

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:

Jasna Vajda

**Metode merjenja vertikalnih premikov in
deformacij pri obremenilnem preizkusu
viadukta**

Diplomska naloga št.: 661

Mentor:
doc. dr. Aleš Breznikar

Ljubljana, 25. 11. 2005

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisana Jasna Vajda izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom:
„Metode merjenja vertikalnih premikov in deformacij pri obremenilnem preizkusu viadukta“.

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

Ljubljana, 15. 11. 2005

(podpis)

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN

UDK: 528.48:624.21:625.745.1(043.2)
Avtorica: Jasna Vajda
Naslov: Metode merjenja vertikalnih premikov in deformacij pri obremenilnem preizkusu viadukta
Mentor: Doc.dr. Aleš Breznikar
Somentor: Doc.dr. Boštjan Kovačič
Obseg in oprema: 95 str., 18 pregl., 62 sl., 26 en., 5 graf., 5 prilog
Ključne besede: Geodezija, viadukt Črni Kal, obremenilni preizkus, vertikalni premiki, deformacije

Izvleček

Namen diplomske naloge je predstaviti potek obremenilnega preizkusa viadukta Črni Kal, ki je s 1065 metri dolžine in 95 metri višine najvišjega stebra trenutno največji viadukt v Sloveniji. V diplomski nalogi so predstavljene metode, ki jih uporabljamo za izvedbo obremenilnih preizkusov, s poudarkom na geodetskih metodah, ki smo jih uporabili za merejnje premikov pri statični obtežbi. Prav tako so predstavljeni in ustrezno ovrednoteni rezultati izvedenih meritev. Viadukt Črni Kal se je v vseh fazah obremenilne preizkušnje obnašal v skladu s pričakovanji, kar pomeni, da so bile izmerjene statične in dinamične vrednosti premikov manjše od računskih vrednosti. Na ta način smo dokazali, da je konstrukcija sposobna varno prevzeti projektno obremenitev in služiti predvidenemu namenu.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 528.48:624.21:625.745.1(043.2)
Author: Jasna Vajda
Title: Methods for measurement of vertical displacements and deformations during loading tests of viaducts
Supervisor: Doc.dr. Aleš Breznikar
Co-supervisor: Doc.dr. Boštjan Kovačič
Notes: 95 p., 18 tab., 62 fig., 26 eq., 5 graph., 5 annex.
Key words: Geodesy, viaduct Črni Kal, loading tests, vertical displacements, deformations

Abstract

The present diploma work discusses the procedure of the load test performed on viaduct Črni Kal. With the length of 1065 m and the maximal height of 95 m, Črni Kal is the largest viaduct in Slovenia at the moment. The diploma treats different methods, which are used during load tests. Special emphasis is laid on geodetic methods, by which vertical displacements during static loads are measured. Besides, the results of the Črni Kal load test are presented and appropriately interpreted. During single load phases the viaduct responded as expected. The measured vertical displacements were smaller than the values, obtained by the preliminary numerical analysis. Accordingly we conclude that viaduct Črni Kal is able to carry all expected loads and can therefore safely serve its purpose.

ZAHVALA

Za pomoč in vodenje pri izdelavi diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc.dr. Alešu Breznikarju in somentorju doc.dr. Boštjanu Kovačiču. Prav tako se zahvaljujem vsem, ki so sodelovali pri obremenilni preizkušnji viadukta Črni kal in so mi kakorkoli pomagali.

Posebna zahvala velja moji družini, ki so mi omogočili študij in vsem, ki so kakorkoli pripomogli k uspešnemu zaključku študija.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
1.1	Opredelitev problema	2
1.2	Namen diplomskega dela	2
1.3	Uporabljena metoda	2
1.4	Zgodovinski pregled dosedanjih opazovanj	3
2	KONTROLNE MERITVE	6
2.1	Geometrijske spremembe objekta	7
2.2	Vrste premikov in deformacij	8
2.3	Obremenilni preizkusi	10
2.3.1	Napetosti v objektu	10
2.3.2	Dinamično in statično opazovanje objektov	12
2.3.3	Projekt in program merjenja premikov in deformacij	13
2.3.4	Izbor merskega postopka	14
3	METODE DOLOČANJA PREMIKOV IN DEFORMACIJ	17
3.1	Geodetske metode določanja premikov in deformacij	17
3.1.1	Geometrijski model objekta	18
3.1.2	Prisotnost pogreškov v rezultatih meritev	22
3.1.3	Natančnost meritev	24
3.2	Fizikalne metode opazovanja premikov in deformacij	25
4	DEFORMACIJSKI MODELI	27
4.1	Kinematični deformacijski model	27
4.2	Dinamični deformacijski model	28
4.2.1	Nenadna sprememba vplivne količine	30
4.2.2	Linearna sprememba vplivne količine	32
4.2.3	Časovno sinusne spremembe vplivne (vplivnih) količin	34
4.3	Deformacijska analiza	35
5	INSTRUMENTI IN METODE ZA MERJENJE VERIKALNIH PREMIKOV IN DEFORMACIJ	37
5.1	Geodetski instrumenti za merjenje premikov	37
5.1.1	Elektronski tahimetri	37
5.1.2	Nivelirji	42

5.1.3	Uporaba GPS-ja za merjenje premikov	48
5.2	Merjenje premikov z instrumenti, ki se uporabljajo pri fizikalnih metodah	50
5.2.1	Merilni lističi	50
5.2.2	Induktivni merilniki	52
5.2.3	Ekstenziometri	54
5.2.4	Klinometri	56
5.3	Primerjava geodetskih instrumentov za merjenje premikov	58
6	OBREMENILNI PREIZKUS VIADUKTA ČRNI KAL	60
6.1	Projekt Črni Kal	61
6.2	Kontrolne meritve med gradnjo	64
6.3	Potek obremenilne preizkušnje	65
6.3.1	Statični del obremenilne preizkušnje	66
6.3.2	Dinamični del obremenilne preizkušnje	67
6.4	Merjenje vertikalnih premikov	68
6.4.1	Metoda in instrumentarij	70
6.4.2	Stabilizacija kontrolnih točk	71
6.4.3	Stabilizacija stojiščnih točk	73
6.5	Rezultati obremenilne preizkušnje – Vertikalni premiki	74
6.5.1	Računske in merjene vrednosti premikov	74
6.5.2	Izmerjeni maksimalni premiki	76
6.5.3	Rezultati vertikalni premikov v obtežni fazi 17	78
6.5.4	Posedki podpor	81
6.5.5	Natančnost izmernih vertikalnih premikov	83
6.5.6	Najpogostejši pogoški pri merjenju vertikalnih premikov z elektronskimi tahimetri	85
6.5.7	Pogrešek višinske razlike pri trigonometričnem višinomerstvu	87
7	ZAKLJUČEK	92
VIRI		94
PRILOGE		
	Priloga A: Situacija merskih mest - vzdolžni prerez	
	Priloga B: Situacija merskih mest - tloris	
	Priloga C: Situacija merskih mest premikov - prečni prerez	
	Priloga D: Obremenilne faze - faze 14-17	
	Priloga E: Obremenilne faze	

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1 :	Prikaz prednosti in slabosti geodetskih merskih instrumentov	59
Preglednica 2:	Splošni podatki o gradnji viadukta	60
Preglednica 3:	Rezultati računske analize vertikalnih premikov za posamezna polja	64
Preglednica 4 :	Pregled faz obremenilnega preizkusa	66
Preglednica 5:	Izvajalci geodetskih meritev	69
Preglednica 6:	Razpored opravljenih meritev	69
Preglednica 7:	Pregled lastnosti elektronskega tahimetra	71
Preglednica 8:	Število in lokacija kontrolnih točk po posameznih poljih	72
Preglednica 9:	Primerjava izračunanih in izmerjenih vrednosti vertikalnih premikov	75
Preglednica 10:	Maksimalni vertikalni premiki, izmerjeni vzdolž viadukta	77
Preglednica 11:	Vertikalni premiki desnega objekta	79
Preglednica 12:	Vertikalni premiki levega objekta	80
Preglednica 13:	Posedki podpor	82
Preglednica 14:	Točka na podpori 4 levega objekta	84
Preglednica 15:	Točka na sredina četrtega polja levega objekta	84
Preglednica 16:	Točka na podpori 5 levega objekta	85
Preglednica 17:	Podatki proizvajalca elektronskih tahimetrov znamke Nikon	89
Preglednica 18:	Izračunane vrednosti pogreškov višinskih razlik za najznačilnejše primere izmerjenih dolžin z odgovovarjajočimi verikalnimi koti	90

KAZALO SLIK

Slika 1: Viadukt Črni Kal	3
Slika 2: Primer postavitve tovornjakov med objekti	3
Slika 3: Delitev geometrijskih sprememb	7
Slika 4: Prikaz premikov in deformacij na objektu	8
Slika 5: Tipalo za merjenje temperature v betonu	11
Slika 6: Spremljanje spreminjanje temperature na računalniškem monitorju	11
Slika 7: Prednapeta votla plošča tipa PVP 5	12
Slika 8: Prednapeta votla plošča tipa PVP 5 pod obremenitvijo	12
Slika 9: Aperiodične deformacije	16
Slika 10: Geometrijski model objekta	19
Slika 11: Kontrolne točke na prekladni konstrukciji ter podporah viadukta	20
Slika 12: Časovna poenostavitev izmere	21
Slika 13: Interpolacija poteka obnašanja objekta iz diskretnih meritev deformacij	22
Slika 14: Enostaven kinematični model	28
Slika 15: Splošni dinamični deformacijski model	29
Slika 16: Nenadna sprememba vplivne količine	30
Slika 17: Odziv konstrukcije na nenadno spremembo vplivne količine	31
Slika 18: Linearna sprememba vplivne količine	32
Slika 19: Odziv objekta zaradi linearne spremembe vplivne količine	33
Slika 20: Sinusno spreminjanje vplivne količine in odzivanje objekta	34
Slika 21: Elektronski tahimeter znamke Leica serija TC/TCA 2003	38
Slika 22: Elektronski tahimeter znamke Nikon DTM – 801 serija DTM – 831	38
Slika 23: Prizme stabilizirane na objekt	39
Slika 24: Refleksijske tarče nalepljene na viaduktu	39
Slika 25: Uporaba tahimatra za izvajanje obremenilnega preizkusa	40
Slika 26: Merjenje vertikalnih premikov s pomočjo geometričnega nivelmana	43
Slika 27: Ovirana vizura	44
Slika 28: Izognitev oviri z uporabo dveh nivelirjev	45
Slika 29: Digitalni nivelir Zeiss DiNi 21	45

Slika 30: Nivelir NIKON AE 7C z dodatnim mikrometrom	45
Slika 31: Senzor Nikon-EPS	47
Slika 32: Laserski nivelir	47
Slika 33: GPS kontrolne točke na pregradi Ederatal	49
Slika 34: Shema merilnega lističa	51
Slika 35: Merilni listič, pritrjen na armaturi	52
Slika 36: Merilni listič, pritrjen v notranjosti merjenega objekta	52
Slika 37: Shema induktivnega merilnika	53
Slika 38: Induktivni merilnik, pritrjen na kovinsko konstrukcijo	54
Slika 39: Induktivni merilnik	54
Slika 40: Princip merjenja z ekstenziometrom	55
Slika 41: Ekstenziometer, stabiliziran v notranjosti viadukta	56
Slika 42: Osnovna izvedba klinometra	57
Slika 43: Klinometer pritrjen na steno objekta	58
Slika 44: Prečni prerez viadukta	60
Slika 45: Gradnja viadukta Črni Kal	61
Slika 46: Situacija avtocestnega odseka Klanec – Ankaran	62
Slika 47: Vzdolžni prerez odseka Klanec – Ankaran	62
Slika 48: Podrobni načrti za vsak del konstrukcije in gradbeno fazo	63
Slika 49: Analiza vplivov vetra na objekt	63
Slika 50: Analiza vplivov vetra na objekt in vozila	63
Slika 51: Vgradnja merilnikov temperature	64
Slika 52: Merilni listič na armaturi	64
Slika 53: Rezultati merjenja temperature	65
Slika 54: Nikon znamke DTM 730	71
Slika 55: Nikon znamke DTM 830	71
Slika 56: Refleksijska tarča znamke Leica	72
Slika 57: Refleksijska tarča nalepljena na spodnjo stran viadukta	72
Slika 58: 2 dodatni točki na stebru 5	73
Slika 59: Steber 5	73
Slika 60: Armirani betonski steber z navojno ploščo	74
Slika 61: Stojiščne točke na prvih treh poljih	74

Slika 62: Postavitev tovornjakov med obtežno fazo 17

78

KAZALO GRAFOV

Graf 1 : Primerjava merjenih in računskih vrednosti premikov za levi objekt	75
Graf 2 : Primerjava merjenih in računskih vrednosti premikov za desni objekt	76
Graf 3: Izmerjeni maksimalni vertikalni premiki vzdolž viadukta	77
Graf 4: Prikaz vertikalnih premikov levega in desnega objekta	81
Graf 5: Prikaz posedkov podpor levega in desnega objekta	82

1 UVOD

Kontrolne meritve gradbenih objektov čedalje bolj pridobivajo na pomenu. Za gradnjo imamo na voljo vse manj prostora, zato posamezne objekte gradimo tudi na območjih, ki so do nedavnega veljala kot neprimerna za pozidavo. Konstrukcije novejšega časa postajajo vse večje in drznejše in tako zahtevajo obširnejše kontrolne meritve. Tudi obstoječe starejše objekte je potrebno ustrezno vzdrževati. S pravočasnim odkrivanjem in odpravljanjem manjših napak lahko preprečimo pojav večjih poškodb, ki zahtevajo draga popravila oziroma sanacije. Zato je interes vsakega lastnika gradbenega objekta izvajanje kontrolnih meritev, saj ima vsak objekt določeno vrednost, ki jo je potrebno ohraniti.

Osnovna naloga geodetskih kontrolnih meritev je zajeti geometrijske spremembe merjenega objekta, oziroma ugotoviti njegove premike in deformacije. V ožjem pomenu je to določanje sprememb položaja in oblike objekta glede na okolico v odvisnosti od časa. Objekt opazujemo z namenom, da pridobimo podatke o njegovi varnosti pri uporabi ali za študije njegovega obnašanja s ciljem, da izboljšamo projektiranje podobnih objektov v prihodnosti.

Osnovni cilji geodetskih kontrolnih meritev so [Möser M., 2000]:

- pridobiti dokazila za nemoteno in varno delovanje ter stabilnost merjenega objekta,
- pravočasno zajeti geometrijske spremembe merjenega objekta, tako da ne obstaja oz. se vsaj zmanjša nevarnost za merjeni objekt in njegovo okolico. Večji dogodki se namreč v splošnem napovejo s spremembo geometrijskih lastnosti,
- zbiranje podatkov za razumevanje vzrokov nastanka sprememb geometrijskih lastnosti,
- omogočanje napovedi domnevnega obnašanja v bližnji prihodnosti in obnašanja pod določeno obremenitvijo,
- kontrolirati materialne lastnosti in značilnosti konstrukcije, da bi bolje spoznali obnašanje objekta in možnosti za natančnejše napovedi njegovega obnašanja,
- pridobiti izkušnje oziroma znanje za primerljive projekte v prihodnosti, predvsem planiranje podobnih konstrukcij in njihovo sanacijo.

1.1 OPREDELITEV PROBLEMA

Osnovni namen obremenilnega preizkusa je ugotovitev obnašanja dokončane objekta pod določeno obremenitvijo in primerjava z rezultati predhodnega statičnega izračuna. Obremenilni preizkusi so sestavljeni iz dveh delov, statičnega in dinamičnega. Pri statičnem delu merimo premike konstrukcije pod statično obtežbo, pri dinamičnem pa ugotavljamo obnašanje objekta pod dinamično obtežbo (udarno in vibracijsko). Za meritve uporabljamo geodetske in fizikalne metode. Z geodetskimi metodami merimo premike pri statični obtežbi, fizikalne pa predvsem pri dinamičnih preizkusih.

1.2 NAMEN DIPLOMSKEGA DELA

Namen diplomske naloge je predstaviti potek obremenilnega preizkusa viadukta Črni Kal, ki je s 1065 metri dolžine in 95 metri višine najvišjega stebra trenutno največji viadukt v Sloveniji. V diplomski nalogi so predstavljene metode, ki jih uporabljamo za izvedbo obremenilnih preizkusov, s poudarkom na geodetskih metodah, ki smo jih uporabili za merjenje premikov pri statični obtežbi. Prav tako so predstavljeni in ustrezno ovrednoteni rezultati izvedenih meritev.

1.3 UPORABLJENA METODA

Preizkusna obremenitev je bila izvedena z 48 tovornjaki s skupno maso 1200 ton, ki so bili v različnih razporeditvah postavljeni na viadukt.

Za merjenje premikov lahko uporabimo več geodetskih metod. Izbor posamezne metode je odvisen od vrste konstrukcije, vrste materiala, predvidene natančnosti merjenja, razpoložljivih sredstev in časovnem intervalu meritev. Za registracijo premikov konstrukcije smo uporabili elektronske tahimetre (znamka Nikon DTM-730 in 830), s katerimi smo merili premike s predhodno stabiliziranih stojišč pod viaduktom. Merska mesta oziroma karakteristične točke viadukta, ki jih je predhodno določil statik, smo signalizirali s pomočjo refleksijskih tarč in beležili tri značilna stanja viadukta:

- prvo- pred obtežbo - začetno stanje,
- drugo- pod vplivom obtežbe,
- tretje- po razbremenitvi konstrukcije.



