

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Geodezija,
smer Geodezija

Kandidatka:
Karmen Šepetavc

Izmere terestičnih geodetskih mrež na območju Krškega polja

Diplomska naloga št.: 764

Mentor:
doc. dr. Božo Koler

Somentor:
izr. prof. dr. Dušan Kogoj

Ljubljana, 4. 9. 2008

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisana **KARMEN ŠEPETAVC** izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom:
**>>IZMERA TERESTRIČNIH GEODETSKIH MREŽ NA OBMOČJU KRŠKEGA
POLJA<<.**

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

Ljubljana, 1.8.2008

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 528.02 + 528.06 (043.2)
- Avtor:** Karmen Šepetavc
- Mentor:** doc. dr. Božo Koler
- Somentor:** izr. prof. dr. Dušan Kogoj
- Naslov:** Izmera terestričnih geodetskih mrež na območju Krškega polja
- Obseg in oprema:** 100 str., 23 pregl., 35 sl., 37 en., 16 pril.
- Ključne besede:** geodetska izmera, klasična terestrična izmera, geometrični nivelman, obdelava geodetskih opazovanj, izravnava, ocena natančnosti, horizontalni premiki, vertikalni premiki

Izвлеček

Na območju Krškega polja so bile v preteklosti izvedene geodetske izmere (terestrična, nivelmanska in GNSS izmera), katerih osnovni namen je bil zagotoviti ustrezno osnovo za določitev premikov. S ponovnimi izmerami, ki so bile izvedene v letu 2008, smo pridobili možnost, da določimo horizontalne in vertikalne premike na omenjenem območju. Vsi postopki so vezani na mikromrežo Libna pri Krškem in nivelmanski poligon Brestanica-Brežice. V diplomski nalogi so predstavljene uporabljene metode izmere, obdelava merskih podatkov in analiza izmer. Na osnovi predhodno izvedenih meritev so določeni horizontalni in vertikalni premiki in opravljena ustrezna analiza natančnosti določitve premikov z oceno statistične značilnosti premikov.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

- UDK:** 528.02 + 528.06 (043.2)
- Author:** Karmen Šepetavc
- Supervisor:** Assist. Prof. Dr. Božo Koler
- Co-supervisor:** Assoc. Prof. Dr. Dušan Kogoj
- Title:** Measurements of terrestrial geodetic networks in Krško polje region
- Notes:** 100 p., 23 tab., 35 fig., 37 eq., 16 ann.
- Key words:** geodetic measurements, classical terrestrial measurement, geometric levelling, processing of geodetic observations, estimation of accuracy, balance, horizontal displacements, vertical displacements

Abstract

There were performed geodetic measurements in Krško polje region in the past (terrestrial, levelling and GNSS measurement), with a solid intention to assure the corresponding base to define displacements. We got a possibility to define the horizontal and vertical displacements in the abovementioned region with repeated measurements, which were performed in the year 2008. All the processes refer to micro network Libna pri Krškem and to levelling polygon Brestanica – Brežice. I have presented used measurement methods in my diploma work, the process of measurement's data and the analysis of measurements as well. Previous performed measurements were based to define horizontal and vertical displacements and to make suitable analysis of accuracy for determining the displacements with estimation of statistical signification displacements.

ZAHVALA

Mentorju doc. dr. Božu Kolerju, somentorju izr. prof. dr. Dušanu Kogoju in doc. dr. Tomažu Ambrožiču se zahvaljujem za pomoč, uporabne nasvete in prijeten odnos pri izdelavi diplomske naloge.

Posebno zahvalo namenjam staršema, ki mi ves čas stojita ob strani in mi omogočata, da uresničujem svoje sanje.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
1.1	Opis diplomske naloge	3
1.2	Namen diplomske naloge	4
2	KOORDINATNI SISTEM	7
2.1	Referenčne ploskve in geodetski datum	7
2.2	Višinski sistemi	9
2.3	Državni koordinatni sistem	12
2.3.1	Stanje do leta 2008	12
2.3.2	Nov državni koordinatni sistem	16
3	GEODETSKE KONTROLNE MERITVE	21
3.1	Geodetske meritve stabilnosti tal ob tektonskih prelomih na območju Slovenije	23
3.2	Geodetske mreže za ugotavljanje premikov na širšem območju Krškega	24
4	KLASIČNA TERESTRIČNA IZMERA	29
4.1	Oblika mikromreže Libna pri Krškem	29
4.2	Metoda izmere, instrumentarij in pribor	34
4.3	Obdelava merjenih količin klasične geodetske terestrične izmere	36
4.3.1	Obdelava podatkov meritev horizontalnih kotov	36
4.3.2	Pogreški pri merjenju dolžin in obdelava	37
5	GEOMETRIČNI NIVELMAN	43
5.1	Nivelmanski poligon Brestanica - Brežice	44
5.2	Geološka interpretacija stabilizacije novih reperjev	45
5.3	Metoda izmere, instrumentarij in pribor	48

5.4	Obdelava merjenih količin pri geometričnem nivelmanu _____	53
5.4.1	Popravki merjenih višinskih razlik _____	54
6	IZRAVNAVA IN OCENA NATANČNOSTI _____	57
6.1	Izravnava mreže Libna kot proste in ocena natančnosti mreže _____	58
6.2	Definitivne položajne koordinate točk mreže Libna _____	59
6.3	Izravnava in ocena natančnosti geometričnega nivelmana _____	64
6.3.1	Uteži pri geometričnem nivelmanu _____	64
6.3.2	Ocena natančnosti merjenih višinskih razlik _____	66
6.3.3	Definitivne višine reperjev nivelmanskega poligona _____	69
7	ANALIZA PREMIKOV _____	73
7.1	Ocena premikov in natančnost ocene premikov _____	75
7.2	Statistični test značilnosti premikov _____	78
7.3	Vrednosti premikov točk v klasični terestrični mreži Libna pri Krškem _____	80
7.3.1	Izravnava meritev mreže Libna kot vklopljene mreže in S-transformacija _____	80
7.4	Vrednosti premikov reperjev v nivelmanskem poligonu Brestanica - Brežice _____	89
8	ZAKLJUČEK _____	95

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Datumske informacije nekaterih geodetskih opazovanj _____	8
Preglednica 2: Lastnosti posameznih višinskih sistemov _____	10
Preglednica 3: Statistični podatki o velikosti nivelmanske mreže Krškega in okolice _____	27
Preglednica 4: Primerjava natančnosti centriranja na centru in ekscentru _____	33
Preglednica 5: Značilnosti posameznih načinov stabilizacije _____	33
Preglednica 6: Tehnični podatki elektronskega tahimetra Leica Geosystems TC 2003 _____	34
Preglednica 7: Primer terenskih meritev - kotna in dolžinska opazovanja _____	41
Preglednica 8: Lastnosti reperjev nivelmanskega vlaka Brestanica - Brežice _____	47
Preglednica 9: Tehnične lastnosti nivelirja Leica Wild Na 3000 _____	51
Preglednica 10: Surova opazovanja nivelmanske linije _____	53
Preglednica 11: Približne koordinate kontrolnih točk v vseh izmerah _____	58
Preglednica 12: Srednji pogreški kotnih in dolžinskih meritev (a-posteriori ocena) _____	59
Preglednica 13: Koordinate in koordinatne razlike talnih točk trigonometrične mreže Libna pri Krškem v vseh izmerah z oceno natančnosti – prosta mreža _____	60
Preglednica 14: Natančnost določitve položaja kontrolnih točk – prosta mreža _____	62
Preglednica 15: Ocena natančnosti merjenih višinskih razlik _____	68
Preglednica 16: Definitivne višine reperjev in natančnosti določitve višin _____	71
Preglednica 17: Koordinate talnih točk mreže Libna – vklopljena mreža (dani točki A in B) _____	83
Preglednica 18: Koordinate talnih točk mreže Libna – vklopljena mreža (dani točki C in D) _____	85
Preglednica 19: Kumulativni premiki točk (d), ocena natančnosti premikov (σ_d) in test značilnosti premikov (T) za datum A in B _____	87
Preglednica 20: Kumulativni premiki točk (d), ocena natančnosti premikov (σ_d) in test značilnosti premikov (T) za datum C in D _____	88
Preglednica 21: Premiki reperjev med letom 1995 in 1997 _____	90
Preglednica 22: Premiki reperjev med letom 1995 in 2008 _____	91
Preglednica 23: Premiki reperjev med letom 1997 in 2008 _____	92

KAZALO SLIK

Slika 1: Prikaz predvidene lokacije II. bloka NE Krško	5
Slika 2: Višine točk v različnih višinskih sistemih	11
Slika 3: Trigonometrična mreža I. reda Slovenije	14
Slika 4: Normalni reper nivelmanske mreže Republike Slovenije v Rušah	15
Slika 5: Mareografska postaja Koper	17
Slika 6: Skica nove nivelmanske mreže Republike Slovenije	18
Slika 7: Hitrosti vertikalnih premikov (mm/leto) na območju Republike Slovenije	22
Slika 8: Najznačilnejši tektonski prelomi ter položaj geodetskih mrež v Sloveniji	23
Slika 9: Geometrija mreže Krško z elipsami pogreškov	24
Slika 10: Geodinamična mreža	25
Slika 11: Zaključki o premikih na območju geodinamične mreže Krško	26
Slika 12 : Območje Krškega in Krške kotline in potek nivelmanske mreže	28
Slika 13: Makrolokacija mreže Libna pri Krškem	30
Slika 14: Prisilno centriranje na točki A (levo) in na točki D (desno)	31
Slika 15: Talna stabilizacija merske točke in ekscentrično stojišče	32
Slika 16: Elektronski tahimeter Leica Geosystems TC2003 (levo), precizni aspiracijski psihrometer (na sredini) in digitalni barometer (desno)	35
Slika 17: Nivelmanski poligon Brestanica - Brežice	44
Slika 18: Fundamentalni reper FR 1018 (levo) in reper OP 541 (na sredini, desno)	46
Slika 19: Terenski del nivelmanske izmere	49
Slika 20: Določitev višinske razlike	49
Slika 21: Preizkus nehorizontalnosti vizurne osi po Nābauerjevi metodi	51
Slika 22: Natančnost določitve položaja točk – prosta mreža	63
Slika 23: Izmera nivelmanske linije	64
Slika 24: Izravnavna terminske izmere	73
Slika 25: Dana A, orientacija na B	81
Slika 26: Dana B, orientacija na A	81
Slika 27: Dana C, orientacija na D	81
Slika 28: Dana D, orientacija na C	81

Slika 29: Mreža Libna z vektorji premikov točk (S-transformacija na A in B) _____	84
Slika 30: Mreža Libna z vektorji premikov točk (S-transformacija na C in D) _____	86
Slika 31: Prikaz premikov točk po koordinatnih oseh z oceno natančnosti (dani A in B) ____	87
Slika 32: Prikaz premikov točk po koordinatnih oseh z oceno natančnosti (dani C in D) ____	88
Slika 33: Grafični prikaz premikov in ocena natančnosti premikov reperjev (1995 - 1997) _	90
Slika 34: Grafični prikaz premikov in ocena natančnosti premikov reperjev (1995 - 2008) _	91
Slika 35: Grafični prikaz premikov in ocena natančnosti premikov reperjev (1997 - 2008) _	93

OKRAJŠAVE IN SIMBOLI

CT	Conventional Terrestrial
EGGP	European Gravity and Geoid Project
ESRS	European Spatial Reference System
ETRS89	European Terrestrial Reference System
EVRF2000	European Vertical Reference Frame
EVR5	European Vertical Reference System
GNSS	Global Navigation Satellite System
IAEA	International Atomic Energy Agency
NAP	Normaal Amsterdams Peil
NE	Nuklearna elektrarna
NNP	Ničelna nivojska ploskev
NVN	Nivelman visoke natančnosti
SSE	Safe Shutdown Earthquake
USNRC	United States Nuclear Regulatory Commission
WENRA	Western European Nuclear Regulators Association

PRILOGE

Priloga A Obdelava

- A1 Meteorološki popravki merjenih dolžin v mreži Libna (2008)
- A2 Geometrični popravki merjenih dolžin v mreži Libna (2008)
- A3 Primer obdelave merjenih višinskih razlik v nivelmanskem poligonu (2008)

Priloga B Izravnava

- B1 Primer izravnave proste mreže Libna (2008)
- B2 Primer izravnave vpete mreže Libna, datum A in B, po S-transformaciji (2008)
- B3 Primer izravnave vpete mreže Libna, datum C in D, po S-transformaciji (2008)
- B4 Primer izravnave prostega nivelmanskega poligona (2008)
- B5 Primer izravnave vpetega nivelmanskega poligona (2008)

Priloga C Premiki

- C1 Premiki v mreži Libna - prosta mreža (1998-2008)
- C2 Premiki v mreži Libna, datum A in B, po S-transformaciji (1998-2008)
- C3 Premiki v mreži Libna, datum C in D, po S-transformaciji (1998-2008)
- C4 Premiki v nivelmanskem poligonu Brestanica - Brežice (1995, 1997, 2008)

Priloga D Ostalo

- D1 Geoservis, d.o.o., Poročilo o kontroli instrumenta, št. 07151/2007
- D2 Geoservis, d.o.o., Poročilo o kontroli instrumenta, št. 08154/2008
- D3 Poročilo o kalibraciji invar nivelmanske late Leica GPCL3 št. 26174
- D4 Poročilo o kalibraciji invar nivelmanske late Leica GPCL3 št. 26190

1 UVOD

Določitev premikov in deformacij naravnih in umetnih objektov je ena najzahtevnejših nalog geodetske stroke. Problem je povezan z ugotavljanjem stabilnosti in potencialne nevarnosti umetnih objektov v času njihove izgradnje in po njej ter premikov tal kot posledice delovanja naravnih sil ali nenadzorovanih posegov v prostor. Premiki in deformacije nastanejo tako na umetnih objektih, kot so jezovi, nasipi, mostovi, kot tudi v njihovi okolici, na primer v dolinah jezov, na obrežjih umetnih akumulacij, pa tudi na naravnih območjih, kot so plazovi, ob tektonskih prelomnicah, na barjanskih tleh (Savšek-Safić, 2002). 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 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). Položaj v koordinatnemu sistemu podajamo s koordinatami. Koordinata je eno izmed n -števil s katerimi je podan položaj točke v n -razsežnem prostoru. Položaj obravnavamo kot absolutno količino, koordinate, ki podajajo položaj pa kot relativne količine, ki so odvisne od koordinatnega sistema. Vzpostavitev koordinatnega sistema je sestavljena iz dveh korakov: teoretična definicija koordinatnega sistema in povezava teoretično definirane koordinatnega sistema s fizičnim objektom (praktično realiziran koordinatni sistem imenujemo koordinatni sestav) (Stopar, Koler, Kuhar, 2008).

Zaradi globalnega (glede na celotno Zemljo) in lokalnega (v okolici fizično stabilizirane geodetske točke) geodinamičnega dogajanja se položaji točk na Zemlji stalno spreminjajo. Ustrezno obravnavanje koordinatnega sestava mora zato vključevati tudi obravnavanje sprememb položajev točk, ki koordinatni sistem praktično realizirajo. Lokalno geodinamično dogajanje moramo ugotoviti z lokalnim spremljanjem sprememb položajev geodetskih točk. V geodeziji določamo koordinate fizično stabiliziranih geodetskih točk v izbranem koordinatnem sistemu z namenom materializacije le-tega. Ker koordinat točk ne moremo določiti neposredno, jih določamo posredno, na osnovi opazovanj ustreznih geometrijskih in fizikalnih količin. Različne opazovane količine so različno obremenjene z vplivi merskega instrumenta, merskega postopka, medija v katerem izvajamo opazovanja, geometrijskih lastnosti težnostnega polja ali dimenzijo prostora v katerem želimo materializirati koordinatni sistem, zato je potrebno opazovanja za vrednosti naštetih vplivov ustrezno popraviti (Stopar, Koler, Kuhar, 2008).

1.1 Opis diplomske naloge

V diplomski nalogi opisujem sklop geodetskih del pri zahtevnejših projektih (zahtevana visoka natančnost določitve položaja oz. višin točk, uporaba ustrezne merske opreme, obdelava opazovanj). Osrednji del naloge temelji na praktični izmeri klasične terestrične in nivelmanske mreže. Rezultat izmere in obdelave meritev je ugotavljanje stabilnosti tal na širšem območju Krškega polja.

V prvem, teoretično usmerjenem delu naloge, pišem o sestavinah osnovnega geodetskega sistema. Na kratko so opisane referenčne ploskve, položajni in višinski sistemi, državni koordinatni sistem, geodetske mreže in geodetska izmera. Drugi del temelji na praktični geodetski izmeri, z namenom preverjanja horizontalne in vertikalne stabilnosti obravnavanega območja. V sklopu praktičnega dela predstavljam geodetska dela, ki so se izvajala v okviru Projekta stalnega določanja tektonskih premikov v okolici NE (nuklearne elektrarne) Krško, ki ga izvaja Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. Na območju Krškega je stabiliziran nivelmanski poligon, v Libni pri Krškem je vzpostavljena precizna mikromreža, na območju Krškega in Brežic pa je razvita GNSS (Global Navigation Satellite System) geodetska mreža. Skupaj s Katedro za inženirsko geodezijo, Katedro za geodezijo in Katedro za matematično in fizikalno geodezijo ter navigacijo smo na obstoječih geodetskih mrežah v letu 2008 (od februarja do aprila) geodetsko izmero opravili s tremi metodami: geometrični nivelman, klasična terestrična izmera in GNSS izmera, ki v diplomski nalogi ni predstavljena. Za klasični geodetski mreži je opisan uporabljen instrumentarij, postopek meritev, obdelava merskih količin, izravnava, ugotavljanje in analiza premikov. Morebitne spremembe položaja in višin geodetskih točk primerjam s predhodnimi izmerami, izvedenimi od leta 1995. Na mikromreži Libna se je po letih 1998, 1999, 2000, 2001, 2003 in 2005, v letu 2008 izvedla sedma terminska izmera. V primeru višinske izmere nivelmanskega poligona Brestanica - Brežice pa obravnavamo tri terminske izmere, in sicer v letih 1995, 1997 in 2008. Primerljivost posameznih izmer je zagotovljena v primeru uporabe istega geodetskega datuma, ki ga zagotovimo z uporabo istega instrumentarija, metodo izmere in privzetjem položaja oz. višin točk iz predhodnih izmer.

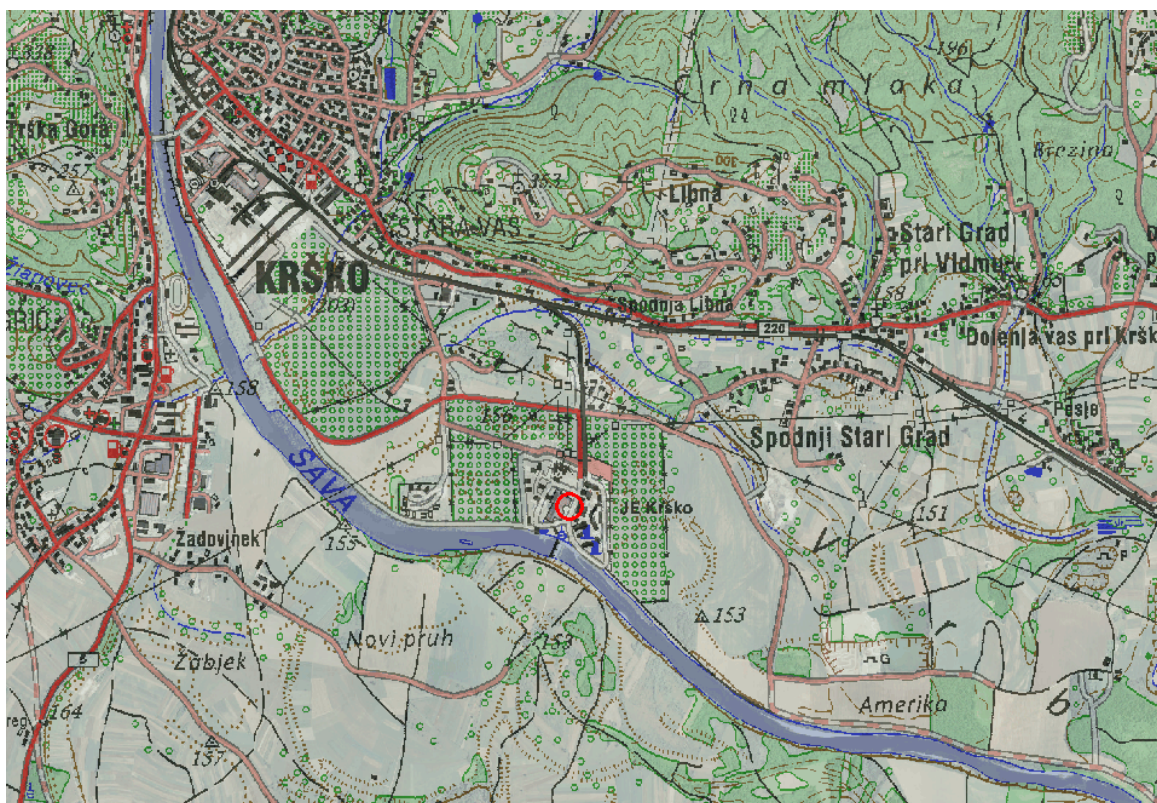
1.2 Namen diplomske naloge

Geodetska dela predstavljena v diplomski nalogi so del raziskav, ki so vezana na pred investicijsko analizo za potrebe izgradnje II. bloka NE Krško, katerega varno delovanje in obratovanje je na prvem mestu. Geodetske meritve predstavljajo osnovo za geološko oceno primernosti lokacije. Na podlagi rezultatov geodetske izmere se opravi geološka interpretacija geodinamičnega dogajanja na obravnavanem območju.

Geodetska opazovanja so bila izvedena z namenom določitve horizontalnih in vertikalnih premikov, ki so posledica morebitnih tektonskih premikov zemeljske skorje na območju Krškega polja. Na tem območju je bilo v različnih obdobjih opravljenih že več klasičnih terestričnih in nivelmanskih izmer. Položaj oz. višine točk so bile v teh letih določene z različnimi natančnostmi. Izmere nivelmanskih mrež so bile opravljene v različnih obsegih.

Že pred izgradnjo obstoječe NE Krško so se izvajale obsežne geološke in seizmološke raziskave, tako v bližnji kot tudi širši okolici predvidene lokacije. Seizmotektonske preiskave so obsegale zelo široko območje, v radiju več kot 300 km. V okviru celotne študije postavitve II. bloka NE Krško bodo pregledana geološka, geotehnična in seizmična poročila, dostopna v inženirskih in okoljskih poročilih ter znanstvene publikacije za širšo regijo. V primeru, da so obstoječe informacije, podatki in poročila nepopolna, se bodo vpeljala različna področja raziskovanja. Govorimo o vrtnanju tal, raziskovanju kamnin, vzorčenju tal in kamnin. Glavni cilj analize in ocene je ugotoviti, če je geotehnično, geološko in seizmološko stanje na predlaganem območju Krško II primerno za prihodnji razvoj pridobivanja nuklearne energije.

Predviden II. blok NE Krško je lociran neposredno ob obstoječi NE Krško. Obstoječa Krška NE stoji v dolini reke Save, ki prečka zahodni del Krške kotline. Kotlina poteka v severovzhodni smeri. Njen zahodni del je širok le nekaj kilometrov in se postopno umika hribovitem in gorskem terenu. Vzhodni, bolj odprt teren prehaja v hribovit teren Zagorja. Ravnina ob dolini reke Save je široka približno 10 km.



Slika 1: Prikaz predvidene lokacije II. bloka NE Krško (Nvatlas, 2008)

Območje oziroma lega novega bloka NE Krško je primerna, če zadostuje raznim kriterijem. Na območju ne sme biti geoloških tveganj, ki bi lahko vplivali na konstrukcijo oziroma prizadeli njeno delovanje. Ta geološka tveganja lahko vključujejo morebitne neustaljene nagibe, aktivne prelomnice ali podzemne votline. Varna ustavitev dela oz. obratovanja - SSE (Safe Shutdown Earthquake) bo vpeljana v skladu z obstoječimi predpisanimi priporočili in zasnovami IAEA (International Atomic Energy Agency), WENRA (Western European Nuclear Regulators Association) in USNRC (United States Nuclear Regulatory Commission), če bo ugotovljeno, da primernost območja ni znotraj dovoljenih meja. Bistvene geotehnične karakteristike položaja, kot so statična in dinamična tla (lastnost kamnin, zmogljivost in nosilnost tal), bodo vpeljane in zasnovane, če se ugotovi, da bi to imelo vpliv na varno delovanje v času ne seizmičnih in seizmičnih obremenitev.

2 KOORDINATNI SISTEM

Koordinatni sistem je sistem za opisovanje položaja na ravnini in v prostoru. Vzpostavitev terestričnega koordinatnega sistema poteka danes s postopki in tehnikami satelitske geodezije, v povezavi s klasičnimi geodetskimi tehnikami in metodami kot so gravimetrična opazovanja ter geometrični nivelman.

2.1 Referenčne ploskve in geodetski datum

Geodetski datum je definiran kot najmanjše število danih količin za določitev koordinat točke v koordinatnem sistemu. Problem geodetskega datuma izhaja iz dejstva, da so običajna geodetska opazovanja: dolžine, horizontalni koti, smeri, zenitne razdalje, višinske razlike, bazni vektorji, t.i. notranja opazovanja oz. notranje količine v matematičnem modelu za določitev koordinat točk v koordinatnem sistemu. Notranja opazovanja omogočajo določitev relativnih koordinat točk, ne pa tudi koordinat v koordinatnem sistemu.

Koordinate točk v koordinatnem sistemu so t.i. zunanja opazovanja oz. zunanje količine v matematičnem modelu. Zunanja opazovanja lahko pridobimo z opazovanji ali pa jih privzamemo. Zunanja opazovanja vsebujejo poleg informacij, ki jih vsebujejo notranja opazovanja, tudi lastnosti privzetega koordinatnega sistema. Na osnovi klasičnih geodetskih opazovanj ne moremo določiti koordinat točke, ne da bi izvedli ali privzeli določeno število zunanjih parametrov (parametrov geodetskega datuma), ki jih glede na tip notranjih opazovanj potrebujemo.

V povezavi z geodetskim datumom se pojavi problem predoločenosti geodetskega datuma, kar pomeni, da je geodetski datum določen z več danimi količinami, kot bi bilo nujno potrebno. V tem primeru je določitev koordinat nove točke obremenjena (poleg nepravilnosti zunanjih količin) tudi z nepravilnostmi notranjih količin, ki vsebujejo zunanje količine (nepravilne koordinate danih točk vplivajo na nepravilne relativne koordinate točk).

Matematično pomeni potreba po definiranju geodetskega datuma zagotovitev ustreznega števila zunanjih količin za določitev koordinat novih točk v koordinatnem sistemu, ki jih kljub nadštevilnosti, notranja opazovanja ne vsebujejo. Matematični model je lahko brez geodetskega datuma hkrati predoločen (nadštevilna opazovanja) in poddoločen (zaradi nedefiniranja geodetskega datuma) (Stopar, 2006/2007).

V geodeziji izvajamo opazovanja, ki vsebujejo različne informacije o geodetskem datumu. Horizontalne smeri in koti ne vsebujejo datumskih informacij, izmerjene dolžine zagotavljajo merilo. Azimut, določen na osnovi astronomskih ali GNSS opazovanj zagotavlja orientacijo zveznice dveh točk, glede na astronomski ali geodetski sever. Zenitne razdalje zagotavljajo rotacijo zveznice dveh točk glede na astronomski sever in vzhod; z redukcijo na normalo zagotavljajo zasuke glede na geodetski sever in geodetski vzhod (Stopar, Koler, Kuhar, 2008).

Preglednica 1: Datumске informacije nekaterih geodetskih opazovanj (Stopar, Koler, Kuhar, 2008)

Opazovana količina	Datumski parametri						
	Premik			Zasuk			Merilo
	T_x	T_y	T_z	ω_x	ω_y	ω_z	s
Dolžina	-	-	-	-	-	-	+
Horizontalni kot/smer	-	-	-	-	-	-	-
Zenitna razdalja	-	-	-	+	+	-	-
Višinske razlike	-	-	-	-	+	+	+

Z geodetskim datumom je povezana tudi t.i. datumска ploskev, ki jo predstavlja matematična ploskev znane velikosti, oblike in lege v koordinatnem sistemu. V geodeziji je zgodovina pogojevala ločeno obravnavo med horizontalnimi in vertikalnimi datumi. Horizontalnim datumom je referenčna računска ploskev **elipsoid** izbrane velikosti in oblike in je izhodišče za izračun koordinat točk na zemeljskem površju. Položaj in orientacijo datumске ploskve (referenčnega elipsoida) glede na globalni terestrični koordinatni sistem, pritrjenim na telo Zemlje, določajo trije premiki in trije zasuki osi elipsoida glede na ta koordinatni sistem (pri transformaciji nastopa še merilo kot neznanka). Višinski datum predstavlja **geoid** in je povezan s t.i. srednjim nivojem morja. Srednji nivo morja predstavlja ekvipotencialna

ploskev, ki poteka skozi izbrano izhodiščno točko - mareograf in predstavlja referenčno ploskev za določitev višin s postopki geometričnega nivelmana. **Kvazigeoid** je ploskev, ki jo lahko izračunamo brez vseh predpostavk in kvazigeoidno višino ζ lahko izračunamo popolnoma eksaktno. Geoid je izračunan iz dejanske težnosti na površini Zemlje, kvazigeoid pa iz normalne težnosti na površini referenčnega elipsoida. Kvazigeoid je ploskev, ki se nahaja v globini, ki je enaka normalnim višinam točk zemeljskega površja. Je matematična ploskev, ki nima fizikalnega pomena. Sovpada z geoidom na morju, na kopnem se ti ploskvi razlikujeta do nekaj metrov.

