

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Golob, T., 2015. Vzpostavitev geodetske mreže za spremljanje stabilnosti melišča na Potoški planini. Magistrsko delo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Koler, B., somentor Urbančič, T.): 50 str.

Datum arhiviranja: 24-11-2015

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Golob, T., 2015. Vzpostavitev geodetske mreže za spremljanje stabilnosti melišča na Potoški planini. Master Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Koler, B., co-supervisor Urbančič, T.): 50 pp.

Archiving Date: 24-11-2015

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

**MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM DRUGE STOPNJE
GEODEZIJA IN
GEOINFORMATIKA**

Kandidatka:

TINA GOLOB

**VZPOSTAVITEV GEODETSKE MREŽE ZA
SPREMLJANJE STABILNOSTI MELIŠČA NA POTOŠKI
PLANINI**

Magistrsko delo št.: 8/II.GIG

**THE ESTABLISHMENT OF GEODETIC NETWORK
FOR MONITORING OF THE MAIN SCARP OF THE
POTOŠKA PLANINA LANDSLIDE**

Graduation – Master Thesis No.: 8/II.GIG

Mentor:

doc. dr. Božo Koler

Somentor:

asist. Tilen Urbančič

Ljubljana, 12. 11. 2015

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisana **TINA GOLOB** izjavljam, da sem avtorica magistrskega dela z naslovom:
**»VZPOSTAVITEV GEODETSKE MREŽE ZA SPREMLJANJE STABILNOSTI MELIŠČA
NA POTOŠKI PLANINI«.**

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 6. 11. 2015

Tina Golob

BIBLIOGRAFSKA – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	528.4:528.02:528.06(043.3)
Avtor:	Tina Golob
Mentor:	doc. dr. Božo Koler
Somentor:	asist. Tilen Urbančič
Naslov:	Vzpostavitev geodetske mreže za spremljanje stabilnosti melišča na Potoški planini
Tip dokumenta:	Magistrsko delo – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	50 str., 20 pregl., 15 sl., 6 pril.
Ključne besede:	geodetska mreža, horizontalna izmera, višinska izmera, izravnava, kontrola stabilnosti, horizontalni premiki, vertikalni premiki

Izvleček

Na območju melišča na Potoški planini je drsenje drobirskega materiala stalni proces. Po analizah in ocenah geologov to vpliva na količine drobirskega materiala v rečni strugi pod lijakom na vznožju melišča. Za večletno spremljanje oblike površja melišča ter ocenjevanje količin materiala je bila za potrebe zagotavljanja enotnega geodetskega datuma vzpostavljena geodetska mreža. Ta naj bi v različnih terminskih izmerah služila za določitev koordinat oslonilnih in kontrolnih točk pri izmerah s sodobnimi tehnologijami množičnega zajema prostorskih podatkov. Naš cilj je bil s prvo izmero zagotoviti koordinatno osnovo na melišču, z drugo pa ugotoviti, ali je mreža stabilna in primerna za uporabo v naslednjih terminskih izmerah. Pridobljena opazovanja klasične izmere smo ustrezno obdelali in statistično analizirali. Z ločenima izravnava opazovanj smo dobili horizontalne in višinske koordinate točk geodetske mreže. Premike točk geodetske mreže smo določili s primerjavo velikosti premikov ter tri kratne vrednosti natančnosti določitve teh premikov. Ugotovili smo, da so se točke na spodnjem delu melišča povprečno premaknile za 5,4 cm v horizontalnem smislu in 2,2 cm v višinskem smislu. V zaključku so podani komentarji rezultatov in ocena primernosti uporabe geodetske mreže v prihodnje.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 528.4:528.02:528.06(043.3)
Author: Tina Golob
Supervisor: Assist. Prof. Božo Koler, Ph.D
Co-advisor: Assist. Tilen Urbančič
Title: The establishment of geodetic network for monitoring of the main scarp of the Potoška planina landslide
Document type: Graduation thesis - University studies
Notes: 50 p., 20 tab., 15 fig., 6 ann.
Key words: geodetic network, horizontal measurement, height measurement, adjustment, stability control, horizontal movements, vertical movements

Abstract

The slipping of gravel in the region of Potoška planina scree is a continuous process. According to geologists' analysis and estimates this process has an impact on the amount of gravel material in the river bed under the funnel at the foothills of the mountain scree. For the purpose of monitoring the shape of the scree surface and evaluating the quantity of the material over several years a geodetic network was established. It was meant to ensure a uniform geodetic datum, which would serve in different geodetic terms to establish coordinates for control points and check points, evaluating with modern multi-lading technologies of spatial data. First measurement's goal was to ensure the coordinate base at the scree, the second measurement's goal was to find out if the network is stable and suitable for the use in the future term measurements. The achieved observations of classical measurements have been adequately processed and statistically analysed. With separate adjustments of observations we got horizontal and height coordinates of geodetic network. The movements of points of geodetic network were defined with comparing the size of movements with the three-fold value of the accuracy of defining these movements. It was established that the points in the lower part of the scree moved on average for 5,4 cm horizontally and 2.2 cm in height. The conclusion provides comments on the results and the assessment whether the use of geodetic networks would be appropriate in the future.

ZAHVALA

Zahvaljujem se doc. dr. Koler Božu za mentorstvo in strokovno pomoč pri izdelavi magistrskega dela. Posebna zahvala gre asistentu Urbančič Tilnu za vse nasvete, strokovno pomoč in usmerjanje tekom dela.

Zahvalila bi se svojim staršem, ki so mi omogočili študij in vsem ostalim družinskim članom, ki so me pri tem spodbujali. Klemen, hvala za potrpežljivost.

Hvala prijatelji in sošolci za nepozabna študentska leta.

KAZALO

STRAN ZA POPRAVKE.....	I
IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKA – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA	V
KRATICE	X
1 UVOD	1
1.1 OPIS OBRAVNAVANE TEME.....	1
1.2 NAMEN IN CILJ NALOGE.....	1
2 SPREMLJANJE PLAZOV	3
2.1 NAČINI ZAJEMA PODATKOV NA OBMOČJU PLAZENJA.....	3
2.2 POSTOPEK SPREMLJANJA PLAZENJA	4
3 BLIŽNJESLIKOVNA FOTOGRAMetriJA IN TERESTRIČNO LASERSKO SKENIRANJE	5
4 GEODETSKA MREŽA NA POTOŠKI PLANINI	7
4.1 OPIS MREŽE.....	8
4.2 VRSTA IN NAČIN STABILIZACIJE	9
4.3 MERSKA IN PROGRAMSKA OPREMA.....	10
4.4 UPORABLJENE METODE IZMERE	12
4.4.1 GNSS izmera.....	12
4.4.2 Izmera horizontalne mreže	13
4.4.3 Metode izmere višinske mreže	14
5 IZVEDBA MERITEV	16
5.1 PRVA TERMINSKA IZMERA	16
5.2 DRUGA TERMINSKA IZMERA.....	17
6 OBDELAVA MERITEV – DOLOČITEV KOORDINAT TOČK	19
6.1 IZRAČUN ARITMETIČNIH SREDIN IN OCENA NATANČNOSTI	19
6.2 REDUKCIJA DOLŽIN	29
6.2.1 Pogrešek določitve ničelne točke razdaljemera in reflektorja.....	29

6.2.2	<i>Meteorološki popravki</i>	29
6.2.3	<i>Geometrični popravki</i>	31
6.2.4	<i>Projekcijski popravki - horizontiranje in redukcija na skupni nivo (ničelni nivo)</i>	32
6.3	IZRAVNAVA PO METODI NAJMANJŠIH KVADRATOV	33
6.3.1	<i>Funkcijski model</i>	33
6.3.2	<i>Stohastični model</i>	34
6.3.3	<i>Enačbe popravkov opazovanj</i>	35
6.3.4	<i>Izravnava horizontalne mreže</i>	36
6.3.5	<i>Izravnava višinske mreže</i>	39
6.4	IZBIRA KOORDINATNEGA SISTEMA (GEODETSKI DATUM)	42
7	ANALIZA PREMICOV	43
7.1	IZRAČUN HORIZONTALNIH PREMICOV	43
7.2	IZRAČUN VERTIKALNIH PREMICOV	46
8	ZAKLJUČEK	48
	VIRI	49
	SEZNAM PRILOG	51

KAZALO SLIK

Slika 1: Območje melišča na Potoški planini	3
Slika 2: Brezpilotni letalniki.....	5
Slika 3: Kontrolne in oslonilne točke za TLS in UAV	6
Slika 4: Geodetska mreža na melišču na Potoški planini	9
Slika 5: Stabilizacija točk	10
Slika 6: Instrument Leica TPS 1201+R1000.....	11
Slika 7: Signalizirana točka geodetske mreže	12
Slika 8: Princip merjenja horizontalnih kotov po girusni metodi	14
Slika 9: Trigonometrično višinomerstvo	15
Slika 10: Povezave med točkami v prvi terminski izmeri	17
Slika 11: Povezave med točkami v drugi terminski izmeri	18
Slika 12: Redukcija na dolžino 'kamen-kamen'.....	32
Slika 13: Redukcija na skupni nivo (ničelni nivo).....	33
Slika 14: Horizontalni premiki	45
Slika 15: Vertikalni premiki	47

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Točke mreže in koordinate točk izmerjene z GNSS	8
Preglednica 2: Tehnični podatki odbojnih nalepk Leica	10
Preglednica 3: Podatki o instrumentu.....	11
Preglednica 4: Stojišča in povezave na točke (1. izmera)	16
Preglednica 5: Stojišča in povezave na točke (2. izmera)	18
Preglednica 6: Sredine girusov in ocene natančnosti merjenih horizontalnih smeri stojišča 3000	20
Preglednica 7: Rezultati ocen natančnosti meritev horizontalnih smeri po ISO 17123-3	22
Preglednica 8: Sredine girusov in ocene natančnosti merjenih zenitnih razdalj stojišča 3000	24
Preglednica 9: Rezultati ocen natančnosti meritev zenitnih razdalj po ISO 17123-3	25
Preglednica 10: Sredine girusov in ocene natančnosti merjenih poševnih dolžin stojišča 3000.....	27
Preglednica 11: : Rezultati ocen natančnosti meritev dolžin po ISO 17123-4.....	28
Preglednica 12: Odstopanja med razdaljami posameznih točk med terminskima izmerama.....	37
Preglednica 13: Definitivne vrednosti horizontalnih koordinat točk, natančnosti in elementi elips pogreškov v vpeti mreži prve terminske izmere	38
Preglednica 14: Definitivne vrednosti horizontalnih koordinat točk, natančnosti in elementi elips pogreškov v vpeti mreži druge terminske izmere	39
Preglednica 15: Odstopanja med višinskimi razlikami posameznih točk med terminskima izmerama	40
Preglednica 16: Višine točk in njihove natančnosti - prva izmera	41
Preglednica 17: Višine točk in njihove natančnosti - druga izmera	42
Preglednica 18: Izračun odstopanj koordinat točk med prvo in drugo terminsko izmero.....	44
Preglednica 19: Statistični izračun horizontalne stabilnosti točk	44
Preglednica 20: Statistični izračun vertikalne stabilnosti točk	46

KRATICE

UAV	Brepilotni letalniki (angl. unmaned aerial vehicle)
TLS	Terestrično lasersko skeniranje (angl. terrestrial laser scanning)
GNSS	Globalni navigacijski satelitski sistemi (ang. Global Navigation Satellite Systems)
RTK	Geodetska metoda GNSS izmere v realnem času (ang. Real-Time-Kinematic)
ATR	Avtomatsko viziranje tarče (ang. Automatic target recognition)
GURS	Geodetska uprava Republike Slovenije

1 UVOD

1.1 Opis obravnavane teme

Na območju melišča na Potoški planini so večje količine materiala, ki po domnevah geologov zelo vplivajo na gibanje drobirskega materiala v rečni strugi pod lijakom na vznožju melišča. Po naročilu geologov se je v juniju 2014 začelo stalno spremljanje tega območja. Za potrebe spremljanja topografije melišča s sodobnimi tehnologijami je bilo potrebno vzpostaviti geodetsko mrežo, ki bo zagotovila geodetski datum vsem nadaljnjim izmeram. Ta naj bi služila potrebam spremljanja stabilnosti kontrolnih točk ter za vsakokratno določitev oslonilnih točk za meritve s sodobnimi tehnologijami množičnega zajema prostorskih podatkov. Na melišču nad Potoško planino se za spremljanje količin materiala uporabljata tehnologiji terestričnega laserskega skeniranja - TLS (angl. terrestrial laser scanning) in brezpilotni letalniki z uporabo bližnjelikovne fotogrametrije – UAV (angl. unmaned aerial vehicle). Tehnologiji nam omogočata hiter zajem podatkov in tridimenzionalen prikaz prostora z veliko prostorsko ločljivostjo. Uporabnost tehnologije TLS za spremljanje plazov sta v primerjavi s klasično in GNSS metodo izmere analizirala Barbarella in Fiani (2013). Omenjeni tehnologiji pa sta bili, sicer za spremljanje plazov, uporabljeni že v veliko primerih (Niethammer in sod., 2010; Razak in sod., 2011).

Vzpostavitev in prva izmera geodetke mreže za potrebe spremljanja stabilnosti in sprememb na območju melišča je bila izvedena junija 2014. Naslednja izmera je bila predvidena po letu dni, saj na tovrstnih območjih prihaja do gibanja materiala med letnimi časi zaradi različnih vplivov (sneg, zmrzal...). Junija 2015 je bila tako opravljena ponovna izmera, na podlagi katere smo lahko naredili prvo analizo stabilnosti točk mreže.

V magistrski nalogi je predstavljena geodetska mreža na območju melišča na Potoški planini. Le-ta predstavlja koordinatno izhodišče za georeferenciranje oblakov točk terestričnega laserskega skeniranja in bližnjelikovnega zajema z UAV v različnih terminskih izmerah. V nalogi so bili obravnavani koraki vzpostavitve geodetske mreže, prva terminska izmera v juniju 2014 ter rezultati kontrole stabilnosti s prvo ponovno izmero v juniju 2015. V zaključku smo podali komentarje na dobljene rezultate, ter ocenili primernost uporabe te geodetske mreže v prihodnje.

1.2 Namen in cilj naloge

Glavni namen magistrske naloge je bil izvesti opazovanja v dveh terminskih izmerah in na osnovi rezultatov izravnano analizirati stabilnost in primernost vzpostavljene geodetske mreže za nadaljnje izmere s TLS in UAV. Izmere smo izvedli v predvidenem razmaku enega leta. Na podlagi rezultatov

izravnave smo nato izvedli izračune velikosti in natančnosti premikov točk v mreži ter jih statistično analizirali.

Glavni cilj je bil vzpostavitev geodetske mreže za potrebe enotnega določevanja koordinat oslonilnih in kontrolnih točk na območju melišča s sodobnimi tehnologijami v različnih terminskih izmerah.

Pred začetkom del smo postavili naslednjo delovno hipotezo:

- Vzpostavljena geodetska mreža je stabilna in tako primerna za nadaljnje spremljanje območja melišča s sodobnimi tehnologijami.

Delo je sestavljeno iz osmih poglavij. Po uvodu v drugem poglavju opišemo območje delovišča, v tretjem poglavju predstavimo meritve s sodobnimi tehnologijami množičnega zajema prostorskih podatkov. Sledi opis mreže na Potoški planini, stabilizacija, uporaba merske in programske opreme ter metod izmere. V petem poglavju sta podrobneje opisani terminski izmeri, v šestem pa celotna obdelava meritev z določitvijo definitivnih koordinat točk. V predzadnjem (sedmem) poglavju je predstavljena analiza mreže in statistično preizkušanje stabilnosti le-te. Na koncu naloge je podana ocena primernosti uporabe mreže v naslednjih izmerah.

2 SPREMLJANJE PLAZOV

Geološki zavod Slovenije že nekaj let spremlja količine nanešenega materiala v lijaku pod obravnavanim meliščem (približno 500 m bolj JZ). Zaradi geološke sestave tal in oblike terena predvidevajo, da na količine v lijaku vplivajo količine materiala na melišču (Slika 1). Zaradi želje po spremljanju sprememb količine materiala na območju melišča z metodami daljinskega zaznavanja v nalogi sodelujemo pri izmeri geodetske mreže, ki bo zagotavljala enako geodetsko izhodišče v več terminskih izmerah.



Slika 1: Območje melišča na Potoški planini

2.1 Načini zajema podatkov na območju plazenja

Na območjih plazenja lahko uporabimo več vrst geodetskih metod. Za določitev koordinat manjšega števila točk z veliko natančnostjo izvedemo klasične geodetske meritve (tahimetrične meritve) in GNSS (angl. Global Navigation Satellite System) meritve. Če želimo zagotoviti masoven zajem točk lahko uporabimo geodetske brezkontaktne metode in sicer:

- fotogrametrične metode,
- lasersko skeniranje.

Poleg navedenih geodetskih metod pa v primerih spremljanja plazov lahko izvajamo tudi satelitska snemanja. Pri nas zaenkrat najbolj pogosto uporabljamo klasične geodetske meritve (tahimetrija) in fotogrametrične metode.

Geodetska stroka ima pri spremljanju plazov (monitoringu) dve pomembni nalogi:

- izvedba detajlnega posnetka plazu,
- opazovanje premikov.

Pri posnetku območja pridobimo podatke o lokaciji plazu, obsegu le-tega, prostornini plazovine, smeri premikanja, naklonih, itd.