Slika 1: Viadukt Črni Kal



Slika 2: Primer postavitve tovornjakov med obremenilno preizkušnjo

1.4 ZGODOVINSKI PREGLED DOSEDANJIH OPAZOVANJ

Prve začetke strokovnih pregledov zasledimo v XV. stoletju, ko je Leonardo da Vinci kot prvi raziskoval obnašanja različnih oblik konstrukcij. Podobne raziskave je opravljala Galileo Galilei v XVI. stoletju, ki je poskušal dognati odvisnost obnašanja konstrukcije od različnih zunanjih sil. Ker pa v tem času še ni bil poznan zakon o elastičnosti konstrukcij, so bile njegove sicer v principih pravilno zastavljene predpostavke precej netočne. Tudi Galilei, Bernoulli, Leibnitz, Culon in ostali so se ukvarjali z vprašanjem nosilnosti, lomi in deformacijami konstrukcij, za kar so v glavnem uporabljali različne modele. Prva raziskovanja armiranobetonskih konstrukcij so bila izvedena leta 1866 v Nemčiji. Rezultati so pokazali, da je nosilnost armiranobetonskih plošč petkrat večja od odgovarjajočih nearmiranih konstrukcij.

Osnovna ideja merjenja deformacij s pomočjo geodetskih metod se je pojavila v prvih desetletjih prejšnjega stoletja v povezavi z gradnjo jezov, za katere ni bilo nobenih primerljivih vrednosti. Za pridobitev izkušenj so se v začetku le-ti opazovali in analizirali zelo natančno. Izhodišče razvoja je bilo, zaradi naravnih pogojev, predvsem v alpskih državah

srednje Evrope, pa tudi na območju Rusije in drugih vzhodnoevropskih držav. Prve metode, ki so se uporabljale za kontrolne meritve v inženirski geodeziji, izhajajo iz merjenja odklikov od horizontalne vizure (aliman).

Za opazovanje neenakomerno porazdeljenih točk na objektu so se kasneje uporabile trigonometrične meritve, katerih prednost je večja zanesljivost in možnost izračuna natančnosti izvedenih meritev. V začetku izvajanja meritev so imele velik pomen kontrolne mreže, potrebne za določitev absolutnega premika objektov v prostoru, ki se delijo na točke geodetske mreže in kontrolne točke na objektu. Postopek analize se je delil v dva koraka, in sicer je prvi korak predstavljal ugotavljanje stabilnosti stojiščne točke oz. instrumenta, drugi korak pa določitev premika točk na objektu.

Od prvih začetkov do sredine šestdesetih let prejšnjega stoletja je zavzemala velik del takratne literature določitev stabilnosti stojiščne točke, o natančnosti izmerjenih premikov pa ni bilo veliko govora. V tem času se je deformacijska analiza omejila na spremembe koordinat točk na objektu, začela pa so se že razmišljanja o možnih vzrokih premikov točk. Tako so že v tridesetih letih prejšnjega stoletja opisali možne vzroke za obnašanje jezu. Ugotovili so, da gre za elastično gibanje, ki je posledica različnih vplivov, kot so na primer temperatura zraka in višina nivoja vode. Tukaj so že razvidni zametki današnje analize dinamičnih sistemov.

Zaradi hitrega tehnološkega razvoja se je tudi deformacijska analiza geodetskih kontrolnih mrež bistveno spremenila. Enostavne izračune so zamenjali izravnava ter izračuni verjetnosti premika točk s statističnimi testi in tako dobili s pomočjo dobljene zanesljivosti in natančnosti meritev detajlno analizo rezultatov.

Leta 1978 so v Bonnu na Kongresu merjenja deformacij ustanovili skupino za poenotenje postopkov, v katero se je vključilo pet univerzitetnih centrov. Postopki so po teh centrih dobili imena:

- postopek Hannover, ki ga je razvil H. Pelzer,
- postopek Delft, avtorja J. van Mierlo in J. J. Kok,
- postopek Karlsruhe, ki so ga razvili K. R. Koch, B. Heck, E. Kuntz in B. Meier – Hirmer,

- postopek Munchen, avtorja W. Welsch-a in
- postopek Fredericton avtorjev A. Chrzanowski, Y. Q. Chen in J. Secord.

Avtorji gornjih postopkov so postavili temelje deformacijske analize in rešili ključna vprašanja stabilnosti geodetskih mrež.

V zadnjih tridesetih letih se je veliko domačih in tujih strokovnjakov ukvarjalo z analizo premikov in deformacij, svoja spoznanja pa so opisali v številnih člankih in knjigah. Tako je na primer »negeodetske« instrumente za pregledovanje vertikalnih premikov leta 1972 opisal Sydenham. V svojem delu se je osredotočil na direktno merjenje premikov s pomočjo uporovnih, induktivnih, kapacitivnih ali optičnih merilnikov in indirektno merjenje s pomočjo elektronskih merilnikov. Omeniti velja tudi strokovnjake kot so Garratt, ki je v svojem delu leta 1979 opisal merjenje premikov manjših od 50 mm, Marjanović ter Narobe, ki nam je v svojem delu predstavil izmero, opravljeno s pomočjo induktivnega merilnika, klasičnega teodolita in preciznega nivelirja. V Sloveniji je leta 1990 bila izdana knjiga profesorja Stoparja, ki podaja podrobni opis relativnih metod merjenja deformacij.

Zadnji dve desetletji se je začela tako imenovana »digitalna revolucija«, ki ima zelo velik vpliv na uporabljeno tehnologijo za izvajanje meritev. V okviru inženirske geodezije se lahko tako približamo cilju - ugotoviti položaj in obliko merjenega objekta v prostoru in času neposredno in v vsakem trenutku.

2 KONTROLNE MERITVE

Pri določanju geometrijskih lastnosti objektov in njihovih sprememb ločimo premike naravnih in zgrajenih objektov. Zgrajene objekte lahko razdelimo na gradbene objekte (hidroelektrarne, zaježitve, premostitveni objekti ipd.) in večje strojne konstrukcije (žerjavi, dvigala, turbine ipd.).

Naravni objekti so deli zemeljskega površja. Pri premikih naravnih objektov na področju inženirske geologije in mehanike tal ugotavljamo premike zemeljske skorje in ledenikov ter napovedovanja in ugotavljanja premikov, kot so plazenje ter posedanja tal. Pri naravnih objektih služijo izmerjeni premiki kot informacija o možnih nevarnostih, ki jo predstavljajo za okolico, primernost ekonomske izrabe, ipd.

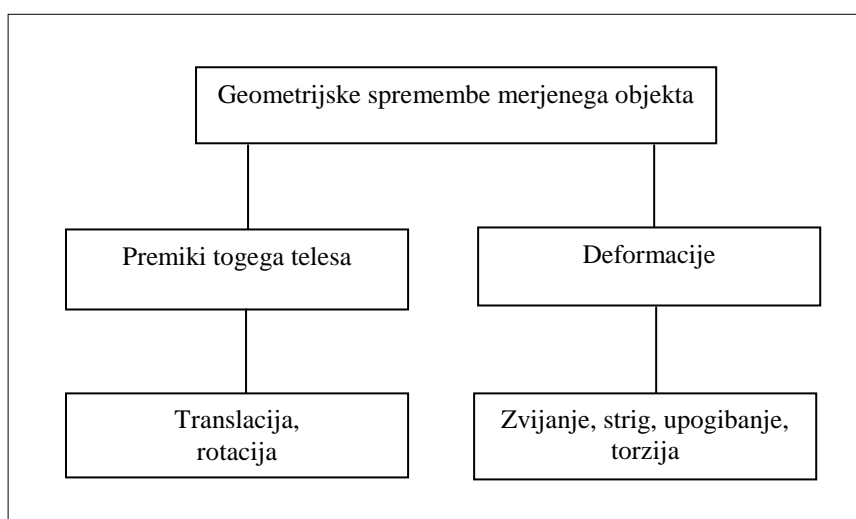
Osnovni namen kontrolnih meritev na gradbenih objektih je, da pravočasno odkrijemo napake na objektu, ki bi lahko povzročile večjo škodo oziroma predstavljajo nevarnost za okolico. Poleg tega na osnovi rezultatov kontrolnih meritev dobimo tudi podatke o lastnostih konstrukcij in materialov posameznih objektov. Omenjena spoznanja lahko uporabimo tako pri projektiranju podobnih novih objektov, kot tudi za uspešno sanacijo starih objektov.

Na strojnih in industrijskih napravah s kontrolnimi meritvami preverjamo, ali omenjene naprave lahko služijo svojemu namenu oziroma ali so izpolnjeni geometrijski pogoji, ki so predpisani za nemoteno in pravilno delovanje posameznega stroja ali celotne proizvodne linije.

Osnovni nalogi kontrolnih meritev, ki jih izvajamo na objektih, sta določitev premikov objekta v horizontalni ali vertikalni ravnini ter določitev spremembe geometrijske oblike objekta. Slednje je največkrat posledica premika objekta v prostoru oziroma deformacij, ki se zgodijo na objektu.

2.1 GEOMETRIJSKE SPREMEMBE OBJEKTA

Geometrijske spremembe se v splošnem delijo na premike togega telesa (translacija, rotacija) in deformacije (zvijanje, strig, upogibanje, torzija). V primeru premika togega telesa se geometrijski odnosi med točkami objekta ne spremenijo. Translacijo predstavlja sprememba položaja točke oziroma merjenega objekta v določeni smeri. Primer translacije v vertikalni smeri je posedanje. Z rotacijo pa razumemo zasuk telesa okoli določene osi. Primer rotacije je npr. odklon ali nagib telesa. Za spremembo od premikov se pri deformaciji spremenijo geometrijski odnosi med posameznimi točkami objekta.

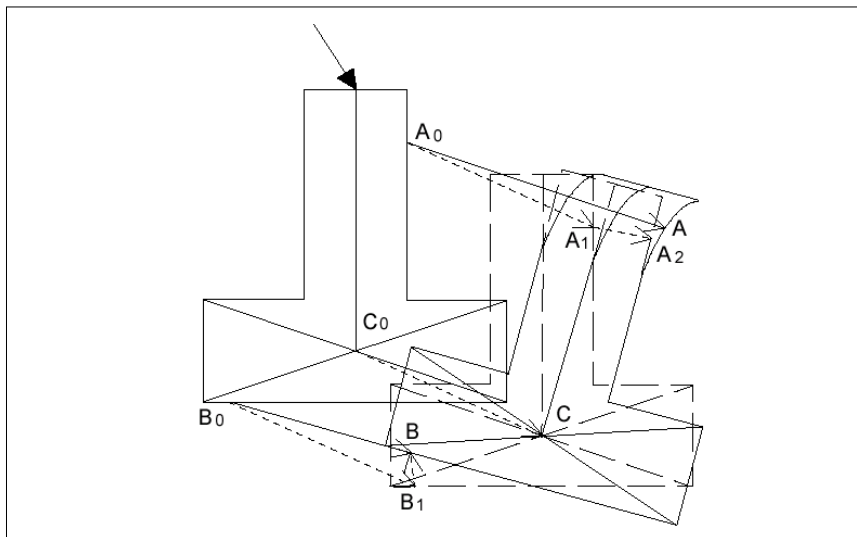


Slika 3: Delitev geometrijskih sprememb [Möser M.,2000]

V praksi se največkrat srečamo z deformacijami na objektu, ki so posledica:

- raztezanja oziroma krčenja v določeni smeri,
- striga med dvema mejnima ploskvama,
- upogiba,
- zvijanja oziroma torzije okrog določene osi objekta.

S pomočjo spodaj prikazane slike temelja lahko ponazorimo premike in deformacije ter jih zapišemo z vektorji:



Slika 4: Prikaz premikov in deformacij na objektu [Breznikar, Koler]

točka A: $\vec{a} = \vec{a} + \mathbf{a} \cdot \varphi + \mathbf{a} \cdot \varepsilon \dots$ premik točke A je posledica translacije, rotacije (φ) in deformacije (ε) stolpa,

točka B: $\vec{b} = \vec{b} + \mathbf{b} \cdot \varphi \dots$ premik točke B je posledica translacije in rotacije(φ) objekta,

točka C: $\vec{c} = \vec{c} \dots$ premik točke C je posledica translacije objekta.

2.2 VRSTE PREMIKOV IN DEFORMACIJ

Glede na hitrost in pogostost nastanka lahko premike razvrstimo v [Švarc,1987]:

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

Za opredelitev nastalih premikov na obravnavanem objektu sta potrebni najmanj dve termiski izmeri. Pogostost serij opazovanj je neposredno odvisna od velikosti premikov ter posledic, ki jih imajo premiki in deformacije opazovanega objekta na okolico. Posledice premikov objekta so deformacije objekta. V postopku ugotavljanja premikov in deformacij

lahko relativno določimo različne vrste deformacij. V splošnem delimo deformacije na plastične in elastične.

O plastični deformaciji govorimo v primeru, ko na objekt deluje neka sila, ki povzroči spremembo geometrijske oblike objekta – deformacijo na objektu, in če se ta deformacija ohrani tudi po razbremenitvi. Obravnavan objekt tako spremeni svoj izgled, prostornino ali obris in je trajno deformiran (v konstrukciji ostanejo zaostale deformacije). Ta oblika deformacij se pojavlja na naravnih objektih kot so poti, nasipi, odlagališča in se izražajo kot posedanje, udar, plazenje, nabrekanje tal ipd.

O elastični deformaciji pa govorimo takrat, ko se objekt po končanem delovanju določene sile povrne v prvotno geometrijsko obliko, ki jo je imel pred pričetkom delovanja določene sile na objekt. Pojavlja se na vseh armiranobetonskih in kovinskih pregradah, na katere delujejo tlačne in natezne sile ter temperaturni vplivi.

Po svojem delovanju imajo plastične deformacije vsekakor več negativnih posledic za konstrukcijo. Velikosti posameznih deformacij pa so lahko različne ter zahtevajo posebno obravnavo.

Pri ugotavljanju premikov in deformacij na objektu je dobro poznati tudi vzroke njihovega nastanka. V splošnem lahko te vzroke razvrstimo v naslednje skupine[Švarc,1987]:

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

2.3 OBREMENILNI PREIZKUSI

Obremenili preizkusi so potrebni zaradi ocene obnašanja novograjenega objekta ali določitev stanja obstoječih objektov pred morebitno sanacijo konstrukcije. Omogočajo nam preveritev teoretičnih predpostavk, kakor tudi določanje faktorjev, katerih vpliva na nosilnost konstrukcije ni mogoče teoretično predvideti. V primeru grajenih struktur (mostov, viaduktov, ipd.) je potrebno v železniškem prometu opraviti obremenilni preizkus na vsakem objektu daljšem od 10 metrov in v cestnem prometu v primeru, če je objekt daljši od 15 metrov (JUS UM1 046). Pri opazovanju premostitvenih objektov se v glavnem preizkušajo vertikalni premiki, saj imajo največji vpliv na konstrukcijo in njeno morebitno deformacijo, medtem ko se horizontalni premiki preizkušajo predvsem v primeru tračnih prog.

Potreba po eksperimentalnih preučevanjih se pojavlja v naslednjih primerih [Kovačič, 2000]:

- obnašanje konstrukcije v primeru preobremenitve koristne obtežbe,
- preučevanje stanja posameznih elementov konstrukcije,
- preučevanje objektov pod vplivom koristne obtežbe,
- preučevanje zanesljivosti konstrukcije.

Koristna obremenitev je predhodno podana ali izračunana, tako da lahko na osnovi analitičnih ali numeričnih izračunov določimo predvidene vertikalne premike. Osnovni parametri za interpretacijo rezultatov sta smer in velikost premika. Določanju teh parametrov se prilagodi program opazovanj in obdelava rezultatov.

2.3.1 Napetosti v objektu

V glavnem ločimo dve vrsti napetosti, ki se pojavljajo v objektu. Prve vrste napetosti nastajajo zaradi lastne teže objekta, temperaturnih razlik, v primeru betonskih konstrukcij pa tudi zaradi krčenja betona. To vrsto napetosti opazujemo že v času gradnje objekta. Temperaturne razlike zaradi segrevanja oziroma ohlajanja betona se lahko zajemajo s tipali za merjenje temperature v betonu, medtem ko se specifične deformacije armature merijo z merilnimi lističi (strain gauge-i).

Napetosti druge vrste nastajajo zaradi obremenitev pri uporabi, kar pa je odvisno od namena objekta oziroma konstrukcije. Opazovanje tovrstnih napetosti se v glavnem izvaja po izgradnji, v različnih časovnih obdobjih.



Slika 5 : Tipalo za merjenje temperature v betonu



Slika 6 : Spremljanje spreminjanja temperature na računalniškem monitorju

Pri opazovanju konstrukcije izhajamo iz načela, da jo obremenjujemo na tak način, ki po svoji velikosti in razporejenosti na konstrukcijo vpliva najintenzivnejše. V nekaterih primerih konstrukcijo obremenjujemo z bremeni večjimi od predvidenih, da bi dobili podatke o obnašanju in o »obremenilnih rezervah« konstrukcije. Nadobremenitve konstrukcije izvedemo v primeru, kadar se pričakujejo v času uporabe obremenitve, večje od predvidenih, predvsem za potrebe protipotresne gradnje. Pri tem so nam v veliko pomoč laboratorijske preiskave (Slika 7 in 8) na prednapetih votlih ploščah (PVP), ki se postopno obremenjujejo do loma. Uporabljamo PVP različnih mark betona z namenom pridobiti podatke, kako marka betona vpliva na nosilnost konstrukcije.

Tako pridobimo podatke o splošnih in lokalnih deformacijah pri obremenitvi in razbremenitvi objekta, na podlagi česar lahko odkrijemo morebitne napake pri gradnji in jih odpravimo še pred dejansko uporabo objekta. Pri tem je pomembno, da v konstrukciji ne ostajajo zaostale deformacije.



Slika 7: Prednapeta votla plošča tipa PVP 5



Slika 8: Prednapeta votla plošča tipa PVP 5 pod obremenitvijo

2.3.2 Dinamično in statično opazovanje objektov

Za določitev vertikalnih premikov konstrukcije pod vplivom obtežbe opravljamo obremenilne preizkuse v obliki dinamičnega in statičnega testa.

Dinamične teste izvajamo pri eksperimentalnih obtežbah, kjer določamo udarno in vibracijsko silo. Tovrstno opazovanje lahko izvedemo v laboratorijih ali direktno na terenu, odvisno od velikosti konstrukcije. Natančnejše rezultate dajejo laboratorijske preiskave, saj se v tem primeru uporabljajo natančnejši instrumenti in ugodne razmere za opazovanje. Glede na intenziteto obremenitve razlikujemo opazovanja pri:

- koristni obremenitvi in
- mejni obremenitvi.