Parametri, ki določajo velikost, obliko, položaj in orientacijo referenčnega elipsoida v dogovorjenem terestričnem - CT (Conventional Terrestrial) koordinatnem sistemu so parametri astrogeodetskega datuma oz. astrogeodetski datum. V primeru astrogeodetskega datuma je središče referenčnega elipsoida postavljeno v poljuben položaj glede na težišče Zemlje. Datumska ploskev je bila v časih terestrične geodezije umeščena v telo Zemlje tako, da je na določenem delu zemeljskega površja kar najbolje aproksimirala geoid, ne pa tako, da bi središče elipsoida sovpadalo s težiščem Zemlje. Referenčni elipsoid se je glede na Zemljo orientiral s pomočjo astronomskih in geodetskih opazovanj. Z astronomsko orientacijo so poskušali doseči vzporednost male poloski elipsoida z rotacijsko osjo Zemlje. Če je središče referenčnega elipsoida postavljeno v težišče Zemlje, govorimo o geocentričnem ali absolutnem datumu.

2.2 Višinski sistemi

Višino neke točke lahko podamo v različnih višinskih sistemih. Definirati višinski sistem je dokaj težavna naloga in je odvisna od načina določitve višine. Tako lahko govorimo o geometričnem višinskem sistemu, ki ni povezan s težnostnim poljem Zemlje. V tem primeru so višine točk določene z izmero GNSS, rezultat višinske izmere pa so t.i. elipsoidne višine. Kadar so višine točk določene v povezavi s težnostnim poljem Zemlje, velja, da so višine določene v enem od fizikalnih višinskih sistemov, ki povezujejo nivelmansko in gravimetrično izmero (Koler, Medved, Kuhar, 2007).

Pri izboru ustreznega sistema višin moramo upoštevati zahteve različnih uporabnikov, zahteve znanosti in posameznih strok. Tako dobimo vrsto pogojev, ki jih mora izpolnjevati teoretično neoporečni višinski sistem. Ti pogoji pa se do določene mere med seboj tudi izključujejo. (Koler, Medved, Kuhar, 2007, cit. po Koler, 1998). Iz spodnje preglednice lahko vidimo, da največ pogojev sodobnega višinskega sistema izpolnjujejo normalne višine (Koler, Medved, Kuhar, 2007).

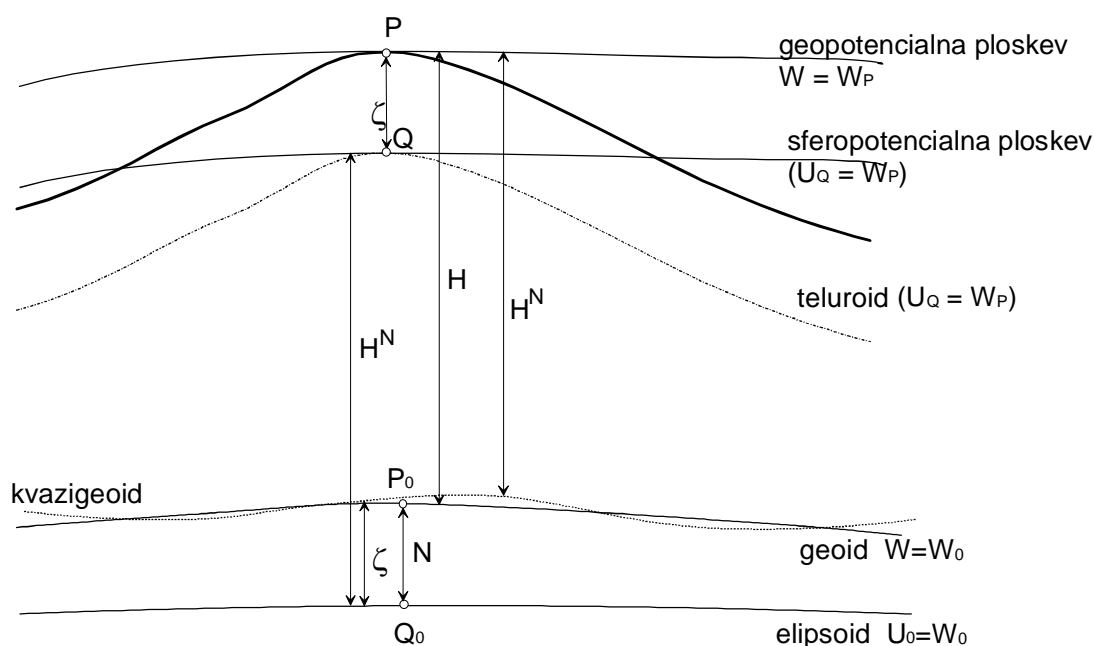
Preglednica 2: Lastnosti posameznih višinskih sistemov (Koler, Medved, Kuhar, 2007)

Lastnosti	VIŠINSKI SISTEMI					
	Geopotencialne kote	Dinamične višine	Ortometrične višine	Normalne višine	Normalne ortometrične višine	Elipsoidne višine
1	da	da	da	da	ne	da
2	da	da	ne	da	da	da
3	ne	ne	nekateri	da	da	ne
4	da	da	ne	ne	ne	ne
5a	ne	da	da	da	da	da
5b	ne	ne	da	da	ne	da
5c	geoid	geoid	geoid	kvazigeoid	NN ploskev	ref. elipsoid
6	ne	da	da	da	da	/

Pomen posameznih lastnosti podanih v preglednici 2:

- 1 – enolično določene višine, neodvisne od poti niveliranja
- 2 – višine neodvisne od raznih predpostavk
- 3 – popravki merjenih višinskih razlik majhni
- 4 – točke z isto višino ležijo na isti nivojski ploskvi
- 5a – višine točk podane v metrih
- 5b – geometrična razlaga višin
- 5c – referenčna ploskev
- 6 – matematična povezava z elipsoidnimi višinami

Geopotencialne kote, dinamične višine in ortometrične višine se nanašajo na fizikalno definirano referenčno ploskev, ki predstavlja ekvipotencialno ploskev. Na drugi strani se normalne višine nanašajo na kvazigeoid, ki je geometrijsko mesto točk, ni pa fizikalna ploskev. Sferoidne (normalne) ortometrične višine se nanašajo na ničelno nivojsko ploskev (NN ploskev), ki nima fizikalne osnove. To velja tudi za referenčni elipsoid (Koler, Medved, Kuhar, 2007).



Slika 2: Višine točk v različnih višinskih sistemih (Koler, Medved, Kuhar, 2007)

Osnovo vsem fizikalnim višinskim sistemom predstavljajo geopotencialne kote. Te določimo na osnovi merjenih višinskih razlik in podatkov o merjenem težnostnem pospešku. Če določimo, da je višina ničelne nivojske ploskve oziroma geoida enaka 0, potem nam razlika potencialov predstavlja naravno fizikalno mero za višine točk na zemeljski površini (Koler, Medved, Kuhar, 2007).

V Sloveniji so višine določene v višinskem sistemu **sferoidnih (normalnih) ortometričnih višin**. Normalne ortometrične višine danes sodijo med višine, ki so določene v zastarelem višinskem sistemu, ki so ga uporabljali v preteklosti, ko so bile meritve težnostnega pospeška zapletene in zato dolgotrajne. Za izračun popravkov merjenih višinskih razlik se namesto

izmerjenega težnostnega pospeška uporablja izračunane vrednosti oziroma t.i. normalni težnostni pospešek. Sferoidne (normalne) ortometrične višine se nanašajo na t.i. normalno ničelno nivojsko ploskev (Koler, Medved, Kuhar, 2007, cit. po Leismann et al., 1992).

2.3 Državni koordinatni sistem

Državni koordinatni sistem praktično predstavljajo državne geodetske mreže. Tradicionalno so to tri osnovne geodetske mreže: astrogeodetska in položajna – horizontalna geodetska mreža, nivelmanska – višinska geodetska mreža in gravimetrična mreža. Vse mreže skupaj zagotavljajo referenčno osnovo za določitev položaja v 3-razsežnem prostoru. Metode, ki so bile uporabljane za določitev koordinat točk v teh mrežah, so bila astronomska opazovanja, gravimetrična opazovanja in klasična geodetska izmera (triangulacija, trilateracija, trigonometrično višinomerstvo, nivelman). Zato te geodetske mreže imenujemo tudi klasične geodetske mreže (Stopar, 2007).

Položaji točk mikromreže Libna in višine reperjev nivelmanskega poligona Brestanica - Brežice niso določeni v državnem koordinatnem sistemu. Razlog za to je vpliv danih količin na opazovanja, ki lahko bistveno pokvarijo natančnost določitve položaja in višine.

2.3.1 Stanje do leta 2008

a) Položajne temeljne geodetske mreže

Položajno temeljno geodetsko mrežo uporabljamo za določitev horizontalnih koordinat točk. Tvori jo 34 geodetskih točk, ki tvorijo 46 trikotnikov. Mreža vsebuje dve trigonometrični bazi, in sicer v Radovljici in Mariboru ter 2 para Laplace-ovih točk. Pokriva območje velikosti približno 230 km x 140 km. Mrežo tvorijo položajna geodetska mreža višjega in nižjega reda. Delitev na redove izhaja iz metod določitve horizontalnih koordinat ter stopnje njihove (relativne) natančnosti.

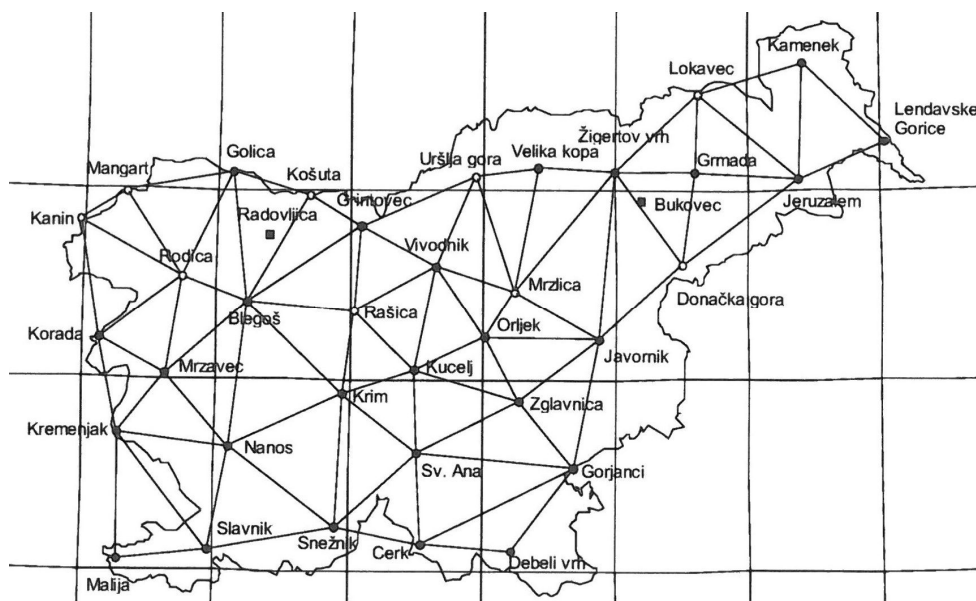
V višji red položajne temeljne geodetske mreže so uvrščene:

- trigonometrična mreža I. reda, skupaj z astrogeodetsko in t.i. bazno mrežo
- trigonometrična mreža II. glavnega in II. dopolnilnega reda
- trigonometrična mreža III. glavnega reda
- poligonometrična mreža III. glavnega reda
- mestna trigonometrična mreža

V nižji red položajne temeljne geodetske mreže so uvrščene:

- trigonometrična mreža III. dopolnilnega reda
- poligonometrična mreža III. dopolnilnega reda
- trigonometrična mreža IV. reda
- navezovalna mreža
- mestni poligonometrični mreži I. in II. reda

Astrogeodetska mreža Slovenije in s tem tudi celotna položajna temeljna geodetska mreža Slovenije ima svoje korenine v astrogeodetski mreži avstroogrške monarhije in astrogeodetski mreži bivše Jugoslavije. Horizontalni geodetski datum slovenskega državnega koordinatnega sistema predstavlja referenčni elipsoid Bessel 1841. Astrogeodetski datum slovenske astrogeodetske mreže je definiran z astronomskima koordinatama ter nadmorsko višino fundamentalne točke Hermannskögel pri Dunaju, opazovanim astronomskim azimutom na fundamentalni točki proti trigonometrični točki I. reda Hundsheimerberg, privzetimi vrednostmi komponent odklona navpičnice in geoidne višine v fundamentalni točki, ki so enake 0 ter parametroma Besselovega referenčnega elipsoida (Stopar, 2007). Lega astrogeodetske mreže, ki predstavlja horizontalno referenčno osnovo vseh uradnih baz prostorskih podatkov, je napačna za več sto metrov, zasukana za vrednosti več kot 10", merilo pa je napačno do vrednosti 30 mm/km.



Slika 3: Trigonometrična mreža I. reda Slovenije (Kogoj, Stopar, 2007)

b) Višinske temeljne geodetske mreže

Višinske temeljne geodetske mreže uporabljamo za določitev »nadmorske« višine točk. Višinsko osnovo državnega ozemlja predstavlja višji in nižji red višinske temeljne geodetske mreže.

V višji red višinske temeljne geodetske mreže spadajo:

- nivelmanska mreža velike natančnosti (NVN)
- nivelmanska mreža I. reda
- nivelmanska mreža II. reda
- mestna nivelmanska mreža I. reda

V nižji red višinske temeljne geodetske mreže pa spadajo:

- nivelmanska mreža III. reda
- nivelmanska mreža IV. reda
- mestna nivelmanska mreža II. reda

Po preračunu nivelmanske mreže Slovenije, ki je bil opravljen v letih 1999 in 2000, sestavlja nivelmansko mrežo Slovenije sedem nivelmanskih zank. V nivelmanske zanke so vključeni nivelmanski vlaki iz I. izmere NVN, II. izmere NVN in izmer nivelmanskih vlakov mreže I. reda, ki so jih izvedli po letu 1985. Posamezne nivelmanske zanke na območju Slovenije so lahko zaključene le s pomočjo izmer na območju Hrvaške.

Višinski sistem Republike Slovenije predstavlja nivelmanska mreža visoke natančnosti. V obstoječem višinskem sistemu je višinski datum - datum Trst, ki je realiziran s sovpadanjem višinske referenčne ploskve in srednjega nivoja morja, kot je bil določen leta 1875 na osnovi enoletnih mareografskih opazovanj v Trstu. Nivelmanska mreža je navezana na fundamentalni reper, ki je bil stabiliziran v bližini Ruš za potrebe izmere avstroogrške nivelmanske mreže. V okviru višinske geodetske mreže so višine točk – reperjev, podane v sistemu normalnih ortometričnih višin. Višinska referenčna ploskev Slovenije je geoid. V Sloveniji imamo tri modele ploskve geoida, en »relativni geoid« in dva »absolutna geoida« (Stopar, 2007).



Slika 4: Normalni reper nivelmanske mreže Republike Slovenije v Rušah (Koler, Medved, Kuhar, 2007)

b1) Vertikalni datum Slovenije v času Avstroogrške in Jugoslavije

Prve višinske meritve na našem ozemlju so bile navezane na mareograf na pomolu Sartorio v Trstu, in sicer na nivo morja, ki je bil določen v letu 1875, na podlagi enoletnih opazovanj srednjega nivoja Jadranskega morja. V letih 1968 – 1972 so se izvajala dela II. nivelmana visoke natančnosti Jugoslavije. Takrat so se nivelmanske meritve prvič vezale na novo višinsko izhodiščno točko, in sicer na normalni reper v Maglaju (BIH). Na osnovi opazovanj mareografa v Trstu v letih 1875-1878 (brez 1877) in 1901-1904 je Sterneck ugotovil, da je višina normalnega reperja v Trstu iz leta 1875 prevelika za 8.99 cm. Kasumović (1950) je pri opazovanju srednjega nivoja morja v Bakarju (1931-1933, 1935, 1937, 1938) ugotovil, da je srednji nivo morja, določen leta 1875 v Trstu, prenizek za 8.93 cm. S kasnejšimi raziskavami so se v literaturi pojavile različne vrednosti odstopanja ničelnega nivoja morja iz leta 1875 od realne vrednosti. Tako je Bilajbegović na osnovi opazovanj na mareografu v Bakarju (1962.2-1980.8) določil odstopanje višine avstrijskega nivelmana za + 3.83 cm. Raziskava mareografa v Trstu (1960-1978), ki jo je izvajal Instituto Talassografico iz Trsta, je pokazala odstopanje višine ničelnega reperja za +18.5 cm (Lisec, 2002).

2.3.2 Nov državni koordinatni sistem

Nov državni koordinatni sistem Slovenije bo realizacija evropskega referenčnega sistema ESRS (European Spatial Reference System) na našem ozemlju. Horizontalno komponento predstavlja ETRS89 (European Terrestrial Reference System), višinska komponenta pa temelji na EVRS (European Vertical Reference System). ESRS naj bi zagotavljal dolgoročno prostorsko in časovno stabilno referenčno osnovo za vse potrebe (Stopar, 2007).

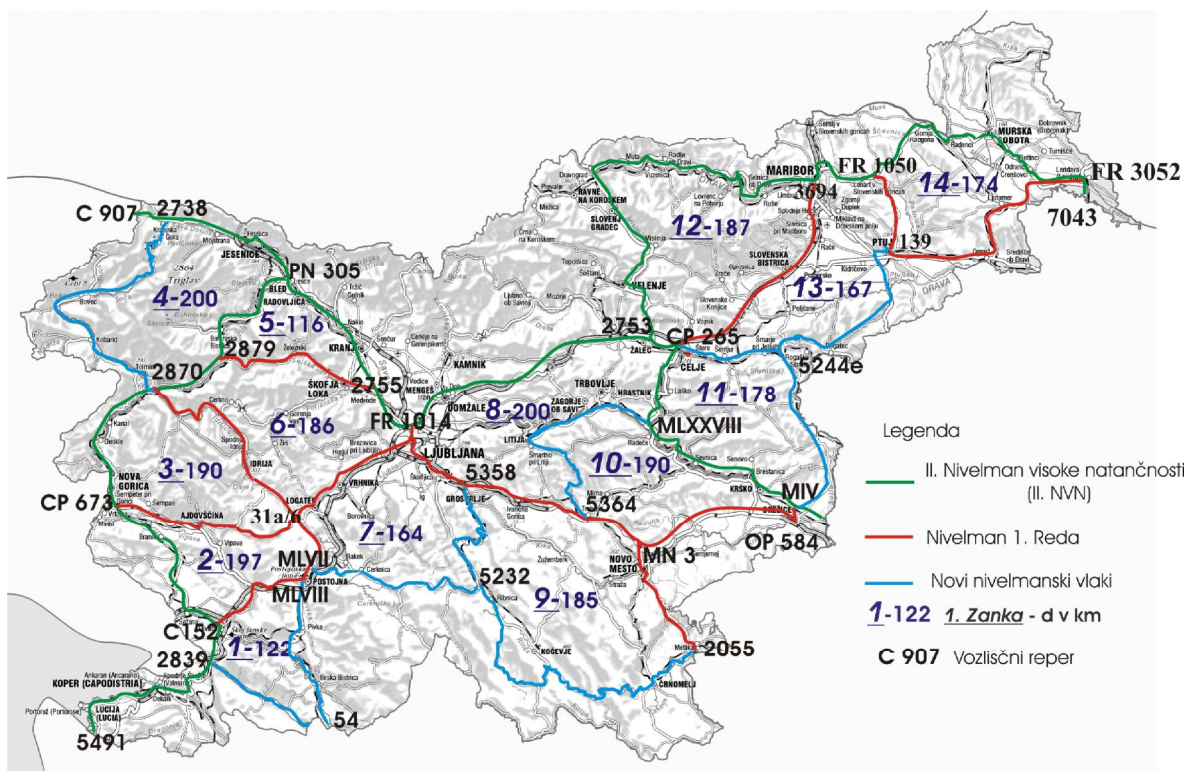
Horizontalna geodetska mreža novega državnega koordinatnega sistema je realizacija koordinatnega sistema ETRS89 v Sloveniji. Z uvedbo novega horizontalnega koordinatnega sistema se spreminja tudi referenčna ploskev horizontalnega sistema, ki je sedaj rotacijski referenčni elipsoid GRS 80 (Stopar, 2007). Horizontalni geokinematični model Slovenije je v fazi vzpostavljanja. Recentno geodinamiko slovenskega ozemlja so začeli spoznavati pred približno 20 leti. Nekaj podatkov o lokalni geokinematiki slovenskega ozemlja pa je bilo v preteklosti pridobljenih tudi v okviru manjših geodinamičnih izmer za potrebe območja

Nuklearne elektrarne Krško, Premogovnika Velenje (Stopar, 2007, cit. po Vrabcet al., 2006) in zgornjega Posočja (Stopar, 2007).



Slika 5: Mareografska postaja Koper (Koler, Medved, Kuhar, 2007)

Nov **državni višinski sistem** Slovenije bo višinski sistem v težnostnem polju Zemlje. Evropski višinski sistem predstavlja EVRS, katerega težnostni potencial na višinski referenčni ploskvi je enak težnostnemu potencialu referenčnega elipsoida GRS 80. Višine v sistemu pa so razlike dejanskega težnostnega potenciala obravnavane točke in potenciala referenčne ploskve EVRS. Zadnja realizacija sistema EVRS je EVRF2000 (European Vertical Reference Frame), ki ima izhodišče v NAP (Normaal Amsterdams Peil). Višine točk v EVRF2000 so določene z geopotencialnimi kotami in normalnimi višinami. Končne odločitve o tipu višin v slovenskem višinskem sistemu še nismo sprejeli. Kot vemo, pa so geopotencialne kote osnova za njihov preračun v kateri koli tip višin (Stopar, 2007).



Slika 6: Skica nove nivelmanske mreže Republike Slovenije (Komadina, 2007)

Z analizami obstoječe nivelmanske mreže je bilo ugotovljeno, da iz obstoječih podatkov ni smiselno izvesti realizacije novega višinskega sistema. Takšno razmišljanje je posledica neustrezne oblike nivelmanske mreže Slovenije (zapiranje zank izven območja Slovenije), pomanjkljivih podatkov o obstoječi nivelmanski mreži Slovenije in dokaj velikih sprememb višin točk na slovenskem ozemlju. Sodoben in kakovosten višinski sistem lahko na območju Slovenije vzpostavimo le na osnovi novih izmer v nivelmanski in gravimetrični mreži (Komadina 2007, cit. po Koler, 2006). Projekt stabilizacije in izmere nivelmanskih zank na ozemlju Republike Slovenije se je pripravljala leta 2006 v sodelovanju s Fakulteto za gradbeništvo in Geodetskim inštitutom in predvideva izmero nivelmanskih zank v dolžini 1500 km, vključevanje mareografskih opazovanj in gravimetričnih meritev v nivelmansko mrežo Republike Slovenije (Komadina, 2007).

Pri uvedbi nove višinske referenčne ploskve se kot ustrezna možnost ponuja uporaba evropskega gravimetričnega kvazigeoida 200x. Poletu 2004 je začel teči vseevropski projekt

(EGGP – European Gravity and Geoid Project), ki naj bi zagotovil novo, izboljšano inačico evropskega gravimetričnega geoida 200x. Ne glede na to, ali bomo uporabili stari ali novi evropski geoid, bo treba interpolirane geoidne višine preračunati - transformirati v nov višinski sistem Republike Slovenije (Stopar, 2007).

Zaradi dejstev navedenih v poglavju 2.3.1, sta terestrična mreža in nivelmanski poligon določena v lokalnem in ne državnem koordinatnem sistemu.

3 GEODETSKE KONTROLNE MERITVE

Cilj geodetskih kontrolnih meritev je določitev premikov merskega objekta. Z metodami izmere in izračuna (triangulacijo, trilateracijo, trigonometričnim višinomerstvom, nivelmanom in satelitsko geodezijo) določamo medsebojni položaj točk v prostoru.

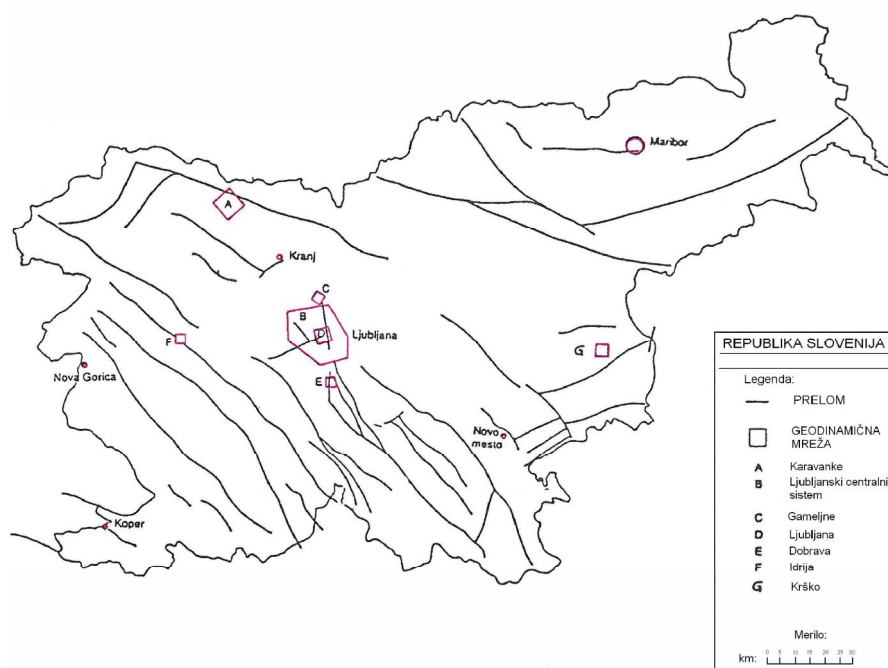
Dejavnosti, s katerimi se ukvarja sodobna geodezija, lahko bistveno pripomorejo k razjasnjevanju in razumevanju dogajanja na področjih, s katerimi se ukvarja geologija. Določanje stabilnosti nekega območja na osnovi geodetskih meritev je največkrat uspešno, je pa velikokrat povezano s številnimi problemi, ki zamegljujejo sliko in onemogočajo definiranje dejanskih sprememb. To so združevanje oz. primerjava meritev zelo različne kvalitete, kar je posledica izredno hitrega tehnološkega razvoja merske tehnike. Med meritvami je zaradi želje po čimprejšnjem definiranju rezultatov običajno relativno kratek časovni interval. Nenazadnje se za določanje premikov uporablja enostavne geodetske mreže, ki so cenejše in ne zagotavljajo zadostne kontrole meritev (Kogoj, 2000).

Metode merjenja premikov delimo na geodetske in fizikalne metode. Premiki nastajajo zaradi zunanjih in notranjih vplivov (sile vetra, delovanje temperaturnih sprememb, tektonski in seizmični vplivi, spremembe v višini talne vode, statična in dinamična obremenitev objektov). Z geodetskimi metodami dobimo premike in deformacije objektov v absolutnem sistemu glede na okolico, ki je neodvisen od sprememb na merjenem objektu. Te metode so posredne, ker dobimo z merjenjem smeri, dolžin in višinskih razlik, koordinate točk (Kne, 2004).

Edini možni način rešitve naloge določitve premikov geodetskih točk predstavlja večkrat ponovljena geodetska izmera in izračun položajev točk geodetske mreže v istem koordinatnem sistemu. Pogoj, ki ga moramo izpolniti pri praktično vseh postopkih deformacijske analize pa je zagotovitev stabilnega koordinatnega sistema, ki omogoča spremljanje stabilnosti geodetskih točk. Strogo vzeto je določitev položajev točk v istem koordinatnem sistemu težavna, ker se položaji točk na zemeljskem površju stalno spreminjajo. V praksi moramo zato zagotoviti stabilnost določene množice geodetskih točk, ki nam praktično definirajo stabilen koordinatni sistem (Vodopivec et al., 2001).

3.1 Geodetske meritve stabilnosti tal ob tektonskih prelomih na območju Slovenije

Seizmološkimi raziskavam v Sloveniji se je v 70. letih pridružila tudi geodezija. Z instrumenti, ki jih uporablja pri svojih meritvah, merskimi metodami in algoritmi za obdelavo podatkov, je mogoče včasih že v krajšem časovnem obdobju sklepati o stabilnosti oz. nestabilnosti nekega območja. Na ozemlju Slovenije so na najzanimivejših območjih vzdolž tektonskih prelomov razvite geodetske mreže, s pomočjo katerih se na osnovi terestričnih meritev ugotavlja sprememba položaja točk v določenih časovnih obdobjih (Vodopivec et al., 2001).



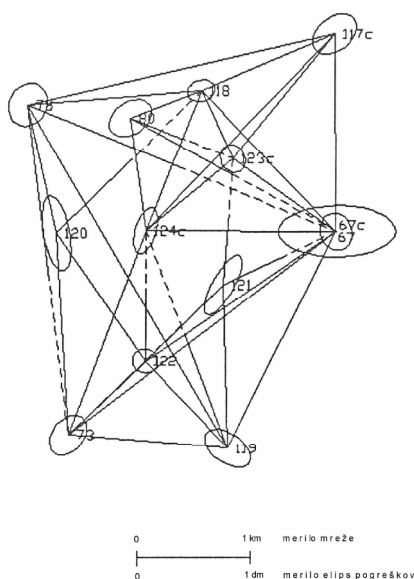
Slika 8: Najznačilnejši tektonski prelomi ter položaj geodetskih mrež v Sloveniji
(Kogoj, 2000)

Območja za opazovanje tektonskih premikov so bila določena na osnovi objektivnih kriterijev, določenih po podatkih o geološkem dogajanju, zbranih v zadnjih nekaj sto letih. Izbirale so se najbolj seizmogene cone, ki so zanimive tudi v povezavi s človekovimi dejavnostmi na konkretnem področju. Tako je bilo na celotnem ozemlju Slovenije od leta 1977 do danes stabiliziranih 5 mikromrež, namenjenih ugotavljanju premikov ob tektonskih prelomih: Karavanke, Ljubljanski centralni sistem, Idrija, Ljubljanske mikromreže in Krško (Vodopivec et al., 2001).