Geologi vedno bolj izkoriščajo podatke geodetskih izmer ter prednosti prikaza in analiz v geografskih informacijskih sistemih. Tovrstne nove tehnologije omogočajo, da podatke pridobimo hitro in natančno ter nato zagotovijo dodatno prostorsko informacijo, ki omogoča prikaz različnih tipov podatkov. Še vedno pa je njihov prikaz po večini eno ali dvo-dimenzionalen. Sodelovanje geološke in geodetske stroke pa naj bi omogočilo tri-dimenzionalen prikaz obravnavanih območij (npr. območja plazov...) (Balon, 2007).

2.2 Postopek spremljanja plazenja

Na območju spremljanja količin materiala na melišču je za kakovostno geodetsko izmero potreben naslednji postopek:

- rekognosciranje terena,
- stabilizacija geodetskih točk, ki so razporejene tako, da zagotavljajo možnost določitve koordinat oslonilnih in kontrolnih točk pri izmerah s TLS in UAV,
- izvedba meritev,
- obdelava merskih vrednosti,
- analiza rezultatov meritev in
- ponovitev meritev v časovno enakomernih presledkih.

Po ponovitvi opazovanj izvedemo analizo premikov. Število ponovitev je odvisno od tega, kakšno natančnost želimo pridobiti in kolikšna je hitrost gibanja materiala (Balon, 2007). V okviru te magistrske naloge smo meritve izvedli dvakrat v časovnem razmiku enega leta.

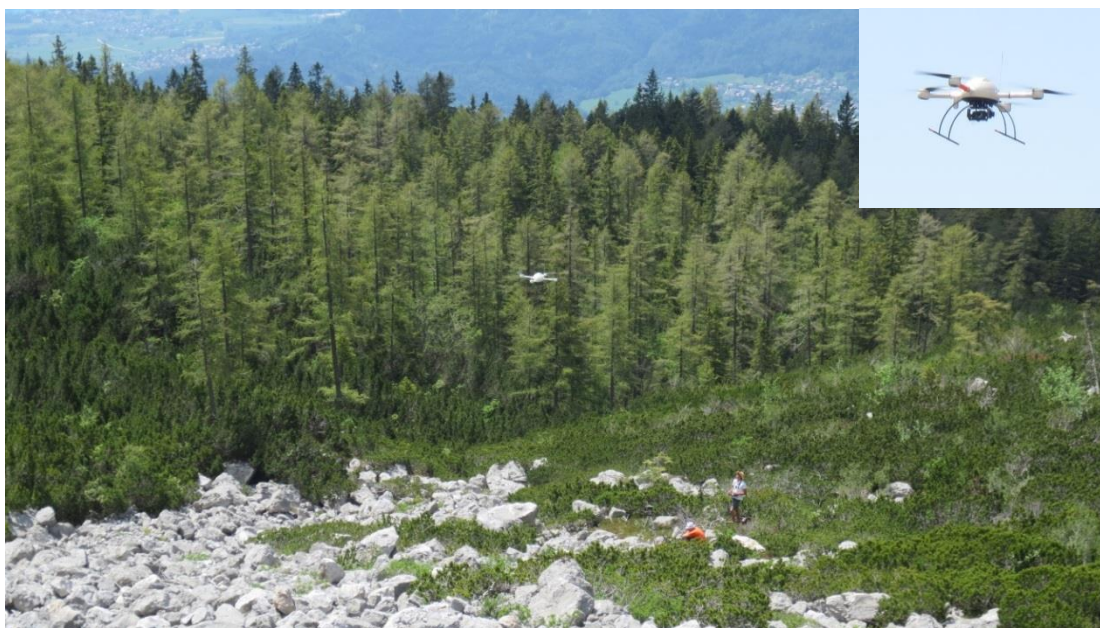
3 BLIŽNJESLIKOVNA FOTOGRAMetriJA IN TERESTRIČNO LASERSKO SKENIRANJE

Eden izmed novih inovativnih načinov za zajem prostorskih podatkov predstavljajo mala brezpilotna zračna plovila oziroma letalniki (angl. UAV – unmanned aerial vehicle) z nameščenim fotoaparatom ali kakšnim drugim senzorjem (Slika 2). Za umestitev končnega izdelka v prostor (georeferenciranje) je potrebno na terenu izmeriti določeno število oslonilnih točk (Dougan in sod., 2014).

Oslonilne točke so točke, ki imajo znane koordinate v zunanjem (državnem) koordinatnem sistemu. Lahko so začasno stabilizirane tarče ali dobro definirane detajlne točke. Običajno jih merimo ločeno s tahimetrom ali GNSS.

Kontrolne točke imajo prav tako znane položaje v zunanjem koordinatnem sistemu. Služijo za kontrolo postopka georeferenciranja. V primerjavi z oslonilnimi točkami, s katerimi izračunamo transformacijske parametre, le-te uporabimo za primerjavo danih koordinat s transformiranimi (Kogoj in sod., 2013).

Oslonilne in kontrolne točke morajo biti optimalno razporejene po območju zajema. Koordinate teh točk lahko določimo s klasičnimi geodetskimi metodami ali z GNSS-metodo izmere oziroma kombinacijo obeh metod. Izmerimo lahko dobro definirane detajlne točke ali pa za signaliziranje uporabimo posebne tarče, ki jih razporedimo po območju snemanja. Koordinate kontrolnih točk služijo za kontrolo kakovosti georeferenciranja in oceno položajne točnosti končnih izdelkov (Dougan in sod., 2014).



Slika 2: Brezpilotni letalniki

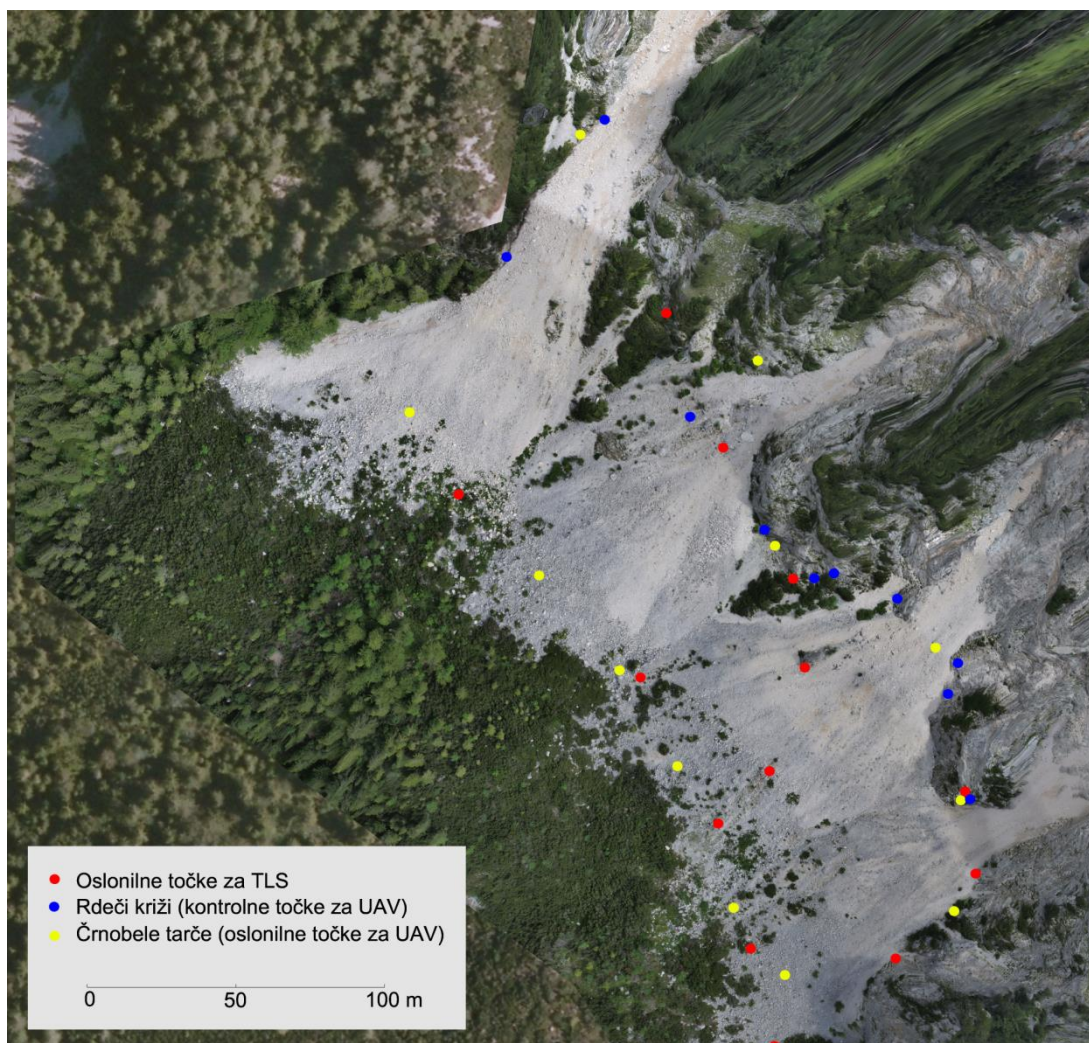
Terestrično lasersko skeniranje (TLS) je brezkontaktna metoda izmere, ki omogoča celovito zajemanje prostorskih podatkov. S 3D laserskim skenerjem lahko v nekaj minutah z veliko natančnostjo in

učinkovitostjo zajamemo milijone 3D točk in pri tem ne izpustimo nobene podrobnosti. Enako kot pri brezpilotnih letalnikih za umestitev v prostor potrebujemo koordinate oslonilnih in kontrolnih točk (Balon, 2007).

Na območju melišča na Potoški planini smo po izravnavi geodetske mreže z uporabo polarne metode izmere za obe metodi zajema zagotovili koordinate oslonilnih in kontrolnih točk. Na Sliki 3 so predstavljene oslonilne in kontrolne točke za izmero s TLS in UAV. Za snemanje z UAV smo uporabili dve vrsti tarč:

- črnobeke tarče, ki so bile za posamezno izmero postavljene na novo ter
- z rdečim sprejem obarvani križi, ki so bili na enakih mestih v obeh terminskih izmerah.

Za skeniranje smo kot oslonilne točke uporabili retroreflektivne nalepke, ki so bile signalizirane s postavitvijo na točke geodetske mreže. Koordinate oslonilnim in kontrolnim točkam smo torej v drugi izmeri določili neodvisno glede na prvo izmero.



Slika 3: Kontrolne in oslonilne točke za TLS in UAV (vir: GURS in Modri planet)

4 GEODETSKA MREŽA NA POTOŠKI PLANINI

Potoška planina, na kateri se nahaja melišče, leži pod Potoškim Stolom v Karavankah. Melišče meri približno deset hektarov. Geodetska mreža je bila vzpostavljena na samem melišču, nekatere točke mreže pa se nahajajo tudi na robovih le-tega. Da kontrolna mreža lahko služi analizi geodetskih deformacijskih meritev, morajo biti izpolnjene naslednje predpostavke (Savšek in sod., 2002):

- optimalna geometrija,
- optimalna natančnost meritev,
- optimalna zanesljivost mreže,
- pravilna izbira testnih količin za kontrolo kvalitete meritev,
- pravilna izbira položajev točk mreže v geološkem smislu in
- korektna stabilizacija.

Geodetska mreža za ugotavljanje premikov oz. stabilnosti geodetski točk je lahko izmerjena z različnimi metodami. Geodetske metode izmere delimo na (Savšek in sod., 2010):

- metode terestrične izmere,
- metode izmere GNSS.

Metode terestrične izmere so:

- metode za določitev horizontalnih premikov (triangulacija, trilateracija, kombinirana metoda),
- metode za določitev vertikalnih premikov (geometrični nivelman, trigonometrično višinomerstvo).

Med metode GNSS pa spadajo:

- statična,
- hitra statična,
- kinematična,
- metoda izmere RTK.

V naši mreži smo uporabili obe vrsti metod. Za določitev horizontalnih premikov smo uporabili kombinirano metodo, za določitev vertikalnih premikov pa trigonometrično višinomerstvo. Pri metodah GNSS izmere pa smo izvedli RTK metodo. Več o metodah izmere obravnavane geodetske mreže bo opisano v podpoglavju Metoda izmere.

Geodetske meritve so vedno obremenjene s slučajnimi pogreški. Lahko pa so prisotni tudi sistematični in grobi pogreški. Le-te je potrebno odstraniti, saj nam lahko podajo napačne rezultate pri preverjanju stabilnosti območja (Vodopivec in Kogoj, 2005).

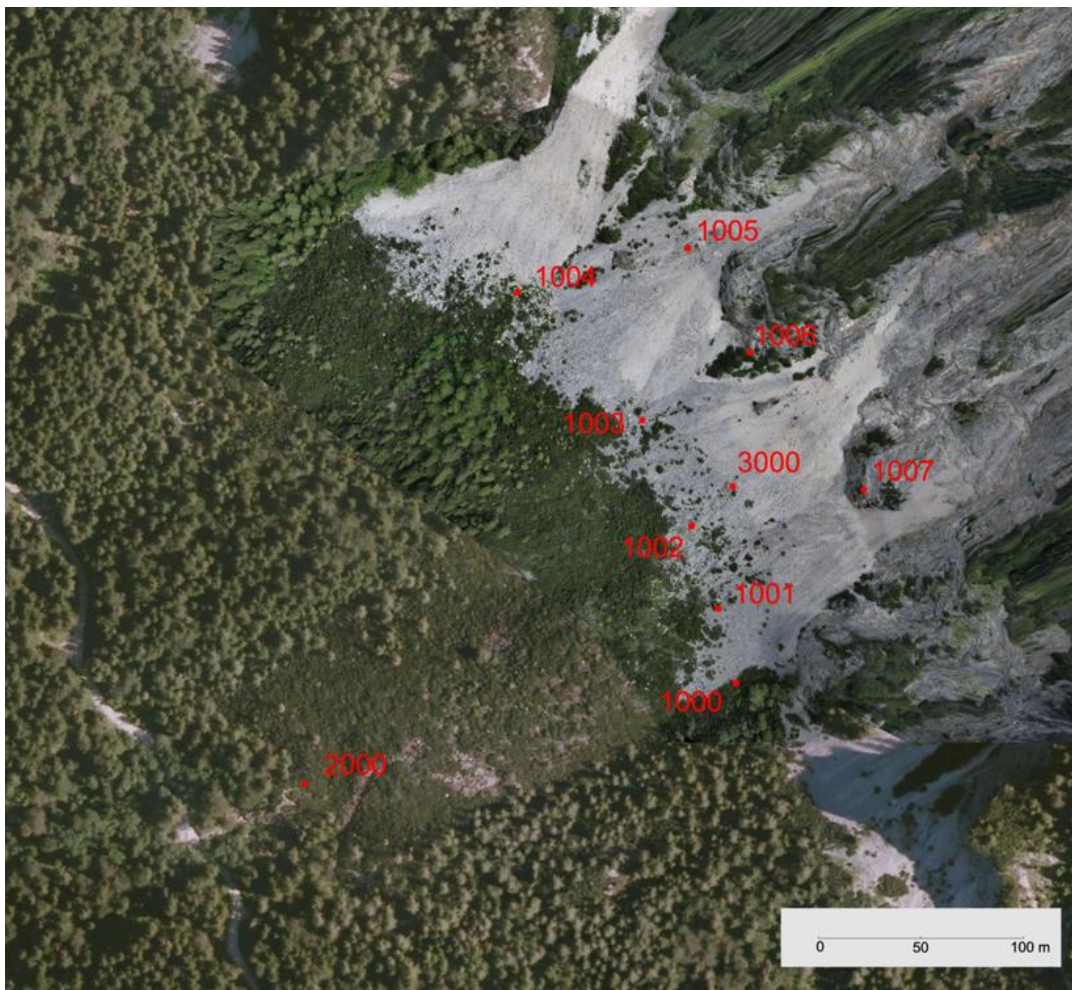
Geodetska mreža za namen spremljanja premikov na območju melišča na Potoški planini je bila umeščena v državni koordinatni sistem, ki so ga materializirale kontrolne in oslonilne točke na melišču.

4.1 Opis mreže

Po terenskem ogledu melišča na Potoški planini je bilo izbranih in stabiliziranih šest točk. Te točke se nahajajo v spodnjem delu melišča in so bile najprej posnete z GNSS-RTK metodo izmere (Preglednica 1). Zaradi boljše geometrije ter pričakovano nestabilnega terena, na katerem so že bile stabilizirane točke, so bile na zgornjem delu v skalah nad meliščem stabilizirane še tri dodatne točke. Geometrijo mreže smo dodatno izboljšali še s postavitvijo točke 3000. Vzpostavljena mreža skupaj vključuje deset točk stabiliziranih na samem melišču in robovih le-tega (Slika 4). Razdalje med točkami znašajo od 31 do 265 metrov, nakloni pa povprečno 18°.

Preglednica 1: Točke mreže in koordinate točk izmerjene z GNSS

<i>Točke mreže posnete z GNSS</i>	<i>y</i> <i>[m]</i>	<i>x</i> <i>[m]</i>	<i>H</i> <i>[m]</i>
2000	433479,537	144280,606	1292,804
1000	433689,570	144329,398	1340,156
1001	433680,718	144365,527	1348,352
1002	433667,944	144405,812	1356,148
1003	433643,805	144457,412	1354,144
1004	433583,044	144519,764	1352,952



Slika 4: Geodetska mreža na melišču na Potoški planini (vir: GURS in Modri planet)

4.2 Vrsta in način stabilizacije

V praksi ugotavljamo in spremljamo tako majhne kot tudi komaj zaznavne premike. Vrsta in način stabilizacije točk geodetske mreže sta odvisna od velikosti pričakovanih premikov, vrste mreže (državna ali lokalna) ter zahtevane natančnosti izmere. Pri ugotavljanju stabilnosti območja oziroma določanju premikov ima pomembno vlogo optimalna stabilizacija geodetskih točk. Poleg ustrezne stabilizacije je potrebna tudi dobra signalizacija točk (Savšek in sod., 2010).

