

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Visokošolski strokovni študij
geodezije, Geodezija v inženirstvu

Kandidatka:

Urša Bartol Lekšan

Merjenje horizontalnih premikov in deformacij z geodetskimi terestričnimi metodami

Diplomska naloga št.: 324

Mentor:

izr. prof. dr. Dušan Kogoj

Ljubljana, 2010

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Na mesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisana **URŠA BATROL LEKŠAN** izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom: **“MERJENJE HORIZONTALNIH PREMIKOV IN DEFORMACIJ Z GEODETSKIMI TERESTRIČNIMI METODAMI”**.

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske separatoteke FGG.

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Ljubljana, oktober 2010

(podpis)

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 528.02+528.06(043.2)
- Avtor:** Urša Bartol Lekšan
- Mentor:**izr. prof. dr. Dušan Kogoj
- Naslov:** Merjenje horizontalnih premikov in deformacij z geodetskimi terestričnimi metodami
- Obseg in oprema:** 96 str., 38 sl., 12 pregl., 18 en.
- Ključne besede:** terestrične meritve, horizontalni premiki, deformacije, stabilizacija

IZVLEČEK

Obravnavane so geodetske terestrične metode merjenja horizontalnih premikov in deformacij. Predstavljeni so vzroki nastanka ter vrste premikov in deformacij. Prav tako so predstavljene metode merjenja in geodetske mreže za ugotavljanje premikov in deformacij s posebnimi zahtevami, kot so vnaprej zahtevana natančnost, geometrija mreže, položaj osnovnih točk in točk na objektu ter način realizacije mreže. Pomembna zahteva je pravilni način stabilizacije točk. Praktični del naloge opisuje dva izbrana primera kontrole stabilnosti objektov z geodetskimi terestričnimi meritvami.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 528.02+528.06(043.2)

Author: Urša Bartol Lekšan

Supervisor: Assoc. Prof. Ph.D. Dušan Kogoj

Title: Measurements of horizontal displacements and deformation with terrestrial geodetic methods

Notes: 96 p., 38 fig., 12 graph., 18 eq.

Key words: terrestrial measurements, horizontal displacements, deformation, stabilization

ABSTRACT

It deals with terrestrial surveying methods of measurement of horizontal movement and deformation. Presented are the causes of occurrence and types of movements and deformations. It also presents methods of measuring and surveying the network to detect the movement and deformation of the specific requirements, such as pre-required accuracy, the geometry of the network, the position of fixed points and points on the object and the method of realization of the network. An important requirement is the correct way of stabilizing points. The practical part of the paper describes two case-control stability of the selected objects with terrestrial geodetic measurements.

ZAHVALA

Rada bi se zahvalila mentorju, dr. Dušanu Kogoj, za strokovno svetovanje, vse uporabne nasvete in sproščen ter prijeten odnos pri izdelavi diplomske naloge.

Posebno zahvalo bi namenila vsem domačim za vso podporo, potrpežljivost in vse spodbudne besede skozi študij.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	PREMIKI IN DEFORMACIJE	3
2.1	Vzroki nasatnka premikov deformacij.....	4
2.2	Vrste premikov in deformacij	5
2.2.1	Deformacijski model	6
2.2.1.1	Kinematični deformacijski model	6
2.2.1.2	Dinamični deformacijski model	7
2.3	Metode merjenja premikov in deformacij	9
2.3.1	Fizikalne ali relativne metode.....	9
2.3.2	Geodetske ali absolutne metode	9
2.4	Geodetske mreže za ugotavljanje premikov in deformacij	10
2.4.1	Izravnava geodetskih mrež za ugotavljanje premikov in deformacij	15
2.4.2	Datum in defekt geodetske mreže	19
3	GEODETSKE METODE MERJENJA Hz PREMIKOV	22
3.1	Triangulacija.....	23
3.1.1	Zunanji urez.....	23
3.1.2	Notranji urez	24
3.1.3	Kombiniran urez.....	25
3.2	Trilateracija	25
3.3	Kombinirana metoda	26
4	ZAGOTOVITEV GEODETSKE MREŽE	27
4.1	Predstavitev oblike mreže (vrsta, zagotovitev kakovosti).....	27
4.1.4	Terestrična izmera.....	27
4.2	Stabilizacija točk.....	28
4.2.1	Stabilizacija referenčnih točk.....	28
4.2.2	Stabilizacija točk na objektu	28
4.3	Načini stabilizacije.....	29
4.3.1	Stabilizacija z betonskim stebrom	30
4.3.2	Talna stabilizacija z uporabo prenosljivih kovinskih stebrov.....	32
4.3.3	Izbira referenčnih točk.....	33
4.3.3.1	Terestrična izmera.....	34
4.3.4	Izbira kontrolnih točk na objektu.....	35

4.4	Metode izmere	36
5	IZVEDBA MERITEV	37
5.1	Geodetske terestrične meritve za določitev Hz premikov	37
5.2	Instrumentarij in pribor.....	38
6	IZRAČUN POLOŽAJA TOČK IN ANALIZA GEODETSKE MREŽE.....	40
6.1	Geodetski datum	40
6.1.1	Izravnavna proste mreže v vklopom na minimalno število danih količin	41
6.1.2	Izravnavna proste mreže z vklopom na referenčne točke – delni vklop	42
6.1.3	Izravnavna proste mreže s transformacijo na vse točke mreže	43
6.1.4	Izravnavna vklopljene mreže	44
6.2	Postopek izračuna koordinat točk	44
6.3	Analiza kakovosti geodetske mreže	44
6.4	Ipostopek ugotavljanja premikov točk v geodetski mreži.....	44
7	UGOTAVLJANJE STABILNOSTI TOČK OBJEKTA.....	52
8	PRIMER-a	53
8.1	HE Boštanj 2009 – opis objekta	53
8.1.1	Oblika mreže za kontrolo stabilnosti jezovne zgradbe HE Boštanj.....	54
8.1.2	Stabilizacija in signalizacija horizontalne geodetske mreže za kontrolo stabilnosti jezua HE Boštanj	57
8.1.3	Metoda horizontalne izmere mreže	58
8.1.4	Merski instrumentarij in dodatna oprema	59
8.1.4.1	Instrumentarji za merjenje kotov, zenitnih razdalj in dolžin.....	59
8.1.4.2	Dodatna oprema	60
8.1.5	Potek meritev.....	61
8.1.6	Obdelava meritev Hz izmere.....	61
8.1.7	Pogreški pri merjenju dolžin	62
8.1.8	Določitev definitivnih horizontalnih koordinat točk mreže HE Boštanj	63
8.1.9	Natančnost meritev in določitev horizontalnega položaja točk mreže.....	66
8.1.10	Stabilnost točk horizontalne mreže HE Boštanj	67
8.2	Odlagališče hidrometalurške jalovine Boršt rudnika Žirovski vrh 2010 – opis objekta.....	71
8.2.1	Oblika mreže za izmero stabilnosti odlagališča Boršt Rudnika	71
8.2.1.1	Mreža Navezava	72
8.2.1.2	Mreža Plaz	75

8.2.2	Stabilizacija točk mreže Navezava in mreže Plaz.....	79
8.2.3	Metoda izmere mrež.....	80
8.2.4	Merski instrumentarij in dodatna oprema	81
8.2.4.1	Instrumentarij za merjenje kotov, zenitnih razdalj in dolžin	81
8.2.4.2	Dodatna oprema	81
8.2.5	Potek meritev	82
8.2.5.1	Mreža Navezava.....	82
8.2.5.2	Mreža Plaz.....	82
8.2.6	Obdelava meritev.....	83
8.2.6.1	Horizontalni koti.....	83
8.2.6.2	Dolžine	83
8.2.7	Določitev definitivnih koordinat in natančnost	84
8.2.7.1	Mreža Navezava.....	84
8.2.7.2	Mreža Plaz.....	86
8.2.8	Definiranje premikov nestabilnih točk.....	90
8.2.8.1	Mreža Navezava.....	90
8.2.8.2	Mreža Plaz.....	92
9	ZAKLJUČEK	96
	VIRI	97

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1:	Spisek točk horizontalne mreže Boštanj.....	54
Preglednica 2:	Tehnični podatki elektronskega tahimetra Leica Geosystems	59
Preglednica 3:	Dosežena natančnost Hz koordinat točk mreže	64
Preglednica 4:	Natančnost merjenih količin.....	66
Preglednica 5:	Pregled natančnosti določitve horizontalnih položajev točk	67
Preglednica 6:	Premiki točk v mreži HE Boštanj.....	68
Preglednica 7:	Uporabljeni reflektorji in adicijske konstante	82
Preglednica 8:	Izravnane vrednosti koordinat in analiza natančnosti.....	86
Preglednica 9:	Natančnost meritev v letih od 2005 do 2010 v mreži Navezava	86
Preglednica 10:	Izravnane vrednosti koordinat in analiza natančnosti.....	88
Preglednica 11:	Izračun med datotekama dobama 2009 in 2010	91
Preglednica 12:	Statistična analiza horizontalnih premikov med izmero 2009 in 2010	93

KAZALO SLIK

Slika 1:	Obravnavani objekt (vplivi, deformacije in meritve).....	3
Slika 2:	Premiki in deformacije različnih objektov	5
Slika 3:	Kinematični deformacijski model	7
Slika 4:	Zveza med vplivno tekočino in deformacijo.....	8
Slika 5:	Absolutna geodetska mreža (točke na objektu in referenčne točke).....	12
Slika 6:	Relativna geodetska mreža (točke na objektu).....	12
Slika 7:	Primer dobre geometrije geodetske mreže	14
Slika 8:	Primer slabe geometrije geodetske mreže.....	15
Slika 9:	Triangulacija – zunanji urez	24
Slika 10:	Triangulacija – notranji urez	24
Slika 11:	Trilateracija – ločni presek.....	26
Slika 12:	Stabilizacija z betonskim stebrom.....	31
Slika 13:	Talna stabilizacija z uporabo prenosljivih kovinskih stebrov	33
Slika 14:	Mreža za spremljanje premikov	34
Slika 15:	Horizontalna mreža za nadzor pregrade.....	41
Slika 16:	Izravnava proste mreže z izbranim številom delnih vezi pri točkah 1-4 kot S bazo	42
Slika 17:	Izravnava proste mreže s transformacijo na vse točke mreže	43
Slika 18:	Izravnava vpete mreže dane so točke od 1-4.....	44
Slika 19:	HE Boštanj	53
Slika 20:	Mreža kontrolnih točk HE Boštanj	55
Slika 21:	Geodetska mreža HE Boštanj.....	56
Slika 22:	Primer kvalitetne izvedbe stabilizacije z betonskim stebrom	57
Slika 23:	Precizni aspiracijski psihrometer in digitalni barometer.....	60

Slika 24:	Mreža HE Boštanj z merjenimi povezavami in absolutnimi elipsami pogreškov .	65
Slika 25:	Grafična predstavitev horizontalnih premikov točk mreže HE Boštanj.....	69
Slika 26:	Stanje na odlagališču jalovine – 16.4.2008	72
Slika 27:	Skica mreže Navezava na topografski podlagi.....	73
Slika 28:	Mreža Navezava v letu 2009 z vsemi merjenimi povezavami in primerjava z izmero v letu 2008.....	74
Slika 29:	Mreža Navezava v letu 2010 z vsemi merjenimi povezavami	74
Slika 30:	Skica mreže Plaz z fazami razširitve	75
Slika 31:	Mreža Plaz z vsemi merjenimi povezavami	77
Slika 32:	Mreža Plaz z vsemi merjenimi povezavami v letu 2010	78
Slika 33:	Stabilizacija opazovane točke.....	79
Slika 34:	Nehorizontalnost kovinske plošče na vrhu stebra	80
Slika 35:	Mreža Navezava – dosežena horizontalna natančnost zadnje in predhodne meritve	85
Slika 36:	Mreža Plaz – natančnost določitve položaja novih točk.....	89
Slika 37:	Mreža Navezava – grafični prikaz vektorjev premikov točk.....	91
Slika 38:	Mreža Plaz – grafični prikaz vektorjev premikov točk	94

OKRAJŠAVE IN SIMBOLI

HE	Hidroelektrarna
GNSS	Globalni navigacijski satelitski sistem
GPS	Globalni sistem za določanje položaja
HMJ	Hidrometalurška jalovina

1 UVOD

Vsi premiki in deformacije, ki se dogajajo, tako na naravnih, kot tudi na umetnih objektih so posledica nekega procesa. Proces lahko opredelimo kot neko fizično oz. dinamično dogajanje na objektu in v njegovi okolici. Premike in deformacije objektov določamo na osnovi izbranih karakterističnih geodetskih točk na objektu in njegovi okolici. Izbrane točke naj dobro opisujejo geometrijske in druge lastnosti objekta.

Premiki nastajajo zaradi zunanjih in notranjih vplivov kot so sila vetra, delovanje temperaturnih sprememb, tektonski in seizmični vplivi, spremembe v višini talne vode, statična in dinamična obremenitev objektov, religija materiala (Stopar, 1990). Osnova za ugotavljanje obnašanja objekta ali izbranega območja površine je določitev sprememb položaja značilno izbranih točk na objektu ali površini. Točke med seboj povezujemo v mreže. Položaj merskih točk določa obliko mreže ter metodo izmere. Metode delimo v absolutne ali geodetske ter relativne ali fizikalne (Savšek-Safić, 2002, cit. Po Stopar, Vodopivec, 1990). Izmero opravimo večkrat, v naprej določenih časovnih presledkih. Na osnovi primerjave rezultatov posameznih terminskih izmer lahko sklepamo na premike točk. Na nestabilnost sklepamo na osnovi velikosti in smeri premikov (Savšek-Safić, 2002).

Pri ugotavljanju stabilnosti tal in umetno zgrajenih objektov je pogosto treba definirati premike velikostnega reda 0,1 mm. Da lahko z največjo verjetnostjo določimo tako majhne premike je poleg precizne izmere in izravnave prav gotovo izredno pomembna lastna stabilnost merskih točk, s pomočjo katerih opišemo premike (Vodopivec, Kogoj, 2005).

Geodetske metode merjenj deformacij in premikov so običajno posredne metode, ker dobimo z merjenjem kotov, dolžin in višinskih razlik koordinate točk. Opazovani objekt idealiziramo s primernimi karakterističnimi točkami. Tem točkam z ničelno meritvijo določimo prostorske koordinate. Kasnejše meritve primerjamo z ničelno meritvijo. Poleg prostorske komponente moramo registrirati tudi časovno komponento, ki nam podaja pravilno predstavo o dogajanju na objektu (Stopar, 1990).

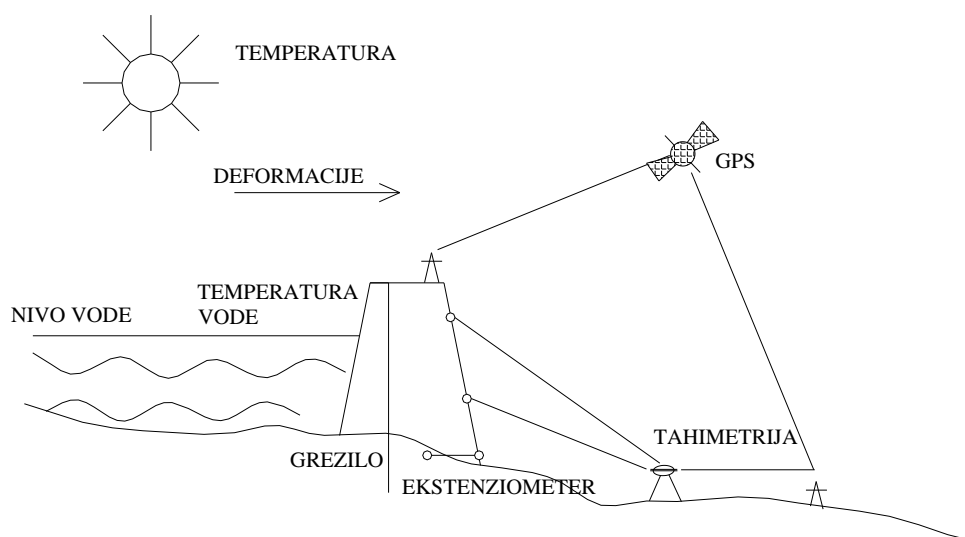
Diplomska naloga večji del pozornosti posveča horizontalnim premikom in deformacijam. Tu so omenjeni vzroki za nastanek, vrste premikov in deformacij, metode merjenja premikov in deformacij in geodetske mreže za ugotavljanje premikov in deformacij ter geodetske metode merjenja Hz premikov. Opisani so načini stabilizacije točk, instrumentarij in dodatni pribor za izvedbo meritev. Vse je podkrepjeno z dvema primeroma. Prvi je Tehnično poročilo II. izmere horizontalne geodetske mreže za kontrolo stabilnosti jezovne zgradbe HE Boštanj in drugi Geodetska izmera stabilnosti odlagališča HMJ Boršt Rudnika Žirovski vrh.

2 PREMIIKI IN DEFORMACIJE

Ob gradnji vse večjih in dražjih objektov zlasti pa v primeru objektov, ki so potencialno nevarni nas predvsem zaradi varnosti zanima ali je prišlo do premika in deformacije objekta. Da bi ugotovili in določili premik ali deformacijo je potrebno na objektu in v njegovi okolici, stabilizirati določeno število primerno razporejenih točk. Točke, ki jih z meritvami med seboj povežemo, tvorijo geodetsko mrežo za ugotavljanje premikov in deformacij.

Izmero geodetske mreže izvedemo večkrat in v izbranih časovnih presledkih. Posamezno izmero v določenem trenutku imenujemo terminska izmera. S primerjavo položaja identičnih točk med posameznimi terminskimi izmerami in podatkov o oceni natančnosti določitve točk je možno ugotoviti, ali so se točke premaknile in iz premikov določiti spremembo lege in morebitne deformacije objekta.

Za vsak objekt moramo določiti primerno natančnost merjenj premikov. Le-ta je odvisna od konstrukcijskih lastnosti objekta, hitrosti in karakterja pričakovanih premikov.



Slika 1: Obravnavani objekt (vplivi, deformacije in meritve) (Möser, 2000).

Objekti, na katerih ugotavljamo premike in deformacije so lahko:

- naravni in
- zgrajeni (umetni).

Umetne oziroma zgrajene objekte lahko razdelimo na gradbene objekte (prometnice, mostovi, vodne pregrade, visoke zgradbe, podporni zidovi, podzemni objekti,...) in večje strojne konstrukcije (žerjavi, dvigala, turbine,...).

Zemeljsko površje pa spada med naravne objekte. Premiki in deformacije nastanejo na naravnih in zgrajenih objektih, lahko pa tudi v okolici zgrajenih objektov (Mozetič, 2005).

2.1 VZROKI NASTANKA PREMIKOV IN DEFORMACIJ

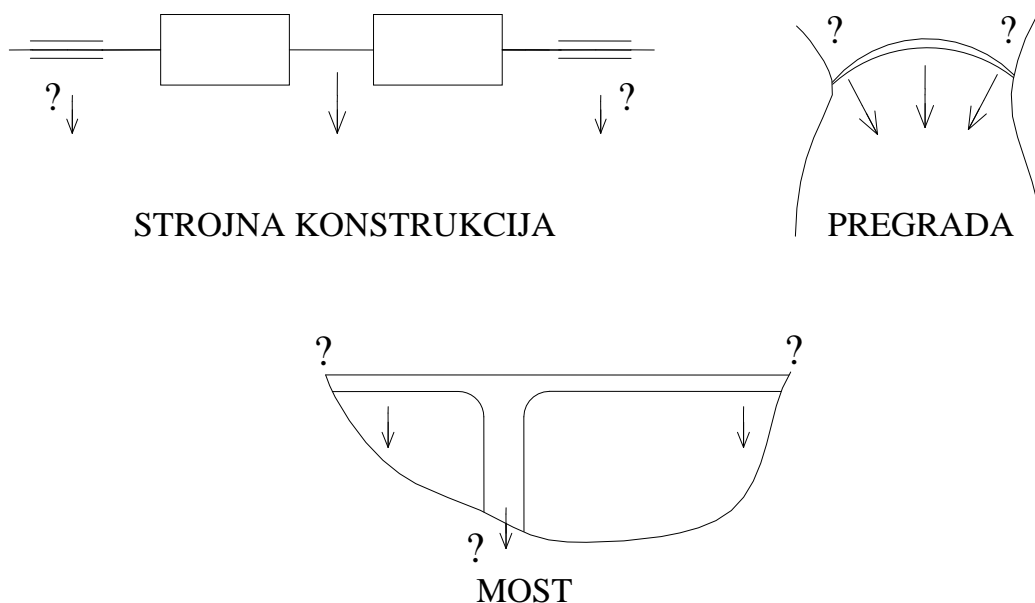
Vzroke za nastanek deformacij lahko razdelimo v tri skupine:

- delovanje zunanjih vplivov: sprememba temperature, veter, tektonski in seizmični vplivi, spremembe nivoja podtalnice, statična in dinamična obremenitev zgradbe;
- mehanske lastnosti gradbenega materiala, konstrukcijskih elementov in celotne konstrukcije, kjer pride še posebej do izraza teža betonske ali zemeljske zgradbe;
- nezadostno upoštevanje geološke sestave in mehaničnih lastnosti ter hidroloških pogojev ob projektiranju objekta zaradi nezadostnih predhodnih raziskav.

Na osnovi opravljenih več terminskih izmer v različnih pogojih stanja objekta, lahko premike razvrstimo na:

- postopno rastoče, ki so trajno nepovratni
- ciklično ponavljajoče, ki so običajno povratni.

2.2 VRSTE PREMIKOV IN DEFORMACIJ



Slika 2: Premiki in deformacije različnih objektov (Mozetič, 2005).

Posledica premikov so deformacije, ki jih glede na odziv objekta oz njegovo obnašanje deformacije razdelimo na:

- plastične deformacije

Ko imajo premiki postopen in trajen značaj, govorimo o plastičnih deformacijah. Obravnavni objekt spremni svojo obliko ali prostornino in je trajno deformiran. Ta oblika deformacije se uporablja na naravnih objektih kot so nasipi, poti, deponije kot posedanje, plazenje, nabrekanje tal.

- elastične deformacije

Te deformacije imajo povratni značaj. Obravnavani objekt po prenehanju delovanja zunanjih sil zavzame svojo prvotno obliko in prostornino. Ta oblika deformacije se pojavlja na vseh armiranobetonskih in jeklenih konstrukcijah, kot so mostovi, vodne pregrade, ki so izpostavljeni temperaturnim in hidrostatskim vplivom (Mozetič, 2005).

2.2.1 Deformacijski model

Z deformacijskim modelom predstavimo izmerjene vrednosti premikov in deformacij. Deformacijski model predstavljajo predhodna merjenja deformacij, tem pa sproti dodajamo nove rezultate opazovanj.

Vsak zadnji (novi) rezultat meritev nam služi za izboljšanje deformacijskega modela. Deformacijski model nam pomaga pri pravilnejšem planiranju merjenja in natančnejšem določanju pričakovanih velikosti deformacij, saj opisuje verjetni časovni potek deformacij.

2.2.1.1 Kinematični deformacijski model

V praksi pogosto nastopajo primeri, ko deformacije objekta niso v približni funkcijski zvezi s poznano vplivno količino, ki povzroča deformacije. Pogosti so primeri, ko vplivne količine ne poznamo (ne poznamo vzroka za nastanek deformacij) ali pa funkcije zaostajanja deformacije za vplivno količino (vzrokom). V takšnih primerih planiranje merjenj najlažje izvedemo s kinematičnim deformacijskim modelom, saj le-ta opisuje verjetne osnovne strukture vzrokov deformacije v odvisnosti od časa t . Primer, ko ne poznamo funkcijske povezave med vzrokom deformacije in deformacijo je drsenje hribine. V tem primeru so spremembe parametrov stabilnosti direktno povezane s številnimi zunanjimi vplivi (Stopar, Vodopivec, 1990).

Zelo enostaven model te vrste je prikazan na sliki (3).

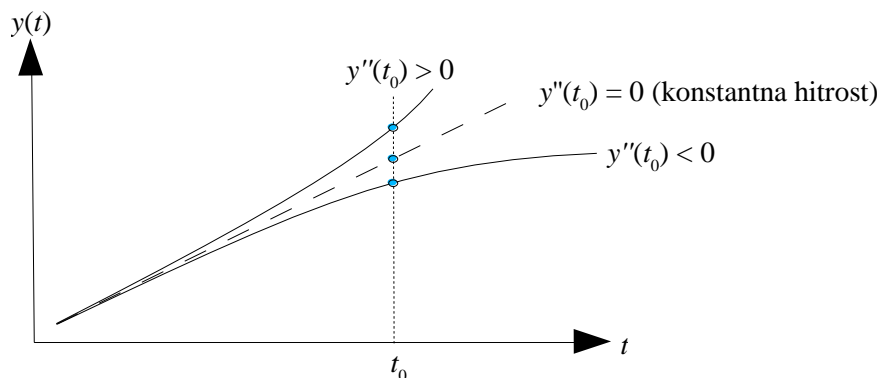
V bližini točke t_0 (trenutnega nastopa deformacije) je deformacija objekta:

-

(1)

..... hitrost poteka deformacije

..... pospešek deformacije



Slika 3: Kinematični deformacijski model (Kučič, 2004).

Za presojo poteka deformacije je posebno pomemben pospešek, iz katerega je razvidna narava deformacije:

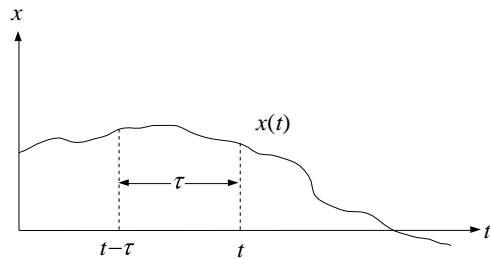
1. $y''(t) > 0$, hitrost poteka deformacije narašča, znak za destabilizacijo stanja.
2. $y''(t) < 0$, hitrost deformacije se zmanjšuje, umirjanje stanja.
3. $y''(t) = 0$, hitrost je konstantna.

$y''(t)$ je pospešek, pridobljen na osnovi modela, ki je modeliran oziroma je ocena dejanskega poteka deformacije.

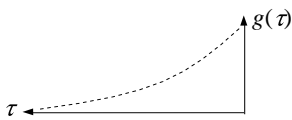
2.2.1.2 Dinamični deformacijski model

Napredni modeli za analizo deformacij ne upoštevajo le sprememb geometrije objekta v prostoru in času, temveč predvsem raziskujejo in vključujejo tudi vplivne količine oziroma faktorje (vzročne sile, notranja in zunanja bremena), ki povzročijo deformacijo. Dodatno vključujejo in obravnavajo tudi fizične lastnosti objekta (trdnost, elastičnost, ... materialov), ki so karakteristične in odgovorne za reakcijo objekta na delujoče sile. Trije elementi »vzročne sile« kot vhodni signal, »prenos skozi objekt« kot prenosni proces in »odgovor objekta« kot izhodni signal, tvorijo naključno verigo, oz. glede na terminologijo teorije sistemov, dinamični proces ali dinamični sistem (Stopar, Vodopivec, 1990).

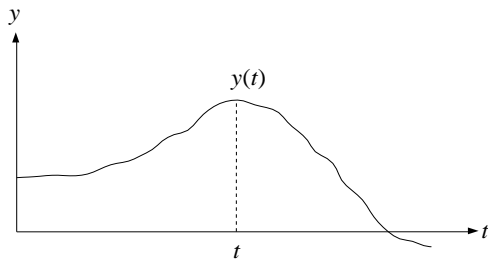
Deformacijo kot posledico vplivne količine lahko prikažemo z grafom (*Slika 4*).