3.2 Geodetske mreže za ugotavljanje premikov na širšem območju Krškega

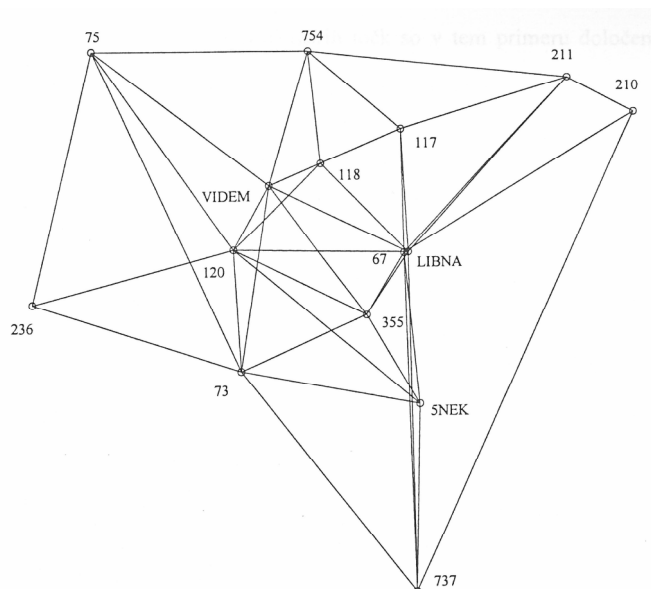
Na področjih najzanimivejših za opazovanje tektonskih premikov, so bile razvite posebne geodetske mreže. Niz geodetskih točk, postavljenih po točno določenih pravilih, katerih položaj je pogojen z lego preloma in obliko reliefa, določa geodetsko mrežo.

Ugotavljanje recentnih premikov na osnovi geodetskih meritev na področju Krškega se je začelo v letih 1994 / 1995. V želji po čimprejšnji določitvi stabilnosti območja je bila mreža definirana na osnovi državne trigonometrične mreže. Tako je bila mogoča primerjava meritev v državni mreži iz leta 1954 z novimi meritvami. Predpostavljeno je bilo, da bo daljša časovna baza nadomestila manjšo natančnost prvotnih meritev. Obravnavana trigonometrična mreža **Krško54** se razprostira na levem in desnem bregu reke Save na območju mesta Krško. Mreža točk, stabiliziranih večinoma leta 1954, je bila razvita za namen zgostitve mreže 2. in 3. reda iz leta 1949. Oblika mreže Krško54 (slika 9) je dokaj pravilna, tudi opazovanja so dobro razporejena. V mreži je bilo opravljenih 67 kotnih opazovanj. Najkrajša dolžina trigonometrične stranice v mreži povezuje točki 118 in 123c in znaša 638 m, najdaljša pa točki 78 in 119 ter znaša 3412 m. Po Pravilniku o tehničnih normativih (Republiška geodetska uprava, 1981) se mreža Krško54 uvršča v trigonometrično mrežo 4. reda.



Slika 9: Geometrija mreže Krško z elipsami pogreškov

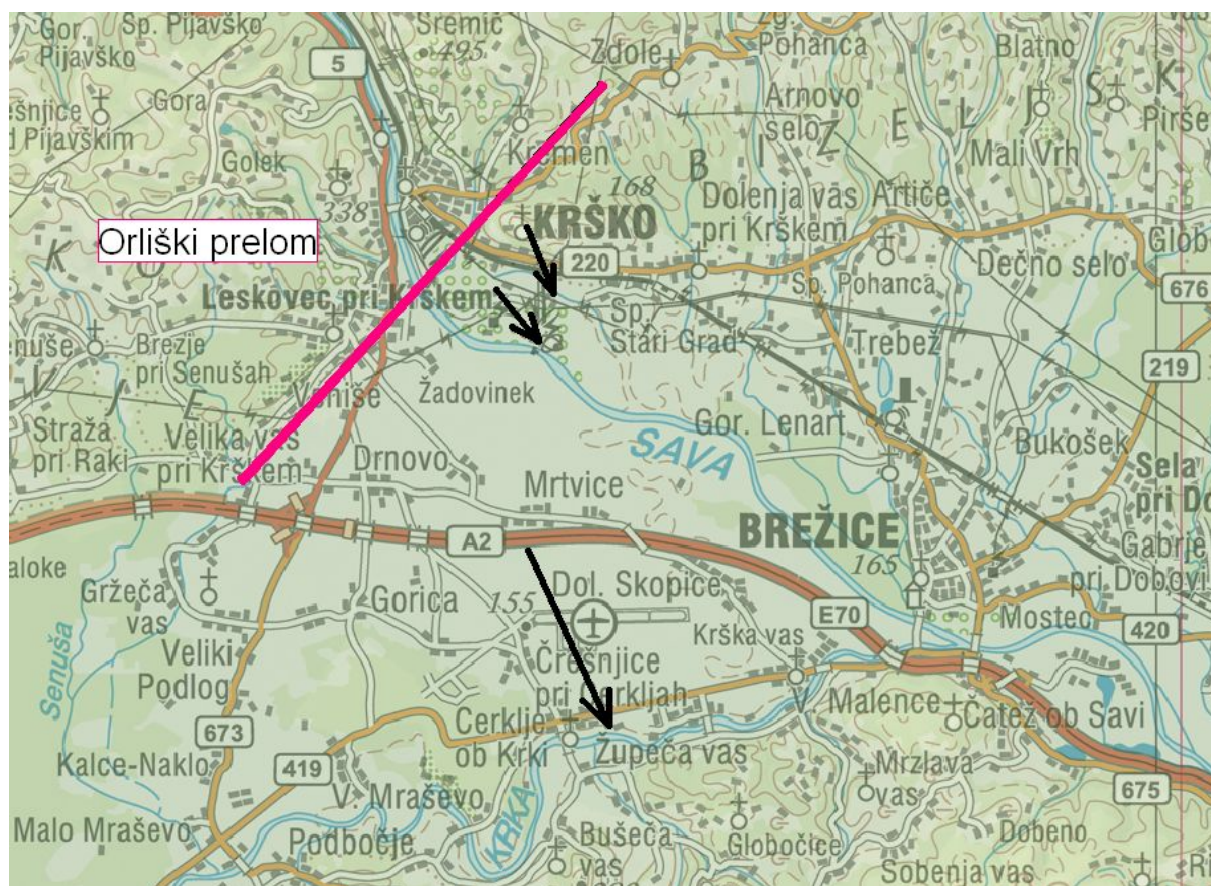
Na širšem območju jedrske elektrarne Krško je bila na osnovi obstoječe državne geodetske mreže definirana geodetska mreža za opazovanje tektonskih premikov. Izbrana je bila GPS metoda izmere. Tako definirano mrežo Krško imenujmo **geodinamična mreža**. Mrežo, ki je bila razvita leta 1993, je prvotno definiralo 9 točk (od teh le tri iz mreže Krško54). Leta 1997 ob drugi meritvi je bila mreža dopolnjena s tremi točkami, stabiliziranimi na področju, kjer je bilo s prvo izmero ugotovljeno največje odstopanje novo določenih koordinat mreže od uradno veljavnih koordinat. Mrežo sedaj tvori 12 točk državne geodetske mreže, ki imajo dane koordinate v državnem koordinatnem sistemu. Dodatne točke so bile izbrane tako, da dopolnjujejo geometrijo mreže. Stabilizirane so na območjih, kjer je zagotovljena lokalna geološka stabilnost. Mrežo prikazuje slika 10.



Slika 10: Geodinamična mreža

Rezultati geodetskih GPS meritev geodinamične mreže Krško in njihova primerjava z meritvami iz leta 1954 in 1967 statistično kažejo na obstoj horizontalnih recentnih premikov na območju Krškega. Rezultati primerjav in ponovnega izračuna so določili mikrolokacijo možnega območja največje nestabilnosti in sicer v dveh conah: SZ delu in JV delu glede na orliški prelom. Študija je pokazala, da se plošči, ki se stikata ob prelomu, po vsej verjetnosti razmikata. Dvom v gotovost te trditve vnaša verjetno premajhno število točk, na osnovi

katerih so bili premiki računani. Rezultati GPS meritev in njihova primerjava z meritvami iz leta 1954 so pokazali, da je potrebno dogajanja ob orliškem prelomu natančneje raziskati. **Mikromreža Libna**, ki je stabilizirana na tem področju je namenjena opazovanju stabilnosti kontrolnih točk ob orliškem prelomu.



Slika 11: Zaključki o premikih na območju geodinamične mreže Krško

V dogovoru z Republiško upravo za jedrsko varnost se že več let opazujejo vertikalni premiki zemeljskega površja na območju Krške kotline. Nekateri posamezni deli nivelmanske mreže so bili nivelirani že četrtič (do leta 1997). S ponovno izmero nivelmanskih vlakov so želeli določiti morebitne vertikalne premike reperjev, ki so stabilizirani na omenjenem območju. Z izmero v letu 1997 je bilo zajeto območje, predstavljeno na sliki 12 (južno od železniške proge Brestanica - Brežice - Dobova, na vzhodu poteka meja na liniji Brežice - Čatež, na jugu pa teče meja območja ob Krki ter nato skozi Cerklje, Drnovo in Leskovec do Krškega).

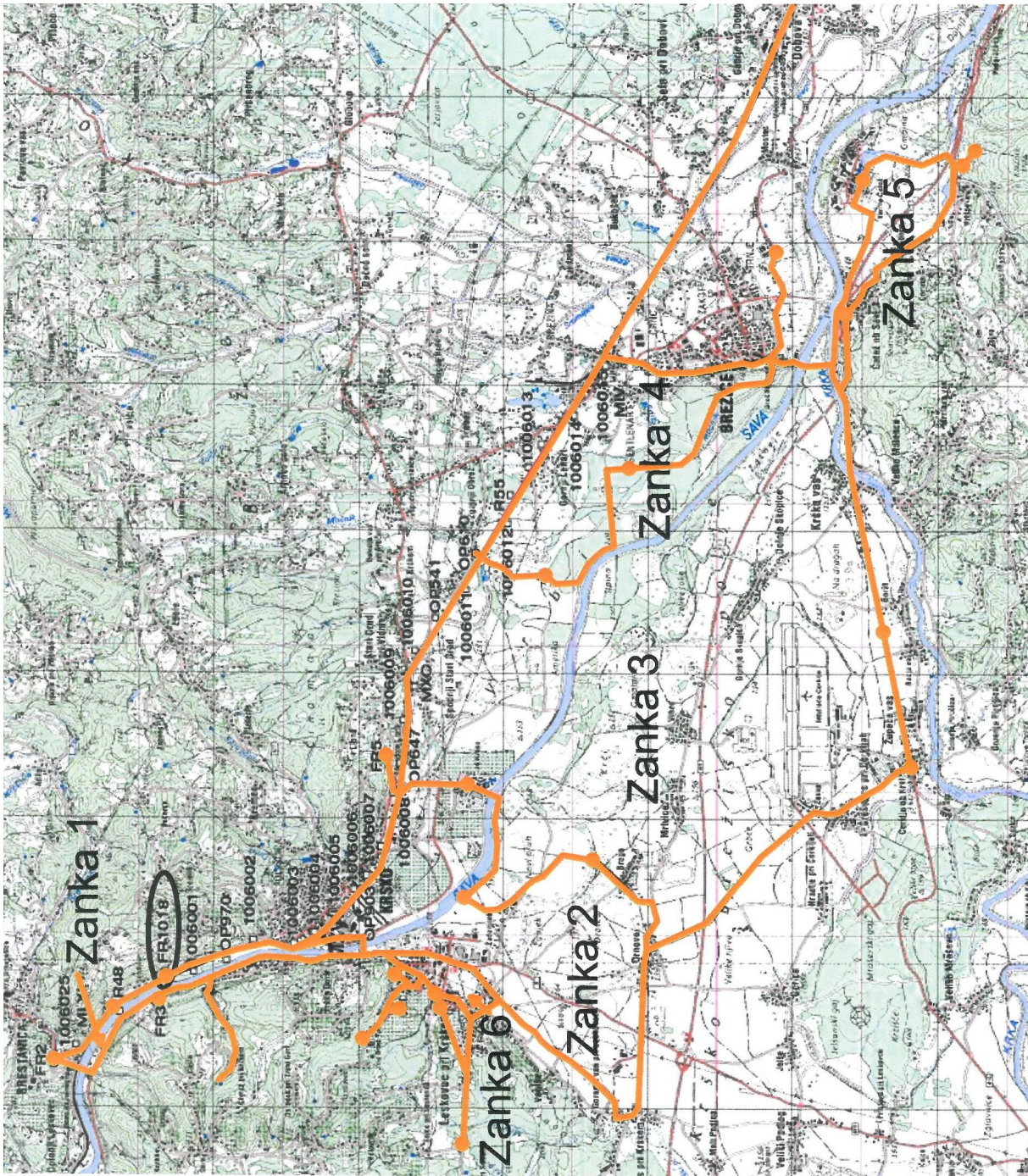
Dodatno so izmerili tudi nivelmanski poligon ob železniški progi Brežice - Dobova (državna meja). V preglednici 3 so zbrani osnovni statistični podatki o velikosti nivelmanske mreže. Za nivelmansko mrežo, stabilizirano na tem območju, so značilni zelo heterogeni podatki, saj so bile posamezne nadmorske višine reperjev določene v okviru različnih izmer in z različno natančnostjo (Koler, Breznikar, 1999).

Preglednica 3: Statistični podatki o velikosti nivelmanske mreže Krškega in okolice

Število stabiliziranih reperjev	111
Dolžina nivelmanskih zank	87,71 km
Dolžina nivelmanskih linij	87,50 km
Povprečna dolžina nivelmanske linije	0,85 km

Izmera iz leta 1997 je bila dopolnjena z nivelmansko zanko, ki je stabilizirana ob železniški progi od Krškega do Brestanice in na desnem bregu Save nazaj do Krškega. Poleg tega so stabilizirali nivelmansko zanko na območju Čateža, Čateških toplic in Prilipov. Ker so iz izmere v letih 1995 in 1997 na območju Leskovca dobili večje vertikalne premike, so nivelmansko mrežo na območju Leskovca in naselja Grič dodatno zgostili. Stabiliziranih je bilo enajst novih reperjev.

Rezultati po izmeri opravljeni leta 1997 kažejo, da je območje Krškega in Krške kotline stabilno. Seveda se moramo zavedati, da so hitrosti vertikalnih premikov (od prve do zadnje izmere) določene na podlagi izmer, ki med seboj niso primerljive po natančnosti. dodatni problem predstavlja dejstvo, da za stare izmere ni podatkov o merjenih višinskih razlikah in doseženi natančnosti. Tako je za posamezne izmere predpostavljena natančnost glede na to, katerega reda je bil nivelirani nivelmanski vlak. Posledica tega je, da ti podatki ne nudijo celovite slike o vertikalnih premikih na omenjenem območju. Popolnejšo sliko o vertikalnih premikih na tem območju bodo dale ponovne izmere stabilizirane nivelmanske mreže (Koler, Breznikar, 1999).



Slika 12: Območje Krškega in Krške kotline in potek nivelmanske mreže

4 KLASIČNA TERESTRIČNA IZMERA

Pod pojmom klasična terestrična izmera smatramo izmero (mreže in tudi detajl – detajlna izmera) z uporabo klasičnih »zemeljskih« metod izmere, h katerim štejemo triangulacijo, trilateracijo, trigonometrično višinomerstvo in geometrični nivelman. Metode omogočajo razvijanje geodetskih mrež, v katerih povezujemo geodetske točke s terestričnimi geodetskimi meritvami in sicer merjenjem horizontalnih kotov, dolžin, zenitnih razdalj in višinskih razlik z uporabo klasičnih geodetskih instrumentov teodolitov, elektronskih razdaljemerov in nivelirjev (Kogoj, Stopar, 2008).

4.1 Oblika mikromreže Libna pri Krškem

Na območju Libne pri Krškem (okolica NE Krško) je na dokaj razgibanem terenu vzpostavljena lokalna geodetska horizontalna mikromreža. Obliko mreže določa položaj danih točk, približni položaj novih točk, vrsta meritev in število povezav.

Obraunavano mrežo tvori šest točk z oznakami: 1, 2, 3, 4, 5 in 6. Točki 5 in 6 sta vzpostavljeni s namenom zagotavljanja boljše geometrije in večje zanesljivosti mikromreže. Vse točke so vidne med seboj in predstavljajo geometrično osnovo za določitev položajev talnih točk preloma A, B, C in D. Položaj kontrolnih točk, ki so hkrati ekscentri točk 1, 2, 3 in 4 je določen na osnovi geološke situacije. Ekscentrična stojišča so postavljena na razdalji cca. 10 - 20 m od centra.

Mreža v Krškem je kombinirana, se pravi terestrična triangulacijsko trilateracijska mreža. Na posamezni točki smo opazovali dolžine in smeri proti ostalim točkam mreže. Najbolj oddaljeni točki mreže sta 2 in 4, in sicer 385 m, najkrajša pa je razdalja med točkama 5 in 6, ki znaša 40 m. Maksimalna višinska razlika med točkama je 17 m. Med vsemi točkami mreže je tvorjeno največje možno število povezav, s čimer je zagotovljena zahtevana natančnost določitve najverjetnejših vrednosti koordinat novih točk.



Slika 13: Makrolokacija mreže Libna pri Krškem

Optimalna stabilizacija geodetskih točk je prav gotovo pomemben dejavnik pri določanju premikov. Glede na velikost pričakovanih premikov mora biti zagotovljena tudi primerna natančnost stabilizacije.

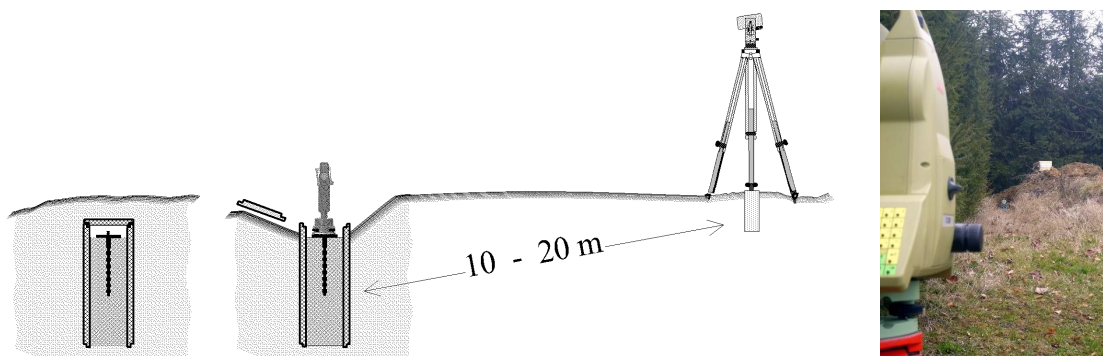
Način stabilizacije geodetskih točk je odvisen od vrste mreže (državna, lokalna) in zahtevane natančnosti izmere (natančnost centriranja). Za stabilizacijo točk v položajni geodetski mreži se smejo uporabljati izmeritvena znamenja predpisane tipa in materiala ter mere, ki so sestavni del Pravilnika o tehničnih normativih za mreže temeljnih geodetskih točk.

V mikromreži Libna so kontrolne točke (točke A, B, C, D) stabilizirane pod zemeljskim površjem z betonsko cevjo s sistemom za prisilno centriranje. Pri stabilizaciji in signalizaciji točk je bistvenega pomena vidnost, konfiguracija terena oziroma dogledanost med točkami.



Slika14: Prisilno centriranje na točki A (levo) in na točki D (desno)

Takšen način stabilizacije se največkrat uporablja pri določevanju premikov objektov in tal, v našem primeru pa za potrebe določevanja recentnih tektonskih premikov. Na kovinski plošči je čep z navojem, na katerega se privije prizma.



Slika 15: Talna stabilizacija merske točke in ekscentrično stojišče (Vodopivec, Kogoj, 2005)

Vidimo, da so merske točke definirane z dvema fizično stabiliziranimi točkama. Merske točke, na katere prisilno centriramo reflektor, predstavljajo točke, katerih premike ugotavljamo. Vse meritve opravimo na točkah, ki so glede na merske točke postavljene ekscentrično. Govorimo lahko o ekscentričnih stojiščih. Oddaljenost ekscentra od centra točke je od 10 m do 20 m. Izvedba je poenostavljena in cenejša. Uporabljena je serijsko izdelana betonska cev z zunanjim premerom 0,25 m in dolžine 1 m. Z ustreznim strojem se izvrti luknja enakega premera, v katero se spusti betonsko cev. Cev je zalita z betonom, nanj je vgrajen nastavek za prisilno centriranje. Cev je na vrhu pokrita s serijsko izdelanim pokrovom, tako da je točka popolnoma zaščitena.

Stojišče instrumenta je stabilizirano z običajno talno stabilizacijo z betonskim kvadrom z vgrajenim čepom. Nad stojiščem instrumenta postavimo stativ, ki ga centriramo in horizontiramo. Natančnost centriranja ne vpliva na končne rezultate, saj ne operiramo s koordinatami stojišča instrumenta, ampak so bistvene koordinate merske točke, na katero je prisilno centriran reflektor. Pomembno je le to, da je stativ med merjenjem stabilen. Z izbiro merske točke kot stojišča signala - reflektorja in stojišča instrumenta kot pripadajočega ekscentra smo odpravili pomanjkljivost predhodnih načinov. V preglednici 4 so zbrani podatki o natančnosti določitve položaja ekscentra, pogrešku ekscentricitete ter na podlagi le tega izračunana natančnost določitve položaja centra (Vodopivec, Kogoj, 2005).

Preglednica 4: Primerjava natančnosti centriranja na centru in ekscentru (Vodopivec, Kogoj, 2005)

Točka	Standardne elipse pogreškov							Skupne elipse pogreškov		
	Ekscenter (stojišče stativa)			Pogrešek ekscentricitete				Merska (talna) točka		
	a_c	b_c	Θ_c	σ_φ	$S \cdot \sigma_\varphi$	σ_z	Θ_c	a_z	b_z	Θ_z
A	0.07	0.06	156	0.40	0.04	0.03	146	0.08	0.07	152
B	0.09	0.07	153	0.20	0.02	0.03	163	0.09	0.08	151
C	0.11	0.008	32	0.26	0.03	0.03	354	0.11	0.09	32
D	0.09	0.07	67	0.12	0.01	0.03	43	0.09	0.08	73

Primerjava klasičnih in novega načina stabilizacija pokaže, da ima vsak način prednosti in slabosti. Z novim načinom je zagotovljena hitra in enostavna stabilizacija. Tako stabilizirana točka ne moti okolice. Zagotovljeno je prisilno centriranje in možnost izbire višine instrumenta. Edina dodatna zahteva je velika natančnost izmere elementov ekscentricitete (Vodopivec, Kogoj, 2005). Glavne značilnosti so zbrane v preglednici 5.

Preglednica 5: Značilnosti posameznih načinov stabilizacije (Vodopivec, Kogoj, 2005)

	Betonski stebri	Švicarski način	Novi način
Centriranje	prisilno	togo grezilo s cevno libelo	prisilno
Stabilnost	OK	OK	OK
Zahtevnost	velika	majhna	majhna
Možnost	da	ne	ne
Motenje okolja	da	ne	ne
Dodatne zahteve	ni	kovinski stativ	ekscentrično stojišče

4.2 Metoda izmere, instrumentarij in pribor

Za določitev najverjetnejših vrednosti koordinat novih točk smo uporabili metodo trilateracije in triangulacije. Opazovali smo:

- horizontalne smeri oz. kote po girusni metodi in sicer v 5-ih girusih,
- poševne dolžine, 5x obojestransko med ekscentričnimi stojišči in 4x enostransko iz vsakega ekscentričnega stojišča na center (kontrolno točko).

Za izvedbo meritev smo uporabljali elektronski tahimeter Leica Geosystem TC 2003. Omenjen instrument je namenjen najnatančnejšim meritvam dolžin in kotov v preciznih terestričnih geodetskih opazovanjih. Izmere v letih 1998, 1999, 2000 in 2001 so se izvajale s preciznim elektronskim teodolitom Kern E2, ki ima standardni odklon merjenja kotov $\sigma_{DIN18723-Theo}$: 0.5" in s preciznim elektronskim razdaljemerom Kern Mekometer ME 5000, s standardnim odklonom merjenja dolžin σ_S : 0.2 mm; 0.2 ppm.

Preglednica 6: Tehnični podatki elektronskega tahimetra Leica Geosystems TC 2003

Teodolit	
Povečava daljnogleda	30 x
Način čitanja na krogih	dinamična metoda
Temperaturno območje delovanja	-20°C do + 50°C
Standardni odklon	0.15 mgon (0.5")
Razdaljemer	
Nosilno valovanje	0.850 μ m
Merska frekvenca	50 MHz/3 m
Referenčni pog.: n_0 , p_0 , t_0	1.0002818, 1013,25 hPa, 12°C
Doseg	2.5 km/1 prizma, 5 km/3 prizme
Standardni odklon	1 mm; 1 ppm

Za korektno opravljene meritve smo potrebovali še merski pribor:

- 6 reflektorjev Leica (GPR121, GPH1P),
- 4 prizme Kern,
- 6 podnožij z nosilci prizem ,
- 6 stativov Leica Wild,
- 1 precizni aspiracijski psihrometer, ki zagotavlja natančne meritve temperature in psihrometske difference, z ločljivostjo termometrov 0.1°C,
- 1 digitalni barometer Paroscientific, model št. 760-16B, št. 70472, s katerim je bil merjen zračni tlak na stojiščih inštrumenta. Ločljivost barometra je 0.01 mbar, natančnost pa 0.01% .



Slika 16: Elektronski tahimeter Leica Geosystems TC2003 (levo), precizni aspiracijski psihrometer (na sredini) in digitalni barometer (desno)

Med stojišči smo realizirali vse možne povezave, medtem ko je bilo na kontrolne točke (A, B, C, D) izmerjeno maksimalno število možnih povezav. Meritve smo opravili 15. 2. 2008 v času od 8.00 do 14.00. Pri izmeri nismo imeli nobenih večjih težav. Edini problem je predstavljala fizična ovira (smreka) pri viziranju iz točke 2 na točko 5.

4.3 Obdelava merjenih količin klasične geodetske terestrične izmere

4.3.1 Obdelava podatkov meritev horizontalnih kotov

Horizontale kote danes merimo predvsem v lokalnih geodetskih trigonometričnih mrežah, kjer se zahteva velika natančnost meritev. Velikokrat le-te kombiniramo z dolžinskimi meritvami, s tem odpravimo eventualne slabosti oblike mreže. Kotne meritve so nujne v primeru mrež, ki jih sestavljajo tudi t.i. nedostopne točke (točke na pregradah, 3D industrijski merski sistemi...), v poligonski mreži, pri polarni detajlni topografski ali katastrski izmeri ter v številnih primerih inženirske geodezije pri opazovanju premikov tal in objektov in gradnji objektov (zakoličbe).

Obdelava podatkov meritev horizontalnih kotov je potrebna, da merske vrednosti pretvorimo v obliko primerno za izravnavo. Specifičnost opazovanj v določenih primerih (ekscentrična stojišča in signali) zahteva dodatne meritve elementov ekscentricitete in redukcijo merskih vrednosti. Na osnovi nadštevilnih meritev izračunamo najverjetnejše merske vrednosti. V praksi se pojavljajo različni primeri od enostavnega računanja aritmetičnih sredin, spojitve skupin opazovanj, do stojiščne izravnave. Definitivne vrednosti opazovanih smeri, določene ob upoštevanju vseh opazovanj (izločeni so sistematični in grobi pogreški) so vhodni podatek izravnave. V mikromreži Libna pri Krškem so vhodni podatek za izravnavo reducirane sredine opazovanih smeri na posameznih stojiščih v petih girutih. Predhodna analiza je pokazala, da meritve ne vsebujejo grobih pogreškov.

4.3.2 Pogreški pri merjenju dolžin in obdelava

Z elektronskimi razdaljmeri merimo danes dolžine v trigonometričnih mrežah manjših dimenzij (trilateracija), v poligonskih mrežah, pri polarni detajlni topografski ali katastrski izmeri ter v številnih primerih inženirske geodezije pri opazovanju objektov in tal (merjenje premikov in deformacij).

Pri merjenju dolžin z elektronskimi razdaljmeri obravnavamo dva bistvena sistematična vpliva. Ob njunem neupoštevanju se merjena dolžina lahko občutno razlikuje od pričakovanih vrednosti. To sta vpliv atmosfere in instrumentalni pogreški.

a1) Vpliv atmosfere

Razdaljemer računa dolžino ob predpostavki, da v atmosferi veljajo izbrani referenčni pogoji (različni predvsem glede na proizvajalca). Z merjenjem meteoroloških parametrov (temperatura zraka, zračni tlak, delni tlak vodne pare) določimo dejansko stanje atmosfere. Upoštevamo spremembo hitrosti razširjanja elektromagnetnega valovanja zaradi spremenjene optične gostote zraka. Sprememba dolžine za srednje pogoje v atmosferi bo:

$$dD = -D \cdot dn = (-0.38 \cdot dp + 0.98 \cdot dt + 0.06 \cdot dt_m) \cdot 10^{-6} \cdot D \quad (4.1)$$

Enačba opisuje odvisnost spremembe dolžine od sprememb merjenih meteoroloških parametrov. Iz enačbe je razvidno, da posamezna sprememba 3 torr zračnega tlaka ali 1 °C suhe temperature ali 17 °C mokre temperature ali 20 torr delnega tlaka vodne pare povzroči relativno spremembo vrednosti merjene dolžine 1 ppm (oz. 1 mm/km).