Statične teste izvajamo za preizkus konstrukcije pri statičnih obremenitvah. Pri tem določamo in merimo lokalne in splošne deformacije, oziroma določamo napetostne sile v konstrukciji, v elementu konstrukcije ali v njenih delih. Pod obremenitvijo se geometrija konstrukcije ali njenih elementov spremeni, spremembe pa se odražajo s krčenjem ali raztezanjem konstrukcije, ter z medsebojnimi premiki točk.

2.3.3 Projekt in program merjenja premikov in deformacij

Pred merjenjem premikov in deformacij objektov je potrebno na osnovi splošnih karakteristik (pričakovanih premikov in deformacij) za vsak preizkus oz. meritev izdelati projekt in program merjenja.

Projekt meritev mora vsebovati [Breznikar, 1994]:

- izračun natančnosti opazovanj,
- izbor instrumenta in pribora,
- izbor metode merjenja,
- optimalne pogoje meritev,
- način stabilizacije in signalizacije točk,
- izbor postopka analize premikov in deformacij,
- test stabilnosti osnovnih točk,
- organizacijo geodetskih del,
- terminski plan opazovanj.

Program meritev pa mora v splošnem vsebovati naslednje podatke:

- predmet merjenja,
- način izvedbe preizkusne obremenitve,
- količine, ki jih je potrebno meriti, in točke, v katerih je le-te potrebno meriti,
- vrste instrumentov za merjenje predvidenih količin ter način postavljanja in odčitavanja,
- merjenje mehanskih karakteristik materiala konstrukcije na vzorcih,
- določitev strokovnega osebja, ki bo izvedlo predvidene meritve.

Meritve morajo biti organizirane tako, da se obdelava podatkov lahko izvaja v času samih merenj. Tak način omogoča izvedbo morebitnih dopolnilnih meritev in s tem celovitejše spoznavanje in preizkus obnašanja objekta.

Sam postopek meritev konstrukcij se izvaja v naslednjih fazah:

- pregled elaborata konstrukcije,
- makroskopski pregled konstrukcije,
- namestitve instrumentov v skladu z programom meritev,
- merjenje podatkov v času obremenilnega preizkusa,
- obdelava in analiza izmerjenih podatkov,
- primerjava izmerjenih in pričakovanih (izračunanih) količin in podajanje zaključkov,
- izdelava elaborata preizkusne obremenitve.

Deformacijski model je dobra osnova za planiranje merenj. V modelih je vsebovana informacija o vplivnih količinah (obtežba, bočna sila, ipd.) na obravnavani objekt, o časovnem poteku deformacije, poznavanje stanja objekta pod določeno obremenitvijo in morebitno dogajanje po prekoračitvi dovoljene obremenitve preiskovanega objekta.

2.3.4 Izbor merskega postopka

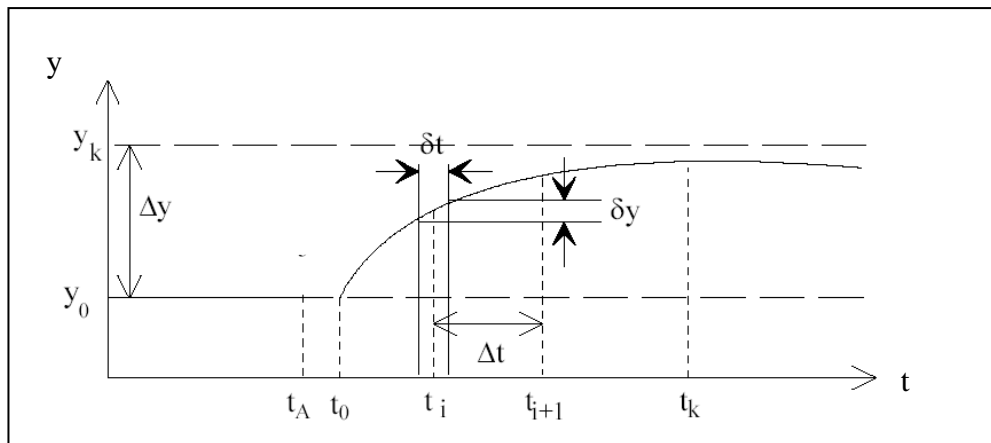
Ko imamo določene zahteve in ustrezen program meritev, lahko izberemo merski postopek. Za določitev ustreznega merskega postopka moramo upoštevati številne robne pogoje, ki jih ne moremo ovrednotiti s togimi pravili. Tako vsak primer zahteva svojo ovrednotenje mejnih pogojev in analizo, ki nam omogoča izbrati ustrezni postopek meritev. Robni pogoji značilni za posamezni objekt so [Breznikar, Koler]:

- merski postopek ne sme povzročiti dodatnih premikov in deformacij na objektu, kar pomeni, da izberemo merski postopek, ki objekta dodatno ne obremenjuje oziroma zanj ni nujen direktni pristop,
- izmera na objektu je lahko nevarna oziroma je mogoča le v določenem pogonskem stanju, kar moramo upoštevati pri izboru merskega postopka,
- za objekte, katerih deformacije ali premiki so nevarni za širšo okolico (različne pregrade), uvedemo sisteme, ki omogočajo kontinuirano spremljanje premikov in alarmiranje v primeru premikov, ki odstopajo od pričakovanih vrednosti,

- pri posameznih kontroliranih preizkusih deformiranja objektov morajo biti rezultati takoj na voljo (prevzem premostitvenih objektov pri prometnicah – obremenilni preizkus), ker je nadaljnji preizkus odvisen tudi od predhodnih rezultatov,
- natančne meritve na objektu lahko izvajamo le v primeru, ko so ostale aktivnosti na objektu ustavljene ali potekajo konstantno. Želja po čim manjši motnji proizvodnje je lahko odločilna, ko izbiramo ustrezni merski postopek,
- oprava imamo tudi z izmerami, s katerimi želimo zajeti prvotno stanje objekta, ki nam kasneje omogoča, v primeru poškodb, ustrezno adaptacijo objekta. Tako naslednjo izmero izvedemo le v primeru, če želimo ugotoviti velikost deformacije in s tem nastalo škodo. V teh primerih so zelo primerni fotogrametrični merski postopki, saj izvrednotenje posnetkov opravimo le, če je potrebno.

Ko ocenjujemo gospodarnost merskega postopka, imata velik vpliv število meritev in časovni raspored meritev. Skupni strošek za potrebe določitve deformacij na objektih lahko razdelimo v stroške za nastavitev sistema (projektiranje, stabilizacija točk, programska oprema za obdelavo in izvrednotenje merskih podatkov ipd), stroške za zagon posamezne izmere (priprava osebja in instrumenta), stroške za izmero (izvedba izmere, obdelava podatkov, analiza merskih rezultatov ipd) ter stroške za vzdrževanje, med katere spadajo zaščita sistema pred uničenjem in poškodbami. Če imamo planiranih veliko izmer, potem so začetni stroški veliki, saj običajno v tem primeru investiramo v ustrezne avtomatske merske sisteme, ki omogočajo kontinuirano spremljanje premikov in deformacij na objektu. Poleg tega je potrebno zagotoviti tudi ustrezno programsko in strojno opremo, s pomočjo katere lahko ustrezno izvrednotimo merske podatke.

V splošnem pri izboru merskega postopka upoštevamo zahtevano natančnost merskega postopka, čas, ki ga imamo na voljo, da izvedemo posamezno izmero ter ekonomičnost oziroma gospodarnost izvedbe merskega postopka. Pri izvedbi obremenilnega preizkusa viadukta se srečamo z aperiodičnimi deformacijami, kjer potrebno natančnost merjenja določa pričakovana velikost deformacije (slika 9).



Slika 9: Aperiodične deformacije [Breznikar, Koler]

Oznake na sliki:

Δt . . . čas med dvema izmerama,

Δt . . . čas izmere,

y_k . . . končno stanje deformacije,

y_0 . . . začetno stanje deformacije,

Δy . . . začetna maksimalna deformacija ($\Delta y = y_k - y_0$),

δy . . . minimalni prirastek deformacije.

Ker v splošnem maksimalne pričakovane deformacije ne poznamo oziroma je lahko določena nezanesljivo, potrebujemo za določitev zahtevane natančnosti merskega postopka minimalni prirastek deformacije δy . Slednji predstavlja minimalno razliko med dvema stanjema deformacije, ki jo še lahko določimo z zanesljivo natančnostjo (t.j. s stopnjo zaupanja vsaj 95 %). Tako lahko minimalni prirastek δy uporabimo kot mero za določitev ločilne sposobnosti instrumenta oziroma merskega postopka. Dolžina trajanja posamezne izmere pa je odvisna od pričakovane maksimalne hitrosti deformacije ter natančnosti merskega postopka, ki ga največkrat izbiramo na osnovi zahtev.

3 METODE DOLOČANJA PREMIKOV IN DEFORMACIJ

Včasih smo meritve, ki smo jih izvajali za potrebe določitve premikov objektov in deformacij na objektu, delili na geodetske in fizikalne. Danes govorimo o:

- absolutnih in
- relativnih merskih tehnikah.

Izbor metode merjenja je odvisen od več dejavnikov, kot so vrsta objekta, vrsta materiala, predvidena natančnost merjenja, trajnost raziskave, razpoložljiva sredstva, strokovnost osebja, ipd. Izbor najboljše tehnike merjenja zahteva dobro poznavanje tako same konstrukcije, kot tudi odgovorjajoče tehnike merjenja.

3.1 GEODETSKE METODE DOLOČANJA PREMIKOV IN DEFORMACIJ

Za določevanje premikov in deformacij se danes v veliki meri uporabljajo metode merjenja, razvite v inženirski geodeziji. Njihova velika prednost je, da se premiki lahko opazujejo tudi v najtežjih pogojih, ko je dostop do merskih mest na objektu težek ali nemogoč. Meritve se izvajajo s klasičnimi geodetskimi instrumenti kot so teodolit, nivelir, elektrooptični razdaljemer, GPS sprejemnik ipd. Merske metode, ki omogočajo želeno natančnost meritev in se najpogosteje uporabljajo pri določanju premikov so: triangulacija, trilateracija, poligonometrija in GPS za določanje premikov v horizontalni ravnini ter geometrični nivelman za določanje višinskih premikov. Geodetske meritve omogočajo ugotavljanje in določanje absolutnih premikov in deformacij v prostoru neodvisno od sprememb na merjenem objektu.

Omenjena opazovanja premikov lahko opravimo v državnem ali lokalnem koordinatnem sistemu. Sistem, katerega bomo uporabili določajo naslednji kriteriji:

- zadostno število kakovostno določenih točk v državnem koordinatnem sistemu v bližini obravnavanega objekta,
- možnost povezave točk na objektu s točkami državne mreže,

- možnost dovolj kakovostne izmere kotov in dolžin.

V praksi je ponavadi težko izpolniti zgoraj navedene pogoje, zato največkrat uporabimo lokalni koordinatni sistem.

Prednosti geodetskih metod predstavljajo predvsem relativna enostavnost postopkov, možnost analize podatkov v času meritev, rezultati visoke natančnosti ter hitrost meritev. Glavna pomanjkljivost geodetskih metod opazovanja premikov in deformacij je njihova nezveznost. Z geodetskimi opazovanji lahko dobimo le položaj posamezne karakteristične točke objekta v času t_i , ne pa zvezno na nekem časovnem intervalu $[t_i - t_{i+1}]$. S klasičnimi geodetskimi metodami tako nimamo možnosti določitve dejanske slike časovno odvisnih sprememb geometričnih količin. V tem primeru nam na pomoč lahko priskočijo fizikalne metode opazovanja.

3.1.1 Geometrijski model objekta

Za absolutno določitev premikov objekta v prostoru in deformacij na objektu moramo imeti stabilizirane točke geodetske mreže in kontrolne točke na objektu.

3.1.1.1 Točke geodetske mreže – S

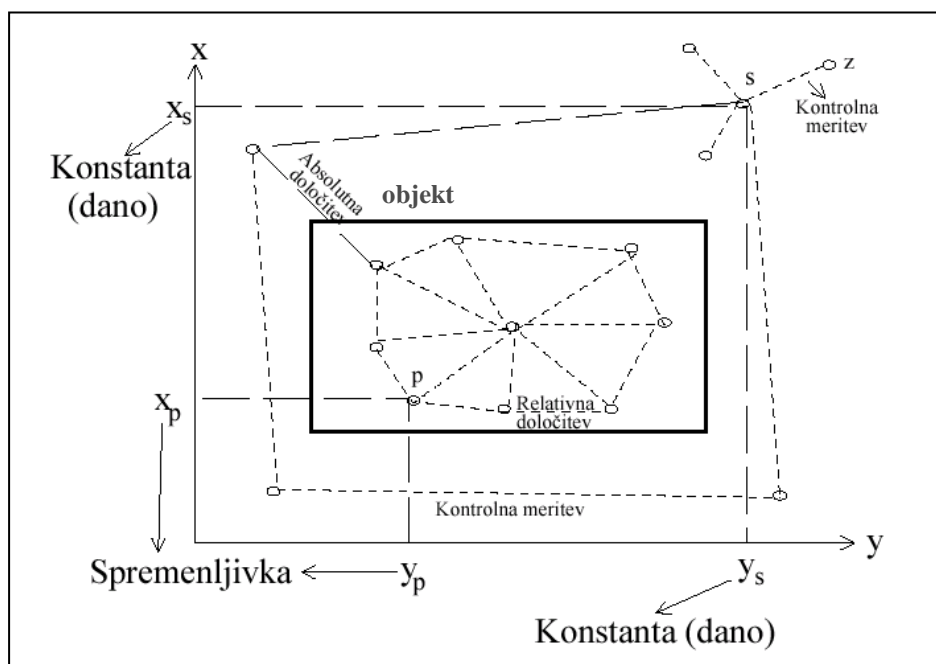
Absolutne premike (premik objekta v prostoru oziroma glede na okolico) lahko določimo z navezavo na geodetsko mrežo točk, ki morajo biti stabilizirane na stabilnem območju oziroma izven delovanja ali vpliva objekta na okolico. Mesto in vrsta stabilizacije točk so odvisna od več faktorjev, kot so na primer projekt objekta, bodoča ureditev gradbišča, geotehnična stabilnost tal ipd. V splošnem se točke geodetske mreže stabilizirajo z armiranimi betonskimi stebri. Globina temeljev zavisi od lastnosti podlage, saj nestabilna tla zahtevajo večjo globino temeljev v primerjavi s stojišči na stabilni podlagi. Na vrhu posameznih stebrov so pritrjene litoželezne navojne plošče, ki omogočajo prisilno centriranje instrumentov.

Geodetske točke so med seboj in s kontrolnimi točkami povezane preko direktno oziroma indirektno določenih merskih količin. Stabilnost danih točk kontroliramo s kontrolnimi

meritvami med dano točko in zavarovanjem. Pomembno je namreč vedeti, kaj se dogaja z instrumentom v času meritev, sploh če je teren na katerem je stojiščna točka instrumenta sorazmerno nestabilen. V primeru, da s statistično analizo ugotovimo, da so dane točke stabilne, lahko koordinate danih točk in zavarovanj obravnavamo kot konstante. Če pa se določene dane točke premaknejo, moramo te točke uvrstiti med spremenljivke, saj se v nasprotnem primeru premik dane točke prenese v premike kontrolnih točk, ki so stabilizirane na objektu. To pomeni, da ne bomo dobili dejanskega stanja na objektu, saj je premik kontrolne točke posledica premika oziroma deformacije, ki se je zgodila na objektu, in posledica premika dane točke.

3.1.1.2 Kontrolne točke na objektu – P

Vsak preizkušen objekt je predstavljen z ustreznim številom kontrolnih točk, ki so stabilizirane v deformabilno sredino. Tako lahko določimo relativne in absolutne premike, saj kontrolne točke sledijo premiku in deformaciji, ki se je zgodila na objektu. Koordinate kontrolnih točk so med posameznimi izmerami spremenljivke, povezavo med kontrolnimi točkami dobimo preko direktno oziroma indirektno merjenih količin (dolžine, koti, višinske razlike ipd.).



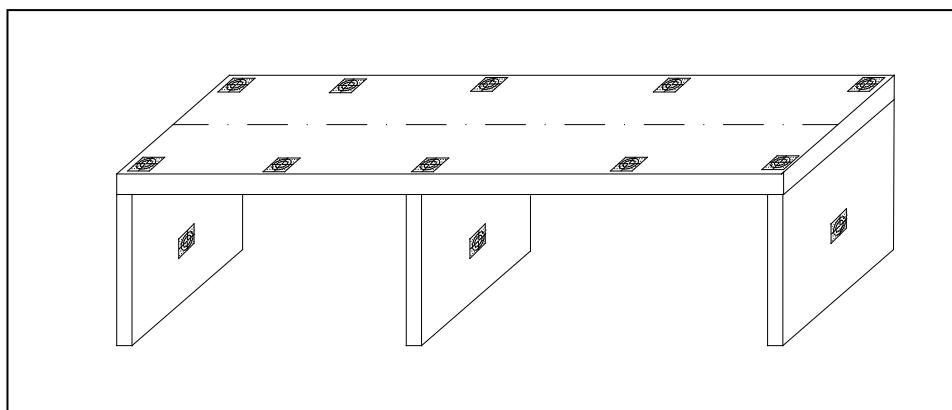
Slika 10: Geometrijski model objekta [Breznikar, Koler]

3.1.1.3 Prostorska in časovna poenostavitev

Število stabiliziranih točk na objektu in časovno razporeditev meritev izberemo tako, da so izgube informacij o premikih in deformacijah na objektu čim manjše. Idealno bi bilo, če bi lahko s kontrolnimi meritvami zajeli vsako točko objekta in bi lahko meritve izvajali neprekinjeno. Ker običajno tehnično in finančno to ni izvedljivo, govorimo o tako imenovani prostorski in časovni poenostavitvi.