Na območju melišča na Potoški planini so bili uporabljeni različni tipi stabilizacije točk. Vrsta stabilizacije je bila odvisna predvsem od položaja točk v mreži. Geodetske točke, ki so bile izmerjene z GNSS metodo, so bile na terenu stabilizirane z zelenimi klini, katerim je bila dodana plastična označitev (Slika 5).

Retroreflektivne tarče smo s silikonskim lepilom stabilizirali v skale nad meliščem. Le-te so vgravirane tako, da vrnejo čim več svetlobe v isto smer (Cvetko, 2007). Kljub temu, da so meritve z uporabo retroreflektivnih tarč slabše natančnosti, v primeru geodetske mreže, kjer pričakujemo premike velikosti nekaj centimetrov, zagotavljajo dovolj kakovosten odboj. Tarče so

dimenzij 40 mm x 40 mm (Slika 5 in Preglednica 2). Točka 3000, ki je bila izbrana naknadno pa je stabilizirana z lesenim količkom in žebličkom.



Slika 5: Stabilizacija točk

Preglednica 2: Tehnični podatki odbojnih nalepk Leica (Cvetko, 2007)

Velikost nalepke [mm]	Adicijska konstanta [mm]	Vpadni kot [°]	σ_d [mm]	Domet [m]
40	+34,4	± 42	± 0.5	20 – 120

4.3 Merska in programska oprema

Pri izmeri geodetske mreže in detajlnih točk na območju melišča na Potoški planini smo uporabili instrument Leica TPS 1201+R1000 (Slika 6 in Preglednica 3). Instrument omogoča visoko natančnost merjenja kotov in dolžin. Pri merjenju razdalj lahko merimo tudi na retroreflektivne tarče. Poleg tega nam instrument omogoča tudi avtomatsko viziranje tarče (ATR), kar smo izkoristili pri merjenju točk, signaliziranih z reflektorji.



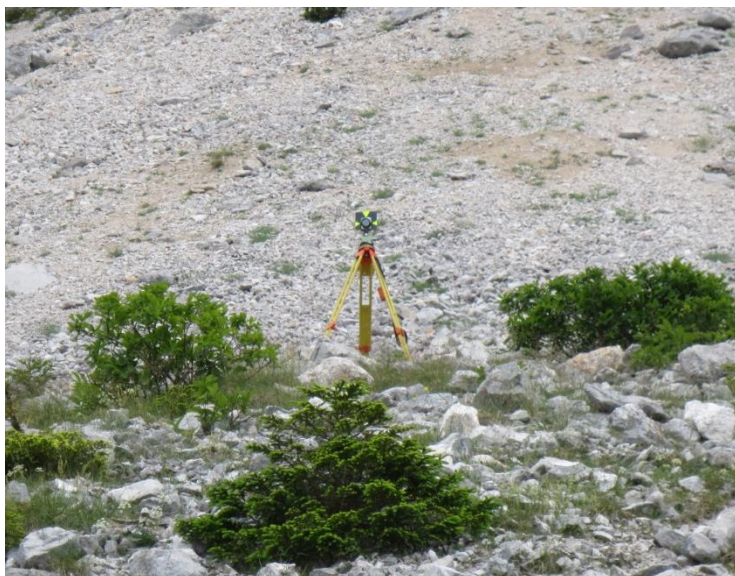
Slika 6: Instrument Leica TPS 1201+R1000

Preglednica 3: Podatki o instrumentu (Leica, 2014)

Natančnost merjenja smeri ($\sigma_{ISO 17123-3}$)	$\pm 1''$ (0,3 mgon)
Natančnost merjenja razdalj z reflektorjem ($\sigma_{ISO 17123-4}$)	$\pm 1 \text{ mm} + 1,5 \text{ ppm}$
Natančnost merjenja razdalj brez reflektorja ($d < 500\text{m}$) ($\sigma_{ISO 17123-4}$)	$\pm 2 \text{ mm} + 2 \text{ ppm}$
Domet	3000 m

Poleg instrumenta smo pri izmeri uporabili tudi naslednje merske pripomočke:

- prizme Leica GPR121 (Slika 7),
- podnožja,
- stative s srčnimi vijaki,
- peclje,
- žepni merski trak,
- termometer,
- barometer.



Slika 7: Signalizirana točka geodetske mreže

Pri obdelavi podatkov smo uporabili programe:

- Excel 2010 (izračun višinskih razlik, odstopanja meritev, natančnosti, tabelarična predstavitev rezultatov...),
- MATLAB R2009b (izračun redukcij dolžin),
- VimWin (izravnava višinske mreže),
- Gem4 (izravnava horizontalne mreže),
- AutoCAD 2013 (izris geodetske mreže, premikov...).

4.4 Uporabljene metode izmere

V obeh terminskih izmerah smo istočasno izvajali meritve za določitev horizontalnih položajev točk in višin. Pred izvedbo meritev s terestričnimi metodami izmere so bile izvedene meritve z GNSS-RTK metodo. Uporabljene metode so opisane v naslednjih podpoglavjih.

4.4.1 GNSS izmera

Stabilizacijo šestih točk (1000, 1001, 1002, 1003, 1004 in 2000; glej Slika 4) ter določitev koordinat teh točk geodetske mreže v državnem koordinatnem sistemu je zagotovilo podjetje Modri planet, ki sicer spremlja premike na melišču z bližnjefotogrametrično metodo z brezpilotnim letalnikom. Za določitev koordinat točk mreže so lahko izbirali med naslednjimi GNSS metodami izmere:

- statična izmera GNSS,
- kinematična izmera GNSS,
- hitra statična izmera GNSS (Fast Static, Rapid Static) in

- RTK (Real-Time-Kinematic) metoda izmere.

V naši mreži so bile meritve izvedene z RTK metodo izmere. Le-ta je v osnovi kinematična metoda, ki potrebuje radijsko povezavo med referenčnim in premičnim sprejemnikom ter ustrezno programsko opremo za obdelavo opazovanj referenčnega in premičnega sprejemnika v času izmere. Prednost RTK metode izmere pred ostalimi metodami je, da med samo izmero pridobimo informacijo o količini in kvaliteti opravljenega terenskega dela (Kuhar in Pavlovčič Prešeren, 2010).

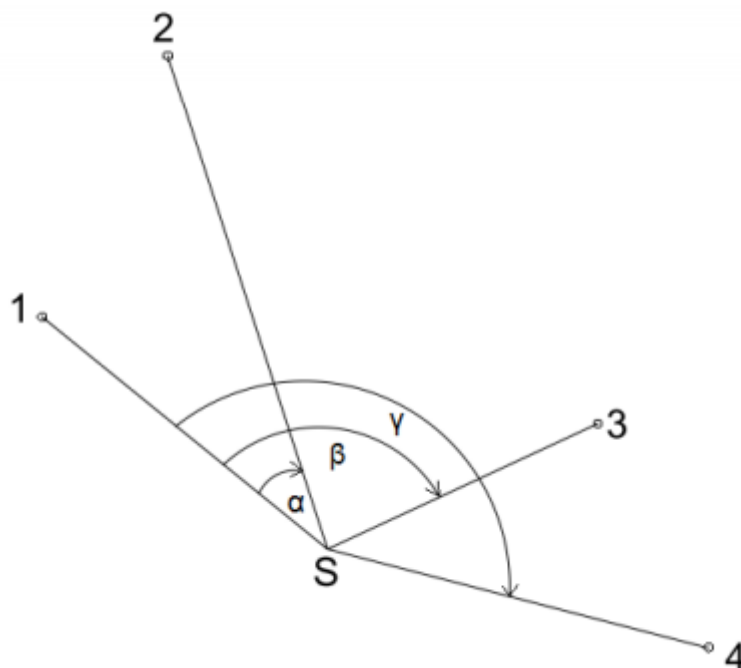
Koordinate točk, izmerjenih z RTK GNSS metodo izmere, so zbrane v Preglednici 1. Metoda izmere je zaradi zahtevane manjše natančnosti dovolj dobra za zagotovitev koordinat točk, ki smo jih pred izravnavo mreže uporabili za izračun približnih koordinat vseh točk v mreži.

4.4.2 Izmera horizontalne mreže

Za določitev horizontalnih položajev točk in spremljanje premikov v horizontalnem smislu smo uporabili kombinirano metodo triangulacije in trilateracije. Kombinirana metoda nam omogoča, da koordinate točk v postopku izravnave določimo na osnovi merjenih horizontalnih smeri in reduciranih dolžin.

4.4.2.1 Girusna metoda merjenja horizontalnih kotov

Poznamo več vrst metod izmere horizontalnih kotov za določitev horizontalnih položajev točkam. To so girusna metoda, Schreiberjeva metoda, metoda zapiranja horizonta, sektorska (Švicarska) metoda ter Francoska metoda. Girusna metoda je najbolj znana metoda merjenja horizontalnih kotov in predstavlja osnovo za druge metode. Za girusno metodo je značilno, da merimo več smeri hkrati v obeh krožnih legah. Naša mreža je bila izmerjena z girusno metodo, kjer je bil postopek sledeč. Pred začetkom merjenja moramo instrument centrirati in horizontirati, signalizirati vizurne točke, nato pa izbrati začetno smer. Začetna smer je točka, ki je dobro vidna, stabilna in primerno oddaljena. Smeri začnemo opazovati v prvi krožni legi. Točke merimo v smeri urinega kazalca do zadnje točke (končne vizure). Nato sledi meritev drugega polgirusa v drugi krožni legi, kjer točke merimo v nasprotni smeri urinega kazalca (Slika 8) (Velikonja, 2012).



Slika 8: Princip merjenja horizontalnih kotov po girusni metodi (Velikonja, 2012)

V naši mreži smo izvedli meritve v štirih girusih, v obeh krožnih legah. Število girusov smo določili tako, da smo zagotovili ustrezno natančnost. Na vsakem stojšču smo določili začetno smer in meritve izvajali po opisanem postopku.

4.4.3 Metode izmere višinske mreže

Trigonometrično višinomerstvo in geometrični nivelman sta dva načina določanja višinskih razlik med točkami. Na Potoški planini smo uporabili metodo trigonometričnega višinomerstva. Razlogi za to so bili težko dostopne točke, velike višinske razlike med točkami ter zahtevana natančnost določitve višin.

Višinsko razliko med točkami smo določili na osnovi enostransko merjene zenitne razdalje in enostransko merjene poševne dolžine (Slika 9). Poleg izmerjenih zenitnih razdalj in poševnih dolžin pa je bilo za določitev višinskih razlik potrebno izmeriti še višino instrumenta in signala.

Enačba za izračun višinske razlike za enostransko merjenje zenitnih razdalj (Kogoj in Savšek-Safić, 2011):

$$\Delta h = S \cdot \cos(z_{T_A}) + \frac{S^2}{2R} (1 - k) \cdot \sin(z_{T_A}) + i_A - l_B, \quad (1)$$

kjer je:

S ... poševna dolžina,

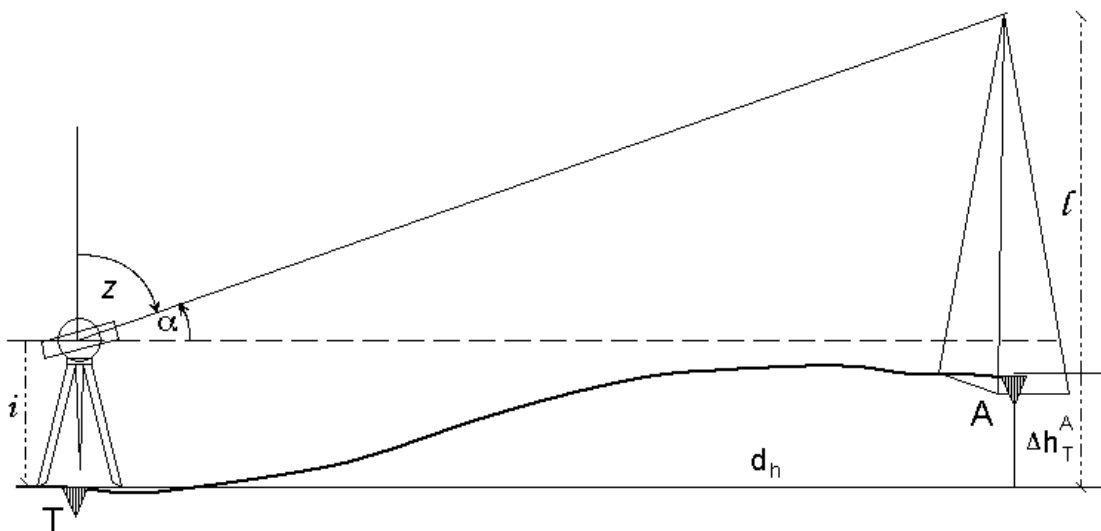
z ... zenitna razdalja,

R ... radij Zemlje ($R = 6371000$ m),

k ... koeficient refrakcije ($k = 0,13$),

i ... višina inštrumenta,

l ... višina signala.



Slika 9: Trigonometrično višinomerstvo (Kogoj in Savšek-Safić, 2011)

5 IZVEDBA MERITEV

Meritve so bile izvedene v dveh ločenih terminskih izmerah:

- 1. terminska izmera: 17. 6. 2014,
- 2. terminska izmera: 18. 6. 2015.

Poleg izmere mreže sta bili v istem dnevu izvedeni tudi terestrično lasersko skeniranje ter zajem z UAV.

5.1 Prva terminska izmera

Pred prvo terminsko izmero je bilo najprej potrebno stabilizirati točke geodetske mreže, ki so jim kasneje z GNSS-RTK metodo določili koordinate. 17. 6. 2014 pa smo opravili prvo izmero s terestričnimi metodami v horizontalnem in vertikalnem smislu. Na začetku je bilo predvidenih devet geodetskih točk. Naknadno smo zaradi izboljšanja povezav z ostalimi točkami izbrali še točko 3000. Na terenu je točka stabilizirana na edinem mestu, kjer so proste vizure do vseh ostalih točk in je bil primeren teren za stabilizacijo točke. Točke in povezave med njimi so prikazane na Sliki 10.

Opazovali smo horizontalne smeri, zenitne razdalje in poševne dolžine. Poleg tega smo na vsakem stojišču izmerili še temperaturo in tlak, ki smo jih uporabili pri obdelavi podatkov. Opazovanja so potekala v štirih girusih v dveh krožnih legah. Stojišča in povezave med točkami so predstavljene v Preglednici 4. Zaradi razgibanosti terena je bilo nekaj točk možno opazovati le iz enega stojišča. Točka 2000 je bila izmerjena le iz stojišča 3000. Žal na obravnavanem območju nismo našli nobenega primernege mesta za postavitve še ene točke v mreži, da bi lahko tudi iz nje videli do točke 2000. Vzrok za to je melišče, kjer je zaradi razgibanega terena slaba vidljivost med točkami. Na severu se sicer nahajajo skale, vendar so težko dostopne in neuporabne za vzpostavitev stojišč. Kot lahko vidimo v Preglednici 4, so bile meritve izvedene tudi na stojišču 1001. Opazovanja pa so bila kasneje izločena, saj smo zaradi zdrsa noge stativa pri obračanju reflektorja morali podnožje s peljem ponovno horizontirati in centrirati. Ker so opazovanja v veliki meri vplivala na geometrijo ter slabšo kakovost koordinat ostalih točk v mreži, smo se odločili, da le-teh opazovanj v postopku izravnave ne upoštevamo. Več o sami obdelavi podatkov pa v naslednjem poglavju.