- spreminjanje vplivne količine



- prenosna funkcija



- deformacija kot posledica vplivne količine

Slika 4: Zveza med vplivno količino in deformacijo (Stopar, Vodopivec, 1990).

Na sliki prvi graf prikazuje časovno spreminjanje vplivne količine. Drugi graf prikazuje prenosno funkcijo. Tretji graf pa prikazuje deformacijo kot posledico vplivne količine. Opazimo lahko, da deformacije ne nastopajo istočasno s spremembo vplivne količine ampak za njo zaostajajo za τ . Deformacijo v odvisnosti od spremembe vplivne količine lahko podamo z enačbo (2)

(2)

Prenosna funkcija $g(\tau)$, s katero modeliramo zaostajanje deformacije za spremembo vplivne količine, je zelo različna in je v največji meri odvisna od strukturalnih lastnosti objekta, pa tudi od same vplivne količine. Ne glede na to, jo lahko pogosto podamo z enačbo (3).

— —

(3)

.....prenosna konstanta med vplivno količino in obravnavanim objektom

.....časovna konstanta objekta

Glede na čas lahko spremembe vplivne količine razdelimo v tri glavne skupine. Te so:

- nenadne spremembe vplivne količine,
- linearne spremembe vplivne količine,
- periodične oziroma sinusne spremembe vplivne količine.

Vsa ostala spreminjanja vplivne količine lahko opišemo s kombinacijami (pogosto linearnimi kombinacijami) teh osnovnih tipov sprememb vplivne količine (Stopar, Vodopivec, 1990).

2.3 METODE MERJENJA PREMIKOV IN DEFORMACIJ

Metode merjenja deformacij so običajno posredne metode, ker dobimo z merjenjem kotov, dolžin in višinskih razlik koordinate točk. Glede na strokovna področja obravnavamo dve skupini merskih metod za ugotavljanje premikov in deformacij.

2.3.1 Fizikalne ali relativne metode

Fizikalne ali relativne metode, so negeodetske metode, ki temeljijo na merjenju mehanskih in električnih količin. Za merjenje le-teh se uporablja elektronski, optični, mehanski in hidrostatični instrumentari. To so npr. nihala, inkrometri, ekstenziometri, termometri in mikrometri, ki so vgrajeni na ali v obravnavani objekt. Fizikalne metode omogočajo določanje samo (izključno) relativnih premikov med posameznimi deli obravnavanega objekta.

2.3.2 Geodetske ali absolutne metode

Geodetske ali absolutne metode, preko mreže geodetskih točk, kjer so bila izvedena geodetska opazovanja, navadno zagotavljajo zadostno število nadštevilnih količin (opazovanj), da se izvede statistična analiza. Meritve oz. opazovanja se izvajajo s klasičnimi (terestričnimi),

fotogrametričnimi, satelitskimi in drugimi posebnimi tehnikami. Te metode se tradicionalno uporabljajo za ugotavljanje in določanje absolutnih premikov in deformacij obravnavanih objektov glede na njihovo stabilno okolico. Metode so dolgotrajnejše in dražje v primerjavi s fizikalnimi metodami (Mozetič, 2005).

Omenjene metode imajo svoje prednosti in slabosti. Izbira metode ali kombinacije metod, ki bi najbolj ustrezala, je odvisna od tipa obravnavanega objekta, zahtevane natančnosti in ekonomskega vidika.

V preteklih letih se je seznam različnih tipov instrumentov (merilne opreme) zelo razširil. Z vidika natančnosti instrumentov razlik med geodetskimi in fizikalnimi metodami ni več (US Army Corps of Engineers, 2002). Pri načrtovanju deformacijskih meritev, se moramo odločiti, o stvareh kot so:

- katere instrumente uporabiti,
- kam jih postaviti,
- kako jih združiti v integrirani opazovalni sistem in
- katere geodetske in fizikalne metode ugotavljanja premikov in deformacij se optimalno dopolnjujejo.

2.4 GEODETSKE MREŽE ZA UGOTAVLJANJE PREMIKOV IN DEFORMACIJ

V geodeziji za določanje koordinat točk obstajajo metode za določanje višinskih (1D), položajnih (2D) in prostorskih (3D) lokacij (koordinat) točk. Podobno je pri ugotavljanju premikov in deformacij.

Vertikalni premiki se ugotavljajo na osnovi meritev višinskih geodetskih mrež, horizontalni premiki se ugotavljajo na osnovi meritev horizontalnih geodetskih mrež in prostorski premiki se ugotavljajo na osnovi meritev prostorskih geodetskih mrež.

Ker ugotavljamo obnašanje objektov z geodetskimi metodami, je treba obravnavane objekte označiti z določenim številom karakterističnih točk, to so točke na objektu ali objektne točke.

Lahko jih imenujemo tudi modelne točke, saj so obravnavane tako, da v obliki matematičnega modela generalizirajo objekt. Število točk na objektu je odvisno od velikosti, oblike in pomembnosti obravnavanega objekta ter od pričakovanih velikosti in smeri premikov. V bližini obravnavanega objekta, vendar izven območja morebitnih premikov in deformacij, v sodelovanju z drugimi strokovnjaki izberemo najprimernejše lokacije za osnovne ali referenčne geodetske točke, ki jih načeloma obravnavamo kot stabilne točke.

Pri določitvi lokacije osnovnih točk pride do zanimive situacije, saj želimo, da bi bile te točke čim bližje obravnavanemu objektu zaradi zahtevane natančnosti meritev in hkrati čim dlje od vplivnega (nestabilnega) območja objekta.

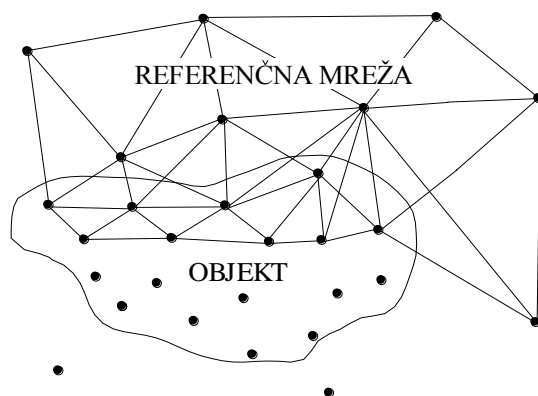
Poleg osnovnih točk lahko v geodetsko mrežo vključimo tudi pomožne osnovne točke, ki služijo izboljšavi geometrije geodetske mreže in dodatni povezavi stabilnih referenčnih točk in točk na objektu. Medsebojni položaj točk geodetske mreže je prvič določen z ničelno terminsko izmero mreže. To je dejansko prva izmera geodetske mreže, vendar se je zanjo uveljavila oznaka ničelna terminska izmera.

Kasnejše meritve primerjamo z ničelno ali le s prehodno terminsko izmero. Tako imenovane terminske izmere se izvedejo v časovnih presledkih, ki so ponavadi določeni s časovnim načrtom opazovanj. Najnovejšo terminsko izmero imenujemo tekoča terminska izmera.

Pri geodetskih metodah ugotavljanja premikov in deformacij delimo geodetske mreže na:

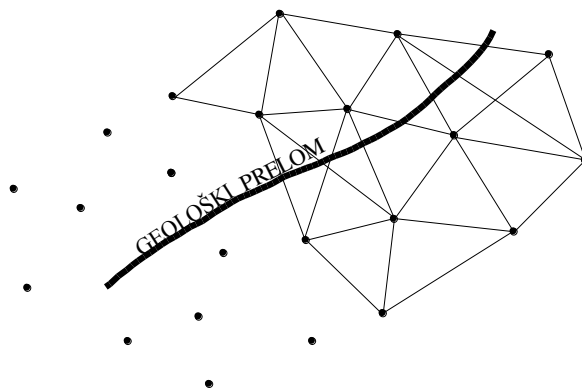
- absolutne geodetske mreže in
- relativne geodetske mreže.

Ta delitev je narejena na osnovi razporeditve točk, ki tvorijo geodetsko mrežo, in predpostavke o njihovi stabilnosti. V absolutnih mrežah je ali pa predpostavljamo, da je določeno število točk, imenovanih osnovne točke, med terminskimi izmerami stabilno in služijo za določanje absolutnih premikov točk na obravnavanem objektu. Število osnovnih točk je različno.



Slika 5: Absolutna geodetska mreža (točke na objektu in referenčne točke) (Kučič, 2004).

V relativnih mrežah ni predpostavke o stabilnosti določene skupine točk v mreži, zato vse točke obravnavamo kot točke na obravnavanem oziroma nestabilnem objektu. Koordinatni sistem ni enolično določen, zato lahko določimo le relativne premike med točkami.



Slika 6: Relativna geodetska mreža (točke na objektu) (Kučič, 2004).

Pri načrtovanju geodetskih mrež za ugotavljanje premikov in deformacij, se morajo upoštevati naslednji parametri (Mozetič, 2005):

- karakteristike objekta (vrsta, velikost, namen in lokacija),
- natančnost določanja položaja točk mreže oziroma natančnost določanja premikov točk na objektu,
- natančnost merjenih količin,
- optimizacija procesa merjenja (izbira instrumentarija in metode merjenja),

- položaj karakterističnih točk na objektu,
- lokacije osnovnih oziroma referenčnih točk,
- način stabilizacije in signalizacije točk,
- analiza moči mreže,
- natančnost in zanesljivost mreže,
- način izravnave geodetske mreže,
- testiranje rezultatov merjenja,
- testiranje hipotez.

Pri načrtovanju geometrije mreže za ugotavljanje premikov in deformacij objektov, moramo biti posebno pazljivi na karakteristike oziroma lastnosti obravnavanega objekta kot so velikost, oblika, namen, lokacija objekta idr... Zato moramo proučiti dokumentacijo o objektu, kakšen bo ta objekt, kako bo objekt velik, čemu bo namenjen, kje se načrtuje nova izgradnja in kakšen je teren (tla), kjer bo objekt zgrajen, če želimo da bo geodetska mreža optimalno realizirana na terenu. Geodetska mreža se podreja obravnavanemu objektu in problemom ugotavljanja njegovih premikov in deformacij (Mozetič, 2005).

Zahtevana natančnost določanja premikov in deformacij objektov je ponavadi določena s tehničnimi (gradbenimi) predpisi ali pa je odvisna od potreb naročnika. Zahtevana natančnost določitve premikov je odvisna vpliva na dejavnike kot so:

- metoda izmere,
- natančnost opazovanj in
- geometrijo geodetske mreže.

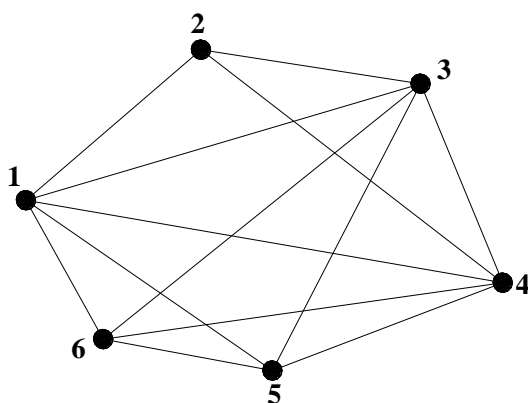
Da bi bili premiki točk določeni z zahtevano natančnostjo, je potrebno izvesti a priori oceno natančnosti merjenih količin ter izvesti celotno analizo natančnosti.

Če ne moremo zagotoviti zahtevane natančnosti je potrebno:

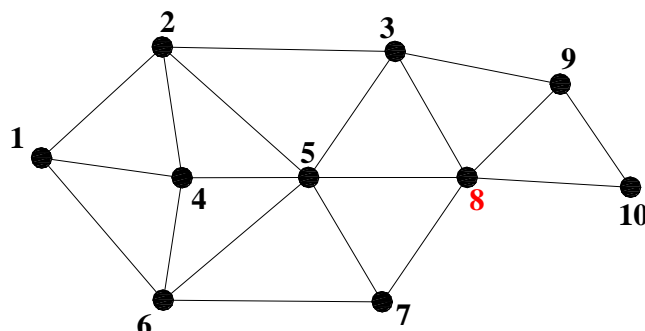
- poiskati boljšo geometrijo geodetske mreže,
- predpostaviti večjo natančnost merjenih količin ali
- spremeniti metodo izmere in vrsto opazovanj.

Optimizacijo meritev, ki obsega izbiro metode, instrumentov in pogojev meritev, izvedemo z namenom, da z meritvami zagotovimo natančnost merjenih količin, ki je bila predpostavljena v izračunu. Upoštevati je treba tudi pogoj ekonomičnosti, kar pomeni, da z minimalnimi finančnimi in materialnimi sredstvi določimo premike z zahtevano natančnostjo. Skrbno je treba izbrati položaje karakterističnih točk na opazovanem objektu, da bodo čimbolj verodostojno opisovale objekt in nudile informacije o pričakovanih premikih in deformacijah objekta. Izbor karakterističnih točk je odvisen od vrste objekta, pričakovanih premikov in deformacij objekta.

Osnovne (referenčne) točke se v primeru absolutnih geodetskih mrež stabilizirajo izven območja obravnavanega objekta in okolice, na katero lahko opazovani objekt vpliva, hkrati pa čim bližje obravnavanemu objektu, zaradi zagotovitve zahtevane natančnosti določitve premikov točk. Lokacije za stabilizacijo referenčnih točk je najbolje določiti ob pomoči geologov, saj morajo biti te točke stabilne daljše časovno obdobje. Zaželeno je, da osnovne (referenčne) točke v postopku ugotavljanja premikov in deformacij ostanejo stabilne. Če se je posamezna osnovna točka v času od ene do druge terminske izmere premaknila, jo je treba v izračunu upoštevati ali pa jo pravočasno nadomestiti z novo osnovno točko, ki bo stabilna daljše časovno obdobje. (Mozetič, 2005)



Skica 7: Primer dobre geometrije geodetske mreže za izvedbo deformacijske analize (Mozetič, 2005).



Slika 8: Primer slabe geometrije geodetske mreže za izvedbo deformacijske analize (Izločitev točke 8 iz postopka izravnave povzroči, da sta točki 9 in 10 slepi) (Mozetič, 2005).

Osnovne točke morajo biti stabilne daljše časovno obdobje, zato je treba zagotoviti njihovo dobro (korektno) stabilizacijo. Izbor stabilizacije je odvisen od geološke sestave tal. Točke na obravnavanem objektu ponavadi niso stojišča, vendar morajo biti stabilizirane tako, da se nanje prisilno centrirajo tarče, prizme, late, antene.

2.4.1 Izravnava geodetskih mrež za ugotavljanje premikov in deformacij

Geodetske mreže v postopkih deformacijske analize obravnavamo kot proste mreže, kar pomeni, da ne razpolagamo z datumom mreže. Ta je določen kot nujno potrebno število parametrov za definiranje koordinatnega sistema. Pri prostih mrežah je matrika normalnih enačb N singularna ($\det N = 0$). Defekt ranga te matrike je pri prostih mrežah največ 7 (3 translacije, 3 rotacije in merilo), pri položajnih mrežah največ 4 (2 translacij, rotacija in merilo), pri višinskih mrežah pa največ 2 (translacija in merilo). Prav singularnost matrike normalnih enačb N nam omogoča da v postopku izravnave dobimo količine, ki so neodvisne od datuma mreže in so zato ocenljive. Singularnost matrike normalnih enačb N nam omogoča od koordinatnega sistema neodvisno (Savšek, 2002):

- tvorjenje testne statistike za testiranje hipotez,
- primerjavo razlik koordinat identičnih točk v različnih terminskih izmerah in
- oceno natančnosti.

Vse neodvisne količine so ocenljive (Mozetič, 2005). V kolikor bi izbrali eno točko kot dano, bi s tem subjektivno definirali koordinatni sistem. Dobljeni rezultati bi bili odvisni od izbranega koordinatnega sistema, česar pa ne želimo. V deformacijski analizi imamo za to vedno opravka z izravnavo prostih mrež, katerih matrika normalnih enačb N je singularna.

Rezultat izravnave geodetske mreže so neznanke, najpogosteje so to koordinate geodetskih točk, ki se določijo indirektno na osnovi rezultatov merjenih količin, se pravi opazovanj. V geodetskih mrežah je število neznank manjše od števila opazovanj – ne obstaja enolična rešitev. Jo pa dobimo z uvedbo ustreznega dodatnega kriterija:

ki jo imenujemo metoda najmanjših popravkov opazovanj. Reševanje sistema pod tem pogojem imenujemo izravnavo po metodi najmanjših kvadratov. Geodetsko mrežo lahko izravnamo po pogojnem ali pa posrednem načinu izravnave. Večinoma pa se v deformacijski analizi uporablja posredni način izravnave geodetske mreže.

Definiran je matematični model, ki ga v geodeziji razumemo kot zvezo med opazovanji, neznankami in konstantami v mreži, njihovo medsebojno odvisnost ter matematično in statistično teorijo izravnave po metodi najmanjših kvadratov (Mozetič, 2005). Matematični Gauss-Markov model delimo na funkcionalni model, ki določa funkcijske zveze med količinami v mreži in stohastični model, ki določa predpostavke o tipu porazdelitve opazovanj ter o koleracijah med njimi. Gauss-Markov model je možno zapisati z naslednjimi enačbami:

$$= A \tag{4}$$

$$\tag{5}$$

In ob datumskih vezeh:

$$\tag{6}$$

Iz metode najmanjših kvadratov dobimo naslednje izraze za cenilke (enačba 7 – 16):

(7)

(8)

(9)

(10)

\hat{x}

(11)

\hat{x}

(12)

\hat{i}

\hat{x}

(13)

kjer je:

(14)

(15)

–

(16)

Oznake in simboli imajo naslednje pomene:

..... vektor opazovanj

..... matrika koeficientov enačb popravkov

..... vektor popravkov opazovanj

..... a priori referenčna varianca

..... a posteriori referenčna varianca

..... vektor neznank

..... matrika uteži

- matrika notranjih vezi
- datumska matrika
- matrika kofaktorjev opazovanj
- \hat{x} matrika kofaktorjev neznank
- matrika kofaktorjev popravkov opazovanj
- \hat{y} matrika kofaktorjev izravnanih opazovanj
- variančno kovariančna matrika opazovanj
- matrika koeficientov normalnih enačb
- število nadštevilnih opazovanj
- število opazovanj
- število neznank
- defekt ranga

V postopku izravnave se ponavadi omejimo na preprost model, ki najbolje opisuje funkcijske zveze med količinami v mreži, predpostavke o tipu porazdelitve ter o koleracijah med njimi. Osnovni namen statističnega testiranja je, da ugotovimo, ali izbrani matematični sistem ne ustreza dejanskemu stanju. Pomembno je tudi, da odkrijemo grobe pogreške v opazovanjih in taka opazovanja izločimo iz izravnave.

Gauss-Markov model temelji na nizu predpostavk, ki jih imenujemo hipoteze (domneve). Statistično testiranje uporabljamo za ugotavljanje pravilnosti postavljenih hipotez. Ničelna hipoteza predpostavlja:

- da opazovanja niso grobo pogrešena,
- da funkcionalni model pravilno opisuje zvezo med opazovanji in neznankami,
- da izbran stohastični model primerno opisuje stohastične lastnosti opazovanj.

Ko je matematični model, določen, je potrebno ugotoviti minimalno število elementov, s katerimi bo model enolično določen. Število teh elementov je enako številu neobhodno potrebnih merjenih količin. Za določitev natančnosti neznank potrebujemo več elementov od minimalnega števila, kar pomeni, da morajo obstajati nadštevilne merjene količine.

Nadštevilne merjene količine pa nam omogočajo:

- odkrivanje grobih pogreškov,
- izboljšanje natančnosti izračunanih parametrov,
- oceno natančnosti opazovanj in neznank.

Testiranje hipotez o prisotnosti grobih pogreškov izvedemo s pomočjo globalnih in lokalnih testov. Globalni testi podajajo zgolj splošno informacijo o prisotnosti pogreškov v rezultatih merjenih količin po izravnavi. Z njimi lahko le potrdimo domnevo o prisotnosti grobih pogreškov v opazovanjih, brez možnosti njihovega lociranja. S pomočjo lokalnih testov pa lahko lociramo grobo pogrešena opazovanja. Pogoji za uspešno deformacijsko analizo je tudi ta, da so vsa grobo pogrešena opazovanja odkrita in izločena iz izravnave.

2.4.2 Datum in defekt geodetske mreže

Ko je prosta mreža izravnana po metodi najmanjših kvadratov, moramo definirati tudi koordinatni sistem. Datumski parametri za položajne mreže so:

- dva parametra za določitev koordinatnega izhodišča (dve translaciji),
- en parameter za določitev orientacije (ena rotacija) in
- en parameter za določitev merila.

Ko je koordinatni sistem določen, dobimo regularne normalne enačbe, če pa ga ne definiramo dobimo singularne normalne enačbe. Od datuma mreže so neodvisni:

- standardizirani popravki opazovanj $\hat{\mu}_i$,
- referenčni standardni odklon σ_0 ,
- ocena natančnosti opazovanj σ_i ,
- notranja geometrija mreže (število nadštevilnosti opazovanj) (Mozetič, 2005).

Odvisni od datuma mreže pa so:

- vektor neznank \mathbf{u} ,
- kovariančno kovariančna matrika neznank $\mathbf{\Sigma}$
- standardne elipse zaupanja

Prosta mreža, kjer ne razpolagamo z datumom mreže, v splošnem nima določenega koordinatnega sistema, ki je definiran s koordinatnim izhodiščem, orientacijo sistema in merilom. Matrika koeficientov normalnih enačb N je singularna, kar pomeni, da je determinanta takšnega sistema enaka 0 ($\det N = 0$). Iz tega sledi, da ne obstaja matrika N^{-1} (matrika kofaktorjev neznank), ki je po definiciji inverzna matrika matrike koeficientov normalnih enačb N . Tak sistem enačb z običajnimi matričnimi operacijami ni rešljiv, saj matrika koeficientov normalnih enačb ni obrnljiva. Vzrok za singularnost je lahko:

- nedoločenost koordinatnega sistema in
- število neznank je večje glede na število merjenih količin.

Če je vzrok za singularnost matrike koeficientov normalnih enačb nedoločenost koordinatnega sistema, govorimo o defektu datuma. V kolikor pa je vzrok za singularnost preveliko število neznank, glede na število merjenih količin, govorimo o defektu konfiguracije. V mreži lahko nastopita oba defekta hkrati in tedaj njuno vsoto imenujemo defekt mreže. Defekt mreže lahko označimo tudi kot število vezi med neznankami mreže in ga izračunamo z enačbo 17.

$$(17)$$

kot razliko med številom neznank v mreži n in številom danih količin, ki bi enolično določale geometrijo mreže ($n - d$). Kadar matrika enačb popravkov N nima polnega ranga stolpcev, takrat je tudi matrika normalnih enačb N nepopolnega ranga (Mozetič, 2005).

Običajno v geodetskih mrežah nastopi defekt mreže kot posledica defekta datuma in ne defekta konfiguracije, saj predpostavljamo, da je načrt opazovanj optimalno pripravljen in tako ne more priti do večjega števila neznank glede na merjene količine. Defekt konfiguracije

nastopi, če opravljene meritve v geometričnem smislu ne omogočajo določitve vseh neznank (koordinat). Defekt datuma nastopi kot posledica nedoločenega koordinatnega sistema, kar pomeni, da v mreži nimamo znanih datumskih parametrov (Mozetič, 2005).

3 GEODETSKE METODE MERJENJA HORIZONTALNIH PREMICOV

Geodetske meritve za ugotavljanje premikov praviloma izvajamo v geodetski mreži, v katero so povezane referenčne točke in točke obravnavanega objekta. Izbira položajev točk je odvisna od topografije terena in/ali lastnosti objekta. Število in razporeditev točk na objektu sta povezana z lastnostmi objekta in velikostjo ter smerjo pričakovanih premikov. Za vzpostavitev geodetske mreže sicer veljajo splošna pravila, vendar jih za vsak posamezen problem/objekt prilagodimo dejanskim okoliščinam.

Geodetske metode izmere za ugotavljanje premikov delimo na metode terestrične izmere in metode izmere GNSS.

Med metode terestrične izmere uvrščamo:

- **metode za določitev vertikalnih premikov:**
 - geometrični nivelman,
 - trigonometrično višinomerstvo

- **metode za določitev horizontalnih premikov:**
 - triangulacijo, trilateracijo,
 - poligonometrijo.

Med te postopke pa ne sodijo fotogrametrične metode, metode laserskega skeniranja in metode daljinskega zaznavanja, saj so le te brezkontaktne in ne vključujejo izvedbo meritev z neposrednim fizičnim stikom geodetskega instrumenta ali merske opreme z referenčnimi točkami in točkami obravnavanega objekta. V diplomski nalogi obravnavamo merjenje horizontalnih premikov s terestričnimi metodami.

3.1 TRIANGULACIJA

Triangulacija je metoda določevanja koordinat trigonometričnih točk (mogoče je izračunati vse elemente v mreži trikotnikov če merimo vse kote trikotnikov (oblika mreže) in le eno stranico enega trikotnika v mreži - operativna baza).

S triangulacijo določimo obliko in velikost trigonometrične mreže na osnovi samo kotnih opazovanj in ene dolžine. Triangulacija kot metoda tvori skupino geodetskih del, katerih cilj je določitev koordinat točk v projekcijski ravnini. Metodo je utemeljil Snellius (1580 – 1626). Oblika mreže je določena, če so znani vsi nujno potrebni koti v mreži trikotnikov. Kote določimo z meritvami. Merilo mreže pa je določeno na osnovi poznane vsaj ene trigonometrične stranice. V praksi merimo več stranic:

- zaradi porazdeljevanja pogreškov,
- zaradi povečevanja natančnosti.

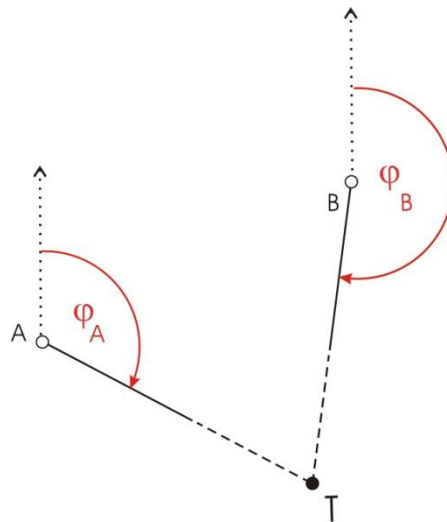
Položaj mreže je določen, če poznamo položaj vsaj ene točke v globalnem k.s. Običajno poznamo položaje več točk. Geografske koordinate točk A in B na klasičen način določimo z astronomskimi opazovanji.

Glede na vrsto opazovanih smeri določimo tri osnovne postopke v okviru metode triangulacije in sicer:

- zunanji urez
- notranji urez
- kombiniran urez

3.1.1 Zunanji urez

- dani sta 2 točki A in B
- merjeni sta dve orientirani smeri φ_A in φ_B na danih točkah A in B

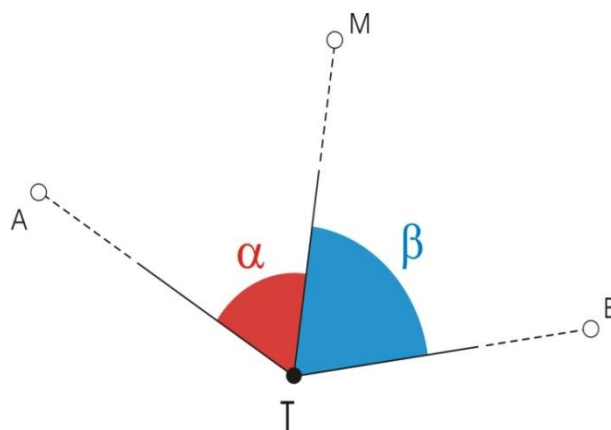


Slika 9 : Triangulacija – zunanji urez (Kogoj, 2006).