- **Prostorska poenostavitev**

S prostorsko poenostavitvijo lahko posamezni objekt predstavimo s posameznimi točkami, ki so stabilizirane v deformabilno sredino in predstavljajo model objekta. Mesto stabilizacije točk na objektu skupaj določita projektant in geodet. Projektant pozna konstrukcijo objekta in lahko predvidi, kje se bodo pojavile deformacije. Geodet pa oceni, ali je možno določiti koordinato oziroma premik določene točke z ustrežno natančnostjo. Položaji kontrolnih točk v primeru viadukta so prikazani na sliki 11. Število stabiliziranih točk na objektu je odvisno od dolžine posameznega polja ter višin podpor. V primeru daljših razdalj med stebri stabiliziramo točke na polovici ter na četrtninah oziroma petinah polja.

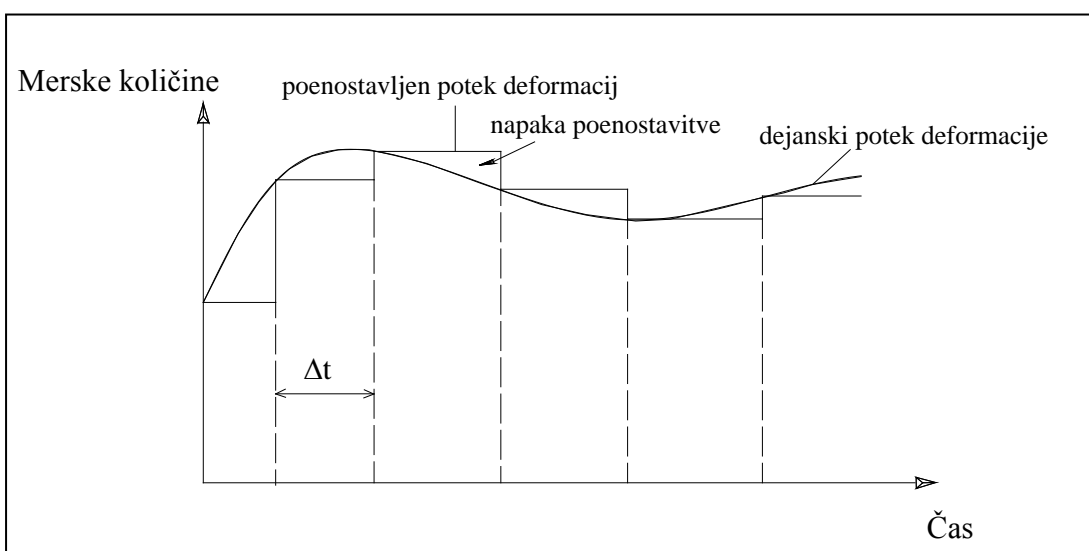


Slika 11: Kontrolne točke na prekladni konstrukciji ter podporah viadukta

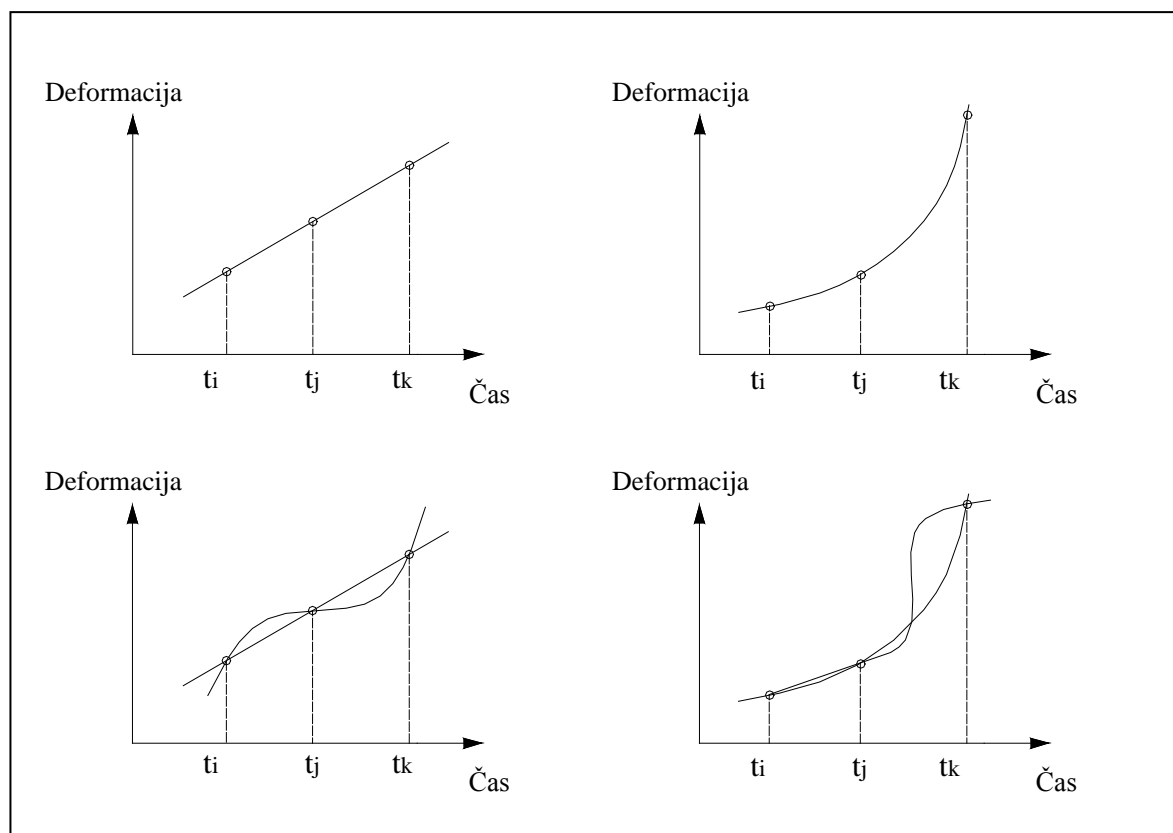
- **Časovna poenostavitev**

Časovna poenostavitev nam omogoči, da kontinuirano spremljanje točk na objektu nadomestimo s posameznimi izmerami, ki jih izvedemo v različnih časovnih obdobjih oziroma intervalih. Kako pogosto izvajamo meritve je odvisno predvsem od velikosti premika in želene natančnosti.

Posledica poenostavitve je, da se med dejanskimi in zajetimi merskimi količinami pojavi določena napaka poenostavitve (Slika 12).



Slika 12: Časovna poenostavitev izmere



Slika 13: Interpolacija poteka obnašanja objekta iz diskretnih meritev deformacij

Slika 13 prikazuje možno napačno interpretacijo poteka deformacij, če med posameznimi časovnimi točkami linerno gibanje (zgoraj levo) ali enakomerno pospešeno gibanje (zgoraj desno) interpoliramo, dejanski potek pa je neenakomeren (spodaj). Tako lahko v primeru premalo opravljenih meritev oziroma prevelikih časovnih intervalih, dobimo napačno predstavo o dogajanju in izgubljamo pomembne informacije.

3.1.2 Prisotnost pogreškov v rezultatih meritev

Za doseganje zahtevane natančnosti, moramo poznati vzroke nastajanja pogreškov in njihove lastnosti. Na osnovi tega lahko ocenimo natančnost dobljenih merskih podatkov. Pogreške opazovanja delimo glede na nastanek, velikost in predznak na grobe, sistematične ter slučajne pogreške.

- ***Grobi pogreški***

Grobi pogreški nastanejo največkrat zaradi malomarnosti in nezadostnega strokovnega znanja opazovalca, lahko pa tudi zaradi pomanjkanja izkušenj ter napak pri računanju. Izognemo se jim lahko s pomočjo pazljivega izvajanja meritev in zadostnimi kontrolami. Pojava grobih pogreškov v meritvah ne smemo dopustiti, saj nam praviloma povsem popačijo rezultate. Zato moramo odkrivanju grobih pogreškov nameniti precejšnjo pozornost. Možen način odkrivanja grobih pogreškov so ponovne meritve, za kar pa pogosto nimamo možnosti. Tako je tudi v primeru merjenja premikov in deformacij. Zato se v praksi uporablja metoda odkrivanja in izločanja grobih pogreškov na osnovi statistične obdelave rezultatov izravnave. Večino grobih pogreškov lahko odkrijemo že v fazi meritev s pomočjo različnih postopkov: zapiranje trikotnikov ali poligona, dvojna merjenja, primerjava rezultatov večkratnih meritev ipd. Ti postopki se uporabljajo pred izravnavo, vendar lahko kljub temu v modelu ostanejo nekateri »majhni« grobi pogreški. Te pogreške običajno težko določimo, saj se njihov vpliv porazdeli. Izločanje opazovanj zgolj na podlagi velikosti popravkov opazovanj lahko privede do napačnih sklepov, saj se včasih zgodi, da izločimo nepogrešeno opazovanje. Zato se pri iskanju, določanju in izločanju slabih opazovanj uporabljajo programska orodja, ki temeljijo na uporabi statistične analize.

- ***Sistematični pogreški***

Sistematični pogreški so odvisni od izkušenosti opazovalca, uporabljenega instrumenta, meteoroloških pogojev ipd. Sistematične pogreške, katerih vpliv na merjeno količino lahko izrazimo z določeno matematično funkcijo, lahko popolnoma eliminiramo. V nasprotnem primeru pa jih deloma eliminiramo s:

- primerno metodo dela,
- izbiro merskega instrumenta ter
- primernimi pogoji merjenja.

Sistematski pogreški so običajno konstantne vrednosti istega predznaka, zato jih lahko odkrijemo tudi v postopku izravnave.

- **Slučajni pogreški**

Po fazi odkrivanja in izločanja grobih pogreškov ter korekciji zaradi sistematičnih pogreškov, še vedno obstajajo med meritvami določene razlike. Te razlike so rezultat pogreškov meritev, katerih vzroka in zakonitost ne moremo izraziti z določeno funkcijo. Zaradi njihove slučajne narave so različno predznačeni in povezani s stohastičnim modelom. Meritev ne moremo popraviti za vpliv slučajnih pogreškov, ker ne nastajajo po določenih matematičnih zakonih. Vpliv in značaj slučajnih pogreškov lahko obravnavamo izključno iz njihovega skupinskega obnašanja, oziroma iz pripadajoče verjetnostne krivulje, saj imajo slučajni pogreški lastnosti normalno porazdeljene slučajne spremenljivke.

3.1.3 Natančnost meritev

Merjenje premikov gradbenih objektov nedvomno spada med najnatančnejše geodetske operacije. Kljub relativno ustaljenim postopkom pa za ta dela ne obstajajo splošni standardi kot v primeru večine klasičnih področij geodezije. Kot posledica se v mnogih primerih meritev zahtevajo neprimerne natančnosti. V splošnem lahko rečemo, da so prisotni različni pristopi k obravnavani problematiki, ki vodijo v protislovne zahteve.

Poleg površnih ali nestrokovno definiranih kriterijev se v obravnavah o primerni natančnosti pojavljajo tudi nasprotne skrajnosti. Na eni strani se pojavljajo zahteve po največji možni natančnosti, na drugi strani pa se stopnja natančnosti geodetskih meritev enači z dovoljenim odstopanjem premikov od njihovih računskih (pričakovanih) vrednosti. Taka posploševanja lahko privedejo do večjih napak in posledic. Veliko realnejši je kriterij, da morajo biti pogreški pri merjenju zanemarljivo majhni glede na velikost premikov.

Spremljanje premikov se na velikih gradbenih objektih izvaja tako za praktične, kot tudi za pedagoško-raziskovalne namene. V primeru raziskovalnih projektov so praviloma zahtevane večje natančnosti. Vendar je potrebno omeniti, da taka delitev ni pravilo, saj se dejansko v mnogih primerih isti rezultati meritev uporabijo tako za praktične kot za raziskovalne namene.

Zahteve objekta v praktičnem smislu so v splošnem izpolnjene, če se na objektu ne pojavijo kritično velike vrednosti premikov in deformacij. V pedagoško-raziskovalnem smislu pa rezultati istočasno služijo za predvidevanja o obnašanju podobnih objektov. Popolnejša spoznanja o obnašanju konstrukcije so najboljša osnova za prihodnje projekte, poleg tega pa lahko s pomočjo empiričnih spoznanj določimo meje dovoljenih velikosti premikov in deformacij.

Nedvomno je vprašanje ustrezne natančnosti meritev zelo pomembno. Potrebno natančnost je treba definirati glede na lastnosti naloge, ki jo rešujemo z analizo merjenih premikov. Pretirano velika natančnost vodi do izbire neustreznih instrumentov in metod merjenja, ki so praviloma drage in zahtevne, kar povzroči večje stroške ter daljši čas izvajanja meritev. Po drugi strani pa lahko premajhna natančnost vpliva na rezultate na način, da so le-ti v praktičnem smislu neuporabni [Narobe,1986].

3.2 FIZIKALNE METODE OPAZOVANJA PREMİKOV IN DEFORMACIJ

Potreba po neprekinjenem spremljanju dinamičnih procesov v industriji je sprožila razvoj metod in postopkov elektriškega merjenja neelektričnih količin. S temi postopki in metodami ter z uporabo računalnika je mogoče neko merjenje popolnoma avtomatizirati [Stopar,1990].

Fizikalne metode temeljijo na merjenju mehanskih in električnih količin. V ta namen se uporabljajo posebni elektronski, optični, mehanski in hidrostatični instrumenti kot so nihala, induktivni merilniki, ekstenziometri, merilni lističi, termometri, ki so vgrajeni v ali na objekt. Omogočajo izključno merjenje relativnih premikov, ki nastanejo med posameznimi deli opazovanega objekta, saj se instrumenti premikajo skupaj z objektom in navadno vključujejo časovno odvisne sistematične pogreške.

Merilnike, ki omogočajo opazovanje sprememb fizikalnih količin na osnovi sprememb neelektričnih količin, lahko razdelimo na:

- **parametrške** – spreminjajo merjeno ne-električno količino v eno izmed osnovnih električnih količin, kot je upornost, kapacitivnost, induktivnost,...(v glavnem v

uporabi pri statičnih opazovanjih), sem pa spadajo induktivni merilniki, uporovni potenciometer, kontaktni merilnik,

- **generatorske** – spreminjajo ne-električne količine v električni tok oziroma napetost.

Za uspešno delovanje morajo elektriška merjenja in merilne naprave zagotavljati visoko natančnost merjenja, veliko občutljivost merilnih delov merilne opreme, neznatno povratno delovanje merilnega dela opreme na merjeni objekt, možnost neprekinjenega merjenja in registracije merjene količine ter možnost avtomatizacije merskega procesa.

Prednost fizikalnih metod predstavlja dejstvo, da le-te skupaj z uporabo računalnika omogočajo visoko natančnost merjenja, neprekinjeno merjenje in registriranje količin ter možnost avtomatizacije merskega procesa.

Vsekakor pa za doseganje najboljših rezultatov določitve premikov in deformacij uporabimo ustrezno kombinacijo geodetskih in fizikalnih metod. V tem primeru je potrebno geodetske in fizikalne meritve sinhronizirati, torej izvajati meritve v istem časovnem trenutku in na istih karakterističnih točkah. To nam omogoča ustrezno interpretacijo dobljenih vrednosti in analizo rezultatov.

4 DEFORMACIJSKI MODELI

Izmerjene vrednosti deformacij lahko predstavimo z deformacijskim modelom. Deformacijski modeli predstavljajo predhodne meritve deformacij, ki jim sproti dodajamo nove rezultate opazovanj s čimer izboljšujemo deformacijski model. Deformacijski model opisuje verjetni časovni potek deformacije. Z njim lahko pravilneje planiramo merjenja in natančneje določimo pričakovano velikost deformacij.

4.1 KINEMATIČNI DEFORMACIJSKI MODEL

V praksi pogosto nastopajo primeri, ko deformacije objekta niso niti v zelo približni funkcijski zvezi s poznano vplivno količino (vzroka za nastanek deformacij), ki povzroča deformacije. Pogosto nastopajo tudi primeri, ko ne poznamo vplivne količine ali pa funkcije zaostajanja deformacije za vplivno količino (vzrokom). V takšnih primerih planiranje merjenj najlažje izvedemo s kinematičnim deformacijskim modelom, ki opisuje verjetne osnovne strukture vzrokov deformacije, v odvisnosti od časa t . Tak primer, ko ne poznamo funkcijske povezave med vzrokom deformacije in deformacijo nastopa ob drsenju hribin na nagnjenem terenu (v tem primeru so spremembe parametrov stabilnosti direktno povezani s številnimi zunanji vplivi). Primer modela te vrste je prikazan na sliki 14.