Pri izmeri mikromreže Libna je bila na osnovi psihrometerskih meritev na obeh krajnih točkah določena srednja temperatura v času meritve dolžine ter velikost delnega tlaka vodne pare po znani *Sprungovi enačbi* za Assmannov aspiracijski psihrometer. Tlak nasičene vodne pare je bil določen po *Magnes-Tetensovi enačbi*. Na osnovi izmerjenega zračnega tlaka na stojišču instrumenta, srednje temperature vzdolž merjene dolžine ter poznane približne višinske razlike je bil izračunan srednji zračni tlak po *Jordanovi barometrični enačbi*.

a2) Instrumentalni pogoški

Ti pogoški so posledica konstrukcijske nepopolnosti instrumenta in pribora, uporabljenega pri meritvah. Najznačilnejši so *pogrešek merske frekvence* (dejanska merska frekvenca se zaradi različnih vzrokov razlikuje od nominalne – tiste, ki jo instrument upošteva pri izračunu dolžine), *pogrešek merjenja faze* (omejena ločljivost instrumenta je posledica nepopolnosti sistema, ki določa fini odčitek dolžine, ciklični popravek faze je običajno tovarniško določen in programsko upoštevan), in *pogrešek adicijske konstante* (horizontalna ekscentriciteta stojiščnih osi instrumenta in reflektorja in točk oddaje odboja in sprejema elektromagnetnega valovanja).

Modulacijska frekvenca določa dolžinsko merilo razdaljemera. Kontrolira se njena dolgočasovna stabilnost. Modulacijska frekvenca razdaljemera Kern Mekometer ME 5000 je bila nazadnje določena na Katedri za geodezijo FGG s certificiranim frekvenčnim merilnikom HP5335A. Na osnovi teh meritev je bila določena *multiplikacijska konstanta* razdaljemera. Skladno s preizkusno metodo definirano s strani proizvajalca, je bila opravljena kontrola točnost tahimetra Leica TC 2003 (prilogi D1 in D2). Merska frekvenca razdaljemera se je kontrolirala brezkontaktno z merilnim objektivom in merilnikom frekvence zahtevane točnosti (HP 5245L).

b) Obdelava podatkov meritev dolžin

Obdelava podatkov meritev dolžin je potrebna, ker vrednost dolžine, ki jo prikaže elektronski razdaljemer, ni takoj uporabna za nadaljnja natančna računanja. Na terenu izmerimo dejansko dolžino med dvema točkama. Ta dolžina je največkrat poševna, zaradi meteoroloških vplivov tudi ukrivljena. Ker je dolžina merjena na neki nadmorski višini, še ni uporabna za računanja na izbrani skupni površini (izbrana primerjalna ploskev - plašč referenčnega elipsoida ali plašč krogle). Merjeno dolžino moramo zato reducirati, kar pomeni, da jo popravimo za izračunano vrednost.

b1) Meteorološki (fizikalni) popravki

To pomeni izračun razlike med vrednostjo, ki jo prikaže instrument in geometrično dolžino poti svetlobnega žarka med razdaljemerom in reflektorjem. Ločimo prvi popravek hitrosti (upoštevanje dejanske hitrosti svetlobe zaradi spremenjenih optičnih lastnosti atmosfere), ki ga moramo vedno obvezno upoštevati in drugi popravek hitrosti (napaka interpolacije meteoroloških parametrov), katerega velikost je bistvena pri daljših dolžinah.

Med merjenjem mikromreže Libna je vladal trenutni (dejanski) atmosferi dejanski lomni količnik n_D , ki se v splošnem razlikuje od referenčnega (n_0). Izračunan je na osnovi izmerjenih meteoroloških parametrov (t , p , e) in uporabljene valovne dolžine nosilnega valovanja (λ). Za izračun lomnega količnika za normalno atmosfero je uporabljena enačba *Edlen 1966*, dejanski lomni količnik pa je izračunan po enačbi *Barrel&Sears*. Upoštevali smo prvi popravek hitrosti, zaradi kratkih merjenih dolžin je drugi popravek hitrosti minimalen (pri 400 m dolžine, 10^{-5} mm). Popravek ni bil upoštevan.

b2) Geometrični popravki

Potrebno jih je upoštevati zaradi oblike refrakcijske krivulje, s katero opišemo pot žarka, ter zaradi horizontalnih in vertikalnih ekscentricitet razdaljemera in reflektorja. Rezultat je poševna dolžina na nivoju točk (dolžina kamen - kamen). Te redukcije zahtevajo dodatne dane oz. merjene količine, vezane tudi na izbrano referenčno ploskev (višinska razlika, zenitna razdalja, ukrivljenost Zemlje ...)

V primeru mikromreže Libna, zaradi kratkih dolžin, redukcija zaradi ukrivljenosti svetlobnega žarka ni upoštevana (pri 400 m dolžine znaša popravek največ 6 μm). Izračunane so bile vrednosti dolžin na nivoju stativov. Tako izračunane dolžine so bile direktno reducirane na skupno nivojsko ploskev. S tem smo se izognili pogrešku merjenja višine stativov instrumenta in reflektorja.

b3) Projekcijski popravki

Izračun in upoštevanje projekcijskih popravkov pomeni prehod s prostorske poševne dolžine na nivoju točk na dolžino sfernega loka na nivoju referenčnega horizonta (na referenčni ploskvi) ter nato v izbrano projekcijsko ravnino. Tu so potrebne elipsoidne višine, problem pa je, da pa so na splošno na razpolago le nadmorske oz. normalne ortometrične višine, ki se nanašajo na ploskev geoida. Obravnavane geometrične redukcije se delijo na 2 skupini in sicer:

- razlike med dolžinami tetiv v odvisnosti od naklona in višine,
- razlike med dolžino na izbrani referenčni ploskvi in v izbrani projekcijski ravnini.

Način preračuna je odvisen od razpoložljivih danih oz. dodatno merjenih vrednosti. Pri tem pogosto uporabimo poenostavljene enačbe izpeljane ob določenih predpostavkah oz. poenostavitvah (velikokrat so le-te že vgrajene v programski opremi razdaljemera oz. tahimetra). Zaokrožitvena napaka ne sme bistveno vplivati na končni rezultat.

Ker obravnavamo lokalno mrežo in relativne spremembe na lokalnem področju, je lahko uporabljena vrednost polmera zemeljske krogle, na kateri računamo, približna. Izbrana je bila vrednost 6370000 m. Upoštevanje srednjega radija ukrivljenosti za področje Krško na višino točke 3 (239.5 m) 6378325 m povzroči spremembo največje dolžine za 0.01 mm.

Preglednica 7: Primer terenskih meritev - kotna in dolžinska opazovanja

Datum: 15.2.2008			
*110001+0000000000000000	84..18+0000000000000000	85..18+0000000000000000	86..18+0000000000000000
87..18+0000000000000000	88..18+0000000000000000		
*110002+0000000000000000	21.322+0000000039347731	22.322+0000000010047547	31..08+0000000011117620
81..08-0000000001137068	82..08+0000000011059009	83..08-000000000082949	51..1.-000000000000+000
*110003+0000000000000000	21.322+0000000004765225	22.322+0000000010690602	31..08+0000000004763590
81..08+0000000003222831	82..08+0000000003469755	83..08-0000000000515725	51..1.-000000000000+000
*110004+0000000000000000	21.322+0000000004992390	22.322+0000000010299704	31..08+0000000022025780
81..08+00000000015538740	82..08+00000000015575931	83..08-0000000001036202	51..1.-000000000000+000
*110005+0000000000000000	21.322+0000000010892959	22.322+0000000009907840	31..08+0000000003473990
81..08+00000000034032808	82..08-0000000004805187	83..08+000000000498393	51..1.-000000000000+000
*110006+0000000000000000	21.322+0000000013253052	22.322+0000000009914093	31..08+0000000004108950
81..08+0000000003583753	82..08-0000000002009256	83..08+000000000055458	51..1.-000000000000+000
*110007+0000000000000000	21.322+00000000028138051	22.322+0000000010075060	31..08+0000000001868600
81..08-0000000001789123	82..08-0000000000538722	83..08-000000000022029	51..1.-000000000000+000
*110008+0000000000000000	21.322+0000000008138068	22.322+0000000029924746	31..08+0000000001868580
81..08-0000000001789104	82..08-0000000000538711	83..08-000000000022085	51..1.-000000000000+000
*110009+0000000000000000	21.322+00000000033253044	22.322+00000000030085632	31..08+0000000004108920
81..08+0000000003583731	82..08-0000000002009238	83..08+000000000055278	51..1.-000000000000+000
*110010+0000000000000000	21.322+00000000030893008	22.322+00000000030091992	31..08+00000000034373960
81..08+00000000034032755	82..08-0000000004805447	83..08+000000000497492	51..1.-000000000000+000
*110011+0000000000000000	21.322+00000000024992260	22.322+00000000029700141	31..08+00000000022025760
81..08+00000000015538390	82..08+00000000015576221	83..08-0000000001036660	51..1.-000000000000+000
*110012+0000000000000000	21.322+00000000024764949	22.322+00000000029309233	31..08+0000000004763580
81..08+0000000003222665	82..08+0000000003469877	83..08-0000000000515844	51..1.-000000000000+000
*110013+0000000000000000	21.322+0000000019347602	22.322+00000000029952218	31..08+0000000001117600
81..08-0000000001137290	82..08+00000000011058963	83..08-000000000083362	51..1.-000000000000+000
*110014+0000000000000000	21.322+00000000039347601	22.322+00000000010047628	31..08+0000000001117610
81..08-0000000001137292	82..08+00000000011058975	83..08-000000000083091	51..1.-000000000000+000
*110015+0000000000000000	21.322+0000000004764929	22.322+00000000010690577	31..08+0000000004763600
81..08+0000000003222678	82..08+0000000003469913	83..08-0000000000515706	51..1.-000000000000+000
*110016+0000000000000000	21.322+0000000004992195	22.322+00000000010299703	31..08+0000000022025760
81..08+00000000015538248	82..08+00000000015576394	83..08-0000000001036192	51..1.-000000000000+000
*110017+0000000000000000	21.322+00000000010892875	22.322+0000000009907821	31..08+00000000034373970
81..08+00000000034032850	82..08-0000000004804737	83..08+000000000498504	51..1.-000000000000+000
*110018+0000000000000000	21.322+00000000013252877	22.322+0000000009914139	31..08+0000000004108950
81..08+0000000003583809	82..08-0000000002009156	83..08+000000000055429	51..1.-000000000000+000
*110019+0000000000000000	21.322+00000000028137857	22.322+00000000010075040	31..08+0000000001868610
81..08-0000000001789116	82..08-0000000000538779	83..08-000000000022027	51..1.-000000000000+000
*110020+0000000000000000	21.322+0000000008137817	22.322+00000000029924707	31..08+0000000001868610
81..08-0000000001789112	82..08-0000000000538790	83..08-000000000022098	51..1.-000000000000+000
*110021+0000000000000000	21.322+00000000033252899	22.322+00000000030085672	31..08+0000000004108920
81..08+0000000003583777	82..08-0000000002009156	83..08+000000000055306	51..1.-000000000000+000
*110022+0000000000000000	21.322+00000000030892882	22.322+00000000030091985	31..08+00000000034373980
81..08+00000000034032870	82..08-0000000004804776	83..08+000000000497459	51..1.-000000000000+000
*110023+0000000000000000	21.322+00000000024992043	22.322+00000000029700174	31..08+0000000022025760
81..08+00000000015537862	82..08+00000000015576750	83..08-0000000001036625	51..1.-000000000000+000
*110024+0000000000000000	21.322+00000000024764728	22.322+00000000029309227	31..08+0000000004763590
81..08+0000000003222551	82..08+0000000003469996	83..08-0000000000515848	51..1.-000000000000+000
*110025+0000000000000000	21.322+00000000019347329	22.322+00000000029952181	31..08+0000000001117620
81..08-0000000001137567	82..08+00000000011058934	83..08-000000000083426	51..1.-000000000000+000
*110026+0000000000000000	21.322+00000000039347442	22.322+00000000010047597	31..08+0000000001117600
81..08-0000000001137567	82..08+00000000011058937	83..08-000000000083031	51..1.-000000000000+000
*110027+0000000000000000	21.322+0000000004764796	22.322+00000000010690636	31..08+0000000004763580
81..08+0000000003222589	82..08+0000000003469963	83..08-0000000000515747	51..1.-000000000000+000
*110028+0000000000000000	21.322+0000000004992072	22.322+00000000010299719	31..08+0000000022025770
81..08+00000000015537951	82..08+00000000015576700	83..08-0000000001036250	51..1.-000000000000+000
*110029+0000000000000000	21.322+00000000010892715	22.322+0000000009907846	31..08+00000000034373990
81..08+00000000034032993	82..08-0000000004803885	83..08+0000000000498366	51..1.-000000000000+000
*110030+0000000000000000	21.322+00000000013252755	22.322+0000000009914150	31..08+0000000004108910
81..08+0000000003583812	82..08-0000000002009069	83..08+000000000055420	51..1.-000000000000+000
*110031+0000000000000000	21.322+00000000028137759	22.322+00000000010075095	31..08+0000000001868600
81..08-0000000001789098	82..08-0000000000538804	83..08-000000000022039	51..1.-000000000000+000

5 GEOMETRIČNI NIVELMAN

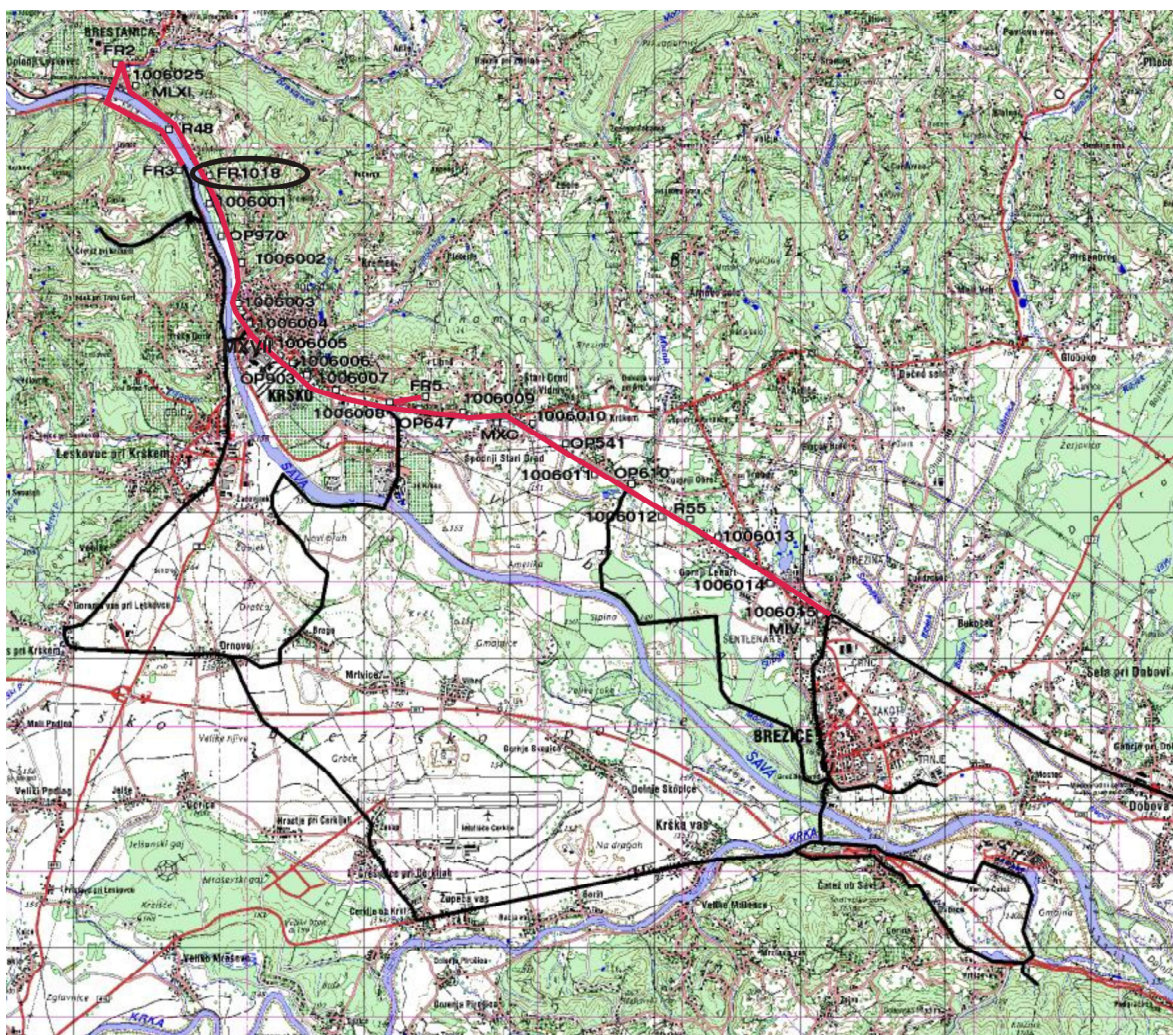
Geometrični nivelman je najnatančnejša geodetska metoda višinomerstva in je eden najnatančnejših geodetskih merskih postopkov. Metodo uporabljamo pri določanju višin višinskih geodetskih točk (reperjev), ki jih povezujemo v višinske oz. nivelmanske geodetske mreže. Metoda pa je nenadomestljiva tudi pri natančnih meritvah višinskih deformacij in premikov objektov (detajlni nivelman) ter natančnih višinskih zakoličbah pri gradnji objektov (Kogoj, Stopar, 2008). Osnova za izvedbo geometričnega nivelmana je stabilizirana višinska mreža zahtevane natančnosti. Na obravnavanem območju Krškega polja poteka NVN (nivelman visoke natančnosti), ki je bil v preteklosti večkrat vključen v izmero. Z namenom določitve premikov obravnavanega območja smo v letu 2008 ponovno izmerili del mreže in sicer nivelmanski poligon Brestanica - Brežice.

V letih 1994 in 1995 so bile na območju Krške kotline izvedene geodetske meritve vertikalnih premikov. Na podlagi kritičnih ocen glede geološke stabilnosti nivelmanskih reperjev v letu 1996, je bila v letih 1996 in 1997 izvršena ponovna geodetska izmera celotne nivelmanske mreže. V nivelmansko izmero so bili vključeni starejši že obstoječi reperji in reperji stabilizirani v letih 1995, 1996 in 1997.

Leta 1995 se je izmeril odsek od fundamentalnega reperja FR 1018 do Brežic. Celotna nivelmanska mreža je bila izmerjena leta 1997. V letu 2008 pa smo po zahtevah za izmero NVN opravili meritve nivelmanskega poligona Brestanica - Brežice. V nadaljevanju naloge je opravljena analiza vertikalnih premikov reperjev glede na izmeri opravljeni v letih 1995 in 1997.

5.1 Nivelmanski poligon Brestanica - Brežice

V nivelmanskem poligonu Brestanica - Brežice smo izmerili 33 stabiliziranih reperjev (od tega so štirje fundamentalni reperji: FR2, FR3, FR5 in FR1018). Celoten poligon je vezan na fundamentalni reper FR 1018. Dolžina poligona izmerjenega v letu 2008 znaša približno 19,4 km. Potek nivelmanskega poligona je na sliki 17 označen z rdečo barvo.



Slika 17: Nivelmanski poligon Brestanica - Brežice

5.2 Geološka interpretacija stabilizacije novih reperjev

Nivelmanska mreža je osnovna geodetska višinska mreža in predstavlja geometrično osnovo za višinsko izmero. Materializirana je z višinsko točko (reper), ki je trajno stabilizirana in ima določeno absolutno ter relativno višino. Nivelmanska mreža je določena s tem, da reperje med seboj povežemo in med njimi merimo višinsko razliko z metodo geometričnega nivelmana (Kogoj, Stopar, 2008).

Način stabilizacije reperjev je predpisan s pravilnikom in je odvisen od vrste reperja. Točke višinske temeljne geodetske mreže se praviloma stabilizirajo z enim izmeritvenim znamenjem. Pri danih reperjih je pomembno, da se izločijo njegovi lastni premiki, zato je potrebna kvalitetna stabilizacija, s katero dosežemo visoko stabilnost geodetskih točk na ožjem lokalnem območju. Reperji, ki so stalne višinske točke z znanimi višinami so običajno stabilizirani z litoželeznimi čepi določenih oblik in dimenzij. Vzidavajo se v stalne in trdne objekte, da je možno na njih postavljati late. Reperje po namenu delimo na normalne, fundamentalne in delovne.

Normalni reper je posebno kvalitetno stabiliziran reper s številnimi dodatnimi bočnimi zavarovanji. Stabiliziran je lahko na mareograf (ob obali) ali centralno glede na višinsko mrežo. Normalni reper določa lego NNP (ničelne nivojske ploskve) in predstavlja izhodišče višinskega koordinatnega sistema.

Fundamentalni reperji predstavljajo zavarovanje višinske mreže, zagotavljajo višinsko stabilnost mreže. Ležijo na stabilnem terenu izbranem po priporočilu geologov. V to skupino spadajo vsi vozliščni reperji NVN in nekateri reperji v poligonih NVN. Višine teh reperjev določimo z navezavo na normalni reper. Predstavljajo izhodišče za vse natančnejše meritve na lokalnih območjih. V mreži NVN je bilo na območju Slovenije stabiliziranih 17 fundamentalnih reperjev.

Delovni (navadni) reperji so trajno stabilizirane višinske točke, ki imajo namen fizično definiranje višinske mreže in služijo za določitev višin detajlnih točk. Običajno so vzdani v stalne objekte (hiše, mostovi, betonski zidovi,...).

Reperji obravnavanega nivelmanskega poligona so stabilizirani v različne objekte vzdolž železniške proge. V poročilih izvedenih meritev nivelmanskega poligona, ki poteka ob železniški progi na območju Krškega je opaziti, da posamezni premiki reperjev kažejo anomalne vrednosti in tudi nelogične premike reperjev. Te ugotovitve pripeljejo do sklepanja, da je vprašljiva stabilnost reperjev in sama postavitve nivelmanskega poligona. S tem namenom se je izvedlo tudi več ogledov reperjev. Ob ogledu se je zabeležilo v kakšnem stanju so reperji, kje so stabilizirani (podporni zidovi, temelj električnih drogov, objekti zraven železnice). Če želimo uporabiti geodetske meritve pri razreševanju geodinamike tega območja in pri morebitnih tektonskih premikih, je potrebno izbrati reperje na kamenini, ali na objektih, ki so sigurno temeljeni do podlage.

Ker so vsi reperji stabilizirani v objekte in ne neposredno v matično kamnino, je pri pregledu vsakega potrebno najprej oceniti stanje objekta. V glavnem gre za razmeroma stare objekte, saj je bila velika večina reperjev vgrajena v začetku 20. stoletja, nekateri pa so še starejši. Fundamentalni reper FR 1018 je temeljen v skalo in ga z geološkega stališča lahko smatramo za stabilnega.



Slika 18: Fundamentalni reper FR 1018 (levo) in reper OP 541 (na sredini, desno)

Preglednica 8: Lastnosti reperjev nivelmanskega vlaka Brestanica - Brežice

Reper	Leto stabilizacije	Ocena stabilnosti	Vrsta reperja in njihovo število v izmerjenem nivelmanskem poligonu
FR2	1996	A	fundamentalni reper (4)
FR3	1996	A	
FR5	1996	A	
FR1018	1970	A	
1006001	1995	C	nizek reper (24)
1006002	1995	C	
1006003	1995	B*	
1006004	1995	B*	
1006005	1995	B*	
1006006	1995	B*	
1006007	1995	C	
1006008	1995	C	
1006009	1995	B*	
1006010	1995	B	
1006011	1995	B*	
1006012	1995	C	
1006013	1995	B*	
1006014	1995	B*	
1006015	1995	B*	
1006025	1995	B*	
OP970	1970	C	
OP903	1970	B	
OP647	1970	B*	
OP541	1970	B*	
OP610	1970	B*	
OP875	1971	B*	
R48	1946	C	
55	1946	C	
MXVII	1970	/	visoki reper (4)
MXC	1970	/	
MIV	1970	/	
MLXI	1970	B*	
D1090	/	/	izmenišče reperja MXC

Kot je razvidno iz preglednice 8 so reperji v nivelmanskem poligonu Brestanica - Brežice stabilizirani v različnih časovnih obdobjih in sicer od leta 1946 do 1996. Večina reperjev je pogojno stabilnih (B*), medtem ko so vsi fundamentalni reperji po oceni geologov stabilni (A). Za nestabilne je ocenjenih 8 reperjev, od tega jih je bilo 5 stabiliziranih leta 1995. Kategorizacija reperjev glede na namen pokaže, da je v obravnavanem nivelmanskem poligonu 72.7 % nizkih reperjev. Vsi nizki reperji so bili stabilizirani v letu 1970 oz. prej.

5.3 Metoda izmere, instrumentarij in pribor

a) Metoda izmere

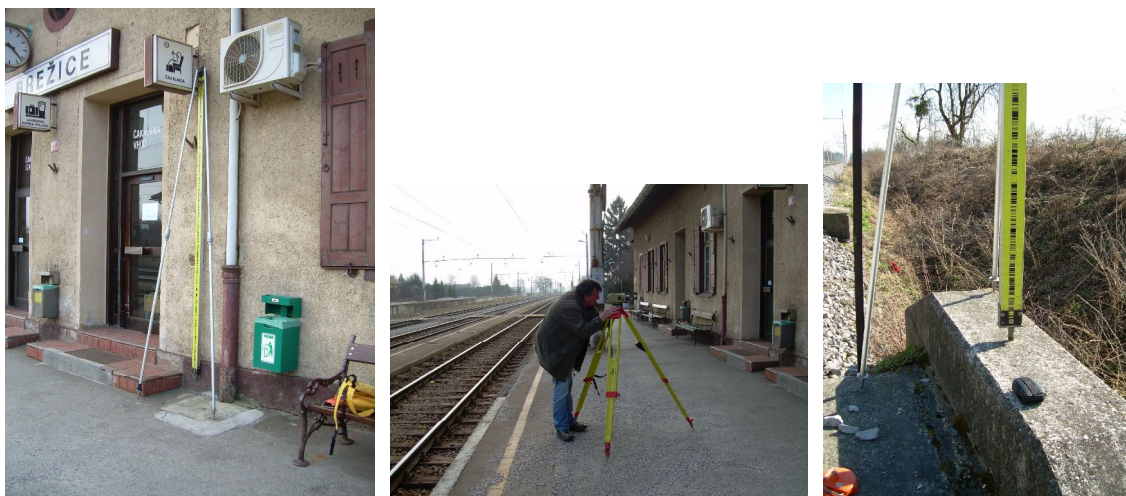
Geometrični nivelman je skupina geodetskih del, katerih cilj je določiti višinske razlike med izbranimi višinskimi točkami (reperji). Višinsko razliko med točkama določimo s pomočjo nivelirja, ki zagotavlja horizontalno vizurno linijo - vizuro (t.j. optična linija daljnogleda nivelirja) in čitanja razdelbe na vertikalno postavljenih nivelmanskih latic. Late se nahajajo na točkah, med katerimi določamo višinsko razliko. Z navezavo teh točk na reper, ki ima podano višino v absolutnem smislu, določimo tem točkam nadmorske višine. Merski postopek geometričnega nivelmana je v osnovi zelo enostaven, teorija geometričnega nivelmana pa je izdelana do podrobnosti.

Glede na zahtevano natančnost so s pravilnikom predpisane zahteve izmere kot so maksimalna dolžina vizure, število ponovitev, čas niveliranja, dopustna odstopanja, itd. Pri merjenju je potrebno zagotoviti dvojnost in izbrati način, s katerimi eliminiramo nekatere vplive okolja. Najbolj ustrezna metoda meritev je niveliranje iz sredine.

Najbolj pomembno pri metodi niveliranja iz sredine je, da so razdalje med instrumentom in lato zadaj ter lato spredaj čimbolj enake. S tem tudi eliminiramo večji del sistematičnih pogreškov. Z metodo merjenja lahko odpravimo tudi pogreške posedanja ali dviganja stativa in podnožk, na katerih so postavljene late (Kogoj, Stopar, 2008).

Med izmero nivelmanske linije smo sproti izravnavali vsoto dolžin vizur late zadaj-late spredaj in tako poskrbeli za to, da razlika vsote dolžin vizur ni bila večja od enega metra.

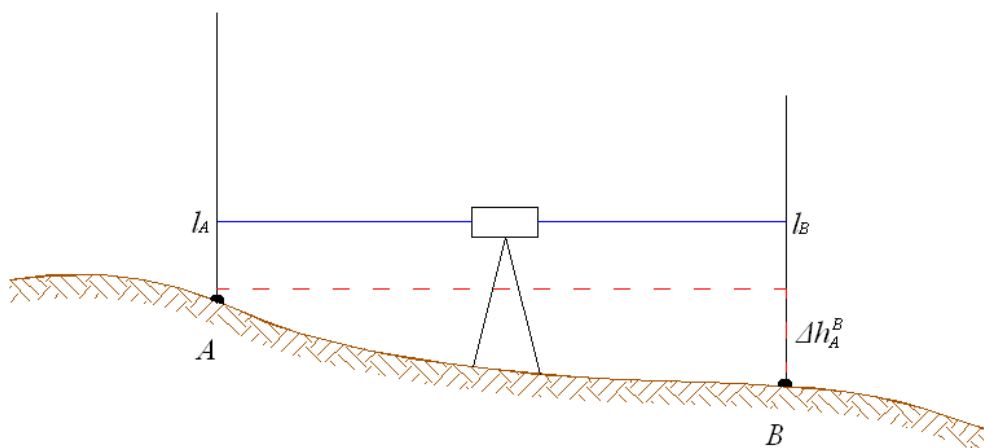
Z uporabo elektronskega nivelirja se izognemo pogrešku čitanja na lati. Pojavljajo pa se slučajni in sistematični pogreški, ki kvarijo natančnost meritev. Mednje sodijo nehorizontalnost vizurne osi, vpliv nivelmanske refrakcije in vpliv ukrivljenosti Zemlje, ki jih v večji meri lahko odstranimo z metodo niveliranja iz sredine (Kogoj, Stopar, 2008).



