskimi metodami:

- medsebojna vidnost točk ni potrebna – točke postavljamo na mesta, kjer jih potrebujemo, in mrežo prilagodimo potrebam uporabnika,
- sistem deluje neodvisno od vremena,
- točnost položaja nove točke je odvisna od oddaljenosti med točkami, manj pa od geometrije geodetske mreže,
- planiranje vzpostavitve mreže GNSS s postopki simulacije, optimizacije in predhodne analize skoraj ni več potrebno,
- na osnovi opazovanj GNSS istočasno določamo 3D položaj točk,
- visoko točnost praviloma dosegamo z manj truda.

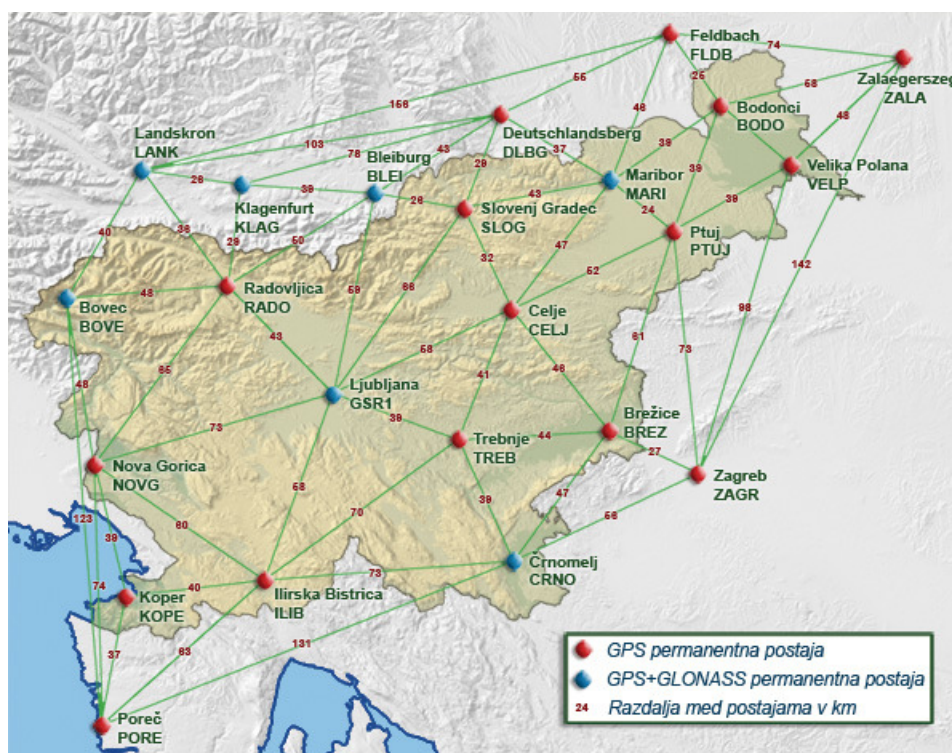
Seveda pa ima GNSS tudi svoje slabosti in omejitve:

- točke se morajo nahajati na odprtem prostoru, kjer ni ovir za sprejem signala GNSS (prostor ne sme biti gosto pozidan in močno poraščen),
- merska in programska oprema predstavljata visoke stroške,
- potrebna je logistična priprava na izvedbo izmere (število satelitov, ki so na voljo v posameznem časovnem obdobju),

- položaj na osnovi izmere GNSS se nanaša na koordinatni sistem ETRS89/TM, zato potrebujemo za uporabo v starem državnem koordinatnem sistemu D48/GK transformacijo rezultatov,
- izmera GNSS zagotavlja višjo natančnost od klasične geodetske izmere v preteklosti, zato se lahko pojavijo težave pri vključitvi koordinat GNSS v stari državni koordinatni sistem,
- opazovanja z metodami GNSS ne omogočajo določitve ortometričnih višin, marveč elipsoidnih višin, zato moramo za izračun ortometričnih višin upoštevati model geoida,
- opazovanja GNSS zahtevajo posebna znanja (obdelava opazovanj, izravnava, transformacija rezultatov v koordinatni sistem D48/GK),
- GNSS zahteva dostop do globalnih informacij (tirnice satelitov, stanje ionosfere, koordinate referenčnih točk), zato potrebujemo za operativno delo dostop do interneta (za naknadno obdelavo), ali dostop do GSM, GPRS, UMTS (za izmero v realnem času),
- sistemi GNSS imajo lastnike, ki z njimi prosto razpolagajo.

2.1.2.1 Omrežje SIGNAL

V Sloveniji je vzpostavljeno državno omrežje stalnih postaj GNSS z imenom SIGNAL (SlovenIja-Geodezija-Navigacija-Lokacija). Za njegovo delovanje skrbi Služba za GPS. Omrežje tvori 15 stalno delujočih postaj GNSS, razporejenih po vsej državi. Ljubljanska postaja je vključena tudi v evropsko mrežo stalnih postaj EPN (angl. EUREF Permanent Network). Omrežje je osnova geoinformacijske infrastrukture in predstavlja ogrodje novega slovenskega koordinatnega sistema (Služba za GPS, 2010).



Slika 3: Skica omrežja SIGNAL (Služba za GPS, 2010)

Omrežje postaj GNSS je za uporabnika pomembno zaradi določitve relativnega oz. diferencialnega položaja lastnega sprejemnika v omrežju. Tako določen položaj je neprimerljivo natančnejši od absolutnega položaja, določenega brez navezave na omrežje. Za navezavo meritev GNSS na fizično realizacijo koordinatnega sistema potrebujemo dva sprejemnika GNSS. Omrežje torej omogoča racionalnejšo izmero, saj uporabniku nadomešča referenčni sprejemnik. Uporabnik omrežja zato potrebuje le še premični sprejemnik, vlogo referenčnega pa prevzame sistem omrežja SIGNAL (Služba za GPS, 2010).

Služba za GPS omogoča določitev položaja visoke natančnosti na podlagi opazovanj na 15 permanentnih postajah omrežja SIGNAL. Uporabimo lahko podatke ene od 15 stalnih postaj GNSS, ki so postavljene na naslednjih lokacijah: Bodonci (GPS), Bovec (GPS+GLONASS), Brežice (GPS), Celje (GPS), Črnomelj (GPS+GLONASS), Ilirska Bistrica (GPS), Koper (GPS), Ljubljana (GPS+GLONASS), Maribor (GPS+GLONASS), Nova Gorica (GPS), Ptuj (GPS), Radovljica (GPS), Slovenj Gradec (GPS), Trebnje (GPS) in Velika Polana (GPS) (Služba za GPS, 2010).

Ko pride do primera, da je premični sprejemnik od točke za navezavo, t.j. stalne postaje GNSS, preveč oddaljen, ponuja omrežje SIGNAL storitev VRS (angl. Virtual Reference Station).

2.1.2.2 Navidezne referenčne postaje VRS

Ena najpogosteje uporabljenih metod GNSS merjenja dandanes je metoda RTK (angl. Real Time Kinematic), vendar doseganje rezultatov visoke natančnosti s to metodo ovirajo vplivi ionosfere in troposfere, ki ustvarjajo sistematične pogreške surovih podatkov. V praksi to pomeni, da mora biti razdalja med premičnim sprejemnikom (roverjem) in njegovo statično referenčno postajo precej majhna za učinkovito opravljanje dela (Landau, Vollath, Chen, 2002).

V nekaterih državah obstajajo omrežja permanentnih postaj GNSS (v Sloveniji je to omrežje SIGNAL), ki posredujejo podatke individualnim uporabnikom te tehnologije. Zaradi pogoja po majhni oddaljenosti med premičnim sprejemnikom in referenčno postajo, bi morale biti permanentne postaje razporejene po ozemlju celotne države precej na gosto (Landau, Vollath, Chen, 2002). Izgradnja takšne infrastrukture bi predstavljala ogromen strošek, zato je boljša rešitev uporaba tehnologije VRS.

Implementacija koncepta VRS zahteva omrežje permanentnih postaj (pri nas je to SIGNAL, op. a.), ki s podatkovnimi povezavami komunicirajo s centrom omrežja. V centru omrežja se zbirajo informacije z vseh permanentnih postaj GNSS, kar ustvarja aktivno bazo regionalnih popravkov za vplive ionosfere in troposfere (Gonçalves Soares, Malheiro, 2008).

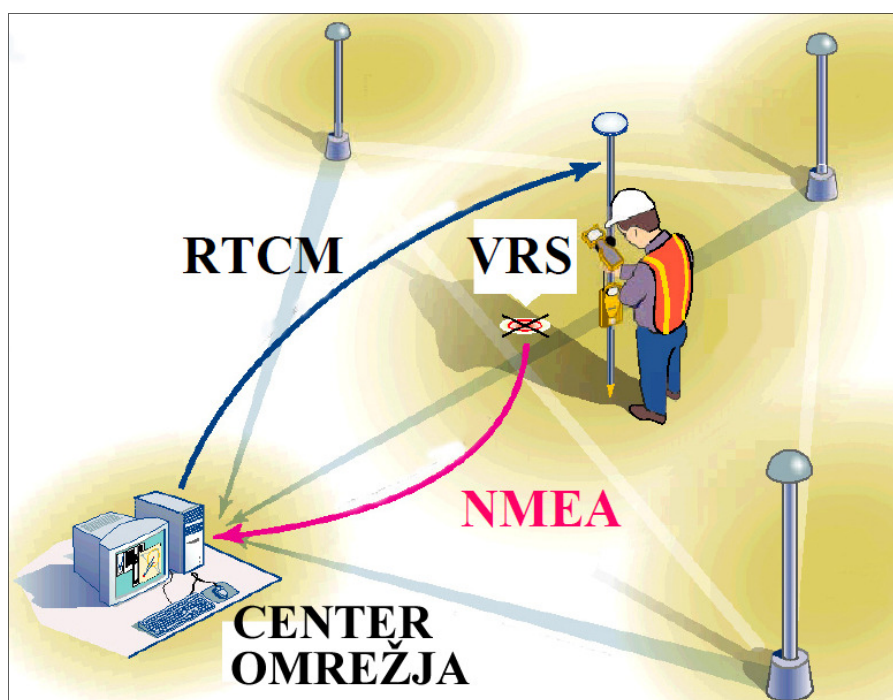
Opazovanja stalnih postaj GNSS v Sloveniji se preko interneta nenehno prenašajo v center omrežja SIGNAL, kjer se izvaja celostno preverjanje vseh opazovanj. Za vsako postajo se izvrši kontrola kvalitete podatkov, odstranijo se grobi pogreški opazovanj in modelirajo se

"cycle slipi"¹. Ko se preveri kvaliteta podatkov, centralni strežnik na podlagi analize opazovanj dvojnih faznih razlik izračuna velikosti vplivov ionosfere in troposfere ter pogreške efemerid. S tem postopkom se sistematični pogreški določitve položaja premičnega sprejemnika močno zmanjšajo (Trajkovska, 2004).

Generiranje navidezne referenčne postaje poteka po naslednjem postopku (Trajkovska, 2004):

- premični sprejemnik najprej pošlje centralnemu strežniku omrežja permanentnih postaj svoj približni položaj (na nekaj metrov natančno), kar stori preko mobilnega telefona z uporabo standardnega sporočila NMEA GGA (angl. National Marine Electronics Association Global Positioning System Fix Data),
- centralni strežnik sprejme informacijo o položaju premičnega sprejemnika, ki predstavlja položaj t.i. Virtualne referenčne postaje (VRS). Centralni strežnik omrežja nato izračuna vrednosti opazovanj med posameznimi sateliti in položajem VRS, ki jim doda vrednosti interpoliranih popravkov vpliva ionosfere, troposfere in efemerid satelitov. Tako pripravljena opazovanja posreduje posameznemu premičnemu sprejemniku v standardni obliki RTCM (angl. Radio Technical Commission for Maritime Services),
- ko uporabnik prejme podatke opazovanj za VRS, opravlja izmero po klasični metodi RTK,
- računalnik, ki je povezan z uporabnikovim sprejemnikom nato obdela prejete podatke opazovanj za VRS in podatke lastnih opazovanj ter pridobiva položaje, ki se nanašajo na navidezno referenčno postajo VRS.

¹ Cycle slip predstavlja prekinitev meritev ciklov nosilnega valovanja signala GNSS. Cycle slipi nastanejo, ko je sledenje satelitov prekinjeno zaradi blokade signala, šibkosti signala ali nepravilnega procesiranja signala v programski opremi sprejemnika GNSS.



Slika 4: Delovanje VRS (Landau, Vollath, Chen, 2002)

Koncept VRS deluje na principu računske določitve navideznih opazovanj, kot bi jih izvajala referenčna postaja, generirana v neposredni bližini uporabnika. Na osnovi opazovanj vseh postaj v omrežju se izračuna ploskev vplivov na opazovanja nižjega ali višjih redov, podatki za konkreten položaj VRS pa se nato izračunajo z ustrežno metodo interpolacije. Podatki se izračunajo ločeno za vsakega uporabnika, saj je logično vsak na svoji lokaciji. Število simultanih VRS je na strani centra omrežja, ki izvaja izračune, običajno omejeno in sicer programsko in strojno (Kozmus, Stopar, 2003).

Prednosti pristopa VRS (povzeto po Lavbič (2005)):

- permanentna postaja lahko služi kot referenčni sprejemnik pri izmeri GNSS, če se nahajamo v radiju približno 30 km okoli nje. Metoda VRS omogoča določitev položaja kjerkoli v omrežju GNSS postaj,
- metoda VRS občutno zmanjša stroške merske opreme na strani uporabnika, saj le-ta potrebuje samo en sprejemnik GNSS za izvajanje meritev, drugega pa generira center omrežja. Ker je večji del izračunov opravljen v centru, uporabniku ni treba tako pogosto posodablјati merske opreme, kar še dodatno zmanjša stroške,

- pri uporabi metode VRS potrebujemo dvosmerno komunikacijo med uporabnikom in centrom, ki jo lahko zagotovimo z uporabo GSM, GPRS, UMTS in drugih tehnologij tretje generacije mobilne telefonije, ki so vedno bolj v razmahu, zato je rokovanje z njimi enostavno,
- center omrežja permanentnih postaj ustvari za lokacijo uporabnika optimalna opazovanja, preračunana tako, kot bi prihajala iz navidezne referenčne postaje, locirane v neposredni bližini uporabnika,
- glede na oddaljenost od referenčnih postaj lahko uporabnik sprejema signal s satelitov pod drugim višinskim kotom in azimutom kot referenčna točka. Prav tako je lahko premični sprejemnik na drugačni višini kot referenčna točka, zato se pri izračunu navidezne referenčne postaje upoštevajo tudi razlike troposfere med VRS in referenčnimi postajami,
- preračunavanje popravkov za pogoške ionosfere, troposfere in efemeride satelitov je opravljena na strani centra omrežja, zato odpade nevarnost uporabe različnih modelov troposfere in s tem možnost pogoškov modeliranja troposferskih vplivov,
- metoda VRS omogoča zelo kompleksno modeliranje vplivov ionosfere in troposfere, za razliko od nekaterih drugih metod (npr. FKP²), ki imajo zelo omejene možnosti modeliranja ionosferskih vplivov,
- zaradi modeliranja vplivov na opazovanja je natančnost določitve položaja z navezavo na VRS lahko zelo visoka (centimeterska), kljub veliki oddaljenosti od najbližje fizične permanentne postaje GNSS.

Slabosti pristopa VRS (povzeto po Lavbič (2005)):

- v primeru, da mobilna ali internetna povezava, ki jo rover potrebuje za komunikacijo s centrom omrežja, ni dovolj stabilna in kvalitetna, da bi omogočala nemoteno izmenjavo podatkov, lahko pride do izpada sistema in prekinitve povezave s centrom,
- slabost VRS je omejitev števila simultanih uporabnikov s strani centra omrežja, ki izvaja preračune popravkov. Center je omejen tako programsko, kot tudi strojno,

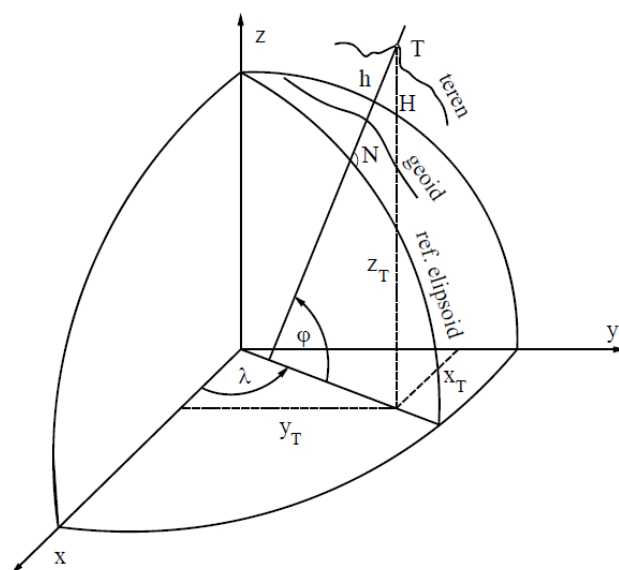
² Metoda FKP (nem. Flächen-Korrektur Parameter) je najstarejša omrežna metoda RTK in je bila razvita s strani Geo++ v sredini devetdesetih let prejšnjega stoletja. Glavna razlika z metodo VRS je, da FKP izračuna ploskovne korekcijske parametre za celotno omrežje (ne le trikotnik permanentnih postaj) in popravke pošlje nazaj uporabniku v obliki razširjenih sporočil RTCM.

- problem se pri izmeri VRS pojavi, če se z roverjem preveč oddaljimo od izračunane navidezne referenčne postaje, saj v tem primeru popravki niso nujno pravilni. Ta problem odpravimo z metodo dela in sicer s ponovno inicializacijo,
- metoda VRS uporablja nerevidirane algoritme in zaradi tega ni standardizirana,
- v preračun podatkov so vključeni le »skupni« sateliti (signali satelitov, ki so skupni permanentnim postajam in premičnemu sprejemniku, ki se nahaja znotraj območja permanentnih postaj), zato ni izkoriščena maksimalna uporaba podatkov z vseh satelitov, ki so v trenutku opravljanja meritev na voljo.

2.2 Transformacije koordinatnih sistemov

Transformacija koordinatnih sistemov predstavlja nalogo vzpostavitve matematične povezave dveh koordinatnih sistemov. Transformacije med koordinatnimi sistemi postajajo ena od najpogostejših nalog geodeta v okviru nalog geodetske izmere, kakor tudi nalog kombiniranja podatkov o položajih, izračunanih na različne načine. Ker se zaradi množične uporabe metod izmere GNSS in prehoda na nov državni koordinatni sistem s transformacijami srečujemo praktično vsakodnevno, jim namenimo nekaj besed.

V geodeziji praviloma izvajamo transformacije med pravokotnimi koordinatnimi sistemi. Transformacije trirazsežnih koordinatnih sistemov v praksi najpogosteje izvajamo med terestričnimi in klasičnimi geodetskimi koordinatnimi sistemi. S temi nalogami se srečujemo pri transformacijah rezultatov izmere GNSS v stari državni koordinatni sistem D48/GK. Izmera z metodami GNSS se nanaša na terestrične koordinatne sisteme, državni koordinatni sistem D48/GK pa temelji na astrogeodetskem datumu. V primeru transformacij trirazsežnih koordinatnih sistemov potrebujemo pravokotne trirazsežne koordinate X , Y , Z , ki jih izračunamo na osnovi elipsoidnih koordinat φ , λ , h točk (Kogoj, Stopar, 2002).



Slika 5: Elipsoidne in pravokotne koordinate na rotacijskem elipsoidu (Stopar, Pavlovčič Prešeren, 2007)

Trojico elipsoidnih koordinat izračunamo neposredno z obdelavo opazovanj GNSS ali pa z združitvijo položajnih koordinat φ , λ in elipsoidne višine h . Položajni koordinati φ , λ točk v državnem koordinatnem sistemu D48/GK izračunamo s preračunom danih pravokotnih ravninskih koordinat y , x v Gauß-Krügerjevi projekcijski ravnini. Za izračun trirazsežnih pravokotnih koordinat X , Y , Z naj bi uporabljali elipsoidne koordinate točk φ , λ , h , a se v nekaterih primerih izkaže, da lahko elipsoidno višino h točke nadomestimo z ortometrično višino H ali višino, dano v kateremkoli tipu višin (Kogoj, Stopar, 2002).

2.2.1 Podobnostna 7-parametrična transformacija

Transformacija praktično pomeni vzpostavitev matematičnih izrazov preslikave položaja danega v enem koordinatnem sistemu v drugi koordinatni sistem. Obstaja veliko modelov transformacij trirazsežnih koordinatnih sistemov. V geodeziji uporabljamo skoraj izključno naslednji vrsti transformacij (Stopar, Pavlovčič Prešeren, 2007):

- afina transformacija – ta transformacija preslika preme linije v preme linije in ohranja vzporednost. V splošnem pa se pri tem postopku spremeni velikost, oblika, položaj in orientacija linij v koordinatnem sistemu. Merilo je odvisno od smeri linije v koordinatnem sistemu,

- podobnostna transformacija – prav tako transformira preme linije v preme linije in ohranja kote. Merilo je neodvisno od smeri in dolžin linij, položaji točk v mreži pa se lahko spremenijo.

V primeru transformacije rezultatov izmere GNSS v državni koordinatni sistem D48/GK najpogosteje uporabljamo 7-parametrično podobnostno transformacijo. Kot pove že njeno ime, je zveza med koordinatnima sistemoma dana s sedmimi transformacijskimi parametri (Mozetič et al., 2006):

trije premiki (translacije) vzdolž koordinatnih osi:

- t_x ... premik v smeri osi X [m],
- t_y ... premik v smeri osi Y [m],
- t_z ... premik v smeri osi Z [m],

trije zasuki (rotacije) okoli koordinatnih osi:

- r_x ... zasuk okrog osi X ["],
- r_y ... zasuk okrog osi Y ["],
- r_z ... zasuk okrog osi Z ["],

sprememba merila:

- d_m ... razmerje enote merila med koordinatnima sistemoma, podano v obliki [ppm], ki je enako vzdolž vseh treh koordinatnih osi.