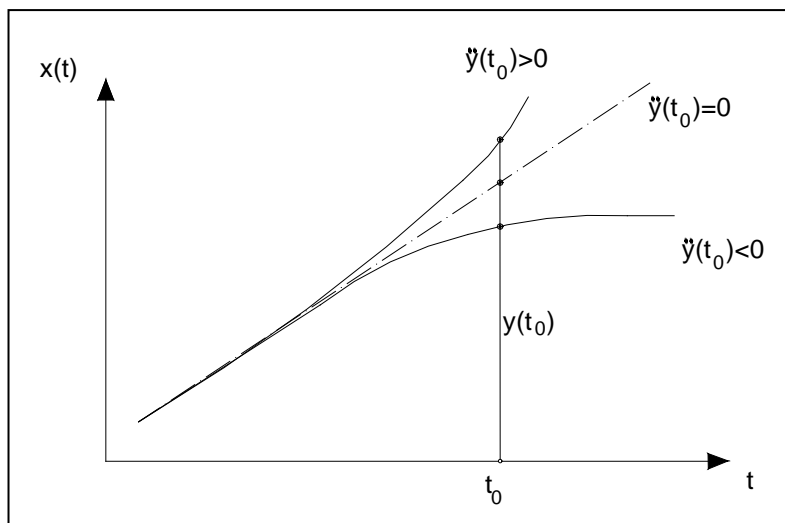
V bližini točke t_0 (trenutek nastopa deformacije) je deformacija objekta:

$$y(t) = y(t_0) + \dot{y}(t_0)(t - t_0) + \ddot{y}(t_0)(1/2)(t - t_0)^2 \quad (1)$$

kjer je:

$\dot{y}(t_0)$... hitrost poteka deformacije

$\ddot{y}(t_0)$... pospešek deformacije

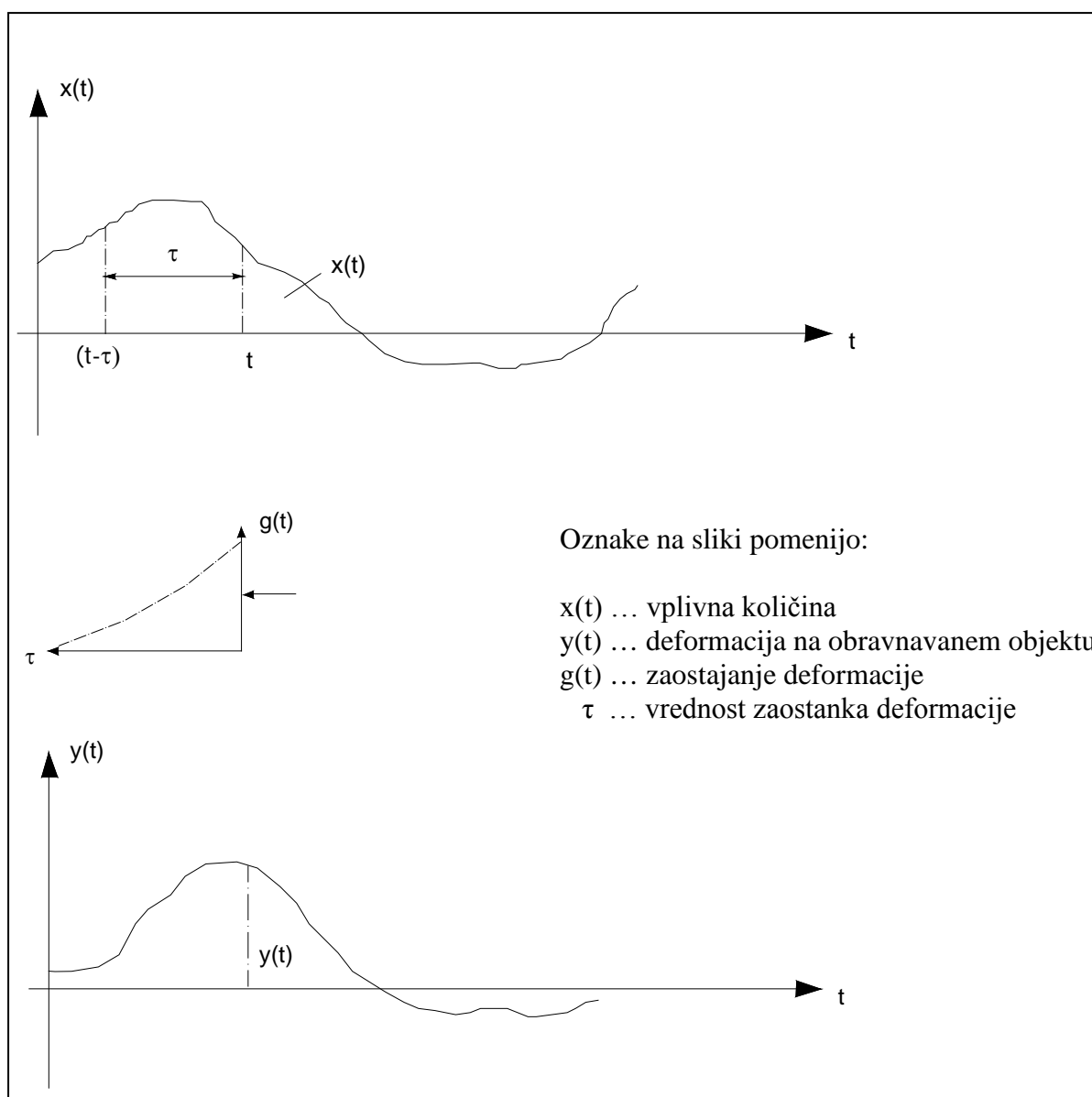


Slika 14: Enostaven kinematični model

Za presojo poteka deformacije je posebno pomemben pospešek \ddot{y} iz katerega lahko razberemo karakter deformacije oziroma nam omogoča oceniti prihodnje dogajanje na objektu. Tako velja: če je pospešek spremembe deformacije pozitiven ($\ddot{y} > 0$), potem se bo objekt hitreje deformiral, kar pomeni, da obstaja možnost destabilizacije objekta. Če je pospešek spremembe deformacije negativen ($\ddot{y} < 0$), potem se bo hitrost deformacije zmanjševala. V tem primeru se bo objekt počasi umiril oziroma konsolidiral. Če je pospešek spremembe deformacije enak nič, potem se bo trenutna hitrost deformiranja objekta ohranila. \ddot{y} predstavlja pospešek dobljen s pomočjo modela, ki pa je samo grobo opozorilo za dejanski potek procesa.

4.2 DINAMIČNI DEFORMACIJSKI MODEL

Včasih lahko deformacije določimo kot funkcijo neke vplivne količine, ki jo lahko merimo ali celo predvidimo. Tak model za račun deformacij imenujemo dinamični deformacijski model. Splošen dinamični deformacijski model je prikazan na sliki 15 in prikazuje velikostne spremembe vplivne količine $x(t)$, ki deformacijo povzroča, kot funkcijo časa in deformacijo $y(t)$ na obravnavanem objektu, ki je posledica spremembe količine.



Slika 15: Splošni dinamični deformacijski model

Vidimo, da deformacija $y(t)$ v nekem časovnem trenutku t ne nastopi istočasno kot sprememba vplivne količine $x(t)$, ki povzroča deformacijo, ampak za njo zaostaja za časovni interval $(t - \tau)$.

Stanje deformacije, v odvisnosti od spremembe vplivne količine, je podano z enačbo:

$$y(t) = \int_0^t g(\tau) x(t-\tau) d\tau \quad (2)$$

Zaostajanje deformacije za vplivno količino je za različne objekte različno. Pogosto podamo zaostajanje deformacije za vplivno količino s funkcijsko zvezo:

$$g(t) = (H/T) \exp(-\tau/T) \quad (3)$$

kjer je:

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

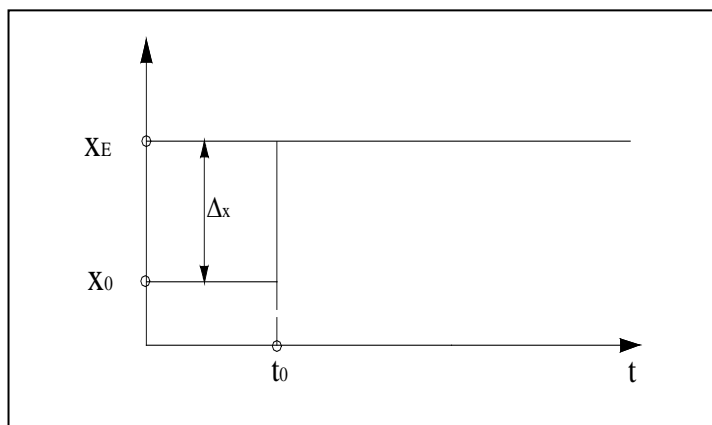
T ... časovna konstanta objekta

Tudi v zapletenih slučajih sprememb vplivne količine, lahko prepoznamo nekaj osnovnih tipov ali kombinacije naštetih tipov vplivnih količin:

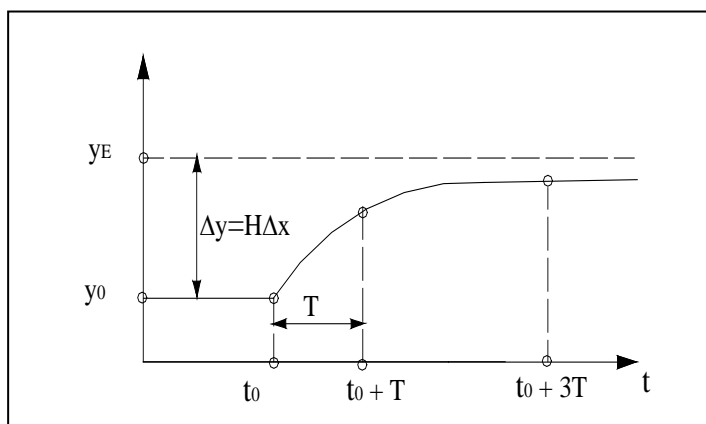
- nenadne spremembe vplivne (vplivnih) količine,
- časovno linearne spremembe vplivne (vplivnih) količin,
- časovno sinusne spremembe vplivne (vplivnih) količin.

4.2.1 Nenadna sprememba vplivne količine

V primeru nenadnih sprememb vplivne količine se deformacija prične istočasno s spremembo vplivne količine, končni vrednosti pa se deformacija približa po določenem času (slika 14 in slika 15). Primer tovrstnih deformacij je poskusna obremenitev konstrukcije.



Slika 16: Nenadna sprememba vplivne količine



Slika 17: Odziv konstrukcije na nenadno spremembo vplivne količine

Oznake na sliki pomenijo:

x_0 ... začetna vrednost vplivne količine

y_0 ... začetno stanje opazovanega objekta

x_e ... začetna vrednost vplivne količine

T ... časovna konstanta objekta

y_e ... končno stanje objekta

$\Delta x = x_e - x_0$... v časovnem trenutku t_0 nastala sprememba vplivne količine

(sprememba začetnega stanja x_0 v končno stanje x_e)

Stanje pred trenutkom t_0 je umirjeno, $y(t) = y_0$, za $t < t_0$.

Za vrednosti:

$t_0 < t \rightarrow x = x_e = \text{konst.}$, velja:

$$y(t) = y_0 + \frac{H}{T} \int_{t_0}^t e^{-\frac{\tau-t_0}{T}} \Delta x \, d\tau = y_0 - \Delta x H \exp^{-\frac{\tau-t_0}{T}} \Big|_{t_0}^t \quad (4)$$

Enačba spremembe deformacije v odvisnosti od časa t je:

$$y(t) = y_0 + H \Delta x \left(1 - \exp \left(-\frac{(\tau - t_0)}{T} \right) \right) \quad (5)$$

kjer je:

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

T ... časovna konstanta objekta

Hitrost deformacije je največja v trenutku nastopa deformacije t_0 in znaša:

$$\left(\frac{dy}{dt} \right)_{t_0} = \left(\frac{H}{T} \right) \Delta x \quad (6)$$

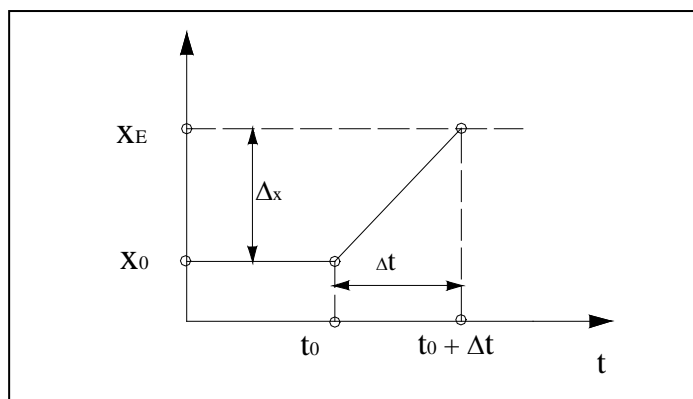
Enačba končne vrednosti deformacije je:

$$y_e = y_0 + H \Delta x \quad (7)$$

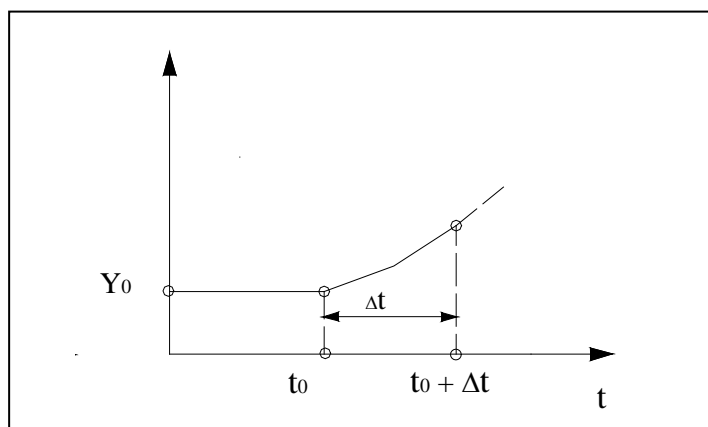
4.2.2 Linearna sprememba vplivne količine

Pogosto nastopajo primeri, ko se vplivna količina spreminja približno linearno s časom. Časovnem intervalu Δt je sprememba vplivne količine v linearni zvezi s časom t . Sprememba deformacije, zaradi vplivne količine pa ni v linearni zvezi s časom. Tak primer je prikazan na slikah 5 in 6.

Pri linearnih spremembah vplivne količine obravnavamo spremembo deformacije, ki je nastala v času t , $t_0 < t < t_0 + \Delta t$, med spremembo vplivne količine.



Slika 18: Linearna sprememba vplivne količine



Slika 19: Odziv objekta zaradi linearne spremembe vplivne količine

kjer je:

Δt ... čas trajanja linearne spremembe vplivne količine.

Izhajamo iz enačb 2 in 3:

Za $t_0 < t < t_0 + \Delta t$ velja:

$$y_0 + H \left(\frac{\Delta x}{\Delta t} \right) \left[(t - t_0) - T \left(1 - \exp \left(-\frac{t - t_0}{T} \right) \right) \right] \quad (8)$$

Linearni primeri spremembe vplivne količine nastopajo ob spremembah v višini talne vode, ob posedanjih pri izkopavanjih rud in črpanju nafte ter pri posedanju zaradi gradnje.

4.2.3 Časovno sinusne spremembe vplivne (vplivnih) količin

Pri sinusni spremembi vplivne količine se objekt z deformacijo na to spremembo ne odzove istočasno. Spremembe vplivne količine in objektne deformacije imajo enako periodo T_p . Sinusno spreminjanje vplivne količine lahko zapišemo:

$$x(t) = x \sin \left[2\pi \left(\frac{t}{T_p} \right) + \Theta_x \right] \quad (9)$$

Odziv objekta z deformacijo oblike:

$$y(t) = y \sin \left[2\pi \left(\frac{t}{T_p} \right) + \Theta_y \right] \quad (10)$$

kjer je:

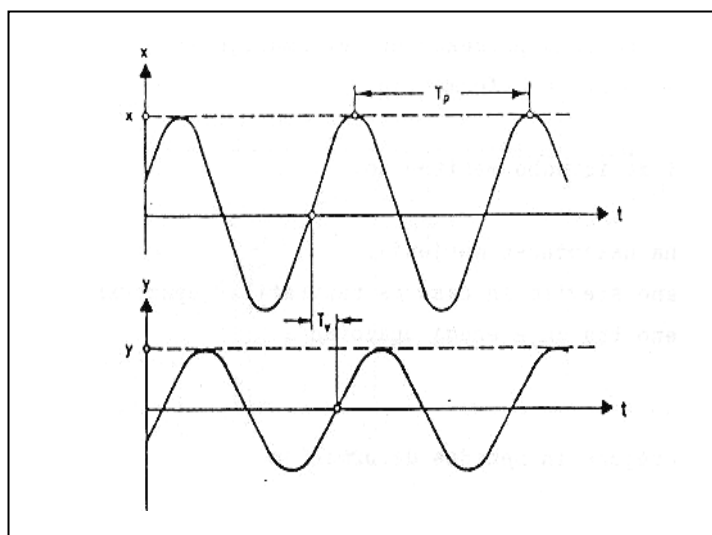
x ... amplituda vplivne količine,

Θ_x ... faza vplivne količine,

y ... amplituda nastale deformacije,

Θ_y ... faza nastale deformacije,

T_p ... perioda sprememba vplivne količine in deformacije.



Slika 20: Sinusno spreminjanje vplivne količine in odzivanje objekta [Stopar, 1990]

Periodične spremembe vplivne količine so skoraj praviloma vezane na periodična dogajanja v naravi. Kot perioda najpogosteje nastopata dan in leto. Iz tega sledi, da so periodične spremembe najpogosteje povezane s toplotnimi (svetlobnimi) in vremenskimi pojavi (veter, višina talne vode,...) [Stopar,1990].

4.3 DEFORMACIJSKA ANALIZA

Ena izmed zahtevnih nalog geodetske stroke je določanje sprememb položaja točk na fizični površini Zemlje, ki so nastale v nekem časovnem intervalu. Vzroki spremembe položaja so lahko različni. Prav tako se lahko razlikujejo povzročene deformacije. Razlikuje se po velikosti, hitrosti, periodičnosti. Tako so raziskovalci izpopolnjevali stare in iskali nove metode statične analize za odkrivanje in določanje nastalih premikov in deformacij. Te metode so poimenovali deformacijska analiza.

Na 2. kongresu o deformacijskih merjenjih, ki ga je organizirala 6. komisija - Geodezija v inženirstvu v okviru Mednarodne zveze geodetov (FIG) v Bonnu leta 1978, so izbrali 5 univerzitetnih centrov (Hannover, Delft, Karlsruhe, München, Fredericton), katerih naloga je bila, da poskušajo uskladiti različne teoretične postopke deformacijske analize. S tem namenom so določili 3 numerične primere, na osnovi katerih je bilo kasneje možno izvesti primerjavo rezultatov. Rezultat raziskave naj bi bil izdelan predlog za reševanje naslednjih problemov v deformacijski analizi:

- izbor optimalne konfiguracije (oblike) geodetske mreže in določitev plana opazovanj,
- izbor vrste opazovanj in instrumenta,
- določitev numeričnih strategij za določevanje premikov in deformacij,
- izbor postopkov za statistično analizo deformacijskih modelov.

V okviru deformacijske analize dobimo tudi določene kriterije, na osnovi katerih izberemo merski postopek. Osnovni kriteriji, na osnovi katerih izbiramo merski postopek, so:

- zahtevana natančnost določitve deformacij,
- število meritev in časovni razpored meritev,

- čas, ki je na voljo za izvedbo posamezne izmere.