Slika 19: Terenski del nivelmanske izmere

Za določitev višinske razlike med dvema reperjema, razdelimo pot med reperjema na krajše odseke. Pomožne točke, na katere postavljamo late imenujemo izmenišča oz. vezne točke (začasno stabilizirane točke). Za stabilizacijo izmenišč uporabimo žabe. Izmenišča morajo biti trdna in se pod lato ne smejo podajati. Višinska razlika se vedno računa po principu: lata zadaj - lata spredaj. Vzemimo, da je l_A odčitek na lati na točki A in l_B odčitek na lati na točki B, potem se višinska razlika med točkama izračuna po enačbi 5.1.

$$\Delta h_A^B = l_A - l_B \quad (5.1)$$



Slika 20: Določitev višinske razlike

Vse tri izmere smo opravili z istim instrumentarijem. Vse nivelmanske linije so bile merjene obojestransko. Pri izmeri leta 2008 smo merili temperaturo invar traku nivelmanske late na vsakem reperju in opravili komparacijo nivelmanskih lat. Oboje smo upoštevali pri obdelavi merjenih količin (glej poglavje 5.4.1).

Meritve smo opravljali v obdobju od 30. 1. do 26. 3. 2008. Izvajali smo jih v dopoldanskem času, običajno med 9. in 14. uro. Po opravljenem predhodnem preizkusu instrumenta in lat, smo pričeli z meritvami. Posamezna meritev (dolžina do late in odčitek na lati) je bila povprečna vrednost štiri ali večkratne ponovitve, ki jih instrument izvede na podlagi predhodnih nastavitvev.

b) Instrumentarij in pribor

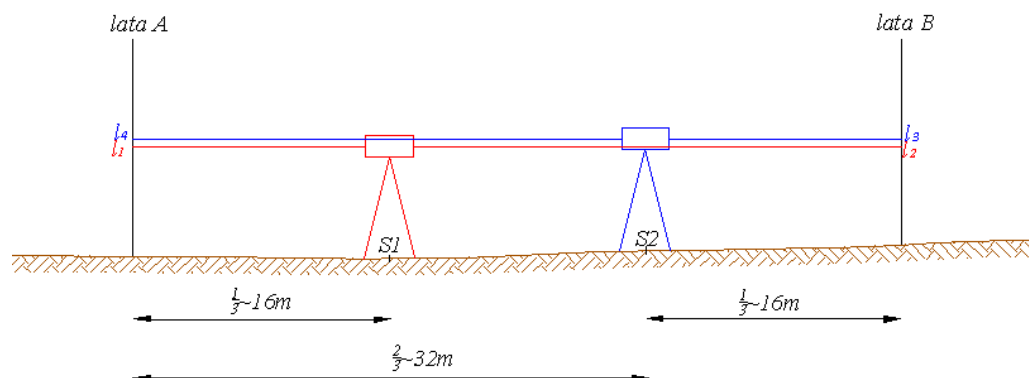
Pri merjenju višinskih razlik z metodo geometričnega nivelmana uporabljamo nivelirje. Nivelir je optično mehanski oz. elektronski instrument, ki zagotavlja horizontalno vizuro. Vsi nivelirji imajo naslednje sestavne dele: podnožje, alhidado, daljnogled in nivelacijsko libelo oz. kompenzator.

Podnožje nivelirja je sestavljeno iz trinožnega podstavka s tremi vznožnimi vijaki, ki imajo enako funkcijo kot pri teodolitu. V podnožju je vstavljena alhidada, ki se vrti okoli vertikalne ali glavne osi nivelirja. Na alhidadi je pritrjena dozna libela, ki jo naravnamo z vznožnimi vijaki in s tem horizontiramo nivelir. Nivelirji imajo lahko privojni in kretalni (mikrometrski) vijak oz. samo t.i. neskončni vijak (nimajo kretalnega vijaka). Daljnogled je pritrjen na alhidadi. Nivelirji starejše konstrukcije imajo nivelacijsko libelo. To je cevna libela z veliko občutljivostjo in se uporablja za naravno vizuro v horizontalen položaj. Nivelirji novejše konstrukcije imajo napravo za avtomatsko horizontiranje vizure – kompenzator. Vizura, pri kateri odčitavamo na lati, poteka iz nivelirja vedno horizontalno, četudi je nivelir nekoliko nagnjen. Nivelir, ki ga horizontiramo z dozno libelo, je po umiritvi kompenzatorja (0,5" do 1") že pripravljen za delo. Meritve smo izvedli s preciznim digitalnim nivelirjem Leica Wild Na 3000, serijska številka 018698. Tehnične lastnosti so podane v preglednici 9.

Preglednica 9: Tehnične lastnosti nivelirja Leica Wild Na 3000

Standardni odklon 1 km dvojnega niv.	0.4 mm (elektronsko merjenje na invar lato)
Najkrajši/najdaljši doseg	1.8 m – 60 m
Natančnost izmerjenih razdalj	1 cm – 5 cm
Temperaturno območje	-20 °C do 50 °C
Povečava daljnogleda	24x
Premer objektiva	36 mm
Polje vidnosti na 100m	3.5 m
Multiplic./adic. konstanta objektiva	100/0
Natančnost kompenzatorja	0.4"
Masa	1.6 kg (z baterijami 2.5 kg)
Notranje baterije GEB79	NiCD, za polnjenje, 12V/500mAh, delovanje: 8 h

Vsak dan merjenja smo instrument prilagodili delovni temperaturi (temperaturi okolice), ki je bila različna, glede na transportno temperaturo, v času skladiščenja oziroma prevoza. Pred izmero smo opravili preizkus nehorizontalnosti vizurne osi, in sicer po navodilih proizvajalca, po *Näbauerjevi metodi*. Princip je prikazan na sliki 21. Nivelmanski lati postavimo čim bolj vertikalno na krajišči baze. Prvo stojišče nivelirja izberemo v liniji med obema latama, in sicer tako, da je oddaljenost med lato in nivelirjem približno na tretjini razdalje med latama (v našem primeru smo najprej postavili nivelir približno 16 metrov od late A). Opravimo meritev višinskega odčitka, najprej na lato A nato še na lato B. V nadaljevanju prestavimo stojišče instrumenta, tako da je le-ta oddaljen približno 16 m od late B (na dveh tretjinah baze). Ponovno izvedemo meritev, najprej proti lati B nato še proti lati A. Instrument izračuna kot nehorizontalnosti vizurne osi in njegovo vrednost upošteva pri meritvah, če to zahtevamo.



Slika 21: Preizkus nehorizontalnosti vizurne osi po Näbauerjevi metodi

Merski pribor, ki smo ga uporabljali za izmero:

- 2 kodni invar nivelmanski lati
- 1 stativ
- 2 žabi
- 2 podpori

Poleg digitalnega nivelirja smo torej v izmeri uporabljali tudi kodno nivelmansko lato. Zaznavanje odčitka pri digitalnih nivelirjih temelji na osnovi odčitavanja s fotodiodami. Lata je kodirana in je sestavljena iz ožjih in širših odsekov. Slike late, ki jo zaznajo fotodiode in pretvorijo v električne signale, računalnik obdela in jo primerja z vprogramirano kodo celotne razdelbe late ter pri največjem sovpadanju slike late s sliko vprogramirane kode določi višino odčitka na lati in razdaljo do nje.

Precizne meritve z invar kodnimi nivelmanskimi latami so ključnega pomena pri zagotovitvi visoke natančnosti nivelmanske izmere, vendar imajo tudi late konstrukcijske pomanjkljivosti. Za natančno delo se zahteva uporaba kompariranih nivelmanskih lat. Na osnovi teh meritev popravimo vrednosti merjenih višinskih razlik za meter para nivelmanskih lat in popravek pete late. Edini komparator nivelmanskih lat v Sloveniji je na Katedri za geodezijo Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani.

Za kompariranje je bil uporabljen komparator MSGL001, ki ima ločljivost 0.001 mm in nazivno točnost 0.003 mm. Najvažnejša je kontrola slučajnega in sistematičnega pogreška razdelbe late. Slučajni pogrešek je posledica netočne šablone, s katero so nanašali razdelbo, ali pa lokalne deformacije late zaradi udarcev, na katere je invar zelo občutljiv. Pogreški so običajno majhni, njihova velikost pa naj ne bi presegla 0.01 mm. Ni jih mogoče eliminirati z metodo dela, tudi računsko jih ne moremo upoštevati. Teoretično se pri velikem številu meritev njihov vpliv na končni rezultat zmanjša (Kogoj, Stopar, 2008). Poročili o kalibraciji invar nivelmanskih lat Leica GPCL3 26174 in Leica GPCL3 26190 sta priloženi v prilogah.

5.4 Obdelava merjenih količin pri geometričnem nivelmanu

Narava meritev tudi pri geometričnem nivelmanu pogojuje predhodno obdelavo podatkov oz. pretvorbo merskih vrednosti v obliko, primerno za izravnavo. Ta preračun je pri geometričnem nivelmanu dokaj enostaven, če izvzamemo dejstvo, da pogosto operiramo z množico opazovanj. Predvsem je potrebno merjene vrednosti (že pred oceno natančnosti) popraviti za **popravke lat.** Opazovanja (terenske meritve) obdelamo na ta način, da dobimo merjene višinske razlike in dolžine, kot v nivelmanskem obrazcu 1. V preglednici 10 podajam primer surovih opazovanj nivelmanske linije med reperjema 1006005 in 1006004, izmerjeno 30.1.2008.

Preglednica 10: Surova opazovanja nivelmanske linije

Datum: 30.1.2008			
110001+01006005	83..16+00000000		
110002+01006005	32..00+00016990	331108+00130774	52..06+0004+000
110003+00000001	32..00+00017570	332108+00153812	52..06+0003+000 83..06-00002304
110004+00000001	32..00+00022410	331108+00141971	52..06+0003+000
110005+00000002	32..00+00022830	332108+00149285	52..06+0003+000 83..06-00003035
110006+00000002	32..00+00033100	331108+00138706	52..06+0004+000
110007+00000003	32..00+00031860	332108+00149152	52..06+0003+000 83..06-00004080
110008+00000003	32..00+00031680	331108+00138026	52..06+0004+000
110009+00000004	32..00+00031400	332108+00144119	52..06+0003+001 83..06-00004689
110010+00000004	32..00+00034370	331108+00146660	52..06+0003+001
110011+00000005	32..00+00034270	332108+00140315	52..06+0003+000 83..06-00004055
110012+00000005	32..00+00033080	331108+00175215	52..06+0004+000
110013+00000006	32..00+00033720	332108+00118857	52..06+0004+000 83..06+00001581
110014+00000006	32..00+00030570	331108+00177210	52..06+0003+001
110015+00100604	32..00+00030870	332108+00230088	52..06+0003+000 83..06-00003707

5.4.1 Popravki merjenih višinskih razlik

Višinske razlike popravljene za popravek metra para lat, popravek pete lat in temperaturni popravek, smo obdelali in prikazali na podoben način kot v nivelmanskem obrazcu 2. V tem obrazcu računamo tudi sredine odčitkov in preverimo odstopanja, ki jih primerjamo z dovoljenimi odstopanji. Primer za nivelmanski poligon izmerjen v letu 2008 je podan v prilogi A3.

a. Popravek metra late

Velikost razdelbe na lati ne odgovarja njeni nominalni vrednosti zaradi prekratke šablone, spremembe v dolžini okvira late, ali staranja invar traku. Enačba 5.2 prikazuje, da je vpliv pogreška sorazmeren z velikostjo odčitka.

$$l = l' \cdot (1 + \bar{m}_0), \quad (5.2)$$

kjer so:

l' ... dejanski odčitek,

l ... pravi odčitek,

\bar{m}_0 ... popravek metra para lat, ki ga izračunamo kot aritmetično sredino popravkov metrov dveh uporabljenih lat, po enačbi:

$$\bar{m}_0 = \frac{m_1 + m_2}{2} \quad (5.3)$$

m_1 ... popravek metra late 1

m_2 ... popravek metra late 2

Na osnovi popravka metra para lat definiramo multiplikacijsko konstanto popravka metra para lat, ki ga izračunamo:

$$k_0 = 1 + \overline{m}_0 \quad (5.4)$$

b. Popravek pete late

Peta late mora biti pravokotna na razdelbo late. Razlog za pogrešek začetne črtice razdelbe late je v njeni izdelavi. Invar trak je na koncih vpet v ohišju, razdelba pa se začne 5 - 10 cm nad peto late. Prva črtica razdelbe je od pete late oddaljena za točno določeno vrednost l_0 , kar prikazuje enačba 5.5.

$$l = l' + l_0 \quad (5.5)$$

kjer je l_0 popravek začetne črtice razdelbe late (adicijska konstanta) ali popravek pete late.

c. Skupni popravek višinske razlike

Pri najnatančnejših meritvah moramo upoštevati tudi temperaturno odvisnost dimenzij razdelbe nivelmanske late. Pogrešek je majhen in ima sistematičen značaj. Določen je linearni razteznostni koeficient late α , ki je podan tovarniško ali pa je določen ločeno s komparacijo. Temperaturni popravek je določen z naslednjo enačbo:

$$\Delta l_t = \alpha \cdot (T - T_0), \quad (5.6)$$

kjer so:

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

$T_0 = 20^{\circ}\text{C}$... referenčna temperatura,

α ... linearni razteznostni koeficient late, v izračunu samo uporabili vrednost $0.6 \text{ ppm}/^{\circ}\text{C}$.

Popravek višinske razlike, ob upoštevanju popravka metra late, popravka pete late in temperaturnega popravka, izračunamo po enačbi:

$$\Delta h = l_0 + \Delta h' \cdot [1 + (\bar{m}_0 + \alpha \cdot (T - T_0)) \cdot 10^{-6}], \quad (5.7)$$

kjer so:

$\Delta h'$... izmerjena višinska razlika [m],

\bar{m}_0 ... popravek para metra lat [ppm],

l_0 ... popravek pete late [m] in

Δh ... prava višinska razlika [m].

Popravek merjene višinske razlike zaradi vpliva popravka metra lat, popravka pete late in temperaturnega popravka je imel tako rekoč neznamenit vpliv na višinske razlike, saj se njegova vrednost giblje okoli 0.01 mm, kar pa je precej manj od natančnosti meritev. Vzrok za minimalne popravke so majhne višinske razlike med merjenimi reperji. Iz priloge A3 se vidi, da je minimalna izmerjena temperatura invar traku na terenu znašala 0.4 °C, maksimalna pa 22.6 °C.

d. Dovoljeno odstopanje

Dopustno odstopanje za dolžino nivelmanske linije d_l , ki jo podamo v kilometrih, za niveliranje nivelmanskih linij NVN, si izračunamo po sledeči enačbi:

$$\Delta [mm] = \pm 2 \cdot \sqrt{d_l + 0.04 \cdot d_l^2} \quad (5.8)$$

6 IZRAVNAVA IN OCENA NATANČNOSTI

Pri izravnavi kontrolnih mrež geodetska stroka danes pretežno uporablja posredno izravnavo po metodi najmanjših kvadratov. Glavna značilnost tega modela iz matematičnega vidika je definiranje vsake meritve kot eksplicitne funkcije nekih neodvisnih parametrov, ki se po navadi ne merijo. Za vertikalne in horizontalne kontrolne mreže so osnovni parametri višine (kote) točk in ortogonalne koordinate. Za numerično računanje absolutnih parametrov višin in koordinat nepoznanih točk mora bit poznano in privzeto za fiksno, določeno število teh parametrov. Minimalno število teh parametrov, ki so potrebni za računanje, tvori datum kontrolne mreže. Pri višinskih mrežah je dovolj poznati višino ene točke, da izračunamo višine ostalih. Torej, višinsko mrežo določa en parameter. V klasični horizontalni mreži, kjer se opazujejo azimuti, koti in dolžine pa potrebujemo koordinate najmanj ene točke smer proti drugi točki. Terenske meritve so neodvisne od izbora datuma in predstavljajo **notranjo geometrijo mreže**. Meritve definirajo geometrijo mreže. Očitno je, da klasična opazovanja niso povezana z nobenim sistemom višin, pri vertikalnih mrežah ali sistem koordinat, pri horizontalnih mrežah. Dane višine in koordinate, ki omogočajo definiranje modela posredne izravnave se imenuje **zunanja geometrija mreže**. Geodetske mreže, v katerih datum ni strogo definiran, se imenujejo proste mreže.

6.1 Izravnava mreže Libna kot proste in ocena natančnosti mreže

Vsako terminsko izmero mreže Libna smo najprej izravnali kot prosto mrežo in s tem pridobili definitivne položajne koordinate talnih karakterističnih točk. Uporabljena je skupna izravnava horizontalnih kotov in dolžin po metodi posrednih opazovanj, s programom GEM4 (Ambrožič, Turk, Jamšek, ver. 4.0, 2005). Z izravnavo proste mreže si poleg odkrivanja grobih pogreškov zagotovimo izračun objektivne ocene natančnosti opazovanj v mreži, saj ni vpliva danih količin. Pridobimo tudi možnost primerjave rezultatov izravnave posameznih terminskih izmer med seboj (določevanje sprememb koordinat točk med izmerami). Rezultati izravnave so najverjetnejše vrednosti položajnih koordinat točk, ocena natančnosti določitve položaja novih točk (natančnost v smeri koordinatnih osi) in elementi elips pogreškov (A , B , θ) ter ocena natančnosti meritev. Za približne koordinate kontrolnih točk A, B C in D smo v vseh izmerah uporabili izravnane koordinate ničelne izmere (leto 1998). Glavni razlog za to je ohranjanje istega geodetskega datuma skozi vse izmere.

Preglednica 11: Približne koordinate kontrolnih točk v vseh izmerah

Točka	y [m]	x [m]
A	1053.1766	960.7467
B	944.6572	919.2022
C	849.9380	1103.6300
D	1010.6958	1328.2763

Izhodiščne oz. približne koordinate veznih (stojiščnih) točk so koordinate ničelne izmere. Nato za vsako terminsko izmero koordinate veznih točk spreminjamo ročno, dokler niso popravki približnih vrednosti koordinat (neznank) na teh točkah enaki nič. S tem dosežemo, da je težišče mreže izračunano zgolj iz kontrolnih točk mreže (A, B, C in D). Za ta način smo se odločili zaradi problema centriranja na vezne točke in prestavljanja mest stojišč (nevidnost med točkami, uničenje talnih oznak) veznih točk skozi terminske izmere. Spremembe koordinat veznih točk so glede na ničelno izmero lahko velike, s tem se spremeni tudi težišče proste mreže. Sprememba težišča povzroči spremembo vrednosti definitivnih koordinat točk A, B, C in D in dobimo popačeno sliko popravkov koordinat pri transformaciji mreže na koordinate točk določene v ničelni izmeri.

Predpostavljena a-priori natančnost kotnih meritev v posamezni izmeri je na vseh stojiščih enaka. Natančnost razdaljemerov je podana z dvema parametroma (a , b) in jo izračunamo po enačbi 6.1. Prvi parameter definira vpliv konstantnega dela pogreškov, drugi pa vpliv pogreškov, ki so odvisni od velikosti merjene dolžine. V praksi najpogosteje ocenimo natančnost izmerjene dolžine pred izravnavo na podlagi vrednosti konstantnega dela pogreškov (a), tako smo storili tudi v mikromreži Libna. Natančnost grup kotnih in dolžinskih meritev je bila določena z a-posteriori metodo ocene uteži po *Ebnerju*. Uteži za dolžine smo določili tako, da smo dvakrat merjenim dolžinam priredili utež dva (vse dolžine med stojiščnimi točkami), enkrat merjenim dolžinam pa utež ena (vse dolžine med stojiščnimi in kontrolnimi točkami).

$$\sigma_d = \sqrt{a^2 + (b \cdot D)^2} \quad (6.1)$$

V izravnavi smo torej poleg približnih vrednosti koordinat točk mreže in opazovanj, v vsaki izmeri obravnavali še dva vhodna parametra:

- srednji pogrešek utežne enote smeri σ_d (a-priori ocena),
- srednji pogrešek utežne enote dolžin σ_s (a-priori ocena).

Preglednica 12: Srednji pogreški kotnih in dolžinskih meritev (a-posteriori ocena)

Meritev	$\hat{\sigma}_s$ ["]	$\hat{\sigma}_d$ [mm]
1998 - ničelna	1.0297	0.4454
1999 - druga	0.5291	0.2297
2000 - tretja	0.6245	0.5154
2001 - četrta	1.8102	0.6011
2003 - peta	0.9405	0.7194
2005 - šesta	1.0895	0.3140
2008 - sedma	3.2953	0.6241

6.2 Definitivne položajne koordinate točk mreže Libna

Z ničelno izmero je bil določen lokalni koordinatni sistem. Orientacija osi je izbrana tako, da približno sovpadata s smermi osi državnega koordinatnega sistema. Izhodišče je točka 6, smer pozitivnega kraka x osi določa položaj točke 4.

Zaradi načina stabilizacije ter načina centriranja in glede na lokalno stabilnost točk, so bile točke mreže razvrščene v dve skupini. Eno skupino tvorijo vezne točke mreže (1, 2, 3, 4, 5 in 6), drugo skupino pa talne kontrolne točke mreže (A, B, C in D).

Preglednica 13: Koordinate in koordinatne razlike talnih točk trigonometrične mreže Libna pri Krškem v vseh izmerah z oceno natančnosti – prosta mreža

Datum merjenja	Koordinate in koordinatne razlike		Standardna elipsa pogreškov		
	y [m]	x [m]	A [mm]	B [mm]	θ [°]
	točka A				
27.10 in 26.11.1998	1053.1766	960.7467	0.3	0.1	149
Δ_{1-1}	± 0.0000	± 0.0000			
10.12.1999	1053.1777	960.7476	0.2	0.0	150
Δ_{2-1}	+ 0.0011	+ 0.0001			
13.12.2000	1053.1773	960.7471	0.5	0.1	146
Δ_{3-1}	+ 0.0007	+ 0.0004			
16.11.2001	1053.1770	960.7453	0.6	0.2	146
Δ_{4-1}	+ 0.0004	+ 0.0006			
18.03.2003	1053.1776	960.7457	0.7	0.2	146
Δ_{5-1}	+ 0.0010	- 0.0010			
10.04.2005	1053.1781	960.7441	0.3	0.1	147
Δ_{6-1}	+ 0.0015	- 0.0026			
15.02.2008	1053.1789	960.7431	0.6	0.4	149
Δ_{7-1}	+ 0.0023	- 0.0036			

	točka B				
27.10 in 26.11.1998	944.6572	919.2022	0.3	0.1	162
Δ_{1-1}	± 0.0000	± 0.0000			
10.12.1999	944.6561	919.1985	0.2	0.0	167
Δ_{2-1}	- 0.0011	- 0.0037			
13.12.2000	944.6568	919.2020	0.5	0.1	165
Δ_{3-1}	- 0.0004	- 0.0002			
16.11.2001	944.6568	919.2026	0.6	0.2	163
Δ_{4-1}	- 0.0004	+ 0.0004			
18.03.2003	944.6579	919.2028	0.5	0.2	164
Δ_{5-1}	+ 0.0007	+ 0.0006			
10.04.2005	944.6575	919.2036	0.3	0.1	163
Δ_{6-1}	+ 0.0003	+ 0.0014			
15.02.2008	944.6573	919.2020	0.6	0.3	164
Δ_{7-1}	+ 0.0001	- 0.0002			

	točka C				
27.10 in 26.11.1998	849.9380	1103.6300	0.3	0.1	48
Δ_{1-1}	± 0.0000	± 0.0000			
10.12.1999	849.9381	1103.6319	0.2	0.1	177
Δ_{2-1}	+ 0.0001	+ 0.0019			
13.12.2000	849.9384	1103.6313	0.5	0.2	175
Δ_{3-1}	+ 0.0004	+ 0.0013			
16.11.2001	849.9394	1103.6312	0.6	0.3	178
Δ_{4-1}	+ 0.0014	+ 0.0012			
18.03.2003	849.9368	1103.6318	0.7	0.3	175
Δ_{5-1}	- 0.0012	+ 0.0018			
10.04.2005	849.9378	1103.6328	0.3	0.2	180
Δ_{6-1}	- 0.0002	- 0.0002			
15.02.2008	849.9372	1103.6335	0.6	0.4	177
Δ_{7-1}	- 0.0018	+ 0.0035			

	točka D				
27.10 in 26.11.1998	1010.6958	1328.2763	0.3	0.1	48
Δ_{1-1}	± 0.0000	± 0.0000			
10.12.1999	1010.6956	1328.2773	0.2	0.1	36
Δ_{2-1}	- 0.0002	+ 0.0010			
13.12.2000	1010.6951	1328.2748	0.4	0.1	33
Δ_{3-1}	- 0.0007	- 0.0015			
16.11.2001	1010.6945	1328.2762	0.5	0.2	33
Δ_{4-1}	- 0.0013	- 0.0001			
18.03.2003	1010.6953	1328.2748	0.6	0.2	32
Δ_{5-1}	- 0.0005	- 0.0015			
10.04.2005	1010.6941	1328.2748	0.3	0.1	34
Δ_{6-1}	- 0.0017	- 0.0015			
15.02.2008	1010.6942	1328.2766	0.3	0.3	31
Δ_{7-1}	- 0.0016	+ 0.0003			

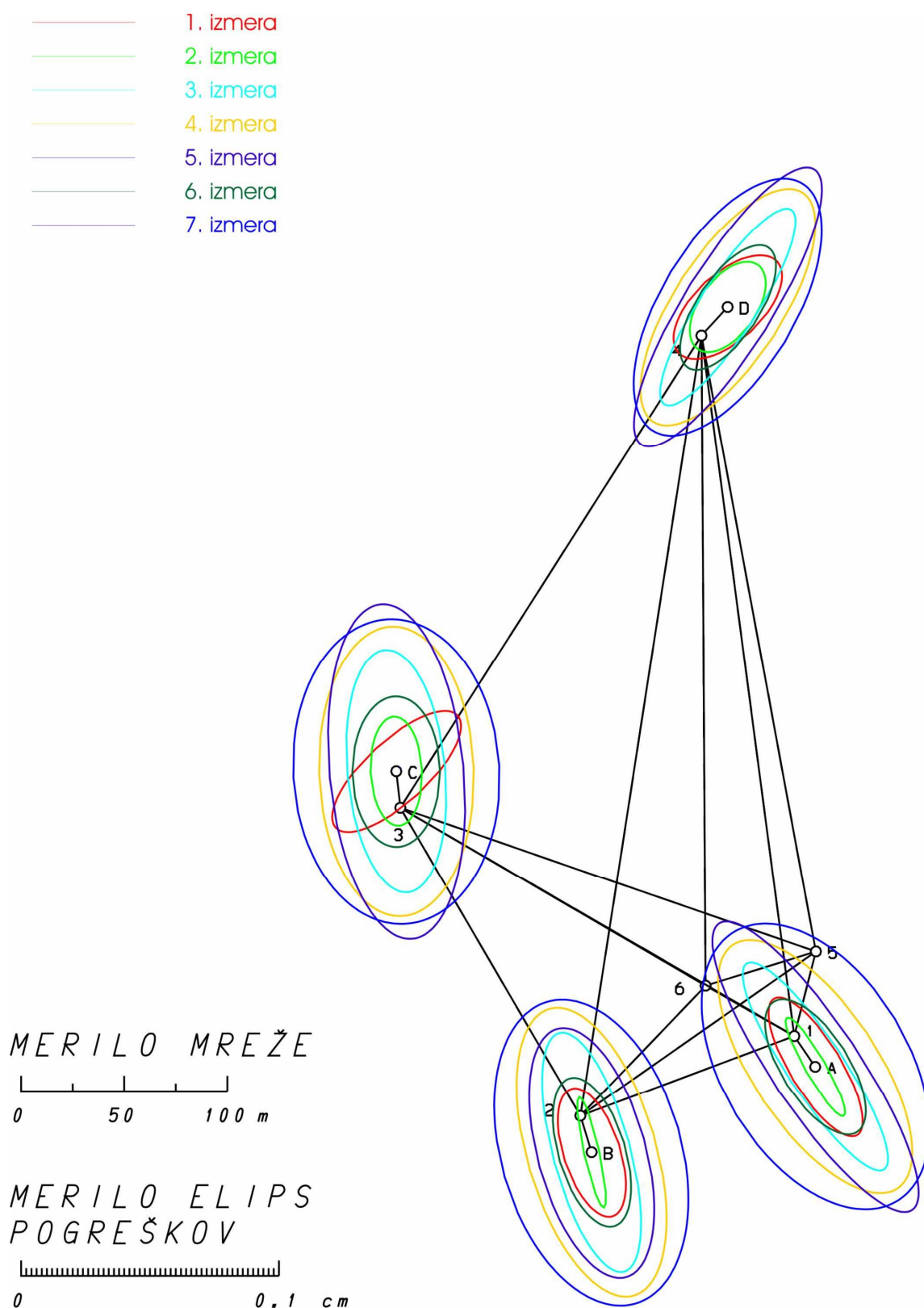
Datoteke rezultatov izravnave podajajo definitivne koordinate točk mreže, oceno natančnosti določitve položaja po koordinatnih oseh ter elemente standardnih elips pogreškov. V preglednici 13 so zbrani najpomembnejši rezultati izravnav prostih mrež posamezne terminske izmere. Za točko A so izračunane največje, za točko B pa najmanjše spremembe položajev, sedme izmere glede na ničelno.