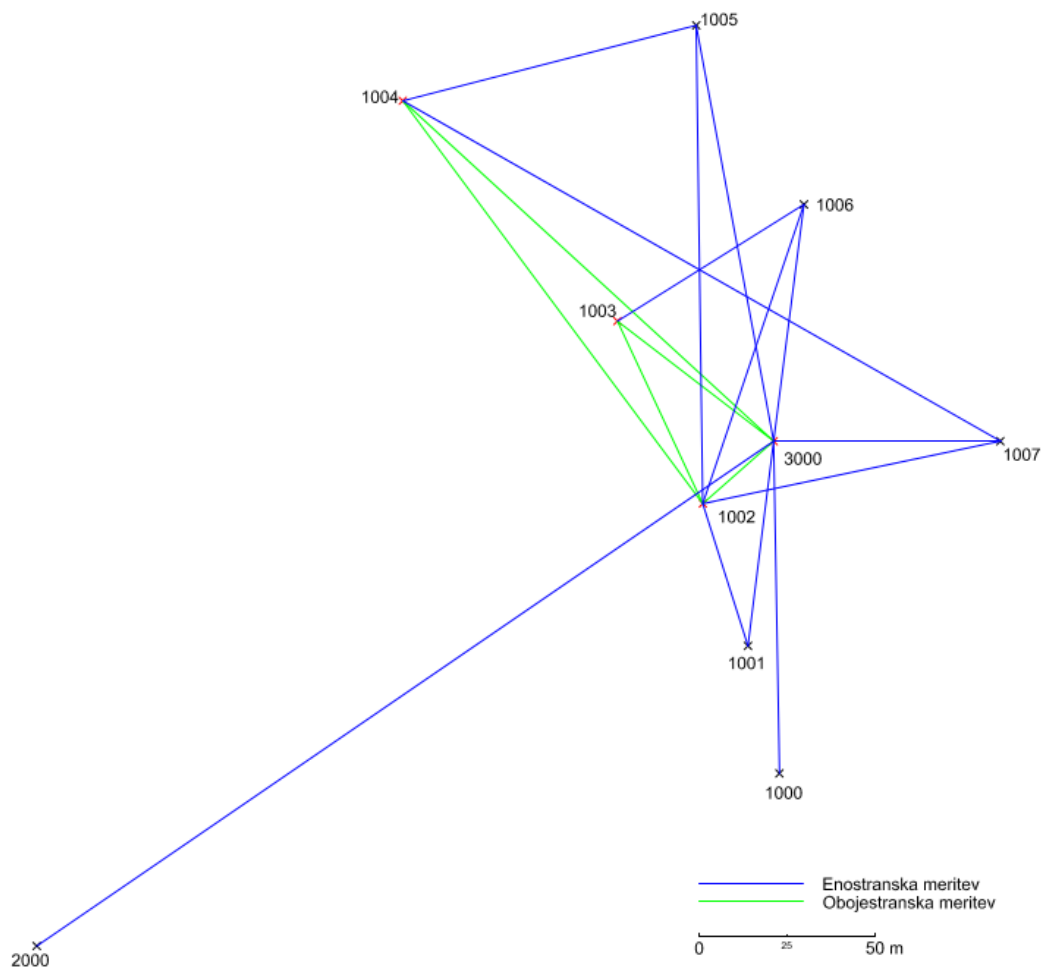
Preglednica 4: Stojišča in povezave na točke (1. izmera)

<i>Stojišče</i>	<i>Točke</i>	<i>Stojišče</i>	<i>Točke</i>	<i>Stojišče</i>	<i>Točke</i>	<i>Stojišče</i>	<i>Točke</i>	<i>Stojišče</i>	<i>Točke</i>
3000	2000	1002	3000	1003	3000	1004	1005	1001	1002
	1003		1007		1002		1007		3000
	1004		1004		1006		3000		1006

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 4:

1005	1003	1007	1002	1007
1006	1005			1005
1007	1006			
1000				
1001				
1002				



Slika 10: Povezave med točkami v prvi terminski izmeri

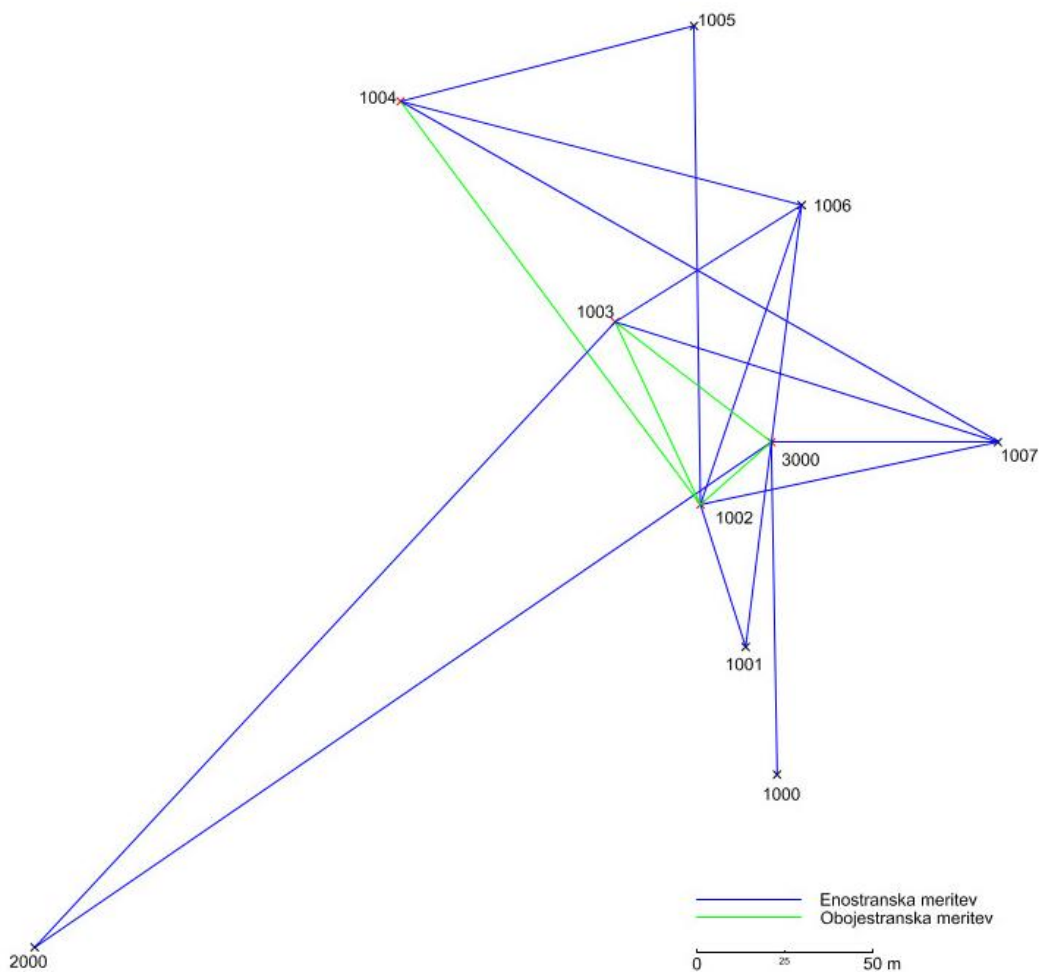
5.2 Druga terminska izmera

Po enem letu je sledila še druga terminska izmera. Ob prihodu na teren smo pregledali točke mreže in ugotovili, da točke niso uničene in da je njihova stabilizacija še vedno ustrezna, zato je sledila ponovna izmera. Meritve smo izvajali podobno kot v prvi terminski izmeri: opazovali smo horizontalne smeri, zenitne razdalje ter poševne dolžine in merili temperaturo ter tlak. Meritve so bile izvedene v štirih girisih v dveh krožnih legah. Opazovanja smo tokrat izvedli le na štirih stojiščih, na katerih smo nato lahko naredili primerjave med izmerama. Povezave so predstavljene v Preglednici 5.

Zaradi sprememb na melišču, ki so se zgodile v enem letu (nanešeno kamenje iz zgornjega dela melišča proti spodnjemu ali zaraščenost v spodnjem delu melišča), nekaterih točk ni bilo mogoče opazovati iz enakih stojišč kot v prejšnjem letu. V primerjavi s takratnimi meritvami smo s stojišča 3000 opazovali dve točki manj. S stojišča 1003 pa smo tokrat imeli prosto vizuro do točke pod meliščem (2000). Na Sliki 11 so izrisana opazovanja med točkami mreže.

Preglednica 5: Stojišča in povezave na točke (2. izmera)

<i>Stojišče</i>	<i>Točke</i>	<i>Stojišče</i>	<i>Točke</i>	<i>Stojišče</i>	<i>Točke</i>	<i>Stojišče</i>	<i>Točke</i>
3000	2000	1002	1001	1003	1006	1004	1005
	1003		1004		1007		1006
	1006		1003		3000		1007
	1007		3000		1002		1002
	1000		1005		2000		
	1001		1006				
	1002		1007				



Slika 11: Povezave med točkami v drugi terminski izmeri

6 OBDELAVA MERITEV – DOLOČITEV KOORDINAT TOČK

Po izvedenih meritvah dobimo merske vrednosti, ki jih je potrebno ustrezno obdelati. Direktne prenešene vrednosti iz instrumenta je potrebno najprej obdelati in podatke spraviti v ustrezno obliko za nadaljno izravnavo. Izločiti je potrebno grobe pogreške, nepopolne giruse ter upoštevati sistematične vplive. V opazovanjih se lahko pojavijo tudi slučajni vplivi, ki pa se jih iz opazovanj ne da izločiti (Ajdočnik, 2013).

Pri meritvah tako prve kot tudi druge terminske izmere je bilo nekaj opazovanj potrebno izločiti. Iz prve izmere smo ugotovili, da je prišlo do grobega pogreška na stojišču 1000, zato so bila celotna opazovanja iz le-tega izločena. Pri drugi izmeri pa je prišlo do nekaj grobih pogreškov, ki smo jih ugotovili v kontroli pred izravnavo. Po ureditvi opazovanj je sledila nadaljnja obdelava podatkov. Celoten postopek je opisan v naslednjih podpoglavjih.

6.1 Izračun aritmetičnih sredin in ocena natančnosti

Ker so bile meritve izvedene v več girusih, je bilo za uporabo horizontalnih smeri, zenitnih razdalj in dolžin v izravnavi potrebno izračunati sredine le-teh. Sredine oz. aritmetične sredine so izračunane za vsako vrsto opazovanj posebej.

Pri obdelavi podatkov je bilo potrebno izračunati srednjo vrednost med prvo in drugo krožno lego. Ker so bile meritve enake natančnosti, smo izračunali aritmetično sredino med posameznimi girusi, nato pa še oceno natančnosti posameznih meritev. Postopek izračuna ocen natančnosti po ISO 17123-3 za smeri in ISO 17123-4 za dolžine je opisan v nadaljevanju.

a) Izračun sredin girusov merjenih horizontalnih smeri in ocena natančnosti

Opazovane horizontalne smeri je potrebno obdelati za vsako serijo posebej. Srednje vrednosti opazovanih horizontalnih smeri v obeh krožnih legah izračunamo po enačbi:

$$\alpha_{j,k} = \frac{\alpha_{j,k I} + (\alpha_{j,k II} + 180^\circ)}{2}, \quad (2)$$

kjer je:

α_I ...meritev v prvi krožni legi,

α_{II} ... meritev v drugi krožni legi,

$j = 1, \dots, n$... število girusov,

$k = 1, \dots, m$... število smeri.

Opazovane horizontalne smeri reduciramo na začetno smer (prvo opazovano smer):

$$\alpha'_{j,k} = \alpha_{j,k} - \alpha_{j,l} \quad (3)$$

Nato izračunamo aritmetično sredino opazovanih horizontalnih smeri med posameznimi girusi:

$$\bar{\alpha} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} \quad (4)$$

Sledi izračun razlike aritmetične sredine in reducirane horizontalne smeri:

$$d_{j,k} = \bar{\alpha}_k - \alpha'_{j,k} \quad (5)$$

Izračun aritmetične sredine predhodno izračunanih razlik za posamezni girus:

$$\bar{d}_j = \frac{\sum_{k=1}^m d_{j,k}}{m} \quad (6)$$

Popravki za posamezni girus:

$$r_{j,k} = d_{j,k} - \bar{d}_j \quad (7)$$

Enačba za izračun vsote kvadratov popravkov za vsako stojišče:

$$\sum r^2 = \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^m r_{j,k}^2 \quad (8)$$

Število prostostnih stopenj, ki je odvisno od števila girusov in smeri izračunamo po enačbi:

$$v = (n-1)(m-1) \quad (9)$$

Empirični standardni odklon σ_n smeri $\alpha'_{j,k}$, ki je bila merjena v enem girusu v obeh krožnih legah:

$$\sigma_n = \sqrt{\frac{\sum r^2}{v}} \quad (10)$$

Empirični standardni odklon merjenih horizontalnih smeri v n girusih:

$$\sigma_{n \text{ girusov}} = \frac{\sigma_n}{\sqrt{n}} \quad (11)$$

Preglednica 6: Sredine girusov in ocene natančnosti merjenih horizontalnih smeri stojišča 3000

Stojišče 3000	Točka	$\alpha_{j,k I} / \alpha_{j,k II}$ [°'"]	$\alpha'_{j,k}$ [°'"]	$\bar{\alpha}$ [°'"]	$d_{j,k}$ ["]	$r_{j,k}$ ["]	\bar{d}_j ["]
1. girus I. krožna lega	2000	235°09'35,2"	0°00'00,0"	0°00'00,0"	0,0	-2,7	-2,7
	1003	306°13'08,0"	71°03'34,0"	71°03'31"	-3,0	0,2	
	1006	7°15'50,0"	132°06'47,2"	132°06'44,6"	-2,4	-0,3	
	1007	91°06'05,9"	215°57'05,4"	215°57'01,8"	-3,5	0,8	
	1000	178°52'34,4"	303°42'54,7"	303°42'50,4"	-4,6	1,9	
	1001	186°49'33,2"	311°39'52,2"	311°39'48,6"	-3,4	0,7	
	1002	226°15'33,3"	351°05'46,3"	351°05'43,8"	-2,3	-0,5	

...se nadaljuje

...nadaljevanje Preglednice 6:

<i>Stojišče 3000</i>	<i>Točka</i>	$\alpha_{j,k I} / \alpha_{j,k II}$ [° ' '']	$\alpha'_{j,k}$ [° ' '']	$\bar{\alpha}$ [° ' '']	$d_{j,k}$ [']	$r_{j,k}$ [']	\bar{d}_j [']
II. krožna lega	1002	226°14'42,2"					
	1001	186°48'54,1"					
	1000	178°51'58,5"					
	1007	91°06'47,9"					
	1006	7°16'27,4"					
	1003	306°12'43,2"					
	2000	235°09'08,0"					
2. girus I. krožna lega	2000	235°09'41,4"	0°00'00,0"		0,0	-0,3	-0,3
	1003	306°13'08,7"	71°03'30,6"		0,5	-0,8	
	1006	7°15'53,8"	132°06'45,7"		-1,1	0,8	
	1007	91°06'05,4"	215°57'03,2"		-1,5	1,2	
	1000	178°52'31,7"	303°42'50,7"		-0,5	0,2	
	1001	186°49'32,4"	311°39'48,6"		0,1	-0,4	
	1002	226°15'32,6"	351°05'43,4"		0,4	-0,7	
II. krožna lega	1002	226°14'43,6"					
	1001	186°48'53,8"					
	1000	178°51'58,9"					
	1007	91°06'50,4"					
	1006	7°16'27"					
	1003	306°12'41,6"					
	2000	235°09'07,8"					
3. girus I. krožna lega	2000	235°09'44,2"	0°00'00,0"		0,0	1,4	1,4
	1003	306°13'14,4"	71°03'30,2"		0,8	0,6	
	1006	7°15'56,6"	132°06'42,1"		2,5	-1,1	
	1007	91°06'04,1"	215°56'59,2"		2,5	-1,0	
	1000	178°52'32,5"	303°42'47,1"		3,0	-1,6	
	1001	186°49'34,1"	311°39'47,1"		1,4	0,0	
	1002	226°15'35,9"	351°05'44,2"		-0,2	1,6	
II. krožna lega	1002	226°14'45,4"					
	1001	186°48'53,5"					
	1000	178°51'55,0"					
	1007	91°06'47,7"					
	1006	7°16'20,9"					
	1003	306°12'39,1"					
	2000	235°09'08,9"					

...se nadaljuje

...nadaljevanje Preglednice 6:

<i>Stojišče 3000</i>	<i>Točka</i>	$\alpha_{j,k I} / \alpha_{j,k II}$ [° ' '']	$\alpha'_{j,k}$ [° ' '']	$\bar{\alpha}$ [° ' '']	$d_{j,k}$ ['']	$r_{j,k}$ ['']	\bar{d}_j ['']	
4. girus I. krožna lega	2000	235°09'39,5"	0°00'00,0"		0,0	1,6	1,6	
	1003	306°13'07,8"	71°03'29,4"		1,6	0,0		
	1006	7°15'53,1"	132°06'43,9"		1,0	0,6		
	1007	91°05'59,4"	215°56'59,2"		2,6	-1,0		
	1000	178°52'28,4"	303°42'48,2"		2,0	-0,4		
	1001	186°49'28,7"	311°39'46,8"		1,9	-0,3		
	1002	226°15'29,9"	351°05'42,0"		2,1	-0,5		
II. krožna lega	1002	226°14'36,3"						
	1001	186°48'47,3"						
	1000	178°51'50,5"						
	1007	91°06'41,6"						
	1006	7°16'16,9"						
	1003	306°12'33,5"						
	2000	235°09'03"						
				$\sum r^2$ ['']	30,1			
				σ_n ['']	1,3			
				σ_n girusov ['']	0,6			

V Preglednici 6 so prikazani rezultati aritmetičnih sredin in ocen natančnosti za horizontalne smeri stojišča 3000 v drugi terminski izmeri, v Preglednici 7 pa so podane ocene natančnosti vseh stojišč obeh izmer. Horizontalne smeri v obeh izmerah so bile izmerjene s podobno natančnostjo, kot je deklarirana vrednost s strani proizvajalca instrumenta ($\sigma_{H_z, ISO 17123-3} = 1''$). Povprečna natančnost merjenja horizontalnih smeri je za prvo izmero 1,0" ter za drugo 0,9".

Preglednica 7: Rezultati ocen natančnosti meritev horizontalnih smeri po ISO 17123-3

	<i>1.izmera</i>	<i>2. izmera</i>
<i>Stojišče</i>	$\sigma_{H_z, ISO 17123-3}$ ['']	
3000	0,5	1,3
1002	0,8	0,6
1003	1,3	0,6
1004	1,3	1,1

a) Izračun sredin merjenih zenitnih razdalj in ocena natančnosti

Podobno kot za horizontalne smeri smo tudi za zenitne razdalje izračunali aritmetične sredine in ocenili natančnost opazovanj le-teh.

Enačba za izračun srednje vrednosti med prvo in drugo krožno lego zenitnih razdalj:

$$z_{j,k} = \frac{z_{j,kI} + (z_{j,kII} + 180^\circ)}{2}, \quad (12)$$

kjer je:

z_I ...meritev v prvi krožni legi,

z_{II} ... meritev v drugi krožni legi,

$j = I, \dots, n$... število girusov,

$k = I, \dots, m$... število merjenih zenitnih razdalj.