Kvalitetne meritve in pravilno izbrani matematični model izravnave in določanja deformacij sta temeljna pogoja za uspešnost deformacijske analize. Vse nepravilnosti v modelu, predvsem neodkriti sistematični in grobi pogreški v opazovanjih, kakor tudi slabe ocene a priori varianc, vodijo k določitvi nerealnih premikov. Zato je osnovnega pomena, da v postopku deformacijske analize obravnavamo probleme celovito ter upoštevamo informacije drugih geoznanosti, ki nas pripeljejo do realnega modela za ugotavljanje premikov in deformacij.

5 INSTRUMENTI IN METODE ZA MERJENJE VERIKALNIH PREMIOV IN DEFORMACIJ

Pri opazovanju premostitvenih objektov si pomagamo z različnimi geodetskimi instrumenti, ki pa seveda morajo ustrezati določenim standardom kakovosti in natančnosti, ter z instrumenti, ki omogočajo opazovanje premikov in deformacij s pomočjo fizikalnih metod. Odločilna kriterija za izbor ustreznega instrumenta sta predvsem konfiguracija terena in lastnosti konstrukcije.

5.1 GEODETSKI INSTRUMENTI ZA MERJENJE PREMIOV

Geodetski instrumenti, ki se uporabljajo za izvajanje meritev pri obremenilnih preizkusih, so:

- elektronski tahimeter (splošni ter z dodatnimi funkcijami)
- nivelir (precizni, digitalni, rotacijski, ipd.)
- GPS sistem

5.1.1 Elektronski tahimetri

Elektronski tahimetri so instrumenti, ki omogočajo merjenje razdalj ter horizontalnih in vertikalnih kotov. V osnovi je tahimeter sestavljen iz treh samostojnih podsistemov:

- podsistema za merjenje horizontalnih in vertikalnih kotov (elektronski teodolit),
- podsistema za merjenje dolžin (elektronski razdaljemer) in dodatno,
- podsistema za avtomatsko prepoznavanje in sledenje.

5.1.1.1 Elektronski tahimetri za merjenje kotov in dolžin

Prednost elektronskega teodolita v primerjavi s klasičnim je merjenje kotnih vrednosti v obliki, ki omogoča avtomatsko registracijo in njihovo preprosto nadaljnjo avtomatsko obdelavo. Digitalni prikaz horizontalnega in vertikalnega kota na LCD zaslonu omogoča hiter, pregleden in enostaven način odčitavanja. Možno je nastaviti avtomatsko registracijo (zapis) izmerjene točke, kar pospeši celoten proces meritev ter odstrani pogoške odčitavanja

in ročnega vpisovanja podatkov o točki v obrazec. Že na terenu lahko zajete podatke deloma obdelamo in kontroliramo, kar odstrani možnost grobih pogreškov in poveča ekonomičnost postopkov meritev.

Pri proizvajalcu geodetskih instrumentov Leica so večjo natančnost pri merjenju kotov dosegli s posebnim sistemom čitanja kota. Za vsako meritev se namreč hkrati preberejo 4 lokacije na krogu. Ti ločeni odčitki se nato obdelajo s pomočjo ustreznih korekcijskih parametrov, ki so shranjeni v inštrumentu. Primera elektronskih tahimetrov znamke Leica in Nikon sta prikazana na slikah 21 in 22.



Slika 21: Elektronski tahimeter znamke Leica serija TC/TCA 2003



Slika 22: Elektronski tahimeter znamke Nikon DTM – 801 serija DTM – 831

Elektro-optični razdaljemer, ki je vgrajen v Nikonovo serijo 700 in 800 spada med fazne elektro-optične razdaljemere, ki uporabljajo elektromagnetno valovanje kratkih valovnih dolžin. Na mestu, ki ga želimo opazovati (izmeriti) se postavi pasivni reflektor (odbojna prizma, refleksijska tarča). Ker je divergenca snopa v ozkem območju od 4" – 12", se zmanjša možnost odboja signala od okolice. Razdaljemer izmeri (od 100 x do 500 x) razliko v fazi elektro-magnetnega valovanja med signalom, ki ga odda in signalom, ki se vrne v razdaljemer po odboju na prizmi (tarči).

Novejši elektronski tahimetri različnih proizvajalcev se sicer razlikujejo po izgledu in nekaterih lastnostih, v osnovi pa so vsi primerni za izvajanje meritev in določevanje

vertikalnih premikov konstrukcije med izvajanjem obremenilnega preizkusa. To omogočajo njihove naslednje lastnosti:

- vizure na večjih razdaljah,
- povečana natančnost meritev,
- izredna hitrost meritev dolžin,
- možnost avtomatske registracije,
- zmanjšan vpliv zunanjih motenj na meritve,
- direktno merjenje premikov,
- kontrola meritev že na terenu (izpis na ekranu), ipd.

V primeru obremenilnega preizkusa je sprva potrebno signalizirati kontrolne točke. Način signalizacije je odvisen od načina izmere. Ko izvajamo meritve v višini vozišča konstrukcije, uporabljamo prizme, stabilizirane na betonskih kockah (Slika 23). Ko izvajamo meritve pod viaduktom, pa uporabimo refleksijske tarče, nalepljene na spodnji strani konstrukcije (Slika 24). Točke, stabilizirane pod viaduktom, zahtevajo zelo strme vizure, ki jih lahko merimo s pomočjo dodatnega kotnega okularja.



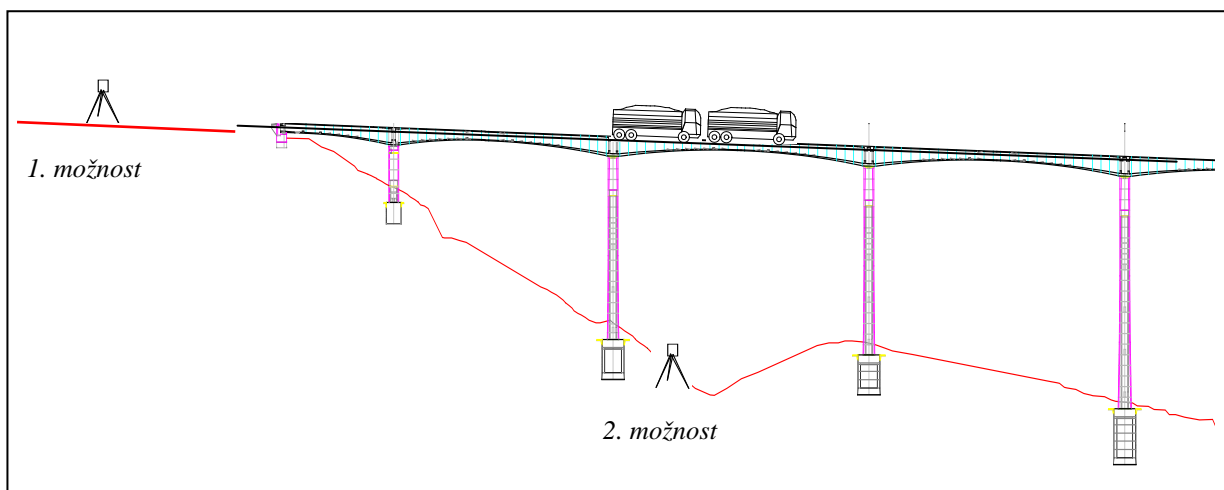
Slika 23 : Prizme stabilizirane na objekt



Slika 24: Refleksijske tarče nalepljene na viaduktu

Na primernem mestu postavimo instrument in pričnemo z meritvami horizontalnih in vertikalnih kotov ter dolžin do kontrolnih točk. Vertikalne premike določimo s primerjavo treh stanj, ki smo jih registrirali na kontrolnih točkah viadukta, in sicer pred obtežbo, pod

vplivom obtežbe ter po razbremenitvi konstrukcije. Med dolgotrajnimi meritvami je pomembno, da izvajamo dodatne kontrolne meritve in s tem preverjamo stabilnost instrumenta. V primeru nestabilne podlage stojišne točke instrumenta lahko morebitne spremembe vodijo do napačne interpretacije rezultatov.



Slika 25: Uporaba tahimatra za izvajanje obremenilnega preizkusa

Slika 25 nam prikazuje dve možni postavitvi instrumenta za registracijo premikov, in sicer na stabilni podlagi v višini prekladne konstrukcije in pod viaduktom na sredini polja. Če izvajamo meritve v višini prekladne konstrukcije, moramo v primeru statične obtežbe postaviti najmanj dva instrumenta, in sicer enega na levi strani vozišča, drugega pa na desni strani.

5.1.1.2 Elektronski tahimetri z dodatnimi funkcijami

Z razvojem kinematičnih merskih sistemov – globalnega in terestričnega pozicijskega sistema (GPS – Global Positioning System in TPS – Terrestrial Positioning System) – se je na trgu pojavil instrument najrazličnejših proizvajalcev, ki omogoča samodejno, kontinuirano spremljanje premikajočih se objektov in določitev položaja v skoraj realnem času. Sistema se na področju geodezije uveljavljata kot učinkoviti orodji za hitro določanje položaja v obsežnih kontrolnih sistemih. Poleg povečane gospodarnosti in produktivnosti omogočata tudi izboljšanje kvalitete del [Kogoj,2004].

Vgraditev elektronske kamere v elektronski tahimeter omogoča avtomatski zajem statičnih, predvsem pa dinamičnih ciljev. Vgraditev dodatnega laserskega razdaljemera pa omogoča merjenje razdalj brez reflektorja. Z razvojem algoritmov, obdelave slike in možnostjo sledenja cilja ter nadgraditvijo ustrezne strojne in programske opreme, se je področje uporabe instrumentov zelo razširilo.

Uporabnost terestričnega instrumenta se je povečala zlasti z odprto arhitekturo, ki podpira razvoj lastnih aplikativnih programov. Z možnostjo motoriziranih pogonov za horizontalni in vertikalni premik ter žično ali brezžično komunikacijo z zunanjimi aplikacijami se odpirajo številne možnosti. Tako tahimeter olajša operaterju ponavljajoče in zamudne korake obračanja, viziranja (s tem je zagotovljena tudi neprestana in konstantna natančnost meritev, ne glede na sicernejše pogreške operaterja, npr. nenatančno viziranje zaradi slabših svetlobnih pogojev, utrujenosti) ali pa je izvedeno samodejno delovanje brez operaterja.

- Samodejno prepoznavanje reflektorja in sledenje

Primer takšnega sistema je elektronski tahimeter Leica geosystems (ATR – Automatic Target Recognition in LOCK – Automatic Target Tracking). Po grobem viziranju reflektorja in pričetkom izvajanja meritve instrument samodejno premakne center daljnogleda (nitnega križa) na center reflektorja in opravi meritve (funkcija ATR). Po prvem natančnem viziranju lahko instrument sledi reflektorju (funkcija LOCK) tudi v primeru, ko nastopi krajša prekinitve vidljivosti med instrumentom in reflektorjem. Motorizacija omogoča tudi samodejno obračanje instrumenta pri merjenju v dveh krožnih legah, samodejno obračanje instrumenta v smeri točke za zakoličevanje ali v smeri naslednje točke za orientacijo. Prednost tega sistema je predvsem neodvisnost od operaterja ter časovni prihranek, saj omogoča zajemanje dvakrat več točk, kot bi jih v istem času zajeli z ročnim viziranjem.

- Samodejno iskanje reflektorja

Za viziranje z ATR mora biti instrument usmerjen približno v smeri proti reflektorju, nato pa instrument išče reflektor po spirali. PowerSearch pa je popolnoma ločen sistem, ki povzroči, da se instrument zavrti za 360 °, pri čemer oddaja vertikalni laserski snop v obliki pahljače v

razponu ± 40 gon. Takoj ko zazna prizmo, se instrument ustavi, precizno viziranje pa opravi ATR. Prednosti samodejnega iskanja reflektorja se izražajo predvsem ob slabši svetlobi ali celo v temi. Omogoča izvajanje del z enim operaterjem, saj instrument ob prekinitvi sledenja najde reflektor z enim samim pritiskom na gumb.

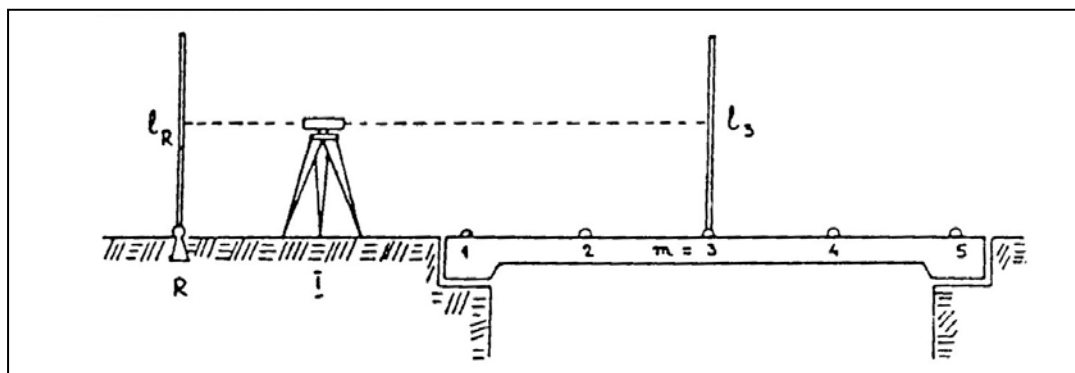
Dobre lastnosti novejših elektronskih tahimetrov kažejo na njihovo možno uporabo v procesu kontrolnih meritev. Omogočali bi namreč avtomatsko in neprekinjeno merjenje dolgotrajnih deformacij. Merjene količine bi se shranjevale ter s pomočjo dodatne opreme sproti posredovale računalniku kjer bi se podatki v realnem času tudi obdelali. Pri izvajanju obremenilnih preizkusov pa bi lahko nastopili določeni problemi. Postopek izvedbe meritev zahteva sprva ročno viziranje tarče, s čimer je zagotovljeno izhodišče za avtomatsko viziranje tarč v nadaljnjih fazah obremenilnega preizkusa. Težava se pojavi takrat, ko nastopijo večji premiki kontrolnih točk. V tem primeru se tarča ne nahaja več v vidnem polju daljnogleda in tako instrument ne more izvesti meritve. Motorizirane totalne postaje bi bilo zanimivo uporabiti za raziskovalne namene kot dopolnilno metodo. Na ta način bi s primerjavo rezultatov ugotovili njeno uporabnost za izvajanje meritev v prihodnosti. Trenutno je še težko zagotoviti zadostno število kvalitetnih motoriziranih totalnih postaj z razpoložljivimi sredstvi za izvedbo meritev.

5.1.2 Nivelirji

Nivelirji so optično mehanski in v današnjem času kompleksni elektronski instrumenti, katerih najpomembnejša funkcija je zagotavljanje horizontalne vizure opazovanja. Sodobni digitalni nivelirji so s svojimi prednostmi praktično že izpodrinili klasične nivelirje. Način določanja odčitka na lati je popolnoma avtomatiziran, princip horizontiranja vizurne osi pa je enak kot pri klasičnih instrumentih.

Metoda preciznega niveliranja je pogosto uporabljena metoda za določanje vertikalnih premikov. V poštev pride predvsem pri meritvah, ki se izvajajo na krajših in manj zahtevnih premostitvenih objektih.

Na sliki 26 je prikazan primer meritve vertikalnih premikov s pomočjo geometričnega nivelmana [Narobe,1987]:



Slika 26: Merjenje vertikalnih premikov s pomočjo geometričnega nivelmana [Narobe, 1987]

Oznake na sliki pomenijo:

- R ... reper (višinsko stabilna točka)
- 1,...5 ... karakteristične točke objekta
- l_R ... odčitek late na reperju R
- l_m ... odčitek late na karakteristični točki, kateri določamo vertikalni premik

Vertikalne premike kontrolnih točk določimo z razliko opazovanj, ki se izvedejo pred obtežbo ter opazovanji v posameznih fazah obremenitve ali razbremenitve in se računajo glede na reper R. Osnovna enačba (5.1) iz katere izhajamo, je:

$$f_m^2 = h_m^1 - h_m^2 = (l_R^1 - l_m^1) - (l_R^2 - l_m^2) \quad (11)$$

kjer je:

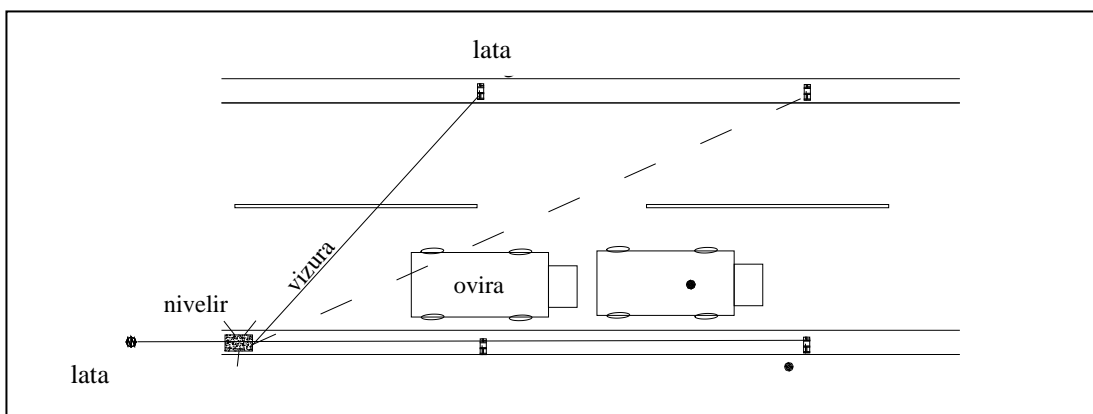
- f_m^2 ... vrednost vertikalnega premika
- h_m^1 ... višina točke, izmerjene pred obtežbo
- h_m^2 ... višina točke, izmerjena v fazi obremenitve ali razbremenitve

l_m^1 l_R^1 ... odčitek late na kontrolni točki ter reperju pred obtežbo

l_m^2 l_R^2 ... odčitek late na kontrolni točki ter reperju v fazi obremenitve ali razbremenitve

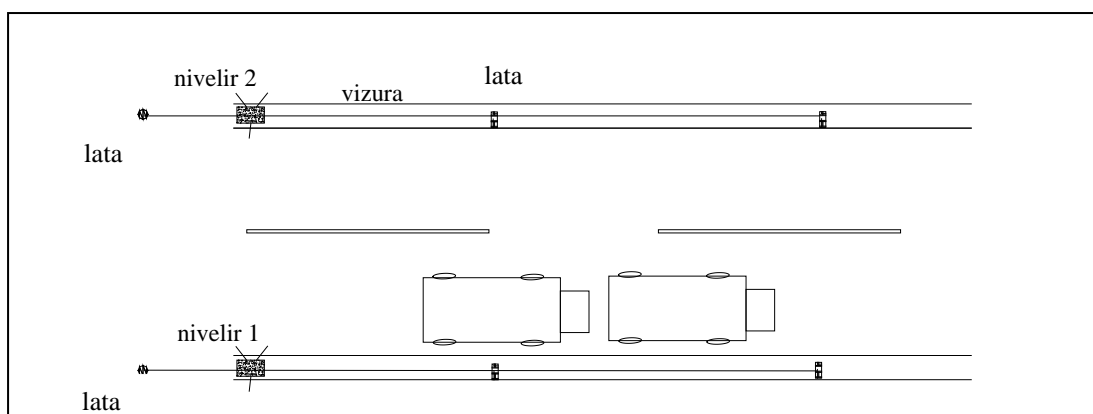
Med izvajanjem meritev je pomembno, da čim večkrat kontroloramo stabilnost instrumenta z odčitki na reperju l_R . V normalnih pogojih se odčitavajo vrednosti na lati reperja v vsaki fazi obremenilnega preizkusa.