- število neznank: 4 ($y_T, x_T, \alpha_A, \alpha_B$) [α_A, α_B – orientacijski kot]
- število meritev: 4 (dve orientirani smeri [α_A, α_B] = 4 opazovanja smeri)
- iz števila neznank in števila meritev dobimo enolično rešitev → približna vrednost koordinat točke T , ker nimamo nadštevilnih opazovanj.

3.1.2 Notranji urez

- dane so 3 točke: A, B, C
- merimo 3 smeri na novi točki proti danim točkam



Slika 10 : Triangulacija – notranji urez (Kogoj, 2006).

- število neznank: 3 (y_T, x_T, o_T)
- število meritev: 3 (3 opazovane smeri)
- enolična rešitev → približna vrednost koordinat točke T , ker nimamo nadštevilnih opazovanj.

3.1.3 Kombiniran urez

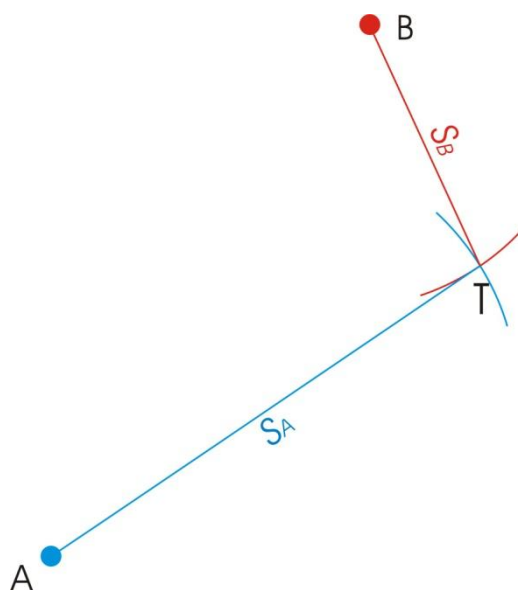
- število neznank: 4 (y_T, x_T, o_A, o_T)
- število opazovanj: 3 (2 notranji smeri + 1 orientirana smer = 2 opazovani smeri)
- enolična rešitev

3.2 TRILATERACIJA

O trilateraciji govorimo, kadar so v trigonometrični mreži merjene samo dolžine med točkami (dolžine trigonometričnih stranic).

Trilateracija je metoda s katero določamo koordinate novih trigonometričnih točk z merjenjem dolžin. Več kilometrov dolge dolžine lahko merimo dovolj natančno le z elektronskimi razdaljemerji.

Približne koordinate računamo po načinu ločnega preseka in z računanjem trikotnikov. Trikotnik je določen z izmerjenimi dolžinami stranic. Izračunamo kote, nato pa s koti in dolžinami po načinu poligona računamo približne koordinate novih točk. Tako računamo tudi takrat ko merimo dolžine in kote.



Slika 11: Trilateracija – ločni presek (Kogoj, 2006).

Tako kot vse geodetske meritve izravnamo tudi trilateracijo po metodi posrednih ali pogojnih merenj. Uporabnejša je posredna izravnava. Zelo pomembna je pravilna izbira uteži. Analizirati moramo natančnost merjenih količin. Če v mreži merimo dolžine in kote moramo ugotoviti, vpliv pogreškov merjenja dolžin in vpliv pogreškov merjenja kotov na končni rezultat in temu sorazmerno izbrati medsebojno razmerje uteži, kotov in dolžin.

3.3 KOMBINIRANA METODA

Pri tej metodi uporabljamo triangulacijo in trilateracijo. Z uporabo obeh metod povečamo število nadštevilnih meritev. Tako je zagotovljena večja natančnost in zanesljivost točk v geodetski mreži. Pri izbiri položaja novih točk upoštevamo pravila kot pri zgoščevanju trigonometričnih mrež, kjer merimo le kote:

- dolžine stranic, ki jih merimo s posamezne točke, naj bodo med seboj čim bolj enake,
- smeri stranic naj bodo na točki čim bolj enakomerno razporejene po horizontu (med seboj naj oklepajo čim bolj enake kote),
- nove točke moramo določati iz najbližjih danih točk.

4 ZAGOTOVITEV GEODETSKE MREŽE

4.1 PREDSTAVITEV OBLIKE MREŽE (VRSTA, ZAGOTOVITEV KAKOVOSTI)

Obraunavan objekt ali območje je predstavljeno z nizom točk na objektu ali območju in v njegovi okolici. Točke z meritvami povežemo v geodetsko mrežo. Referenčne točke definirajo geodetski datum geodetske mreže, medtem ko točke na objektu predstavljajo model objekta. Izbira položajev točk je v glavnem odvisna od topografije terena in/ali oblike objekta. Točke so trajno označene in stabilizirane na način, ki zagotavlja kakovostno izvedbo meritev in enolične ponovitve terminskih izmer (Savšek, 2010).

Geodetska mreža za deformacijsko analizo mora biti projektirana tako, da omogoča določitev premikov z vnaprej zahtevano natančnostjo in zanesljivostjo. Natančnost s katero naj bo objekt določen navadno predpiše naročnik. Metoda izmere, geometrija mreže in natančnost meritev je odvisna od zahtevane natančnosti določitve premikov.

V praksi spremljamo in ugotavljamo velike in tudi komaj zaznavne premike. Postopke ugotavljanja premikov objektov razdelimo glede na velikost pričakovanih premikov na dve stopnji:

- I. stopnaja natančnosti: premiki velikosti 2 cm – 10 cm
- II. stopnja natančnosti: premiki velikosti 5 mm – 2 cm

V nadaljevanju so predstavljene posebnosti, ki veljajo za različne metode geodetske izmere in se predvsem nanašajo na najnatančnejše meritve (II. stopnjo natančnosti).

4.1.1 Tetestrična izmera

Da bi zagotovili natančnost premikov točk, ki nam jo predpiše naročnik je potrebno izvesti predhodno oceno natančnosti merjenih količin (za II. nivo natančnosti). V primeru, da ne moremo zagotoviti zahtevane natančnosti določitve koordinat točk ali potrebne natančnosti

določitve premikov točk, je potrebno poiskati ustrežnejšo geometrijo mreže ali pa zagotoviti večjo natančnost merjenih količin. Ustrežnejšo geometrijo geodetske mreže lahko dosežemo tudi z vzpostavitvijo ustreznega števila povezav, ki bodo zagotovile dovolj veliko število nadštevilnih meritev. Največje oddaljenosti med točkami v horizontalni geodetski mreži naj ne presegajo 1 km. Uporabi poligonske mreže se praviloma izogibamo, ta oblika mreže je dovoljena le za I. stopnja natančnosti.

4.2 STABILIZACIJA TOČK

4.2.1 Stabilizacija referenčnih točk

Zaradi vseh razpoložljivih merskih tehnologij postaja kombinirana izmera vse pogostejša. Posledica tega pa je, da je tudi stabilizacija točk na objektu in referenčnih točk izvedena tako, da se na njih lahko izvajajo meritve GNSS ter terestrične meritve (meritve največje natančnosti – II. stopnja natančnosti).

Geološka sestava tal je pomemben dejavnik pri stabilizaciji referenčnih točk. Točke (referenčne) so stabilizirane z armiranobetonskimi stebri, ki omogočajo enolično in ponovljivo prisilno centriranje instrumenta, reflektorja in antene GNSS (Kogoj et al., 2009). Na ustreznem stabilnem terenu je treba je potrebno izvesti kakovostno temeljenje, saj se merski steber ne sme lokalno premakniti ali nagniti. Po potrebi zagotovimo tudi bočna zavarovanja za spremljanje stabilnosti posamezne referenčne točke. Tudi tukaj je zopet pomembno sodelovanje geologa in gradbenika z geodetom (Savšek et al. 2010).

V urbanih naseljih so armiranobetonski stebri moteči za okolje, zato za izvedbo terestrične izmere izberemo stabilizacijo referenčnih točk s klini iz nerjavečega jekla z dodatnim ekscentričnim stojiščem (za meritve manjše in meritve največje natančnosti - I. in II. stopnja natančnosti). Pri stabilizaciji je treba zagotoviti, da so iz vseh ekscentričnih stojišč vidni talni klini z notranjim navojem, ki prav tako omogočajo enolično in ponovljivo prisilno centriranje reflektorja. Klin mora biti stabiliziran v stabilni podlagi njegov vrh pa poravnan s podlago. Notranji navoj omogoča prisilno centriranje reflektorja ali antene GNSS med meritvami ali

čepov za varovanje navojev, ko ne izvajamo meritev. Stabiliziramo jih tako, da so varni pred uničenjem v daljšem časovnem obdobju (Vodopivec in Kogoj, 2005).

4.2.2 Stabilizacija točk na objektu

Pri izbiri točk na objektu sodelujejo projektanti (gradbeniki, geotehniki) in geodeti. Projektant objekta pozna objekt in njegovo obnašanje ob obremenitvah ter njegove predvidene oblike in deformacije. Pozna kritična mesta na objektu, karakteristične točke, ki predstavljajo obnašanje celotnega objekta in predlaga izbiro točk na objektu, ki bodo optimalno predstavljale celoten objekt ali njegove kritične dele. Projektant tudi določi pričakovane, še sprejemljive in kritične velikosti premikov točk na objektu ter je seznanjen s posledicami, če premiki prekoračijo te velikosti (vrednosti) (Savšek et al. 2010).

Geodet predlaga metode izmere, obliko geodetske mreže in ustrezen instrumentarij, s katerim bo zagotovljena zahtevana kakovost pridobljenih premikov na obravnavanem objektu, saj pozna:

- geodetske merske tehnike,
- pravila projektiranja geodetskih mrež
- instrumentarij
- metode ocenjevanja kakovosti rezultatov,
- postopke deformacijske analize in vrednotenje pridobljenih rezultatov.

Točke na objektu morajo biti stabilizirane na način, ki je varen pred uničenjem, ni moteč za okolje in zagotavlja ustrezno stabilnost točk in ponovljivost meritev.

4.3 NAČINI STABILIZACIJE

Pomemben dejavnik pri določanju premikov je vsekakor optimalna stabilizacija geodetskih točk. Glede na velikost pričakovanih premikov mora biti zagotovljena tudi primerna natančnost stabilizacije.

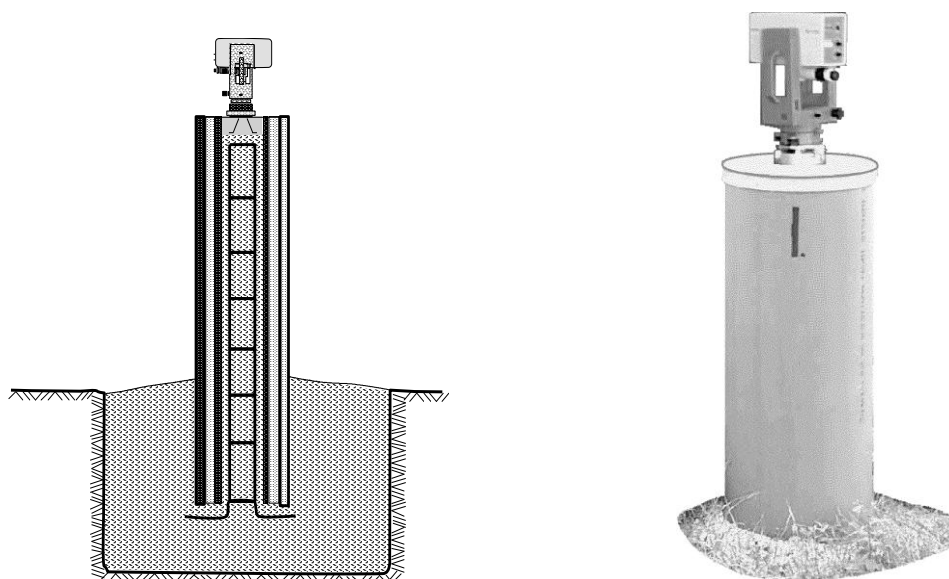
To velja tako za točke, stabilizirane na stabilnem terenu kot tudi za točke na objektu - terenu, ki ga opazujemo. V praksi srečujemo vrsto različnih načinov stabilizacije geodetskih točk, od najenostavnejših načinov pa vse do masivnih temeljev z betonskimi stebri in mehanizmom, ki omogoča prisilno centriranje. Vsak način stabilizacije ima svoje dobre in tudi slabe lastnosti. Od vsake stabilizacije pričakujemo:

- zagotovitev lastne (lokalne) stabilnosti,
- možnost prisilnega centriranja,
- točka naj bo fizično in vizualno čim manj moteča v naravnem okolju ali na objektu in
- čim manjše stroške gradnje.

Le redki so primeri, kjer so vsi navedeni pogoji izpolnjeni. Običajno se poslužujemo kompromisov, tako da v dani situaciji dosežemo optimalno rešitev. V diplomski nalogi govorimo o premikih reda 0,1 mm, zato ne moremo spregledati najpogostejših primerov precizne stabilizacije geodetskih točk. V nadaljevanju je podrobneje opisan način stabilizacije z betonskim stebrom ter način talne stabilizacije z uporabo prenosljivih kovinskih stebrov.

4.3.1 Stabilizacija z betonskim stebrom

To je klasični način stabilizacije. Običajno so to okrogli armirani betonski stebri, premera od 30 cm do 40 cm, nadzemne višine od 130 cm do 150 cm. Steber je dodatno zaščiten z betonsko cevjo in vmesnim praznim prostorom, ki ga zapolnjuje temperaturni izolator. To daje stebri veliko temperaturno odpornost, saj predstavlja zaščito pred zunanjimi vplivi, predvsem soncem, ki povzroča velika temperaturna nihanja. Nosilec stebra je masiven, kompakten betonski temelj, katerega dimenzije so odvisne od vrste podlage. Temelj stebra lahko predstavlja tudi naravna skala, v katero je steber sidran. V gornjo ploskev stebra je vzidan sistem, ki omogoča prisilno centriranje. Običajno je to posebna centrirana kovinska plošča, ki ima vgrajen srčni vijak, na katerega privijemo trinožni podstavek instrumenta izbranega proizvajalca. Prisilno centriranje je lahko prirejeno uporabi posebnih vmesnikov za instrumente nekaterih proizvajalcev.



Slika 12: Stabilizacija z betonskim stebrom (Vodopivec, Kogoj, 2003).

Dobri lastnosti stabilizacije z betonskim stebrom sta:

- velika lastna stabilnost točke ob kvalitetni izvedbi stabilizacije in
- zagotovljeno natančno prisilno centriranje (pogrešek manjši od 0.1 mm).

Poleg dobrih pa ima ta način tudi vrsto slabih lastnosti:

- velika masa – možnost lokalnega premika,
- možnost nagiba, ki se odraža kot premik točke,
- poseg v okolje, točka lahko predstavlja fizično oviro in je vizualno moteča,
- stalna višina, ki jo glede na višino opazovalca ni mogoče spreminjati in
- večji materialni stroški in stroški izdelave stabilizacije.

Merski steber se nam nikakor ne sme lokalno premakniti ali nagniti, zato je treba izvesti kakovostno temeljenje na ustrezno stabilnem terenu. Po potrebi zagotovimo tudi bočna zavarovanja za spremljanje stabilnosti posamezne referenčne točke. Pomembno je sodelovanje geologa in gradbenika z geodetom.

V urbanih naseljih, kjer so armiranobetonski stebri moteči za okolje, za izvedbo terestrične izmere izberemo stabilizacijo referenčnih točk s klini iz nerjavečega jekla z dodatnim

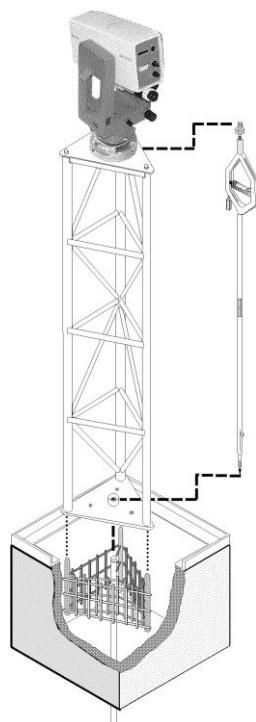
ekscentričnim stojiščem (za I. in II. stopnjo natančnosti). Pri stabilizaciji je treba zagotoviti, da so iz vseh ekscentričnih stojišč vidni talni klini z notranjim navojem, ki prav tako omogočajo enolično in ponovljivo prisilno centriranje reflektorja. Klin mora biti stabiliziran v stabilni podlagi. Vrh klina je poravnan s podlago. Notranji navoj omogoča prisilno centriranje reflektorja ali antene.

4.3.2 Talna stabilizacija z uporabo prenosljivih kovinskih stebrov

Prikazan je drugačen sistem, ki zadrži nekaj dobrih in tudi slabih lastnosti prejšnje stabilizacije. Osnova je uveljavljeni švicarski način, ki ga je izpopolnil *prof.dr. Manzon*. Točko predstavlja temeljena talna stabilizacija bistveno manjših dimenzij, kot v primeru betonskega stebra. Talna stabilizacija ima sistem za prisilno centriranje stativa in preciznega togega grezila. Na talno stabilizacijo z vijaki pritrdimo steber kovinske palične konstrukcije višine približno 150 cm. S pomočjo cevne libele ga približno verikaliziramo. Podnožna plošča, na katero prisilno centriramo instrument (sistem Kern) ali trinožni podstavek instrumenta je vpet na precizno togo grezilo. Ta je s spodnjim koncem prisilno centrirana na center talne stabilizacije. Grezilo ima namesto običajne dozne libele precizno cevno libelo.

Dobra lastnost pri tej stabilizaciji je stabilnost točke, prisilno centriranje pa je manj natančno, kot pri prisilnem centriranju na betonskem stebri, kljub temu pa ta način stabilizacije odpravlja večino slabosti klasične stabilizacije z betonskim stebrom in sicer:

- točka je bistveno manj masivna, stroški izdelave, če ne upoštevamo izdelave posebnih stativov, so manjši,
- možnosti nagiba ni, saj kovinski stativ vedno na novo vertikaliziramo,
- stabilizacija v okolju ni moteča,
- ostaja problem stalne višine instrumenta.

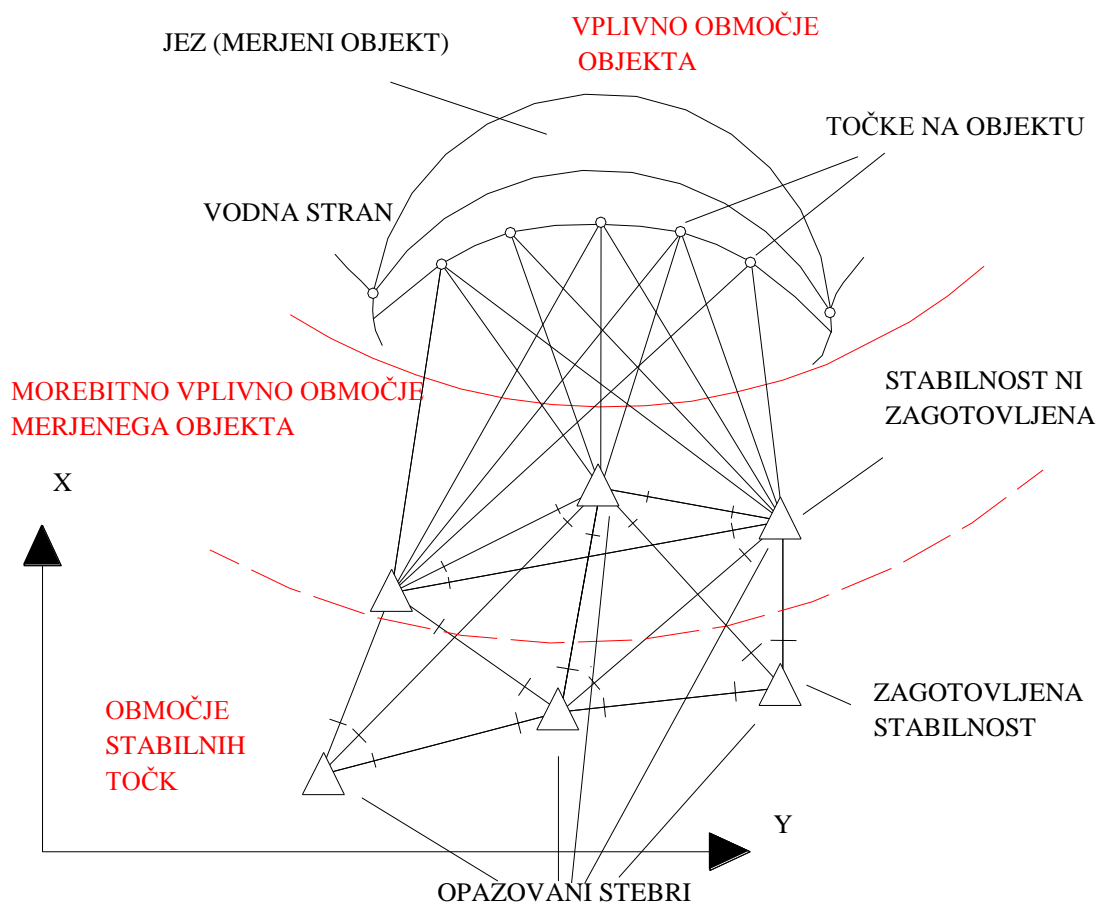


Slika 13: Talna stabilizacija z uporabo prenosljivih kovinskih stebrov (Vodopivec, Kogoj, 2003).

4.3.3 Izbira referenčnih točk

Eno najzahtevnejših opravil pri ugotavljanju premikov nestabilnih točk mreže je izbira in definiranje referenčnih stabilnih točk mreže. Ključnega pomena pri tem je izbira ustreznega mesta postavitve referenčnih točk, realizacija stabilizacije teh točk ter način izvedbe centriranja. Referenčne točke morajo v postopku proučevanja premikov in deformacij ostati stabilne ne glede na vrsto geodetske izmere.

Stabilne točke morajo biti torej locirane izven območja pričakovanih premikov, hkrati pa čim bližje obravnavanemu objektu. S tem zagotovimo potrebno natančnost določitve premikov točk. Priporočljivo je, da se položaje referenčnih točk določi v sodelovanju z geologi in se tako zagotovi tudi ustrezno fizično stabilizacijo. Analiza geodetskih meritev za potrebe deformacijske analize temelji na zadostnem številu stabilnih točk izven obravnavanega območja premikanja.



Slika 14: Mreža za spremljanje premikov (Welsch et al., 2000).

4.3.3.1 Terestrična izmera

Referenčne točke stabiliziramo z armiranobetonskimi stebri, ki omogočajo enolično in ponovljivo prisilno centriranje instrumenta in reflektorja, ali s klini iz nerjavečega jekla z dodatnim ekscentričnim stojiščem (za II. stopnja natančnosti).

Za I. stopnjo natančnosti je dovoljena tudi običajna stabilizacija s talnimi oznakami ali klini. Za realizacijo ustrežnejših povezav v mreži, kar lahko pomeni bolj homogeno natančnost in večjo zanesljivost mreže lahko v mreži stabiliziramočasne vezne točke. Točke so stabilizirane s stativi.

4.3.4 Izbira kontrolnih točk na objektu

Določitev položaja točk na objektu je naloga geodeta skupaj s projektantom (gradbeniki, geotehniki). Geodet pozna instrumentarij, geodetske merske tehnike, postopke deformacijske analize, metode ocenjevanja kakovosti rezultatov, vrednotenje pridobljenih rezultatov in pravila projektiranja geodetskih mrež, zato predlaga metodo izmere in obliko geodetske mreže ter ustrezen instrumentarji, s katerim bo zagotovljena zahtevana kakovost pridobljenih premikov na obravnavanem objektu.

Projektant pa ve kako se bo objekt obnašal ob obremenitvi. Naloga projektanta je tudi, da določi pričakovane še sprejemljive in kritične velikosti premikov točk na objektu in pozna posledice, če premiki prekoračijo te vrednosti. Premik točke mora neposredno predstavljati premik objekta ali njegovega dela.

Pri terestrični izmeri običajno izberemo talne stabilizacije s klini iz nerjavečega jekla. S tem dosežemo visoko natančnost prisilnega centriranja.

Točke na objektu stabiliziramo z vgrajenim čepom, poravnanim z zunanjo podlago, ki omogoča prisilno centriranje antene. Sprejemljiva je tudi stabilizacija z betonskimi stebri. Tak način stabilizacije je vsekakor nujen za II. nivo zahtevne natančnosti. Za I. nivo natančnosti so točke lahko stabilizirane z jeklenimi klini.

4.4 METODA IZMERE

Metode izmere, ki omogočajo ustrezno natančnost meritev in se najpogosteje uporabljajo pri določanju horizontalnih premikov so: triangulacija, trilateracija in poligonometrija. Te metode omogočajo ugotavljanje in določanje absolutnih premikov v prostoru neodvisno od sprememb na merjenem objektu. Razsežnosti obravnavanih območji premikov in deformacij narekuje izbiro metode izmere in tip instrumentarija.

Če uporabimo kombinirano metodo (triangulacija in trilateracija), povečamo število nadštevilnih meritev. Tako zagotavljamo večjo natančnost in zanesljivost položajev točk v geodetski mreži. Horizontalne kote, zenitne razdalje in dolžine merimo najmanj v treh ponovitvah v obeh krožnih legah. Merimo po girusni metodi. Ob uporabi sistema za avtomatsko viziranje opravimo meritve v sedmih girusih. Paziti moramo, da na vizurah ni nikakršnih ovir in je vidna celotna površina steklene prizme reflektorja. Prav tako ne smemo preseči največje oddaljenosti, pri kateri sistem avtomatskega viziranja še deluje.

5 IZVEDBA MERITEV

5.1 GEODETSKE TERESTRIČNE MERITVE ZA DOLOČITEV HZ PREMICOV

S klasičnimi terestričnimi meritvami določamo horizontalne položaje geodetskih točk. Horizontalne koordinate referenčnih točk in točk na objektu pa praviloma določamo s kombinacijo dveh metod:

- triangulacije,
- trilateracije.

Če ni mogoče zagotoviti trigonometrične mreže, lahko izjemoma uporabimo tudi poligonometrijo, vendar le za meritve manjše natančnosti (I. stopnjo natančnosti).

Za izmero horizontalnih smeri, zenitnih razdalj in poševnih dolžin uporabimo precizni elektronski tahimeter, ki je namenjen najnatančnejšim meritvam v preciznih terestričnih geodetskih mrežah.

Deklarirani standardni odklon merjenja smeri naj bo vsaj $\pm 10''$ (za meritve največje natančnosti) in $\pm 5''$ (za meritve manjše natančnosti), standardni odklon merjenih dolžin pa vsaj $\pm 0,5$ mm (za meritve največje natančnosti) in $\pm 0,2$ mm (za meritve manjše natančnosti). Instrument mora biti preizkušen na pooblaščenem servisu skladno s predpisano metodo in ustrezati deklarirani točnosti (za meritve največje natančnosti).