Aritmetična sredina opazovanih zenitnih razdalj med posameznimi girusi:

$$\bar{z} = \frac{z_1 + z_2 + z_3 + z_4}{4}, \quad (13)$$

z_1, z_2, z_3, z_4 ...srednje vrednosti zenitne razdalje v posameznem girusu (seriji),

\bar{z} ... vrednost aritmetične sredine zenitne razdalje.

Tudi za zenitne razdalje smo oceno natančnosti izračunali po standardu ISO 17123-3. Najprej izračunamo popravke za posamezni girus:

$$r_{j,k} = z'_{j,k} - \bar{z}_j. \quad (14)$$

Nato izračunamo vsoto popravkov za vsako stojišče:

$$\sum r^2 = \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^m r_{j,k}^2. \quad (15)$$

Število prostostnih stopenj je odvisno od števila girusov in smeri:

$$v = (n-1)(m-1). \quad (16)$$

Empirični standardni odklon σ_n smeri $z'_{j,k}$, ki je bila merjena v enem girusu v obeh krožnih legah:

$$\sigma_n = \sqrt{\frac{\sum r^2}{v}}. \quad (17)$$

Empirični standardni odklon merjenih zenitnih razdalj v n girusih:

$$\sigma_{n \text{ girusov}} = \frac{\sigma_n}{\sqrt{n}}. \quad (18)$$

Preglednica 8: Sredine girusov in ocene natančnosti merjenih zenitnih razdalj stojišča 3000

<i>Stojišče 3000</i>	<i>Točka</i>	$z_{j,k I} / z_{j,k II}$ [° ' '']	\bar{z} [° ' '']	$r_{j,k}$ [''']
1. girus I. krožna lega	2000	107°07'59,1"	107°07'51,4"	1,8
	1003	106°36'13,3 "	106°36'08,3"	1,2
	1006	69°26'45,7"	69°26'46,9"	3,3
	1007	61°41'33,5"	61°41'30,0"	-2,1
	1000	107°43'52,2"	107°43'46,7"	-0,9
	1001	110°24'16,5"	110°24'11,6"	0,9
	1002	117°31'06,7"	117°31'0,03"	-0,4
II. krožna lega	1002	242°29'05,3"		
	1001	249°35'55,0"		
	1000	252°16'16,8"		
	1007	298°18'29,2"		
	1006	290°33'18,6"		
	1003	253°23'59,2"		
	2000	252°52'20,1"		
2. girus I. krožna lega	2000	107°08'00,8"		-1,3
	1003	106°36'14,6"		-0,5
	1006	69°26'52,1"		-0,1
	1007	61°41'34,2"		0,2
	1000	107°43'53,2"		1,9
	1001	110°24'21,7"		-0,6
	1002	117°31'07,8"		0,4
II. krožna lega	1002	242°29'08,0"		
	1001	249°35'57,1"		
	1000	252°16'23,5"		
	1007	298°18'34,6"		
	1006	290°33'18,3"		
	1003	253°23'57,0"		
	2000	252°52'15,6"		
3. girus I. krožna lega	2000	107°07'59,2"		0,7
	1003	106°36'18,4"		-2,8
	1006	69°26'54,2"		-3,5
	1007	61°41'33,3"		-0,9
	1000	107°43'57,4"		-1,5
	1001	110°24'21,5"		-2,8
	1002	117°31'07,2"		0,4

...se nadaljuje

...nadaljevanje Preglednice 8:

<i>Stojišče 3000</i>	<i>Točka</i>	$z_{j,k I} / z_{j,k II}$ [° ' '']	\bar{z} [° ' '']	$r_{j,k}$ ['']
II. krožna lega	1002	242°29'07,3"		
	1001	249°35'52,6"		
	1000	252°16'20,9"		
	1007	298°18'31,5"		
	1006	290°33'13,6"		
	1003	253°23'56,3"		
	2000	252°52'17,9"		
4. girus I. krožna lega	2000	107°08'02,4"		-1,3
	1003	106°36'13,3"		2,0
	1006	69°26'49,2"		0,2
	1007	61°41'31,7"		2,7
	1000	107°43'54,6"		0,5
	1001	110°24'16,1"		2,4
	1002	117°31'08,9"		-0,5
II. krožna lega	1002	242°29'07,3"		
	1001	249°35'57,6"		
	1000	252°16'22,0"		
	1007	298°18'37,1"		
	1006	290°33'15,9"		
	1003	253°24'0,08"		
	2000	252°52'17,1"		
			$\sum r^2$ ['']	78,8
			σ_n ['']	2,1
			σ_n girusov ['']	0,7

V Preglednici 8 so predstavljeni rezultati aritmetičnih sredin in ocene natančnosti zenitnih razdalj enega stojišča. Iz Preglednice 9 pa lahko razberemo, da so ocene natančnosti merjenih zenitnih razdalj vseh stojišč prve in druge terminske izmere nekoliko slabše od deklarirane vrednosti proizvajalca ($\sigma_{V,ISO 17123-3} = 1''$). Povprečna srednja vrednost natančnosti merjenja zenitnih razdalj za prvo izmero je 1,9'', za drugo pa 2,1''.

Preglednica 9: Rezultati ocen natančnosti meritev zenitnih razdalj po ISO 17123-3

	<i>1. izmera</i>	<i>2. izmera</i>
<i>Stojišče</i>	$\sigma_{V,ISO 17123-3}$ ['']	
3000	2,0	2,1
1002	1,5	1,5
1003	1,9	2,7
1004	2,3	2,1

a) Izračun sredin merjenih poševnih dolžin in ocena natančnosti

Za dolžine oceno natančnosti računamo po standardu ISO 17123-4. Enako kot pri horizontalnih smereh in zentinih razdaljah najprej izračunamo srednje vrednosti dolžin v posameznem girusu:

$$x_{j,k} = \frac{x_{j,kI} + x_{j,kII}}{2}, \quad (19)$$

kjer je

x_I ...meritev v prvi krožni legi,

x_{II} ... meritev v drugi krožni legi,

$j = I, \dots, n$... število girusov,

$k = I, \dots, m$... število merjenih dolžin.

Aritmetična sredina opazovanih dolžin med posameznimi girusi:

$$\bar{x} = \frac{x_1 + x_2 + x_3 + x_4}{4}, \quad (20)$$

kjer so:

$x_1 + x_2 + x_3 + x_4$...srednje vrednosti dolžin v posameznem girusu (seriji),

\bar{x} ... vrednost aritmetične sredine dolžin.

Popravki za posamezni girus:

$$r_{j,k} = x'_{j,k} - \bar{x}_j. \quad (21)$$

Vsota popravkov za vsako stojišče:

$$\sum r^2 = \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^m r_{j,k}^2. \quad (22)$$

Empirični standardni odklon σ_n :

$$\sigma_n = \sqrt{\frac{\sum r^2}{v}}. \quad (23)$$

Empirični standardni odklon merjenih dolžin v n girusih:

$$\sigma_{n \text{ girusov}} = \frac{\sigma_n}{\sqrt{n}}. \quad (24)$$

Preglednica 10: Sredine girusov in ocene natančnosti merjenih poševnih dolžin stojišča 3000

Stojišče 3000	Točka	$x_{j,k I} / x_{j,k II}$ [m]	\bar{x} [m]	$r_{j,k}$ [mm]
1. girus I. krožna lega	2000	265,352	265,352	0,1
	1003	57,294	57,294	0,2
	1006	70,644	70,643	-0,2
	1007	72,863	72,863	0,2
	1000	100,254	100,254	0,0
	1001	63,810	63,810	-0,1
	1002	31,208	31,208	0,0
II. krožna lega	1002	31,209		
	1001	63,810		
	1000	100,254		
	1007	72,862		
	1006	70,643		
	1003	57,294		
	2000	265,352		
2. girus I. krožna lega	2000	265,352		-0,3
	1003	57,294		-0,1
	1006	70,644		-0,1
	1007	72,863		-0,2
	1000	100,254		0,0
	1001	63,810		-0,1
	1002	31,209		-0,1
II. krožna lega	1002	31,209		
	1001	63,810		
	1000	100,255		
	1007	72,863		
	1006	70,643		
	1003	57,295		
	2000	265,353		
3. girus I. krožna lega	2000	265,352		0,2
	1003	57,295		0,0
	1006	70,643		0,2
	1007	72,863		0,0
	1000	100,254		0,0
	1001	63,810		0,1
	1002	31,208		0,1

...se nadaljuje

...nadaljevanje Preglednice 10:

<i>Stojišče 3000</i>	<i>Točka</i>	$x_{j,k I} / x_{j,k II}$ [m]	\bar{x} [m]	$r_{j, k}$ [mm]		
II. krožna lega	1002	31,209				
	1001	63,810				
	1000	100,254				
	1007	72,862				
	1006	70,642				
	1003	57,294				
	2000	265,352				
4. girus I. krožna lega	2000	265,352			0,1	
	1003	57,294			0,0	
	1006	70,643			0,0	
	1007	72,863			0,0	
	1000	100,254			0,0	
	1001	63,810			0,1	
	1002	31,208			0,0	
II. krožna lega	1002	31,209				
	1001	63,810				
	1000	100,254				
	1007	72,862				
	1006	70,643				
	1003	57,295				
	2000	265,352				
			$\sum r^2 ['']$	0,4		
			$\sigma_n ['']$	0,2		
			$\sigma_n \text{ girusov ['']}$	0,2		

Enako kot pri horizontalnih smereh in zenitnih razdaljah smo izračun sredin in oceno natančnosti dolžin enega stojišča predstavili v Preglednici 10, natančnosti vseh stojišč v obeh izmerah pa v Preglednici 11. Srednja vrednost merjenih poševnih razdalj za prvo izmero znaša 0,4 mm, za drugo pa 0,3 mm.

Preglednica 11: : Rezultati ocen natančnosti meritev dolžin po ISO 17123-4

	<i>1.izmera</i>	<i>2. izmera</i>
<i>Stojišče</i>	$\sigma_{d,ISO 17123-4} [mm]$	
3000	0,3	0,2
1002	0,4	0,2
1003	0,2	0,2
1004	0,7	0,4

6.2 Redukcija dolžin

Na merjenje dolžin vplivajo številni pogreški. Največkrat so to inštrumentalni pogreški in pogreški okolja. Dolžina, ki jo izmerimo med točkama je večinoma poševna. Zaradi različnih vplivov jo je potrebno reducirati. S postopkom redukcije dolžin popravimo merske vrednosti dolžin. Upoštevani so meteorološki, geometrični in projekcijski popravki. Postopek redukcij dolžin v nadaljevanju je povzet po Kogoj in Savšek-Safić (2011).

6.2.1 Pogrešek določitve ničelne točke razdaljemera in reflektorja

Merjeno dolžino D' popravimo za vpliv pogreška ničelne točke razdaljemera in reflektorja:

$$D_a = D' \cdot k_m + k_a, \quad (25)$$

kjer je:

D' ...merjena dolžina,

k_m ...multiplikacijska konstanta razdaljemera (nastavljeno s kalibracijo na pooblaščenem servisu

$k_m = 1$),

k_a ...adicijska konstanta razdaljemera in prizme (pri poenostavitvah $k_a = 0$).

6.2.2 Meteorološki popravki

Z meteorološkimi popravki izračunamo razlike med izmerjeno vrednostjo in geometrično dolžino poti svetlobnega žarka med razdaljemerom in reflektorjem. Pri izračunu upoštevamo atmosferske pogoje v času merjenj. Med samimi meritvami zato merimo meteorološke parametre (t, p, e). Prvi popravek hitrosti (meteorološki ppm popravek) izračunamo po enačbi:

$$D_I = \frac{n_0}{n_D} D_a. \quad (26)$$

Izmerjena dolžina D_a se nanaša na nominalni (referenčni) lomni količnik (n_0), ki je podan s strani proizvajalca ob nominalnih pogojih merjenja.

$$n_0 = n(\lambda_{\text{Neff}}, t_0, p_0, e_0). \quad (27)$$

Po Enačbi Barrel – Sears izračunamo lomni količnik n_0 za referenčno atmosfero:

$$n_0 = 1 + \frac{n_G - 1}{1 + \alpha \cdot t_0} \cdot \frac{p_0}{1013.25} \cdot \frac{4,1 \cdot 10^{-3}}{1 + \alpha \cdot t_0} \cdot e_0. \quad (28)$$

Izračun grupnega lomnega količnika:

$$(n_G - 1) \cdot 10^6 = A + 3 \cdot \frac{B}{\lambda^2} + 5 \cdot \frac{C}{\lambda^4}. \quad (29)$$

A , B in C so empirično določene konstante, ki veljajo za normalno atmosfero ($t = 0^\circ\text{C}$, $p = 1013,25 \text{ hPa}$, $e = 0 \text{ hPa}$).

λ_{Neff} ... podana valovna dolžina nosilnega valovanja ($0,658 \mu\text{m}$),

$$A = 287,6155,$$

$$B = 1,62887,$$

$$C = 0,01360,$$

$$t_0 = 12^\circ\text{C},$$

$$p_0 = 1013,25 \text{ hPa},$$

$$e_0 = 60\%,$$

p ... zračni tlak [hPa],

t ... temperatura [$^\circ\text{C}$],

e ... delni tlak vodne pare [hPa],

α ... razteznostni koeficient zraka $\alpha = \frac{1}{273,16} [1/^\circ\text{C}]$.

Dejanski lomni količnik n_D pa je določen s pomočjo grupnega lomnega količnika n_G , dejanske temperature t , zračnega tlaka p ter delnega tlaka vodne pare e :

$$n_D = 1 + \frac{n_G - 1}{1 + \alpha \cdot t} \cdot \frac{p}{1013,25} - \frac{4,1 \cdot 10^{-3}}{1 + \alpha \cdot t} \cdot e, \quad (30)$$

$$n_0 = n(\lambda_{Neff}, t, p, e). \quad (31)$$

Pri prvem popravku hitrosti je uporabljen dejanski lomni količnik, ki predstavlja srednjo vrednost lomnih količnikov. Le-ti so izračunani iz meteoroloških parametrov na začetni in končni točki merjene dolžine. Pri tem predpostavimo, da se vrednost dejanskega lomnega količnika spreminja linearno. Sprememba lomnega količnika pa zaradi spremembe višine vizure nad fizično površino Zemlje ni linearna, zato je potrebno izračunati drugi popravek hitrosti.

Drugi popravek hitrosti je zelo majhen popravek za naše dolžine, zato bi ga lahko zanemarili, a smo ga vseeno upoštevali. Njegov vpliv je pametno uporabljati pri daljših dolžinah ($> 65 \text{ km}$).

Drugi popravek hitrosti izračunamo po enačbi:

$$D_2 = D - \left(k - k^2\right) \frac{D_a^3}{12 R^2}, \quad (32)$$

kjer je:

R ... polmer Zemlje ($R = 6378 \text{ km}$),

k ... koeficient refrakcije ($k = 0,13$).

6.2.3 Geometrični popravki

6.2.3.1 Popravek zaradi ukrivljenosti merskega žarka

Popravek zaradi ukrivljenosti merskega žarka je posledica različnih gostot zračnih mas, zato moramo tu določiti razliko med refrakcijsko krivuljo in pripadajočo tetivo. Redukcija poteka po spodnji enačbi:

$$S_r = D_2 - k^2 \frac{D^3}{24 R^2}, \quad (33)$$

D_2 ... merjena dolžina, popravljena za instrumentalne popravke ter prvi in drugi popravek hitrosti [m].

6.2.3.2 Redukcija zaradi vertikalne ekscentritete – redukcija na nivo točk (kamen – kamen)

Sledi redukcija zaradi vertikalne ekscentritete – redukcija na nivo točk (kamen – kamen) (Slika 12). Le-ta lahko poteka po dveh postopkih, odvisno od danih oziroma merjenih vrednosti. V našem primeru smo imeli merjene zenitne razdalje med točkama, zato je bil izračun sledeč:

$$S_p = S_r - (l - i) \cos z_r + \frac{|(i - l) \sin z_r|^2}{2S_r}, \quad (34)$$

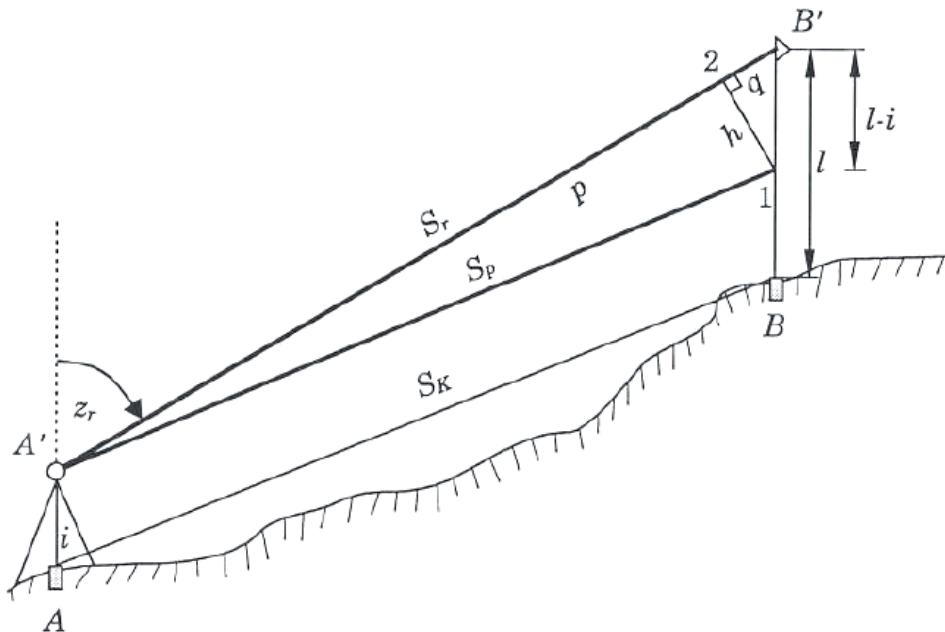
$$z_r = z' + \frac{S_r}{2R} k, \quad (35)$$

kjer je:

z' ... merjena zenitna razdalja.