Za izmero premikov pri statični obtežbi viadukta potrebujemo vedno najmanj dva nivelirja. Vzrok temu je, da v fazi obremenjevanja s tovornjaki le-ti ovirajo vizuro na točke, stabilizirane na nasprotni strani vozišča (Slika 27).



Slika 27: Ovirana vizura

Tako je potrebno postaviti dva nivelirja, in sicer enega na levo, drugega pa na desno stran vozišča, kar je prikazano na sliki 28.



Slika 28: Izognitev oviri z uporabo dveh nivelirjev

Primeri nivelirjev znamke Zeiss in Nikon sta prikazana na Slikah 29 oz. 30.



Slika 29 : Digitalni nivelir Zeiss DiNi 21



Slika 30: Nivelir NIKON AE 7C z dodatnim mikrometrom

Pri tej metodi je natančnost odvisna predvsem od uporabljenega instrumenta in pribora. Za precizno niveliranje moramo uporabiti precizni digitalni nivelir in invar lato, kakor tudi večje število odčitkov na vsaki kontrolni točki. Natančnost meritev lahko še dodatno izboljšamo z dodatni mikrometrom, ki omogoča odčitavanje na 0,1 mm natančno (Slika 30).

Na podlagi izkušenj določanja vertikalnih premikov pri statičnih preizkusih konstrukcij lahko rečemo, da je to zelo uporabna metoda, ki omogoča v primeru krajših in manj zahtevnih premostitvenih objektov doseganje natančnih rezultatov.

Leserski nivelir in senzor NIKON EPS-02A

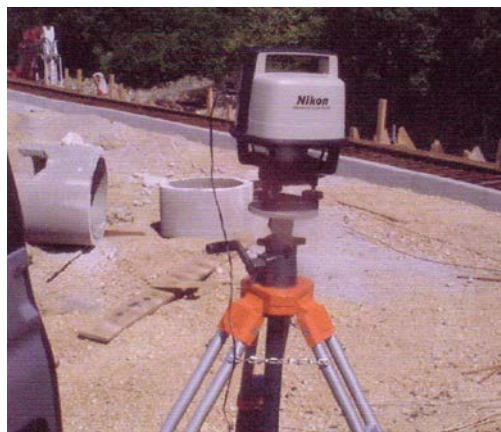
Tudi v geodeziji je prisotnost računalnika pri delu neizbežna. Tako se pri preciznih meritvah, kot so statični preizkusi konstrukcij, poleg metod klasične geodezije uporablja leserske nivelirje in senzorje NIKON EPS-02A [Lipnik,1998].

Instrument je sestavljen iz laserskega nivelirja, senzorja in komunikacijskega terminala. V sistem je možno vezati do 32 senzorjev, ki se postavijo na kontrolne točke objekta, s čimer dobimo najpreciznejšo sliko premikov. Laserski rotirajoči nivelir zajema podatke s senzorjev s hitrostjo 600 odčitkov/minuto oziroma 10 odčitkov/s, kar zadostuje za statična pregledovanja objektov.

Sistem torej deluje na podlagi rotirajočega laserskega žarka, ki ga oddaja laserski nivelir. Senzor zazna prehod laserskega žarka in podatek o tem, na kateri višini je prečkal mersko polje, v obliki elektronskega signala posreduje do posebne komunikacijske enote, ki digitalizirani signal pošlje preko serijskega vhoda v prenosni osebni računalnik. Celotno meritev ves čas krmili osebni računalnik s posebnim računalniškim programom. Senzorji EPS-02A na območju 220 mm merijo vertikalne premike z občutljivostjo 0.1 mm. Vsi senzorji se morajo s pomočjo stativov postaviti na točko, ki ji določamo vertikalne premike. Pri tem moramo postaviti senzor v višino, pri kateri lahko sprejema referenčni laserski žarek. Na spodaj prikazanih slikah 31 in 32 je prikazan senzor med konkretno meritvijo mostu. Senzorji nimajo lastnega napajanja, zato je vsak senzor povezan s komunikacijskim in napajalnim kablom.



Slika 31: Senzor Nikon-EPS



Slika 32: Laserski nivelir

Senzorji zaznavajo premik objekta, na katerem so postavljeni, glede na referenčni laserski žarek, ki ga oddaja enota AL-50, postavljena na stabilnih tleh. Referenčna enota oddaja laserski žarek preko rotirajočih zrcal. S tem dobimo žarek v referenčni ravnini in lahko s pomočjo le-tega določamo odmike senzorjev glede na žarek, lahko pa tudi določimo višinsko razliko med referenčno točko in merjeno točko. Podatke s senzorjev odčitamo preko RS 485 komunikacije. Pri tem ima vsak senzor svojo identifikacijsko številko in kot "slave" komunicira z "master" enoto, ki je preko RS 232 komunikacije povezana z osebnim računalnikom.

Dosedanji rezultati so pokazali, da gre za geodetski inštrument visoke natančnosti, ki nam omogoča zelo enostavno, hitro in natančno delo, saj se sproti eliminirajo grobi pogoški kot so pogoški operaterja, viziranja ter pogošek čitanja. Tako lahko rečemo, da je ta metoda primerna za določanje premikov, večjih od 1mm, saj je natančnost, katero nam podaja proizvajalec, 0,5 mm pri največji razdalji (150m), oziroma 0,1 mm pri idealni razdalji (do 50m). Prednost opisanega sistema pred klasičnimi geodetskimi meritvami je tudi registriranje časovnega poteka vertikalnih pomikov konstrukcij. Celotno meritev ves čas krmili osebni računalnik s posebnim računalniškim programom, ki zagotavlja tudi ustrezno arhiviranje merskih rezultatov ter hkraten grafični prikaz poteka meritve na zaslonu. Program nudi tudi tabelarni prikaz podatkov.

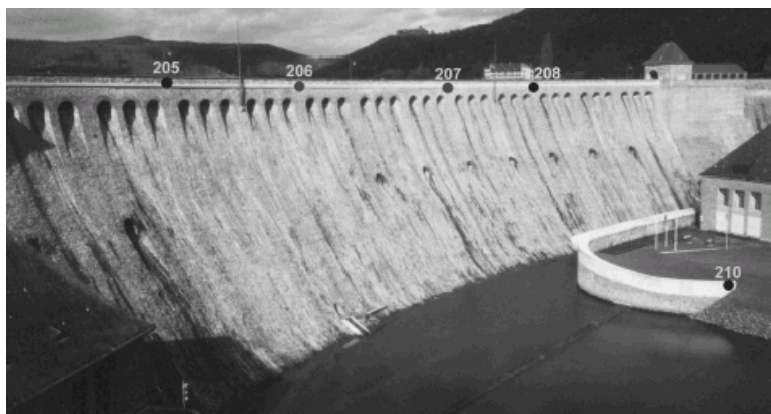
Omenjen sistem ima tudi določene pomanjklivosti. Dinamika zajemanja podatkov je lahko največ odčitek na sekundo, hkrati pa jo omejuje tudi komunikacijski protokol in hitrost vrtenja referenčnega laserskega žarka. Prav tako na razdaljah večjih od 200m signal ni več uporaben. Vsak senzor potrebuje poleg komunikacijske povezave tudi napajalni kabel. Dvojno razpeljevanje kablov otežuje tehnično izvedbo. Prav tako je treba dodati, da je tehnologija japonska in je zato napajanje prirejeno za električno omrežje 110V.

5.1.3 Uporaba GPS-ja za merjenje premikov

Z začetkom uporabe GPS tehnologije se je v geodetski praksi začelo novo obdobje, ki temeljito spreminja današnje postopke geodetske izmere. Hiter razvoj GPS tehnologije omogoča pojavljanje vedno novih merskih tehnik geodetske GPS izmere. Merske tehnike geodetske GPS izmere so vedno učinkovitejše in produktivnejše. Klasične metode geodetske GPS izmere kot statična in hitra statična metoda GPS izmere so se izkazale kot zelo zanesljivo sredstvo za določanje položajev točk na velikih območjih z veliko natančnostjo ob velikem prihranku časa in dokaj nenapornem terenskem delu. Med metodami geodetske GPS izmere, ki so se pojavile v novejšem času in so primerne za uporabo na manjšem območju, so posebno pomembne kinematična, Stop-and-Go ter Real Time Kinematic (RTK) metoda GPS izmere. V povezavi s natančnimi algoritmi za določitev neznanega začetnega števila celih valov, predvsem z algoritmom On-the-Fly (OTF), omogočajo omenjene metode pridobitev položajev z natančnostjo, ki ustreza praktično vsem zahtevam geodetske izmere [Kogoj, Stopar].

V zadnjem času se sistem GPS uspešno uporablja tudi za izvajanje kontrolnih meritev v inženirski geodeziji, na primer za spremljanje deformacij različnih konstrukcij (monitoring jezov, mostov, ipd). Od 7.7.1998 se z sistemom GPS neprekinjeno opazuje pet kontrolnih točk (205, 206, 207, 208 ter 210) pregrade Edertal v Nemčiji [Baumker,2000]. Na pregradi je GPS predstavljal možnost dopolnitve dotedanjim tehnikam merjenja (aliman, grezenje). Meritve se izvajajo s posebno GPS mersko tehniko, ki je prilagojena enofrekvenčnim sprejemnikom (SMMS = Slow Motion Measurement System). S pomočjo osebnega računalnika se računajo bazni vektorji v realnem času, ki se sproti posredujejo glavnemu kontrolnemu centru. Rezultati pridobljeni z GPS merskim sistemom se z rezultati izmerjenimi

z metodami alimana in grezenja ujemajo v okviru 1 mm. Tako je možno kontinuirano spremljati premike jezua v vseh treh dimenzijah (Slika 33).



Slika 33: GPS kontrolne točke na pregradi Ederatal [Baumker,2004]

V Sloveniji do sedaj metoda GPS za izvedbo obremenilnih preizkusov viaduktov še ni bila preizkušena. Omenjeni sistem ima sicer veliko prednosti (enostavna uporaba, vremenska neodvisnost, nepotrebna medsebojna vidljivost točk), hkrati pa jo zaznamujejo tudi določene pomanjklivosti. Pred samim pričetkom meritev je namreč pomembno, da izberemo primerno mesto za namestitev sistema, pri čemer moramo biti pazljivi predvsem na morebitne ovire v okolici sprejemnika, ki bi onemogočale sprejem signala. V primeru ovir bi morali na severni polobli sprejemnik postaviti vedno južno od ovire. Med izvajanjem meritev ima največji vpliv na opazovanja v okolici sprejemnika t.i. »multipath«, ki nastaja kot posledica odboja signala v bližini sprejemnika (odboj od objektov, tal, vodnih površin, ipd). Predstavlja sistematični pogrešek, ki ima velik vpliv na kratke bazne vektorje. Pomembno dejstvo, ki ga je potrebno upoštevati pri vsaki metodi GPS izmere, je tudi interval registracije GPS signala. Krajši interval registracije omogoča lažje obravnavanje t. i. cycle slipov, ki nastopijo ob prekinitvi signala, kar lahko zelo olajša obdelavo opazovanj. Zaradi zmanjšanja vpliva atmosfere na vrednost opazovanih količin je potrebno izvajati opazovanja ob primerno izbranem minimalnem višinskem kotu. Tako naj ne bi registrirali opazovanj, ki se nahajajo nižje kot 15° nad horizontom. Uporabnost te metode omejuje tudi dejstvo, da za natančno in zanesljivo določitev položajev točk potrebujemo zadostno število razpoložljivih satelitov ter njihovo dobro geometrično razporeditev v času opazovanj. Tako lahko vrednosti natančnosti med

izvajanjem 24 urnih meritev močno variirajo. Poleg tega je natančnost višinske komponente v splošnem 2-3 krat nižja od položajne natančnosti.

Za stalno spremljanje deformacij konstrukcij bi potrebovali zanesljiv algoritem za obdelavo podatkov (dodatni filtri za odstranitev vpliva »multipatha«,), ki bi moral zagotavljati visoko natančnost položaja točke, pridobljene s čim krajšim časom izvajanja opazovanj in brez dodatne obdelave cycle slipov.

5.2 MERJENJE PREMIKOV Z INSTRUMENTI, KI SE UPORABLJAJO PRI FIZIKALNIH METODAH

Inštrumenti, ki se uporabljajo pri izvajanju obremenilnih preizkusov:

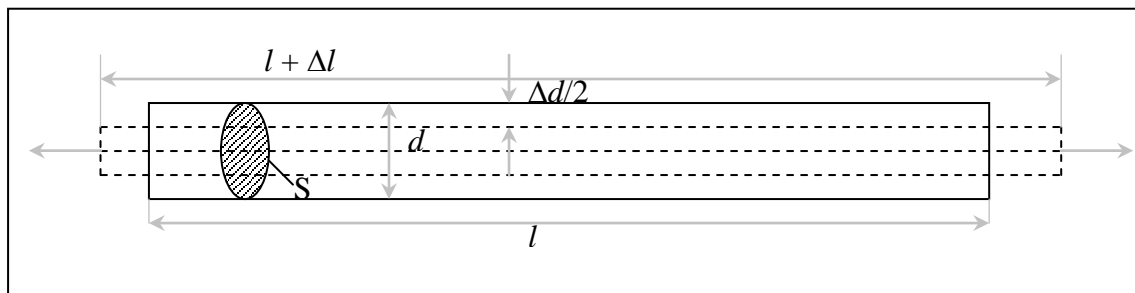
- merilni lističi,
- induktivni merilniki,
- ekstenziometri,
- klinometri, ipd

5.2.1 Merilni lističi

Merilni lističi spadajo med uporovne merilnike in so med njimi najpogosteje uporabljeni. Tehnologija je precej draga, a je zaradi velikega števila možnosti uporabe vseeno zelo zaželena in priljubljena [Stopar,1990].

Ob obremenitvi električno prevodne žice na nateg ali tlak, se v splošnem spremenijo dimenzije in s tem električni upor obremenjene žice. To je lastnost, ki jo lahko izkoristimo za določanje raztezkov, sil, napetosti, pospeškov, vrtilnih momentov, pritiskov,...

Princip delovanja merilnega lističa je zasnovan na spremembi dimenzij prevodnika pod vplivom mehanske sile. V elastičnem območju so spremembe specifične upornosti sorazmerne z mehansko napetostjo v vodniku (Slika 34).



Slika 34 : Shema merilnega lističa

Relativna sprememba upora zaradi spremembe dolžine vodnika je:

$$R = \frac{\rho \cdot l}{S} \quad (12)$$

kjer je:

- R ... upor vodnika,
- ρ ... specifična upornost vodnika,
- l ... dolžina vodnika in
- S ... ploščina prereza vodnika

Tehnične karakteristike, ki jih mora zadovoljiti merilni listič, zahtevajo za njegovo izdelavo posebne materiale. Najpogosteje je uporabljena žica iz konstantana (v primeru statičnih meritev) ali folija iso-elastica (v primeru dinamičnih meritev). Standardov za izdelavo merilnih lističev ni, tako da se izdelujejo v najrazličnejših dimenzijah in oblikah. Velikost merilnega lističa je odvisna od namena uporabe. Merilni lističi za najširšo uporabo so dolgi od 10 do 50 mm, široki od 5 do 15 mm. V principu je bolje uporabljati merilne lističe manjših aktivnih dimenzij. Obstajajo merilni lističi z aktivno površino 2 mm^2 . Z njimi je omogočeno merjenje lokalnih deformacij na minimalni površini.

Prvi in najvažnejši pogoj je, da podloga in lepilo zanesljivo prenašata vse deformacije na merilno žico. To lažje dosežemo pri dovolj velikem razmerju dolžine merilne žice proti površini prečnega prereza žice. Površino, na katero lepimo merilne lističe, moramo pred preizkusom ustrezno pripraviti. Lepilo mora ustrezati merilnemu lističu in merjencu.

Površina, katero preiskujemo, mora biti popolnoma čista, razmaščena in rahlo matirana. Paziti moramo, da v lepilu ni zraka.

V praksi merilne lističe vgradimo v konstrukcijo že v času gradnje ali pa jih na objekt pritrdimo naknadno. Prednosti merilnih lističev so izredne linearnosti in ponovljivosti obnašanja ter odsotnosti histereze, velika točnost, možnost selektivnih merenj, možnost merenj pozitivnih in negativnih specifičnih deformacij in z njimi povezanih veličin, možna kompenzacija motilnih (vplivnih) veličin (kot je npr. temperatura), široko merilno področja za raztezke ($\pm 10\%$), merjenje veličin vezanih na statične in dinamične postopke, visoka ločljivosti merilnega signala, visoka časovna stabilnost, široko temperaturno področje uporabe, majhna masa in majhne dimenzije, možnost pokrivanja več področij uporabe z malim številom izvedb (tipov) merilnih lističev.