Pozicijska natančnost novih točk po izravnavi se po navadi ilustrira z absolutnimi ali relativnimi elipsami pogreškov. Prav tako so elipse pogreškov uporabne pri zgoščevanju kontrolnih mrež, ker prikazujejo natančnost novih točk glede na čvrst okvir točk višjega reda, ki se smatrajo za stabilne. Z drugimi besedami, elipse pogreškov pokažejo, kako natančno se je nova mreža vklopila v staro mrežo. Ker so elipse pogreškov odvisne od izbora datuma, jih ne moremo vedno jemati kot objektivne mere kvalitete položaja izravnanih točk. Kadar se kontrolna mreža obravnava kot prosta mreža, dajejo elipse pogreškov položajno natančnost točk, glede na težišče mreže in jih lahko obravnavamo kot realne mere.

Preglednica 14: Natančnost določitve položaja kontrolnih točk – prosta mreža

Leto izmere	Točka A			Točka B			Točka C			Točka D		
	σ_y [mm]	σ_x [mm]	σ_p [mm]	σ_y [mm]	σ_x [mm]	σ_p [mm]	σ_y [mm]	σ_x [mm]	σ_p [mm]	σ_y [mm]	σ_x [mm]	σ_p [mm]
1998	0.2	0.3	0.3	0.1	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3
1999	0.1	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2
2000	0.3	0.4	0.5	0.2	0.5	0.5	0.2	0.5	0.5	0.3	0.4	0.5
2001	0.4	0.5	0.6	0.3	0.6	0.6	0.3	0.6	0.6	0.3	0.5	0.6
2003	0.4	0.6	0.7	0.2	0.5	0.5	0.3	0.7	0.7	0.4	0.5	0.6
2005	0.2	0.3	0.3	0.2	0.3	0.3	0.2	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3
2008	0.4	0.5	0.7	0.4	0.6	0.7	0.4	0.6	0.7	0.4	0.5	0.6

Elementi standardnih elips pogreškov kažejo, da se dosežena natančnost določitve položaja talnih točk razlikuje glede na posamezne izmere. Najboljša natančnost je bila dosežena v drugi izmeri. Logično bi bilo, da bi to veljalo za ničelno izmero, saj je le-ta kombinacija dveh meritev. Najboljša natančnost ničelne meritve je zelo pomembna v smislu primerjave ostalih meritev prav na ničelno izmero. Velikosti standardnih elips pogreškov so v naslednjih izmerah (predvsem tretja, četrta in peta meritev) nekoliko večje, vendar še vedno v mejah pričakovane natančnosti.



Slika 22: Natančnost določitve položaja točk – prosta mreža

6.3 Izravnava in ocena natančnosti geometričnega nivelmana

6.3.1 Uteži pri geometričnem nivelmanu

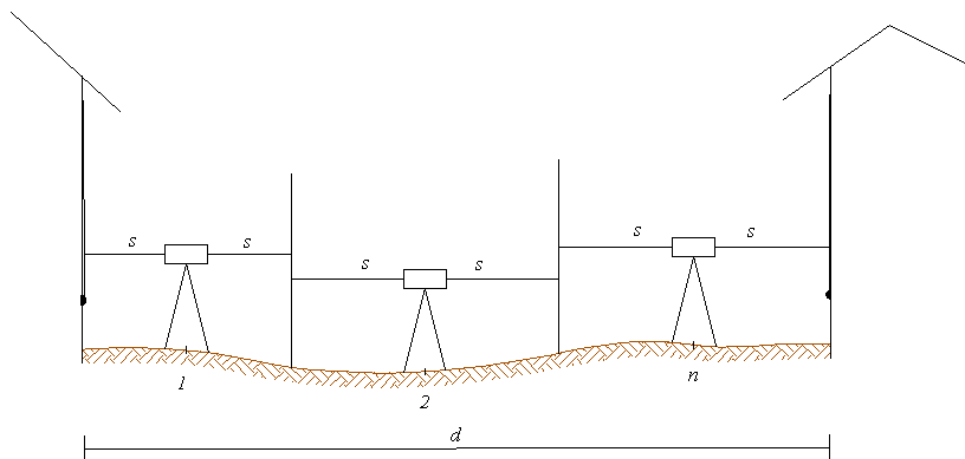
Utež na osnovi dolžine nivelmanske linije je obratno sorazmerna kvadratu srednjega pogreška

$$p = \frac{k}{\sigma_i^2}, \quad (6.2)$$

kjer σ_i določimo na osnovi predhodne ocene natančnosti (objektivna določitev uteži).

Dolžino nivelmanske linije d izračunamo po enačbi 6.3, situacija pa je ponazorjena na spodnji sliki.

$$d = 2 \cdot s \cdot n \quad (6.3)$$



Slika 23: Izmera nivelmanske linije

Na i -tem stojišču ($i=1,2,\dots,n$) je skupni pogrešek izmerjene višinske razlike (po zakonu o prenosu varianc in kovarianc) enak vsoti kvadratov srednjih pogreškov:

$$\sigma_{\Delta h}^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \dots + \sigma_n^2 \quad (6.4)$$

Na podlagi predpostavke, da na vseh stojiščih uporabljamo isti instrumentarij, da meritve izvajajo isti operater, da so atmosferski pogoji približno enaki in da je oddaljenost med lato in instrumentom približno enaka, zaključimo, da bodo vsi srednji pogreški na vseh stojiščih približno enaki.

$$\sigma_{\Delta h}^2 = n \cdot \sigma^2 \quad (6.5)$$

Iz enačbe 6.3 izračunamo n in ga vstavimo v enačbo 6.5 in tako dobimo:

$$\sigma_{\Delta h}^2 = \frac{d}{2 \cdot s} \cdot \sigma^2 \quad (6.6)$$

Enačbo 6.6 vstavimo v enačbo 6.2 in predpostavimo, da je srednji pogrešek na enem stojišču konstanten, prav tako dolžina vizure. Izberemo si lahko katero koli vrednost konstante k :

$$k = \frac{\sigma^2}{4 \cdot s} \quad (6.7)$$

in tako dobimo enačbo 6.8, za izračun uteži obojestransko merjene nivelmanske linije $p_{\Delta h}$, ki je obratno sorazmerna dolžini nivelmanske linije.

$$p_{\Delta h} = \frac{1}{d} \quad (6.8)$$

Večjo utež pridobijo tiste višinske razlike med reperji, katerih oddaljenost med reperjema je krajša. Utež nivelmanskega poligona p_v , pri čemer so vse linije merjene obojestransko, si izračunamo po enačbi:

$$p_v = \left[\frac{1}{d} \right] \quad (6.9)$$

6.3.2 Ocena natančnosti merjenih višinskih razlik

Rezultat ocene so natančnosti merjenih višinskih razlik na utežno enoto, ki je najpogosteje 1 km, pri lokalnih mrežah manjšega obsega pa 100 m. Tako pridobimo podatke za nivelmanske linije in poligone različnih dolžin, izmerjenih v različnih obdobjih.

a. Ocena pred izravnavo

V nadaljevanju so podane enačbe za izračun ocene natančnosti pred izravnavo, na osnovi razlik dvojnih merjenj nivelmanske linije, nivelmanskega poligona in standardno odstopanje nivelmanskih zank pri zapiranju zank.

a1. Ocena natančnosti iz razlik dvojnih merjenj nivelmanske linije

$$\sigma_l = \pm \sqrt{\frac{1}{4 \cdot n_l} \left[\frac{\rho^2}{d_l} \right]} \quad (6.10)$$

σ_l ... standardni odklon nivelmanskih linij dvojnega nivelmana

n_l ... število nivelmanskih linij

ρ ... razlika dvojnih merjenj nivelmanske linije [mm]

d_l ... dolžina nivelmanske linije [km]

a2. Ocena natančnosti iz razlik dvojnih merjenj nivelmanskega poligona

$$\sigma_v = \pm \sqrt{\frac{1}{4 \cdot n_v} \left[\frac{\gamma^2}{d_v} \right]} \quad (6.11)$$

σ_v ... standardni odklon dvojnega nivelmana nivelmanskega poligona

n_v ... število nivelmanskih poligonov

γ ... razlika dvojnih merjenj nivelmanskega poligona [mm]

d_v ... nivelirana dolžina posameznega nivelmanskega poligona [km]

a3. Ocena natančnosti iz odstopanj pri zapiranju nivelmanskih zank

$$\sigma_z = \pm \sqrt{\frac{1}{n_z} \left[\frac{\lambda^2}{d_z} \right]} \quad (6.12)$$

σ_z ... standardni odklon kilometra dvojnega nivelmana nivelmanske zanke

n_z ... število nivelmanskih zank

λ ... odstopanje pri zapiranju nivelmanske zanke [mm]

d_z ... dolžina nivelmanske zanke [km]

b. Ocena po izravnavi

Oceno natančnosti po izravnavi pridobimo na osnovi popravkov merjenih višinskih razlik. Na osnovi srednjega pogreška utežne enote lahko sklepamo na splošno natančnost nivelmanske mreže. Dokler je $\hat{\sigma}_0$ manjši od enega milimetra, lahko pričakujemo, da so meritve zanesljive in bodo omogočale realen prikaz premikov reperjev.

$$\hat{\sigma}_0 = \pm \sqrt{\frac{v^T \cdot P \cdot v}{n - u}} \quad (6.13)$$

$\hat{\sigma}_0$... standardni odklon kilometra dvojnega nivelmana

v ... popravki posameznih niveliranih višinskih razlik [mm]

P ... matrika uteži

n ... število opazovanj

u ... število neznank v izravnavi

Rezultati standardnih odklonov, izračunanih po zgornjih enačbah, so za vse tri izmere zbrani v preglednici 15.

Preglednica 15: Ocena natančnosti merjenih višinskih razlik

Standardni odklon	Izmera leta 1995 [mm/km]	Izmera leta 1997 [mm/km]	Izmera leta 2008 [mm/km]
σ_L	0.40	0.45	0.53
$\hat{\sigma}_0$	0.56	0.62	0.73

Iz preglednice 15 lahko vidimo, da so vsi izračunani standardni odkloni merjenj manjši od 1 mm/km. Poleg tega so omenjene vrednosti v mejah pričakovanih vrednosti glede na natančnost, ki jo navaja proizvajalec za nivelir, ki smo ga uporabljali pri izmeri. Natančnosti merjenih višinskih razlik v izmeri leta 2008 so najslabše. Spomnimo, da večji del nivelmanske linije Brestanica – Brežice poteka ob železniški progi. Razlog za dobljen rezultat v letu 2008 lahko zato zagotovo pripišemo zelo povečanem železniškem prometu, ki je na omenjenem odseku bistveno gostejši, kot pred enajstimi oz. trinajstimi leti.

6.3.3 Definitivne višine reperjev nivelmanskega poligona

Rezultat izravnave geodetske mreže (položajne ali višinske) so neznanke, ki se določijo indirektno na osnovi rezultatov merjenih količin (opazovanj). Podobno, kot pri posredni izravnavi opazovanj drugih geodetskih metod, tudi pri nivelmanu izravnavamo merjene višinske razlike posredno preko nadmorskih višin reperjev. Uporabljene so bile popravljene višinske razlike med reperji ter absolutna višina izhodiščnega reperja FR1018. Nadštevilnost meritev je zagotovljena z načinom izravnave (2x enostransko merjene višinske razlike), torej rešitev ni ena sama. Enolično rešitev pridobimo s pomočjo izbire ustreznega kriterija. V geodeziji se kot kriterij za določitev optimalne rešitve najpogosteje uporablja metoda najmanjših kvadratov. Način posredne izravnave omogoča določitev neznanih parametrov ter oceno natančnosti na osnovi opazovanj pod pogojem $v^T \cdot P \cdot v = \min$. Posredni način izravnave uporabljamo v skoraj vseh primerih izravnave višinskih mrež, ker gre za bolj univerzalno metodo za računanje pogreškov in enostavnejšo oceno natančnosti.

Bistvena prednost posredne izravnave je v tem, da nam omogoči analizo natančnosti neznank in merjenih količin. Čeprav majhni popravki opazovanj še niso zadostno jamstvo, da bi ocenili mrežo kot kvalitetno, nam vendar dajo okvirno informacijo o doseženi natančnosti. Popravki opazovanj predstavljajo le eno izmed najpogostejših lokalnih mer za oceno natančnosti, ne vključujejo pa nikakršnih informacij o zanesljivosti in občutljivosti geodetske mreže. Srednji pogrešek utežne enote (a - posteriori standardni odklon) predstavlja globalno mero natančnosti, ki se nanaša na kvaliteto mreže kot celote in se izračuna po enačbi 6.14.

Standardni odklon določitve novih višin točk se računa po enačbi 6.14.

$$\Sigma_{\Delta\Delta} = \hat{\sigma}_0^2 \cdot Q_{\Delta\Delta}, \text{ kjer je } Q_{\Delta\Delta} = N^{-1} \quad (6.14)$$

Standardne odklone določitve višin novih višinskih točk v nadaljnjem postopku ugotavljanja premikov reperjev uporabimo za izračun natančnosti določitve premikov reperjev med posameznimi serijami meritev.

Izravnavo smo izvedli s pomočjo programskega paketa VimWin (Ambrožič, Turk, ver. 5.0, 2007). Program deluje na osnovi teoretičnega postopka višinske izravnave. Pred zagonom programa smo morali pripraviti datoteko s podatki o višinah danih in novih točk ter s podatki o opazovanjih (merjene višinske razlike in dolžine med posameznimi reperji) ter enoto. Točno je določena struktura tekstovne datoteke, ki mora biti zapisana s končnico **.txt*. Ko program zaženemo, sledimo navodilom. Rezultat so tri izhodne datoteke:

- datoteka **.rez*, kjer so prikazani rezultati izravnave,
- datoteka **.def* je vhodna datoteka za morebitno nadaljnjo deformacijsko analizo in
- datoteka **.str* je vhodna datoteka za morebitno S-transformacijo.

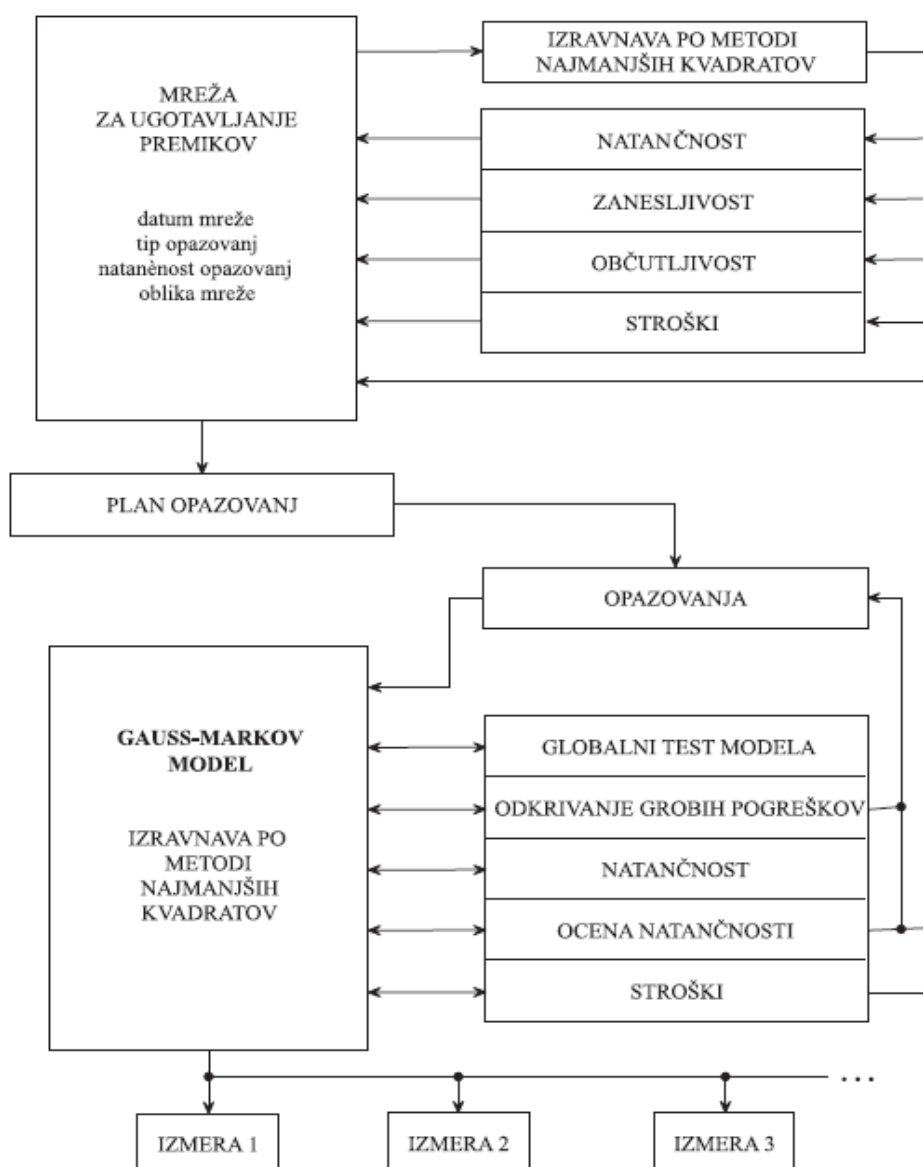
Za nas je zanimiva izhodna datoteka rezultatov izravnave, ki prikazuje izravnane višine novih reperjev, izravnane višinske razlike, natančnost določitve višin reperjev in srednji pogrešek utežne enote. Za vse 3 serije opazovanj (izmere v letih 1995, 1997 in 2008) so v preglednici 16 podane izravnane nadmorske višine reperjev z natančnostmi določitve višin.

Preglednica 16: Definitivne višine reperjev in natančnosti določitve višin

Reper	1995		1997		2008	
	H [m]	σ_H [mm]	H [m]	σ_H [mm]	H [m]	σ_H [mm]
FR3	/	/	166.30524	0.92	166.30921	1.07
FR2	/	/	169.97167	0.69	169.97152	0.80
1006025	/	/	167.02904	0.63	167.02981	0.72
R48	/	/	166.41718	0.5	166.41380	0.57
1006001	165.05197	0.23	165.05112	0.28	165.04503	0.33
OP970	165.48928	0.36	165.49035	0.42	165.49014	0.49
1006002	165.55314	0.41	165.55858	0.47	165.55707	0.55
1006003	163.21811	0.47	163.21913	0.55	163.21862	0.63
1006004	161.91665	0.53	161.91732	0.62	161.91702	0.70
1006005	162.28687	0.59	162.28712	0.69	162.28764	0.77
1006006	161.34178	0.63	161.34125	0.73	161.34172	0.83
OP903	159.98958	0.68	159.98896	0.78	159.98992	0.89
1006007	158.35062	0.73	158.3495	0.84	158.34952	0.96
1006008	156.11454	0.80	156.11342	0.92	156.11552	1.05
OP647	156.46939	0.85	156.46829	0.97	156.47056	1.11
1006009	156.14916	0.88	156.14814	1.00	156.15114	1.15
D1090	155.88276	0.94	155.88312	1.07	155.88489	1.23
1006010	155.66369	0.99	155.66323	1.12	155.66508	1.29
OP541	154.32292	1.03	154.32213	1.17	154.32336	1.35
1006011	153.8374	1.07	153.83637	1.22	153.83724	1.40
OP610	153.01353	1.11	153.01407	1.25	153.01500	1.45
1006012	152.48866	1.15	152.48899	1.29	152.49071	1.50
55	151.00806	1.17	151.00741	1.32	150.99562	1.54
1006013	152.11535	1.20	152.11689	1.35	152.11964	1.54
OP875	152.31287	1.23	152.31509	1.38	152.32131	1.58
1006014	152.40749	1.27	152.40902	1.43	152.41072	1.63
1006015	152.91727	1.30	152.91896	1.46	152.92156	1.67
FR5	/	/	175.51066	1.00	175.51352	1.16
MXVII	163.45395	0.59	/	/	163.45472	0.78
MXC	156.58161	0.95	/	/	156.58321	1.24
MIV	154.04182	1.30	/	/	154.04611	1.68
MLXI	/	/	168.04454	0.64	168.04531	0.73
FR1	/	/	166.77330	0.58	/	/

7 ANALIZA PREMİKOV

Iz rezultatov izravnave posameznih geodetskih izmer, ki so se izvajale v določenem časovnem obdobju, določimo premike točk. Konkretno točke oz. geodetsko mrežo moramo opazovati vsaj v dveh časovnih obdobjih, da lahko pridobimo morebitne spremembe vrednosti koordinat točk.



Slika 24: Izravnava terminske izmere (Savšek-Safić et al., 2003, cit. po Caspary, 2000)

Večkratna izmera točke oz. mreže nam da bolj zanesljiv podatek o geodinamiki opazovanega objekta oz. površja. Določitvi premikov sledi analiza natančnosti določitve premikov z oceno statistične značilnosti premikov. V testni statistiki primerjamo premik in natančnost premika točke. V praksi je običaj, da se natančnost določitve premika pomnoži s faktorjem 3. Kritične vrednosti testene statistike ob izbrani stopnji značilnosti testa pa lahko izračunamo tudi na podlagi porazdelitvene funkcije, kar velja za natančnejšo statistično oceno premikov. Določanje premikov točk v geodetski mreži lahko nadgradimo z detajlno oz. podrobno deformacijsko analizo.

a. Ugotavljanje premikov točk v geodetski mreži

Pri mrežah za ugotavljanje premikov točk je pomembno, da pred izmero izvedemo oceno kakovosti mreže, kjer poleg natančnosti obravnavamo tudi merila zanesljivosti, občutljivosti ter stroškov vzpostavitve predvidene mreže (Savšek-Safić et al., 2003, cit. po Caspary, 2000). Po skrbni analizi in oceni kakovosti posamezne terminske izmere ocenimo premike in izračunamo natančnost ocene premikov točk med dvema terminskima izmerama. Pri mnogih inženirskih nalogah daje ocena razlike položajev točk med dvema terminskima izmerama popolnoma zadovoljive informacije o premikih. To velja v primeru zadostnega števila stabilnih točk ali če so premiki nekajkrat večji od natančnosti premika (Savšek-Safić et al., 2003).

b. Testiranje značilnosti premikov

Osnova za ugotavljanje premikanja zgrajenega objekta ali naravnega dela zemeljskega površja je določitev spremembe položajev točk. Točke med seboj povezujemo v mreže, ki jih opazujemo v vnaprej določenih časovnih terminih, imenovanih terminske izmere. O premikih točk med dvema terminskima izmerama lahko sklepamo izključno za identične točke, izmerjene v dveh terminskih izmerah. V praksi se pogosto zgodi, da je kakšna točka uničena ali pa jo moramo zaradi spremenjenih okoliščin dodati v mrežo (Savšek-Safić et al, 2003, cit. po Mierlo, 1978). Po izravnavi dveh terminskih izmer lahko določimo premike točk s pripadajočimi merili natančnosti ocenjenih premikov, torej sprememb položajev točk.

7.1 Ocena premikov in natančnost ocene premikov

V nadaljevanju bom podala postopek izračuna ocene premikov točk v klasični terestrični položajni mreži in reperjev v višinski mreži. Enačbe po posameznih sklopih (•) so podane najprej za izračun horizontalnih, nato vertikalnih premikov.

- Premik položajne točke v geodetski mreži izračunamo po enačbi:

$$dT = T_t - T_{t+\Delta t}, \quad (7.1)$$

podobno naredimo za določitev vertikalnega premika reperja,

$$dh = H_t - H_{t+\Delta t}, \quad (7.2)$$

kjer sta T_t in $T_{t+\Delta t}$ izravnani koordinati iste točke ter H_t in $H_{t+\Delta t}$ izravnani višini istega reperja v dveh terminskih izmerah.

- Za natančnost ocene premika je potrebno nastaviti kovariančno matriko položaja in kovariančno matriko višine reperja za posamezno terminsko izmero. Upoštevamo neodvisnost položaja točke in višine reperja v času t in v času $t + \Delta t$.

$$\sum_t = \begin{bmatrix} \sigma_{y_t}^2 & \sigma_{y_t x_t} \\ \sigma_{y_t x_t} & \sigma_{x_t}^2 \end{bmatrix} \quad \text{in} \quad \sum_{t+\Delta t} = \begin{bmatrix} \sigma_{y_{t+\Delta t}}^2 & \sigma_{y_{t+\Delta t} x_{t+\Delta t}} \\ \sigma_{y_{t+\Delta t} x_{t+\Delta t}} & \sigma_{x_{t+\Delta t}}^2 \end{bmatrix} \quad (7.3)$$

Kovariančno matriko koordinat identičnih točk, ob predpostavki, da so koordinate v času t nekorelirane s koordinatami v času $t + \Delta t$ lahko zapišemo:

$$\sum_{T_t T_{t+\Delta t}} = \begin{bmatrix} \sigma_{y_t}^2 & \sigma_{y_t x_t} & 0 & 0 \\ \sigma_{y_t x_t} & \sigma_{x_t}^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{y_{t+\Delta t}}^2 & \sigma_{y_{t+\Delta t} x_{t+\Delta t}} \\ 0 & 0 & \sigma_{y_{t+\Delta t} x_{t+\Delta t}} & \sigma_{x_{t+\Delta t}}^2 \end{bmatrix} \quad (7.4)$$

Premik točke T v ravnini izračunamo po enačbi:

$$d = \sqrt{\Delta y^2 + \Delta x^2} = \sqrt{(y_{t+\Delta t} - y_t)^2 + (x_{t+\Delta t} - x_t)^2} \quad (7.5)$$

Kovariančna matrika višine reperja za posamezno terminsko izmero:

$$\sum_{H_t H_{t+\Delta t}} = \begin{bmatrix} \sigma_{H_t}^2 & 0 \\ 0 & \sigma_{H_{t+\Delta t}}^2 \end{bmatrix} \quad (7.6)$$

- Ob upoštevanju zakona o prenosu varianc in kovarianc zapišemo varianco premika:

- za horizontalno mrežo

$$\sigma_d^2 = J_d \sum_{T_t T_{t+\Delta t}} J_d^T \quad (7.7)$$

- za višinsko mrežo

$$\sigma_{dh}^2 = J_{dh} \sum_{H_t H_{t+\Delta t}} J_{dh}^T \quad (7.8)$$

kjer Jacobijeva matrika J_d - za položajno mrežo, predstavlja odvod enačbe 7.5. Matrika J_{dh} - za višinsko mrežo pa predstavljata odvod enačbe 7.2.

$$J_d = \begin{bmatrix} \frac{\partial d}{\partial y_t} & \frac{\partial d}{\partial x_t} & \frac{\partial d}{\partial y_{t+\Delta t}} & \frac{\partial d}{\partial x_{t+\Delta t}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{\Delta y}{d} & -\frac{\Delta x}{d} & \frac{\Delta y}{d} & \frac{\Delta x}{d} \end{bmatrix} \quad (7.9)$$

$$J_{dh} = \begin{bmatrix} \frac{\partial dh}{\partial H_t} & \frac{\partial dh}{\partial H_{t+\Delta t}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -1 \end{bmatrix} \quad (7.10)$$

- Natančnost določitve premika:

- položajne točke

$$\sigma_d = \sqrt{\left(\frac{\Delta y}{d}\right)^2 (\sigma_{y_t}^2 + \sigma_{y_{t+\Delta t}}^2) + 2 \frac{\Delta y}{d} \frac{\Delta x}{d} (\sigma_{y_t x_t} + \sigma_{y_{t+\Delta t} x_{t+\Delta t}}) + \left(\frac{\Delta x}{d}\right)^2 (\sigma_{x_t}^2 + \sigma_{x_{t+\Delta t}}^2)} \quad (7.11)$$

- višinske točke

$$\sigma_{dh} = \sqrt{\sigma_{H_t}^2 + \sigma_{H_{t+\Delta t}}^2} \quad (7.12)$$

7.2 Statistični test značilnosti premikov

V deformacijski analizi posamezno terminsko izmero običajno izravnamo kot prosto mrežo. S tem zagotovimo najboljšo linearno nepristransko oceno neznank ter neodvisnost testnih statistik od izbranega datuma mreže. Po izravnavi najmanj dveh terminskih izmer je mogoče določiti premik točke po enačbi 7.5 oziroma premik reperja po enačbi 7.2 ter standardni odklon premika točke po enačbi 7.11 in premika reperja po enačbi 7.12. Ker sta to dve količini, ki ju lahko izračunamo pred podrobno deformacijsko analizo, ju je smiselno uporabiti v statističnem testu (Savšek-Safić et al., 2003). V praksi pri presoji premikov pogosto računamo testno statistiko:

- za položajno mrežo

$$T_T = \frac{d}{\sigma_d} \quad (7.13)$$

- za višinsko mrežo

$$T_H = \frac{dh}{\sigma_{\Delta h}} \quad (7.14)$$

in jo primerjamo s kritično vrednostjo glede na izbrano stopnjo značilnosti testa α . Premike točk je mogoče z zadostno verjetnostjo odkriti šele tedaj, ko so premiki statistično značilno večji od natančnosti ocene premikov. Porazdelitveno funkcijo za testni statistiki (enačbi 7.13 in 7.14) določimo analitično ali s simulacijami (Savšek-Safić et al., 2003, cit. po Rubinstein, 1981). Zelo pomembno je torej, da izračunano vrednost testne statistike primerjamo glede na pravilno kritično vrednost dejanske porazdelitvene funkcije za testno statistiko pri izbrani stopnji značilnosti testa.