Redukcija na dolžino "kamen-kamen":

$$S_k = S_p - \frac{i \cdot S_p}{R}. \quad (36)$$



Slika 12: Redukcija na dolžino 'kamen-kamen' (Kogoj in Savšek-Safić, 2011)

6.2.4 Projekcijski popravki - horizontiranje in redukcija na skupni nivo (ničelni nivo)

Ti popravki pomenijo prehod s prostorske poševne dolžine na nivoju točk na sferni lok in potem v izbrano projekcijsko ravnino (Slika 13).

Tudi pri projekcijskih popravkih imamo dva možna izračuna. Prvi izračun uporabimo, če imamo znane nadmorske višine točk, drugi pa ob merjenih zenitnih razdaljah. V našem primeru smo torej uporabili slednji izračun. Opravili smo postopno redukcijo po sledečem postopku:

izračun horizontalne dolžine na srednjem nivoju med točkama:

$$S_m = S_k \cdot \sin(z' + \varepsilon), \text{ kjer je } \varepsilon = \frac{S_k}{2R} (k - \sin z'). \quad (37)$$

Redukcija na izbrani (ničelni) nivo:

$$S_0 = S_m \frac{R + H_0}{R + H_0 + H_m}, \quad (38)$$

kjer je:

$$H_m = (H_A - H_0) + \frac{S_k \cos z_k}{2}. \quad (39)$$

Δ ... vektor neznanih količin,

f ... vektor odstopanj oziroma prostih členov enačb popravkov.

Sistem normalnih enačb:

$$N = B'PB, \quad (41)$$

$$t = B'Pf, \quad (42)$$

kjer je,

N ...matrika koeficientov normalnih enačb,

P ...matrika uteži opazovanj,

t ...vektor sistema linearnih enačb.

Rešitev funkcionalnega modela predstavljajo trije vektorji:

$$\Delta = N^{-1}t, \quad (43)$$

$$v = f - B\Delta, \quad (44)$$

$$\hat{l} = l + v, \quad (45)$$

f ...vektor odstopanj,

B ...matrika koeficientov neznank,

Δ ...vektor ocenjenih neznank,

l ...merjene vrednosti,

v ... vektor popravkov opazovanj,

\hat{l} ...izravnane vrednosti opazovanj.

6.3.2 Stohastični model

Podatke o natančnosti opazovanj in neznanih količin v geodetski mreži dobimo z reševanjem stohastičnega modela. Model rešimo po postopku:

Referenčna varianca a-posteriori:

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{v^T P v}{n - n_0}. \quad (46)$$

Matrike kofaktorjev:

$$Q_{vv} = Q - BN^{-1}BT, \quad (47)$$

$$Q_{\hat{\hat{l}}} = Q - Q_{vv} = BN^{-1}BT, \quad (48)$$

$$Q_{\Delta\Delta} = N^{-1}, \quad (49)$$

kjer so:

Q ...matrika kofaktorjev opazovanj,

Q_{vv} ... matrika kofaktorjev popravkov opazovanj,

Q_{ff} ... matrika kofaktorjev izravnanih opazovanj in

Q_{AA} ... matrika kofaktorjev neznanih količin.

$$P = Q^{-1}, \quad (50)$$

$$Q = \frac{\Sigma}{\sigma_0^2}. \quad (51)$$

Izračun kovariančnih matrik, pripadajočim matrikam kofaktorjev:

$$\Sigma_{vv} = \hat{\sigma}_0^2 Q_{vv}, \quad (52)$$

$$\Sigma_{ff} = \hat{\sigma}_0^2 Q_{ff}, \quad (53)$$

$$\Sigma_{AA} = \hat{\sigma}_0^2 Q_{AA}. \quad (54)$$

6.3.3 Enačbe popravkov opazovanj

Pred izravnavo je potrebno sestaviti enačbe popravkov za opazovane smeri in dolžine. Enačbe med seboj povezujejo opazovanja in neznane količine.

a) Horizontalni koti

Enačba za horizontalne kote, ki vsebuje opazovani horizontalni kot (α_{jik}), ki je razlika dveh smeri iz točke T_i proti točkama T_j in T_k ter neznanke (koordinate točk):

$$F_{\alpha_{jik}} : \hat{\alpha}_{jik} - \arctan \frac{\hat{y}_j - \hat{y}_i}{\hat{x}_j - \hat{x}_i} + \arctan \frac{\hat{y}_k - \hat{y}_i}{\hat{x}_k - \hat{x}_i} = 0. \quad (55)$$

Linearizirana enačba popravkov kotnih opazovanj:

$$v_{\alpha_{jik}} + \left(\frac{\Delta y_{ik}^0}{s_{ik}^0} - \frac{\Delta y_{ij}^0}{s_{ij}^0} \right) \delta_{xi} + \left(\frac{\Delta x_{ij}^0}{s_{ij}^0} - \frac{\Delta x_{ik}^0}{s_{ik}^0} \right) \delta_{yi} + \frac{\Delta y_{ij}^0}{s_{ij}^0} \delta_{xj} - \frac{\Delta x_{ij}^0}{s_{ij}^0} \delta_{yj} - \frac{\Delta y_{ik}^0}{s_{ik}^0} \delta_{xk} + \frac{\Delta x_{ik}^0}{s_{ik}^0} \delta_{yk} = \alpha_{jik}^0 - \alpha_{jik}, \quad (56)$$

kjer so:

α_{jik} ... horizontalni kot,

(y_i, x_i) ... koordinati točke T_i ,

(y_j, x_j) ... koordinati točke T_j ,

(y_k, x_k) ... koordinati točke T_k ,

$v_{\alpha_{jik}}$... popravki opazovanj horizontalnih kotov,

$x_{ij}^0, x_{ik}^0, y_{ij}^0, y_{ik}^0$... približne vrednosti neznank,

$\delta x_i, \delta y_i, \delta x_j, \delta y_j, \delta x_k, \delta y_k \dots$ popravljene vrednosti neznank.

b) Dolžine

Enačba za dolžine, ki predstavlja zvezo med opazovano dolžino s_{ij} med točkama T_i in T_j ter neznanimi koordinatami teh dveh točk:

$$F_{s_{ij}} : \hat{s}_{ij} - \sqrt{(\hat{x}_j - \hat{x}_i)^2 + (\hat{y}_j - \hat{y}_i)^2} = 0. \quad (57)$$

Linearizirana enačba popravkov opazovanih dolžin:

$$v_{s_{ij}} + \frac{\Delta x_{ij}^0}{s_{ij}^0} \delta x_i - \frac{\Delta y_{ij}^0}{s_{ij}^0} \delta y_i - \frac{\Delta x_{ij}^0}{s_{ij}^0} \delta x_j + \frac{\Delta y_{ij}^0}{s_{ij}^0} \delta y_j = s_{ij}^0 - s_{ij}, \quad (58)$$

kjer so:

$v_{s_{ij}} \dots$ popravki opazovanj dolžin.

c) Višinske razlike

Enačba višinskih razlik je sestavljena iz višinskih razlik med točkama T_i in T_j ter neznank (višin):

$$F_{dh_{ij}} : dh_{ij} - \hat{H}_j + \hat{H}_i = 0. \quad (59)$$

Linearizirana enačba popravkov opazovanj višin:

$$v_{dh_{ij}} - \delta H_j + \delta H_i = dh_{ij}^0 - dh_{ij}, \quad (60)$$

$H_i \dots$ koordinata točke T_i ,

$H_j \dots$ koordinata točke T_j ,

$v_{dh_{ij}} \dots$ popravki opazovanj,

$dh_{ij}^0 \dots$ približne vrednosti neznanke,

$\delta H_i, \delta H_j \dots$ popravljene vrednosti neznank.

6.3.4 Izravnava horizontalne mreže

Izravnava horizontalne mreže je potekala v programu demo GEM4. Pri postopku posredne izravnave opazovanj po metodi najmanjših kvadratov potrebujemo:

- sredine girusov horizontalnih smeri posameznih stojišč,
- reducirane dolžine,
- natančnost opazovanj ter
- približne horizontalne koordinate točk.

Po izvedbi izravnave v programu pridobimo več izhodnih datotek. Datoteka *.gem* vsebuje rezultate, ki so potrebni za nadaljnjo analizo. Le-ta vsebuje:

- definitivne horizontalne koordinate (y , x) točk mreže,
- oceno natančnosti (σ_y , σ_x , σ_P) ter
- elipse pogreškov (a , b , θ).

Pri horizontalni izravnavi prve terminske izmere smo mrežo najprej izravnali kot prosto, nato pa še vpeto. Pri izravnavi proste mreže smo kot približne vrednosti točk privzeli izmerjene koordinate točk določene z GNSS-RTK metodo izmere oz. za ostale točk koordinate, ki smo jih izračunali iz teh koordinat. Po pregledu meritev in prosto izravnane horizontalne mreže smo pri izravnavi vpete mreže kot dane uporabili točke v zgornjem delu melišča na skalah (1005, 1006, 1007). Za omenjene točke smo se odločili zato, ker smo kot dane točke želeli imeti tiste, ki so v mreži najbolj stabilne. O stabilnosti smo pred izravnavo vpete mreže sklepali na podlagi majhnih razlik med merjenimi razdaljami v prvi in drugi terminski izmeri. To pomeni, da smo za vsako stojišče naredili vse možne kombinacije med opazovanimi točkami (nalepke in reflektorji). Nato smo izračunali razlike med izračunanimi razdaljami med posameznimi točkami med prvo in drugo terminsko izmero. Rezultati so pokazali, kakšna so odstopanja med točkami. Razberemo jih lahko iz Preglednice 12.

Preglednica 12: Odstopanja med razdaljami posameznih točk med terminskima izmerama

<i>Stojišče</i>	<i>OD-DO</i>	<i>Razdalja med točkama 1. izmera [m]</i>	<i>Razdalja med točkama 2. izmera [m]</i>	<i>Odstopanja [m]</i>
3000	1006-1007	2,010	2,006	0,004
	2000-1003	198,674	198,688	-0,013
	2000-1006	187,467	187,448	0,019
	2000-1007	189,477	189,445	0,032
	2000-1000	158,080	158,100	-0,021
	2000-1001	193,779	193,787	-0,008
	1003-1006	11,207	11,240	-0,032
	1003-1007	9,197	9,243	-0,046
	1003-1000	40,595	40,587	0,007
	1003-1001	4,896	4,901	-0,005
	1006-1000	29,388	29,348	0,040
	1006-1001	6,311	6,338	-0,027
	1007-1000	31,398	31,345	0,053
	1007-1001	4,301	4,342	-0,040
	1000-1001	35,699	35,686	0,013
1002	1005-1006	46,021	46,018	0,003
	1005-1007	49,390	49,388	0,002
	1006-1007	3,368	3,365	0,003

...se nadaljuje

...nadaljevanje Preglednice 12:

	3000-1007	58,290	58,339	-0,049
	3000-1004	114,476	114,478	-0,002
	3000-1003	29,353	29,342	0,011
	3000-1005	107,680	107,707	-0,028
	3000-1006	61,658	61,699	-0,041
	1007-1004	56,186	56,139	0,047
	1007-1003	28,937	28,997	-0,060
	1004-1003	85,123	85,136	-0,012
	1004-1005	6,797	6,771	0,026
	1004-1006	52,818	52,779	0,039
	1003-1005	78,327	78,365	-0,038
	1003-1006	32,305	32,356	-0,051
	3000-1001	14,584	14,584	0,000
	1007-1001	43,707	43,756	-0,049
	1004-1001	99,893	99,894	-0,002
	1003-1001	14,769	14,759	0,011
	1001-1005	93,096	93,123	-0,027
	1001-1006	47,075	47,115	-0,040
1003	3000-1006	7,268	7,340	-0,072
1004	1005-1007	108,880	108,878	-0,002
	1005-1002	56,456	56,401	0,056
	1007-1002	52,424	52,454	-0,030

Kot dane točke v izravnavi vpete mreže smo torej izbrali točke na skalah (1005, 1006, 1007), ostale pa smo obravnavali kot nove. Približne koordinate točk so bile koordinate izmerjene z GNSS-RTK metodo izmere. Definitivne koordinate točk, njihove natančnosti σ_y , σ_x ter σ_P in elementi elips pogreškov a , b ter θ prve in druge terminske izmere so predstavljene v Preglednici 13 in 14.

Preglednica 13: Definitivne vrednosti horizontalnih koordinat točk, natančnosti in elementi elips pogreškov v vpeti mreži prve terminske izmere

Točka	y [m]	x [m]	σ_y [m]	σ_x [m]	σ_P [m]	a [m]	b [m]	θ [°]
1005	433666,062	144541,163	dana točka					
1006	433696,509	144490,473	dana točka					
1007	433752,095	144423,467	dana točka					
1004	433583,062	144519,835	0,001	0,001	0,002	0,001	0,001	27
3000	433688,007	144424,905	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	103
2000	433479,502	144280,578	0,003	0,004	0,005	0,005	0,001	144

...se nadaljuje

...nadaljevanje Preglednice 13:

Točka	y [m]	x [m]	σ_y [m]	σ_x [m]	σ_P [m]	a [m]	b [m]	θ [°]
1001	433680,742	144365,544	0,001	0,001	0,002	0,001	0,001	117
1002	433667,962	144405,824	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	115
1003	433643,806	144457,482	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	171
1000	433689,604	144329,414	0,002	0,001	0,002	0,002	0,001	93

V drugi izravnavi so približne koordinate točk predstavljale definitivne koordinate iz izravnane mreže prve terminske izmere.

Preglednica 14: Definitivne vrednosti horizontalnih koordinat točk, natančnosti in elementi elips pogreškov v vpeti mreži druge terminske izmere

Točka	y [m]	x [m]	σ_y [m]	σ_x [m]	σ_P [m]	a [m]	b [m]	θ [°]	
1005	433666,062	144541,163	dana točka						
1006	433696,509	144490,473	dana točka						
1007	433752,095	144423,467	dana točka						
1004	433583,007	144519,807	0,001	0,001	0,002	0,001	0,001	27	
3000	433687,961	144424,879	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	112	
2000	433479,441	144280,554	0,003	0,003	0,004	0,004	0,001	141	
1001	433680,697	144365,511	0,001	0,001	0,002	0,001	0,001	113	
1002	433667,915	144405,794	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	120	
1003	433643,748	144457,439	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	176	
1000	433689,585	144329,395	0,002	0,001	0,003	0,002	0,001	94	

Če primerjamo prvo in drugo terminsko izmero ugotovimo, da se natančnosti niso kaj dosti spremenile. Izjemo predstavlja le točka 2000, ki se ji je natančnost v drugi izmeri izboljšala. Razlog za to je tudi v tem, da je bila v drugi terminski izmeri opazovana iz dveh stojišč, v prvi pa le z enega.

6.3.5 Izravnava višinske mreže

Izravnava podatkov višinske mreže je potekala v programskem paketu VimWin. Program deluje na osnovi posredne izravnave po metodi najmanjših kvadratov, ki je opisana že v poglavju 6.3. Vhodna datoteka za izravnavo mora vsebovati podatke o danih in novih višinah, enoto dolžin (m) ter podatke o opazovanjih (merjene višinske razlike in dolžine med točkami). Program nam po zagonu izpiše štiri izhodne datoteke:

- *.rez – rezultati izravnave,
- *.koo – vhodna datoteka za nadaljno analizo premikov,
- *.def – vhodna datoteka za morebitno nadaljnjo analizo premikov z metodami deformacijske analize

- *.str - vhodna datoteka za morebitno transformacijo S.

V datoteki z rezultati izravnave (.rez) so zapisane izravnane višine novih točk, izravnane višinske razlike, natančnosti določitve višin točk ter a posteriori standardna deviacija enote uteži (Ambrožič in Turk, 1999).

Enako kot pri horizontalni izravnavi smo tudi višinsko mrežo najprej izravnali kot prosto, nato pa še vpeto. Za približne višine smo privzeli normalne ortometrične višine določene z GNSS ob upoštevanju uradnega modela geoida Slovenije iz leta 2000. Pred izravnavo vpete mreže smo izvedli izračun odstopanj med višinskimi razlikami posameznih točk prve in druge terminske izmere. Na podlagi letih smo sklepali o stabilnosti mreže oz. preverili, če so točke 1005, 1006 in 1007, ki smo jih kot dane privzeli že pri izravnavi horizontalne mreže, primerne. Poleg tega pa smo višinske razlike kontrolirali še z zapiranjem zank. V Preglednici 15 so predstavljena odstopanja med višinskimi razlikami obeh izmer ter v Preglednicah 16 in 17 normalne ortometrične višine ter natančnosti višin prve in druge terminske izmere.