Razlogi za izbiro podobnostne transformacije pri nalogah transformacij med terestričnimi koordinatnimi sistemi in koordinatnimi sistemi klasične geodezije so v tem, da imata koordinatna sistema različni izhodišči in različno orientacijo koordinatnih osi, zaradi uporabe različnih merskih tehnik pa imata tudi različno merilo. To transformacijo uporabljamo pod predpostavko, da v koordinatnih sistemih ni sistematičnih deformacij, ker ta transformacija odstranjuje lokalne deformacije merila in orientacije, kar pa ni vedno možno predpostaviti. Kljub temu je ta transformacija najpogosteje uporabljana transformacija v geodeziji, to pa predvsem zato, ker imajo transformacijski parametri jasen geometrijski pomen (Stopar, Pavlovčič Prešeren, 2007).

2.2.2 Matematični model podobnostne transformacije

Funkcionalni model podobnostne transformacije med npr. astrogeodetskim G (klasičnim geodetskim) in terestričnim CT (vzpostavljenim na osnovi opazovanj GNSS) koordinatnim sistemom, oziroma vektorjema koordinat \mathbf{x}_G in \mathbf{x}_{CT} , je dan z izrazom (Stopar, Pavlovčič Prešeren, 2007):

$$\begin{bmatrix} x_{CT} \\ y_{CT} \\ z_{CT} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \\ \Delta z \end{bmatrix} + (1 + \varepsilon_s) \mathbf{R} \begin{bmatrix} x_G \\ y_G \\ z_G \end{bmatrix}$$

V geodetski literaturi zgornji model običajno imenujemo Burša-Wolfov model. Ko ta model uporabimo za majhno območje, so koti zasukov močno korelirani s parametri premikov (zasuk okrog osi z je težko ločiti od premika vzdolž osi x in y).

Vektor $\begin{bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \\ \Delta z \end{bmatrix}$ je vektor premika izhodišča koordinatnega sistema G glede na koordinatni sistem

CT , rotacijska matrika \mathbf{R} pa je sestavljena iz produkta rotacijskih matrik, ki predstavljajo zasuke okrog posameznih koordinatnih osi koordinatnega sistema G do lege, ko so vzporedne s koordinatnimi osmi sistema CT . Ker sta oba sistema desnosučna, je kot zasuka pozitiven v protiurni smeri. Rotacijsko matriko lahko izračunamo na več načinov. V praksi je najpogosteje uporabljena t.i. kardanska rotacijska matrika, ki jo dobimo z množenjem rotacijskih matrik v naslednjem vrstnem redu (Stopar, Pavlovčič Prešeren, 2007):

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}_z(\omega) \mathbf{R}_y(\psi) \mathbf{R}_x(\varepsilon)$$

Rotacijske matrike za kote rotacij ε , ψ , ω okrog osi x_G , y_G , z_G so:

$$\mathbf{R}_z(\omega) = \begin{bmatrix} \cos \omega & \sin \omega & 0 \\ -\sin \omega & \cos \omega & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix};$$

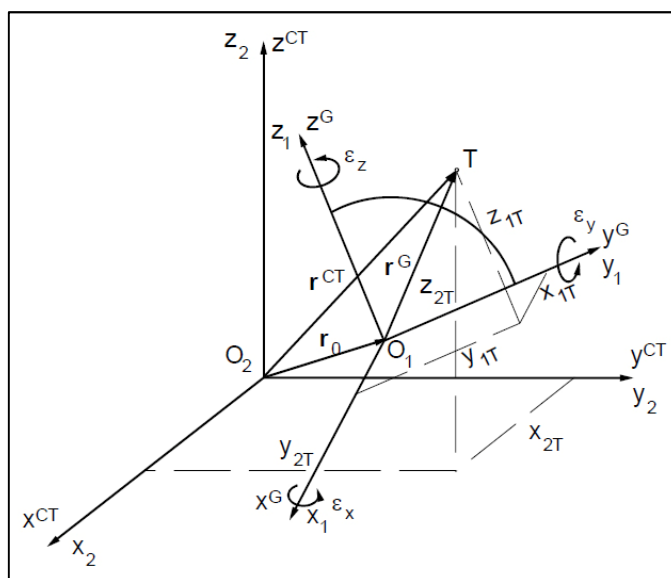
$$\mathbf{R}_y(\psi) = \begin{bmatrix} \cos \psi & 0 & -\sin \psi \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin \psi & 0 & \cos \psi \end{bmatrix};$$

$$\mathbf{R}_x(\varepsilon) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \varepsilon & \sin \varepsilon \\ 0 & -\sin \varepsilon & \cos \varepsilon \end{bmatrix}$$

Vrstni red rotacij je v splošnem pomemben, razen v primeru, ko so koti rotacij majhni. Za majhne vrednosti kotov rotacij lahko uporabimo približno kardansko rotacijsko matriko, ki jo lahko uporabimo za vrednosti kotov zasukov do velikosti 10":

$$\mathbf{R} \approx \begin{bmatrix} 1 & \omega & -\psi \\ -\omega & 1 & \varepsilon \\ \psi & -\varepsilon & 1 \end{bmatrix}$$

Na vrednost faktorja merila vplivajo spremembe položajev med točkami po transformaciji in oddaljenost točke od koordinatnega izhodišča.



Slika 6: Koordinatna sistema G in CT (Stopar, Pavlovčič Prešeren, 2007)

Transformacijo med koordinatnima sistemoma lahko v splošnem izvedemo na osnovi uporabe vnaprej danih transformacijskih parametrov ali z izravnavo ocenjenih transformacijskih parametrov med sistemoma na osnovi identičnih točk, danih v obeh koordinatnih sistemih.

2.3 Geodetski načrt

Geodetski načrt je kljub svoji tehnični (ne upravni) naravi zakonsko precej obširno opredeljen. Je obvezna priloga k Projektu za pridobitev gradbenega dovoljenja (PGD), projektanti ga uporabljajo kot podlogo za načrtovanje objektov in izračune volumnov zemeljskih mas, ki jih je treba med gradnjo premakniti (Pravilnik o projektni in tehnični dokumentaciji, 2004). Namen in uporabnost geodetskega načrta je dokaj široka. V nadaljevanju se dotaknemo zakonodaje, povezane z geodetskimi načrtom, in opisom praktične terenske izmere za potrebe geodetskega načrta.

2.3.1 Zakonodaja

Geodetski načrt pravno opredeljuje več predpisov – Zakon o geodetski dejavnosti ZgeodD (Ur. list RS, 8/00), Zakon o urejanju prostora ZUreP (Ur. list RS, 110/02), Zakon o graditvi objektov ZGO (Ur. list RS, 102/04) in Pravilnik o geodetskem načrtu (Ur. list RS, 40/04), ki predstavi tudi Topografski ključ za izdelavo in prikaz vsebine geodetskih načrtov.

2.3.1.1 Pravilnik o geodetskem načrtu

Geodetski načrt je prikaz fizičnih struktur in pojavov na zemeljskem površju, nad in pod njim v pomanjšanem merilu po kartografskih pravilih (Pravilnik o geodetskem načrtu, 2004).

Geodetski načrt je prikaz dejanskega stanja na terenu. Relief prikazujemo s kotami, plastnicami, brežinami in ostalimi značilnimi reliefnimi strukturami. Vodna telesa prikazujemo z mejami vodnih površin in globinami strug. Prikazujemo tudi vegetacijo in rabo zemljišč. Grajene objekte, kot so stavbe in gradbeni inženirski objekti, prikazujemo z obodi in višinami vogalov. Sestavina geodetskega načrta so tudi linijski objekti ter prometna in komunalna infrastruktura (vodovod, kanalizacija, elektrika, telefon, plin, elektronske komunikacije). V geodetski načrt lahko vključimo tudi podatke o zemljepisnih imenih, geodetskih točkah, zemljiških parcelah, administrativnih mejah in drugih fizičnih strukturah in pojavih. Vsebino geodetskega načrta določita naročnik in geodetsko podjetje ob naročilu geodetskega načrta. Le-ta je odvisna od namena geodetskega načrta.

Po namenu ločimo:

- geodetski načrt za pripravo projektne dokumentacije za gradnjo objekta,
- geodetski načrt novega stanja zemljišča in
- geodetski načrt za pripravo lokacijskega načrta.

Geodetski načrt je sestavljen iz grafičnega prikaza in certifikata. Za grafični prikaz se uporabljajo znaki, določeni v topografskem ključu.

Pravilnik o geodetskem načrtu je bil izdan za izvrševanje Zakona o urejanju prostora (Ur. list RS, št. 110/02) in Zakona o graditvi objektov (Ur. list RS, št. 110/02).

2.3.1.2 Zakon o geodetski dejavnosti

Po Zakonu o geodetski dejavnosti ZgeoD (Ur. list RS, št. 8/00) so geodetska dejavnost meritve in opazovanja, kartiranje in ostali postopki, potrebni za evidentiranje podatkov o nepremičninah in prostoru, za razmejevanje nepremičnin in za tehnične namene.

Za vsak svoj izdelek mora geodetsko podjetje, vpisano v imenik geodetskih podjetij pri Inženirski zbornici Slovenije, imenovati odgovornega geodeta, ki s svojo identifikacijsko številko in podpisom na vseh sestavinah geodetskega izdelka odgovarja za skladnost s predpisi.

Lokalna geodetska služba obsega vzpostavitev, vodenje in vzdrževanje katastra komunalnih naprav, vzpostavitev, vodenje in vzdrževanje temeljnih topografskih načrtov v velikih merilih in druge naloge lokalnega pomena. Strokovna dela in postopke v zvezi z nalogami geodetske službe lahko izvajajo le geodetska podjetja, ki imajo dovoljenje za izvajanje geodetskih storitev. Pogoji za pridobitev tega dovoljenja so vpis geodetskega podjetja v imenik geodetskih podjetij, vpis odgovornega geodeta v imenik geodetov in poseben strokovni izpit za izvajanje geodetskih storitev.

2.3.1.3 Zakon o graditvi objektov

Zakon o graditvi objektov ZGO-1 (Ur. list RS, št. 110/02) opredeljuje vse postopke, pri katerih je potrebno izdelati geodetski načrt ali kakšna druga geodetska storitev, kot je zakoličba objektov in storitve s področja zemljiškega katastra za potrebe graditve objektov.

V 36. členu ZGO-1 omenja geodetski načrt kot enega izmed načrtov, ki so sestavni del projektne dokumentacije za idejno zasnovo, idejni projekt, projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja, projekt za razpis in projekt za izvedbo.

V primeru, da objekt stoji na območju, ki se ureja z lokacijskim načrtom, mora projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja vsebovati geodetski načrt obstoječega stanja terena z vrisanimi mejami parcel iz zemljiškega katastra in sosednjimi objekti v radiu najmanj 25 metrov od predvidene gradnje.

Za pridobitev uporabnega dovoljenja mora investitor na dan tehničnega pregleda predložiti tudi geodetski načrt novega stanja zemljišča po končani gradnji. 93. člen ZGO-1 predvideva izdelavo geodetskega načrta novega stanja zemljišča v skladu z geodetskimi predpisi kot topografsko katastrski načrt. Tudi zahtevi za izdajo uporabnega dovoljenja za objekt, zgrajen brez gradbenega dovoljenja, zaradi preprečitve naravne oziroma druge nesreče oziroma zato, da so se z njegovo pomočjo zmanjšale njene posledice, je obvezno treba priložiti geodetski načrt. Uporabno dovoljenje je sestavljeno iz projekta izvedenih del in geodetskega načrta novega stanja zemljišča.

Geodezija ima pomembno vlogo tako pri izdelavi projektne kot tudi tehnične dokumentacije. Geodetski načrt je kot ena izmed geodetskih storitev pri gradnji objektov prisoten že v samem začetku in je podlaga za izdelavo projektne dokumentacije za graditev objekta. Geodetski načrt je treba ponovno izdelati tudi po končani gradnji z namenom prikaza novega stanja zemljišča.

2.3.1.4 Zakon o urejanju prostora

»Ta zakon ureja prostorsko načrtovanje in uveljavljanje prostorskih ukrepov za izvajanje načrtovanih prostorskih ureditev, zagotavljanje opremljanja zemljišč za gradnjo ter vodenje sistema zbirk prostorskih podatkov.« (ZUreP-1, 1.člen)

Pri urejanju prostora je pomembno, da prostorske akte in druge odločitve sprejemamo na podlagi predpisov, analiz medsebojnih učinkov posameznih dejavnosti in strokovnih dognanj o lastnostih in zmogljivostih prostora in okolja ter s pomočjo geodetskih, statističnih in drugih podatkov s področja urejanja prostora.

Za izvrševanje ZGO-1 in ZUreP je bil izdan pravilnik o geodetskem načrtu, ki določa vsebino izdelavo in uporabo geodetskega načrta, podrobnejšo vsebino geodetskega načrta za pripravo projektne dokumentacije in geodetskega načrta za pripravo državnega in občinskega lokacijskega načrta

2.3.1.5 Topografski ključ

Za prikaz grafičnega dela geodetskega načrta uporabljamo znake, določene v topografskem ključu (Hašaj et al., 2006), ki je bil izdelan s strani Geodetske uprave Republike Slovenije in predpisuje izdelavo in prikaz vsebine geodetskih načrtov.

Topografski ključ vsebuje:

- splošne napotke za izdelavo in uporabo geodetskih načrtov,
- določila o matematični osnovi geodetskih načrtov,
- knjižnico topografskih znakov z navodilom o oblikovanju pisav,
- navodila za izris geodetskih načrtov na fizičnem nosilcu in
- navodila za uporabo geodetskih načrtov.



Grafični prikaz geodetskega načrta se izdelava v digitalni obliki, če pa je grafični prikaz izrisan na fizičnem nosilcu v analogni obliki, je treba takšen izris izdelati v skladu s posebnimi

navodili v topografskem ključu. Odgovorni geodet odgovarja za pravilnost in ustreznost geodetskega načrta le za namene uporabe, opredeljene v certifikatu geodetskega načrta.

Kljub uvedbi novega koordinatnega sistema ETRS89/TM v zemljiškem katastru (1.1.2008), se geodetski načrti še vedno večinoma izdelujejo v starem državnem koordinatnem sistemu D48/GK. Geodetski načrt je dovoljeno izdelati tudi v drugem koordinatnem sistemu, praviloma lokalnem, vendar morajo biti podatki o lokalnem koordinatnem sistemu navedeni v certifikatu geodetskega načrta (Hašaj et al., 2006). Pri izmeri uporabljene geodetske točke, ki so služile za navezavo na izbrani koordinatni sistem, je potrebno nedvoumno navesti v certifikatu in prikazati na grafičnem prikazu.

Topografski znaki so v knjižnici topografskih znakov urejeni po vsebinskih sklopih na geodetske točke, meje, stavbe in gradbene inženirske objekte, naravne elemente topografije ter zemljepisna imena in napise. Topografske znake lahko izdelovalec geodetskega načrta v primeru, da znak za določen objekt ali pojav ne obstaja v knjižnici topografskih znakov, izdelava sam, vendar se morajo takšeni znaki razlikovati od vseh v knjižnici in morajo biti tudi nedvoumno pojasnjeni v certifikatu.

Na zahtevo naročnika je geodetski načrt pogosto izrisan na fizičnem nosilcu, le-ta pa je omejen s formatom. Kadar je območje izrisa v zahtevanem merilu preveliko za razpoložljivi format, se geodetski načrt razdeli na več listov, vendar tako, da je jasno razvidno povezovanje listov. Izvenokvirna vsebina geodetskega načrta mora vsebovati merilo, številko geodetskega načrta, datum certifikata, ime odgovornega geodeta ter koordinate križev mreže pravokotnega koordinatnega sistema. Geodetski načrt se največkrat izrisuje v več barvah, dovoljen pa je tudi izris v eni (praviloma črni) barvi.

Šifra	Ime	Topografski znak			Tip	Barva	Opombe
		Izris	Mesto vnosa	Velikost			
110010	Temeljna geodetska točka				T	črna	Med t. g. t. uvrščamo točke od 1. do 5. reda in 8. red – oslonilne točke (!)

Slika 7: Primer topografskega znaka v topografskem ključu (Hašaj et al., 2006)

2.3.2 Detajlna izmera

Detajlna izmera pomeni direktno določanje koordinat točk, glede na geodetske točke (Ambrožič, 2003). Včasih se je ločeno izvajala horizontalna izmera, ki je predstavljala določitev horizontalnega položaja detajlnih točk, in višinska izmera, pri kateri se je s pomočjo trigonometričnega višinomerstva ali detajlnega nivelmana pridobila še višinska komponenta položaja detajlnih točk. Dandanes nam sodobni elektronski tahimetri omogočajo istočasno določitev trirazsežnih koordinat detajlnih točk (y , x , H).

Detajl sestavljajo:

- objekti (zgradbe, hiše, bloki, industrijski in gospodarski objekti, sakralni objekti, šole, bolnice, gradovi),
- linijski objekti (ceste, ulice, trgi, parkirišča, poti, ograje, podporni zidovi, železnice, žičnice),
- vodotoki (reke, potoki, kanali, jezera, ribniki, močvirja),
- meje parcel in meje kultur in
- oblika zemeljskega površja – relief.

Detajlna izmera predstavlja določitev niza detajlnih točk, ki jih posnamemo na terenu in jih kasneje na načrtu povežemo ter tako dobimo iskani objekt. Na takšen način skupina detajlnih točk definira objekt ali obliko zemeljskega površja, na primer vogali stavbe so detajlne točke, ki jih moramo na terenu posneti, da stavbo prikažemo na načrtu. Z detajlno izmero določimo velikost objektov, obliko objektov, medsebojno lego objektov in obliko zemeljskega površja. Rezultat detajlne izmere je topografski načrt, topografska karta ali geodetski načrt.

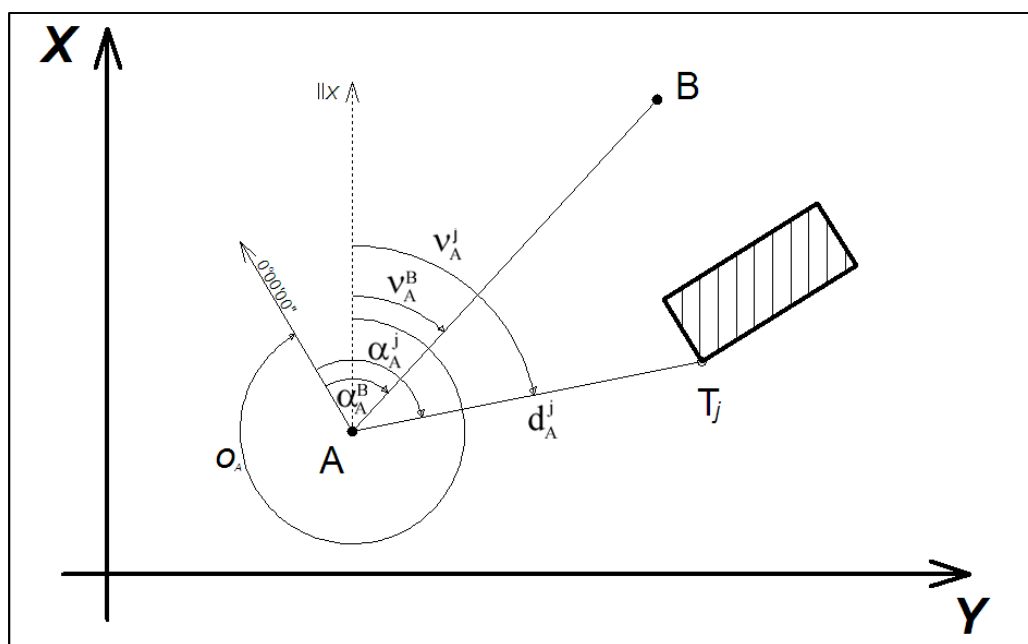
2.3.2.1 Polarna metoda

Polarno metodo (tahimetrijo), ki predstavlja eno od metod klasične terestrične izmere, uporabljamo, kadar opravljamo izmero manjših območij (geodetski načrti za potrebe lokacijske dokumentacije in za potrebe gradnje). Uporabljamo jo, kadar je zahtevana natančnost izmere tako velika, da je ne moremo doseči z drugimi metodami (npr.

fotogrametrijo), konec koncev pa jo uporabljamo, kadar ostalih metod ni mogoče uporabiti (Ambrožič, 2003).

Polarna metoda temelji na direktni izmeri relativnih prostorskih koordinat detajla. Prednost polarne izmere je predvsem v istočasni določitvi vseh treh koordinat. To dosežemo s kombiniranjem horizontalne izmere in trigonometričnega višinomerstva. V preteklosti so za polarno izmero uporabljali Reichenbachov razdaljemer³ ali trinitni tahimeter in nivelmansko lato, nato so uporabljali avtoredukcijski tahimeter⁴ in lato z reperjem, danes pa uporabljamo izključno elektronske tahimetre v kombinaciji z reflektorji.

Kot izhodišče za detajlno izmero navadno uporabimo kar poligonske točke, saj se trigonometrična mreža večinoma ne približa detajlu dovolj. Tudi točke nižjih redov so uporabne za izhodišča ali orientacije pri detajlni izmeri. Poleg ravninskih koordinat morajo imeti poligonske točke, ki služijo za stojišča, tudi nadmorsko višino.



Slika 8: Polarna metoda

³ Prvi razdaljemer je skonstruiral optik in mehanik Georg Reichenbach leta 1810.