Izmero izvajamo z uporabo klasičnih metod terestrične geodetske izmere (Savšek, 2008):

- Za izmero horizontalnih smeri predlagamo girusno metodo izmere horizontalnih kotov. Rezultat meritev so reducirane smeri, obremenjene s pogreškom začetne smeri.
- Izmero zenitnih razdalj opravimo hkrati z izmero horizontalnih smeri v obeh krožnih legah. Za zmanjšanje vpliva vertikalne refrakcije po možnosti opravimo obojestranske meritve.
- Izmero dolžin opravimo hkrati z merjenjem horizontalnih smeri in zenitnih razdalj.

- Natančno izmerimo višino instrumenta in reflektorja. Podatke o višinah potrebujemo za izračun geometričnih in projekcijskih popravkov merjenih dolžin. Zaradi ustreznega upoštevanja meteoroloških razmer na izmerjene vrednosti dolžin ter za določanje višinskih razlik med točkami je treba izmeriti meteorološke parametre na stojišču instrumenta. Uporabimo termometre in barometre ter psihrometre (za meritve najvišje natančnosti). Za signalizacijo točk uporabimo precizne merske prizme in reflektorje istega proizvajalca, kot je instrument. Pri meritvah manjše natančnosti lahko uporabimo navadne ali mini precizne reflektorje.

Poročilu o meritvah naj bo priloženo potrdilo o določitvi adicijske konstante posameznega reflektorja. Avtorji navajajo, da je meritve največje natančnosti potrebno izvesti v primeru, da pričakovani premiki med terminskimi izmerami ne presežejo vrednosti 2 cm. V primeru, da so pričakovani premiki večji, lahko upoštevamo kriterij meritev manjše natančnosti.

5.2 INSTRUMENTARIJ IN PRIBOR

Za merjenje premikov točk in deformacij moramo imeti na voljo dovolj natančen in zmogljiv instrumentarij. Potrebujemo pa tudi veliko dodatne opreme, ki mora po kvaliteti slediti natančnosti instrumenta.

Za merjenje preciznih geodetskih terestričnih mrež uporabljamo precizne elektronske tahimetre. Z njimi lahko merimo:

- horizontalne smeri,
- zenitne razdalje,
- poševne dolžine z ali brez upoštevanja meteoroloških popravkov in adicijskih konstant reflektorjev.

Uporablja se precizni instrument in dodatni pribor, ki skupaj zagotavlja visoko natančnost izmere in je namenjen najnatančnejšim meritvam geodetskih mrež.

Instrument mora biti preizkušen na pooblaščenem servisu skladno s preizkusno metodo in ustrezati deklarirani točnosti. V poročilu o meritvah mora biti priloženo dokazilo o preizkusu, ki pa ne sme biti starejše od pol leta.

Pribor za zajemanje meteoroloških parametrov je eno glavnih orodji pri preciznih meritvah. Za upoštevanje vpliva meteoroloških pogojev na izmerjene vrednosti dolžin pa tudi za merjenje višinskih razlik med točkami uporabimo:

- termometre, barometre in
- psihrometre (za meritve največje natančnosti).

V poročilu mora biti naveden postopek zajemanja vrednosti meteoroloških parametrov na terenu, navedena morata biti tudi tip in natančnost merilnika meteorološkega parametra. Zelo pomembno je opisati kdaj (ali na začetku, sredini in koncu posameznega girusa ali med vsako meritvijo dolžine), kje (pri instrumentu, pri vizirani točki...) in kako odčitamo vrednost parametrov.

Za centriranje instrumenta in za signalizacijo merjenih točk je nujno potreben dodatni pribor, s tem mislim na precizne merske prizme in reflektorje za signalizacijo točk. Dodatni pribor naj bo od istega proizvajalca kot instrument. Pri meritvah manjše natančnosti lahko uporabimo navadne ali mini precizne reflektorje. Končnemu poročilu o meritvah pa naj bo priloženo poročilo o določitvi adicijske konstante posameznega reflektorja.

6 IZRAČUN POLOŽAJA TOČK IN ANALIZA GEODETSKE MREŽE

Na osnovi izravnave mreže in uporabe metod deformacijske analize je mogoče v mreži identificirati stabilne točke. Pogoj za uspešno določitev nestabilnih točk je, da so v mreži najmanj tri referenčne točke stabilne v celotnem obdobju opazovanj. Te točke definirajo geodetski datum v vseh terminskih izmerah. Dodatno je lahko nekaj točk kontrolnih. Pri terestrični izmeri za določitev geodetskega datuma običajno uporabimo vse stabilne referenčne točke.

Za določitev premikov kontrolnih točk mrežo običajno izravnamo kot prosto in jo nato s podobnostno transformacijo vklopimo na stabilne referenčne točke. Za izmero manjše natančnosti je dovoljeno mrežo izravnati kot vklopljeno. Pri tem seveda zanemarimo vpliv pogreškov danih količin na vrednost koordinat kontrolnih točk in njihovo natančnost.

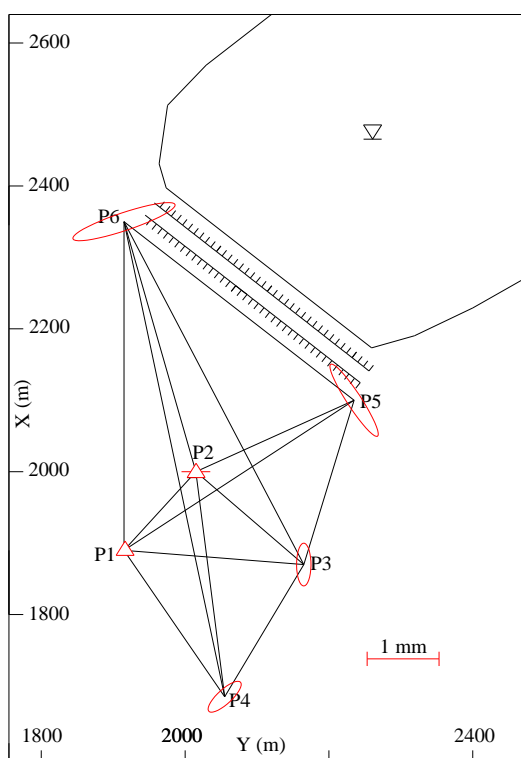
6.1 GEODETSKI DATUM

Namen merjenja geodetskih mrež posebno na osnovi horizontalnih smeri, dolžin in zenitnih razdalj, višinskih razlik ... je določitev medsebojnega položaja točk, na katere se meritve nanašajo. To označuje merjenja kot relativne veličine, ki določajo notranjo geometrijo mreže. V splošnem pa stremimo za tem, da preko notranje geometrije mreže določimo koordinate točk mreže v izbranem koordinatnem sistemu. To pa ni mogoče brez dodatnih informacij, ki jih meritve ne vsebujejo. Imenujmo te dodatne informacije geodetski datum.

Zelo poenostavljeno lahko rečemo, da z uvedbo geodetskega datuma v geodetsko mrežo definiramo položaj, orientacijo in merilo geodetske mreže v geodetskem referenčnem sistemu. Geodetski referenčni sistem je definiran s koordinatnimi sistemi. Koordinatni sistem pa materializiramo z nizom fizično stabiliziranih referenčnih točk geodetske mreže. Minimalno število teh točk je pogojeno z vrsto mreže oz. tipom meritev. V splošnem pa imamo pri določitvi geodetskega datuma v horizontalnih mrežah več možnosti. Mreža je triangulacijsko trilateracijska.

6.1.1 Izravnavna proste mreže v vklopom na minimalno število danih količin

V mreži izberemo minimalno število danih količin. Običajno je to horizontalni položaj ene točke npr. y_1 x_1 in ena koordinata druge točke npr. x_2 . Dani točki sta izven vplivnega območja objekta. Točke so dane, kar pomeni, da so brez napake ali brez varianc. Notranja geometrija obravnavane mreže se ne spremeni. Pravimo tudi, da referenčne točke predstavljajo podobnostni sistem S ali bazo S .

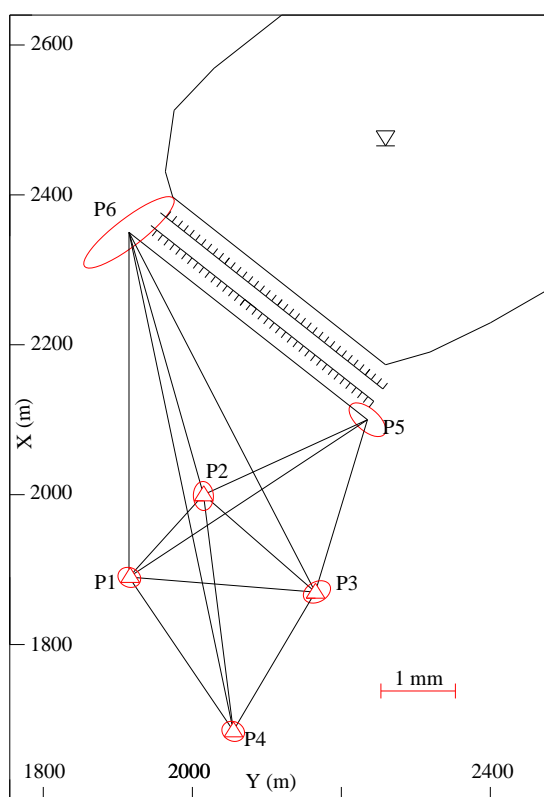


Slika 15: Horizontalna mreža mreža ($d=3$) za nadzor pregrade: Prosta izravnavna z S-bazo, dane količine so brez pogreškov (y_1 , x_1 , x_2). Položajne standardne elipse pogreškov (Welsch et al., 2000).

Ta rešitev, ki ustreza konvencionalnemu geodetskemu datumu, je geometrijsko prepričljiva, Vpliva pogreškov danih količin na končne vrednosti koordinat novih točk mreže ni. S stališča izračuna je rešitev dobra. Izbira je mogoča le ob predpostavki, da sta izbrani dani količini nespremenljivi. Zaradi minimalnega števila danih količin ni nikakršne kontrole med referenčnimi točkami, določena položajna natančnost novih točk pa je slaba. Elipse pogreškov dosežejo največje vrednosti.

6.1.2 Izravnava proste mreže z vklopom na referenčne točke – delni vklop

Mrežo izravnamo kot prosto, izravnane koordinate transformiramo s podobnostno transformacijo na niz referenčnih točk, ki ležijo izven predvidenega vplivnega območja objekta. S bazo tvori več točk, kot jih je minimalno potrebno. Notranja geometrija mreže se zaradi predoločenosti datuma spremeni. Težimo za tem, da so približne koordinate datumskih točk čimbolj usklajene, saj vrednosti približnih koordinat vplivajo na končne vrednosti izračunanih koordinat.



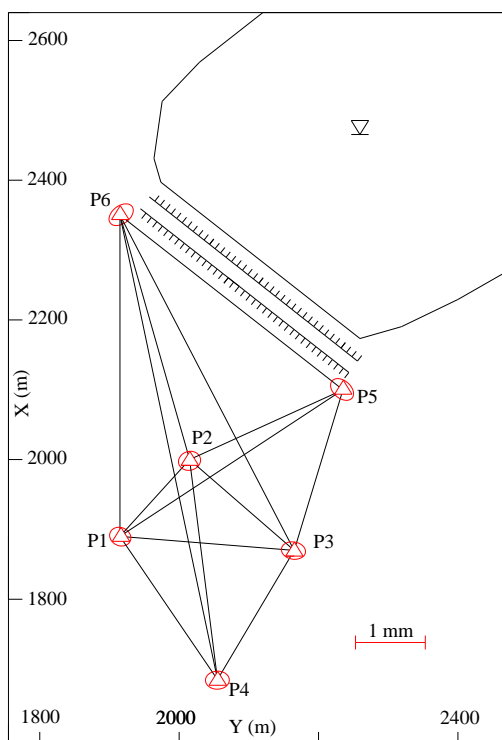
Slika 16: Izravnava proste mreže z izbranim številom delnih vezi pri točkah 1-4 kot S-bazo (Welsch et al., 2000).

Običajno ta način izravnave izberemo v drugi in vseh naslednjih tekočih epohah izmere. Izjema je torej ničelna izmera. Približne koordinate datumskih točk so koordinate predhodne izmere. Pri transformaciji na "dane točke" se ne upoštevajo elementi kovariančne matrike neznanek - koordinate torej niso utežene.

Poleg zagotovitve boljše natančnosti koordinat novih točk kot v primeru 6.1.1 (glej velikost elips pogreškov na točkah P5 in P6), tak način izračuna omogoča tudi kontrolo stabilnosti datumskih točk (P1-P4).

6.1.3 Izravnava proste mreže s transformacijo na vse točke mreže

Za definiranje datuma, geodetske mreže uporabimo vse točke mreže. Vsem točkam določimo ustrezne približne koordinate. Mrežo izravnamo kot prosto mrežo. Vrednosti popravkov približnih koordinat ne smejo presežati mejne vrednosti. V primeru velikih popravkov izravnavo z novimi vrednostmi približnih koordinat ponovimo.



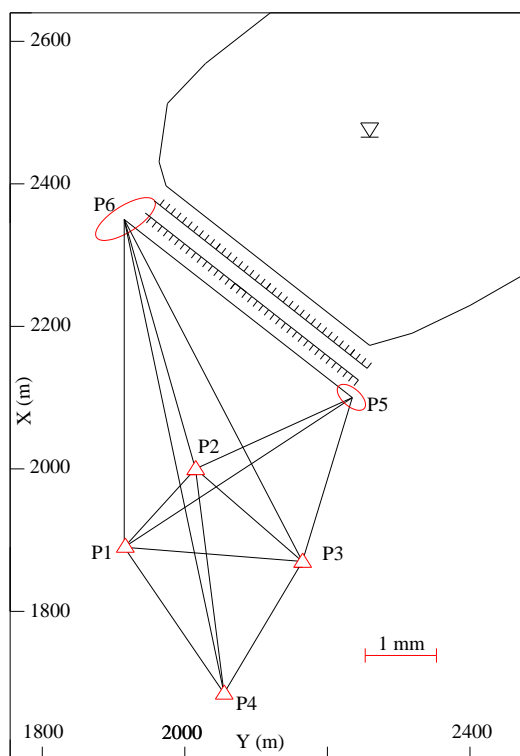
Slika 17: Izravnava proste mreže s transformacijo na vse točke mreže (Welsch et al., 2000).

Običajno ta način izravnave izberemo v ničelni izmeri. Približne koordinate datumskih točk definiramo z iteracijo. Pri tem je mogoče, da se položaj in orientacija koordinatnega sistema spremeni za znatne vrednosti. Pri transformaciji na "dane točke" se ne upoštevajo elementi kovariančne matrike neznanek - koordinate torej niso utežene.

Izbrani primer navidezno zagotavlja najboljšo natančnost koordinat točk mreže. Notranja geometrija mreže se direktno odraži v vrednostih koordinat vseh točk mreže. Popravki meritev so najmanjši. Meritve so lahko obremenjene s sistematičnimi pogreški (primer - merilo dolžin). Na ta način teh pogreškov ne odkrijemo.

6.1.4 Izravnava vklopljene mreže

Datum mreže določa niz danih točk. Vrednosti koordinat danih točk ostanejo pri izravnavi nespremenjene. Datum mreže je predoločen. Pogrešek danih količin ni upoštevan in se odraži v popravkih merjenih količin.



Slika 18: Izravnava vpete mreže dane so točke od 1-4 (Welsch et al., 2000).

Posledica predoločenega datuma je, da se na geometrijo mreže izvaja prisila, ker so informacije o datumu, izpeljane iz datumskih točk, prenese na opazovanja. Spremenijo se vrednosti izračunanih koordinat novih točk. Večje vplive pogreškov danih količin na meritve lahko zmanjšamo z vpeljavo dodatnih neznank v izravnavo (npr. merilo dolžin).

Izbrani način izravnave je dovoljen le v primeru, ko smo popolnoma prepričani, da so dane točke stabilne in da je njihov položaj dovolj natančno določen (ničelna izmera je najpomembnejša in jo pogosto tvorita dve neodvisni meritvi izvedeni v zelo kratkem časovnem zamiku - največ dan ali dva). Datum mreže je v tem primeru določen na enak način za vse merske epohe. Natančnost določitve koordinat novih točk je zelo dobra (boljša je samo v primeru 6.1.3). Izračun premikov točk objekta je najenostavnejši. Ta način se skoraj po pravilu uporablja pri izmerah manjše natančnosti.

6.2 POSTOPEK IZRAČUNA KOORDINAT TOČK

Ocena z izravnavo po metodi najmanjših kvadratov popravkov meritev je edini dovoljen način izračuna koordinat referenčnih točk in točk na objektu. S tem načinom izravnave dobimo optimalne vrednosti izravnanih koordinat točk ter pripadajoče parametre natančnosti določitve koordinat. Ti parametri so pomembne količine za nadaljno obdelavo morebitnih popravkov teh točk. Za izravnavo meritev posamezne terminske izmere lahko uporabimo različna komercialna programska orodja, kot so Liscad, WinRam, Trim, Gem4...

Iz merjenj izračunamo aritmetično sredino reduciranih smeri. Iz merjenih poševnih dolžin, ki jih opravimo v več ponovitvah, izračunamo aritmetično sredino posamezne dolžine in pri merjenju horizontalnih smeri v več girusih, izračunamo aritmetično sredino reduciranih smeri. Na podlagi valovne dolžine nosilnega valovanja izračunamo lomni količnik za normalno atmosfero, na podlagi izmerjenih meteoroloških podatkov izračunamo dejanski lomni količnik zraka in nato vrednost 1. popravka hitrosti. Dobljeno dolžino preračunamo v vrednost poševne dolžine na nivoju terena. To je tako imenovana dolžina kamen – kamen. To dolžino za tem popravimo za vse potrebne projekcijske popravke. Izračunano dolžino reducujemo na površino referenčnega elipsoida, torej za redukcijo potrebujemo elipsoidne višine točk med katerima izvedemo izmero dolžine. Na koncu dolžino reducujemo na izbrano projekcijsko ravnino in jo po potrebi moduliramo. Ta vrednost dolžine je vhodni podatek za izravnavo. (Kogoj, 2005).

Po pravilih za izračun uteži izračunamo uteži merjenih količin, ki predstavljajo stohastični model izravnave. Za izračun uteži uporabljamo posredno metodo izravnave. Postopke za določitev uteži merjenih količin je potrebno podati v poročilu o izmeri in izračunu posamezne geodetske mreže. Za uskladitev uteži kotnih in dolžinskih meritev pa je priporočena uporaba metode a posteriori ocene merjenih količin. Za izmero manjše natančnosti je referenčni standardni odklon σ_0 , za izmero najvišje natančnosti pa σ_1 toliko je σ_1 z a posteriori oceno uteži, drugače pa je vrednost referenčnega standardnega odklona σ_0 .

Konkreten in statistično najverjetnejši rezultat v geodetskih mrežah dobimo, kjer je število nadštevilnih meritev veliko.

Ob pomoči neodvisnih računskih kontrol v postopku obdelave opazovanj (zapiranje horizonta, zapiranje mnogokotnikov...) lahko že med izmero izločimo morebitno grobo pogrešene meritve, nujno pa jih moramo izločiti pred izravnavo. Dodatno lahko po izravnavi za iskanje grobih pogreškov uporabimo eno od znanih metod, najpogosteje Dansko metodo.

V poročilu o izmeri in izračunu posamezne geodetske mreže je potrebno podati opis načina določitve natančnosti merjenih in iskanih količin. Končni rezultat pri meritvah manjše natančnosti so običajno koordinate točk mreže z oceno natančnosti meritev in koordinat. Natančnost določitve položaja koordinat je pri manj natančnih meritvah σ_1 . Za meritve največje natančnosti pa pod končni rezultat štejemo horizontalne koordinate točk mreže z ocenjeno položajno natančnostjo, ki je σ_0 . Končne rezultate prikažemo v numerični in grafični obliki.

6.3 ANALIZA KAKOVOSTI GEODETSKE MREŽE

Merila kakovosti geodetskih mrež za potrebe deformacijske analize so enaka običajnim merilom kakovosti geodetske mreže. Analiza kakovosti geodetske mreže vedno vključuje:

- analizo natančnosti,
- zanesljivost in
- občutljivost geodetske mreže.

Razlika je le, da imamo sedaj geodetsko mrežo v kateri smo izvedli opazovanja večkrat, v več terminskih izmerah. Zato imamo pri deformacijski analizi opravka tudi s količinami, ki jih uporabljamo za vrednotenje premikov točk v geodetski mreži. Premike točk vrednotimo s statistično analizo, s pomočjo katere, z izbrano verjetnostjo dokazujemo, ali je ugotovljeni premik statistično značilen ali ne. Pri tem je pomembna izbira ustreznih stopenj značilnosti, ki jih uporabimo pri testih prisotnih grobih pogreškov v meritvah, skladnosti terminskih izmer in vrednotenju premikov točk v deformacijski analizi (Welch et al., 2001).

Vedno moramo pred izravnavo opazovanj sestaviti stohastični model izravnave. Ker verjetnostnih lastnosti meritev nikoli ne poznamo popolnoma eksaktno, lahko sestavimo le stohastični model, ki je približek dejanskih vrednosti lastnosti meritev. Natančnost meritev predstavlja matrika uteži, natančnost ocenjenih neznank pa kovariančna matrika neznank. V geodetski mreži so neznanke koordinate točk, to je koordinate referenčnih točk in točk na objektu.

Izravnavo po metodi najmanjših kvadratov zahteva meritve, iz katerih smo odstranili grobe pogreške in sistematične vplive. Odkrivanju in izločanju grobo pogrešenih meritev moramo zato nameniti ustrezno pozornost, saj neodkriti grobi pogreški vplivajo na oceno vseh količin v matematičnem modelu ter s tem na oceno koordinat in ugotovljenih premikov točk.

Globalno natančnost in zanesljivost geodetske mreže v posamezni terminski izmeri vrednotimo z globalnim testom modela, s katerim potrdimo ali ovržemo prisotnost grobo pogrešenih meritev v mreži ter ustreznost a-priori ocenjene natančnosti opravljenih meritev. Za ugotavljanje prisotnosti grobo pogrešenih meritev in lociranje le-teh je predlaganih več postopkov (Grigillo, Stopar, 2003). Ko poznamo a-priori referenčno varianco (natančnost meritev je najprimernejša t.i. »tehnika pregleda meritev« (angl.: »Data Snooping«). V primeru, ko a-priori referenčne variance ne poznamo, uporabimo Popeovo metode oz. t.i. « τ -test« (angl. »Data Screening«). Grobe pogreške v meritvah je mogoče odkriti tudi s t.i. »dansko metodo«, ki edina ne sloni na matematični statistiki, ne na predpostavkah. Vse tehnike odkrivanja grobih pogreškov so v odkrivanju grobo pogrešenih meritev le delno uspešne.

Na zmožnost odkrivanja grobih pogreškov v posameznih opazovanjih se nanašata pojma zanesljivosti in občutljivosti posamezne meritve ali celotne geodetske mreže. Zanesljivost posamezne meritve predstavlja spodnjo mejo še ugotovljivih grobih pogreškov v opazovanjih, občutljivost pa se nanaša na vpliv neodkritih grobih pogreškov v opazovanjih na ocenjene vrednosti neznanke (koordinat točk). Obe merili kakovosti sta povezani s številom nadštevilnih posameznih opazovanj. Števila nadštevilnosti posameznih meritev lahko ugotovimo že v fazi načrtovanja mreže in s tem odkrijemo predele nizke zanesljivosti mreže. Slabše določene predele v mreži lahko izboljšamo s postopki optimizacije. Poudariti jr potrebno, da so mreže za ugotavljanje premikov in deformacij praviloma mreže z nizko občutljivostjo, kar izhaja iz specifičnih geometrijskih lastnosti geodetske mreže za spremljanje premikov in deformacij. Od dobro projektirane geodetske mreže lahko pričakujemo, da so vplivi neodkritih grobih pogreškov na rezultate izravnave in posebej na koordinate neznanke čim manjši.

Z zanesljivostjo in občutljivostjo vrednotimo t.i. robustne mreže, ki podaja odziv mreže na majhne neskladnosti (grobe pogreške) v meritvah, v nasprotju z merili natančnosti, ki se nanašajo samo na slučajne pogreške. Visoka zanesljivost in občutljivost mreže pomeni, da je odziv mreže na neodkrite grobe pogreške zanemarljiv.

6.4 POSTOPEK UGOTAVLJANJA PREMIKOV TOČK V GEODETSKI MREŽI

Geometrija geodetske mreže za ugotavljanje premikov in deformacij naj bi bila kar se da idealna, pri praktičnem delu pa imamo zaradi tega pogosto težave. Težave so povezane z lego referenčnih točk, ki morajo biti locirane na stabilnem območju ter izven vplivnega območja premikov objekta hkrati pa dovolj blizu, da bomo lahko dosegli potrebno natančnost določitve premikov. V praksi imamo tako opravka z geodetskimi mrežami, ki so vzpostavljene kot kompromis med idealno in izvedljivo obliko mreže. Kljub temu pa se pogosto zgodi, da vzpostavimo mrežo slabih geometrijskih lastnosti. S primernim planom meritev v mreži nato skušamo doseči želeno kakovost določitve koordinat točk, kar bo osnova za pridobitev realnih premikov točk v geodetski mreži.

Naslednji problem je način ocene kakovosti posamezne terminske izmere. Izravnava meritev v posamezni terminski izmeri omogoča izračun neznank z oceno natančnosti in izračun natančnosti meritev po izravnavi. Te količine so v nadaljevanju predmet številnih primerjav in testiranj. Pri tem je pomembno, da so te količine neodvisne od izbire geodetskega datuma. Temu poglavju zadostijo količine, ki jih izračunamo z izravnavo prostih geodetskih mrež ali izravnavo geodetskih mrež, kjer privzamemo v izravnavo le tolikšno število datumskih parametrov, kot jih, glede na dimenzijo prostora (1-D, 2-D, 3-D) ter tip opravljenih meritev, nujno potrebujemo. O splošnih priporočilih glede globalne in lokalne natančnosti ni mogoče govoriti, saj je le ta odvisna od vrste in namena mreže za ugotavljanje premikov in deformacij.

V četrti fazi opravimo testiranje homogenosti natančnosti obravnavanih terminskih izmer. Izmeri, ki nista homogene natančnosti, med seboj namreč nista primerljivi. To je še posebej problematično prav v mrežah za ugotavljanje premikov in deformacij, saj bi bili vsi zaključki o možnih premikih, na osnovi primerjave dveh nehomogenih mrež, nerealni. Homogenost natančnost dveh terminskih izmer lahko ugotovimo le v primeru, ko obe izmeri temeljita na identičnem geodetskem datumu, to je, kadar pred izravnavo meritev v posamezni terminski izmeri privzamemo enake približne koordinate točk za obe terminski izmeri. Praviloma tej zahtevi ni težko zadostiti, razen v primerih, ko se položaj točke v eni od terminskih izmer precej spremeni ali točka iz izmere celo izpade. V prvem primeru sistem linealiziranih enačb popravkov opazovanj, ki ga sestavimo pred začetkom izravnave, lahko ne predstavlja več dobrega približka za linealiziran problem. Problem rešimo tako, da privzamemo druge približne koordinate točk za obe terminski izmeri. Drugi primer pa predstavlja spremembo geodetskega datuma mreže, ki ga rešimo s podobnostno oziroma t.i. transformacijo S . S primerjavo a-posteriori referenčnih varianc med terminskima izmerama lahko dobimo zanesljivo oceno homogenosti natančnosti meritev dveh terminskih izmer, ob predpostavki, da je bila a-priori varianca v obeh primerih enaka oziroma primerljiva (natančnost meritev v obeh terminskih izmerah je bila statistično enaka).