Preglednica 15: Odstopanja med višinskimi razlikami posameznih točk med terminskima izmerama

<i>Stojišče</i>	<i>OD-DO</i>	<i>Višinska razlika med točkama - 1. izmera [m]</i>	<i>Višinska razlika med točkama - 2. izmera [m]</i>	<i>Odstopanja [m]</i>
3000	1006-1007	-9,752	-9,751	-0,001
	2000-1003	-61,359	-61,349	-0,010
	2000-1006	-104,043	-104,048	0,005
	2000-1007	-113,795	-113,799	0,004
	2000-1000	-47,333	-47,327	-0,006
	2000-1001	-55,573	-55,556	-0,016
	1003-1006	-42,684	-42,699	0,015
	1003-1007	-52,436	-52,450	0,014
	1003-1000	14,026	14,022	0,004
	1003-1001	5,786	5,793	-0,007
	1006-1000	56,710	56,721	-0,011
	1006-1001	48,470	48,492	-0,021
	1007-1000	66,462	66,473	-0,010
	1007-1001	58,222	58,243	-0,021
	1000-1001	-8,240	-8,230	-0,010
1002	1005-1006	8,546	8,546	0,000
	1005-1007	-1,204	-1,205	0,001
	1006-1007	-9,750	-9,751	0,001
	3000-1007	-36,079	-36,114	0,035

...se nadaljuje

...nadaljevanje Preglednice 15:

<i>Stojišče</i>	<i>OD-DO</i>	<i>Višinska razlika med točkama - 1. izmera [m]</i>	<i>Višinska razlika med točkama - 2. izmera [m]</i>	<i>Odstopanja [m]</i>
	3000-1004	17,579	17,567	0,012
	3000-1003	16,357	16,336	0,022
	3000-1005	-34,875	-34,909	0,034
	3000-1006	-26,329	-26,363	0,034
	1007-1004	53,658	53,682	-0,023
	1007-1003	52,436	52,450	-0,014
	1004-1003	-1,222	-1,231	0,009
	1004-1005	-52,454	-52,476	0,022
	1004-1006	-43,908	-43,930	0,022
	1003-1005	-51,232	-51,245	0,013
	1003-1006	-42,686	-42,699	0,013
	3000-1001	22,143	22,129	0,014
	1007-1001	58,222	58,243	-0,021
	1004-1001	4,564	4,561	0,002
	1003-1001	5,785	5,793	-0,007
	1001-1005	-57,017	-57,038	0,020
	1001-1006	-48,472	-48,492	0,020
1003	3000-1006	-26,328	-26,363	0,035
1004	1005-1007	-1,205	-1,205	0,000
	1005-1002	49,233	49,253	-0,020
	1007-1002	50,438	50,459	-0,020

Preglednica 16: Višine točk in njihove natančnosti - prva izmera

<i>Točke</i>	<i>H [m]</i>	<i>σ_H [m]</i>
1005	1405,601	dana točka
1006	1397,055	dana točka
1007	1406,808	dana točka
1004	1353,149	0,001
3000	1370,728	0,001
2000	1293,012	0,006
1001	1348,585	0,001
1002	1356,371	0,001
1003	1354,372	0,001
1000	1340,345	0,002

Prvi višinski izravnavi vpete mreže je sledila še druga. Mrežo smo izravnali po enakem postopku, le da smo tokrat za približne višine vzeli izravnane višine prve višinske izmere. Višine točk mreže in srednji pogrešek višin so predstavljene v Preglednici 17.

Preglednica 17: Višine točk in njihove natančnosti - druga izmera

Točke	H [m]	σ_H [m]
1005	1405,601	dana točka
1006	1397,055	dana točka
1007	1406,808	dana točka
1004	1353,125	0,001
3000	1370,692	0,001
2000	1293,007	0,003
1001	1348,564	0,001
1002	1356,348	0,001
1003	1354,356	0,001
1000	1340,334	0,002

Tako kot pri horizontalni izravnavi vidimo, da se natančnosti niso bistveno spremenile. Zopet predstavlja izjemo točka 2000.

6.4 Izbira koordinatnega sistema (geodetski datum)

Geodetski datum je definiran kot najmanjše število parametrov, ki so potrebni za enolično določitev koordinat točk v koordinatnem sistemu. Problem geodetskega datuma izhaja iz dejstva, da so običajna geodetska opazovanja (horizontalne smeri, zenitne razdalje, dolžine, višinske razlike...) tako imenovana notranja opazovanja (notranje količine v matematičnem modelu). To so opazovanja med točkami, ki omogočajo določitev le relativnih koordinat. Če želimo določiti lego točke v koordinatnem sistemu, pa moramo notranja opazovanja povezati z zunanjimi. Zunanja opazovanja lahko privzamemo ali pa jih pridobimo z opazovanji. Poleg informacij, ki jih vsebujejo notranja opazovanja, zunanja vsebujejo tudi lastnosti privzetega koordinatnega sistema. Za določitev koordinat točke je tako potrebno privzeti določeno število zunanjih parametrov (parametrov geodetskega datuma). Katere parametre prevzamemo je odvisno od tipa notranjih opazovanj (Ajdočnik, 2013).

Za določitev definitivnih koordinat točk mreže je bilo tako potrebno najprej izbrati geodetski datum. V vseh terminskih izmerah moramo izbrati isti geodetski datum, saj nam le-ta omogoča, da lahko primerjamo pridobljene položaje točk v enotnem koordinatnem sistemu. Na ta način lahko nato ugotavljamo morebitne spremembe geometrije geodetske mreže. Da lahko dobro definiramo geodetski datum mreže, morajo biti izbrane le domnevno stabilne točke, saj le-te lahko dobro definirajo geodetski datum mreže (Šepetavc, 2008).

Mreža na Potoški planini je bila definirana v koordinatnem sistemu D96. Enotni koordinatni sistem v obeh izmerah nam je tako omogočal nadaljno obravnavo geodetske mreže (ugotovitev stabilnosti mreže).

7 ANALIZA PREMIKOV

Deformacijska analiza predstavlja postopek s katerim ugotavljamo premike v geodetski mreži. Pri ugotavljanju le-teh ima zelo pomembno vlogo statistično testiranje. Naša geodetska mreža je bila izmerjena v dveh terminskih izmerah, zato ugotavljamo premike v obdobju med njima. Ker smo višinsko in horizontalno mrežo obravnavali posebej, smo statistično analizo prav tako izvedli ločeno. Postopek analiz in enačb je povzet po Savšek (2002).

7.1 Izračun horizontalnih premikov

Z izravnavo pridobimo koordinate točk in njihove natančnosti. Ti podatki so osnova za izračun analize premikov po spodnjih enačbah.

Najprej izračunamo premike točk (δ) in variance (σ_δ^2):

$$\delta = \sqrt{\Delta y^2 + \Delta x^2} = \sqrt{(y_{t+\Delta t} - y_t)^2 + (x_{t+\Delta t} - x_t)^2},$$

(61)

$$\sigma_\delta^2 = \left(\frac{\Delta y}{\delta}\right)^2 (\sigma_{y_t}^2 + \sigma_{y_{t+\Delta t}}^2) + 2\frac{\Delta y}{\delta} \frac{\Delta x}{\delta} (\sigma_{y_t x_t} + \sigma_{y_{t+\Delta t} x_{t+\Delta t}}) + \left(\frac{\Delta x}{\delta}\right)^2 (\sigma_{x_t}^2 + \sigma_{x_{t+\Delta t}}^2). \quad (62)$$

Nato izračunamo še standardni odklon posamezne točke in za potrebe ugotovitve stabilnosti geodetske mreže postavimo ničelno H_0 in alternativno hipotezo H_a :

H_0 : $\delta < 3 \cdot \sigma_\delta$: točka mreže je stabilna,

H_a : $\delta > 3 \cdot \sigma_\delta$: točka mreže ni stabilna.

V Preglednici 18 in 19 so predstavljeni rezultati izračuna stabilnosti točk. Najprej so predstavljena odstopanja v horizontalnem smislu ter premiki točk (δ). Iz izhodnih datotek horizontalne izravnave (.gem) smo pridobili podatke o položajnih natančnostih, ki smo jih nato uporabili za izračun variance in standardnega odklona horizontalnega premika. O stabilnosti točke smo sklepali na osnovi enačbe, kjer naj bi bil premik točke (δ) večji od trikratne vrednosti standardnega odklona. Če je bil le-ta večji smo lahko trdili, da točka ni statistično značilno stabilna. V nasprotnem primeru pa smo trdili, da je točka statistično značilno stabilna.

Preglednica 18: Izračun odstopanj koordinat točk med prvo in drugo terminsko izmero

Točka	1. izmera		2. izmera		Odstopanja	
	y [m]	x [m]	y [m]	x [m]	Δy [m]	Δx [m]
1005	433666,062	144541,16	433666,062	144541,163	0,000	0,000
1006	433696,509	144490,47	433696,509	144490,473	0,000	0,000
1007	433752,095	144423,47	433752,095	144423,467	0,000	0,000
1004	433583,062	144519,84	433583,007	144519,807	0,055	0,029
3000	433688,007	144424,91	433687,961	144424,879	0,046	0,026
2000	433479,502	144280,58	433479,441	144280,554	0,061	0,024
1001	433680,742	144365,54	433680,697	144365,511	0,045	0,033
1002	433667,962	144405,82	433667,915	144405,794	0,048	0,031
1003	433643,806	144457,48	433643,748	144457,439	0,058	0,043
1000	433689,604	144329,41	433689,585	144329,395	0,018	0,019

Preglednica 19: Statistični izračun horizontalne stabilnosti točk

Točka	δ [m]	σ_{dy} [m]	σ_{dx} [m]	σ_{δ} [m]	$3 \cdot \sigma_{\delta}$ [m]	Statistično značilen premik (DA/NE)
1005	dana točka					
1006	dana točka					
1007	dana točka					
1004	0,062	0,001	0,002	0,001	0,004	DA
3000	0,053	0,001	0,001	0,001	0,003	DA
2000	0,066	0,003	0,004	0,003	0,010	DA
1001	0,055	0,003	0,002	0,003	0,008	DA
1002	0,057	0,002	0,001	0,002	0,005	DA
1003	0,072	0,004	0,004	0,004	0,011	DA
1000	0,026	0,002	0,001	0,002	0,005	DA

Iz preglednice lahko razberemo, da na podlagi statističnega izračuna točke niso stabilne. Pri vsaki izmed točk je premik večji od trikratne vrednosti standardnega odklona. To pomeni, da mreža v horizontalnem smislu ni stabilna in primerna za nadaljno uporabo. Stabilne so le točke na skalah, ki smo jih v izravnavi uporabili kot dane.



Slika 14: Horizontalni premiki (Vir: GURS in Modri planet)

Na Sliki 14 so prikazani horizontalni premiki posameznih točk. Velikosti premikov znašajo od 2,6 pa do 7,2 cm. Vektorji na sliki kažejo, da se vse točke premikajo v isti smeri. Drobirski material na melišču plazi proti vznožju. S kontrolo stabilnosti mreže smo tako ugotovili, kako veliki so premiki, ki so se zgodili v obdobju enega leta med terminskima izmerama. Večina točk se nahaja na samem melišču, kjer so premiki največji. Točka 1000, ki se nahaja na robu pa ima najmanjši premik (2,6 cm). Kljub temu, da se točka 2000 nahaja izven območja melišča njen premik ni zanemarljiv, saj znaša 6,6 centimetrov. Sklepamo lahko, da do takšnega premika pride zaradi kopičenja materila ob vznožju melišča, vendar to ni področje geodezije, zato bomo pravilno in podrobnejšo interpretacijo rezultatov prepustili geologom.

7.2 Izračun vertikalnih premikov

Po izravnavi višinske mreže smo najprej izračunali spremembo višine za vsako točko. Izračun predstavlja spodnja enačba, kjer upoštevamo višino točke v posamezni izmeri.

$$dH = H_{t+\Delta t} - H_t. \quad (63)$$

Poleg podatka o spremembi višine pa za sklepanje premikov potrebujemo še statistično značilnost premika. Najprej izračunamo varianco vertikalnega premika:

$$\sigma_{dH}^2 = \sigma_{H_t}^2 + \sigma_{H_{t+\Delta t}}^2. \quad (64)$$

Tudi pri višinski obravnavi mreže statistično preizkušamo stabilnosti točk. Zopet postavimo ničelno in alternativno hipotezo.

$H_0 : dH < 3 \cdot \sigma_{dH}$: točka mreže je stabilna in

$H_a : dH > 3 \cdot \sigma_{dH}$: točka mreže ni stabilna.

Da je premik statistično značilen pravimo takrat, ko je velikost spremembe višine večja od trikratne vrednosti standardnega odklona premika. V nasprotnem primeru ne moremo trditi, da je prišlo do statistično značilnega premika.

V spodnji preglednici so predstavljeni rezultati izračuna stabilnosti točk. Najprej so izračunane spremembe višin točk med terminskima izmerama (dH). Tako kot pri horizontalnih izračunih tudi tukaj podatke o srednjem pogrešku višine pridobimo iz izhodne datoteke izravnave. Iz datoteke višinske izravnave (.rez) smo tako dobili podatke, ki smo jih potrebovali za izračun standardnega odklona vertikalnega premika (σ_{dH}). Stabilnost posamezne točke smo preizkušali na podlagi ničelne in alternativne hipoteze. Ugotovitve o točkah so zapisane v zadnjem stolpcu Preglednice 20.

Preglednica 20: Statistični izračun vertikalne stabilnosti točk

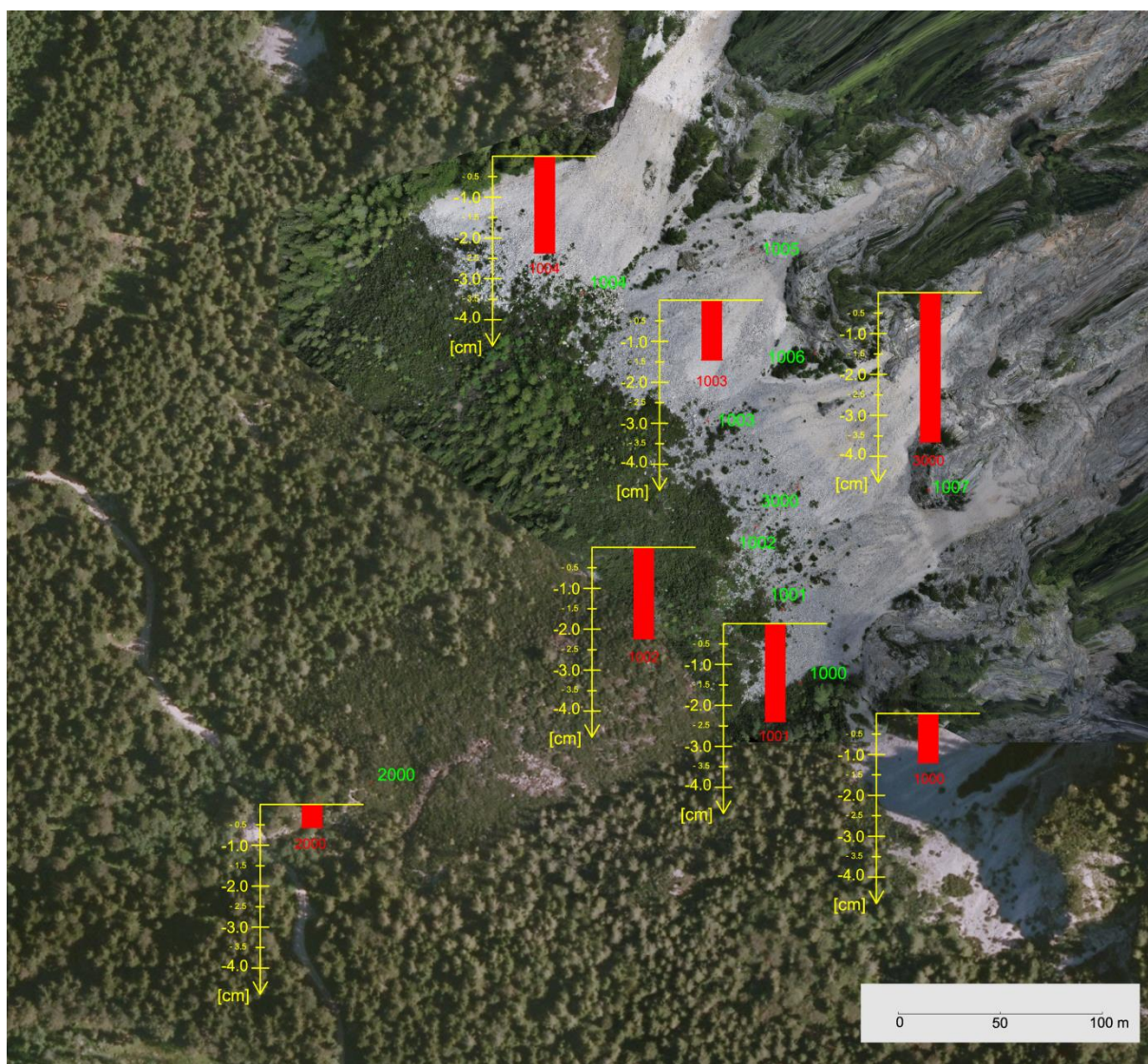
Točke	$H_{1,izmera}$ [m]	$H_{2,izmera}$ [m]	dH [m]	σ_{dH} [m]	$3 \cdot \sigma_{dH}$ [m]	Statistično značilen premik (DA/NE)
1005	1405,601	1405,601	dana točka			
1006	1397,055	1397,055	dana točka			
1007	1406,808	1406,808	dana točka			
1004	1353,149	1353,125	-0,024	0,002	0,005	DA
3000	1370,728	1370,692	-0,036	0,001	0,003	DA
2000	1293,012	1293,007	-0,005	0,007	0,020	NE

se nadaljuje...

nadaljevanje Preglednice 20:

1001	1348,585	1348,564	-0,021	0,001	0,004	DA
1002	1356,371	1356,348	-0,023	0,001	0,003	DA
1003	1354,372	1354,356	-0,015	0,001	0,003	DA
1000	1340,345	1340,334	-0,011	0,003	0,009	DA

Razberemo lahko, da so se vse točke na melišču statistično značilno premaknile. Za točko 2000, ki se nahaja izven melišča (spodnji del) pa ne moremo trditi, da je statistično značilno premaknjena.