⁴ Avtoredukcijski tahimeter je posebna vrsta trinitnega tahimetra, ki ima nitni križ oblikovan tako, da omogoča direktno čitanje horizontalne dolžine in višinske razlike.

Na terenu se izvaja izmera v lokalnem prostorskem koordinatnem sistemu (glej Slika 8: Polarna metoda):

- izhodišče (stojišče) je dana točka A,
- horizontalni kot α_A^j tvori opazovano smer proti detajlni točki T_j ,
- poševna dolžina d_A^j od dane točke A proti detajlni točki T_j ,
- zenitna razdalja z_A^j od dane točke A proti detajlni točki T_j ,
- orientacijski kot θ_A predstavlja smerni kot ničle instrumenta.

Natančnost polarne metode je odvisna predvsem od natančnosti instrumenta in pribora ter vestnosti opravljanja meritev. Odvisna je še od oddaljenosti detajlnih točk in od natančnosti postavljanja trasirke z reflektorjem. S polarno metodo lahko dosežemo milimetrsko do centimetrsko relativno natančnost.

Prednost polarne metode merjenja detajla je skupna določitev vseh treh koordinat detajlnih točk naenkrat. Polarna metoda je najhitrejši način zajema meritev na terenu in je tudi najnatančnejši način določevanja koordinat detajlnih točk. Z uporabo elektronskih tahimetrov, računalnikov in programske opreme, lahko izdelamo digitalni načrt že na terenu.

2.3.2.2 Postopek izmere

Na zemljišču, ki ga moramo detajlno izmeriti, moramo imeti dane točke v državnem koordinatnem sistemu (tako ravninskem kot tudi višinskem). Na območju mora biti razvita poligonska mreža. Poligonske točke morajo imeti znane položajne koordinate in nadmorske višine. Detajlno izmero opravljajo najmanj trije ljudje. Najbolj izkušen med njimi je vodja izmere, ki riše detajl na skico, drugi je operater na instrumentu, ostali pa so figuranti in oni nosijo reflektorje na togih grezilih (Ambrožič, 2003).

Skico detajlne izmere je pametno voditi pri vsaki izmeri terena. Vanjo vrisujemo ves detajl, ki ga snemamo. Na osnovi podatkov, ki so narisani in vpisani na skici in na osnovi merskih podatkov, kasneje v pisarni izdelamo geodetski načrt. Operater vodi zapisnik o izmeri na

papirju ali elektronskem mediju. Figurant mora postavljati trasirko z reflektorjem vertikalno, zato mora imeti trasirka vgrajeno dozno libelo. Merski podatki za vsako točko so:

- številka detajlne točke,
- stojišče, s katerega je bila točka posneta in višina instrumenta na stojišču,
- horizontalni kot, poševna dolžina in zenitna razdalja s stojišča do detajlne točke ter višina reflektorja na detajlni točki.

Detajlno izmero začnemo na poligonski točki, nad katero operater centrira in horizontira instrument. Z ročnim merskim trakom izmeri višino instrumenta i na centimeter natančno oz. na milimeter natančno, če je zahtevana višja natančnost, in jo zapiše ali shrani v tahimeter. Z merjenjem višine instrumenta izvedemo vklop v višinski koordinatni sistem. Istočasno vodja izmere na skico izmere skicira teren v okolici stojišča. Če je bil na območju delovišča že kdaj izdelan načrt terena, je lahko starejši načrt osnova za skico. Operater nato izvede orientacijo instrumenta, t.j. vklop v poligonsko mrežo (državni koordinatni sistem). Orientacijo izvedemo tako, da operater vizira na dano poligonsko točko B (glej Slika 8: Polarna metoda) v obeh krožnih legah in registrira odčitke (horizontalne kote α_A^B). Po končani orientaciji začnemo z izmero. Vodja izmere pošlje figuranta na prvo detajlno točko, jo v skici označi in isto oznako napiše operater v tahimeter. Operater v prvi krožni legi vizira sredino reflektorja in sproži meritev. Figurant mora operaterju sproti javljati spremembo višine reflektorja l . Vodja izmere določa detajlne točke, ki so pomembne za položajno in višinsko predstavitev terena (reliefa). Paziti mora, da kakšne točke ne izpusti.

Med izmero se izvajajo razne kontrole. Število posnetih detajlnih točk in število točk na skici se morata ujemati. Zaradi tega se operater in vodja izmere med delom sproti kontrolirata, navadno na pet ali deset posnetih točk. Če se število posnetih točk in število točk na skici ne ujemata, je potrebno ponoviti vse meritve od zadnje kontrole. Prav tako moramo med izmero kontrolirati, če se je instrument premaknil. Premik instrumenta preverimo tako, da naviziramo na orientacijsko točko B, če imamo stalno signalizirano oz. na eno vezno točko, ki smo jo navizirali na začetku izmere ter zapisali odčitek na horizontalnem krogu. To kontrolo je smotrno izvesti na deset ali dvajset točk. Kontrolni in začetni odčitek se ne smeta razlikovati za več kot je dogovorjena vrednost. Če se odčitka ne ujemata, moramo ponovno izmeriti vse točke od zanje kontrole dalje.

Ko izmerimo vse detajlne točke na enem stojišču, zaključimo izmero tako, da ponovno opravimo kontrolo premika instrumenta z viziranjem na začetno točko B ali na kontrolno točko. Pred premikom instrumenta na novo poligonsko točko z merskim trakom izmerimo še kontrolne mere in sicer:

- čelne mere oz. fronte (razdalje med mejniki, dolžine in širine stavb) ter
- križne mere (razdalje med dvema nesosednjima ogliščema parcele).

Če dolžin ne merimo horizontalno ampak poševno, zapišemo v skico poleg vrednosti meritev tudi oznako *p*. Ker opravljamo pri detajlni izmeri meritve na horizontalnem in vertikalnem krogu le v prvi krožni legi, mora biti instrument preizkušen in rektificiran, še posebno za kolimacijski in indeksni pogrešek.

3 TERENSKA IZMERA

Na terenu smo z namenom vzpostavitve izmeritvene geodetske mreže za potrebe izdelave geodetskega načrta uporabili več geodetskih merskih metod. Najprej smo izmerili poligon s klasično terestrično metodo izmere. Nato smo določene točke, potrebne pri kasnejšem izračunu lokalne transformacije, opazovali z metodo GNSS, na koncu pa smo zaradi zagotovitve korektnega višinskega koordinatnega sistema uporabili še metodo geometričnega nivelmana.

3.1 Klasična terestrična izmera izmeritvene mreže

Za dovolj kvalitetno detajlno izmero moramo vzpostaviti niz točk izmeritvene mreže. Izmeritvena mreža mora biti vklopljena mreža, navezana na trigonometrične točke. Po pravilu mora biti mreža vzpostavljena s priklepnim poligonom (na dani točki naj bo navezan z vsaj dvema orientacijama), poligon pa mora biti po opravljenih meritvah izravnani po metodi najmanjših kvadratov. Za zagotovitev ustrezne kvalitete mreže se priporoča, da naj bo vsaka točka v mreži povezana z vsaj tremi drugimi točkami (s tem bomo dosegli zadostno količino nadštevilnih opazovanj). Maksimalne dolžine stranic naj ne bi presegale 1 km, kar je še posebej pomembno pri uporabi trigonometričnega višinomerstva.

3.1.1 Uporabljen instrumentarij

Pri klasični terestrični metodi vzpostavitve geodetske izmeritvene mreže smo uporabljali elektronski tahimeter *Leica TCR 1205 R100*, katerega tehnični podatki so zajeti v spodnji preglednici. Instrument je bil rektificiran in preizkušen na uradnem servisu (glej Priloga A: Certifikat o preizkusu instrumenta). To je instrument s koaksialno optiko za elektronsko merjenje dolžin z reflektorjem (IR⁵ – doseg do 3000 m) in brez reflektorja (RL⁶ – doseg do 170 m). Instrument je opremljen z velikim zaslonom, občutljivim na dotik, intuitivnim uporabniškim vmesnikom, »neskončnimi« vijaki za viziranje tarče in ima sposobnost


⁵ IR (angl. Infrared) – instrument deluje v območju infrardeče svetlobe

⁶ RL (angl. Reflectorless) – instrument izmeri dolžino s pomočjo vidne laserske svetlobe

povezljivosti z anteno GPS, s katero komunicira preko tehnologije Bluetooth®. Za shranjevanje podatkov uporablja notranji pomnilnik in pomnilniške kartice CompactFlash.

Preglednica 1: Tehnični podatki za elektronski tahimeter Leica TCR 1205 R100

(Leica Geosystems AG, 2005)

Leica TCR 1205 R100	 <p>Slika 9: Elektronski tahimeter Leica TPS 1200</p>
Merjenje horizontalnih smeri in zenitnih razdalj	
Natančnost (ISO 17123-3)	5" (1,5 mgon)
Resolucija prikaza	0,1" (0,1 mgon)
Območje delovanja kompenzatorja	4' (0,07 gon)
Natančnost nastavljenosti kompenzatorja	1,5" (0,5 mgon)
Vrsta kompenzatorja	dvoosni tekočinski kompenzator
Merjenje dolžin (IR)	
Tip razdaljemera	fazni razdaljemer
Doseg v srednjih pogojih	Standardna prizma: 3000 m 360° prizma: 1500 m Mini prizma: 1200 m Odbojna nalepka (60 x 60 mm): 250 m
Najkrajša izmerljiva dolžina	1,5 m
Natančnost / Čas meritve (ISO 17123-4)	Standardni način: 2 mm + 2 ppm / 1,5 s Hitri način: 5 mm + 2 ppm / 0,8 s Način s sledenjem: 5 mm + 2 ppm / <0,15 s
Resolucija zaslona	0,1 mm
Valovna dolžina nosilnega valovanja	780 nm
Frekvenca preciznega merjenja	100 MHz
Merjenje dolžin brez reflektorja - PinPoint R100	
Doseg	170 m (90% odbojnost) 100 m (18% odbojnost)
Natančnost / Čas meritve (ISO 17123-4)	< 500 m: 3 mm + 2 ppm / 3-6 s > 500 m: 5 mm + 2 ppm / 3-6 s
Udarne površina laserskega žarka	pri 20 m: cca. 7 mm x 14 mm pri 100 m: 12 mm x 40 mm

»se nadaljuje ...«

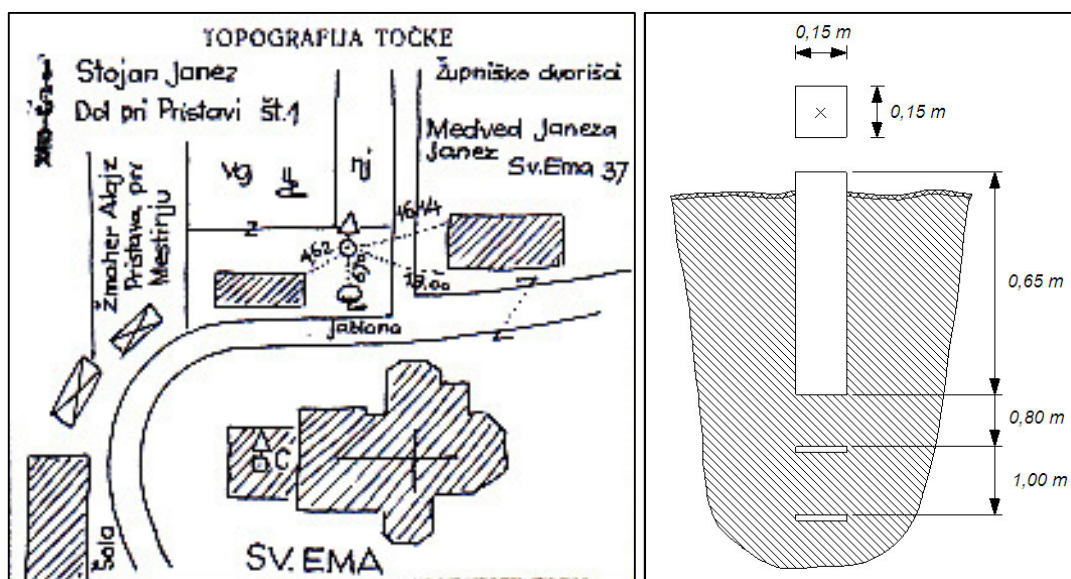
»... nadaljevanje«

Splošni tehnični podatki	
Povečava daljnogleda	30 x
Premer objektiva	40 mm
Vidno polje daljnogleda	1°30' (1,66 gon) / 2,7 m pri 100 m
Razpon izostritve daljnogleda	1,7 m do neskončnosti
Občutljivost alhidadne dozne libele	6' / 2 mm
Občutljivost elektronske libele	2"
Natančnost centriranja (lasersko grezilo)	1,5 mm pri višini instrumenta 1,5 m
Temperaturni obseg delovanja	- 20° C do + 50° C

Pri izmeri smo uporabljali še stativne za prisilno centriranje tahimetra in reflektorjev, podnožja z optičnimi grezili in doznimi libelami za centriranje in horizontiranje reflektorjev na stativih, nosilce za reflektorje s cevnicami libelami za fino horizontiranje reflektorjev, žepni merski trak za merjenje višine instrumenta in reflektorja ter prenosno meteorološko postajo za merjenje temperature in zračnega tlaka.

3.1.2 Topografije trigonometričnih točk

Trigonometrična točka je geodetska točka, ki je trajno stabilizirana in ima natančno določene koordinate v D48/GK koordinatnem sistemu. Stabilizacija (fizična označba točke na terenu) je izvedena s kamnitim ali betonskim znamenjem, ki ima na zgornji površini vklesan križ ali luknjico. Odvisno od reda trigonometrične točke ima navadno tudi dva podzemna centra, ki sta uporabna za ponovno vzpostavitev točke v primeru uničenja njenega nadzemnega dela. Koordinate točke so določene na podlagi geodetskih meritev in matematično statistične obdelave podatkov meritev. Zaradi zagotavljanja enotnega koordinatnega sistema se koordinate točk določajo v okviru skupin točk, ki jih imenujemo mreže geodetskih točk. Na terenu so trigonometrične točke I. reda označene z vsaj en meter visokimi, dobro opaznimi stebri, trigonometrične točke nižjih redov pa so označene z manjšimi betonskimi kvadri in so na terenu pogosto zaraščeni ali poškodovani, zato jih je velikokrat težko najti.



Sliki 10a in 10b: Primer topografije in stabilizacije trigonometrične točke

3.1.3 Izvedba klasične terestrične izmere

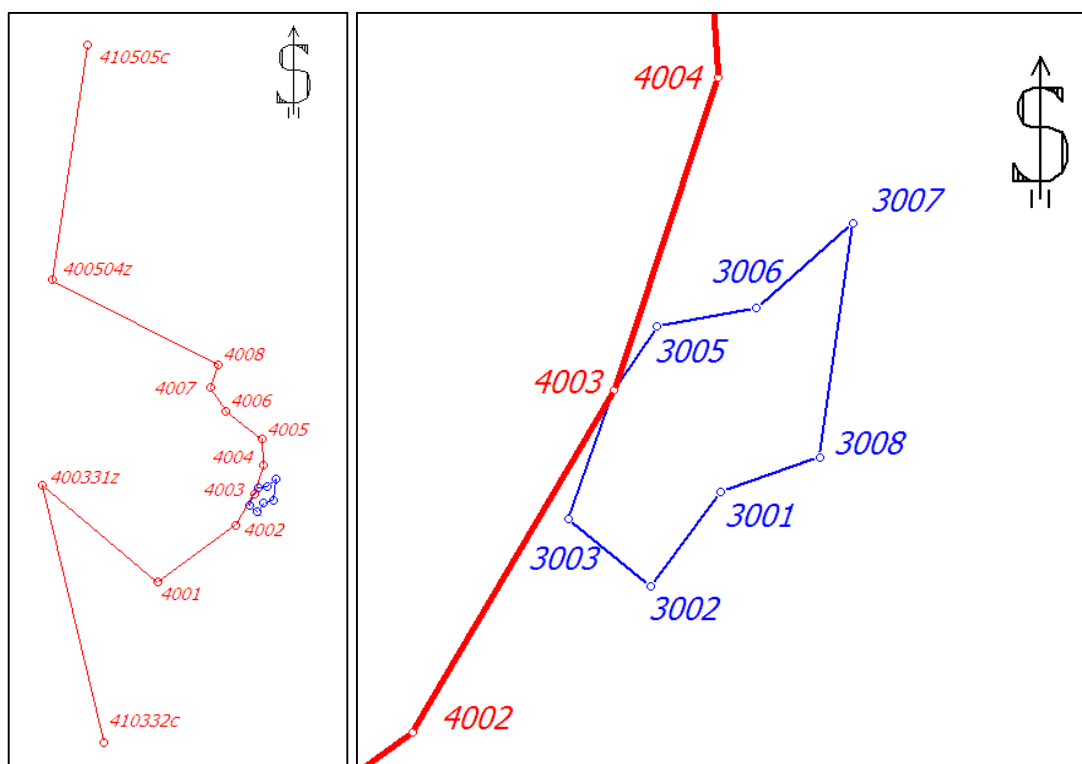
Vsaka izmera se začne s planiranjem, zato si je bilo potrebno najprej pridobiti topografije trigonometričnih točk v bližini našega delovišča. Kot uporabni točki za krajišči priklepnege poligona sta se izkazali trigonometrični točki 400331z (IV. red) in 400504z (IV. red), za orientacije pa smo uporabili trigonometrične točke 410338c (IV. red), 410505c (IV. red) in 410332c (IV. red). Za boljšo predstavo glej Priloga B: Veliki poligon in Priloga C: Mali poligon.

Vse meritve v postopku vzpostavitve izmeritvene geodetske mreže izvajamo v girusih. S tem eliminiramo instrumentalne pogreške, zaznamo grobe pogreške in povečamo natančnost meritev.

Začetek poligona je bil na trigonometrični točki 400504z (glej Sliki 11a in 11b: Skici glavnega in dopolnilnega poligona). Posebnost tega stojišča je bila, da je bila trigonometrična točka v precej slabem stanju (okrušena in nagnjena), zato smo morali najprej odkopati betonski kvader in za centriranje instrumenta uporabiti podzemni center (glej Slika 16: Fotografija podzemnega centra točke 400504z). Začetna (orientacijska) smer na tem stojišču

je bila na točko *410505c*, druga smer pa je bila na točko *4008*. Na vsakem stojišču smo opazovali horizontalne smeri, zenitne razdalje in poševne dolžine v treh girusih. Pri izmeri girusov nam je bila v veliko pomoč aplikacija tahimetra, imenovana »Sets of angles«, v kateri v prvem polgirusu viziramo vse točke, vidne na posameznem stojišču, ko zaključimo prvi polgirus, pa v instrumentu le še nastavimo število girusov in aplikacija nas sama vodi na naslednje točke, ki jih moramo vizirati ter nas opomni, ko je čas za spremembo krožne lege. Na vsakem stojišču smo izmerili še višino instrumenta (na milimeter natančno) ter zračni tlak in temperaturo na začetku in na koncu merjenja. Zapisali smo si še oznako reflektorjev, na katere smo vizirali med merjenjem. Med izmero smo vodili terenski zapisnik (glej

Priloga D: Terenski zapisnik klasične terestrične izmere geodetske mreže), v katerega smo zapisovali zgoraj omenjene količine. Ko smo končali vse tri giruse na enem stojišču, smo se prestavili na naslednje stojišče v poligonu in tam izvedli enak postopek merjenja. Posebnost na naslednjih stojiščih je bila edino ta, da tokrat nismo potrebovali postaviti stativa in centrirati ter horizontirati instrumenta, ker nas je na točki že čakal prisilno centriran reflektor na stativu, zato smo reflektor odstranili in nataknili instrument na podnožje. Instrument smo nato predstavljali na naslednja poligonska stojišča (glej Sliki 11a in 11b: Skici glavnega in dopolnilnega poligona) in poligon zaključili na trigonometrični točki *400331z* (glej Slika 17: Fotografija točke *400331z* (na robu izkopa), kjer smo instrument orientirali na trigonometrično točko *410332c* in s tem končali s klasično terensko izmero geodetske izmeritvene mreže.



Sliki 11a in 11b: Skici glavnega in dopolnilnega poligona

Rezultat izmere horizontalnih smeri v več ponovitvah so reducirane smeri, ki so med seboj mersko odvisne vrednosti, obremenjene s pogreškom začetne smeri. Meteorološke parametre merimo za potrebe redukcije dolžin v naknadni obdelavi podatkov, oznake reflektorjev pa si zapisujemo zaradi upoštevanja adicijskih in multiplikacijskih konstant tahimetra in reflektorja. Merske vrednosti, to so horizontalne smeri, zenitne razdalje in poševne dolžine, v tahimetru avtomatsko registriramo.

3.2 Izmera GNSS izmeritvene mreže


Za doseganje praktično uporabne natančnosti z metodami izmere GNSS vedno določamo relativni položaj točk (uporabljamo dva sprejemnika GNSS). Prav tako vse geodetske metode GNSS temeljijo na opazovanjih faze nosilnega valovanja signala GNSS. Prednosti geodetske izmere GNSS so predvsem hitra, enostavna in kvalitetna pridobitev koordinat točk, zato jo vedno pogosteje uporabljamo pri vzpostavljanju geodetskih izmeritvenih mrež za razne namene. Planiranje izmeritvene mreže GNSS je v osnovi podobno planiranju mreže s klasično terestrično metodo v smislu, da se točke mreže čim bolj približajo detajlu. Ima pa mreža

GNSS tudi svoje zahteve in posebnosti. Vidnost med točkami ni vedno nujna (če potrebujemo točke GNSS le za izračun transformacijskih parametrov), točke pa morajo biti postavljene na območju, kjer ni goste in visoke vegetacije ter pozidave in nasploh ovir, ki lahko onemogočajo izmero in so izvor večpotja⁷ (angl. »multipath«). V postopku planiranja moramo predvideti tudi število in razporeditev satelitov v času izmere, trajanje opazovanj in število ponovitev opazovanj.