V peti fazi testiramo značilnosti premikov točk mreže na osnovi razmerja d/σ_d , ki predstavlja razmerje med premikom točke in standardno deviacijo premika. Na ta način dobimo prvo

informacijo o skladnosti obravnavane mreže v dveh terminskih izmerah. Po izravnavi najmanj dveh terminskih izmer lahko izračunamo premike in natančnosti premikov za vsako posamezno točko. Ker sta to dve količini, ki ju običajno izračunamo pred podrobno deformacijsko analizo, definiramo testno statistiko kot razmerje med premikom in standardno deviacijo premika $Y = d/\sigma_d$. V primeru geodetskih mrež za ugotavljanje premikov, ob privzeti stopnji značilnosti testa α med 1% in 5%, točko obravnavamo kot nestabilno, če vrednost testne statistike Y presega vrednost 3. Predlagana testna statistika je zelo enostaven in učinkovit pripomoček za ugotavljanje premikov točk v geodetskih mrežah (Savšek et al., 2006).

V šesti fazi testiramo globalno skladnost koordinat točk v obravnavanih terminskih izmerah. V testni statistiki za testiranje globalne skladnosti terminskih izmer nastopajo vektorji premikov vseh točk v mreži, zato je toliko bolj pomembno, da so ocene neznanek nepristranske. To pomeni, da temeljijo na opazovanjih, obremenjenih samo s slučajnimi pogreški in na identični definiciji geodetskega datuma v obeh izmerah.

V sedmi fazi lahko nastopita dva primera. V prvem sta definirani dve skupini točk in sicer referenčne točke in točke na objektu. V drugem pa imajo vse točke enak status in jih obravnavamo kot referenčne točke. V praksi imamo včasih na razpolago informacije o domnevno stabilnih referenčnih točkah, pogosto pa tudi ne. V primeru, da nimamo verodostojnih informacij o stabilnosti referenčnih točk, je varneje, da se o tem ne odločimo subjektivno. Učinkovita metoda ugotavljanja stabilnosti mora izločiti domnevno nestabilne točke iz skupine referenčnih točk. V primeru, da s testom zavrnemo hipotezo o stabilnosti referenčnih točk, potrdimo prisotnost nestabilnih točk med referenčnimi točkami. S testiranjem postopno izločamo nestabilne točke iz skupine referenčnih točk. Ta faza deformacijske analize je ena najbolj kritičnih, saj se prav tu oblikuje skupina točk, za katere ne moremo trditi, da so se premaknile in jih zato v nadaljevanju obravnavamo kot stabilne.

V osmi fazi se z enako testno statistiko, kot se je testirala stabilnost referenčnih točk, testira premike točk na objektu. Da lahko govorimo o nepristranski oceni premikov, morajo biti tudi količine, ki jih testiramo, statistično ocenljive, torej neodvisne od izbire danih količin oziroma geodetskega datuma mreže.

Postopek ugotavljanja premikov je sosledje potrebnih faz, ki zagotavljajo zanesljivo določanje stabilnosti referenčnih točk in premikov točk na objektu. Obstaja več postopkov deformacijske analize, ki se med seboj razlikujejo tako v računskih postopkih, kakor tudi v uporabi primernih testnih statistik pri statističnem testiranju hipotez (Savšek, 2002). Opisan postopek je ena od možnosti zanesljive obravnave geodetskih meritev za določanje premikov točk v geodetski mreži.

7 UGOTAVLJANJE STABILNOSTI TOČK OBJEKTA

V mreži je mogoče identificirati stabilne točke na osnovi izravnave mreže kot proste in uporabe metod deformacijske analize. Pogoj za uspešno določitev nestabilnih točk je, da so v mreži najmanj tri referenčne točke stabilne v celotnem obdobju opazovanj. Te točke definirajo geodetski datum v vseh terminskih izmerah. Dodatno je lahko nekaj točk kontrolnih. Pri terestrični izmeri za določitev geodetskega datuma običajno uporabimo vse stabilne referenčne točke. Drugače pa za I. nivo natančnosti pri terestrični izmeri potrebujemo najmanj dve referenčni točki, ki sta stabilni v celotnem obdobju opazovanj in definirata geodetski datum v vseh terminskih izmerah za II. nivo natančnosti pa potrebujemo najmanj tri take stabilne referenčne točke (Savšek, Ambrožič, Sterle, Stopar, Kogoj, 2010).

Za določitev premikov kontrolnih točk mrežo običajno izravnamo kot prosto in jo nato s podobnostno transformacijo vklopimo na stabilne referenčne točke. Za I nivo natančnosti je dovoljeno mrežo izravnati kot vklopljeno. Pri tem pa zanemarimo vpliv pogreškov danih količin na vrednost koordinat kontrolnih točk in njihovo natančnost. Na osnovi razlik koordinat istih točk, izračunanih v posamezni terminski izmeri, izračunamo velikost in smer vektorjev premikov. Premike tudi statistično ovrednotimo. V splošnem velja, da je premik značilen, če je večji oziroma enak trikratniku natančnosti določite premika.

Testiranje premikov točk na objektu (velja za terestrično in za GNSS izmero).

Premik je značilen, če velja:

8 PRIMER-a

8.1 HE BOŠTANJ 2009 – OPIS OBJEKTA

HE Boštanj je druga hidroelektrarna v verigi šestih HE na spodnji Savi z največjo močjo 36 MW (32 MW po izgradnji HE Blanca). Vsebuje 5 prelivnih polj s segmentnimi zapornicami z zaklopko in 3 agregate. Vgrajene so horizontalne dvojno regulirane cevne turbine s Kaplanovim gonilnikom ($P_n=10.960$ kW, $P_{max}=14.770$ kW, $n=107,14$ min⁻¹, $H_n=7,24$ m). Za vključitev v elektroenergetski sistem je uporabljen mrežni transformator ($P_n=40$ MVA, 117 kV/16,3 kV), 110 kV stikališče v GIS izvedbi in priključek s kabelskim vzankanjem na 110 kV daljnovod Brestanica-Trbovlje. Predvidena je polna avtomatizacija elektrarne in obratovanje brez posadke ter daljinsko vodenje iz centra vodenja SEL.

V sklopu storitev IBE d.d. so poleg jezovne zgradbe zajeti tudi objekti v bazenu, ki skupaj z jezovno zgradbo ustvarjajo zaježitev in omogočajo izkoriščanje energetskega potenciala ter varovalni objekti, ki so neposredno vezani na vodno telo in ščitijo prostor in objekte ob vodi. V to sodijo energetske-visokovodni nasipi, zaščite brežin in železniške proge ter ostale vodnogospodarske in krajinske ureditve.



Slika 19 : HE Boštanj (<http://ocs-v3.ibe.si/pls/portal/docs/1/66224.JPG>).

8.1.1 Oblika mreže za kontrolo stabilnosti jezovne zgradbe HE Boštanj

Pred II. izmero horizontalne geodetske mreže za kontrolo stabilnosti jezovne zgradbe HE Boštanj je bila vzpostavljena (izmerjena) ničelna izmera, katere namen je določitev geodetskega datuma za potrebe ugotavljanja stabilnosti točk geodetske mreže HE Boštanj v prostoru. Na osnovi primerjave horizontalnih koordinat pridobljenih z ničelno izmero ter koordinat geodetsko merjenih točk mreže v sledečih izmerah je možno ugotavljati morebitne premike in deformacije jezovne zgradbe HE Boštanj in njene okolice v različnih časovnih presekih.

Na območju HE Boštanj je na dokaj razgibanem terenu, za potrebe spremljanja Hz premikov HE bila pred začetkom meritev stabilizirana terestrična triangulacijsko-trilateracijska mikromreža, ki jo sestavljajo točke osnovne mreže in kontrolne točke (Preglednica 1, Slika):

Preglednica 1: Spisek točk Hz mreže HE Boštanj (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek 2008).

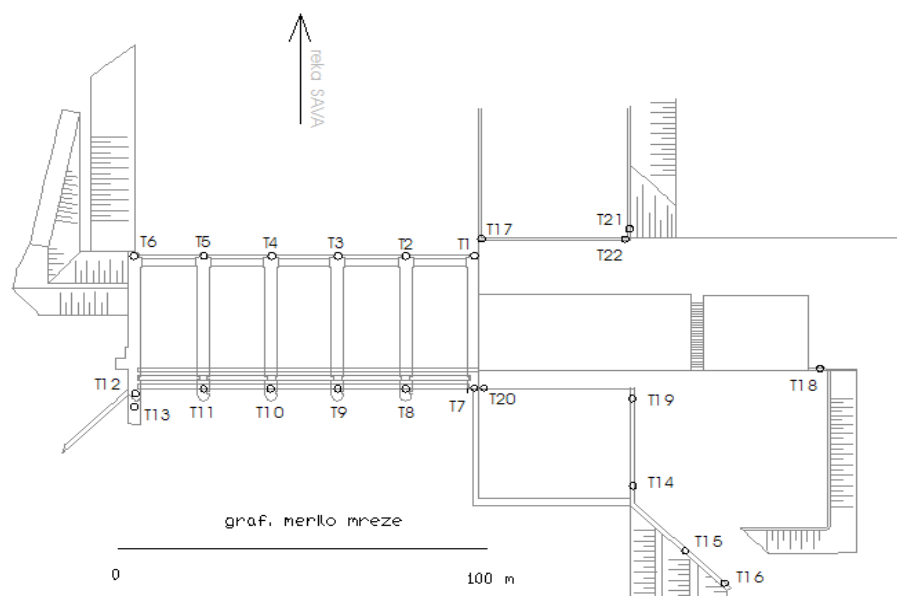
Točke	Oznake točk	Število
Točke osnovne mreže	O1, O4, O5, O6, 9000, 90001	6
Kontrolne točke:	1.1.1	1.1.2
- na kronah stebrov prelivnih polj	T1 - T12	12
- na krilnih zidovih	T13 - T16	4
- na strojnici	T17 - T20	4
- na krilnem zidu pod strojnico	T21 - T22	2
Skupno število točk horizontalne mreže HE Boštanj		28

Osnovna mreža se nahaja v okolici opazovanega objekta, sestavlja pa jo 6 referenčnih, domnevno stabilnih, točk (O1, O4, O5, O6, 9000, 9001). Osnovne točke so razporejene

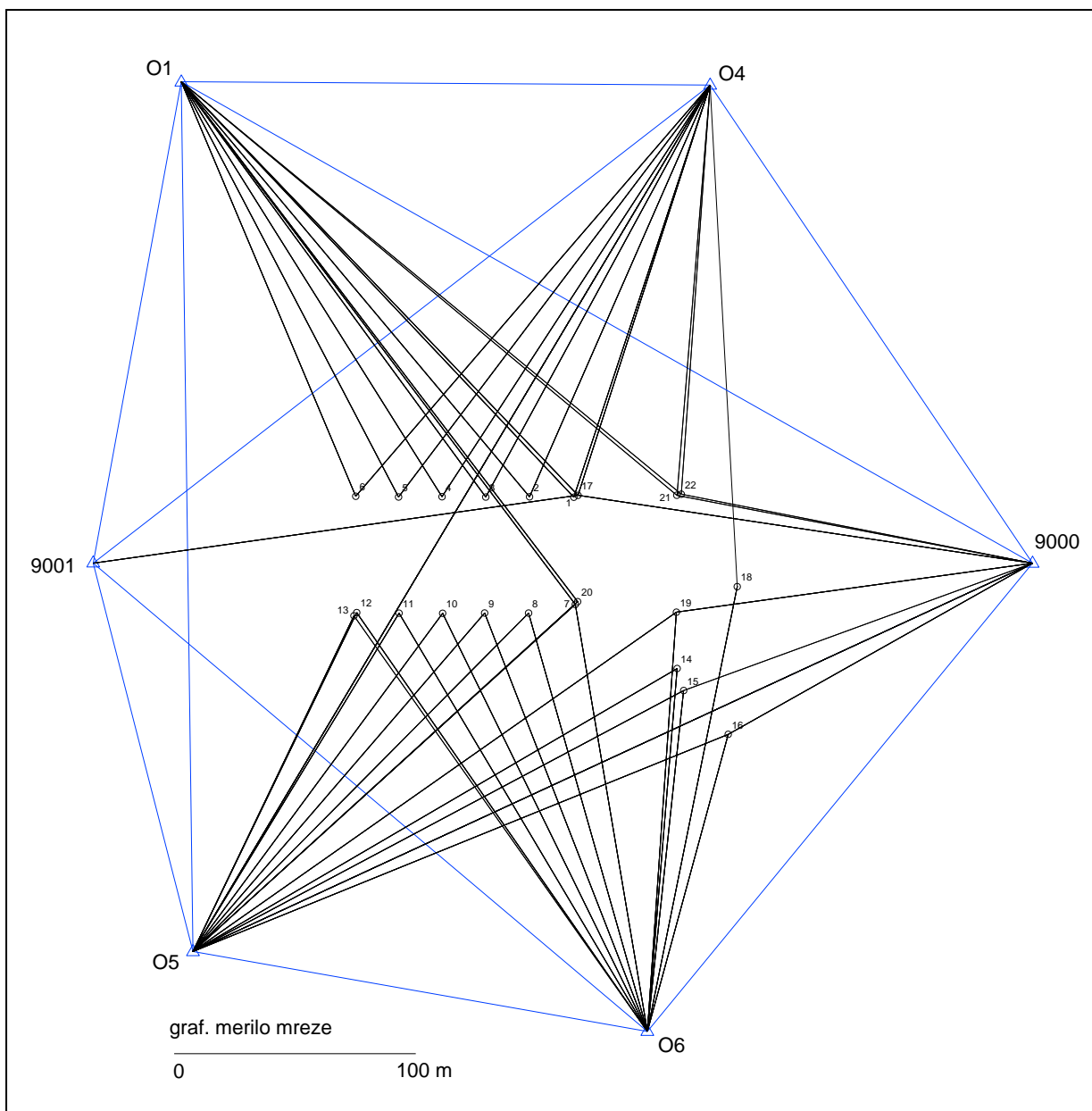
enakomerno na levem in desnem bregu Save. Teoretično pa osnovna mreža ni idealne oblike, saj povezave med točkami ne tvorijo pravih likov (trikotnik, četverkotnik).

Z geodetskimi postopki, ki temeljijo na primerjavi izmerjenih položajev točk med vsaj dvema časovno ločenima izmerama (v tem primeru ničelna izmera, ki je bila opravljena marca 2007), nato ugotavljamo stabilnost referenčnih točk in določamo značilne premike kontrolnih točk.

Na jezu pa je stabilizirana mreža detaljnih kontrolnih točk (T1 – T22), ki jih je možno povezati v mrežo iz vsaj dveh opazovanih stebrov (Slika 20), zato lahko na osnovi rezultatov izmere ugotavljamo morebitne premike pregrade v horizontalnem smislu. Preseki vizur na kontrolnih točkah ne tvorijo ostrih kotov in so skoraj pravokotni, ugodna pa je tudi geometrija mreže kontrolnih točk. Za enolično določitev točke potrebujemo dve opazovanji v tem primeru pa je vsaka kontrolna točka določena na podlagi nadštevilnih opazovanj – minimalno dveh smeri in dveh dolžin, torej dovolj natančno (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, 2008).



Slika 20: Mreža kontrolnih točk HE Boštanj (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek 2008).

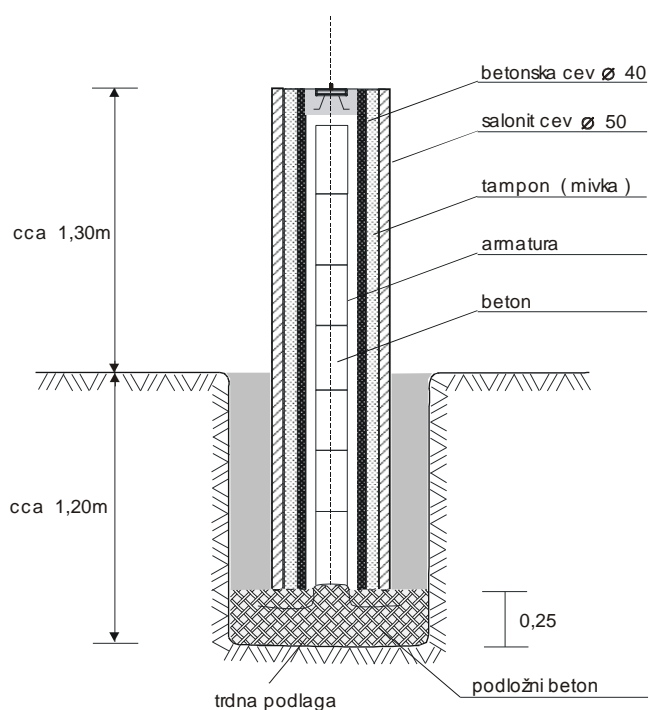


Slika 21: Geodetska mreža HE Boštanj (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, 2008).

8.1.2 Stabilizacija in signalizacija horizontalne geodetske mreže za kontrolo stabilnosti jezua HE Boštanj

Pomemben dejavnik pri določanju premikov geodetskih točk je prav gotovo optimalna stabilizacija. Glede na velikost pričakovanih premikov pa mora biti zagotovljena primerna natančnost stabilizacije.

Stabilizacija opazovanih točk osnovne mreže (stebri O1, O4, O5, O6, 9000, 9001) je bila izvedena z betonskimi stebri, ki omogočajo prisilno centriranje. (Slika)Na stebri je kovinska nerjaveča plošča s srčnim vijakom, ki omogoča prisilno centriranje. Na vijak je mogoče priviti trinožni podstavek z nosilcem prizme z možnostjo horizontiranja. Takšen način stabilizacije zagotavlja vedno isti položaj opazovane točke, ter tako identično obliko mreže. Izbrana stabilizacija omogoča prisilno centriranje tako instrumenta kot reflektorja. Natančnost, ki jo lahko dosežemo s prisilnim centriranjem, je boljša od 0.1 mm. Vijaki za prisilno centriranje se zavarujejo z zaščitnimi navojnimi vijaki (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, 2008).



Slika 22: Primer kvalitetne izvedbe stabilizacije z betonskim stebrom (Kogoj, 2003).

Detaljne kontrolne točke zajemajo celoten objekt, stabilizirane pa so na objektu. Točke so vgrajene v horizontalno betonsko podlago. Stabilizacija je izvedena z valjastim rebrastim drogom iz nerjavečega jekla dolžine 80 mm. Čep ima na zgornji površini, ki je poravnana z nivojem podlage, utor z metričnim navojem, ki omogoča privoj vertikalnega kovinskega nosilca za prizme sistema Leica Wild.

Signalizacija točk je bila izvedena na dva načina. Signalizacija opazovalnih stebrov osnovne mreže je bila izvedena s trinožnimi podstavki in preciznimi prizmami proizvajalca *Leica Geosystem*. Signalizacija kontrolnih točk je izvedena z mini reflektorji, prav tako proizvajalca *Leica Geosystems* (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, 2008).

8.1.3 Metoda horizontalne izmere mreže

Glede na dimenzijo mreže in razpoložljiv instrumentarij je v mikro triginometrični mreži HE Boštanj uporabljena kombinirana triangulacijsko – trilateracijska mreža. Na tak način se poveča število nadštevilnih opazovanj, kar zagotavlja večjo natančnost in zanesljivost horizontalnih položajev točk. Poudarek primera II. izmere horizontalne geodetske mreže za kontrolo stabilnosti jezovne zgradbe HE je na določitvi horizontalnih koordinat referenčnih in kontrolnih točk mreže HE Boštanj z metodo triangulacije in trilateracije. V mreži so merjeni horizontalni koti in dolžine in sicer:

- horizontalni koti (girusna metoda) – 7 girusov
- poševne dolžine, obojestransko med opazovalnimi točkami in enostransko na kontrolne točke,
- zenitne razdalje v sedmih ponovitvah; obojestransko med opazovanimi točkami in enostransko na kontrolne točke. Merjene zenitne razdalje so uporabljene za redukcijo poševno merjenih dolžin.

Izvedene so meritve vseh možnih povezav med točkami v mreži. Vse kontrolne točke pa so izmerjene iz vsaj dveh opazovanih točk, kar nam zagotavlja dve nadštevilni meritvi.

8.1.4 Merski instrumentarij in dodatna oprema

8.1.4.1 Instrumentarij za merjenje kotov, zenitnih razdalj in dolžin

Za izvedbo meritev je bil uporabljen elektronski tahimeter Leica Geosystem *TCRP1201+R1000*. Omenjeni instrument je namenjen najnatančnejšim meritvam dolžin in kotov v preciznih terestričnih geodetskih opazovanjih.

Preglednica 2: Tehnični podatki el. tahimetra Leica Geosystems TCRP1201+ R1000 (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, 2008).

Instrument	
območje delovanja	-20 ⁰ C do +50 ⁰ C
dozna libela	8' / 2 mm
alhidadna libela	30" / 2 mm
Teodolit	
Povečava daljnogleda	30 x
Premer objektiva	40 mm
Najkrajša razdalja	1.7 m
Način čitanja na krogih	dinamična metoda
Standardni odklon - DIN 18723 : $\sigma_{DIN18723-Theo}$	1"
Razdaljemer	
Nosilno valovanje	0.658 μ m
Merska frekvenca	50 MHz / 3 m
Referenčni pog.: n_0, p_0, t_0	1.0002863, 1013.25 hPa, 12 ⁰ C
Doseg	3 km /1 prizma, 4.5 km /3 prizme
Standardni odklon σ_S : a [mm]; b [ppm]	1 mm ; 1.5 ppm

Modulacijska frekvenca in adicijska konstanta razdaljemera tahimetra ter indeksni in kolimacijski pogrešek teodolita elektronskega tahimetra so bili kontrolirani na pooblaščenem servisu skladno s preizkusno metodo, definirano s strani proizvajalca. Instrument je brezhiben in ustreza deklarirani točnosti [*Geoservis d.o.o.* Poročilo o preizkusu instrumenta št.08196-1/2008 z dne 22. 8. 2008 instr.št. 239919] (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, 2008).

8.1.4.2 Dodatna oprema

Za konkretno opravljene meritve pa se poleg elektronskega tahimetra potrebuje še sledečo dodatno opremo oz. merski pribor:

- 20 originalnih reflektorjev Leica Wild, reflektorjem je bila določena adicijska konstanta
- 10 trinožnih podstavkov ter nosilcev prizem, s pomočjo njih se je na opazovanih stebrih izvedlo centriranje instrumenta in signala
- 22 valjastih kovinskih nosilcev dolžine 80 mm za signalizacijo kontrolnih točk
- precizna aspiracijska psihrometra, ki zagotavljata natančne meritve temperature in psihrometerske diference, z ločljivostjo termometrov 0.1 °C.



Slika 23: Precizni aspiracijski psihrometer in digitalni barometer (Šepetavc, 2008).

- digitalni barometer Paroscientific, model št. 760-16B, št. 70472, z njim je izmerjen zračni tlak na stojišču instrumenta. Ločljivost barometra je 0.01 mbar, natančnost pa 0.01 %.
- žepni trak, ki se ga uporablja za merjenje višin reflektorjev in instrumenta na opazovanih stebrih.

8.1.5 Potek meritev

Meritve so bile izvedene 14.9.2008, vremenski pogoji pa so bili, glede na tehnično poročilo II. izmere ugodni.

Izvedena so bila vsa kotna in dolžinska opazovanja, saj je celotna mreža obravnavana kot terestrična triangulacijska-trilateracijska mikromreža. Za redukcijo poševnih dolžin so bile merjene zenitne razdalje. Meritve so se začele na opazovalnem stebru O6 in se nadaljevale na stebrih 9000, O5, 9001, O1 in O4 (po tem vrstnem redu).

8.1.6 Obdelava meritev Hz izmere

Preden se lahko začne karkoli je potrebno izvesti prenos podatkov meritev iz instrumenta v računalnik. Prenos je bil narejen s programom *Leica Survey Office*. Iz opazovanj so bila izločena vsa groba opazovanja in upoštevani pa so bili sistematični pogreški, saj moramo pred vsako izravnavo podatke meritev pripraviti z ustrežno predhodno obdelavo.

Po prenosu podatkov meritev so bile v programu *Liscad* tvorjene sredine vrednosti merskih količin (horizontalnih smeri, zenitnih distanc in poševnih dolžin) v sedmih ponovitvah. Poleg vseh merjenih količin so bile podane pripadajoče standardne deviacije, na osnovi katerih je bilo moč sklepati o grobo pogrešenih opazovanjih, prav tako pa so te vrednosti izhodiščne za nadaljnje izračune. Pred samo izravnavo je bil izveden pregled opazovanj v izhodni datoteki programa *Liscad*. Grobo pogrešenih opazovanj ni bilo, saj so bile vrednosti popravkov vseh merjenih količin (horizontalne smeri, zenitne razdalje in dolžine) ter pripadajoče standardne deviacije v mejah sprejemljivih vrednosti.

Vhodno podatek za izravnavo so bile reducirane sredine treh girusov opazovanih smeri na posameznih stojiščih. Na vseh stojiščih so bile smeri reducirane na začetno smer.

8.1.7 Pogreški pri merjenju dolžin

Poševno merjene dolžine so bile podvržene meteorološkimi vplivom poleg tega pa so vse bile merjene na neki nadmorski višini, zato niso mogle biti direktno uporabljene za določitev horizontalnih položajev, saj jih je bilo potrebno prej reducirati, kar pomeni, da jo popravimo za izračunano vrednost. Kot merska vrednost za redukcijo pa so bile uporabljene dolžine, ki predstavljajo sredino izmerjenih vrednosti v sedmih ponovitvah. Upoštevani so bili instrumentalni, meteorološki, geometrični in projekcijski popravki.

- a) **Instrumentalni popravki** - Modulacijska frekvenca določa dolžinsko merilo razdaljemera. Dejanska merska frekvenca odgovarja nominalni (tista, ki jo instrument upošteva pri izračunu dolžine) [*Geoservis d.o.o.* Poročilo o preizkusu instrumenta št.08196-1/2008 z dne 22. 8. 2008 instr.št. 239919].
- b) **Meteorološki popravki** - Na osnovi psihrometričnih meritev se je določila velikost parcialnega tlaka vodne pare po znani Sprungovi enačbi za Assmannov aspiracijski psihrometer. Tlak nasičene vodne pare se je določilo po Magnus-Tetensovi enačbi. Pri izračunu meteoroloških popravkov pa se je upoštevalo temperaturo in zračni tlak in parcialni tlak vodne pare, izmerjene na stojšču instrumenta. Za izračun lomnega količnika za normalno atmosfero se je uporabilo enačbo Edlen 1966, dejanski lomni količnik pa se je izračunal po enačbi Barrell&Sears. Upoštevan je bil prvi popravek hitrosti. Zaradi kratkih merjenih dolžin je drugi popravek hitrosti minimalen (pri 400 m dolžine 10-5 mm) in zato ni bil upoštevan.
- c) **Geometrični popravki** - Zaradi kratkih dolžin se ni bila upoštevala redukcija zaradi ukrivljenosti svetlobnega žarka (pri 400 m dolžine znaša popravek 10^{-6} mm). Izračunane so bile vrednosti poševnih dolžin na nivoju opazovalnih stebrov.
- d) **Projekcijski popravki** - Dolžine so bile reducirane na skupno nivojsko ploskev. Izbran je bil nivo 180 m. Redukcija je bila opravljena na osnovi merjenih višinskih razlik ter

absolutnih višin. Na opazovanih stebrih pa je bila upoštevana višina instrumenta in reflektorja.