Slika 15: Vertikalni premiki (vir: GURS in Modri planet)

Tako kot za horizontalne premike sem naredila izris tudi za vertikalne premike. Grafi na Sliki 15 predstavljajo velikosti (spremembe) višin posameznih točk. Razlike višin znašajo od 1,1 do 3,6 cm. Med točkami najbolj izstopa 3000, ki se nahaja v osrednjem delu melišča. Ta premik znaša 3,6 cm, premik točke 2000 pa le 1,1 cm. Vse višine točk imajo v primerjavi z višinami iz terminske izmera leta 2014 manjše vrednosti. To pomeni, da prihaja do poseda oziroma material po pričakovanih plazih po območju melišča navzdol proti vznožju le-tega.

8 ZAKLJUČEK

Na območju melišča na Potoški planini smo vzpostavili geodetsko mrežo, ki je služila spremljanju stabilnosti območja. Spremembe količin materiala na melišču so spremljali s pomočjo tehnologij terestričnega laserskega skeneriranja in brezpilotnih letalnikov z uporabo bližnjelikovne fotogrametrije. Mreža je bila tako vzpostavljena za potrebe spremljanja stabilnosti oslonilnih in kontrolnih točk za meritve s sodobnimi tehnologijami množičnega zajema prostorskih podatkov na omenjenem območju. Cilj magistrske naloge je bil, da ugotovimo ali je mreža stabilna in primerna za uporabo v naslednjih terminskih izmerah.

V magistrski nalogi je opisan celoten postopek vzpostavitve in spremljanja geodetske mreže. Vse skupaj je predstavljeno po posameznih korakih (načrtovanje, izvedba terminskih izmer, obdelava podatkov in analiza premikov). Pri delu, tako na terenu, kot v pisarni je potrebno, da vsak korak izvedemo strokovno in korektno. Že na začetku so bile točke mreže skrbno izbrane in stabilizirane, saj smo le tako lahko na njihovi podlagi preučevali celotno območje melišča. Meritve mreže so potekale v dveh terminskih izmerah (17. 6. 2014 in 18. 6. 2015), v katerih smo uporabili enak instrumentarij, mersko opremo in metodo izmere. Metoda je bila izbrana tako, da se je čim bolj prilagodila terenskim razmeram. Pri meritvah v horizontalnem smislu je bila uporabljena kombinirana metoda triangulacije in trilateracije, v višinskem pa metoda trigonometričnega višinomerstva. Podatke smo po obeh terminskih izmerah ustrezno obdelali, ločeno smo izvedli horizontalno in višinsko izravnavo. Izravnava je potekala po metodi najmanjših kvadratov, po kateri smo pridobili definitivne koordinate točk obeh izmer in pripadajoče natančnosti. Nato smo primerjali horizontalne koordinate in višine točk obeh izmer ter njihove premike statistično analizirali.

Postavili smo hipotezo o stabilnosti vzpostavljene geodetske mreže in primernosti njene nadaljne uporabe pri spremljanju območja melišča s sodobnimi tehnologijami. Pri statističnem preizkušanju hipoteze smo ugotovili, da je med izmerama prišlo do statistično značilnih horizontalnih in višinskih premikov točk v mreži. Ugotovili smo, da so stabilne le točke v zgornjem delu melišča (na skalah), zato nam le-te v prihodnje lahko služijo za spremljanje območja. Horizontalni premiki ostalih točk v mreži znašajo od 2,6 do 7,2 cm, vertikalni pa od 1,1 do 3,6 cm.

Pridobljene definitivne koordinate točk mreže tako niso primerne za določanje geodetskega datuma mreže, saj ga lahko dobro definirajo le domnevno stabilne točke. Za spremljanje stabilnosti območja na Potoški planini v globalnem smislu v prihodnje predlagam GNSS izmero (npr. hitro statično metodo), saj je melišče precej živo in nam zato le tovrstna izmera lahko omogoči kontrolo stabilnosti točk v mreži. Postavitev točk na stabilno območje melišča pa je zaradi njegove lege in velikosti ter vegetacije v njegovi bližnji okolici skoraj neizvedljivo.

VIRI

Ajdovnik, T., 2013. Vzpostavitev geodetske mreže za kontrolo stabilnosti hidroelektrarne Krško. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba T. Ajdovnik): 30-38 str.

Ambrožič, T., Turk, G. 1999. Navodila za uporabo programa ViM ver. 3.1. Interna izdaja, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Balon, M. 2007. Analiza uporabnosti tehnologije terestričnega laserskega skeniranja za metrično dokumentacijo zemeljskih plazov. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Balon): 16-20 str.

Barbarella, M., Fiani, M. 2013. Monitoring of large landslides by Terrestrial Laser Scanning techniques: field data collection and processing. *European Journal of Remote Sensing*, 46: 126-151.

Cvetko, U., 2007. Testiranje ločilne sposobnosti elektronskih tahimetrov pri minimalnih spremembah položaja prizme. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba U. Cvetko): 30 str.

Dougan, N., Šašo, A., Tržan, U., Vidmar, B. 2014. Izdelava brezpilotnega letalnika za zajem prostorskih podatkov – projekt Društva študentov geodezije Slovenije Flyeye. *Geodetski vestnik* 58, 3: 589-597.

Fröhlich, B. 2013. Kontrola vzpostavitve geodetske mreže za potrebe zakoličevanja objektov. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. *Geodezija in geoinformatika* (samozaložba B. Fröhlich): 15 str.

Kogoj, D., Kregar, K., Marjetič, A. 2013. Geodetski merski sistemi. *Zapiski predavanj in vaj za študijsko leto 2012/2013*. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (neobjavljeno gradivo).

Kogoj, D., Savšek-Safić, S. 2011. Precizna klasična geodetska izmera. *Zapiski predavanj in vaj za študijsko leto 2010/2011*. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (neobjavljeno gradivo).

Kuhar, M., Pavlovčič Prešeren, P. 2010. Uvod v geodezijo. *Zapiski predavanj in vaj za študijsko leto 2009/2010*. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (neobjavljeno gradivo).

LeicaGeosystems:http://www.leica-geosystems.com/downloads123/zz/tps/tps1200/brochures/Leica_TPS1200+_brochure_en.pdf

(Pridobljeno 3. 5. 2015)

Niethammer, U., Rothmund, S., James, M. R., Travelletti, J., Joswig, M. 2010. UAV-Based Remote Sensing of Landslides. The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences 38, 5: 496–501.

Razak, K. A., Abu Bakar, R., Wah., Q. Y., Wan Mohd Akib, W. A. A. 2011. Geodetic laser scanning technique for characterizing landslides along high-risk road zone: Applications and limitations. Proceedings of the FIG Working Week, Marrakech, Morocco, 18–22 May 2011, 1-14.

Savšek, S., Ambrožič, T., Kogoj, D., Koler, B., Sterle, O., Stopar, B., 2010. Geodezija v geotehniki. Geodetski vestnik 54, 1: 31-45.

Savšek, S., Ambrožič, T., Stopar, B., Turk, G., 2002. Ugotavljanje premikov točk v geodetski mreži. Geodetski vestnik 47, 1&2: 7-16.

Stiplošek, M. 2014. Določitev parametrov in analiza kakovosti izdelave modelov stožcev. Diplomski naloga. Ljubljana. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Stiplošek): 15,16 str.

Šepetavc, K., 2008. Izmere terestičnih geodetskih mrež na območju Krškega polja. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba K. Šepetavc): 7 str.

Velikonja, M., 2012. Od rezultatov merjenja do podatkov za izravnavo. Diplomski naloga. Ljubljana. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Velikonja): 6 str.

Vodopivec, F., Kogoj, D. 2005. Nov način stabilizacije geodetskih točk za opazovanje premikov. Geodetski vestnik 49, 1: 13-15.

SEZNAM PRILOG

PRILOGE A: Terenski zapisniki izmer

A1: Terenski zapisnik 1. izmere

A2: Terenski zapisnik 2. izmere

PRILOGE B: Vhodne datoteke za izravnavo

B1: Vhodna datoteka za horizontalno izravnavo 1. izmere

B2: Vhodna datoteka za višinsko izravnavo 1. izmere

B3: Vhodna datoteka za horizontalno izravnavo 2. izmere

B4: Vhodna datoteka za višinsko izravnavo 2. izmere

B1: Vhodna datoteka za horizontalno izravnavo 1. Izmere

```

*d
1005 433666.062 144541.163
1006 433696.509 144490.473
1007 433752.095 144423.467
*n
1004 433583.062 144519.836
3000 433688.007 144424.905
2000 433479.502 144280.578
1001 433680.742 144365.544
1002 433667.962 144405.824
1003 433643.806 144457.482
1000 433689.603 144329.414
*o
1 3000 2000 0 0 0.000 1.00 1 DA
1 3000 1003 71 4 52.900 1.00 1 DA
1 3000 1004 76 49 22.000 1.00 1 DA
1 3000 1005 114 0 6.600 1.00 1 DA
1 3000 1006 132 4 42.000 1.00 1 DA
1 3000 1007 215 58 36.100 1.00 1 DA
1 3000 1000 303 43 59.900 1.00 1 DA
1 3000 1001 311 40 7.400 1.00 1 DA
1 3000 1002 351 6 12.000 1.00 1 DA
1 1002 3000 0 0 0.000 1.00 1 DA
1 1002 1007 31 44 41.400 1.00 1 DA
1 1002 1001 115 59 9.700 1.00 1 DA
1 1002 1004 276 55 7.100 1.00 1 DA
1 1002 1003 288 31 36.300 1.00 1 DA
1 1002 1005 312 46 35.500 1.00 1 DA
1 1002 1006 332 13 25.300 1.00 1 DA
1 1003 3000 0 0 0.000 1.00 1 DA
1 1003 1002 28 32 54.900 1.00 1 DA
1 1003 1006 291 33 49.700 1.00 1 DA
1 1003 1007 341 2 46.200 1.00 1 DA
1 1004 1005 0 0 0.000 1.00 1 DA
1 1004 1007 44 5 54.400 1.00 1 DA
1 1004 3000 56 32 25.800 1.00 1 DA
1 1004 1002 67 44 0.600 1.00 1 DA
2 3000 2000 253.58380 1.0000 DA
2 3000 1003 54.90929 1.0000 DA
2 3000 1004 141.50920 1.0000 DA
2 3000 1005 118.31275 1.0000 DA
2 3000 1006 66.11595 1.0000 DA
2 3000 1007 64.10394 1.0000 DA
2 3000 1001 59.80366 1.0000 DA
2 3000 1002 27.67353 1.0000 DA
2 3000 1000 95.50412 1.0000 DA
2 1002 3000 27.67482 1.0000 DA
2 1002 1007 85.96222 1.0000 DA
2 1002 1001 42.25894 1.0000 DA
2 1002 1004 142.14977 1.0000 DA
2 1002 1003 57.02613 1.0000 DA
2 1002 1005 135.35350 1.0000 DA
2 1002 1006 89.33150 1.0000 DA
2 1003 3000 54.90970 1.0000 DA
2 1003 1002 57.02612 1.0000 DA
2 1003 1006 62.17932 1.0000 DA
2 1003 1007 113.51257 1.0000 DA
2 1004 1005 85.69565 1.0000 DA
2 1004 1007 194.57465 1.0000 DA
2 1004 3000 141.50968 1.0000 DA
2 1004 1002 142.14938 1.0000 DA
*PS
3
*PD
.0012
*IK
DM
*IS
DE
*Konec

```

B2: Vhodna datoteka za višinsko izravnavo 1. izmere

```
*5
*D
'1005' 1405.601
'1006' 1397.055
'1007' 1406.808
*N
'1004' 1353.148
'3000' 1370.728
'2000' 1293.012
'1001' 1348.585
'1002' 1356.371
'1003' 1354.370
'1000' 1340.345
*E
'm'
*O
'3000' '2000' -77.71561796 0.070369597
'3000' '1003' -16.35682722 0.003287127
'3000' '1004' -17.58040901 0.020328652
'3000' '1005' 34.87292970 0.015105747
'3000' '1006' 26.32741864 0.004983792
'3000' '1007' 36.07949186 0.005299760
'3000' '1002' -14.35673067 0.000975908
'1002' '3000' 14.35634478 0.000975972
'1002' '1007' 50.43538319 0.009790239
'1002' '1004' -3.222804124 0.020213571
'1002' '1003' -2.001103496 0.003255708
'1002' '1005' 49.23105614 0.020603850
'1002' '1006' 40.68523499 0.009520285
'1003' '3000' 16.35690322 0.003287188
'1003' '1002' 1.998088957 0.003255695
'1003' '1006' 42.68506797 0.005568321
'1003' '1007' 52.42738078 0.015485280
'1004' '1005' 52.45291710 0.009922112
'1004' '1007' 53.65810336 0.040559120
'1004' '3000' 17.57797364 0.020328785
'1004' '1002' 3.219845638 0.020213451
'3000' '1000' -30.38296774 0.010039694
'3000' '1001' -22.14293194 0.004071199
'1002' '1001' -7.786343901 0.001845762
*K
```

B3: Vhodna datoteka za horizontalno izravnavo 2. izmere

*d

1005	433666.062	144541.163
1006	433696.509	144490.473
1007	433752.095	144423.467

*n

1004	433583.007	144519.806
3000	433687.960	144424.878
2000	433479.440	144280.553
1001	433680.697	144365.511
1002	433667.914	144405.793
1003	433643.748	144457.438
1000	433689.585	144329.395

*o

1	3000	2000	0	0	0.000	1.00	1	DA
1	3000	1003	71	3	31.000	1.00	1	DA
1	3000	1006	132	6	44.700	1.00	1	DA
1	3000	1007	215	57	1.700	1.00	1	DA
1	3000	1000	303	42	50.200	1.00	1	DA
1	3000	1001	311	39	48.600	1.00	1	DA
1	3000	1002	351	5	43.900	1.00	1	DA
1	1002	1001	0	0	0.000	1.00	1	DA
1	1002	1004	160	55	53.700	1.00	1	DA
1	1002	1003	172	31	45.400	1.00	1	DA
1	1002	3000	244	0	40.800	1.00	1	DA
1	1002	1005	196	49	7.600	1.00	1	DA
1	1002	1006	216	15	45.300	1.00	1	DA
1	1002	1007	275	44	55.500	1.00	1	DA
1	1003	1006	0	0	0.000	1.00	1	DA
1	1003	1007	49	27	37.400	1.00	1	DA
1	1003	3000	68	25	13.700	1.00	1	DA
1	1003	1002	96	58	29.600	1.00	1	DA
1	1003	2000	164	56	21.300	1.00	1	DA
1	1004	1005	0	0	0.000	1.00	1	DA
1	1004	1006	28	54	50.300	1.00	1	DA
1	1004	1007	44	5	44.000	1.00	1	DA
1	1004	1002	67	44	50.500	1.00	1	DA
2	3000	2000	253.59550			1.0000		DA
2	3000	1003	54.90859			1.0000		DA
2	3000	1006	66.14869			1.0000		DA
2	3000	1007	64.15127			1.0000		DA
2	3000	1000	95.49731			1.0000		DA
2	3000	1001	59.80972			1.0000		DA
2	3000	1002	27.67934			1.0000		DA
2	1002	1001	42.26208			1.0000		DA
2	1002	1004	142.15569			1.0000		DA
2	1002	1003	57.01959			1.0000		DA
2	1002	3000	27.67789			1.0000		DA
2	1002	1005	135.38437			1.0000		DA
2	1002	1006	89.37612			1.0000		DA
2	1002	1007	86.01557			1.0000		DA
2	1003	1006	62.24934			1.0000		DA
2	1003	1007	113.55485			1.0000		DA
2	1003	3000	54.90865			1.0000		DA
2	1003	1002	57.01975			1.0000		DA
2	1003	2000	241.42251			1.0000		DA
2	1004	1005	85.75598			1.0000		DA
2	1004	1007	194.60965			1.0000		DA
2	1004	1002	142.15558			1.0000		DA

*PS

3

*PD

.001

*IK

DM

*IS

DE

*Konec

B4: Vhodna datoteka za višinsko izravnavo 2. izmere

```
*5
*D
1005 1405.601
1006 1397.055
1007 1406.808
*N
'1004' 1353.149
'3000' 1370.728
'2000' 1293.013
'1001' 1348.585
'1002' 1356.371
'1003' 1354.372
'1000' 1340.345
*E
'm'
*O
'3000' '2000' -77.68387562 0.070411770
'3000' '1003' -16.33531990 0.003282654
'3000' '1006' 26.36307067 0.004990446
'3000' '1007' 36.11412153 0.005308969
'3000' '1000' -30.35824117 0.010050885
'3000' '1001' -22.12948085 0.004071726
'1002' '1001' -7.783927391 0.001846290
'1002' '1004' -3.225921028 0.020215064
'1002' '1003' -1.993335178 0.003254544
'1002' '3000' 14.34447985 0.000975514
'1002' '1005' 49.25328224 0.020614531
'1002' '1006' 40.70729567 0.009530121
'1002' '1007' 50.45967390 0.009801945
'1003' '1006' 42.69945231 0.005569924
'1003' '3000' 16.33471265 0.003282670
'1003' '2000' -61.34996618 0.062095918
'1004' '1005' 52.47624898 0.009930132
'1004' '1007' 53.68044934 0.040570384
'1004' '1002' 3.220296153 0.020215000
*K
```