3.2.1 Uporabljen instrumentarij

Sistem SmartStation podjetja Leica Geosystems ima sprejemnik GNSS integriran na tahimeter, zato lahko z njim hitro in enostavno določamo koordinate stojišč, na katerih izvajamo meritve GNSS in klasične terestrične meritve. Vse ukaze za upravljanje z instrumentom vnašamo preko tipkovnice tahimetra, prav tako se opazovanja GNSS in terestrična opazovanja shranjujejo v isto bazo podatkov, kar nam olajša delo na terenu, predvsem pa naknadno obdelavo podatkov v pisarni. Sprejemnik GNSS sistema SmartStation ne potrebuje svoje baterije, saj se napaja z baterijo tahimetra, prav tako pa ne potrebuje niti povezovalnega kabla, saj s tahimetrom komunicira preko brezžične povezave Bluetooth[®].

Preglednica 2: Tehnični podatki sistema Leica SmartStation

<p>Leica SmartStation (Leica TCR 1205 R100⁸ + Leica ATX 1230)</p>	 <p>Slika 12: Leica SmartStation</p>
Natančnost	
<p>Položajna natančnost</p>	<p>Horizontalna: 10 mm + 1 ppm Vertikalna: 20 mm + 1 ppm</p>

»se nadaljuje ...«

⁷ Večpotje (angl. multipath) nastane, ko se signal satelita odbije od ovire preden pripotuje do faznega centra antene GNSS. V primernih okoliščinah lahko pride do interference pravilnega in odbitega signala.

⁸ Za tehnične podatke elektronskega tahimetra glej Preglednica 1: Tehnični podatki za elektronski tahimeter Leica TCR 1205 R100).

»... nadaljevanje«

Inicializacija	
Metoda inicializacije	Real time (RTK)
Zanesljivost inicializacije	boljša od 99,99 %
Čas inicializacije	8 s (najmanj 5 satelitov L1+L2 ⁹)
Doseg	do 50 km (odvisno od zanesljivosti povezave)
Splošni tehnični podatki	
Razpon frekvence delovanja	2402 – 2480 MHz
Število kanalov	12 L1 + 12 L2
Formati za sprejemanje podatkov	Leica (lastni) format CMR, CMR+, RTCM V2.1 / 2.2 / 2.3 / 3.0
Temperaturni obseg delovanja	- 40° C do + 65° C
Zaščita pred vodo	Odporen na vodne curke, vodoodporen do začasne potopitve (1 m), odporen do 100 % vlažnosti

Poleg instrumenta smo pri izmeri potrebovali še stativ za centriranje instrumenta na točkah in žepni merski trak za merjenje višine instrumenta.

3.2.2 Izvedba izmere GNSS

Priprava na metodo GNSS izmere je obsegala določitev števila točk, na katerih bomo izvajali meritve. Metoda merjenja, ki je bila uporabljena na terenu, je bila metoda RTK – VRS (glej poglavje 2.1.2.2), in sicer smo se odločili za tri ponovitve meritev na vsaki poligonski točki. S programsko opremo Leica Geo Office smo za dan meritev s pomočjo almanaha satelitov določili še najugodnejši čas za opravljanje izmere (največ satelitov in nizki faktorji DOP¹⁰) in se odpravili na teren.

Okoli našega delovišča je bilo razporejenih osem poligonskih točk, na katerih smo izvajali opazovanja s klasično terestrično metodo izmere. Na teh osmih točkah smo izvajali tudi opazovanja z metodo GNSS. Koordinate v obeh sistemih (ETRS89/TM in D48/GK) smo potrebovali za izračun lokalne transformacije med koordinatnima sistemoma. Dodatno smo

⁹ Leica SmartAntenna (ATX1230 12 L1/L2 SmartTrack antenna) je dvofrekvenčni instrument, ki sprejema signale satelitov na frekvencah L1 (1575,46 MHz) in L2 (1227,60 MHz).

¹⁰ DOP (angl. Dilution Of Precision) faktorji nam povedo, kako ugodna je geometrična razporeditev satelitov v trenutku opazovanja. Višji kot je faktor DOP, slabša je geometrijska razporeditev satelitov, kar vpliva na poslabšanje natančnosti.

opazovali še poligonski točki *4001* in *4007* zaradi povečanja območja za izvedbo lokalne transformacije. Izmero GNSS smo začeli na točki *3001*.

Da instrument doseže centimetrsko natančnost določitve koordinat, mora na stojišču najprej izvesti inicializacijo. Za inicializacijo potrebujemo opazovanja vsaj petih satelitov, njihova geometrijska razporeditev pa mora biti čim boljša (čim manjši faktor PDOP). V bližini točke ne sme biti fizičnih ovir (visoki objekti, drevesa, neugoden relief), še posebej južno od točke izmere. Blizu točke se ne smejo nahajati moteče ravne površine (npr. pločevinaste ravne strehe), ki povzročajo odboje signalov (multipath) in moteči viri elektromagnetnega valovanja (npr. oddajniki, radijski pretvorniki, transformatorske postaje), ki lahko interferirajo s signali GNSS. Ker smo uporabljali metodo izmere VRS, ki je storitev omrežja SIGNAL, mora med izmero GNSS nemoteno delovati celoten sistem omrežja, poleg tega pa mora biti območje delovišča pokrito s signalom GSM/GPRS/UMTS zaradi pridobivanja popravkov opazovanj (Mozetič et al., 2006).

Na vsaki od osmih poligonskih točk smo izvedli trikratno neodvisno postavljanje instrumenta s časovnim presledkom več kot eno uro. Instrument smo nastavili na avtomatsko prekinitev merjenja in sicer s kriterijem 165 pozicij RTK s položajno natančnostjo, boljšo od 1 cm, in višinsko natančnostjo, boljšo od 2 cm. Ko je instrument določil nastavljeno število položajev RTK s predpisano natančnostjo, je prekinil meritev in shranil koordinate točke. Dopustno odstopanje med nizi koordinat, določeno na osnovi dveh neodvisnih meritev, je moralo biti manjše od 5 cm. Na vseh točkah je izmera potekala brez posebnosti (dopustno odstopanje je bilo v predpisanih mejah), le na točki *3005* so bile koordinate, določene v prvi seriji meritev, precej drugačne od naslednjih dveh serij (odstopanje po položaju za 68 cm in po višini za 1,82 m), zato smo na tej točki opravili še četrto serijo, koordinat prve serije pa nismo upoštevali v nadaljnji obdelavi podatkov.


3.3 Višinska izmera izmeritvene mreže

Za navezavo na državni višinski koordinatni sistem smo opravili še meritve višinskih razlik med reperjem 5259*b* in poligonsko točko 4001 ter reperjem 5296 in poligonsko točko 4008. Višine ostalih poligonskih točk smo izračunali z metodo trigonometričnega višinomerstva.

3.3.1 Uporabljen instrumentarij

Digitalni elektronski nivelir Leica DNA03 je uporaben za široko paleto geodetskih nalog. Uporabljamo ga za hitre meritve višin, višinskih razlik in višinske zakoličbe. Prav tako pa lahko z njim opravljamo tudi precizne meritve in nivelman I. in II. reda.

Preglednica 3: Tehnični podatki digitalnega elektronskega nivelirja Leica DNA03

Leica DNA03	 <p>Slika 13: Digitalni elektronski nivelir Leica DNA03</p>
Natančnost	
Standardni odklon km dvojnega nivelmana (ISO 17123-2)	z invar lato (0,3 mm) s standardno lato (1,0 mm) optična meritev (2,0 mm)
Meritev dolžine	1 cm / 20 m (500 ppm)
Merilni doseg	elektronska meritev (1,8 m – 110 m) optična meritev (od 0,6 m)
Ločljivost merske višine	0,01 mm
Splošni tehnični podatki	
Čas za enkratno meritev	tipično 3 s
Merilni načini	enkratna meritev, povprečna vrednost, mediana, ponavljajoča vrednost
Pomnilnik	vgrajen (6000 meritev ali 1650 stojišč) PCMCIA (ATA-Flash, SRAM) online upravljanje (GSI preko RS232)
Povečava daljnogleda	24 x

»se nadaljuje ...«

»... nadaljevanje«

Kompenzator (nivalo z magnetnim dušenjem)	delovno področje ($\pm 10'$) kalibracijski doseg (0,3")
Masa	2,8 kg (z baterijo)
Temperaturno območje	delo (- 20° C do + 50° C) shranjevanje (- 40° C do +70° C)

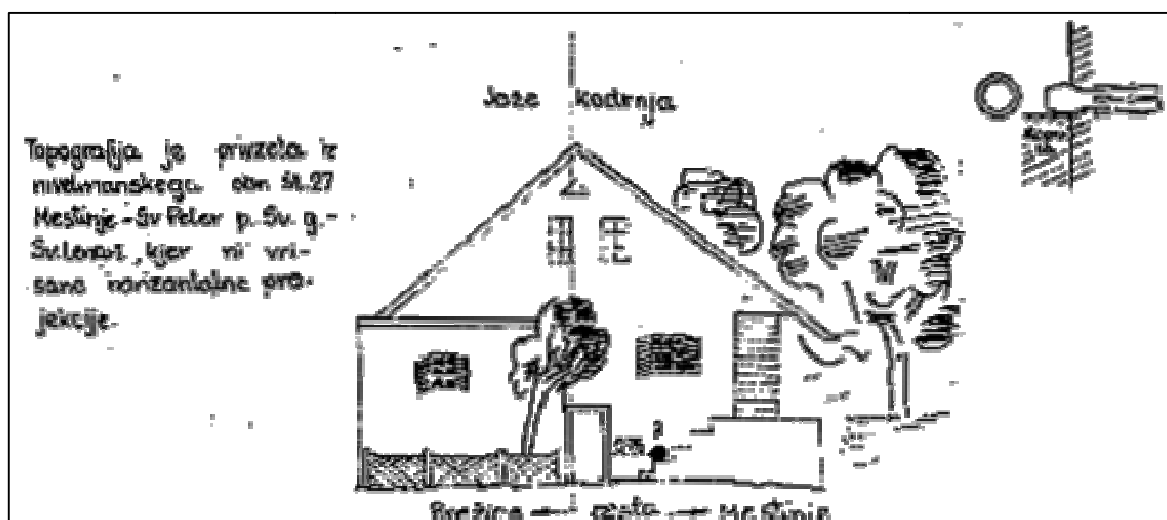
Meritve po metodi geometričnega nivelmana smo opravljali s kombinacijo zgoraj opisanega nivelirja Leica DNA03 in kodirane invar nivelmanske late. Za vmesna postavljanja late smo uporabljali izmenišča.

3.3.2 Topografije reperjev

Višinske geodetske točke – reperji, ki so stabilizirane, imajo nadmorsko višino določeno v osnovnem državnem višinskem sistemu s predpisano natančnostjo, imajo imena in se vodijo v evidenci geodetskih točk. V Sloveniji je cca. 12000 temeljnih višinskih točk. Njihova pozicijska natančnost je odvisna od reda in vrste nivelmanskega vlaka. Poznamo več načinov stabilizacije reperjev (Ambrožič, 2003):

- nizki reper (stabiliziran pol metra nad tlemi, usidran v vertikalno steno. Višinska točka je najvišja točka čepa, na katerega postavimo nivelmansko lato),
- visoki reper (stabiliziran 1,2 – 1,8 m nad tlemi, usidran v vertikalno steno. Višinska točka je sredina luknjice v čepu. Na reper postavimo posebno merilce ali direktno viziramo na luknjico. Pri visokih reperjih ne uporabljamo nivelmanskih lat) in
- talni reper (takšno stabilizacijo uporabimo, kadar vzdolž nivelmanskega vlaka ni primerne objekta za vertikalno stabilizacijo. Višinska točka je vrh čepa, na katerega postavimo nivelmansko lato).

V našem primeru smo s pomočjo topografij poiskali dva reperja. Oba sta bila nizka reperja, stabilizirana v starejših hišah.



Slika 14: Primer topografije in stabilizacije reperja

3.3.3 Izvedba višinske izmere

Pri iskanju primernih reperjev za prenos višine na točki našega poligona smo imeli nemalo težav (predvsem zaradi uničenja nekaterih reperjev in nedosledne državne evidence višinskih točk). V topografijah so bile zabeležene napačne približne položajne koordinate reperjev, številke reperjev in njihovih stabilizacij pa so bile pomešane med seboj, a na koncu smo logično povezali podatke in se odločili za uporabo reperjev 5259b in 5296.

Meritve smo začeli izvajati na reperju 5259b in z niveliranjem iz sredine prišli do poligonske točke 4001. Ko smo izmerili višino točke 4001, smo se zaradi kontrole vrnili po isti poti do začetnega reperja. Odstopanje dane višine reperja od rezultata dvojnega nivelmana (tja in nazaj) je bilo minimalno, zato smo višino točke 4001 vzeli kot definitivno. Ista zgodba se je ponovila na drugi strani poligona, kjer smo meritve začeli na reperju 5296 in izmerili višino točke 4008, ki smo jo prevzeli za definitivno.

3.4 Detajlna izmera za potrebe geodetskega načrta

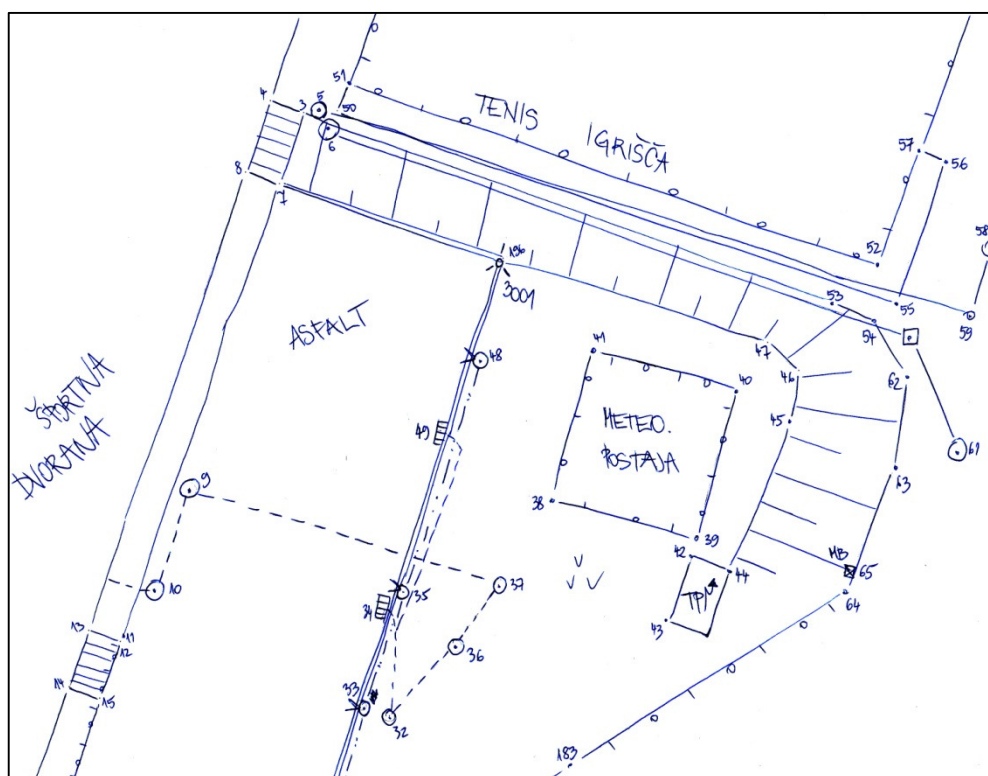
Pri detajlni izmeri sodelujejo (najmanj) trije ljudje. Vodja izmere, ki vodi skico in določa karakteristične točke na terenu, ki jih je potrebno posneti, operater, ki snema detajlne točke s

tahimetrom, in figurant, ki na detajlne točke vertikalno postavlja reflektor, da ga operater navizira in sproži meritev.

Vodja skice se glede na namen geodetskega načrta in glede na njegovo merilo odloča, kako natančno je potrebno posneti detajl terena in koliko okolice osrednjega objekta je potrebno zajeti. Ker smo izdelovali geodetski načrt novega stanja na terenu (za potrebe Projekta izvedenih del) v merilu 1:500, smo se odločili, da je treba posneti približno 30 m okolice osrednjega objekta. Za osnutek skice smo uporabili geodetski načrt, ki je bil narejen za potrebe pridobitve gradbenega dovoljenja. Zajemali smo karakteristične točke objektov (vogale, napušče streh, slemena), linijskih objektov (ceste, kanali), značilne točke reliefa (brežine, terenske točke), komunalne vode (vodovod, elektrika, kanalizacija, plin, telefon) in ostale detajlne točke, pomembne za izdelavo načrta (parkirišča, športne površine, robniki itd.).

Vsa stojišča instrumenta za izvedbo detajlne izmere so imela koordinate določene z metodo izmere GNSS (VRS). Z vsakega stojišča sta bili vidni še dve drugi stojišči, ki smo jih, zaradi znanih koordinat, uporabili tudi za orientacijo tahimetra na stojišču. Za zagotovitev koordinat v državnem koordinatnem sistemu D48/GK nismo uporabili nobene trigonometrične ali poligonske točke v bližini delovišča. Kakovost takšne metode dela smo kasneje preverili z vzpostavitvijo izmeritvene mreže s priklepnim poligonom med dvema trigonometričnima točkama (glej poglavje 3.1.3). To je bil tudi osrednji namen te diplomske naloge.

Na vsakem stojišču je operater najprej central in horizontal instrument ter izmeril njegovo višino, zatem pa opravil meritev GNSS, da je pridobil koordinate stojiščne točke. Nato se je orientiral na naslednje stojišče in začel s polarno metodo izmere detajla. Vodja izmere je s figurantom hodil po delovišču in odločal, na katerih točkah naj figurant postavlja reflektor, da ga je operater posnel s tahimetrom. Komunikacija med operaterjem in vodjo skice je bila med celotnim potekom izmere zelo pomembna za uspešno delo, saj le enotno označevanje zabeleženih točk na skici (glej Slika 15: Izsek terenske skice detajlne izmere za geodetski načrt) in točk posnetih s tahimetrom vodi do hitre in enostavne izdelave geodetskega načrta v pisarni. Prav tako je moral tudi figurant operaterju sporočati spremembe višin reflektorja, da jih je ta zabeležil v instrument.



Slika 15: Izsek terenske skice detajlne izmere za geodetski načrt

Ko je bil posnet ves detajl na enem stojišču, je operater znova preveril orientacijo instrumenta in se prestavil na drugo stojišče, kjer je potekal enak postopek dela kot na prvem stojišču. Po končanem snemanju detajla smo kontrolirali še nekatere fronte (dolžine in širine objektov), izmerili smo globine komunalnih jaškov in izvedli še kontrolne meritve od stojišč do vogalov objektov ali drugih stalnih točk v okolici (za zavarovanje stojišča). Vse značilnosti izmere je vodja izmere beležil na skico, kar mu je kasneje pomagalo pri izdelavi geodetskega načrta v pisarni.

Detajlna izmera na tem delovišču je potekala brez večjih težav, zaradi hrupa je bila otežena le normalna komunikacija med člani naše ekipe, zato smo se pogovarjali s pomočjo radijskih postaj. Gradbišče je bilo tudi zapolnjeno z raznimi ekipami delavcev in strojev, zato je bila občasno na liniji vizure kakšna ovira. V takšnem primeru, smo snemali druge detajlne točke in počakali, da je bila ovira odstranjena, ali pa smo detajl posneli z drugega stojišča, če je bilo to mogoče. Za nekaj časa je bilo naše delo tudi prekinjeno, saj je stroj za polaganje asfalta

povzročal prevelike vibracije, ki so onemogočale natančno viziranje na reflektor zaradi tresenja daljnogleda tahimetra.

4 ANALIZA PRIDOBLJENIH REZULTATOV

4.1 Preračun podatkov izmeritvene mreže

Da pridemo do koordinat točk, s katerimi lahko računamo transformacije med koordinatnimi sistemi, morajo merski podatki s terena opraviti več korakov obdelave:

- podatkom terestrične izmere moramo najprej izračunati reducirane vrednosti opazovanih smeri in sredine girusov, merjene poševne dolžine pa moramo reducirati za meteorološke, geometrične in projekcijske popravke. Šele tako pripravljene podatki so primerni za izravnavo,
- podatke višinske izmere pripravimo z izravnavo tako, da izračunamo višinske razlike in dolžine med posameznimi točkami,
- koordinate točk, izračunane z metodo izmere GNSS, pa zaradi opazovanja vsake točke v treh serijah izravnamo s posredno izravnavo in s tem izračunamo definitivne elipsoidne koordinate merjenih točk.

4.1.1 Sredine girusov

Sredine girusov smo izračunali s pomočjo programa Leica Geo Office. Program v postopku izračuna najprej primerja izmerjeni vrednosti smeri v obeh krožnih legah. Razliko merjenj v obeh krožnih legah, torej dvojni kolimacijski pogrešek instrumenta, primerjamo med seboj in najvišja ter najnižja vrednost tega pogreška v sklopu enega stojišča se ne smeta razlikovati za več, kot je dogovorjena vrednost. V nasprotnem primeru je to pokazatelj slabega viziranja ali premika instrumenta, zato moramo meritve ponoviti. Sledi izračun srednjih vrednosti obeh krožnih leg za vsako opazovano smer in redukcija teh smeri. Redukcija se opravi tako, da program prvo opazovano smer nastavi na vrednost $0^{\circ} 00' 00''$, druge smeri pa popravi za razliko vrednosti prve smeri od vrednosti $0^{\circ} 00' 00''$. Zadnji korak izračuna so sredine girusov, ki predstavljajo aritmetično sredino reduciranih smeri do posameznih opazovanih točk. Primer izračuna sredin girusov na poligonski točki 3006 je prikazan v Priloga E: Poročilo LGO – Sredine girusov na poligonski točki 3006.