Ker je bila obravnavana lokalna mrežo in relativne spremembe na lokalnem področju, je bila lahko uporabljena vrednost polmera zemeljske krogle, na kateri računamo, približna. Izbrana je bila vrednost 6370000 m. (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek 2008).

8.1.8 Določitev definitivnih horizontalnih koordinat točk mreže HE Boštanj

Z izravnavo po metodi najmanjših kvadratov so bile na osnovi vseh merjenj določene definitivne horizontalne koordinate točk. Uporabljena je bila posredna izravnavo po MNK popravkov opazovanj (program GEM 4 verzija 4.0). Rezultati izravnave so:

- definitivne horizontalne koordinate novih točk,
- ocena natančnosti določitve položaja novih točk – natančnost v smeri koordinatnih osi in
- elipse pogreškov,
- ocena natančnosti meritev.

Na osnovi primerjave koordinat posameznih izravnav so podane končne definitivne horizontalne koordinate. Pri tem je bilo predpostavljeno, da so kotne meritve za posamezno meritev na vseh stojiščih opravljene z enako natančnostjo.

Dolžine so kratke, zato je bilo predpostavljeno, da na natančnost meritev vpliva predvsem začetni pogrešek, ki ni odvisen od velikosti merjene dolžine. Natančnost grup kotnih in dolžinskih meritev je bila določena z *a-posteriori* metodo ocene uteži po *Ebnerju*. Vhodni podatki za izravnavo so bili:

- sredine girusov horizontalnih smeri na posameznem stojišču,
- reducirane dolžine med točkami (med opazovalnimi stebri ter opazovalnimi stebri in kontrolnimi točkami),
- približne horizontalne koordinate vseh stebrov in kontrolnih točk.

Horizontalne koordinate točk so bile računane v lokalnem koordinatnem sistemu obstoječe mreže na nivoju 180 m.

Preglednica 3: Dosežena natančnost Hz koordinat točk mreže (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, 2008).

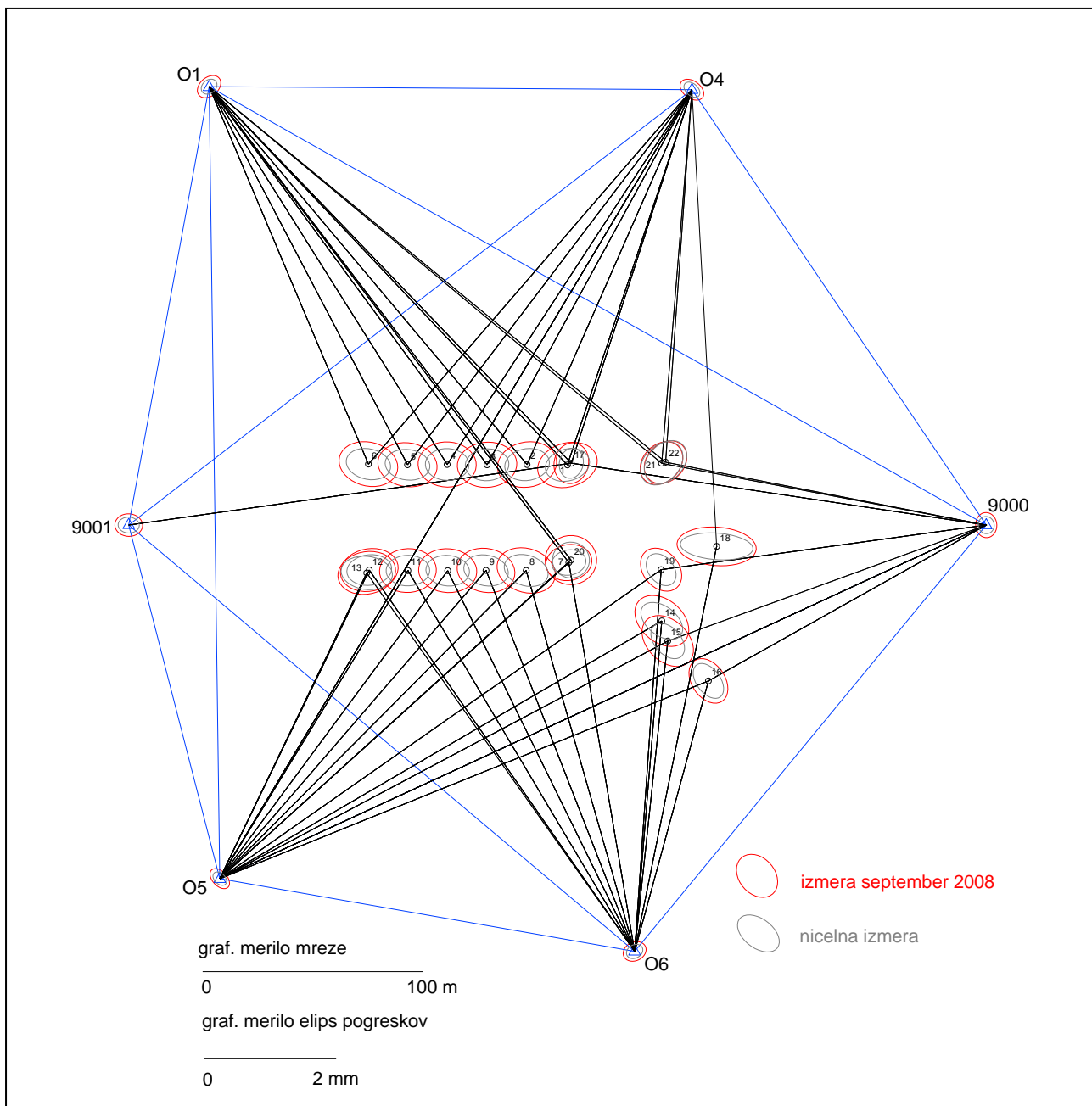
	<i>My (m)</i>	<i>Mx (m)</i>	<i>Mp (m)</i>	<i>a (m)</i>	<i>b (m)</i>	<i>θ (°)</i>
O6	0.0002	0.0001	0.0002	0.0002	0.0001	65
9000	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	176
O5	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	0.0001	136
9001	0.0002	0.0002	0.0003	0.0002	0.0002	93
O1	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0001	50
O4	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0001	126
1	0.0004	0.0003	0.0006	0.0005	0.0003	73
2	0.0004	0.0003	0.0006	0.0004	0.0003	79
3	0.0004	0.0003	0.0006	0.0004	0.0003	86
4	0.0004	0.0003	0.0006	0.0004	0.0003	92
5	0.0004	0.0003	0.0006	0.0004	0.0003	98
6	0.0004	0.0003	0.0006	0.0005	0.0003	104
7	0.0004	0.0003	0.0004	0.0004	0.0003	80
8	0.0004	0.0003	0.0006	0.0004	0.0003	108
9	0.0004	0.0003	0.0005	0.0004	0.0003	101
10	0.0004	0.0003	0.0005	0.0004	0.0003	94
11	0.0004	0.0003	0.0005	0.0004	0.0003	87
12	0.0004	0.0003	0.0005	0.0004	0.0003	80
13	0.0004	0.0003	0.0005	0.0004	0.0003	79
14	0.0004	0.0004	0.0006	0.0005	0.0003	130
15	0.0004	0.0004	0.0005	0.0004	0.0003	134
16	0.0003	0.0003	0.0004	0.0004	0.0003	145
17	0.0003	0.0003	0.0004	0.0003	0.0003	14
18	0.0006	0.0003	0.0007	0.0006	0.0003	94
19	0.0003	0.0003	0.0004	0.0004	0.0003	139
20	0.0004	0.0004	0.0005	0.0004	0.0004	87
21	0.0003	0.0003	0.0005	0.0004	0.0003	45
22	0.0003	0.0003	0.0005	0.0004	0.0003	45

Rezultati izravnave so:

- definitivne horizontalne koordinate točk osnovne mreže in kontrolnih točk,
- ocena natančnosti določitve horizontalnega položaja novih točk – natančnost v smeri

koordinatnih osi in elipse pogreškov

- ocena natančnosti meritev



Slika 24: Mreža HE Boštanj z merjenimi povezavami in absolutnimi elipsami pogreškov (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, 2008).

Elipse pogreškov so precej okrogle oblike, kar kaže na to da je mreža dokaj homogena natančnosti. Elipse na točkah opazovanih stebrov so manjše od tistih na kontrolnih točkah, to pa zato, ker je na opazovanih stebrih večje število nadštevilnih opazovanj. Največja vrednost, ki jo dosega velikost velikih polosi standardnih elips pogreškov je 0.6 mm, tako, da je bila tudi v II. izmeri geodetske mreže za kontrolo stabilnosti jezovne zgradbe HE Boštanj dosežena (presežena) načrtovana natančnost horizontalnih položajev točk pod 1 mm. Elipse pogreškov so v drugi izmeri v primerjavi z ničelno nekoliko večje, kar pomeni slabšo položajno natančnost. To pa je povsem razumljivo, saj so koordinate točk ničelne izmere bile rezultat dveh neodvisnih serij meritev in na ta način imele zagotovljeno kar največjo natančnost.

8.1.9 Natančnost meritev in določitev horizontalnega položaja točk mreže

Natančnost določitve horizontalnih koordinat točk (iskanih vrednosti) je odvisna on natančnosti meritev, merskega instrumentarija in oblike mreže. Natančnost merjenja horizontalnih smeri je bila ocenjena z Ebnerjevo metodo a-posteriori ocene uteži iz rezultatov izravnave in je podana s standardno deviacijo posamezne količine.

Preglednica 4: Natančnost merjenih količin (horizontalnih smeri in dolžin) (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, 2008).

	IZMERA SEPTEMBER 2008	NIČELNA IZMERA 2007
$\sigma_{\text{dolž}}$ [mm]	0.41	0.40
σ_{smer} ["]	0.92	1.22

Iz preglednice je razvidno, da je natančnost kotnih meritev II. izmere večja kot pri ničelni izmeri, zato lahko rečemo, da dosežena natančnost glede na izbran instrument in metodo meritev dosega in celo presega projektirano natančnost.

Preglednica 5: Pregled natančnosti določitve horizontalnih položajev točk (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, 2008).

<i>POGREŠKI PO KOORDINATNIH OSEH</i>	<i>min.</i>	<i>srednji</i>	<i>maks.</i>
σ_y [mm]	0.1	0.3	0.6
σ_x [mm]	0.1	0.3	0.4
<i>POLOŽAJNI POGREŠEK</i>			
σ_p [mm]	0.2	0.5	0.7
<i>ELIPSE POGREŠKOV</i>			
a [mm]	0.2	0.4	0.6
b [mm]	0.1	0.3	0.4

Po zaslugi zelo dobre oblike mreže in izjemno kvalitetnih meritev je bila dosežena visoka natančnost določitve koordinat točk.

8.1.10 Stabilnost točk horizontalne mreže HE Boštanj

Da lahko med dvema časovno ločenima izmerama iz spremembe koordinat točke sklepamo, da je nastal premik te točke je potrebna statistična obdelava. Premiki točk so bili izračunani na podlagi položajnih koordinat točk ter natančnosti določitve koordinat v obeh izmerah s programom PREMIKWIN.

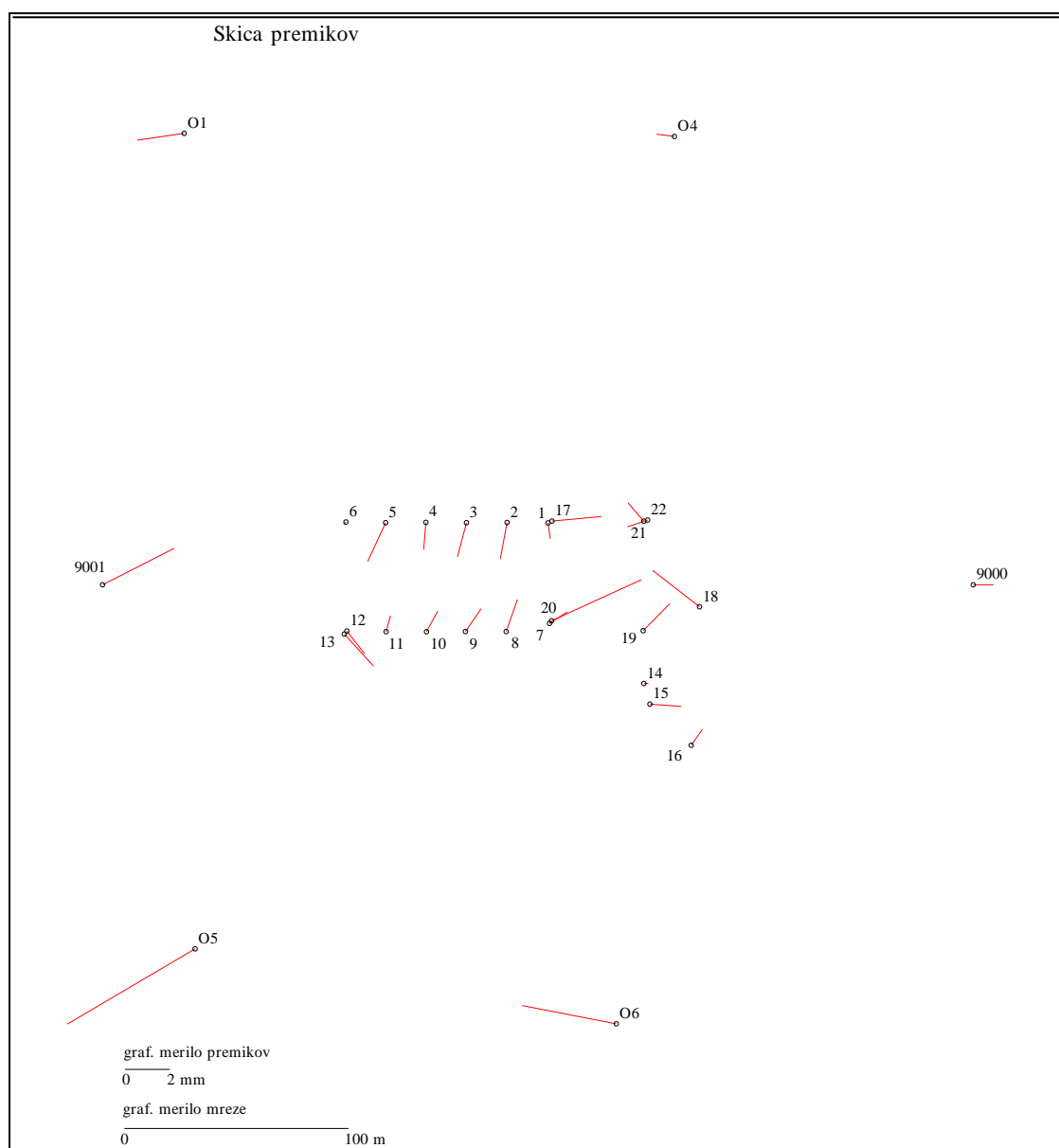
Preglednica 6: Premiki točk v mreži HE Boštanj (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, 2008).

Točka	dy [m]	dx [m]	sm. k. [°]	premik [m]	m_premik [m]	T	T_krit	a_dej [%]	$3*m_prem.$
O6	-0.0042	0.0008	281	0.0043	0.0002	203.891	24.2	0.00	*
9000	0.0009	0.0000	90	0.0009	0.0002	45.320	24.4	0.00	*
O5	-0.0057	-0.0033	240	0.0066	0.0001	454.389	23.5	0.00	*
9001	0.0032	0.0016	63	0.0036	0.0003	142.083	24.2	0.00	*
O1	-0.0021	-0.0003	262	0.0021	0.0002	95.944	23.9	0.00	*
O4	-0.0008	0.0001	277	0.0008	0.0002	36.082	23.6	0.13	*
1	0.0001	-0.0007	172	0.0007	0.0004	17.121	23.9	21.83	
2	-0.0003	-0.0016	191	0.0016	0.0004	37.510	24.0	0.04	*
3	-0.0004	-0.0015	195	0.0016	0.0004	36.038	24.0	0.13	*
4	-0.0001	-0.0012	185	0.0012	0.0004	29.177	24.1	1.31	
5	-0.0008	-0.0017	205	0.0019	0.0004	44.302	23.9	0.00	*
6	-0.0001	-0.0001	225	0.0001	0.0005	0.3111	23.9	95.41	
7	0.0008	0.0005	58	0.0009	0.0004	22.031	24.1	8.26	
8	0.0005	0.0014	20	0.0015	0.0004	37.042	23.9	0.06	*
9	0.0007	0.0010	35	0.0012	0.0004	28.306	23.9	1.63	
10	0.0005	0.0009	29	0.0010	0.0004	23.895	24.0	5.15	
11	0.0002	0.0007	16	0.0007	0.0004	17.491	24.0	20.70	
12	0.0008	-0.0010	141	0.0013	0.0004	29.137	23.9	1.29	
13	0.0013	-0.0014	137	0.0019	0.0005	38.729	23.9	0.02	*
14	0.0002	0.0000	90	0.0002	0.0005	0.3883	23.6	92.26	
15	0.0014	-0.0001	94	0.0014	0.0005	29.321	23.7	1.12	
16	0.0005	0.0007	36	0.0009	0.0003	26.106	23.5	2.68	
17	0.0022	0.0002	85	0.0022	0.0003	68.770	24.2	0.00	*
18	-0.0021	0.0016	307	0.0026	0.0007	37.229	21.6	0.01	*
19	0.0012	0.0012	45	0.0017	0.0003	51.138	24.0	0.00	*
20	0.0040	0.0018	66	0.0044	0.0005	91.216	24.5	0.00	*
21	-0.0007	0.0008	319	0.0011	0.0004	27.503	24.1	2.15	
22	-0.0009	-0.0003	252	0.0009	0.0005	19.456	24.1	14.60	

Osnova za zaključek o stabilnih točkah mreže so bili:

- rezultati izravnave horizontalne mreže kot proste,
- izračun eventualnih premikov na osnovi razlik koordinat in
- statistična obdelava.

Iz preglednice so razvidne spremembe koordinat posameznih točk druge glede na ničelno meritev. Glede na izračunano natančnost »premika« (m_{premik}) rezultati testiranja statističnih domnev, lahko ugotovimo kateri premi je statistično značilen ob stopnji α . Statistični testi kažejo na statistično značilne premike točk, ki so v zgornji preglednici označene z^* (stolpec $3 \cdot m_{\text{prem.}}$) (D. Kogoj, A. Marjetič, T. Ambrožič, B. Stegenšek 2008).



Slika 25: Grafična predstavitev horizontalnih premikov točk mreže HE Boštanj (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, 2008).

Kot statistično značilni premiki so označeni premiki na vseh opazovalnih stebrih v nasprotju z osnovno predpostavko o stabilnosti opazovalnih stebrov. Ker je statistična značilnost pogojena z natančnostjo določitve koordinat v obeh izmerah, ki pa je bila zelo visoka, sta označena kot statistično značilna tudi premika točk O4 in 9000. Zaključimo torej lahko, da na osnovi rezultatov ne moremo trditi, da so opazovalni stebri stabilni. Izravnava horizontalne mreže Boštanj 2008 kot vklopljene mreže z navezavo na opazovalne stebre torej ni smiselna.

Omejimo se torej na rezultate izravnave proste mreže. Kljub statistično nedokazani stabilnosti opazovalnih stebrov pa na osnovi absolutnih velikosti razlik koordinat z izjemo točke O5 opazovalni stebri ohranjajo položaj.

Podobno oz. toliko bolj kot za opazovalne stebre velja trditev o stabilnosti za detajlne točke jezovne zgradbe. Statistično sicer tudi za detajlne točke ne moremo trditi, da so stabilne, a so velikosti sprememb koordinat so na vseh točkah z izjemo točke 20 minimalne in v mejah pričakovanih vrednosti (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, 2008).

Meritve II. izmere HE Boštanj so bile izvedene korektno. Pridobljeni rezultati horizontalnih položajev so glede na uporabljen instrumentarij, metodo izmere in rezultate izravnave dovolj natančni za predstavitev stabilnosti obravnavanih točk.

8.2 ODLAGALIŠČE HIDROMETALURŠKE JALOVINE BORŠT RUDNIKA ŽIROVSKI VRH 2010 – OPIS OBJEKTA

Načrt trajne ureditve odlagališča HMJ predvideva stabilizacijo odlagališča z izvedbo skalometne pete, ki bo služila kot opora severni in zahodni brežini odlagališča, preoblikovanje (zmanjšanje naklona) brežin na severu in zahodu. S tem bo povečana stabilnost in zmanjšana nevarnost erozije. Za zmanjšanje vlage in odvajanje parne vode bo zgrajena centralna drenažna zavesa po sredini odlagališča. Zaledna drenažna zavesa bo preprečevala vtok zaledne vode v telo odlagališča.

Izhajanje radona iz odlagališča in pronicanje vode v odlagališče bo preprečeno z vgradnjo večplastne prekrivke, debeline 2,05 m, iz naravnih materialov, ki so dolgoročno obstojni. Sestavo in lastnosti posameznih plasti podaja gornja tabela. Sistem odvodnjavanja padavinskih voda s kanali bo nadzorovano odvajal površinsko vodo. Dodatni obodni kanal bo varoval odlagališče pred nevarnostjo zalednih voda.

Struge bližnjih zalednih Vzhodnega in Zagodnega potoka so že regulirane, bregovi ojačeni, da bo preprečeno spodjedanje terena v smeri odlagališča.

Poleg tega bo posebna pozornost namenjena dodatni potresni stabilizaciji plazišča z zmanjševanjem gladine podtalnice pod odlagališčem z geotehničnimi deli. Ta bodo vključevala zagotovitev dodatne vertikalne drenaže z pogostitvijo drenažnih vrtin v drenažni zavesi in drenažnimi rovi.

8.2.1 Oblika mreže za izmero stabilnosti odlagališča Boršt Rudnika

Geodetske meritve so pri ugotavljanju stabilnosti odlagališča hidrometalurške jalovine Boršt Rudnika Žirovski vrh nepogrešljive, saj problem sanacije odlagališča zahteva ažurne informacije o njegovi stabilnosti. Zmanjšanje vsebnosti vode v odloženem materialu, kar je eden od pogojev za sanacijo, bo po pričakovanju povzročilo dodatna posedanja odlagališča. Ta posedanja pa lahko povzročijo tudi premike v horizontalnem smislu.

S temeljitejšo prenovo odlagališča od meritve v aprilu 2007 do meritve v aprilu 2008 in posebno v obdobju po meritvah v aprilu 2008 so bili kontrolni reperji uničeni. Zato sta precizne

geodetske meritve stabilnosti BORŠT že v letu 2009 sestavljali le dve ločeni izmeri oziroma geodetski mreži, ki sta bili izvedeni tudi v izmeri v aprilu 2010:

- izmera navezave geodetske mikromreže Boršt na lokalno mrežo Rudnika Žirovski vrh v Mreži Navezava,
- izmera prostorskih premikov kontrolnih točk na plazu Boršt v **Mreži Plaz** (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).



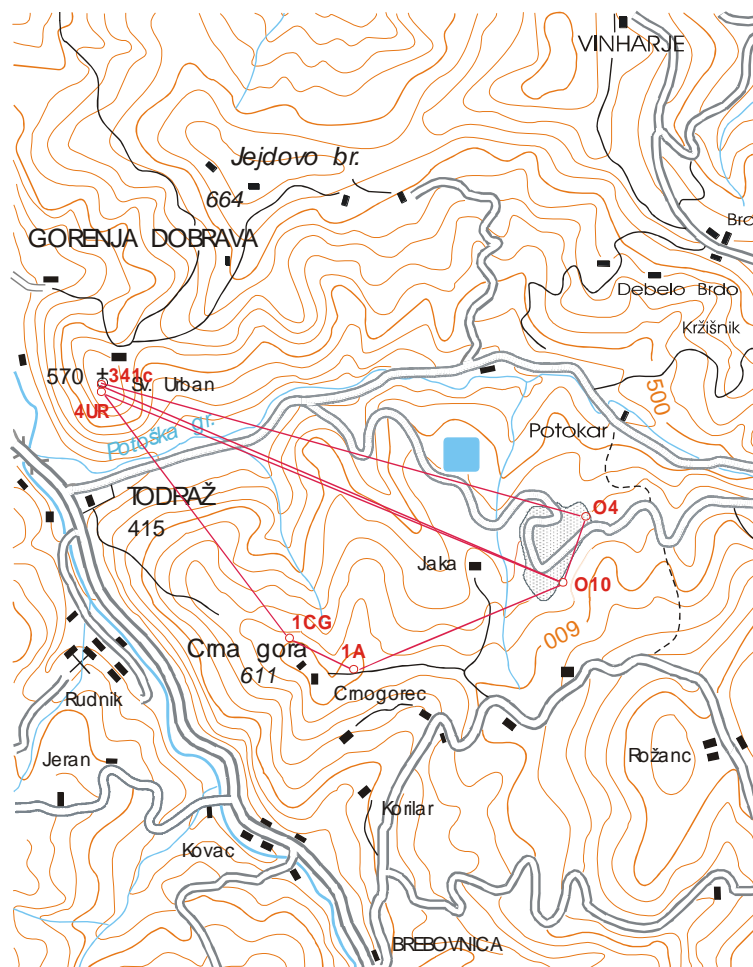
Slika 26 : Stanje na odlagališču jalovine – 16. april 2008 (pogled s točke 10) - (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

8.2.1.1 Mreža Navezava

Mreža »Boršt Navezava« ima skupno število 8 točk:

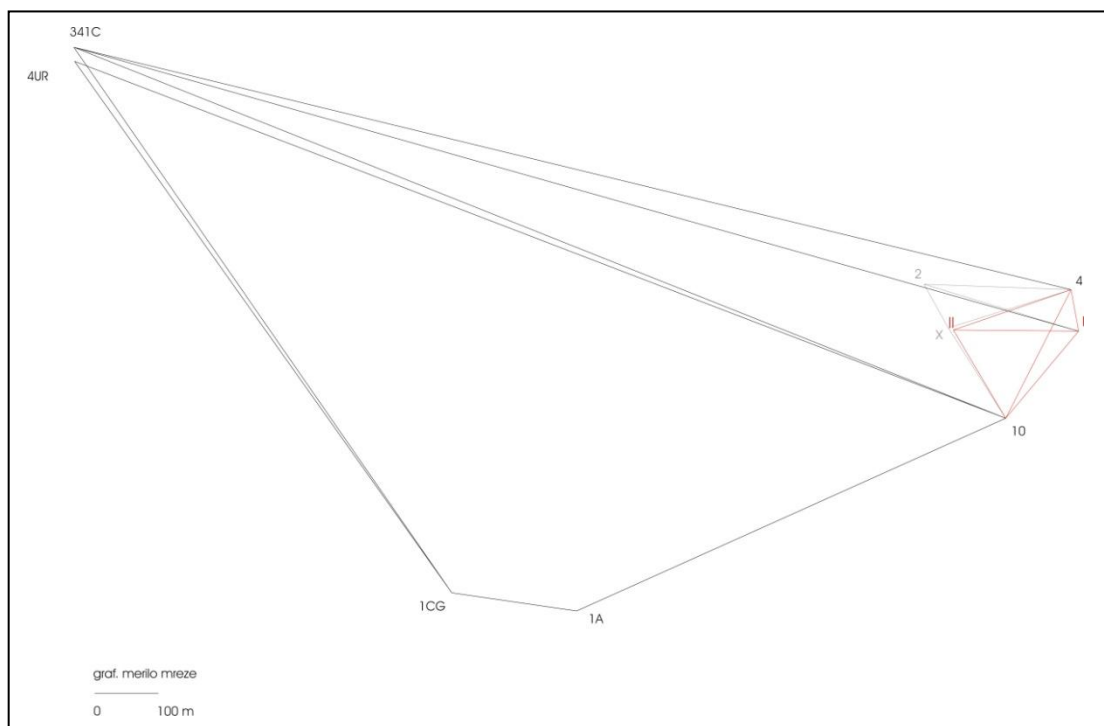
- dve dani točki rudniške mreže (1ČG in 4 UR),
- trigonometrična točka 341c,
- vezna točka 1A
- dve novi točki 4 in 10 ter
- dodatni vezni točki I in II-GPS.