V ravninski mreži je natančnost ocene koordinat točk v posamezni terminski izmeri za različne točke različna, zato je porazdelitvena funkcija testne statistike za vsako točko drugačne oblike. Pri višinski mreži imamo opravka z normalno porazdelitvijo (npr. za izbrano stopnjo značilnosti $\alpha = 0.05 \%$, znaša $T_{krit} = 1.96$).

Če je testna statistika manjša od kritične vrednosti ob izbrani stopnji značilnosti testa α , je tveganje za zavrnitev ničelne hipoteze preveliko. V tem primeru zaključimo, da premik ni statistično značilen. Če je testna statistika večja od kritične vrednosti, je tveganje za zavrnitev ničelne hipoteze manjše od izbrane stopnje značilnosti testa α . Zato upravičeno zavrnemo hipotezo in na ta način potrdimo, da je obravnavani premik statistično značilen.

Za lažjo odločitev izračunamo dejansko tveganje (α_{dej}) za zavrnitev ničelne hipoteze. Dejansko tveganje izračunamo iz simulirane porazdelitvene funkcije pri izračunani vrednosti testne statistike T . Dejansko tveganje za zavrnitev ničelne hipoteze primerjamo s stopnjo značilnosti testa α .

Obravnavamo dva primera:

$\alpha_{dej} < \alpha$: zavrnemo ničelno hipotezo; premik točke je statistično značilen ali

$\alpha_{dej} > \alpha$: ne zavrnemo ničelne hipoteze; premik točke ni statistično značilen.

Zaključimo lahko, da kadar je vrednost testne statistike bistveno večja od njene kritične vrednosti, je dejansko tveganje za zavrnitev ničelne hipoteze minimalno. Kadar je dejansko tveganje za zavrnitev ničelne hipoteze preveliko, premika ne odkrijemo, saj ni statistično značilen. Dejansko tveganje za zavrnitev ničelne hipoteze na domnevno mirujočih točkah je po navadi občutno preveliko, da bi hipotezo smeli zavrniti. Za te točke torej ne moremo trditi, da so se premaknile.

Uporabnik, glede na dejansko tveganje in posledice napačne odločitve, presodi, ali je tveganje zanj še sprejemljivo ali ne. Odločitev ima za posledico uvrstitev določene točke med mirujoče ali med točke, ki so se premaknile, zato mora biti izbira stopnje značilnosti testa zelo preišljena (Savšek-Safić et al., 2003).

7.3 Vrednosti premikov točk v klasični terestrični mreži Libna pri Krškem

Zanimajo nas spremembe koordinat talnih točk in na osnovi teh izračunani vektorji premikov. Na osnovi podatkov o natančnosti določitve položajev točk v posamezni izmeri, lahko ocenimo tudi natančnost določitve vektorja premika – standardni odklon premika.

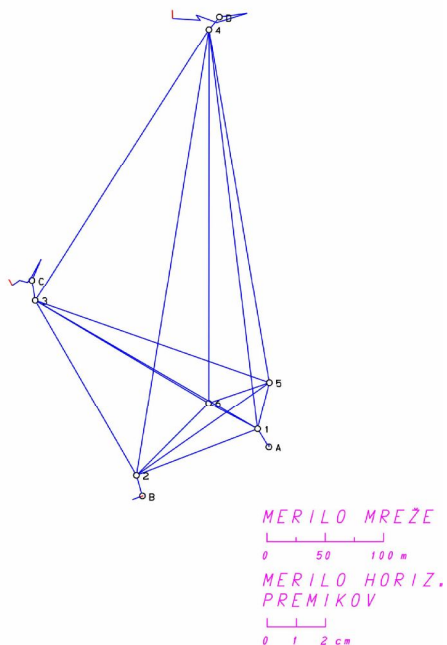
7.3.1 Izravnava meritev mreže Libna kot vklopljene mreže in S-transformacija

Po izravnavi vsake terminske izmere kot proste mreže, smo postopek določevanja definitivnih koordinat izvedli na štiri načine, in sicer:

1. Dana je točka A, orientacijo mreže predstavlja točka B (slika 25) ter način, ko je dana točka C, orientacijo mreže predstavlja točka D (slika 27).
2. Dana je točka B, orientacijo mreže predstavlja točka A (slika 26) ter način, ko je dana točka D, orientacijo mreže predstavlja točka C (slika 28).
3. Mrežo izravnamo kot prosto, **datum definiramo s S-transformacijo na točki A in B** (slika 29).
4. Mrežo izravnamo kot prosto, **datum definiramo s S-transformacijo** po predlogu geologov tudi **na točki C in D** (slika 30).

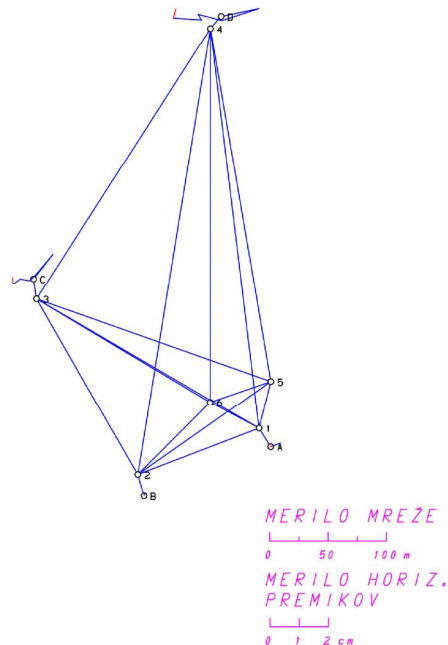
Osnova za določitev koordinat točk je primerno izbran koordinatni sistem oz. geodetski datum, ki ga definirajo ustrezno izbrane dane koordinate točk v geodetski mreži oziroma t.i. datumske točke. Včasih nastane potreba po spremembi datuma mreže, ki jo rešimo tako, da geodetsko mrežo vnovič izravnamo glede na drugačne vrednosti danih koordinat točk ali pa uporabimo S-transformacijo (podobnostna linearna transformacija, angl. Similarity). S-transformacija predstavlja uporabno orodje za transformacijo rezultatov izravnave geodetske mreže iz obstoječega v nek drug geodetski datum. Mrežo najprej izravnamo kot prosto in nato primerjamo rezultate izravnave dveh terminskih izmer v identičnih geodetskih datumih, ki jih definirajo ugotovljene, domnevno stabilne točke. Pri tej transformaciji se ohranja oblika mreže (Marjetič, Stopar, 2007).

Libna dana A orientacija B



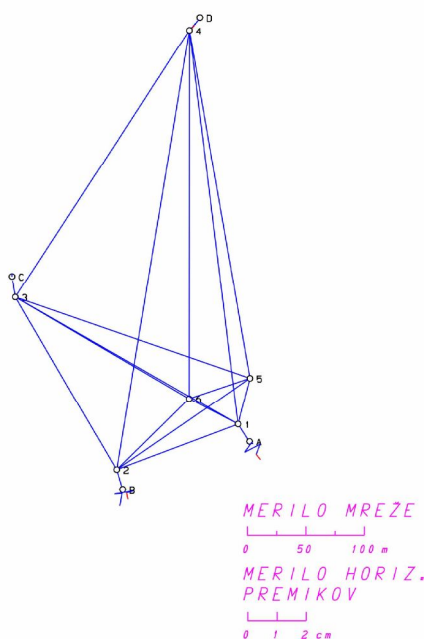
Slika 25: Dana A, orientacija na B

Libna dana B orientacija A



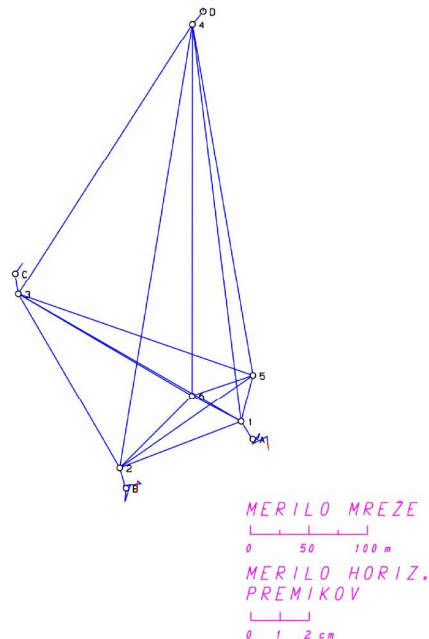
Slika 26: Dana B, orientacija na A

Libna dana C orientacija D



Slika 27: Dana C, orientacija na D

Libna dana D orientacija C



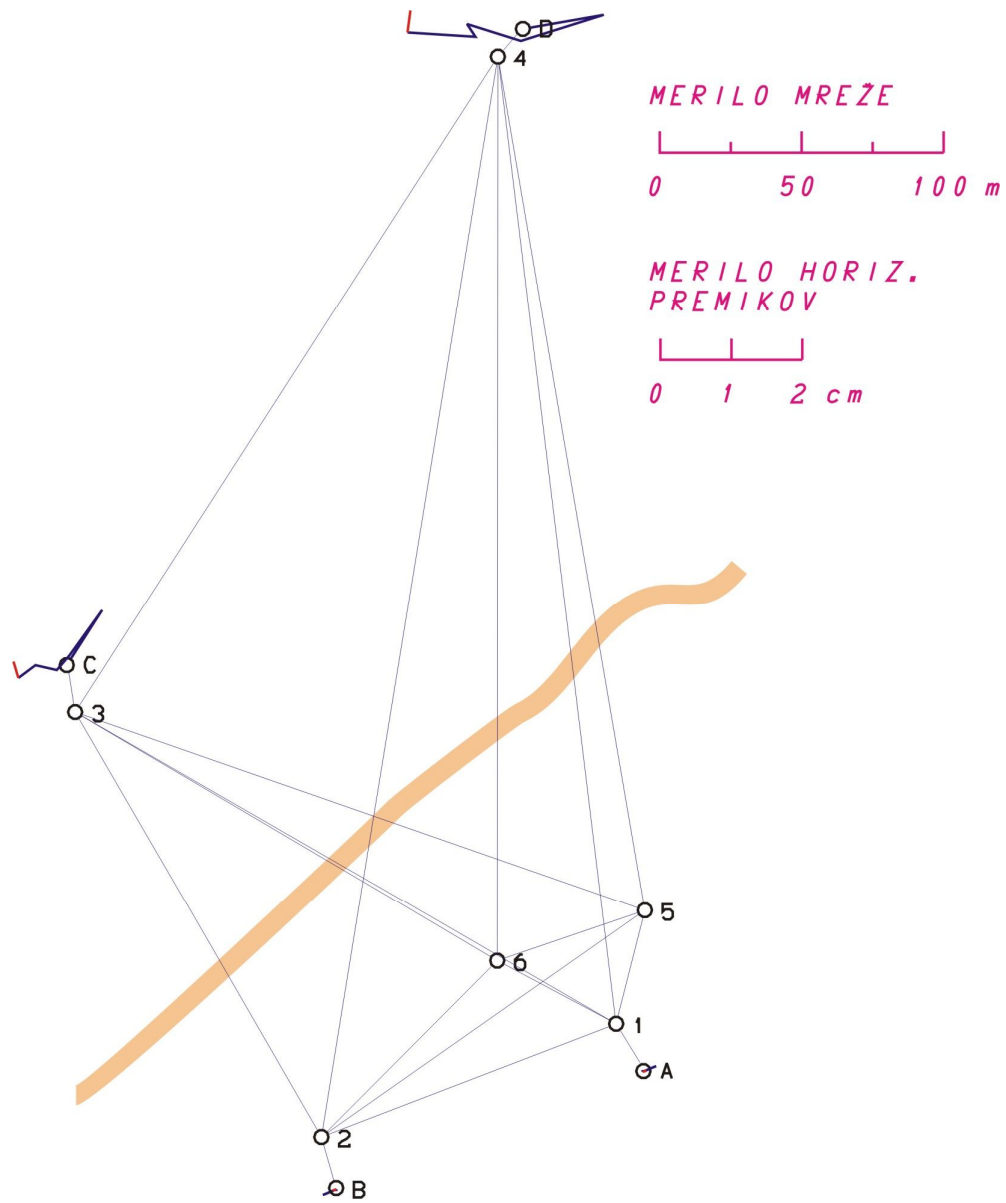
Slika 28: Dana D, orientacija na C

V nadaljevanju v preglednicah prikazujem koordinate kontrolnih točk, koordinatne razlike med dvema izmerama (relativno in kumulativno), elemente vektorja premika kumulativno glede na ničelno izmero in natančnosti določitve položajev točk. Rezultati se nanašajo na 3. in 4. način izravnave – torej ko smo prosto mrežo transformirali s transformacijo S na dani točki A in B (preglednica 17) in s transformacijo S na dani točki C in D (preglednica 18). Primerjava velikosti premikov točk C in D z natančnostjo določitve le teh kaže, da je premik na obeh točkah statistično dokazan. Velikost premika namreč bistveno presega velikost relativne maksimalne elipse pogreškov. Med posameznimi serijami se spreminja tako velikost kot tudi smer premika. V primeru datumskih točk C in D dobimo rezultate, kjer se jasno vidi, da se točki A in B rahlo oddaljujeta glede na C in D. Situacija je ponazorjena na sliki 30.

Preglednica 17: Koordinate talnih točk mreže Libna – vklopljena mreža (dani točki A in B)

Točka C	Koordinate in koordinatne razlike		Elementi vektorja kumulativnega premika		Natančnost določitve položaja točke	
	y [m]	x [m]				
	dy [m]	dx [m]	d [m]	v [°]	σ_y [m]	σ_x [m]
1998	849.9380	1103.6299			0.0007	0.0006
relativno	0.0050	0.0078				
kumulativno	0.0050	0.0078	0.0093	33		
1999	849.9430	1103.6377			0.0005	0.0005
	-0.0046	-0.0064				
	0.0004	0.0014	0.0015	16		
2000	849.9384	1103.6313			0.0011	0.0012
	-0.0018	-0.0021				
	-0.0014	-0.0007	0.0016	243		
2001	849.9366	1103.6292			0.0014	0.0014
	-0.0030	0.0007				
	-0.0044	0.0000	0.0044	270		
2003	849.9336	1103.6299			0.0014	0.0014
	-0.0024	-0.0018				
	-0.0068	-0.0018	0.0070	255		
2005	849.9312	1103.6281			0.0007	0.0007
	-0.0007	0.0023				
	-0.0075	0.0005	0.0075	274		
2008	849.9305	1103.6304			0.0015	0.0015

Točka D	Koordinate in koordinatne razlike		Elementi vektorja kumulativnega premika		Natančnost določitve položaja točke	
	y [m]	x [m]				
	dy [m]	dx [m]	d [m]	v [°]	σ_y [m]	σ_x [m]
1998	1010.6958	1328.2763			0.0015	0.0003
relativno	0.0114	0.0020				
kumulativno	0.0114	0.0020	0.0116	80		
1999	1010.7072	1328.2783			0.0012	0.0002
	-0.0117	-0.0037				
	-0.0003	-0.0017	0.0017	190		
2000	1010.6955	1328.2746			0.0026	0.0005
	-0.0076	0.0024				
	-0.0079	0.0007	0.0079	275		
2001	1010.6879	1328.2770			0.0031	0.0006
	0.0012	-0.0018				
	-0.0067	-0.0011	0.0068	261		
2003	1010.6891	1328.2752			0.0032	0.0007
	-0.0096	0.0006				
	-0.0163	-0.0005	0.0163	268		
2005	1010.6795	1328.2758			0.0016	0.0003
	0.0004	0.0031				
	-0.0159	0.0026	0.0161	279		
2008	1010.6799	1328.2789			0.0033	0.0007

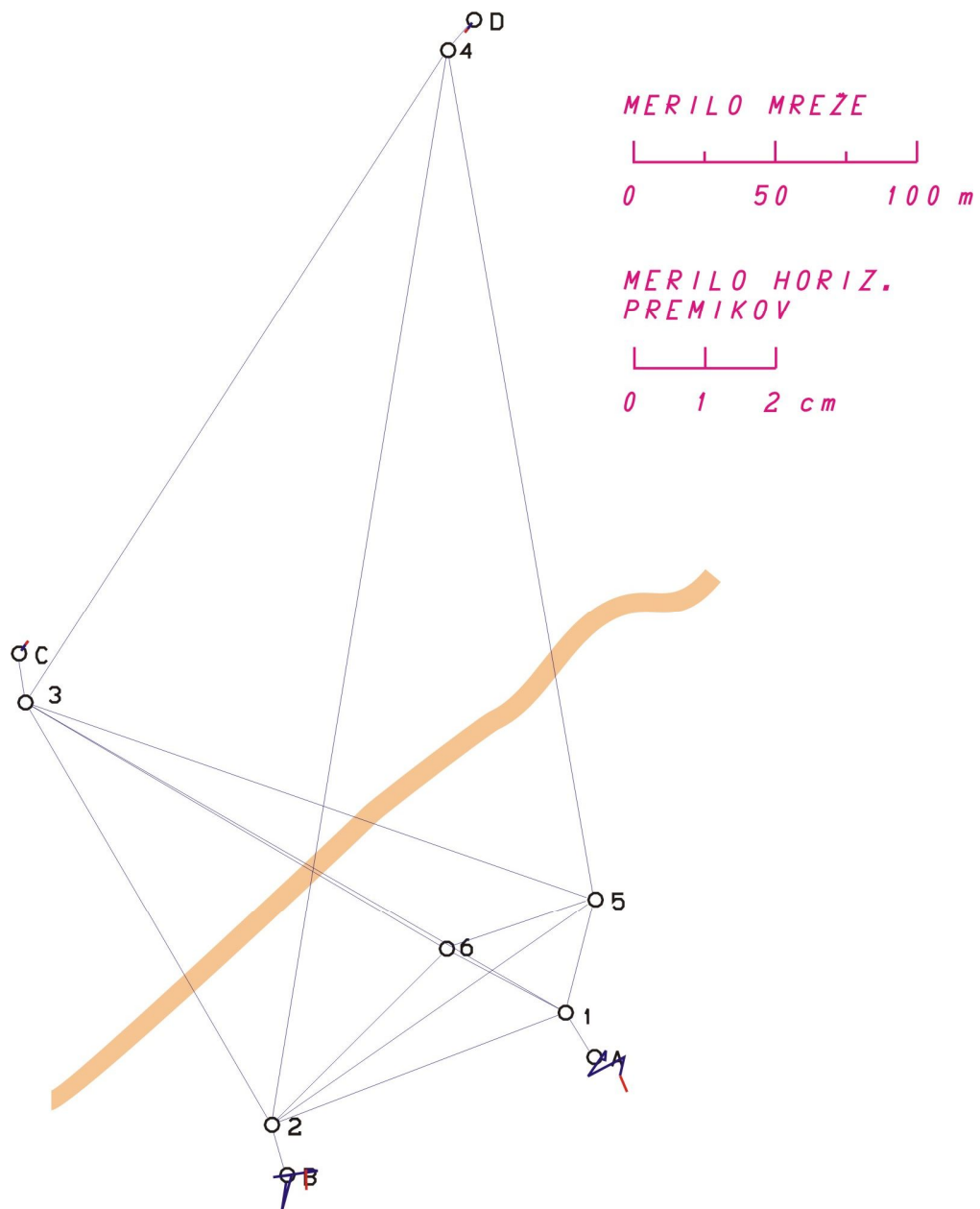


Slika 29: Mreža Libna z vektorji premikov točk (*S*-transformacija na A in B)

Preglednica 18: Koordinate talnih točk mreže Libna – vklopljena mreža (dani točki C in D)

Točka A	Koordinate in koordinatne razlike		Elementi vektorja kumulativnega premika		Natančnost določitve položaja točke	
	y [m]	x [m]				
	dy [m]	dx [m]	d [m]	v [°]	σ_y [m]	σ_x [m]
1998	1053.1766	960.7467			0.0003	0.0004
relativno	0.0015	-0.0004				
kumulativno	0.0015	-0.0004	0.0016	105		
1999	1053.1781	960.7463			0.0001	0.0002
	0.0001	0.0013				
	0.0016	0.0009	0.0018	61		
2000	1053.1782	960.7476			0.0003	0.0004
	-0.0025	-0.0036				
	-0.0009	-0.0027	0.0028	198		
2001	1053.1757	960.7440			0.0004	0.0005
	0.0051	0.0027				
	0.0042	0.0000	0.0042	90		
2003	1053.1808	960.7467			0.0004	0.0006
	-0.0006	-0.0026				
	0.0036	-0.0026	0.0044	126		
2005	1053.1802	960.7441			0.0002	0.0003
	0.0010	-0.0023				
	0.0046	-0.0049				
2008	1053.1812	960.7418	0.0067	137	0.0004	0.0006

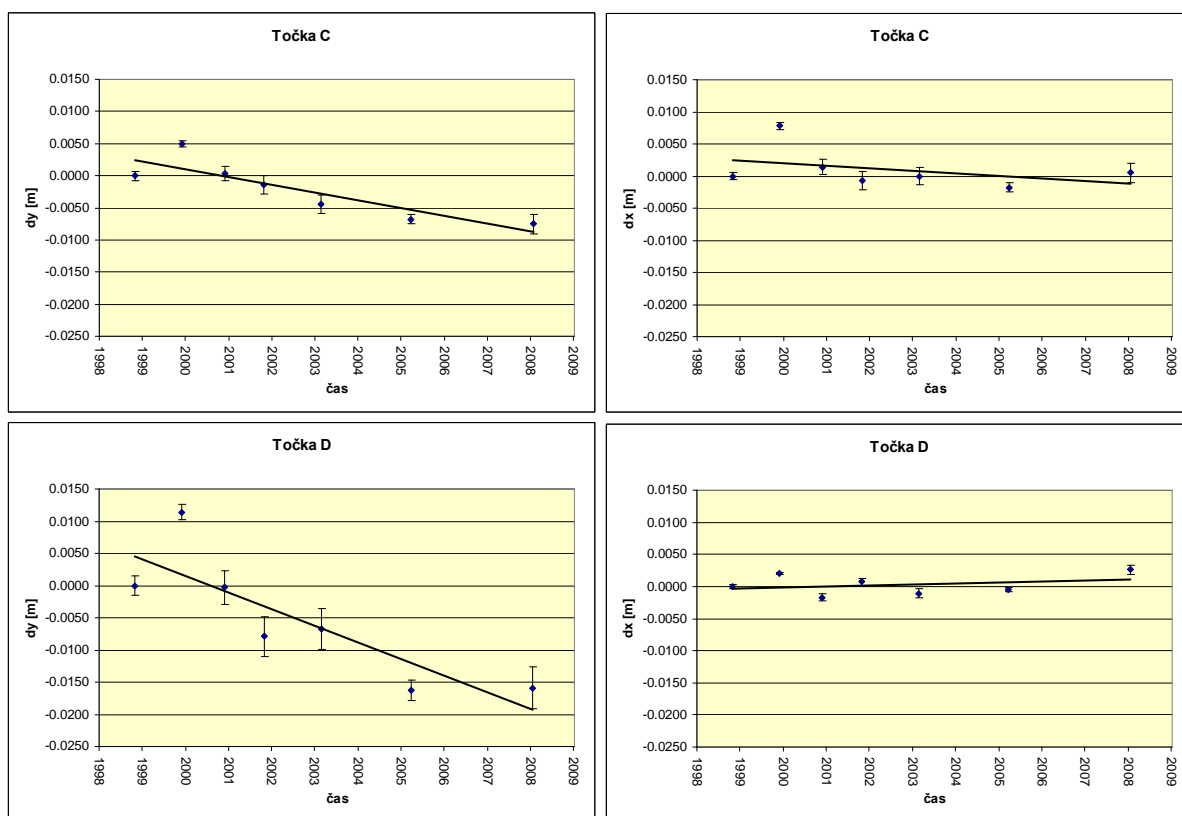
Točka B	Koordinate in koordinatne razlike		Elementi vektorja kumulativnega premika		Natančnost določitve položaja točke	
	y [m]	x [m]				
	dy [m]	dx [m]	d [m]	v [°]	σ_y [m]	σ_x [m]
1998	944.6572	919.2022			0.0003	0.0003
relativno	-0.0008	-0.0051				
kumulativno	-0.0008	-0.0051	0.0052	189		
1999	944.6564	919.1971			0.0001	0.0002
	0.0014	0.0051				
	0.0006	0.0000	0.0006	90		
2000	944.6578	919.2022			0.0002	0.0005
	-0.0026	-0.0003				
	-0.0020	-0.0003	0.0020	261		
2001	944.6552	919.2019			0.0003	0.0006
	0.0063	0.0009				
	0.0043	0.0006	0.0043	82		
2003	944.6615	919.2028			0.0002	0.0005
	-0.0017	0.0002				
	0.0026	0.0008	0.0027	73		
2005	944.6598	919.2030			0.0002	0.0003
	0.0001	-0.0029				
	0.0027	-0.0021	0.0034	128		
2008	944.6599	919.2001			0.0004	0.0006



Slika 30: Mreža Libna z vektorji premikov točk (S -transformacija na C in D)

Preglednica 19: Kumulativni premiki točk (d), ocena natančnosti premikov (σ_d) in test značilnosti premikov (T) za datum A in B

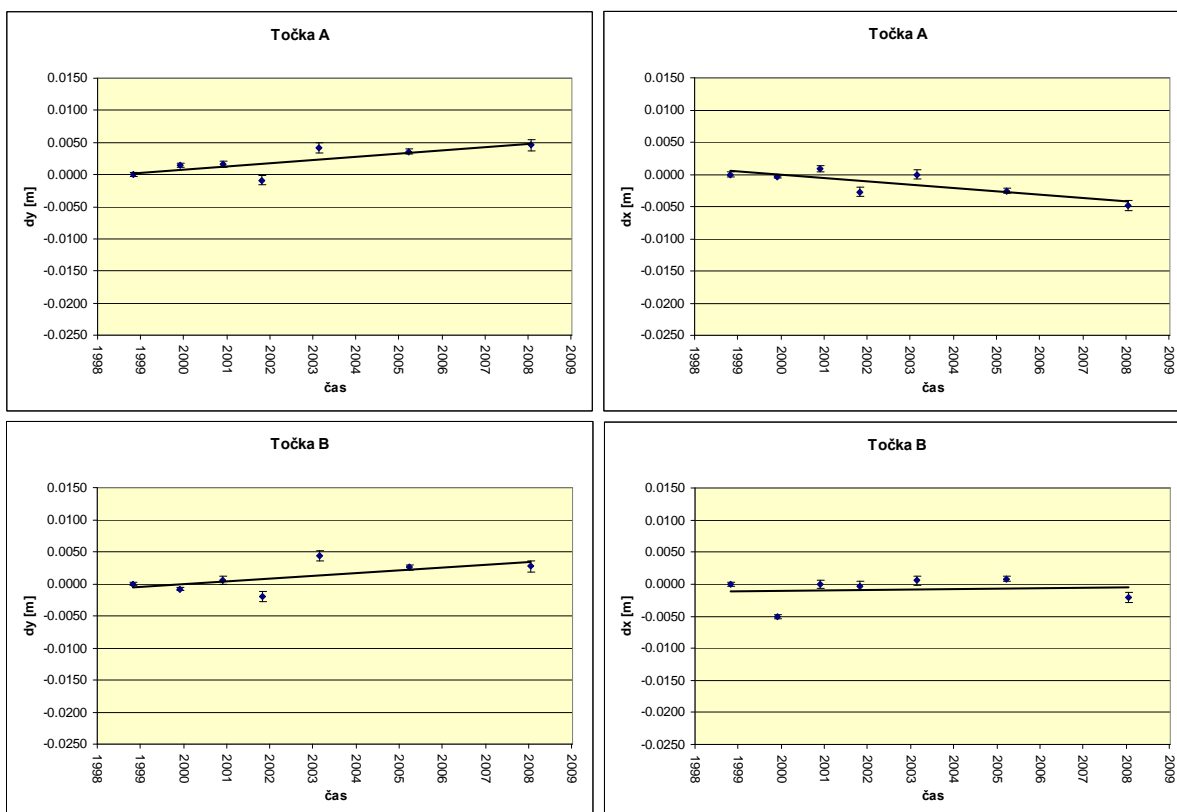
DATUMA A IN B								
Leto izmere		Točka C						
		d [m]	σ_d [m]	T	T_{krit}	a_{dei} [%]	$3^* \sigma_d$ [m]	
PREMIKI	1998 -	-1999	0.0093	0.0011	8.3259	2.0622	0.00	*
		- 2000	0.0015	0.0016	0.9251	2.0921	51.56	
		- 2001	0.0016	0.0020	0.8009	2.0930	60.63	
		- 2003	0.0044	0.0016	2.7783	2.1340	0.78	
		- 2005	0.0070	0.0012	5.9846	2.0740	0.00	*
		- 2008	0.0075	0.0015	4.9078	2.1026	0.00	*
Leto izmere		Točka D						
		d [m]	σ_d [m]	T	T_{krit}	a_{dei} [%]	$3^* \sigma_d$ [m]	
PREMIKI	1998 -	-1999	0.0116	0.0019	6.2511	1.9980	0.00	*
		- 2000	0.0017	0.0007	2.3227	2.0047	2.23	
		- 2001	0.0079	0.0034	2.3008	2.0041	2.36	
		- 2003	0.0068	0.0035	1.9631	2.0101	5.59	
		- 2005	0.0163	0.0022	7.3922	2.0029	0.00	*
		- 2008	0.0161	0.0036	4.4791	2.0062	0.00	*



Slika 31: Prikaz premikov točk po koordinatnih oseh z oceno natančnosti (dani A in B)

Preglednica 20: Kumulativni premiki točk (d), ocena natančnosti premikov (σ_d) in test značilnosti premikov (T) za datum C in D

DATUM C IN D								
Leto izmere		Točka A						
		d [m]	σ_d [m]	T	T_{krit}	α_{dei} [%]	$3^* \sigma_d$ [m]	
PREMIKI	1998 -	-1999	0.0016	0.0004	3.6564	2.4369	0.12	*
		- 2000	0.0018	0.0006	3.2434	2.4055	0.44	*
		- 2001	0.0028	0.0007	3.8645	2.4311	0.05	*
		- 2003	0.0042	0.0008	4.9942	2.3948	0.00	*
		- 2005	0.0044	0.0005	8.6627	2.4386	0.00	*
		- 2008	0.0067	0.0009	7.7759	2.4335	0.00	*
Leto izmere		Točka B						
		d [m]	σ_d [m]	T	T_{krit}	α_{dei} [%]	$3^* \sigma_d$ [m]	
PREMIKI	1998 -	-1999	0.0052	0.0004	13.0369	2.4241	0.00	*
		- 2000	0.0006	0.0007	0.9129	2.3797	64.41	
		- 2001	0.0020	0.0008	2.4939	2.3990	3.91	
		- 2003	0.0043	0.0008	5.2745	2.3770	0.00	*
		- 2005	0.0027	0.0005	5.3793	2.4182	0.00	*
		- 2008	0.0034	0.0010	3.3678	2.4002	0.28	*



Slika 32: Prikaz premikov točk po koordinatnih oseh z oceno natančnosti (dani C in D)

7.4 Vrednosti premikov reperjev v nivelmanskem poligonu Brestanica - Brežice

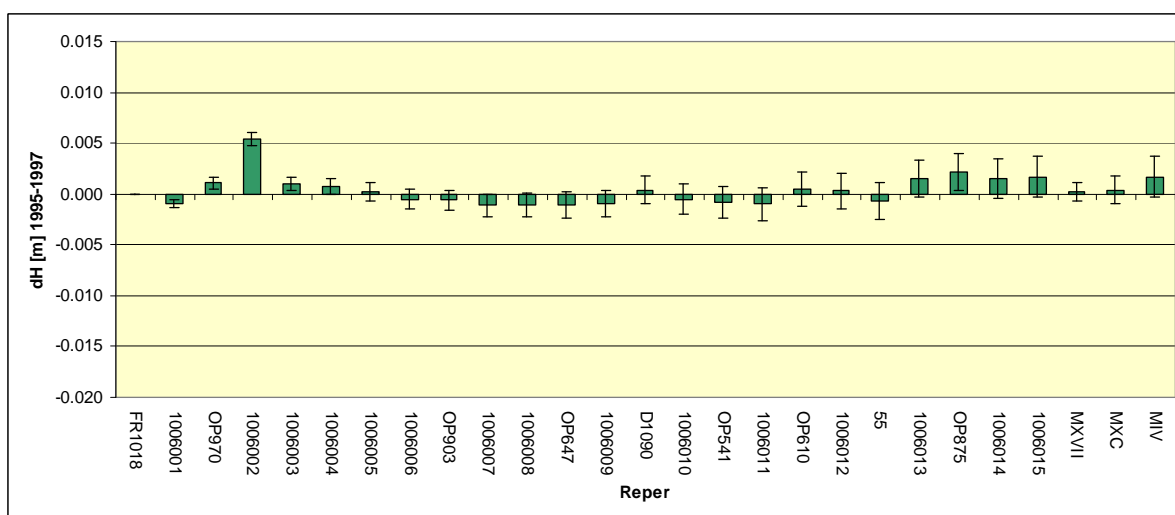
Primerjava definitivnih višin reperjev posameznih terminskih izmer in njihova natančnost omogoča izračun premikov in statistično oceno verjetnosti premika. Za izračun vertikalnih premikov smo uporabili program PremikWin1 (Ambrožič, Turk, Stopar, ver. 1.0, 2007). Program izvede preračun premikov, standardnih odklonov (natančnosti) premikov in določitev statistično značilnih premikov reperjev med različnimi časovnimi izmerami vertikalne geodetske mreže. Vhodni podatki za program so izravnane višine reperjev in elementi matrike kofaktorjev posamezne časovne izmere geodetske mreže (nivelmanskega poligona). Vhodna datoteka v program za izračun premikov ima končnico *.koo. Rezultati programa (priloga C4) so razlike višin reperjev v nekem časovnem obdobju (dh), standardni odkloni določitve premikov (σ_{dh}), vrednosti testne statistike (T) in vrednosti kritične testne statistike pri izbrani stopnji značilnosti testa (T_{krit}) ter dejanska tveganja (α_{dej}) pri izračunu vrednosti testne statistike. Z zvezdico so označeni reperji s premikom večjim od trikratne vrednosti standardnega odklona premika.