4.1.2 Redukcija dolžin

Med izmero poligona se je istočasno z registriranjem horizontalnih smeri in zenitnih razdalj v tahimetru shranjevala tudi izmerjena dolžina, ki pa ni direktno uporabna za nadaljnja računanja koordinat. Pri računanju sredin girusov smo izračunali srednje vrednosti izmerjenih dolžin, ki predstavljajo aritmetično sredino šestih meritev (dve krožni legi, trije girusi). Te vrednosti so predstavljale merjene dolžine med točkami in reducirali smo jih po naslednjem postopku:

Pred upoštevanjem meteoroloških, geometričnih in projekcijskih popravkov smo merjeno dolžino najprej popravili za adicijsko in multiplikacijsko konstanto tahimetra in reflektorja. Vrednosti adicijskih konstant reflektorjev so bile določene eksperimentalno, za multiplikacijsko konstanto tahimetra pa smo privzeli kar vrednost 1 (ena), saj je merska frekvenca pri Leicinih tahimetrih nastavljena tako točno, da je odstopanje le-te v primerjavi z nominalno frekvenco manjše, kot znaša ppm popravek razdaljemera ($\frac{df_M}{f_M} < 1$ ppm).

METEOROLOŠKI POPRAVKI (povzeto po Kogoj (2005)):

- *Prvi popravek hitrosti:*

Dolžina, ki jo prikaže instrument, se nanaša na referenčni lomni količnik n_0 , med merjenjem v trenutni, dejanski atmosferi, pa vlada dejanski lomni količnik n_D , ki se razlikuje od referenčnega. Njegova vrednost se izračuna na osnovi merjenih meteoroloških parametrov.

- *Drugi popravek hitrosti:*

Meteorološke parametre izmerimo na začetni in končni točki merjene dolžine. Vrednost dejanskega lomnega količnika dobimo kot srednjo vrednost lomnih količnikov, izračunanih na začetni in končni točki in s tem predpostavimo, da je sprememba lomnega količnika vzdolž merjene dolžine linearna. To bi držalo, če bi bila ukrivljenost vertikalne komponente prostorske krivulje, po kateri potuje svetlobni žarek, enaka ukrivljenosti površine Zemlje. Svetlobni žarek, ki ga instrument odda, pa potuje po plasteh, ki so bližje Zemlji, zato sprememba lomnega količnika ni linearna. Dejanski lomni količnik je večji.

GEOMETRIČNI POPRAVKI (povzeto po Kogoj (2005)):

- *Popravek zaradi ukrivljenosti merskega žarka:*

S tem popravkom določamo razliko med dolžino refrakcijske krivulje in pripadajočo tetivo. Merjena dolžina zaradi refrakcije predstavlja prostorsko krivuljo, ki jo v vertikalni ravnini aproksimiramo z delom krožnega loka. Kot rezultat torej dobimo tetivo na prostorsko krivuljo, ki predstavlja dolžino, popravljeno za vpliv meteorologije in ukrivljenosti Zemlje.

- *Izračun poševne dolžine med točkama na nivoju terena:*

Ta redukcija se največkrat nanaša na velike dolžine oziroma na vse dolžine, ki jih merimo tako, da instrument kot tudi reflektor postavimo na stativ. V splošnem imata stativa različni višini, zato sta vertikalni oddaljenosti instrumenta in reflektorja od talnih točk različni. Tej redukciji pogosto rečemo »kamen-kamen« redukcija, saj predstavlja poševno dolžino med centroma točk talne stabilizacije.

PROJEKCIJSKI POPRAVKI (povzeto po Kogoj (2005)):

Upoštevanje projekcijskih popravkov pomeni prehod s prostorske poševne dolžine na nivoju točk na sferni lok v nivoju referenčnega horizonta na referenčni ploskvi ter nato v izbrano projekcijsko ravnino.

- *Horizontiranje in redukcija na ničelni nivo:*

V tem koraku reduciramo dolžino »kamen-kamen« na tetivo ničelne nivojske ploskve v nivoju horizonta. Za izračun te vrednosti potrebujemo znane višine krajnih točk dolžine ali višino ene krajne točke ter merjeno zenitno razdaljo do druge krajne točke. V naši nalogi smo uporabili prvo možnost.

- *Izračun dolžine loka na referenčni ploskvi:*

Gre za preračun s tetive na ničelno nivojsko ploskev na del krožnega loka na ničelni nivojski ploskvi. Ta popravek je izredno majhen in preseže vrednost 1 ppm šele pri dolžinah večjih od 30 km.

- *Redukcija na projekcijsko ravnino:*

Če želimo merjeno dolžino uporabljati za računanje v državni geodetskih položajnih mrežah, jo je potrebno reducirati še na izbrano projekcijsko ravnino. Pri tem dolžino z ukrivljene ploskve elipsoida preslikamo na ravnino. Pri nas uporabljamo za državno

kartografsko projekcijo Gauß-Krügerjevo konformno projekcijo. Zaradi deformacij na robu meridianske cone moramo modulirati tudi merilo in s tem izboljšati predpisano relativno natančnost, ki ne sme biti slabša od 1:10000.

Po upoštevanju vseh popravkov in redukcij smo prišli do vrednosti dolžine, ki je primerna za uporabo v državni kartografski projekciji in s katero si lahko pomagamo pri izračunu koordinat točk izmeritvene geodetske mreže. To so tudi dolžine, ki jih uporabljamo kot vhodni podatek v izravnavi mreže.

4.1.3 Izravnavna položajne mreže

Vhodni podatki za izravnavo geodetske mreže v položajnem (horizontalnem) smislu so sredine girusov merjenih horizontalnih smeri in reducirane merjene dolžine med točkami poligona. Za izravnavanje geodetskih mrež uporabljamo program GeM (okrajš. Geodetska Mreža), ki je bil izdelan prav s tem namenom. Predno program poženemo, moramo pripraviti datoteko s podatki o danih točkah in podatki o približnih koordinatah novih točk v mreži ter podatki o opazovanjih (horizontalne smeri, reducirane dolžine).

Pri opazovanjih smo morali v programu določiti uteži. Vrednosti le-teh so bile za kotna opazovanja enake 1 (ena), uteženost dolžinskih opazovanj pa smo izračunali z izrazom $\frac{100}{d}$ (kjer spremenljivka d predstavlja vrednost reducirane dolžine). Dodatni parametri, ki smo jih nastavili v programu, so:

- podatek o kotni razdelbi: *stopinje*,
- srednji pogrešek utežne enote smeri: *6"*,
- srednji pogrešek utežne enote dolžine: *2 mm*,
- natančnost izpisa koordinat: *0,1 mm*,
- natančnost izpisa smeri in kotov: *0,1"*.

Rezultati izravnavne so definitivne vrednosti količin v mreži:

- definitivne vrednosti opazovanih količin (smerni koti in dolžine) in
- definitivne vrednosti neznank (koordinate in orientacijske neznanke).

Preglednica 4: Definitivne horizontalne koordinate točk geodetske izmeritvene mreže in njihovi standardni odkloni (rezultat izravnave klasične terestrične izmere)

TOČKA	y	x	σ_y	σ_x
504	545889,3400	114022,8700	/	/
331	545823,9800	112610,2900	/	/
4001	546615,3507	111941,2907	0,0277	0,0318
4002	547152,5535	112328,9228	0,0273	0,0376
4003	547280,6249	112546,4728	0,0268	0,0376
4004	547346,7184	112744,9112	0,0270	0,0374
4005	547333,9982	112928,1896	0,0266	0,0374
4006	547084,1735	113118,7941	0,0254	0,0380
4007	546980,6806	113279,4021	0,0236	0,0382
4008	547035,6482	113437,2161	0,0206	0,0388
3001	547348,6287	112481,9936	0,0270	0,0375
3002	547303,8642	112422,2354	0,0271	0,0376
3003	547251,5594	112464,7339	0,0270	0,0376
3005	547308,0624	112586,7841	0,0268	0,0375
3006	547370,8893	112598,6824	0,0268	0,0374
3007	547432,1376	112652,8262	0,0268	0,0374
3008	547411,1423	112503,8415	0,0270	0,0375

Z analizo rezultatov pa lahko ocenimo kakovost meritev in določitve koordinat točk v mreži.

Preglednica 5: Cenilke kakovosti izravnave horizontalne mreže

Srednji pogrešek utežne enote	1,48241
Srednji pogrešek smeri	8,8945''
Srednji pogrešek dolžin	2,9648 mm
Srednji položajni pogrešek	0,0456 m

Nizke vrednosti pogreškov kažejo na kvalitetno izvedbo meritev, odsotnost grobih pogreškov in zanesljive vrednosti koordinat točk. V vrednosti srednjega položajnega pogreška je vključena tudi kakovost danih količin (koordinate trigonometričnih točk), ki smo jih privzeli kot dane. To lahko sklepamo na podlagi dejstva, da smo morali v izravnavi izključiti vsa dodatna opazovanja orientacij (signali na cerkve) in upoštevati le začetni in končni priklop poligona. V primeru, da smo upoštevali dodatne kontrole orientacij, je bil rezultat izravnave občutno slabši. Del pogreška bi bilo možno pripisati tudi slabemu stanju trigonometrične točke 400504z (glej Slika 16: Fotografija podzemnega centra točke 400504z), ki smo jo morali odkopati in centrirati na podzemni center, in možnemu rahlemu premiku

trigonometrične točke $400331z$ (glej Slika 17: Fotografija točke $400331z$ (na robu izkopa) zaradi obsežnih gradbenih del v neposredni bližini točke.



Slika 16: Fotografija podzemnega centra točke $400504z$



Slika 17: Fotografija točke $400331z$ (na robu izkopa)

4.1.4 Izravnava višinske mreže

Višinsko geodetski mrežo smo izravnali s programom ViM (okrajš. Višinska Mreža). V osnovi s tem programom izravnavamo nivelmanske vlake, a s prilagoditvijo uteži dolžin ga lahko uporabljamo tudi za izravnavo podatkov, izmerjenih s trigonometričnim višinomerstvom. Vhodni podatki za izravnavo so višine danih točk, približne višine novih točk ter podatki o opazovanjih (višinske razlike med točkami in dolžine med točkami). Za dani točki privzamemo poligonski točki 4001 in 4008 (glej Poglavje 3.1.3), ki smo jima definitivne višine določili z metodo geometričnega nivelmana. Višinske razlike med točkami izračunamo po enačbah za trigonometrično višinomerstvo (glej poglavje 2.1.1.3), za razdalje med točkami pa podamo kvadrirane vrednosti dolžin S_r (izražene v kilometrih), saj program izračuna uteži dolžin z izrazom $\frac{1}{S_r^2}$.

Dodatni parametri, ki smo jih nastavili v programu:

- število decimalnih mest za izpis višinskih razlik in višin: 5,
- enota dolžin: *km*.

Preglednica 6: Definitivne višine poligonskih točk in njihovi standardni odkloni (rezultat izravnave)

TOČKA	H	σ_H
504	438,65936	0,03167
331	405,05023	0,02556
4001	195,09590	/
4002	198,67110	0,00923
4003	204,23166	0,00912
4004	202,70719	0,00898
4005	196,93184	0,00847
4006	196,38078	0,00583
4007	195,65135	0,00395
4008	196,02135	/
3001	201,46164	0,00914
3002	201,35853	0,00915
3003	201,56100	0,00914
3005	202,12181	0,00911
3006	199,34594	0,00915
3007	197,07160	0,00912
3008	195,36032	0,00923

Srednji pogrešek utežne enote: 0.034181

Z metodo geometričnega nivelmana smo določili višino dveh točk poligona. Izmerili smo dve zaključeni nivelmanski zanki. Razliki med danima višinama reperjev ter izmerjenima višinama po končani izmeri sta bili ranga velikosti nekaj desetink milimetra, zato smo prepričani, da je bila višina na poligonski točki 4001 in 4008 prenesena pravilno. V izravnavi ni bilo odkritih grobih pogreškov opazovanj, popravki višinskih razlik pa so bili majhni, zato lahko potrdimo, da je bila višinska mreža izravnana korektno.

4.1.5 Izravnava meritev GNSS

Pri izmeri GNSS smo uporabljali metodo VRS v treh serijah in tako izračunali tri trojice kartezičnih koordinat X , Y , Z opazovanih točk. Vrednosti koordinat v posamezni seriji so se med seboj razlikovale za vrednosti 1-3 cm, zato smo srednje vrednosti koordinat določili s posredno izravnavo. Kovariančne matrike smo sestavili iz podatkov opazovanj. Rezultati posredne izravnave opazovanj GNSS so podani v spodnji preglednici.

Preglednica 7: Definitivne kartezične koordinate točk izmere GNSS in njihovi standardni odkloni (rezultat posredne izravnave opazovanj GNSS)


TOČKA	X	Y	Z	σ_X	σ_Y	σ_Z
3001	4262877,44231	1190876,37831	4577365,62143	0,01116	0,00712	0,01074
3002	4262930,81924	1190844,31378	4577324,41074	0,00753	0,00468	0,00788
3003	4262915,12812	1190785,97492	4577354,28275	0,00514	0,00316	0,00502
3004	4262852,28821	1190799,28501	4577412,66753	0,01020	0,00618	0,01026
3005	4262815,56455	1190817,86076	4577438,92131	0,00818	0,00481	0,00795
3006	4262788,86570	1190875,73348	4577444,81447	0,00790	0,00512	0,00806
3007	4262733,48885	1190924,30415	4577480,34394	0,00486	0,00324	0,00495
3008	4262841,68287	1190931,49333	4577376,01685	0,00693	0,00437	0,00694
4007	4262414,85032	1190371,74938	4577915,84052	0,01677	0,01040	0,01506
4001	4263443,19835	1190268,56275	4576990,46460	0,01483	0,00756	0,01383

Standardne deviacije srednjih vrednosti koordinat imajo po izravnavi nižje vrednosti, kot so bile vrednosti standardnih deviacij določitve posameznih koordinat točk.

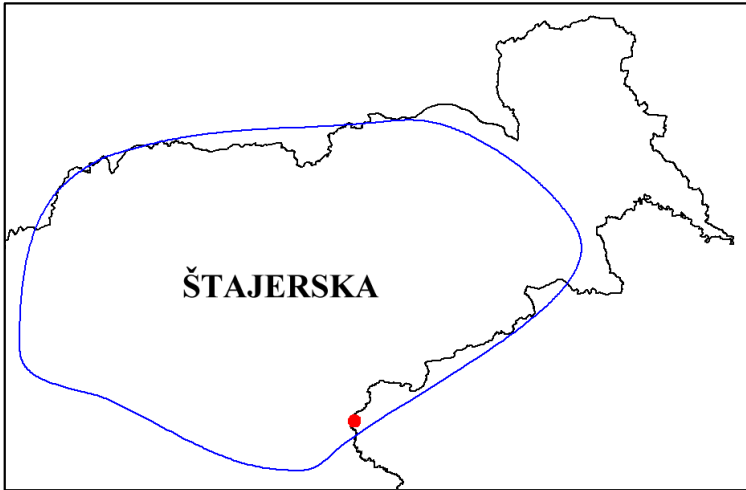
4.2 Transformacije

V sklopu diplomske naloge smo primerjali rezultate, izračunane s šestimi nizi transformacijskih parametrov med koordinatnima sistemoma ETRS89/TM oziroma D96/TM in D48/GK. Dva niza regionalnih transformacijskih parametrov smo pridobili na spletnih straneh GURS-a, dva niza lokalnih transformacijskih parametrov smo pridobili od geodetskega podjetja Mejaš d.o.o. iz Šmarja pri Jelšah, dodatna dva niza lokalnih transformacijskih parametrov (območje delovišča) pa smo izračunali s pomočjo koordinat identičnih točk, katerim smo koordinate izračunali z izmero na terenu v koordinatnih sistemih D48/GK in ETRS89/TM oz. D96/TM . V nadaljevanju so navedeni metapodatki vseh transformacij.

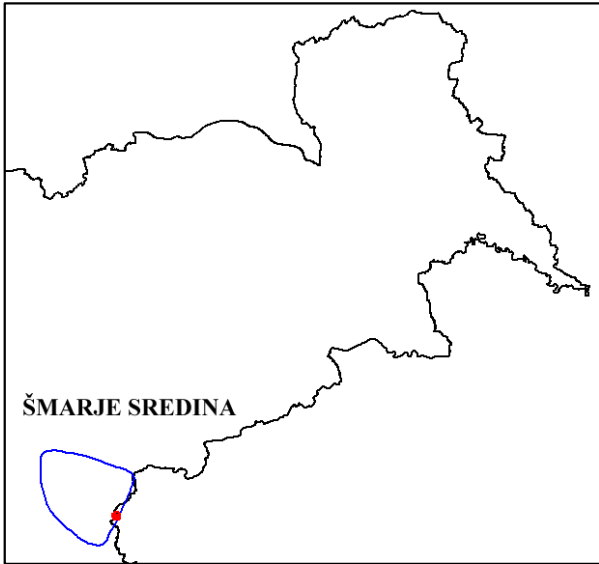
Preglednica 8: Metapodatki transformacije »Severovzhodna Slovenija«

SEVEROVZHODNA SLOVENIJA	
 <p style="text-align: center;">SEVEROVZHODNA SLOVENIJA</p>	
Slika 18: Območje transformacije »Severovzhodna Slovenija« (GURS, 2008)	
Osnovni podatki	
Ime niza	SV_SLO
Poreklo	FGG, Oddelek za geodezijo (2006)
Izhodiščni → ciljni datum	D96 → D48
Tip transformacije	Helmertova podobnostna 7-parametrična
Podatki o transformacijskih parametrih	
Upoštevanje višin pri izračunu parametrov	DA
Višine za D48	nadmorske višine (normalne ortometrične)
Višine za D96	elipsoidne višine (elipsoid GRS80)
Tip rotacijske matrike	Coordinate Frame Rotation (CFR)
Parametri premika [m]	$d_x = -464,923389$ $d_y = 21,456739$ $d_z = -504,499613$
Parametri zasuka ["]	$r_x = -0,402796$ $r_y = 4,228767$ $r_z = -9,954933$
Parameter spremembe merila [ppm]	$SF = -12,795283$
Podatki o veznih točkah	
Število veznih točk	154
Površina transformacijskega območja	7237 km ²
Standardni odklon koordinat	13,5 cm
Maksimalno odstopanje ravninskih koordinat	52,9 cm

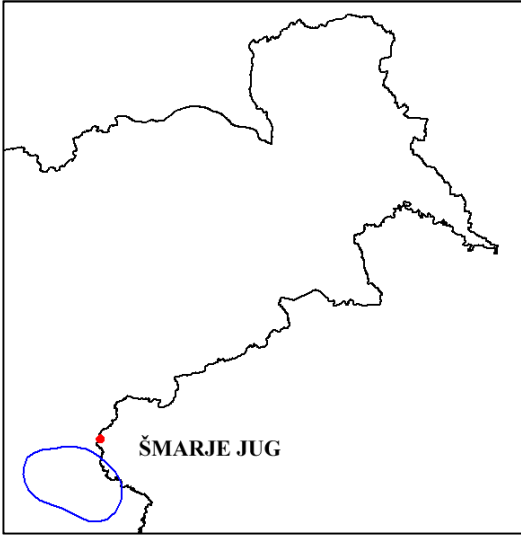
Preglednica 9: Metapodatki transformacije »Štajerska«

ŠTAJERSKA	
	
Slika 19: Območje transformacije »Štajerska« (GURS, 2008)	
Osnovni podatki	
Ime niza	ŠTAJERSKA
Poreklo	FGG, Oddelek za geodezijo (2006)
Izhodiščni → ciljni datum	D96 → D48
Tip transformacije	Helmertova podobnostna 7-parametrična
Podatki o transformacijskih parametrih	
Upoštevanje višin pri izračunu parametrov	DA
Višine za D48	nadmorske višine (normalne ortometrične)
Višine za D96	elipsoidne višine (elipsoid GRS80)
Tip rotacijske matrike	Coordinate Frame Rotation (CFR)
Parametri premika [m]	$d_x = -439,481548$ $d_y = 11,748185$ $d_z = -494,977936$
Parametri zasuka ["]	$r_x = 0,026815$ $r_y = 4,656409$ $r_z = -10,155824$
Parameter spremembe merila [ppm]	$SF = -16,269825$
Podatki o veznih točkah	
Število veznih točk	124
Površina transformacijskega območja	5127 km ²
Standardni odklon koordinat	11,4 cm
Maksimalno odstopanje ravninskih koordinat	37,7 cm