Namen meritev povezave lokalne triangulacijsko-trilateracijske mreže odlagališča Boršt in triangulacijske mreže Rudnika Žirovski vrh je ugotovitev predvsem horizontalne stabilnosti točk 10 in 4 lokalne mreže odlagališča Boršt glede na širšo okolico. Točki 4 in 10 sta pri opazovanju premikov odlagališča (v mreži *Plaz*) izbrani kot stabilni (dani) točki (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

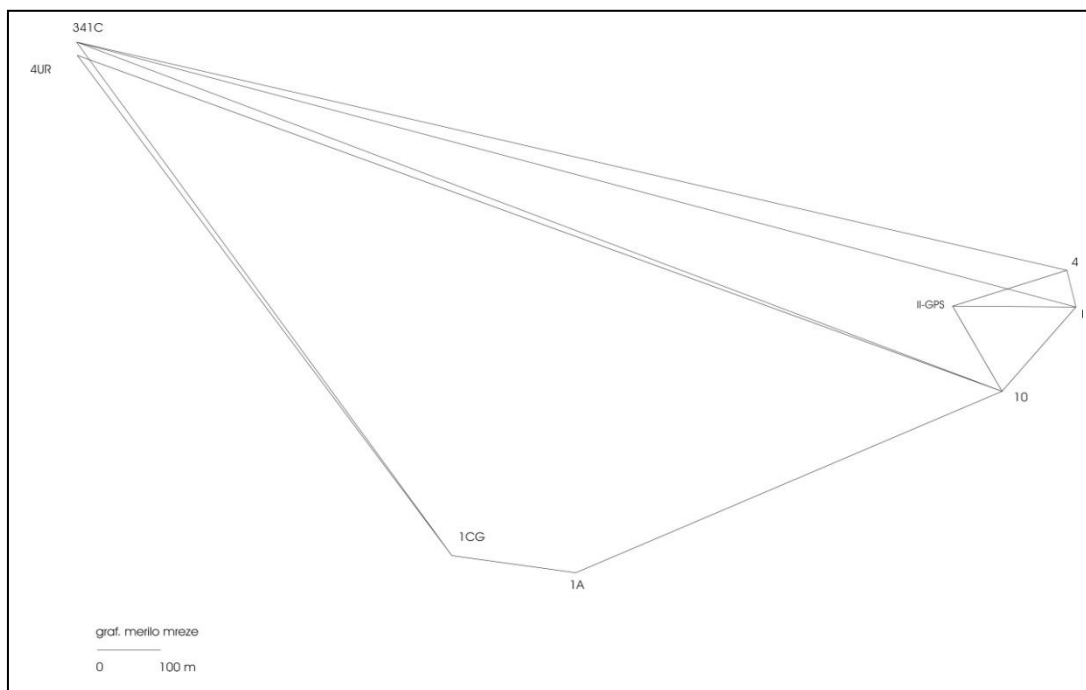


Slika 27: Skica mreže Navezava na topografski podlagi (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

Glede na predhodno izmero (april 2009) je v mreži *Navezava* prišlo zaradi končnega preoblikovanja odlagališča do določenih sprememb. Točko II nadomešča na novo stabilizirana točka II-GPS. Prav tako je nova stabilizacija točke I. Obliko mreže z vsemi merjenimi povezavami v letu 2008, 2009 in 2010 prikazujeta Sliki (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).



Slika 28: Mreža Navezava v letu 2009 z vsemi merjenimi povezavami in primerjava z izmero v letu 2008 (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

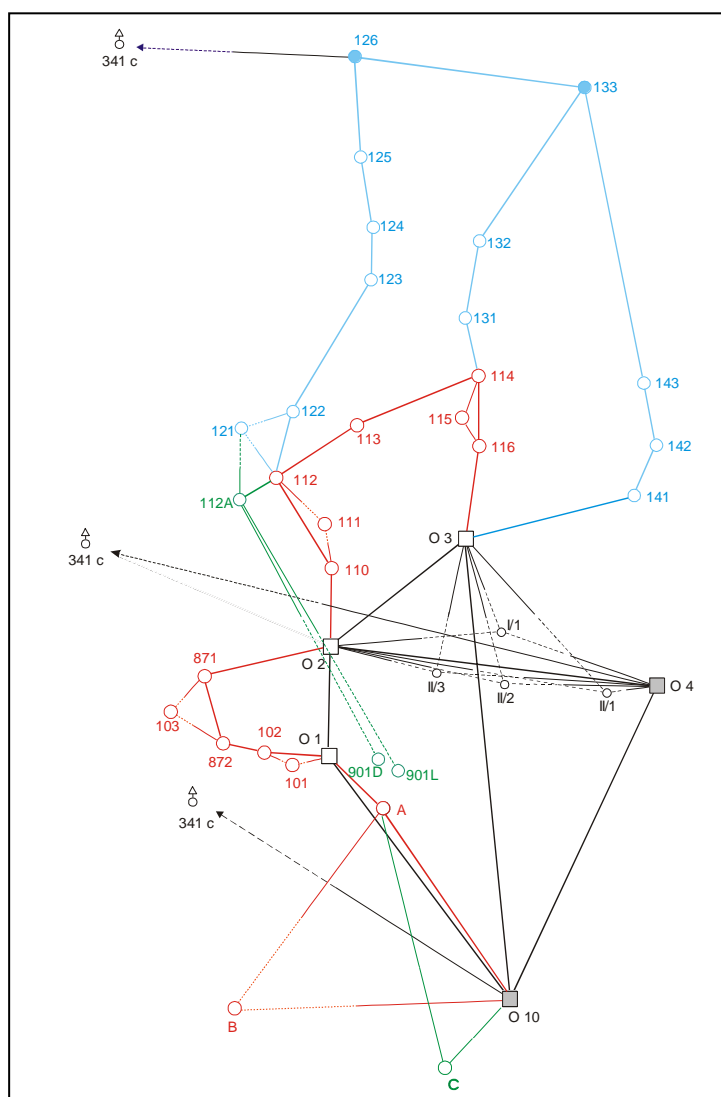


Slika 29: Mreža Navezava v letu 2010 z vsemi merjenimi povezavami (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

8.2.1.2 Mreža Plaz

Mreža Plaz je kombinacija trigonometrične in poligonske mreže. Namenjena je (kontroli) ugotavljanju stabilnosti odlagališča Boršt glede na širšo okolico. Razvita je bila v štirih fazah, saj jo je bilo treba trikrat razširiti;

- 1 – faza črna,
- 2 – faza rdeča,
- 3 – faza modra in
- 4 – faza zelena.

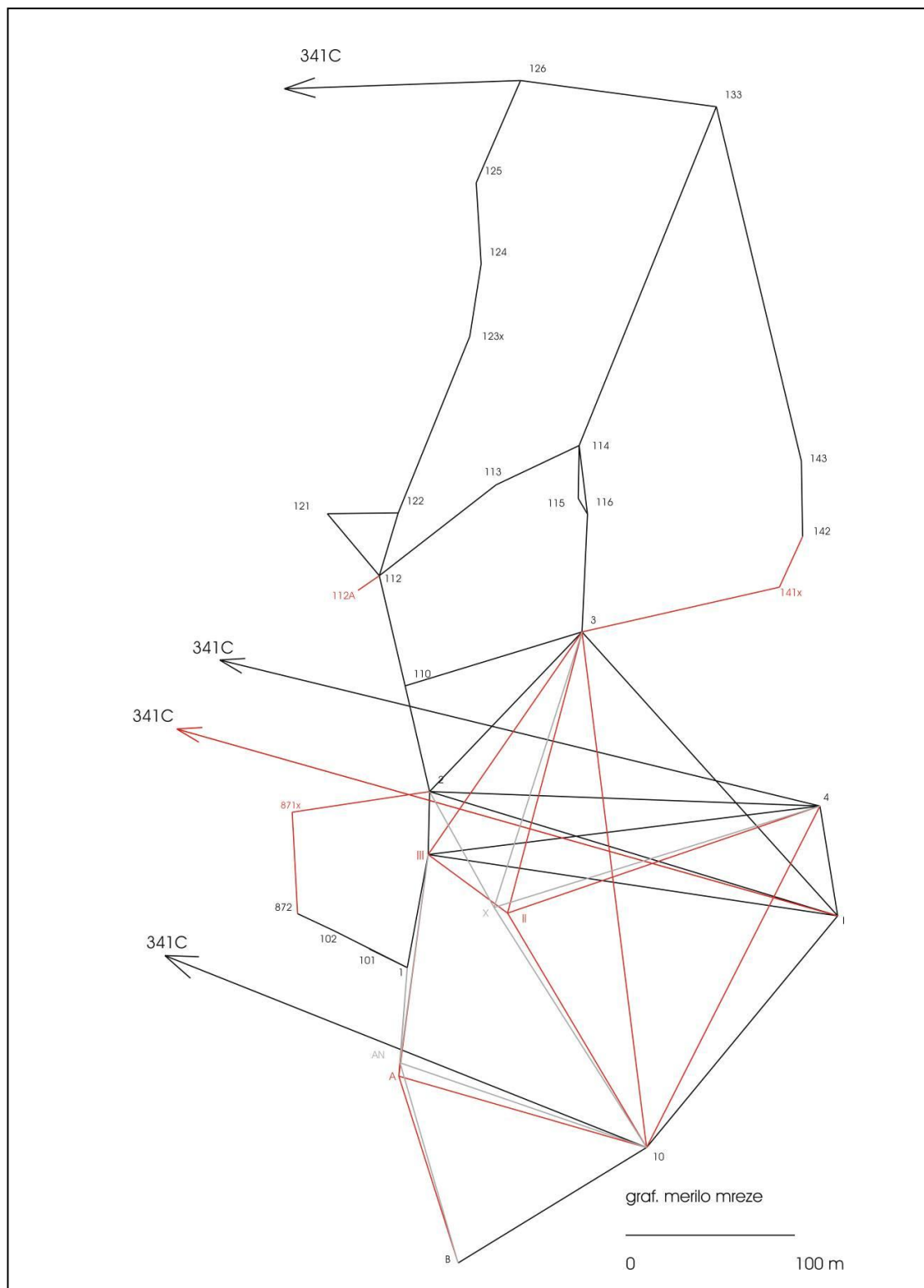


Slika 30: Skica mreže Plaz s fazami razširitve (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

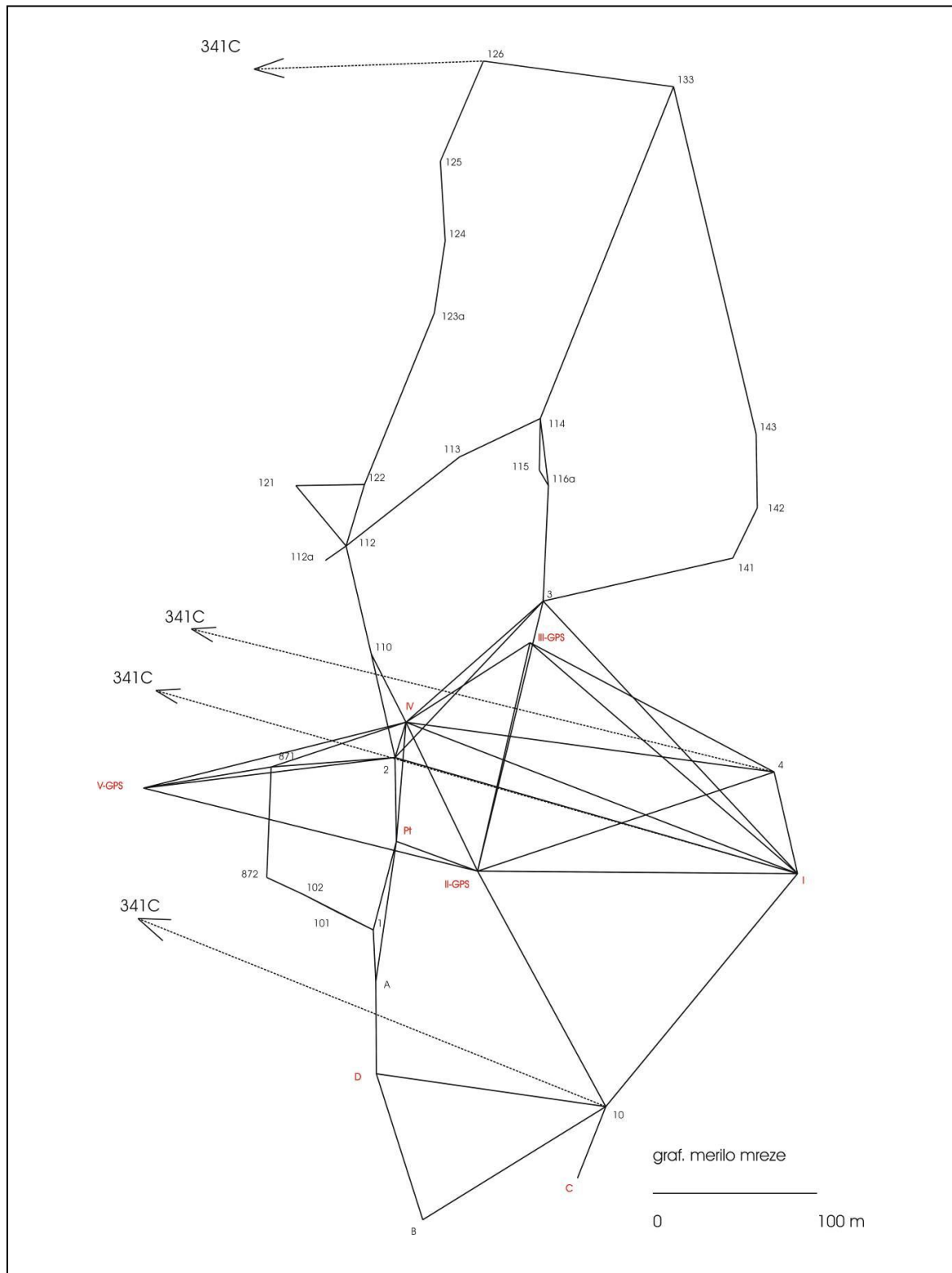
Mrežo sestavljajo opazovane točke (dani 4 in 10) in kontrolne (nove) točke na odlagališču in v neposredni okolici ter dodatni kontrolni profili, ki omogočajo povzajavo spodnjega dela točk mreže z domnevno stabilnima točkama 126 in 133. Kontrolne točke odlagališča I/1, II/1, II/2 in II/3 niso bile opazovane, saj so bile uničene že pred izmero leta 2008, zaradi sanacije odlagališča. Prav tako kot v predhodnih izmerah (april 2008 in 2009) tudi tokrat v izmero nista bili vključeni kontrolni točki rova 901 L in 901 D.

Zaradi dokončne sanacije odlagališča glede na predhodne izmere pa je v mreži Plaz prišlo do določenih sprememb:

- Točka I ima novo stabilizacijo. Služi predvsem kot vezna točka med stebroma 10 in 4.
- Točko II nadomešča na novo stabilizirana točka II-GPS,
- Dodatno so stabilizirane točke IV, III-GPS, V-GPS,
- Točko III iz predhodne izmere nadomešča točka Pt,
- Točka 871 ima uničeno stabilizacijo, zato jo obravnavamo kot začasno vezno točko,
- V tej izmeri vključimo tudi točko C in
- Dodatno vključimo začasno vezno točko D, ki povezuje točki A in B.



Slika 31: Mreža Plaz z vsemi merjenimi povezavami v letu 2009 (sivo – ukinjene povezave, rdeče – nove povezave v letu 2009) (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegensek, Trlep, 2010).



Slika 32: Mreža Plaz z vsemi merjenimi povezavami v letu 2010 (rdeče – nova stabilizacija točk) (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

8.2.2 Stabilizacija točk mreže Navezava in mreže Plaz

Pri obeh mrežah, mreži Navezava in mreži Plaz, so uporabljeni trije različni načini stabilizacije:

1. Stabilizacija z masivnimi temeljnimi betonskimi stebri, zaščitenimi z betonsko cevjo

Na ta način so stabilizirane točke 2, 3, 4 in 10. Kovinska plošča z navojem, ki omogoča prisilno centriranje je na stebri. Točke so bile stabilizirane v letu 1988. Pri meritvah s sistemom Leica je za centriranje potrebno uporabiti adapterje (posebne kovinske plošče), saj je bil navoj srčnega vijaka prirejen sistemu Kern. Natančnost centriranja je nekaj desetink milimetrov.



Slika 33: Stabilizacija opazovalne točke (točka 3) (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

2. Stabilizacija z betonskimi stebri in kovinsko ploščo ter navojem za prisilno

centriranje instrumenta in reflektorjev sistema Leica Geosystems – Tako so na novo stabilizirane točke I, IV, II – GPS, III – GPS in V – GPS. Občutna nestabilnost instrumenta med merjenjem je posledica tega, da kovinska plošča in vanjo vgrajeni srčni vijak nista spojena pravokotno (trinožni podstavek instrumenta na ploščo ne nalega s celotno površino – označuje puščica). Sistem za prisilno centriranje ne omogoča korektno pritrditev instrumenta, posledica vsega pa je nekvalitetna izvedba stabilizacije.



Slika 34: Nehorizontalnost kovinske plošče na vrhu stebra (nova stabilizacija opazovalnih točk - točka III-GPS) (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

3. Klasična talna stabilizacija z betonskim kvadrom v katerega je vgrajen kovinski čep z luknjico – Ta stabilizacija je uporabljena za vse točke profilov 100 do 140 na območju pod odlagališčem HMJ Boršt Rudnika Žirovski vrh vključno s točko B ter danima točkama 126 in 133. Kvader je z betonom dodatno utrjen v podlago. S pomočjo stativa se instrument in reflektor postavita na vse točke. Centriranje je optično, njegova natančnost pa je cca 0.5 mm. Točke so bile stabilizirane v letu 1991 in so vključene v mrežo Plaz. Prav tako pa sta v mreži Navezava stabilizirani izhodiščni točki rudniške mreže 1ČG in 4UR.

8.2.3 Metoda izmere mrež

Pri obeh mrežah je uporabljena kombinirana triangulacijsko – trilateracijska mreža. Ponovno je torej uporabljena kombinacija kotnih in dolžinskih opazovanj, saj na ta način povečamo število nadštevilnih opazovanj in tako zagotovimo večjo natančnost ter zanesljivost zlasti horizontalnih položajev točk. V mreži so merjeni horizontalni koti in dolžine in sicer:

- horizontalni koti (girusna metoda) – 7 girusov
- poševne dolžine, obojestransko med opazovalnimi točkami in enostransko na kontrolne točke,
- zenitne razdalje v sedmih ponovitvah; obojestransko med opazovanimi točkami in enostransko na kontrolne točke. Merjene zenitne razdalje so uporabljene za redukcijo poševno merjenih dolžin.

Uporabljen je bil avtomatski način merjenja. Vse tri količine so bile merjene istočasno (sočasno z registracijo horizontalne smeri je bila izvedena tudi izmera zenitne distance in dolžine). Izvedene so meritve vseh možnih povezav med točkami v mreži.

8.2.4 Merski instrumentarij in dodatna oprema

8.2.4.1 Instrumentarij za merjenje kotov, zenitnih razdalj in dolžin

Za izvedbo meritev je bil tako kot v primeru Tehničnega poročila II. izmere uporabljen elektronski tahimeter Leica Geosystem *TCRP1201+ R1000*, ki je namenjen najnatančnejšim meritvam dolžin in kotov v preciznih terestričnih geodetskih opazovanjih.

Tehnični podatki elektronskega tahimetra se nahajajo na strani 59 te diplomske naloge, preglednica 2.

8.2.4.2 Dodatna oprema

Za dovolj natančno in korektno opravljene meritve se poleg elektronskega tahimetra uporablja še dodatni pribor. Pri meritvah se je uporabilo:

- originalne reflektorje Leica Geosystems (podatki o reflektorjih so zbrani v preglednici)
- trinožne podstavke ter nosilce prizem – Z trinožnimi podstavki z nosilci reflektorjev in možnostjo horizontiranja se je na opazovanih stebrih izvedlo centriranje instrumenta in signala.
- precizni aspiracijski psihrometer (Slika: 23) – Psihometerske meritve se je izvajalo na stojišču instrumenta.
- digitalni barometer *Paroscientific, model št. 760-16B, št. 70472* (Slika: 23) - Z barometrom se je meril zračni tlak na stojišču instrumenta njegova ločljivost je 0.01 mbar, natančnost pa 0.01 %.
- žepni trak Leica GHM007 – Uporabljen je bil za merjenje višin instrumenta in reflektorjev.

Preglednica 7: Uporabljeni reflektorji in adicijske kontante (Kogoj, Matjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010)

<i>Ime reflektorja</i>	<i>Tip reflektorja</i>	<i>Adicijska konstanta reflektor + TC2003 [m]</i>
LP	GPH1P	0.00000
A	GPR121	0.00033
B	GPR121	0.00013
C	GPR121	0.00018
D	GPR121	0.00027
E	GPR121	-0.00140
F	GPR121	-0.00137
M1 do M15	GMP101	0.01870

8.2.5 Potek meritev

8.2.5.1 Mreža Navezava

Meritev mreže Navezava je bila opravljena 12. aprila 2010. Realizirane so bile vse možne povezave v mreži, vključno z opazovanjem smeri do ekscentričnega signala 341c. Merjena je bila dolžina in zenitna razdalja med danima točkama. Pogoji okolja so bili za merjenje kotov in dolžin relativno dobri.

8.2.5.2 Mreža Plaz

Meritev mreže Plaz je bila opravljena 11. aprila 2010. Geometrija geodetske mreže se zaradi velikih sprememb ni v celoti ohranila. Zaradi intenzivnejše sanacije odlagališča v preteklem letu, je v tej izmeri v mreži *Plaz* prišlo do nekaterih sprememb:

- Mreža je bila s točke 114 navezana neposredno na dano točko 133. Tako kot v predhodnih izmerah je bila izpuščena začasna točka 131A in stabilna točka 132, ter tudi točki 103.
- Izpuščeni sta bili kontrolni točki rova 901D in 901L.
- Kontrolne točke odlagališča I/1, II/1, II/2 in II/3 so uničene.

- Točki 871 in 141 sta bili za povezavo poligonskih vlakov nadomeščeni z začasna ekscentričnima točkama.
- Iz točke 112 je bila merjena tudi točka 112A, ki jo obravnavamo kot slepo točko.
- Povezava med točkama 114 in 3 je še vedno zagotovljena preko točke 116. Točka je bila vključena v meritve leta 1999 in služi predvsem za navezavo profila 110 na mrežo točk na odlagališču.
- Prvotna točka A je zaradi posega na odlagališču uničena (že pred izmero v letu 2008). Ista oblika mreže je bila zagotovljena z nadomestno začasno vezno točko (točka A).
- V mrežo so dodatno vključeni opazovalni stebri II-GPS, III-GPS in V-GPS ter točka IV. Realizirane so vse možne merske povezave do teh stebrov.
- Na novo je s stebrom stabilizirana točka I, ki je bila do sedaj stabilizirana s talno stabilizacijo. Točka predstavlja vezno točko med stebrom 4 in 10.

Kljub temu se je skušalo z optimalno izbiro merskih povezav zagotoviti geodetsko mrežo z dovolj nadštevilnimi meritvami za kakovostno določitev položajev točk v mreži.

8.2.6 Obdelava meritev

8.2.6.1 Horizontalni koti

Reducirane sredine sedmih girusov opazovanih smeri na posameznih stojiščih so vhodni podatek za izravnavo. Na osnovi pogojev meritev pa je bilo predpostavljeno, da so vse smeri opazovane z enako natančnostjo.

8.2.6.2 Dolžine

Horizontalne koordinate so preračunane v koordinatni sistem rudniške mreže in obstoječe mreže Boršt na nivoju 430 m. Upoštevani so bili enaki popravki merjenih dolžin kot v dosedanjih meritvah.

Tudi pri tej obdelavi meritev so bili upoštevani meteorološki, geometrični in projekcijski popravki.

8.2.7 Določitev definitivnih koordinat in natančnost

Definitivne položajne koordinate novih točk mrež so bile določene na osnovi vseh merenj z izravnavo po metodi najmanjših kvadratov.. Predpostavljeno je bilo, da so kotne meritve v posamezni mreži na vseh stojiščih opravljene z enako natančnostjo, zato so jim bile prirejene enake uteži. V mreži Plaz so dolžine relativno kratke. Predpostavljeno je bilo, da na natančnost meritev vpliva predvsem začetni pogrešek, ki ni odvisen od velikosti merjene dolžine. Natančnost grup kotnih in dolžinskih meritev je bila določena z a-posteriori metodo ocene uteži po Ebnerju.

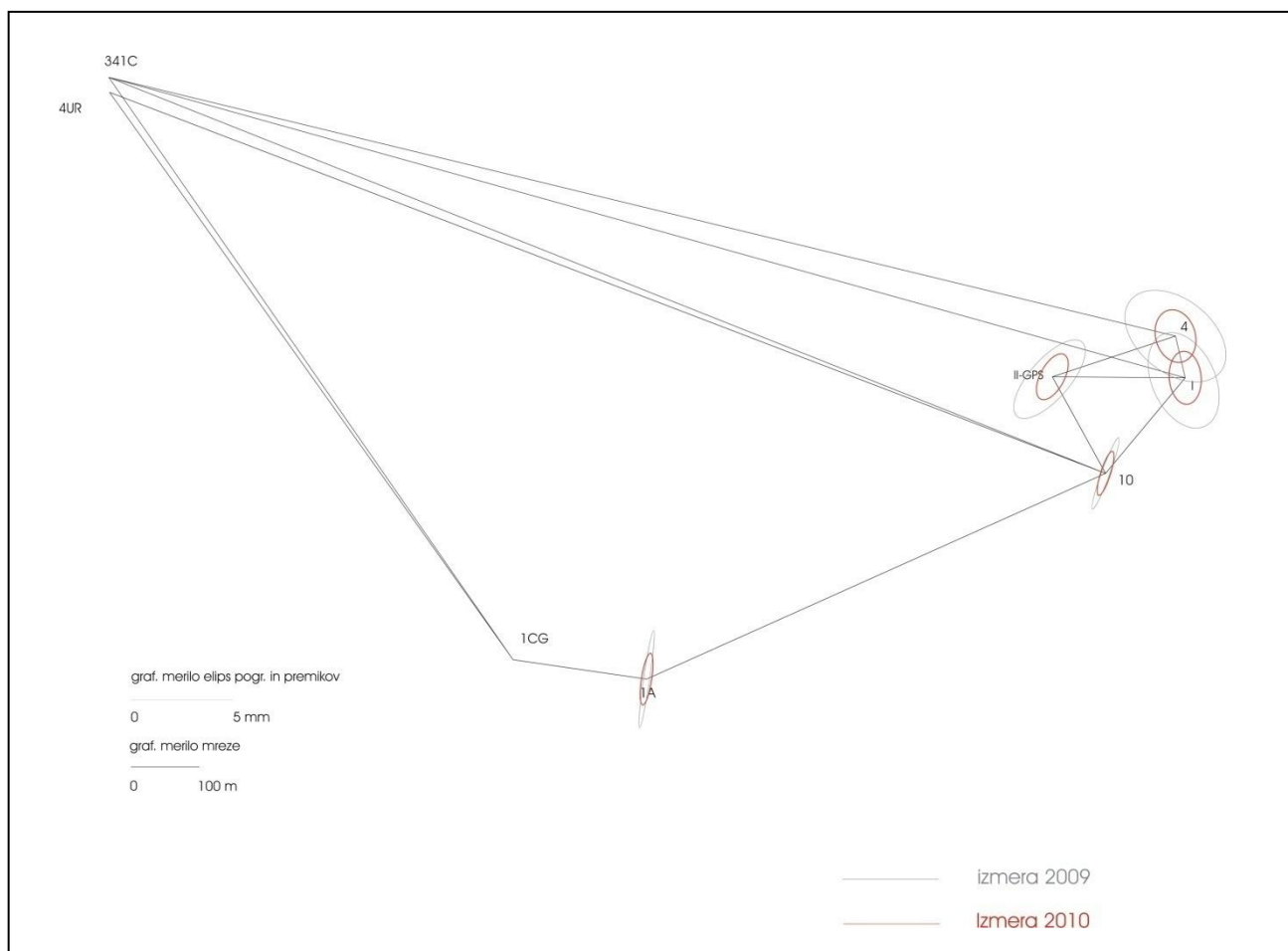
Za izračun definitivnih koordinat je uporabljena skupna izravnavna horizontalnih kotov in dolžin po metodi posrednih opazovanj z uporabo programa Gem4 (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

8.2.7.1 Mreža Navezava

Koordinatni sistem vklopljene horizontalne mreže na nivoju 430 m, določajo dane točke 1ČG, 4UR in 341c. Osnovni vhodni podatki izravnave so:

- 8 točk mreže (3 dani, 5 novih),
- 30 opazovanj (22 smeri in 8 dolžin),
- 17 neznank (5 x 2 koordinat , 7 orientacijskih neznank),
- 13 nadštevilnih opazovanj.