Na osnovi velikosti sprememb izravnanih vrednosti višin, velikosti standardnega odklona določitve vertikalnih premikov in vrednosti dejanskega tveganja lahko postavimo trditev o nestabilnosti posameznega reperja. Z modro barvo so v spodnjih preglednicah označeni reperji, za katere lahko z veliko verjetnostjo trdimo, da so nestabilni. Skrajno desno v preglednicah je podana informacija o stabilnosti posameznega reperja, glede na geološko določene kategorije stabilnosti. Oznake A, B, B* in C označujejo kategorije stabilnosti reperjev, glede na geološko podlago in stabilnost samega objekta v katerega je reper vgrajen. Reperji, ki spadajo v kategorijo A so po oceni geologov najbolj stabilni, reperji v skupini B so pogojno stabilni, reperji v kategoriji C pa najmanj stabilni oz. najmanj primerni za interpretacijo geodinamičnega dogajanja.

Ocena, da se je določena geodetska točka dejansko premaknila in sprememba položaja oziroma višine ni posledica lastnega premika točke, je verjetnejša takrat, ko je premik točke vsaj trikrat (praksa!) večji od natančnosti določitve premika. Uporaba kompleksnejših statističnih ocen za določevanje značilnosti premikov nam da še boljšo osnovo za to, da z določeno stopnjo verjetnosti trdimo, da se je posamezna točka dejansko premaknila.

Preglednica 21: Premiki reperjev med letom 1995 in 1997

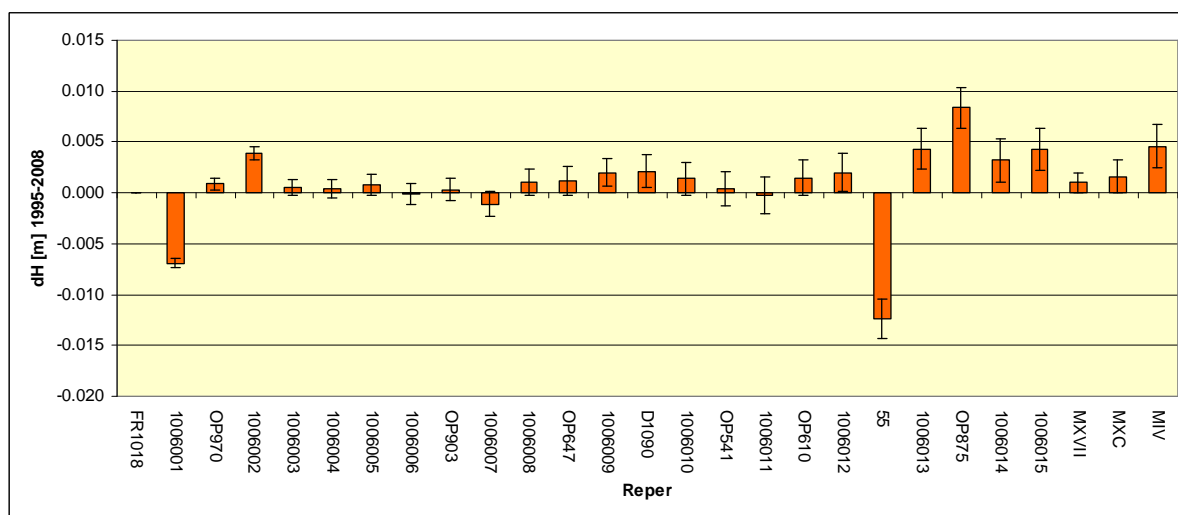
Reper	dh [m]	σ_{dh} [mm]	T	T_{krit}	α_{dej} [%]	$3^* \sigma_{dh}$	Kategorija
FR1018	0.0000						A
1006001	-0.0009	0.4	-2.3265	1.96	2.00		C
OP970	0.0011	0.6	1.9253	1.96	5.42		C
1006002	0.0054	0.6	8.7170	1.96	0.00	*	C
1006003	0.0010	0.7	1.4168	1.96	15.65		B*
1006004	0.0007	0.8	0.8187	1.96	41.29		B*
1006005	0.0002	0.9	0.2771	1.96	78.17		B*
1006006	-0.0005	1.0	-0.5482	1.96	58.36		B*
OP903	-0.0006	1.0	-0.5990	1.96	54.92		B
1006007	-0.0011	1.1	-1.0035	1.96	31.56		C
1006008	-0.0011	1.2	-0.9180	1.96	35.86		C
OP647	-0.0011	1.3	-0.8497	1.96	39.55		B*
1006009	-0.0010	1.3	-0.7643	1.96	44.47		B*
D1090	0.0004	1.4	0.2518	1.96	80.12		/
1006010	-0.0005	1.5	-0.3085	1.96	75.77		B
OP541	-0.0008	1.6	-0.5075	1.96	61.18		B*
1006011	-0.0010	1.6	-0.6349	1.96	52.55		B*
OP610	0.0005	1.7	0.3234	1.96	74.64		B*
1006012	0.0003	1.7	0.1909	1.96	84.86		C
55	-0.0007	1.8	-0.3688	1.96	71.23		C
1006013	0.0015	1.8	0.8540	1.96	39.31		B*
OP875	0.0022	1.8	1.2011	1.96	22.97		B*
1006014	0.0015	1.9	0.8018	1.96	42.26		B*
1006015	0.0017	2.0	0.8635	1.96	38.79		B*
MXVII	0.0002	0.9	0.2767	1.96	78.20		B*
MXC	0.0004	1.4	0.2517	1.96	80.13		B*
MIV	0.0017	2.0	0.8633	1.96	38.80		B*



Slika 33: Grafični prikaz premikov in ocena natančnosti premikov reperjev (1995 - 1997)

Preglednica 22: Premiki reperjev med letom 1995 in 2008

Reper	dh [m]	σ_{dh} [mm]	T	T_{krit}	α_{dej} [%]	$3^* \sigma_{dh}$	Kategorija
FR1018	0.0000						A
1006001	-0.0069	0.4	-17.1109	1.96	0.00	*	C
OP970	0.0009	0.6	1.4136	1.96	15.75		C
1006002	0.0039	0.7	5.7454	1.96	0.00	*	C
1006003	0.0005	0.8	0.6499	1.96	51.58		B*
1006004	0.0004	0.9	0.4218	1.96	67.32		B*
1006005	0.0008	1.0	0.7938	1.96	42.73		B*
1006006	-0.0001	1.0	-0.0576	1.96	95.41		B*
OP903	0.0003	1.1	0.3044	1.96	76.08		B
1006007	-0.0011	1.2	-0.9119	1.96	36.18		C
1006008	0.0010	1.3	0.7416	1.96	45.83		C
OP647	0.0012	1.4	0.8335	1.96	40.46		B*
1006009	0.0020	1.4	1.3676	1.96	17.14		B*
D1090	0.0021	1.6	1.3710	1.96	17.04		/
1006010	0.0014	1.6	0.8556	1.96	39.22		B
OP541	0.0004	1.7	0.2594	1.96	79.53		B*
1006011	-0.0002	1.8	-0.0905	1.96	92.79		B*
OP610	0.0015	1.8	0.8076	1.96	41.93		B*
1006012	0.0020	1.9	1.0876	1.96	27.68		C
55	-0.0124	1.9	-6.4397	1.96	0.00	*	C
1006013	0.0043	2.0	2.1994	1.96	2.78		B*
OP875	0.0084	2.0	4.2197	1.96	0.00	*	B*
1006014	0.0032	2.1	1.5640	1.96	11.78		B*
1006015	0.0043	2.1	2.0252	1.96	4.28		B*
MXVII	0.0010	1.0	1.0378	1.96	29.94		B*
MXC	0.0016	1.6	1.0275	1.96	30.42		B*
MIV	0.0046	2.1	2.1936	1.96	2.83		B*

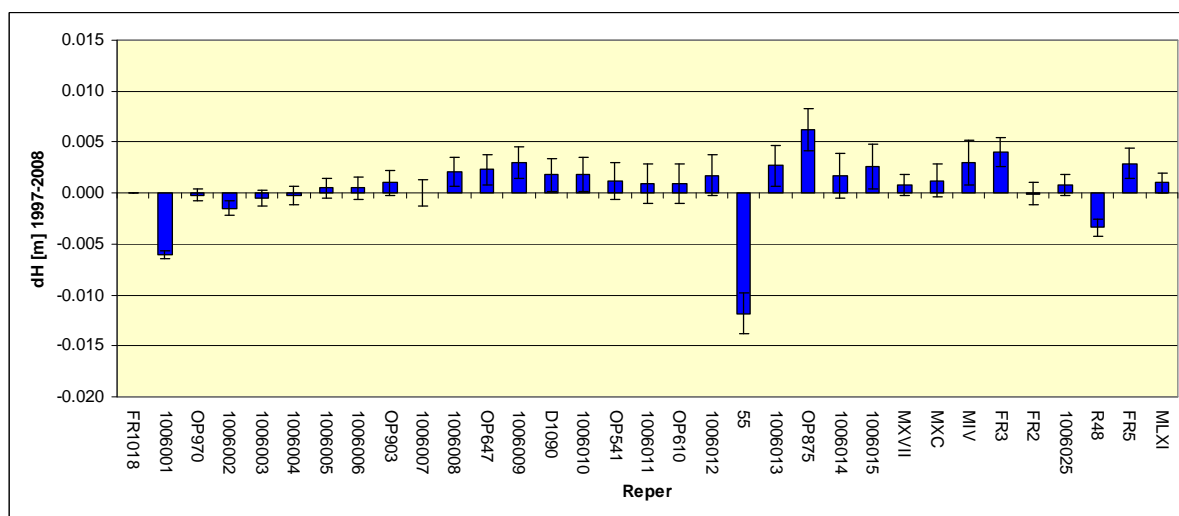


Slika 34: Grafični prikaz premikov in ocena natančnosti premikov reperjev (1995 - 2008)

Preglednica 23: Premiki reperjev med letom 1997 in 2008

Reper	dh [m]	σ_{dh} [mm]	T	T_{krit}	α_{dej} [%]	$3^* \sigma_{dh}$	Kategorija
FR1018	0.0000						A
1006001	-0.0061	0.4	-13.9614	1.96	0.00	*	C
OP970	-0.0002	0.6	-0.3247	1.96	74.54		C
1006002	-0.0015	0.7	-2.0844	1.96	3.71		C
1006003	-0.0005	0.8	-0.6116	1.96	54.08		B*
1006004	-0.0003	0.9	-0.3198	1.96	74.91		B*
1006005	0.0005	1.0	0.5035	1.96	61.46		B*
1006006	0.0005	1.1	0.4252	1.96	67.07		B*
OP903	0.0010	1.2	0.8116	1.96	41.70		B
1006007	0.0000	1.3	0.0157	1.96	98.75		C
1006008	0.0021	1.4	1.5050	1.96	13.23		C
OP647	0.0023	1.5	1.5341	1.96	12.50		B*
1006009	0.0030	1.5	1.9667	1.96	4.92		B*
D1090	0.0018	1.6	1.0827	1.96	27.90		/
1006010	0.0018	1.7	1.0831	1.96	27.88		B
OP541	0.0012	1.8	0.6897	1.96	49.04		B*
1006011	0.0009	1.9	0.4684	1.96	63.95		B*
OP610	0.0009	1.9	0.4864	1.96	62.67		B*
1006012	0.0017	2.0	0.8691	1.96	38.48		C
55	-0.0118	2.0	-5.8162	1.96	0.00	*	C
1006013	0.0027	2.0	1.3420	1.96	17.96		B*
OP875	0.0062	2.1	2.9620	1.96	0.31		B*
1006014	0.0017	2.2	0.7840	1.96	43.31		B*
1006015	0.0026	2.2	1.1688	1.96	24.25		B*
MXVII	0.0008	1.0	0.7337	1.96	46.31		A
MXC	0.0012	1.6	0.7568	1.96	44.92		A
MIV	0.0030	2.2	1.3298	1.96	18.36		B*
FR3	0.0040	1.4	2.8148	1.96	0.49		C
FR2	-0.0001	1.1	-0.1422	1.96	88.69		A
1006025	0.0008	1.0	0.8006	1.96	42.33		B*
R48	-0.0034	0.8	-4.4465	1.96	0.00	*	C
FR5	0.0029	1.5	1.8662	1.96	6.20		A
MLXI	0.0010	1.0	1.0567	1.96	29.07		B*

Če analiziramo premike reperjev med leti 1997 in 2008, ki po oceni geologov veljajo za stabilne (kategorija A), vidimo, da je natančnost določitve teh reperjev med 1.1 in 1.5 mm. Njihovi premiki znašajo od 0.1 do 4 mm. Za reper FR 2 lahko z 88.69% verjetnostjo trdimo, da je stabilen. Zanimiv je reper 1006007, saj je edini za katerega med izmerama v letih 1997 in 2008 ni zaznan premik ($dh = 0.0000$ m). V tem primeru znaša dejansko tveganje $\alpha_{dej} = 98.75\%$, kar pomeni, da lahko s tolikšno verjetnostjo trdimo, da je točka stabilna.



Slika 35: Grafični prikaz premikov in ocena natančnosti premikov reperjev (1997 - 2008)

8 ZAKLJUČEK

Nobena geodetska točka stabilizirana na zemeljskem površju ne miruje, temveč spreminja svoj položaj. Točka se lahko premakne zaradi slabe lastne stabilnosti ali zaradi nestabilnosti objekta ali terena, kjer je stabilizirana. Premik točke kvalitetno pojasnimo le v primeru podrobnega poznavanja deformacijske analize, statističnega testiranja in z upoštevanjem praktičnih izkušenj. V položajni mikromreži Libna so vsi premiki določeni glede na datumski točki A in B oz. C in D. Omenjeni geodetski datum položajne mreže, določen s pomočjo S-transformacije, je bil izbran, ker se je izkazal kot najprimernejši, za določevanje premikov v obravnavani mreži. V izravnavi nivelmanskega poligona smo za datumsko točko (dani reper) vzeli fundamentalni reper FR 1018, ki je tudi edini fundamentalni reper, ki je bil uporabljen v vseh treh terminskih izmerah, ki jih obdelujemo. Vse ostale količine, ki definirajo koordinatni sistem pa pridobimo na osnovi obdelave opazovanj. S ponovljenimi opazovanji ne moremo določiti poljubno majhnih premikov točk. Določimo lahko le premike točk, ki so nekajkrat večji od relativne natančnosti določitve položajev točk v posameznih izmerah.

Na natančnost določitve premikov geodetskih točk poleg metode izmere, uporabljenega instrumentarija in pogojev v katerih merimo, vpliva tudi način obdelave podatkov izmere. V geodeziji opazujemo oz. merimo dve skupini količin: geometrijske (smeri, dolžine, višinske razlike,..) in fizikalne količine (meteorološke).

Na podlagi izmer dveh geodetskih mrež smo lahko določili položajne in višinske premike geodetskih točk na širšem območju Krškega. Končni sklep glede doseženih rezultatov meritev in izračuna mikromreže Libna je lahko podoben kot po vseh dosedanjih izmerah. Položaj karakterističnih točk ob prelomu je določen z zelo veliko natančnostjo. Polosi standardnih elips so minimalne (maksimalna vrednost velike polosi za izmero v letu 2008 znaša 0.6 mm). Primerjava izračunanih položajev talnih točk s položaji ob ničelni meritvi kaže na določene spremembe. Za potrditev, da so te spremembe posledica premikov ob prelomu pa bodo potrebne nadaljnje meritve.

V primeru nivelmanskega poligona Brestanica – Brežice so vsi premiki določeni glede na fundamentalni reper FR 1018. Na večini reperjev je izračunan premik v pozitivno smer (dviganje), glede na rezultate določitve višin reperjev v letih 1995 in 1997. V tem primeru lahko sklepamo na posedanje reperja FR 1018. Na podlagi izračunov premikov in statistične analize lahko za reperje v nivelmanskem poligonu Brestanica - Brežice zaključimo sledeče: na osnovi primerjave zadnjih dveh meritev trdimo, da so s statističnega vidika reperji 1006001, 55 in R48 nestabilni. Število nestabilnih reperjev je za eno manjše, kot med meritvami 1995 in 2008. Reperje kategorije A smo privzeli kot uporabne za oceno geodinamike in reperje kategorije B kot pogojno uporabne.

Na koncu povzemam še najpomembnejše numerične vrednosti, ki smo jih izračunali v postopku obdelave, izravnave in analiziranja premikov v terestrični mreži Libna pri Krškem in nivelmanskem poligonu Brestanica - Brežice. Koordinatne razlike talnih točk trigonometrične mreže Libna pri Krškem v sedmi izmeri (leto 2008), glede na ničelno izmero znašajo za prosto mrežo od -1.6 do +2.3 mm po y -osi in od -3.6 do +0.3 mm po x -osi. Elementi standardne elipse pogreškov za to mrežo (leto 2008) pa imajo sledeče vrednosti: velika polos A od 0.3 do 0.6 mm, mala polos B od 0.3 do 0.4 mm in kot zasuka θ od 31° do 171° . Natančnost določitve položaja v prosti mreži za izmero v letu 2008, torej znaša 0.6 mm. Po izravnavi obdelanih merjenih količin geometričnega nivelmana vidimo, da znašajo natančnosti določitve višin reperjev od 0.33 mm (reper 1006025) do 1.68 mm (MLXI), za izmero v letu 2008. V primeru terestrične mreže smo po izravnavi proste mreže le-to izravnali še na ostale načine. V enem od načinov smo uporabili S-transformacijo in kot datumski točki uporabili talni točki A in B, ter C in D. Kumulativni premiki v mreži za izmero v letu 2008, kjer geodetski datum tvorita točki A in B, znašajo za točko C 9.3 mm, natančnost določitve premika je 1.1 mm, za točko D pa znaša premik 11.6 mm, z natančnostjo določitve premika 1.9 mm. Za datum C in D, sta izračunana premika točk A in B. Premik točke A v letu 2008 znaša 6.7 mm in je določen z natančnostjo 0.9 mm, medtem ko se je točka B premaknila za 3.4 mm, kar je določeno z natančnostjo 1.0 mm. Vertikalni premiki reperjev med leti 1995 in 2008 se gibljejo v mejah od 0.3 mm do 8.4 mm. Natančnost določitve premikov je ocenjena v mejah od 0.4 mm do 2.1 mm.

VIRI

Ambrožič, T., Turk, G., Jamšek, Z. 2005. Navodila za uporabo programa GEM4, ver. 4.0, oktober 2005. Interna izdaja, Ljubljana, UL, FGG: 19 str.

Ambrožič, T., Turk, G. 2007. Navodila za uporabo programa VimWin, ver. 5.0, marec 2007. Interna izdaja, Ljubljana, UL, FGG: 5 str.

Ambrožič, T., Turk, G., Stopar, B. 2003. Navodila za uporabo programa PremikWin, ver. 2.0, december 2003. Interna izdaja, Ljubljana, UL, FGG: 3 str.

Ambrožič, T., Turk, G., Stopar, B. 2007. Navodila za uporabo programa PremikWin1, ver. 1.0, oktober 2007. Interna izdaja, Ljubljana, UL, FGG: 5 str.

Ambrožič, T. 2003/2004. Geodezija 1. Zapiski s predavanj. Ljubljana, UL, FGG.

Buršič, B. 2006. Vzpostavitev sodobne mareografske postaje. Diplomaska naloga. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodetska smer: 100 str.

Frankić, K. 2007. Skripta za račun izjednačenja. Sarajevo, Građevinski fakultet, Odsek za geodeziju: 300 str.

Kne, B. 2004. Izmera geodinamične mreže Libna. Diplomaska naloga. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodetska smer: 51 str.

Kogoj, D., Stopar, B. 2008. Geodetska izmera. Strokovni izpit iz geodetske stroke. Matična sekcija geodetov.

http://www.izs.si/fileadmin/dokumenti/strokovni_izpiti/msgeo/geodetska_izmera.pdf

(21.1.2008)

Kogoj, D. 2000. Geodetske meritve stabilnosti tal ob tektonskih prelomih na območju Slovenije. Geodetski vestnik 44, 1&2: 53-71.

<http://www.geodetski-vestnik.com/44/gv44-12.pdf> (5.7.2008)

Kogoj, D., Ambrožič, T., Bogatin, S., Stegenšek, B., Mencin, A. 2005. XX. izmera HE Vrhovo. Ljubljana, UL, FGG, Katedra za geodezijo.

Kogoj, D. 2004/2005. Geodezija 2. Zapiski s predavanj. Ljubljana, UL, FGG.

Koler, B., Medved, K., Kuhar, M. 2007. Uvajanje sodobnega višinskega sistema v Sloveniji. Geodetski vestnik 51, 4: 777-792.

Koler, B., Breznikar, A. 1999. Določitev vertikalnih premikov na območju Krškega in Krške kotline. V: 4. strokovno srečanje Slovenskega združenja za geodezijo in geofiziko. Vodopivec, F. (ur.) Ljubljana, Raziskovalni projekti s področja geodezije in geofizike, zbornik predavanj. Slovensko združenje za geodezijo in geofiziko. str: 31-49.

Koler, B., Vardjan, N. 2003. Analiza stanja nivelmanskih mrež Republike Slovenije. Geodetski vestnik 47, 3: 251-262.

http://www.geodetski-vestnik.com/47/3/gv47-3_251-262.pdf (12.3.2008)

Koler, B. 2006/2007. Geodezija v inženirstvu 2. Zapiski iz predavanj. Ljubljana, UL, FGG.

Komadina, Ž. 2007. Dejavnosti Geodetske uprave RS pri vzpostavljanju evropskega koordinatnega sistema. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Geodetska uprava Republike Slovenije.

http://www.gu.gov.si/fileadmin/gu.gov.si/pageuploads/GRADIVA/ogs/Komadina_2007.pdf
(12.5.2008)

Lisec, A. 2002. Analiza višinskih sistemov na osnovi nivelmanske in relativne gravimetrične izmere nivelmanske zanke Malija. Diplomaska naloga. Ljubljana. UL, FGG, Oddelek za geodezijo.

Marjetič, A., Stopar, B. 2007. Geodetski datum in S-transformacija. Geodetski vestnik 51, 3: 549-564.

http://www.geodetski-vestnik.com/51/3/gv51-3_549-564.pdf (16.6.2008)

Nvatlas. 2008.

http://gis.arso.gov.si/atlasokolja/profile.aspx?id=Atlas_Okolja_AXL@Arso (3.7.2008)

Poljak, M., 1997. Geološka interpretacija geodetskih meritev v okviru Projekta stalnega določanja tektonskih premikov v okolici JE Krško. Ljubljana, Geološki zavod Ljubljana, Inštitut za geologijo, geotehniko in geofiziko: 12 str.

Rižnar, I., Koler, B. & Bavec, M. 2005. Identifikacija potencialno aktivnih struktur vzdolž reke Save na podlagi topografskih podatkov in podatkov nivelmanskega vlaka. Geologija 48, 1: 107-113.

http://www.geozs.si/publikacije_arhiv/Clanki/Geologija_48_1/riznar_etal_48_1.pdf
(15.5.2008)

Savšek-Safić, S. 2002. Ugotavljanje premikov z metodami deformacijske analize. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo: 9 str.

<http://www.fgg.uni-lj.si/sugg/referati/2002/Savsek2002.pdf> (15.3.2008)

Savšek-Safić, S., Ambrožič, T., Stopar, B., Turk, G. 2003. Ugotavljanje premikov točk v geodetski mreži. Geodetski vestnik 47, 1&2: 7-17.

http://www.geodetski-vestnik.com/47/12/gv47-1_007-017.pdf (4.5.2008)

Savšek-Safić, S., Ambrožič, T., Kogoj, D. 2007. Terestrična izmera mikromreže pri vzpostavitvi mareografske postaje Koper. Geodetski vestnik 51, 1: 48-58.

http://www.geodetski-vestnik.com/51/1/gv51-1_048-058.pdf (10.3.2008)

Skube, K. 2006. Vertikalni premiki reperjev na objektih NE Krško med leti 2002 in 2006. Diplomaska naloga. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Geodetska smer: 76 str.

Stopar, B., Koler, B., Kuhar, M. 2008. Osnovni geodetski sistem. Strokovni izpit iz geodetske stroke. Matična sekcija geodetov.

http://www.izs.si/fileadmin/dokumenti/strokovni_izpiti/msgeo/Osnovni_geodetski_sistem.pdf
(21.1.2008)

Stopar, B. 2006/2007. Višja geodezija 3. Zapiski s predavanj. Ljubljana, UL, FGG.

Stopar, B. 2007. Vzpostavitev ESRS v Sloveniji. Geodetski vestnik 51, 4: 763-776.

Vodopivec, F., Kogoj, D., Ambrožič, Koler, B., Kuhar, M., Pajer, M., Stegenšek, B., Jaklič, S., Stopar, B., Pavlovčič, P., Grigillo, D., Kozmus, K. 2001. Raziskovalno delo programske skupine P0-0509-0792-01 geodezija in zaključno poročilo Projekta stalnega določanja tektonskih premikov vzdolž orliškega preloma. Ljubljana, UL, FGG, Oddelek za geodezijo, Katedra za geodezijo.

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

http://www.geodetski-vestnik.com/49/1/gv49-1_009-017.pdf (12.3.2008)

Žagar, T., Špiler J., Novšak M. 2007. Geotechnical, Geological, and Seismological (GG&S) Evaluations for the New Nuclear Power Plant at the Krško Site (NPP Krško II). Technical specification. Specification Number SP-TS-03/2006: 16 str.