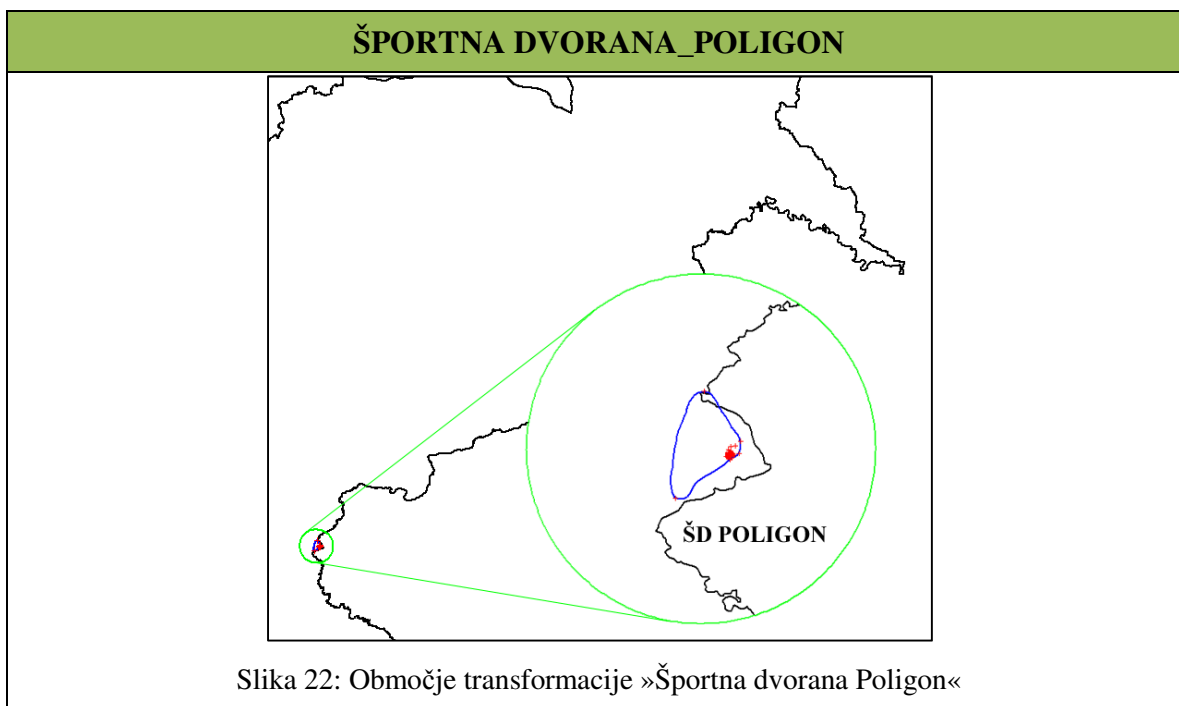
Preglednica 10: Metapodatki transformacije »Šmarje Sredina«

ŠMARJE SREDINA	
	
Slika 20: Območje transformacije »Šmarje Sredina« (Mejaš, 2006)	
Osnovni podatki	
Ime niza	ŠMARJE SREDINA
Poreklo	MEJAŠ d.o.o. (2006)
Izhodiščni → ciljni datum	D96 → D48
Tip transformacije	Helmertova podobnostna 7-parametrična
Podatki o transformacijskih parametrih	
Upoštevanje višin pri izračunu parametrov	DA
Višine za D48	nadmorske višine (normalne ortometrične)
Višine za D96	elipsoidne višine (elipsoid GRS80)
Tip rotacijske matrike	Coordinate Frame Rotation (CFR)
Parametri premika [m]	$d_x = -491,2936$ $d_y = -75,2400$ $d_z = -419,9732$
Parametri zasuka ["]	$r_x = 2,45620$ $r_y = 1,80533$ $r_z = -11,78412$
Parameter spremembe merila [ppm]	$SF = -16,7921$
Podatki o veznih točkah	
Število veznih točk	5
Površina transformacijskega območja	122,65 km ²
Standardni odklon koordinat	10,4 cm
Maksimalno odstopanje ravninskih koordinat	15,6 cm

Preglednica 11: Metapodatki transformacije »Šmarje Jug«

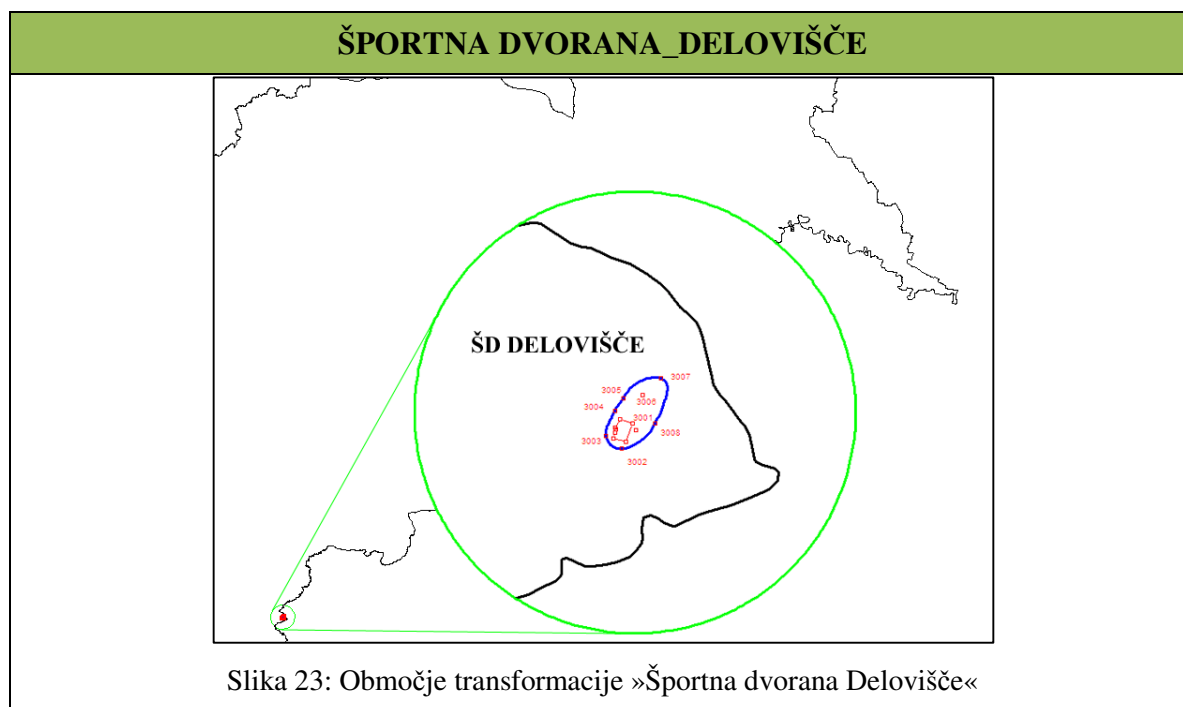
ŠMARJE JUG	
	
Slika 21: Območje transformacije »Šmarje Jug« (Mejaš, 2006)	
Osnovni podatki	
Ime niza	ŠMARJE JUG
Poreklo	MEJAŠ d.o.o. (2006)
Izhodiščni → ciljni datum	D96 → D48
Tip transformacije	Helmertova podobnostna 7-parametrična
Podatki o transformacijskih parametrih	
Upoštevanje višin pri izračunu parametrov	DA
Višine za D48	nadmorske višine (normalne ortometrične)
Višine za D96	elipsoidne višine (elipsoid GRS80)
Tip rotacijske matrike	Coordinate Frame Rotation (CFR)
Parametri premika [m]	$d_x = -577,8100$ $d_y = 2,1188$ $d_z = -446,5378$
Parametri zasuka ["]	$r_x = 2,42869$ $r_y = 0,90530$ $r_z = -7,51463$
Parameter spremembe merila [ppm]	$SF = -6,9479$
Podatki o veznih točkah	
Število veznih točk	5
Površina transformacijskega območja	153,51 km ²
Standardni odklon koordinat	9,8 cm
Maksimalno odstopanje ravninskih koordinat	13,1 cm

Preglednica 12: Metapodatki transformacije »Športna dvorana Poligon«



Osnovni podatki	
Ime niza	ŠPORTNA DVORANA_POLIGON
Poreklo	Ignac Šilec (2010)
Izhodiščni → ciljni datum	D96 → D48
Tip transformacije	Helmertova podobnostna 7-parametrična
Podatki o transformacijskih parametrih	
Upoštevanje višin pri izračunu parametrov	DA
Višine za D48	nadmorske višine (normalne ortometrične)
Višine za D96	elipsoidne višine (elipsoid GRS80)
Tip rotacijske matrike	Coordinate Frame Rotation (CFR)
Parametri premika [m]	$d_x = -630,759364$ $d_y = -58,243054$ $d_z = -525,296378$
Parametri zasuka ["]	$r_x = -40,389162$ $r_y = -10,830054$ $r_z = -55,466664$
Parameter spremembe merila [ppm]	$SF = 9,282336$
Parametri premika [m]	
Število veznih točk	9
Površina transformacijskega območja	0,47 km ²
Standardni odklon koordinat	1,2 cm
Maksimalno odstopanje ravninskih koordinat	2,9 cm

Preglednica 13: Metapodatki transformacije »Športna dvorana Delovišče«

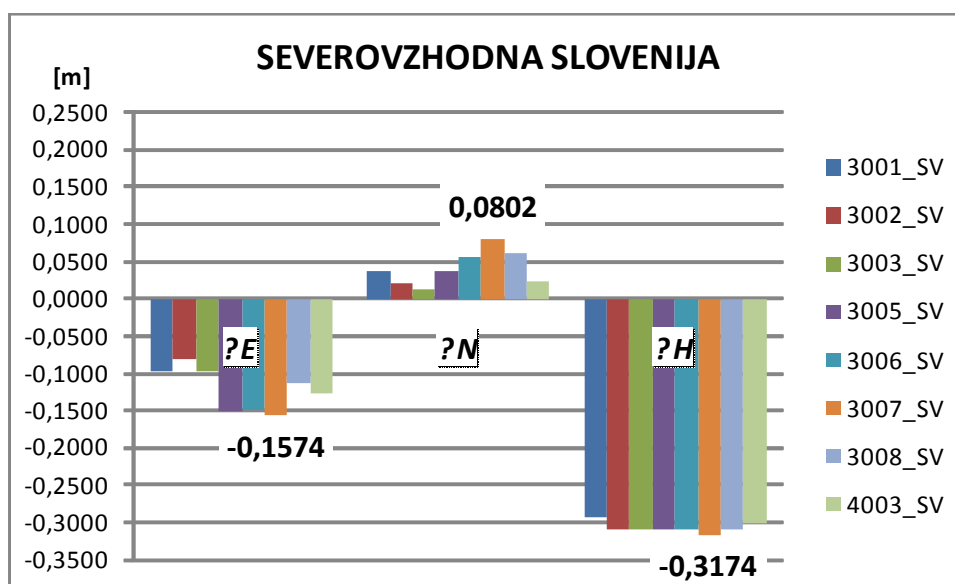


Slika 23: Območje transformacije »Športna dvorana Delovišče«

Osnovni podatki	
Ime niza	ŠPORTNA DVORANA_DELOVIŠČE
Poreklo	Ignac Šilec (2010)
Izhodiščni → ciljni datum	D96 → D48
Tip transformacije	Helmertova podobnostna 7-parametrična
Podatki o transformacijskih parametrih	
Upoštevanje višin pri izračunu parametrov	DA
Višine za D48	nadmorske višine (normalne ortometrične)
Višine za D96	elipsoidne višine (elipsoid GRS80)
Tip rotacijske matrike	Coordinate Frame Rotation (CFR)
Parametri premika [m]	$d_x = -532,953559$ $d_y = -130,569478$ $d_z = -851,914900$
Parametri zasuka ["]	$r_x = -48,032110$ $r_y = -3,520988$ $r_z = -65,521441$
Parameter spremembe merila [ppm]	$SF = 38,001143$
Podatki o veznih točkah	
Število veznih točk	7
Površina transformacijskega območja	0,02 km ²
Standardni odklon koordinat	0,6 cm
Maksimalno odstopanje ravninskih koordinat	0,8 cm

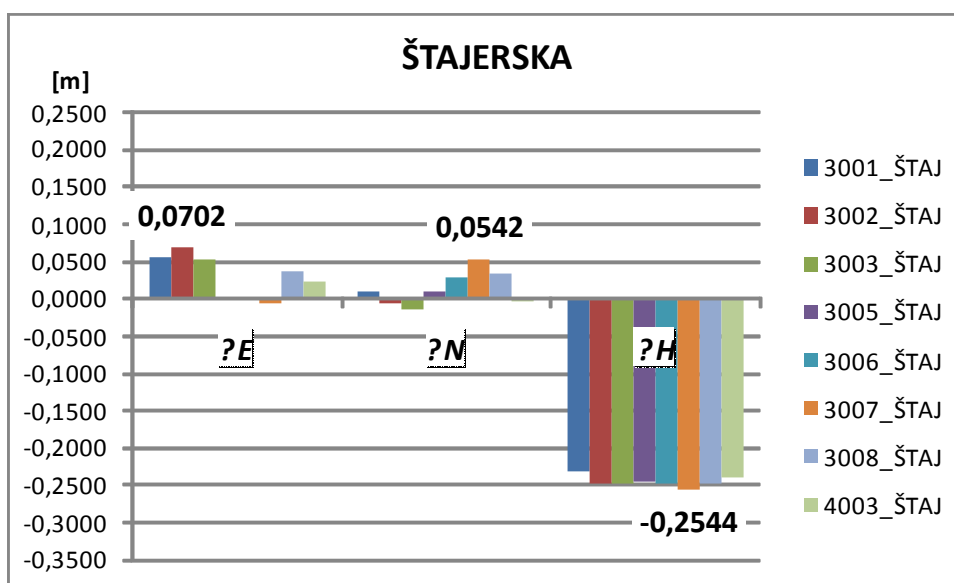
4.3 Ocena kakovosti geodetske mreže

Primerjavo med transformacijami smo izvedli na podlagi osmih točk, ki smo jim koordinate (v starem državnem koordinatnem sistemu D48/GK) določili v sklopu vzpostavitve izmeritvene geodetske mreže s klasično terestrično metodo, prav tako pa smo istim točkam določili koordinate tudi z metodo izmere VRS. Kakovost posamezne transformacije smo ocenjevali na podlagi odstopanja med »danimi« koordinatami D48/GK in koordinatami, transformiranimi v koordinatni sistem D48/GK.



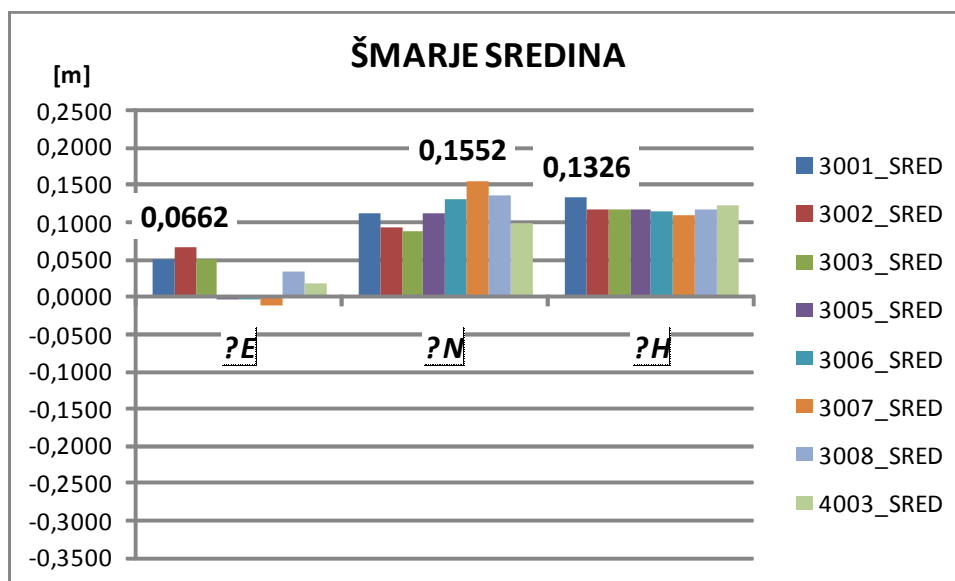
Grafikon 1: Transformacija s transformacijskimi parametri »Severovzhodna Slovenija« – odstopanje od danih koordinat

Iz metapodatkov transformacije »Severovzhodna Slovenija« lahko ugotovimo, da si lahko s to transformacijo obetamo približno polmetrsko natančnost koordinat. Z zgornjega grafikona lahko razberemo maksimalna odstopanja koordinat v položajnem smislu ($\Delta E \text{ max} = -15,74 \text{ cm}$, $\Delta N \text{ max} = 8,02 \text{ cm}$), ki so prevelika za uporabo te transformacije v zemljiškem katastru. Poleg tega je transformacija v višinskem smislu zelo slabo definirana, zato je praktično neuporabna za večino geodetskih nalog.



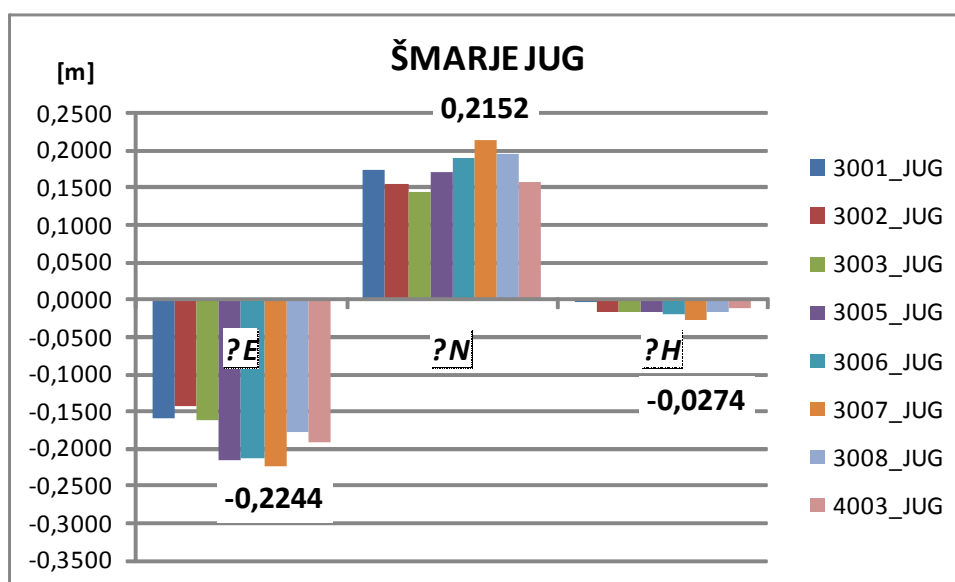
Grafikon 2: Transformacija s transformacijskimi parametri »Štajerska« – odstopanje od danih koordinat

Rezultati primerjave regionalne transformacije »Štajerska« so precej presenetljivi, saj glede na velikost območja, ki ga transformacija pokriva (pribl. 5000 km²) in na njeno ocenjeno natančnost (pribl. 30 cm) nismo pričakovali tako majhnih razlik (ΔE max = 7,02 cm, ΔN max = 5,42 cm) med obojnimi koordinatami. Očitno je za območje našega delovišča ta transformacija že zelo uporabna. Žal pa se pojavijo relativno velika odstopanja višin, ki slabšajo uporabnost teh transformacijskih parametrov.



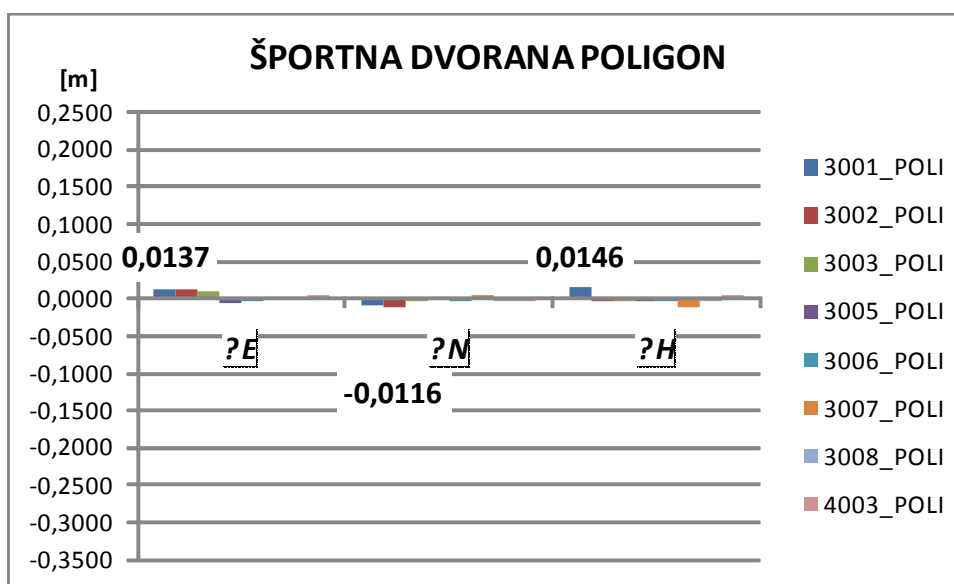
Grafikon 3: Transformacija s transformacijskimi parametri »Šmarje Sredina« – odstopanje od danih koordinat

Transformacija »Šmarje Sredina« nam dá na tem območju precej slabe rezultate (ΔE max = 6,62 cm, ΔN max = 15,52 cm, ΔH max = 13,26 cm), kar je praktično neuporabno za potrebe geodetske izmere v zemljiškem katastru. Transformacija bi bila pogojno uporabna za potrebe izdelave geodetskih načrtov, kjer je zahtevana nižja položajna natančnost.