Na spodnji sliki (Slika 35) je prikazana dosežena horizontalna natančnost zadnje in predhodne meritve leta 2009.



Slika 35: Mreža Navezava - dosežena horizontalna natančnost zadnje in predhodne meritve leta 2009 (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

Iz primerjave velikosti in oblik standardnih elips pogreškov zadnjih dveh meritev lahko zaključimo, da je bila zadnja meritev bolj kakovostna od predhodne. V tej izmeri je bil uporabljen drugačen instrument kot v predhodni izmeri. Instrument je predvsem v smislu natančnosti kotnih in dolžinskih meritev boljši. Dosežena položajna natančnost je pričakovana in izpolnjuje zahtevane kriterije (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

Preglednica 8: Izravnane vrednosti koordinat in analiza natančnosti (Kogoj, Matjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010)

Točka	M_y (m)	M_x (m)	M_p (m)	a (m)	b (m)	θ (°)
1A	0.0003	0.0013	0.0013	0.0013	0.0003	9
1O	0.0004	0.0011	0.0012	0.0011	0.0002	18
4	0.0010	0.0013	0.0016	0.0013	0.0010	164
I	0.0008	0.0013	0.0015	0.0013	0.0008	175
II - GPS	0.0008	0.0011	0.0014	0.0012	0.0006	28

Za oceno kvalitete opravljenih meritev je podana še primerjava med zadnjimi petimi meritvami. V preglednici (Preglednica 9) so zbrani parametri, ki omogočajo to primerjavo. Natančnost dolžinskih meritev je precej boljša, natančnost kotnih meritev pa povsem primerljiva s predhodnimi izmerami.

Preglednica 9: Natančnost meritev v letih od 2005 do 2010 v mreži Navezava. (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

izmera	σ_s [mm]	σ_α ["]
2005	0.50	2.15
2006	0.51	3.01
2007	0.42	1.69
2008	0.53	3.74
2009	0.20	2.83
2010	0.35	1.50

8.2.7.2 Mreža Plaz

Mreža je vklopljena horizontalna mreža na nivoju 430 m. Koordinatni sistem določa 5 danih točk: točke 4, 10, 133, 126 in orientacijska točka 341c.

Osnovni vhodni podatki izravnave pa so naslednji:

- 37 točk mreže (5 danih, 32 novih),
- 183 opazovanj (119 smeri in 64 dolžin),

- 95 neznank (2 x 32 koordinat, 31 orientacijskih neznank),
- 88 nadštevilnih opazovanj (stopnja prostosti).

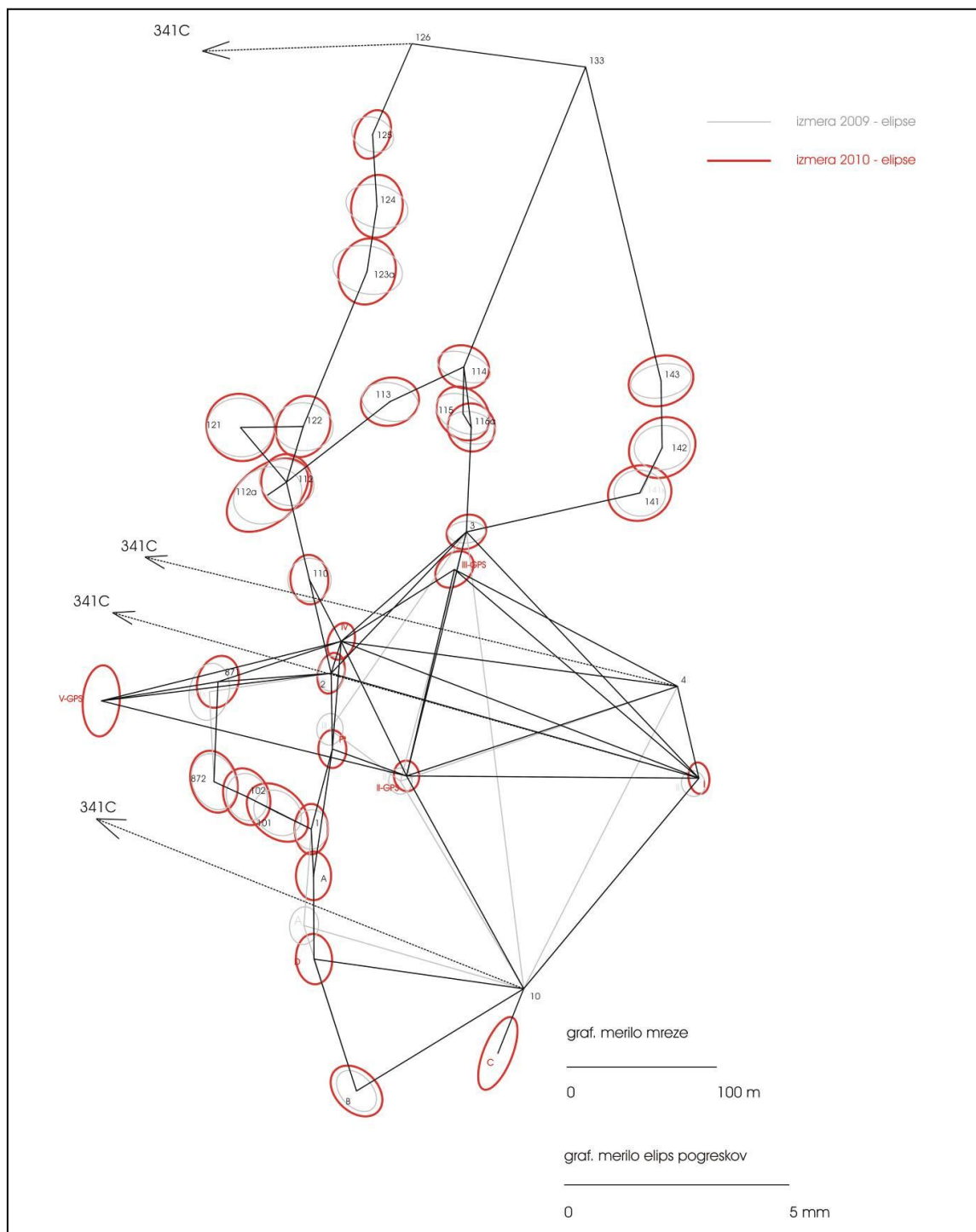
Statistika mreže Plaz se močno razlikuje od predhodne izmere v letu 2009. Ima več točk in bistveno več nadštevilnih opazovanj (2009 – 57 nadštevilnih), kar zagotavlja dobro pogojenost celotne mreže.

Pri izravnavi horizontalne mreže so bile uporabljene spremenjene koordinate danih točk definirane leta 2001, razen točke 126, katere koordinata je bila privzeta iz izravnave izmere leta 2008. Ohranjen je bil torej isti horizontalni geodetski datum, kot v predhodni izmeri. Na sliki (Slika 36) je prikazana dosežena horizontalna natančnost zadnje in predhodne meritve leta 2009.

Položajna natančnost zadnjih dveh meritev je nekoliko je nekoliko slabša, kot v predhodni izmeri leta 2009, kar je razvidno iz primerjave velikosti in oblik standardnih elips pogreškov (Slika 36).

Preglednica 10: Izravnane vrednosti koordinat in analiza natančnosti (Kogoj, Matjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010)

Točka	M_y (m)	M_x (m)	M_p (m)	a (m)	b (m)	θ (°)
1	0.0004	0.0006	0.0007	0.0006	0.0004	180
2	0.0003	0.0004	0.0005	0.0005	0.0003	14
3	0.0004	0.0004	0.0006	0.0004	0.0004	66
B	0.0006	0.0006	0.0008	0.0007	0.0005	133
101	0.0007	0.0006	0.0009	0.0008	0.0005	131
102	0.0005	0.0006	0.0008	0.0007	0.0005	157
872	0.0005	0.0007	0.0009	0.0007	0.0005	164
110	0.0004	0.0006	0.0007	0.0006	0.0004	176
112	0.0006	0.0006	0.0008	0.0006	0.0006	178
112a	0.0009	0.0008	0.0012	0.0010	0.0006	51
113	0.0006	0.0005	0.0008	0.0007	0.0005	77
114	0.0006	0.0005	0.0007	0.0006	0.0005	109
115	0.0006	0.0006	0.0008	0.0006	0.0005	137
116a	0.0005	0.0005	0.0008	0.0005	0.0005	149
121	0.0008	0.0007	0.0011	0.0008	0.0007	129
122	0.0006	0.0007	0.0009	0.0007	0.0006	25
124	0.0006	0.0007	0.0009	0.0007	0.0006	9
125	0.0004	0.0005	0.0007	0.0006	0.0004	22
142	0.0007	0.0007	0.0010	0.0008	0.0007	62
143	0.0007	0.0006	0.0009	0.0007	0.0005	74
123a	0.0006	0.0007	0.0010	0.0007	0.0006	16
141	0.0007	0.0006	0.0009	0.0007	0.0006	75
A	0.0004	0.0005	0.0007	0.0005	0.0004	180
Pt	0.0003	0.0004	0.0005	0.0004	0.0003	179
V-GPS	0.0004	0.0008	0.0009	0.0008	0.0004	4
I	0.0002	0.0003	0.0004	0.0004	0.0002	172
II-GPS	0.0003	0.0003	0.0004	0.0003	0.0003	174
IV	0.0003	0.0004	0.0005	0.0004	0.0003	20
III-GPS	0.0004	0.0004	0.0006	0.0005	0.0003	50
DARKO	0.0004	0.0006	0.0007	0.0006	0.0004	175
C	0.0004	0.0008	0.0009	0.0009	0.0003	22
871	0.0005	0.0006	0.0007	0.0006	0.0005	20



Slika 36: Mreža Plaz – natančnost določitve položaja novih točk (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

8.2.8 Definiranje premikov nestabilnih točk

Za izračun vektorjev horizontalnih premikov je bil uporabljen program PREMİK ver.2.0 okt.03. Program izvede izračun premikov, standardnih deviacij (natančnosti) premikov in določitev statistično značilnih premikov točk med različnimi časovnimi izmerami horizontalne geodetske mreže. Vhodni podatki v programu so koordinate in elementi matrike kofaktorjev točk, ki jih dobimo z izravnavo opazovanj posamezne časovne izmere geodetske mreže. Rezultati programa so:

- razlike koordinat točk v nekem časovnem obdobju (dy in dx),
- premiki in smerni koti premikov točk v nekem časovnem obdobju ($premik$, v_{premik}),
- standardne deviacije določitve premikov (m_{premik}), vrednosti testne statistike (T),
- kritične vrednosti testne statistike pri izbrani stopnji značilnosti testa (T_{krit}) in
- dejanska tveganja (α_{dej}) pri izračunani vrednosti testne statistike.

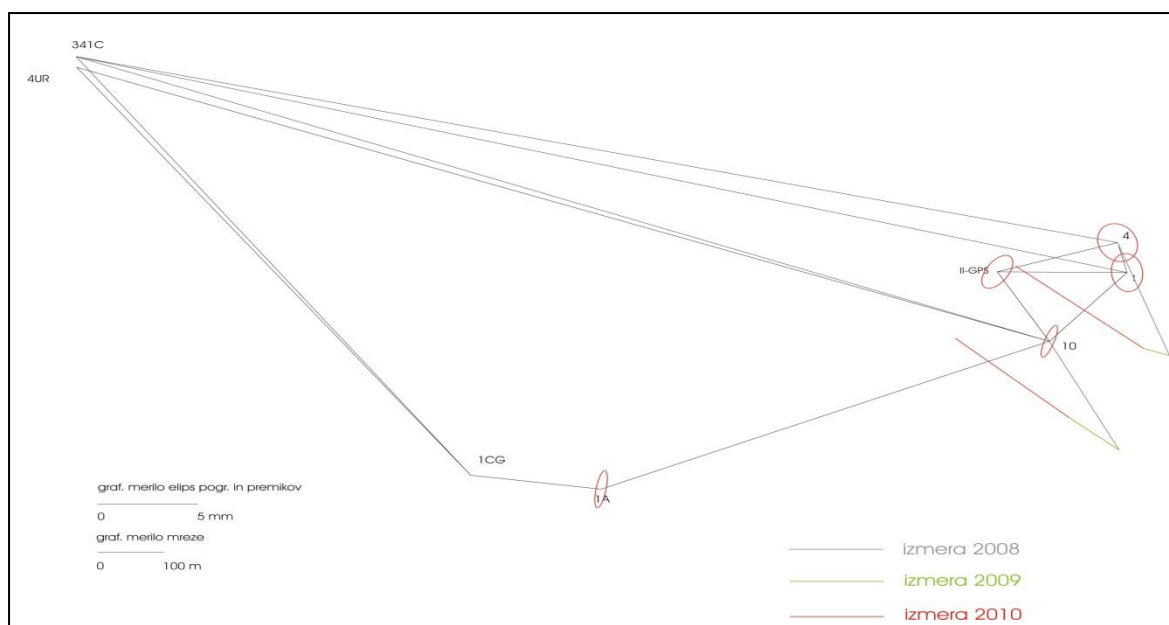
Trditve o nestabilnosti posamezne točke lahko postavimo na osnovi velikosti sprememb vrednosti definitivnih koordinat, velikosti standardne deviacije določitve horizontalnih premikov in vrednosti dejanskega tveganja.

8.2.8.1 Mreža Navezava

Izračunane so koordinatne razlike ter dolžina prostorskega vektorja “premika” in smer horizontalnega premika med posameznima zaporednima meritvama.

Preglednica 11: Izračun med datotekama dobama 2009 in 2010 (Kogoj, Matjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010)

Točka	dy	dx	sm.kot	premik	m_premik	T	T_krit	α_{dej}	3*m_prem.
	[m]	[m]	[°]	[m]	[m]			[%]	
1CG	0.0000	0.0000	0.	0.0000					
4UR	0.0000	0.0000	0.	0.0000					
1A	-0.0012	-0.0024	207.	0.0027	0.0026	10.377	19.897	31.32	
10	-0.0057	0.0054	313	0.0079	0.0009	84.428	19.899	0.00	*
4	-0.0064	0.0056	311	0.0085	0.0031	27.804	27.804	1.80	
341C	0.0000	0.0000	0.	0.0000					
I	22.892	37.880	31.	44.260	0.0022	*****	2.3618/	0.00	*



Slika 37: Mreža Navezava – grafični prikaz vektorjev premikov točk (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

Na sliki (Slika: 37) je prikazana grafična predstavitev vektorjev premikov skupaj s standardnimi elipsami pogreškov.

Točki 10 in 4 lokalne mikrotriangulacijsko-trilateracijske mreže Boršt sta na osnovi primerjave koordinat zadnje meritve s koordinatami ničelne meritve glede na širšo okolico relativno stabilni. Pri izravnavi mreže Plaz ju uporabimo kot dani točki.

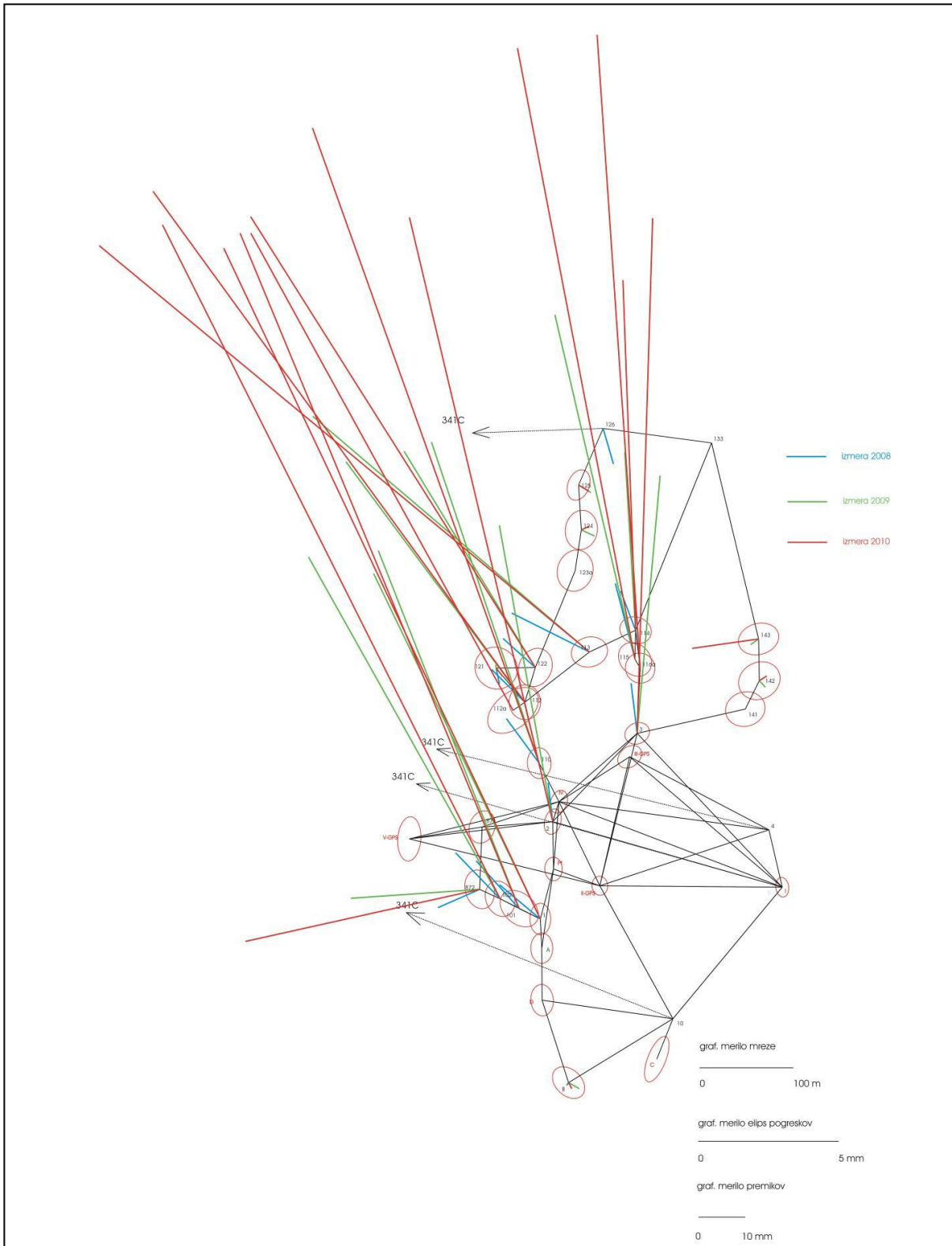
8.2.8.2 Mreža Plaz

Vektorji premikov na posameznih točkah mreže Plaz so prikazani na sliki (Slika: 38). Za vezne točke mreže (871, 123, Pt, A, D) premikov ne ugotavljamo. Izračunani so bili elementi vektorjev sprememb koordinat (elementi vektorjev premikov) na osnovi sprememb horizontalnih koordinat med zadnjima meritvama. Rezultati so bili primerjani s predhodnimi serijami. Točke so bile grupirane glede na položaj v mreži. Izveden je bil izračun statistične značilnosti horizontalnih premikov med zadnjima meritvama. Izračun je potekal v programu PremikWin.

Preglednica 12: Statistična analiza horizontalnih premikov med izmero 2009 in 2010 (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

Točka	dy	dx	sm.	premik	m _{premik}	T	T _{krit}	alfa _{dej}	3*m _{prem}
	[m]	[m]	kot					[°]	
	0	0	0	0					
10	0	0	0	0					
341c	0	0	0	0					
126	0	0	0	0					
133	0	0	0	0					
1	-0.0676	0.1431	335	0.1583	0.0007	*****	23.985	0	da
2	-0.0306	0.1289	347	0.1325	0.0006	*****	23.685	0	da
3	0.0033	0.1099	2	0.1099	0.0005	*****	24.067	0	da
B	0.0007	-0.0013	152	0.0015	0.0008	17.839	2.379	18.92	ne
101	-0.0596	0.1441	338	0.1559	0.0009	*****	24.057	0	da
102	-0.0721	0.1438	333	0.1609	0.0008	*****	24.309	0	da
872	-0.0500	-0.0111	257	0.0512	0.0007	730.146	24.059	0	da
110	-0.0484	0.1355	340	0.1439	0.0007	*****	24.452	0	da
112	-0.0794	0.1090	324	0.1349	0.0008	*****	24.512	0	da
113	-0.1047	0.0867	310	0.1359	0.0008	*****	24.144	0	da
114	-0.0027	0.0747	358	0.0747	0.0006	*****	23.683	0	da
115	-0.0251	0.1304	349	0.1328	0.0008	*****	2.412	0	da
116N	-0.0092	0.1351	356	0.1354	0.0007	*****	24.323	0	da
121	0.0014	-0.0018	142	0.0023	0.0010	21.924	24.485	9.21	ne
122	-0.0608	0.0962	328	0.1138	0.0008	*****	24.537	0	da
124	0.0017	0.0008	65	0.0019	0.0009	21.663	24.499	9.78	ne
125	0.0022	-0.0013	121	0.0026	0.0006	41.403	24.484	0.02	da
142	0.0016	0.0010	58	0.0019	0.0010	19.452	24.386	15.38	ne
143	-0.0142	-0.0020	262	0.0143	0.0010	144.297	23.639	0	da
112A	-0.0560	0.1018	331	0.1162	0.0009	*****	2.382	0	da

Rdeča barva označuje nestabilne točke v mreži. Horizontalni premiki so nedvoumno statistično dokazani na obeh točkah na nasipu (Preglednica 12). Med zadnjima meritvama sta se hitrosti premikov, izračunane na osnovi sprememb koordinat v relativnem smislu povečali za 6 oziroma 7 krat. Točka 1 se je premaknila za 158.3 mm, točka 2 pa za 132.5 mm. Smer horizontalnega premika se je na obeh točkah praktično ohranila. Hitrost premikov je v primerjavi s predhodno izmero približno dvakrat večja (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).



Slika 38: Mreža Plaz – grafični prikaz vektorjev premikov točk (Kogoj, Marjetič, Ambrožič, Stegenšek, Trlep, 2010).

Iz rezultatov zadnje izmere je razvidno, da so se premiki nestabilnih točk še povečali. Odlagališče HMJ Boršt je glede stabilnosti zelo občutljivo.

9 ZAKLJUČEK

Vsi objekti so podvrženi spremembam. Te spremembe oz. deformacije se odražajo kot spremembe oblike, velikost (dimenzije) in lokacije v prostoru. Določevanje prostorskih premikov naravnih in umetnih objektov v sklopu geodetskih kontrolnih meritev pa je ena od osnovnih ter zelo zahtevnih nalog inženirske geodezije.

Geodetske kontrolne meritve imajo preventivni pomen, saj izkazujejo funkcionalnost ter stabilnost objektov, pomembne pa so tudi za zagotavljanje delovanja umetnih objektov brez motenj in okvar. Oblika mreže in uporabljen merski instrumentarij sta zelo pomembna pri natančnosti določitve premikov in deformacij. Da pa bi kar najbolje določili obnašanje objektov oz. premike točk z geodetskimi metodami moramo obravnavane objekte označiti z določenim številom karakterističnih točk (točke na objektu). Izven območja premikov in deformacij, vendar v bližini obravnavanega objekta izberemo (skupaj z drugimi strokovnjaki) najprimernejše lokacije za osnovne geodetske točke, ki jih obravnavamo kot stabilne.

Pri natančnosti določitve premikov pa ne strmimo vedno za maksimalno možno natančnostjo, ki jo lahko dosežemo, saj je eden pomembnih dejavnikov pri določitvi premikov tudi pogoj ekonomičnosti. To pomeni, da je treba zagotoviti predpisano oz. zahtevano natančnost, ki pa ni nujno tista maksimalna.

VIRI

Agencija Republike Slovenije za okolje. URL:

<http://ocs-v3.ibe.si/pls/portal/docs/1/66224.JPG> (5.8.2010)

Kogoj, D., 2007/2008. Meritve povečane natančnosti. Ljubljana, UL, FGG. Zapiski iz predavanj.

Kogoj, D., Marjetič A., Ambrožič T., Stegenšek, B. 2008. Tehnično poročilo II. izmere horizontalne in vertikalne geodetske mreže za kontrolo stabilnosti jezovne zgradbe HE Boštanj. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo: str. 5-23.

Kogoj, D., Marjetič, A., Ambrožič, T., Stegenšek B., Trlep, D. 2010. Geodetska izmera stabilnosti odlagališča HMJ Boršt Rudnika Žirovski vrh. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo: str. 4-31.

Koler, B. 2007/2008. Geodezija v inženirstvu II. Ljubljana, UL, FGG. Zapiski iz predavanj.

Kučič, S., 2004. Grezenje. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: str. 4-17.

Mozetič, B. 2005. Uporabnost izbranih metod deformacijske analize na praktičnih primerih geodetskih mrež. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo: str. 5-19, 25-77.

Savšek, S., Ambrožič, T., Kogoj, D., Koler B., Strle O., Stopar B., 2010. Geodezija v geotehniki. Geodetski vestnik 54, 1:31-44.

Stopar, B., Vodopivec F., 1990. Relativne metode merjenja deformacij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: str. 2-9.

Šepetavc, K., 2008. Izmera terestričnih geodetskih mrež na območju Krškega polja. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: str. 34-39.

Vodopivec, F., Kogoj, D. 2005. Nov način stabilizacije geodetskih točk za opazovanje premikov. Geodetski vestnik 49, 1:9-17.

Welsch, W., Heunecke, O., Huhmann, H. 2000. Handbuch Ingeniergeodäsie – Auswertung geodätischer Überwachungsmessungen. Herbert Wichmann Verlag: 507 str.