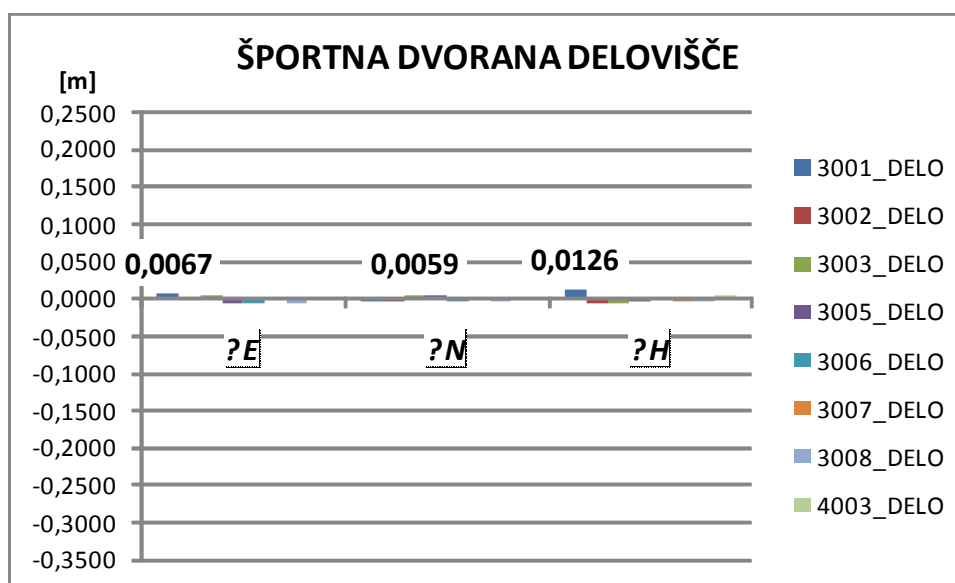
Grafikon 4: Transformacija s transformacijskimi parametri »Šmarje Jug« – odstopanje od danih koordinat

Transformacija »Šmarje Jug« je dodana kot prikaz neuporabnosti transformacije, pri kateri se transformiranje točke sploh ne nahajajo v območju, za katerega je bila transformacija izračunana. Točke se sicer nahajajo le približno tri kilometre izven transformacijskega območja, ampak je z grafikona razvidno, da je pri lokalnih transformacijah še kako pomembno uporabljati pravilno območje. Presenetljivo pa se pojavljajo izredno nizka odstopanja višin izmerjenih točk.



Grafikon 5: Transformacija s transformacijskimi parametri »Športna dvorana Poligon« – odstopanje od danih koordinat

Odlične rezultate nam transformacija s transformacijskimi parametri »Športna dvorana Poligon«, ki je uporabna le na območju, kjer smo razvili poligon za terestrično izmero geodetske izmeritvene mreže. Maksimalna odstopanja ($\Delta E \max = 1,37 \text{ cm}$, $\Delta N \max = -1,16 \text{ cm}$, $\Delta H \max = 1,46 \text{ cm}$) od koordinat, izračunanih s klasično terestrično izmero, so zelo majhna, kar je predvidljivo, saj transformacija pokriva zelo omejeno območje. Ta transformacija zadošča merilom za uporabo v zemljiškem katastru.



Grafikon 6: Transformacija s transformacijskimi parametri »Športna dvorana Delovišče« – odstopanje od danih koordinat

Najboljše rezultate (ΔE max = 0,67 cm, ΔN max = 0,59 cm, ΔH max = 1,26 cm), v smislu nizkega odstopanja od klasično izmerjenih točk, nam dá transformacija s transformacijskimi parametri »Športna dvorana Delovišče«. Če določamo koordinate točkam znotraj območja te transformacije z metodami izmere GNSS, smo lahko prepričani, da bomo dosegli natančnost, boljšo od enega centimetra. Zaradi zagotovitve kvalitetnih geodetskih storitev bi bilo najbolj korektno določevati takšne lokalne transformacije na vsakem delovišču, vendar je to izredno zamudno opravilo, ki poviša ceno geodetske storitve, poleg tega pa so transformacije na deloviščih izjemno specifične in neuporabne povsod izven njihovih meja. Kljub povečanju obsega opravil na terenu mislimo, da takšen način dela prinese več prednosti kot slabosti, zato priporočamo izračun lokalnih transformacij na vsakem delovišču.

4.4 Izdelava geodetskega načrta in certifikata po predpisanem standardu

V pisarni smo za obdelavo podatkov in izdelavo geodetskega načrta uporabljali naslednjo programsko opremo:

- Leica Geo Office 7.0 (za prenos terenskih podatkov z instrumenta) ter
- GEOS7 (za izračun tahimetrije in izdelavo načrta).

V programu Leica Geo Office 7.0 (v nadaljevanju LGO) smo odprli nov primer, v katerega smo uvozili surove podatke iz instrumenta (datum, čas, ime delovišča, podatki o koordinatnem sistemu, stojišča in višine stojišč, opazovanja detajlnih točk in višine reflektorjev, opazovanja točk GNSS, almanah satelitov). Nato smo izvozili tahimetrične podatke v datoteko s formatom GSI in jo odprli v predhodno pripravljenem primeru v programu GEOS7. Z modulom programa GEOS7 za preračun tahimetrije (glej Slika 24: Preračun tahimetrije v programu GEOS7) smo izračunali koordinate detajlnih točk.

Za koordinate stojišč in orientacij v geodetskem načrtu smo uporabili izravnane koordinate točk, ki smo jih določili s klasično terestrično metodo izmere.

Tahimetrija - redukcije:

Tahimetrija Poligon Kombiniran urez Registrator

Stojišče Distomat-poševne dolžine Iščići pop.('): Edit Izhod
 Briši Izhod

Podatki				
1. STOJIŠČE	Y	X	H stoj.	H inštr.
5000	547348.590	112481.866	201.388	1.598

O R I E N T A C I J E						
Točka	Y	X	smer	utež	orientac.kot	pop.
8888	547346.728	112744.816	359°35'40"	1.0	359°59'59"	0°00'00"
sredina:					359°59'59"	

Točka	hor.kot	ver.kot	Dpoš.	prizma	Y	X	H
1	333°06'47"	90°23'10"	24.942	3.100	547337.311	112504.111	199.718
2	336°52'44"	93°08'39"	23.333	2.000	547339.441	112503.292	199.706
3	306°53'02"	94°25'45"	16.464	2.000	547335.461	112491.718	199.715
4	304°42'56"	93°55'26"	18.690	2.000	547333.263	112492.485	199.707

Slika 24: Preračun tahimetrije v programu GEOS7

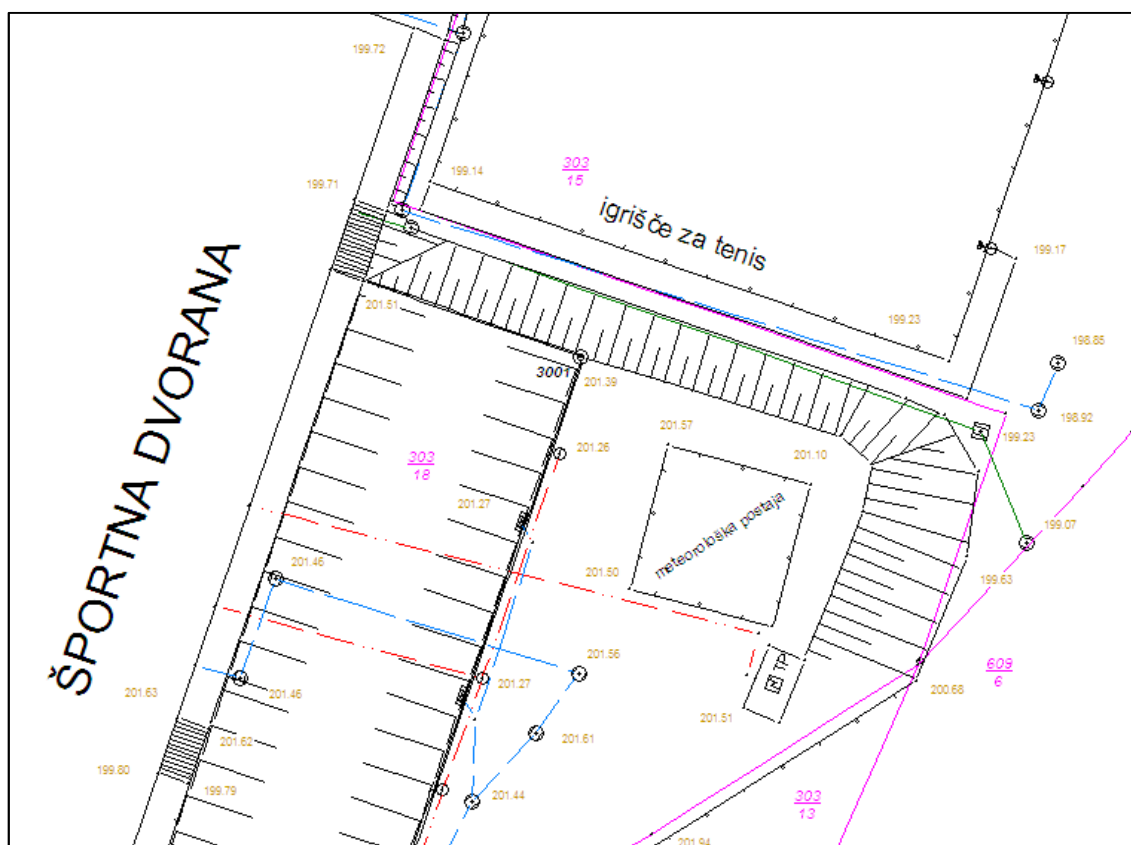
Izračunane detajlne točke smo nato začeli povezovati, jim dodajati topografske znake in opremljati z različnimi rastri. V izjemno pomoč nam je bila dobro narisana in z opombami

opremljena terenska skica, kar je dodaten pokazatelj dobrega sodelovanja ekipe in učinkovitega terenskega dela. Nekateri točke, ki jih na terenu nismo mogli posneti (nevidni vogali stavb, potek komunalnih vodov), smo v načrt dodali na podlagi izmerjenih dodatnih meritev z ročnim laserskim razdaljemerom in po izjavah delovodje gradbišča.

Ko smo povezali in označili vse detajlne točke, smo načrt opremili še s tekstovno vsebino in dodali sloj parcelnih meja ter centroidov parcel, ki smo ga dobili z Geodetske pisarne Šmarje pri Jelšah kot izrez katastrskega načrta. Sloj smo vklopili na geodetski načrt na podlagi posnetih mejnikov na terenu. Ko smo imeli pripravljeno celotno vsebino geodetskega načrta, smo razporedili še oznake višin detajlni točk, tako da ni bila ogrožena preglednost končnega izdelka, in načrt izrisali v merilu 1:500. Na izrisu smo prikazali tudi koordinatne križe, glavo z legendo in izvenokvirno vsebino načrta (koordinate mreže).

Obvezni del načrta je tudi Certifikat geodetskega načrta, v katerem smo navedli številko načrta, opredelili njegov namen, specificirali natančnost podatkovnih slojev, detajlno predpisali območje, v katerem je veljaven in definirali točke, ki so nam služile kot navezava na državni koordinatni sistem.

Načrt smo opremili s predpisanimi topografskimi znaki (točkovnimi, linijskimi in ploskovnimi) ter izrisali v barvah (glej Priloga F: Geodetski načrt) in mu dodali certifikat (glej Priloga G: Certifikat geodetskega načrta), kot nam narekujejo navodila v Topografskem ključu (glej poglavje 2.3.1.5).



Slika 25: Končan izdelek v barvah za tiskanje (izsek geodetskega načrta)

5 ZAKLJUČEK

Izmeritveno mrežo v državnem koordinatnem sistemu lahko vzpostavimo s klasično terestrično metodo, kar je bil v preteklosti edini možen način vklopa delovišča v državni koordinatni sistem. Takšna metoda pa je kljub svoji kakovosti precej zamudna ter zahteva izkušenega operaterja in ekipo. Pri taki izmeri smo omejeni še z vplivom danih količin, ki lahko občutno poslabša kakovost rezultatov izmere.

Uporaba metod izmere GNSS za računanje koordinat v starem državnem koordinatnem sistemu D48/GK je vezana na izvedbe transformacij med koordinatnim sistemom ETRS89/D96/TM in koordinatnim sistemom D48/GK. Le-to lahko pridobimo na več načinov. Uporabimo lahko državne ali regionalne transformacijske parametre, vendar je natančnost koordinat v tem primeru manjša. Državni in regionalni parametri so izračunani za relativno velika območja, zato težko zagotavljajo enotno natančnost koordinat za celotno območje. Kakovost vklopa je namreč različna na različnih delih območja transformacije. Do tega pojava pride zaradi nehomogenosti starega državnega koordinatnega sistema D48/GK. Če želimo realno oceniti natančnost koordinat detajlnih točk v tem koordinatnem sistemu, je poleg kakovosti koordinatnega sistema ETRS89/TM, v katerem so podane koordinate točk GNSS, potrebno oceniti tudi kakovost transformacije. To naredimo tako, da v primeru danih transformacijskih parametrov izračunamo odstopanja na danih točkah v obeh koordinatnih sistemih. Če kakovost transformacije ne ustreza predpisani, je potrebno izračunati lokalne transformacijske parametre.

Natančnost koordinat izmere GNSS pa seveda ni odvisna le od transformacije, ampak je tako v položajnem kot v višinskem smislu pogojena z več faktorji. Kakovost izmere GNSS določa število satelitov, ki jih sledi sprejemnik, njihova geometrična razporeditev, čas (dolžina) opazovanj, natančnost efemerid, pogreški ionosfere in troposfere, večpotje (multipath) in neodstranjene nejasnosti v signalu (cycle slipi). Vidimo torej, da je kvalitetno planiranje izmere GNSS izjemno pomembna naloga, ki nam lahko znatno olajša in pospeši delo na terenu.

Tehnologija VRS je v geodeziji izredno uporabna, saj nam omogoča hitro, enostavno in kvalitetno vzpostavitev izmeritvene mreže za večino geodetskih nalog in to kjerkoli ter kadarkoli. Edini pogoj za njeno uporabo je delujoče omrežje permanentnih postaj in zadostno število satelitov nad obzorjem. Kljub temu pa jo je potrebno uporabljati v skladu z zakonodajo, navodili in pravili geodetske izmere, kot so zadostna oddaljenost med točkami, ki služijo za stojišča in orientacije, redna kontrola transformacij (primerjava koordinat GNSS z danimi točkami) in izračun lokalnih transformacijskih parametrov na vsakem delovišču posebej ter večkratna neodvisna izmera točk GNSS.

6 VIRI

- Ambrožič, T. (2003). *Zapiski predavanj predmeta Geodezija I*. Ljubljana - FGG, Slovenija.
- Baumann, E. (1985). *Vermessungskunde*. Bonn, Nemčija: Ferd. Dümlers Verlag: 132 str.
- Čadež, P. (2010). Analiza metod Geodetske GNSS izmere. Ljubljana, Slovenija: UL-FGG: 119 str.
- Gonçalves Soares, M., Malheiro, B. (2008). EGNOS Based Virtual Reference Stations.
- Hašaj, M., Petrovič, D., Brumec, M., Mlinar, J. (maj 2006). *Topografski ključ za izdelavo in prikaz vsebine geodetskih načrtov*. Pridobljeno iz http://www.gu.gov.si/gu/gradiva/files/topo_kljucgn.pdf.
- Kogoj, D. (2005). *Merjenje dolžin z elektronskimi razdaljemerji* (prva izdaja, drugi natis izd.). Ljubljana: Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 159 str.
- Kogoj, D., Stopar, B. (2002). *Geodetska izmera*. Ljubljana, Slovenija.
- Kogoj, D., Ambrožič, T., Savšek, S., Bogatin, S., Marjetič, A., Stopar, B., Radovan, D., Berk, S., Mesner, N. (2006). *Navodila za izvajanje klasične geodetske izmere v novem koordinatnem sistemu*.
- Kozmus, K., Stopar, B. (2003). Infrastruktura omrežij permanentnih postaj GPS. *Zbornik Slovenskega združenja za geodezijo in geofiziko*, str. 81-88.
- Kozmus, K., Stopar, B. (2003). Načini določanja položaja s satelitskimi tehnikami. *Geodetski vestnik* 47, str. 404-413.
- Landau, H., Vollath, U., Chen, X. (6. december 2002). Journal Of Global Positioning Systems. *Virtual Reference Station Systems*, 2, str. 137-143.
- Lavbič, D. (december 2005). Analiza kakovosti VRS metode v omrežju SIGNAL ter kakovosti transformacij med ETRS89 in državnim koordinatnim sistemom na območju Celja. Ljubljana, Slovenija: Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za geodezijo: 112 str.
- Leica Geosystems AG. (2005). *TPS1200 User Manual* (Version 2.0 izd.). Heerbrugg, Švica.
- Leica Geosystems. (2008). RTK Networks - Different Methods. *System 1200 Newsletter - No. 53*, 1-6.
- Mihailović, K., Vračarič, K. (1984). *Geodezija I*. Beograd, Srbija, Naučna knjiga, 837 str.

Mozetič, B., Komadina, Ž., Radovan, D., Berk, S., Mesner, N., Klanjšček, M., Stopar, B., Pavlovčič Prešeren, P., Kozmus, K. (2006). *Navodilo za izvajanje izmere z uporabo globalnih navigacijskih satelitskih sistemov v državnem koordinatnem sistemu*. Ljubljana.

Pravilnik o geodetskem načrtu. (2004). Uradni list RS, št. 40/2004.

Pravilnik o projektni in tehnični dokumentaciji. (2004). Uradni list RS, št. 66/2004.

Služba za GPS. (2010). Prevezeto julij 2010 iz Omrežje SIGNAL: www.gu-signal.si/

Stopar, B. (2006). *Zapiski predavanj predmeta Višja geodezija II*. Ljubljana - FGG, Slovenija.

Stopar, B., Pavlovčič Prešeren, P. (2007). *Višja geodezija II - študijsko gradivo*. Ljubljana: UL FGG - Katedra za matematično in fizikalno geodezijo ter navigacijo: 29 str.

Trajkovska, H. (2004). Sistem Trimble VRS. *Geodetski vestnik* 48, 3, 385-387.

Zakon o geodetski dejavnosti (ZgeoD). (brez datuma). Uradni list RS, št. 8/00, 1/01 Skl.US: UI 230/00-11, 44/03 Odl.US: U-I-230/00-40, 100/03 Odl.US: U-I-74/00-11, 47/06-ZEN, 45/08.

Zakon o graditvi objektov (ZGO-1). (brez datuma). Uradni list RS, št. 110/02, 97/03 Odl.US: U-I-152/00-23, 41/04-ZVO-1, 45/04, 47/04, 62/04 Odl.US: U-I-1/03-15, 102/04-UPB1 (14/05 popr.), 92/05-ZJC-B, 93/05-ZVMS, 111/05 Odl.US: U-I-150-04-19, 120/06 Odl.US: U-I-286/04-4.

Zakon o urejanju prostora (ZUreP-1). (brez datuma). Uradni list RS, št. 110/02 (8/03 popr.), 58/03-ZZK-1, 33/07-ZPNačrt, 108/09-ZGO-1C.

PRILOGE

Priloga A: Certifikat o preizkusu instrumenta



Geoservis, d.o.o.
Litjska cesta 45
1000 Ljubljana

Številka **09276 / 2009**
Stran **1 od 1**

tel.: +386 (0)1 586 38 30
fax: +386 (0)1 586 38 40
internet: www.geoservis.si
e-pošta: info@geoservis.si

POROČILO O PREIZKUSU INSTRUMENTA

Naročnik **MEJAŠ d.o.o.**
Aškerčev trg 2
3240 Šmarje pri Jelšah

Lastnik (imetnik) **MEJAŠ d.o.o.**
Aškerčev trg 2
3240 Šmarje pri Jelšah

Merilo / instrument **tahimeter**

Tip **TCR1205 R100**

Serijska številka **218166**

Proizvajalec **Leica Geosystems**

Datum kontrole **14. 12. 2009**

Naslednja kontrola **14. 12. 2010**
Datum naslednje kontrole je podan kot priporočilo. Dejanske intervale kontrole določa uporabnik upošteva vrsto, pogostnost in pogoje uporabe.

Specifikacija **Preizkušani instrument ustreza specifikacijam, kot so navedene v originalnih uporabniških navodilih, ki ste jih prejeli ob dobavi.**
(vezni dokument: DN št: 9904)

Ugotovitev **Potrdujemo, da je bil naveden instrument preizkušen in ustreza navedenim specifikacijam.**
Pri preizkusu uporabljena oprema je sledljiva do mednarodnega standarda oziroma je bil preizkus opravljen v skladu s prepoznanimi metodami.

Izvedel:

Andrej Bilban

Datum izdaje:

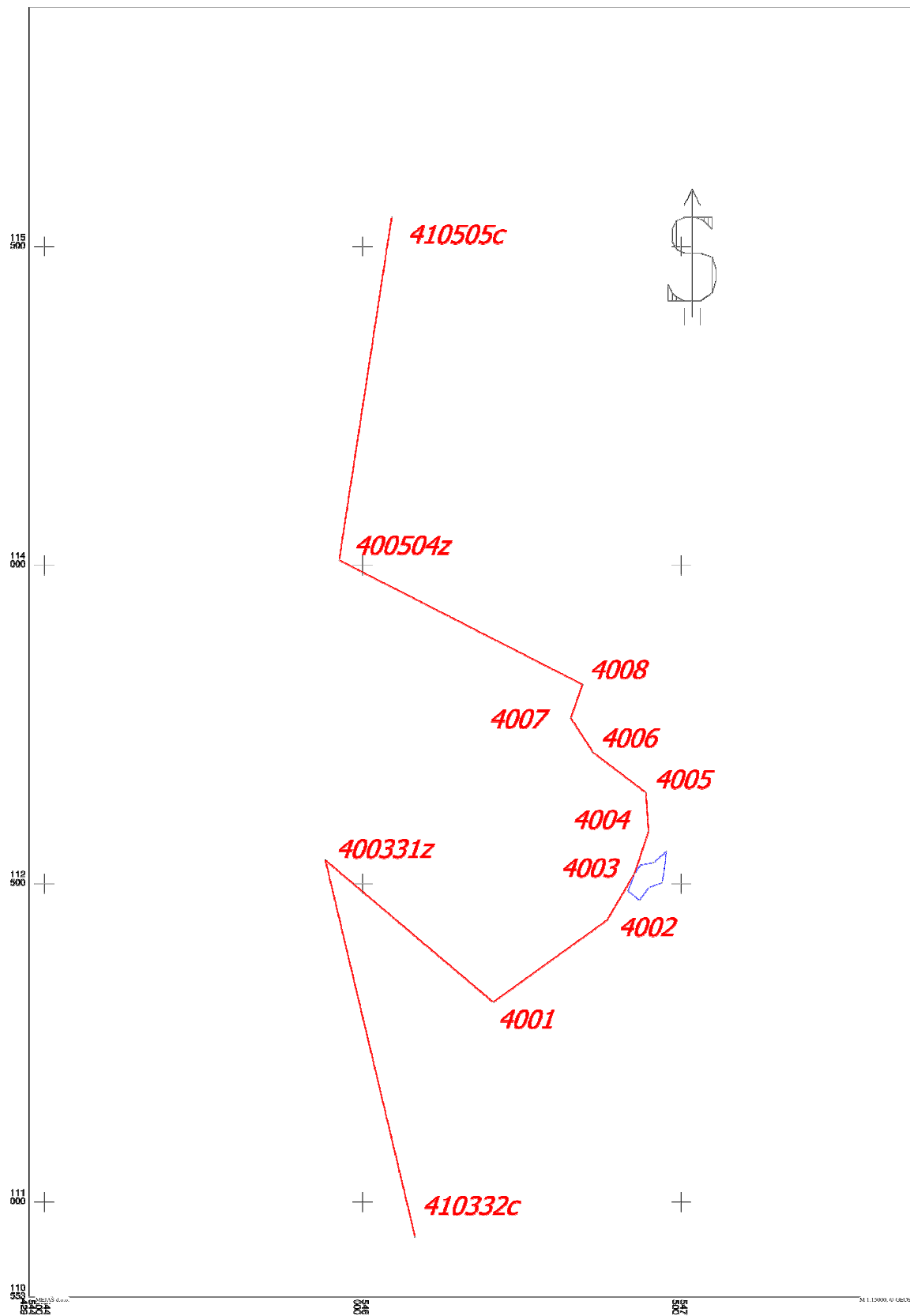
14. 12. 2009



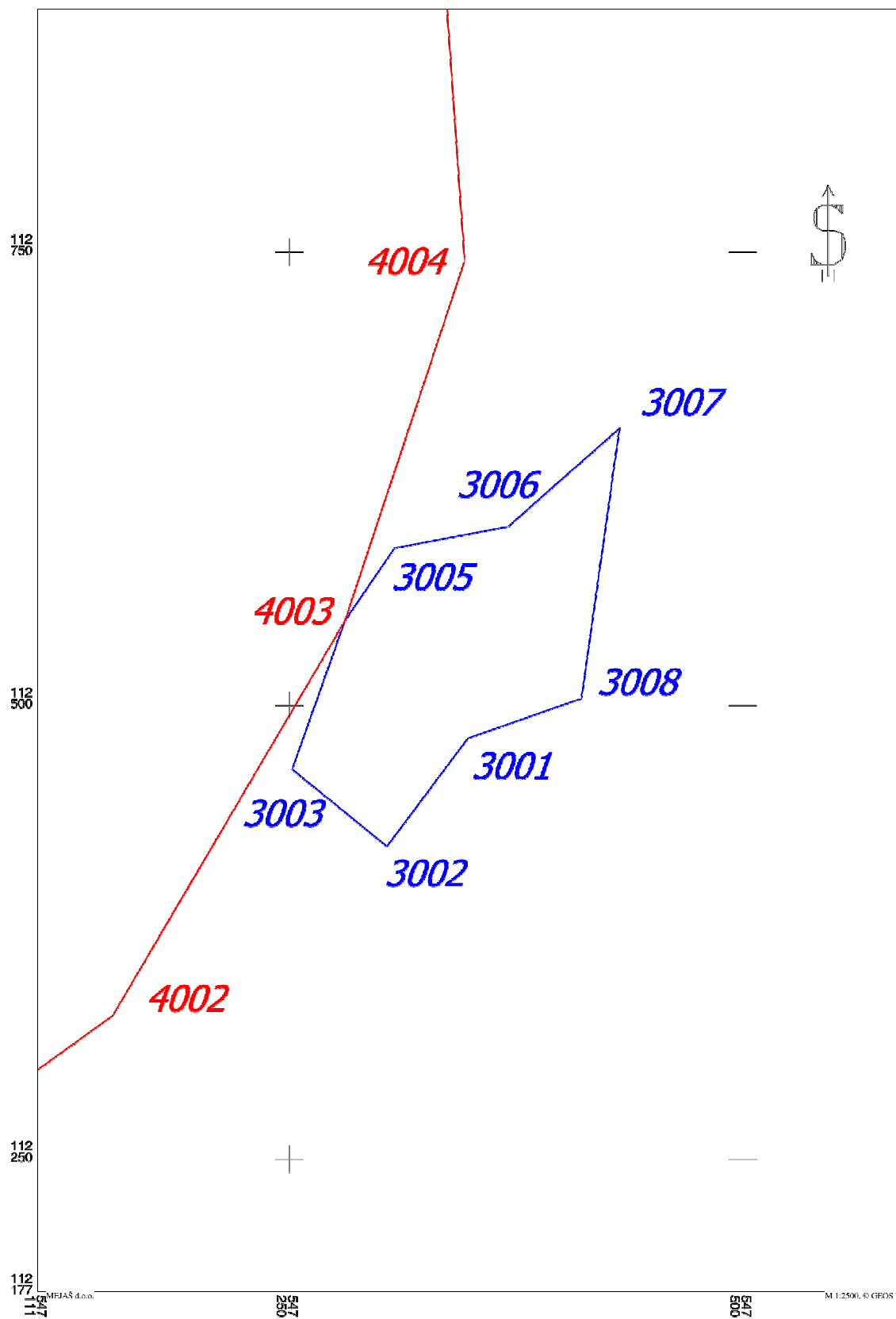
IBAN: **SI56 0203 3001 5489 545** SWIFT: **LJBASI2X** Banka: **Nova Ljubljanska banka d.d., Ljubljana**
IBAN: **SI56 2900 0005 5420 031** SWIFT: **BACXSI22** Banka: **UniCredit Banka Slovenija d.d., Ljubljana**
09276_Mejaš_Šmarje_TCR1205R100_218166.doc str.171

Št. reg. vložka: 1/22124/00
Okrožno sodišče v Ljubljani
Osnovni kapital: 29.210,00 EUR
ID DDV: SI61771945
Matična številka: 5742994

Priloga B: Veliki poligon



Priloga C: Mali poligon



Priloga D: Terenski zapisnik klasične terestrične izmere geodetske mreže

ČAS	STOJIŠČE	VIZURE	H _i [m]	PRIZMA [m]	t _z [°C]	p _z [mb]	t _k [°C]	p _k [mb]	e [%]	t _{pov.} [°C]	p _{pov.} [mb]	H _{pribl.} [m]
g ⁵⁰	40008	504, 4007	1,622	D (+0,0001)	6,9	989,6	5,7	989,5	84	6,30	989,55	196,0212
g ¹⁵	4007	410338, 4008, 4006	1,545	C (+0,0008)	6,6	989,7	7,4	989,8	87	7,00	989,75	195,6353
g ³⁵	4006	4007, 4005	1,565	R (0,0000)	8,0	989,8	8,1	989,8	82	8,05	989,80	196,3782
g ⁵⁵	4005	4006, 410505, 4004	1,533	F (-0,0014)	8,0	989,5	8,4	989,6	78	8,20	989,55	196,9335
10 ²⁰	4004	4005, 3007, 3006, 3005, 4003	1,590	R (0,0000)	9,2	989,0	9,9	989,0	73	9,55	989,00	202,7088
11 ⁰⁰	504	410505, 4008	2,140	A (+0,0001)	11,8	961,0	13,7	960,8	58	12,75	960,90	438,5000
11 ⁴⁵	3005	4004, 3001, 3003, 4003	1,544	R (0,0000)	14,2	988,4	14,6	988,3	50	14,40	988,35	202,1088
12 ¹⁰	4003	4004, 3005, 3007, 3003, 4002	1,528	R (0,0000)	14,7	988,4	15,1	988,2	49	14,90	988,30	204,2126
12 ⁴⁰	3003	4003, 3005, 3002, 4002	1,584	D (+0,0001)	15,7	988,3	16,4	988,0	43	16,05	988,15	201,5273
13 ⁰⁰	3002	4002, 3003, 3001	1,512	R (0,0000)	17,7	988,1	18,0	987,9	39	17,85	988,00	201,3378
13 ²⁵	3001	3005, 3006, 3007, 3008, 3002	1,654	C (+0,0008)	18,3	987,4	20,3	987,3	38	19,30	987,35	201,4256
13 ⁵⁵	3008	3001, 3007	1,630	R (0,0000)	21,5	987,9	22,3	987,9	31	21,90	987,90	195,3338
14 ¹⁶	3007	3008, 3001, 3006, 4003, 3005, 4004	1,503	R (0,0000)	23,2	987,8	23,2	987,6	21	23,20	987,70	197,0502
14 ⁵⁰	3006	3001, 4004, 3007	1,544	E (-0,0015)	21,0	987,2	20,3	987,2	24	20,65	987,20	199,3352
15 ¹⁵	4002	4003, 3003, 3002, 4001	1,785	R (0,0000)	21,8	987,2	21,8	987,1	24	21,80	987,15	198,6561
16 ⁰⁵	331	4001, 410332	1,444	A (+0,0001)	18,1	963,5	17,2	963,5	31	17,65	963,50	404,8500
16 ³⁰	4001	410332, 331, 4002	1,645	R (0,0000)	17,4	987,8	15,9	987,7	30	16,65	987,75	195,0956

OPOMBE:

- {1} 2. girus, 410505 I lega - dodal na koncu 3. girusa in dodal še 4. girus
 {2} 3001 je shranjena kot 3004; 2. girus II lega ni izmeril 3001, dodal na koncu 3. girusa in dodal še 4. girus
 {3} 1. girus sumljiv, dodal 4. girus

Sets of Angles Report

Processed: 04/02/2010 01:23:58

Project Information

Project name: 3006
 Date created: 04/02/2010 01:20:49
 Coordinate system name: None
 Application software: LEICA Geo Office 7.0

Station: 3006

Instrument Information

Instrument Type: TCR1205
 Instrument Serial Number: 218166
 Instrument Height: 1.5440 m
 Setup Time: 03/28/2010 12:48:23

Sets of Angles

Time: 03/28/2010 12:48:24
 Number of Points: 3 / 3
 Number of Sets: 3 / 3
 Mean Error of avg direction (Hz): 0° 00' 01.2"
 Mean Error of avg vertical angle (V): 0° 00' 01.1"
 Mean Error of avg distance: 0.0001 m
 Mean Error of single direction (Hz): 0° 00' 02.1"
 Mean Error of single vertical angle (V): 0° 00' 01.9"
 Mean Error of single distance: 0.0002 m

Tolerances	Hz	V	Distance
Residuals	0° 00' 16.2"	0° 00' 16.2"	0.0100 m
Face Diff.	0° 00' 16.2"	0° 00' 16.2"	0.0100 m

Point 3001

Mean of all sets (Hz): 0° 00' 00.0"
 Mean of all sets (V): 88° 55' 38.8"
 Mean of all sets (Dist): 118.8242 m

Set	Use	Hz	V	Distance	Target height	Refl.Type
1	✓	0° 00' 00.0"	88° 55' 38.3"	118.8243 m	1.6540 m	Leica Circ Prism
2	✓	0° 00' 00.0"	88° 55' 37.1"	118.8242 m	1.6540 m	Leica Circ Prism
3	✓	0° 00' 00.0"	88° 55' 41.0"	118.8242 m	1.6540 m	Leica Circ Prism

Set	Use	Res. Hz	Res. V	Res. Dist.	Face Diff Hz	Face Diff V	Face Diff Dist	Tolerance exceeded
1	✓	0° 00' 00.0"	0° 00' 00.5"	-0.0001 m	0° 00' 03.2"	0° 00' 02.3"	0.0005 m	
2	✓	0° 00' 00.0"	0° 00' 01.7"	0.0001 m	0° 00' 10.0"	0° 00' 08.6"	0.0005 m	
3	✓	0° 00' 00.0"	-0° 00' 02.2"	0.0000 m	0° 00' 05.2"	0° 00' 05.1"	0.0000 m	

»se nadaljuje ...«

»... nadaljevanje«

Point 4004

Mean of all sets (Hz): 159° 48' 43.9"
 Mean of all sets (V): 88° 41' 01.1"
 Mean of all sets (Dist): 148.2662 m

Set	Use	Hz	V	Distance	Target height	Refl.Type
1	✓	159° 48' 46.4"	88° 41' 00.3"	148.2661 m	1.5900 m	Leica Circ Prism
2	✓	159° 48' 44.3"	88° 40' 59.1"	148.2662 m	1.5900 m	Leica Circ Prism
3	✓	159° 48' 40.9"	88° 41' 03.9"	148.2663 m	1.5900 m	Leica Circ Prism

Set	Use	Res. Hz	Res. V	Res. Dist.	Face Diff Hz	Face Diff V	Face Diff Dist	Tolerance exceeded
1	✓	-0° 00' 02.6"	0° 00' 00.8"	0.0001 m	0° 00' 05.5"	0° 00' 10.7"	0.0001 m	
2	✓	-0° 00' 00.4"	0° 00' 02.0"	0.0000 m	0° 00' 00.0"	0° 00' 00.1"	0.0002 m	
3	✓	0° 00' 03.0"	-0° 00' 02.8"	-0.0001 m	0° 00' 01.4"	0° 00' 00.7"	0.0005 m	

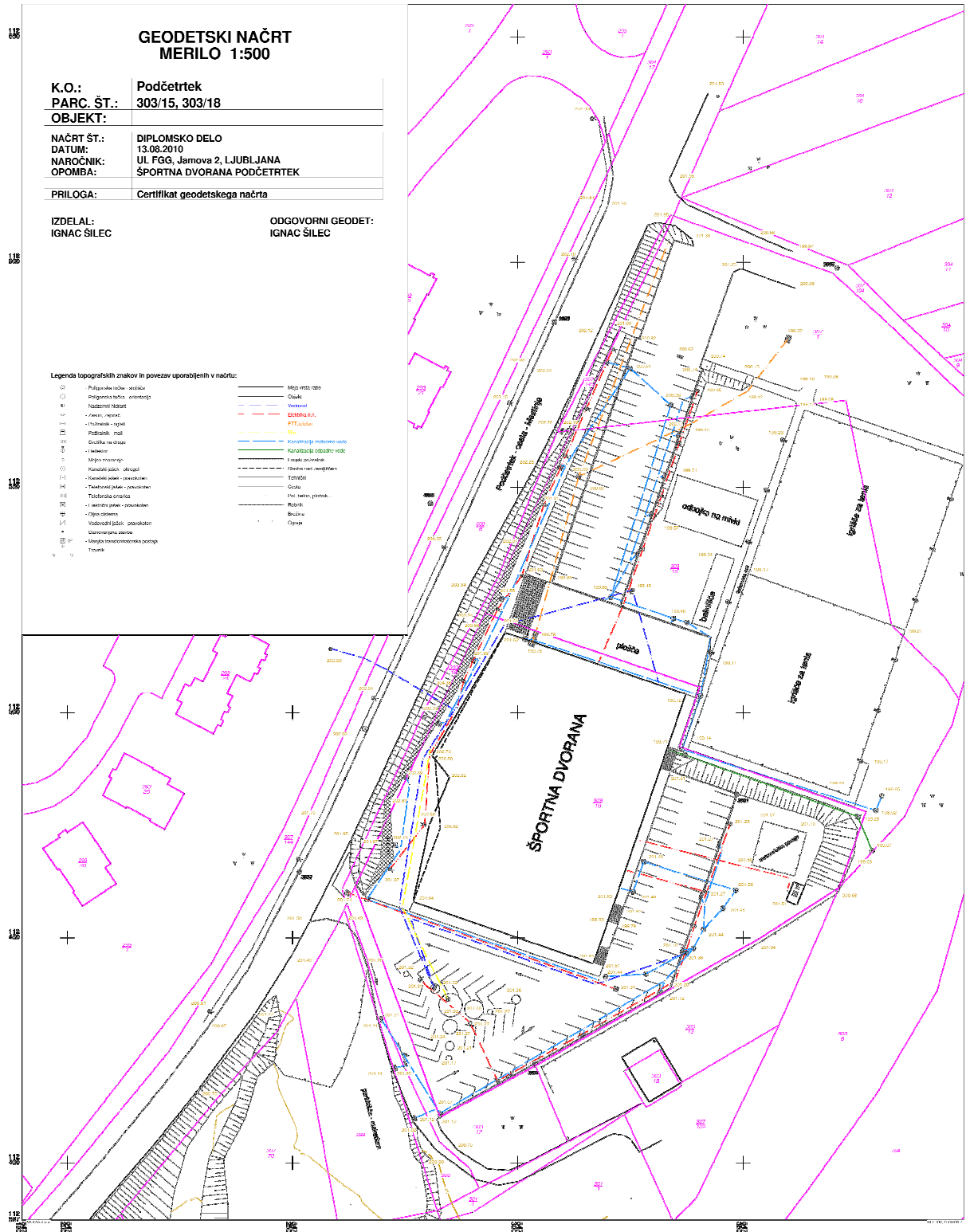
Point 3007

Mean of all sets (Hz): 217° 43' 24.0"
 Mean of all sets (V): 91° 37' 23.9"
 Mean of all sets (Dist): 81.7893 m

Set	Use	Hz	V	Distance	Target height	Refl.Type
1	✓	217° 43' 24.3"	91° 37' 24.3"	81.7896 m	1.5030 m	Leica Circ Prism
2	✓	217° 43' 21.9"	91° 37' 24.4"	81.7893 m	1.5030 m	Leica Circ Prism
3	✓	217° 43' 25.6"	91° 37' 23.1"	81.7891 m	1.5030 m	Leica Circ Prism

Set	Use	Res. Hz	Res. V	Res. Dist.	Face Diff Hz	Face Diff V	Face Diff Dist	Tolerance exceeded
1	✓	-0° 00' 00.4"	-0° 00' 00.4"	-0.0003 m	0° 00' 02.9"	0° 00' 08.4"	0.0006 m	
2	✓	0° 00' 02.0"	-0° 00' 00.4"	0.0001 m	0° 00' 06.6"	0° 00' 04.2"	0.0003 m	
3	✓	-0° 00' 01.6"	0° 00' 00.8"	0.0002 m	0° 00' 14.2"	0° 00' 13.5"	0.0004 m	

Priloga F: Geodetski načrt



CERTIFIKAT GEODETSKEGA NAČRTA

1. Naročnik geodetskega načrta: **UL FGG, Jamova 2, LJUBLJANA**

2. Odgovorni geodet: **ŠILEC IGNAC**

potrjujem,

da je geodetski načrt **DIPLOMSKO DELO** izdelan skladno s predpisi in z namenom uporabe, opredeljenim v 3. točki tega certifikata.

3. Namen uporabe geodetskega načrta:

- **geodetski načrt novega stanja zemljišča**

Geodetski načrt se lahko uporabi samo za namen, za katerega je bil izdelan!

4. Podatki o vsebini geodetskega načrta:

Podatki	Vir podatkov	Institucija	Datum	Natančnost
<i>Geodetske točke</i>	<i>Baza geodetskih točk</i>	<i>Geodetska uprava Republike Slovenije</i>	<i>07/2010</i>	<i>±0.06m</i>
<i>Topografija</i>	<i>Terenska izmera (naročnik)</i>	<i>Mejaš d.o.o.</i>	<i>16.07.2010</i>	<i>±0.06m</i>
<i>Zemljiške parcele</i>	<i>Digitalni katastrski načrt</i>	<i>Geodetska uprava Republike Slovenije</i>	<i>07/2010</i>	<i>±0.20m</i>
Objekti gospodarske javne infrastrukture:				
<i>Vodovod</i>	<i>Terenska izmera (naročnik)</i>	<i>Mejaš d.o.o.</i>	<i>16.07.2010</i>	<i>±0.06m ±0.10m</i>
<i>Elektrika</i>	<i>Terenska izmera (naročnik)</i>	<i>Mejaš d.o.o.</i>	<i>16.07.2010</i>	<i>±0.06m ±0.10m</i>
<i>PTT, telefon</i>	<i>Terenska izmera (naročnik)</i>	<i>Mejaš d.o.o.</i>	<i>16.07.2010</i>	<i>±0.06m ±0.10m</i>
<i>Kanalizacija</i>	<i>Terenska izmera (naročnik)</i>	<i>Mejaš d.o.o.</i>	<i>16.07.2010</i>	<i>±0.06m ±0.10m</i>

5. Pogoji za uporabo geodetskega načrta:

- V primeru, da se zaradi slabe lokacijske natančnosti parcelnih mej s predvideno gradnjo lahko poseže v sosednja zemljišča, oziroma ni možno zagotoviti predpisanih zahtev o odmiku objektov od sosednjih zemljišč, je meje zemljiških parcel potrebno urediti skladno s predpisi, ki urejajo evidentiranje nepremičnin in jih ponovno prikazati v geodetskem načrtu.
- Geodetski načrt je izdelan v državnem koordinatnem sistemu (GK) za območje parcel **303/15, 303/18** v katastrski občini **Podčetrtek**.
- Geodetsko osnovo določajo geodetske točke:

Točka	Y(m)	X(m)	H(m)
3001	547348.6287	112481.9936	201.4616
3002	547303.8642	112422.2354	201.3585
3003	547251.5594	112464.7339	201.5610
3005	547308.0624	112586.7841	202.1218

- Višinsko izhodišče geodetskega načrta je ortometrična višina točke **3001**.

Šmarje pri Jelšah, 13.08.2010

.....
(podpis odgovornega geodeta)

.....
(podpis odgovorne osebe)