Slika 35: Merilni listič, pritrjen na armaturi



Slika 36: Merilni listič, pritrjen v notranjosti merjenega objekta

5.2.2 Induktivni merilniki

Induktivni merilniki delujejo na osnovi spremembe induktivnosti tuljave pod vplivom merjene ne-električne količine.

V splošnem je induktivnost L tuljave odvisna od števila ovojev tuljave n , geometrije tuljave G in permeabilnosti μ jedra: $L = f(n, G, \mu)$. Merjenje omenjenih fizikalnih količin s pomočjo

induktivnih merilnikov izvedemo s pretvorbo količine, ki jo merimo, v odgovarjajočo spremembo parametrov, ki določajo induktivnost.

Induktivnost takšne tuljave je dana z naslednjim izrazom:

$$L = \frac{n^2 \mu S}{l} = \frac{n^2}{R_M} \quad (13)$$

kjer je:

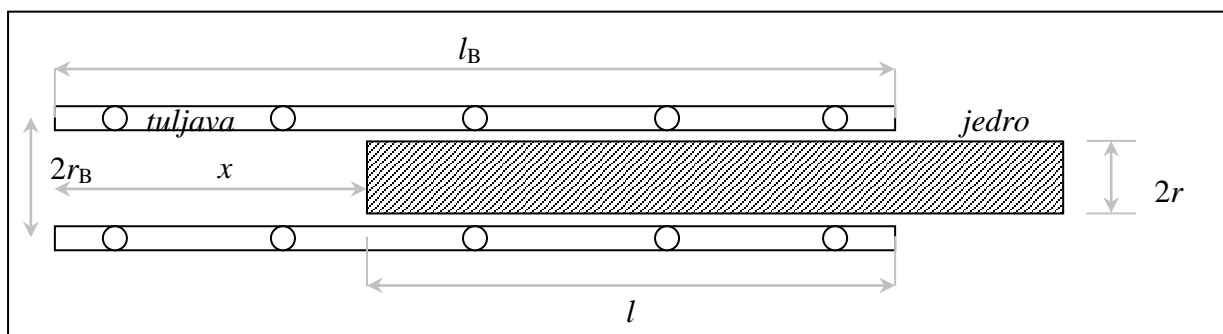
l ... je dolžina tuljave

S ... površina preseka magnetne poti

R_M ... magnetna upornost

μ ... permeabilnost

Na sliki 37 je prikazan presek induktivnega merilnika s premičnim jedrom. S premikanjem jedra $x = l_B - l$ se spreminja magnetni upor, z njim pa tudi induktivnost tuljave.



Slika 37: Shema induktivnega merilnika

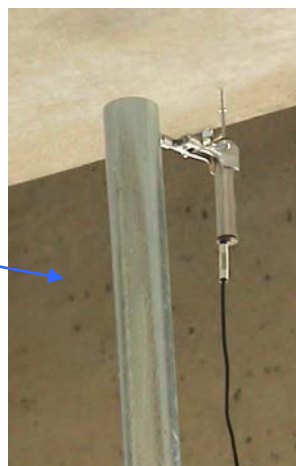
V primeru kontrolnih meritev se induktivni merilniki pritrdijo na togo konstrukcijo odra, ki z merskim objektom nima neposrednega stika, da se merilnik ne premika skupaj s konstrukcijo. Induktivni merilci, ki so pritrdjeni na odrski konstrukciji (Slika 38) se dotikajo merjenega objekta v karakterističnih točkah (Slika 39). V primeru viadukta je to lahko sredina polja ali dilatacija. Zaradi obremenjevanja sledijo njihovi gibljivi deli vertikalnim premikom konstrukcije. Gibanje tipala induktivnega merilca povzroči spremembo električne napetosti, ki jo zazna zelo občutljiv hitri voltmeter, vgrajen v analogno-digitalnem pretvorniku.

Po pretvorbi iz analogne v digitalno obliko računalniški program, ki meritev krmili, signal ustrezno arhivira na disk osebnega računalnika. V ugodnih pogojih, ko višina odra ne presega 10 m in je postavljena na togi, utrjeni podlagi in kadar ni bočnega vetra ali prometa s težjimi vozili v bližini objekta, so lahko na tak način vertikalni premiki izmerjeni tudi do 0,01 mm natančno. Običajno pa upoštevamo natančnost 0,1 mm.

Induktivni merilniki imajo veliko prednosti, kot so na primer visoka natančnost, neprekinjeno registracijo količin ter registracija časovnega poteka vertikalnih premikov. Njihovo uporabo pa omejuje višina objekta, saj je pri izredno visokih premostitvenih objektih praktično nemogoče pod objekt namestiti induktivni merilnik. Problem pa predstavlja tudi nedostopen teren, saj je pod objekt nemogoče namestiti stabilno konstrukcijo na katero bi merilnik pritrdili.



Slika 38: Induktivni merilnik, pritrjen na kovinsko konstrukcijo



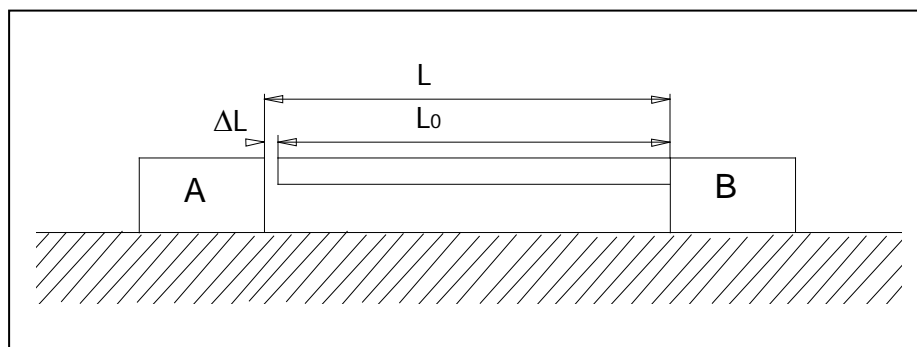
Slika 39: Induktivni merilnik

5.2.3 Ekstenziometri

Podatek meritve z ekstenziometri se vedno nanaša na spremembo dolžine med dvema točkama, pri čemer ni strogo določeno, katera točka se je premaknila. Zaradi tega je potrebno

eno točko ekstenziometra izbrati tam, kjer do deformacij ne bo prišlo ali pa meriti samo relativne premike izbranim točkam.

Merjenje temelji na tem, da se merjena dolžina L med točkama A in B primerja z vnaprej določeno normalno dolžino L_0 (Slika 40).

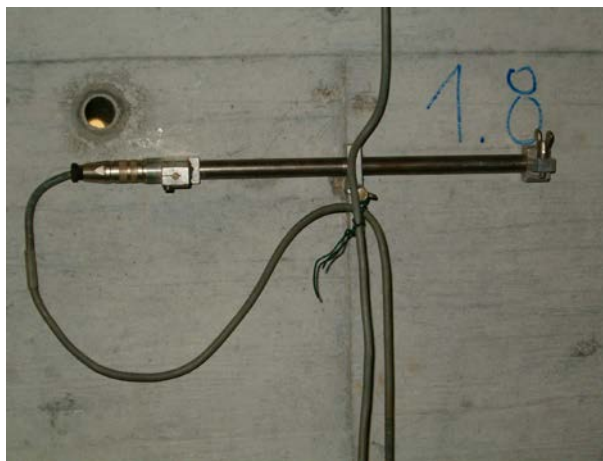


Slika 40: Princip merjenja z ekstenziometrom

Pri ekstenziometrih, ki se uporabljajo za merjenje v območju relativnih premikov $\leq 10^{-6}$ se uporabljata laserski in mehanski ekstenziometri.

Oba sistema imata dobre in slabe lastnosti. Pri laserski so nakupna cena in stroški vzdrževanja zelo visoki. Zaradi občutljivosti in velikosti naprav nastopajo težave pri montaži in povezavi le teh z merjenim objektom. Pri obeh je potrebna stabilnost temperature, pri laserskih pa tudi pritiska medija v katerem se meri, kar dosežemo s postavitvijo etalona (normale) v vakuum. Za relativno natančnost merjenja, manjšo ali enako 10^{-6} , ne preveliko razdaljo, katere spremembo merimo in nižja cena, so primernejši mehanski ekstenziometri.

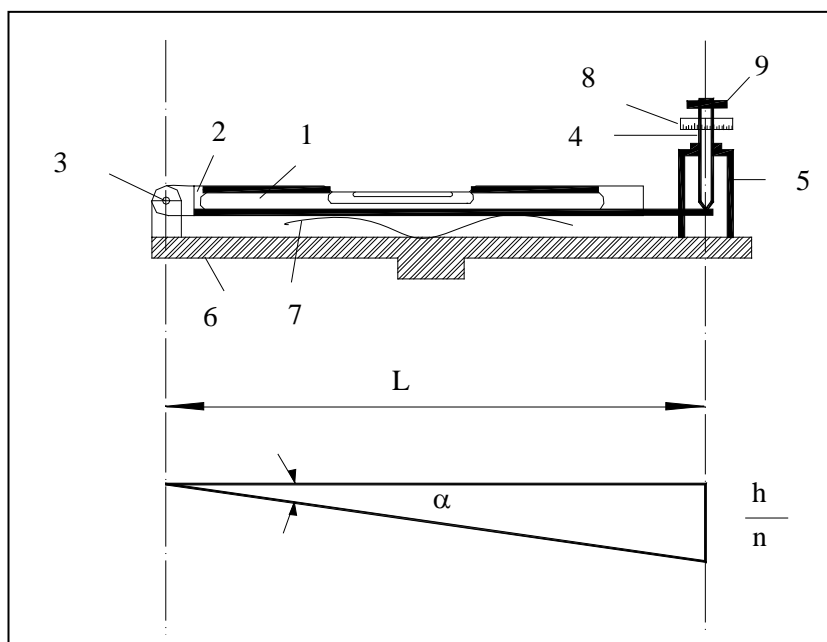
Ekstenziometer moramo povezati z merjenim objektom. Povezavo moramo izvesti tako, da ekstenziometer čim manj vpliva na merjeni objekt. Povezavo izvedemo s sidranjem nosilcev ekstenziometra. Način povezave ekstenziometra in merjenega objekta izberemo glede na pričakovano amplitudo deformacije, material objekta ipd. Za določitev vseh komponent premika je ugodno, če lahko ekstenziometer postavimo na določenem mestu merjenega objekta v vseh smereh. Primer ekstenziometra, stabiliziranega v notranjosti viadukta, je prikazan na sliki 41.



Slika 41: Ekstenziometer, stabiliziran v notranjosti viadukta

5.2.4 Klinometri

Klinometri so v praksi pogosto uporabljeni instrumenti, ki se uporabljajo za merjenje nagibov oziroma sprememb naklonov. Delujejo na principu libele. Libela se nahaja v posebni zaščitni cevi, ki je na eni strani zglobno pritrjena na podlago, na drugi strani pa se naslanja na vrh mikrometrskega vijaka. Posebno pero ves čas pritiska na cev z libelo tako, da se poseben nastavek vedno dotika nastavka na mikrometrskem vijaku. Osnovna izvedba klinometra je prikazana na sliki 42.



Slika 42: Osnovna izvedba klinometra

Na sliki 42 je (1) libela, (2) ohišje libele, (3) pregib, (4) mikrometrski vijak, (5) ohišje, (6) telo klinometra, (7) vzmet, (8) limb, (9) mikrometrski vijak.

Nagib lahko torej izračunamo, če poznamo število enot mikrometra (n), višino navoja (h) ter dolžino baze (L) :

$$\alpha'' = \frac{h \cdot \rho''}{n \cdot L} \quad (14)$$

Pred merjenjem moramo na merilno mesto vgraditi ležišče klinometra. Sam postopek izvedbe meritev s tem instrumentom pa je naslednji: klinometer položimo na pripravljeno ležišče in s pomočjo mikrometrskega vijaka dovedemo libelo do vrhunjenja in na mikrometru odčitamo odčitek. Razliko od predhodnje meritve pomnožimo s kotno vrednostjo parsu libele, kar nam da spremembo nagiba. Ta tehnika je torej primerna za merjenje deformacij konstrukcij pod obremenitvijo.

V primeru občasnega merjenja nagiba pa opravimo meritve v dveh, za 180^0 zasukanih legah klinometrov. Pri tem dobimo dva odčitka na mikrometru. Polovica razlike obeh odčitkov, pomnožena z vrednostjo enote mikrometra, predstavlja izmerjeni nagib. Če tega primerjamo z vrednostjo predhodnega nagiba dobimo spremembo nagiba. Primer elektronskega klinometra visoke natančnosti je prikazan na sliki 43. Opremljen je s senzorjem, ki deluje na osnovi nihajnih lastnosti masne ploščice, katere gibanje se meri kapacitivno.



Slika 43: Klinometer pritrjen na steno objekta

5.3 PRIMERJAVA GEODETSKIH INSTRUMENTOV ZA MERJENJE PREMIKOV

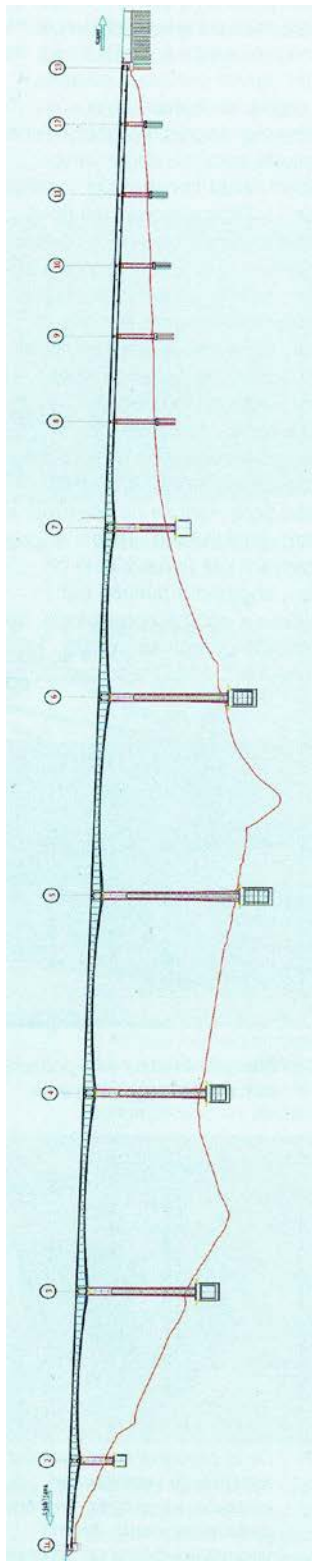
Razvoj tehnologije omogoča pridobitev položaja statičnega in gibajočega objekta/točke v skoraj realnem času. Glede na zahteve naloge je na voljo več merskih sistemov, ki se razlikujejo po dosegu, natančnosti določitve položaja, frekvenci meritev in prenosu podatkov. Izbira merskega sistema je odvisna od zmogljivosti sistema, zahtev naloge, predvsem v smislu natančnosti meritev, kakor tudi ekonomičnosti same izvedbe. Za čim večjo gospodarnost delovnih procesov je treba poznati zmogljivosti posameznih merskih sistemov, predvsem pa zahtevano natančnost del, ki jih izvajamo. V preglednici 1 je podan seznam prednosti in slabosti posameznih geodetskih metod izmere premikov, ki nastopijo v primeru obremenilnega preizkusa premostitvenih objektov.

Preglednica 1 : Prikaz prednosti in slabosti geodetskih merskih instrumentov

Vrsta inštrumenta	Prednosti	Slabosti
Elektronski tahimeter	<ul style="list-style-type: none"> • omogoča vizure na večjih razdaljah, • z dodatnim kotnim okularjem so omogočene strme vizure • natančnost meritev merjene Hz kotov: (1" - 3") merjenje dolžin: (2 - 3 mm ± 2 ppm) • hitrost meritev dolžin (0.5 s – 3 s), • sprotna kontrola rezultatov • možnost avtomatske registracije • zmanjšan vpliv zunanjih motenj na meritve (avtomatke korekcije) 	<ul style="list-style-type: none"> • pogrešek vizure • doseganje majše natančnosti na večjih razdaljah
Motorizirna totalna postaja	<ul style="list-style-type: none"> • zadostuje 1 operater • hitro in natančno avtomatsko viziranje (odpadejo pogreški operaterja) • ni potrebno opazovanje tarče skozi objektiv • dobra vizura, kljub slabi vidljivosti • smerna lučka 	<ul style="list-style-type: none"> • avtomatsko viziranje tarč pri večjih premikih kontrolnih točk • visoka cena
Precizni nivelir	<ul style="list-style-type: none"> • zelo uporabna metoda pri meritvah premikov na krajših premostitvenih objektih • skupaj z dodatnim mikrometrom dosegamo natančne rezultate (0,1 mm) 	<ul style="list-style-type: none"> • pogrešek vizure • doseganje majše natančnosti na večjih razdaljah • potrebna 2 nivelirja za izvedbo meritev
Rotacijski nivelir	<ul style="list-style-type: none"> • dobimo popolno sliko obnašanja konstrukcije (zvezno) • omogoča registriranje časovnega poteka vertikalnih pomikov • direktna povezava z računalnikom → sprotni prikaz rezultatov v obliki grafa ali tabele • natančnost metode 0,1 – 0,5 mm • razvidne zaostale deformacije 	<ul style="list-style-type: none"> • visoka cena opreme • zagotovljena mora biti enaka ali vsaj podobna višina senzorja in nivelirja • napajanje 110V (transformator) • debelina laserskega žarka na max. oddaljenosti presega polje ločljivosti senzorja
GPS	<ul style="list-style-type: none"> • enostavna uporaba • vremenska neodvisnost • ne potrebujemo medsebojno vidljivost točk • s pomočjo permanentnih postaj nižja cena določanja položaja • možnost spremljanja obnašanja viadukta po izgradnji pod različnimi pogoji (veter, večje obremenitve, ipd.) 	<ul style="list-style-type: none"> • ovire, ki lahko onemogočajo sprejem signala • nižja natančnost določitve vertikalne (Z) komponente položaja (2-3 krat nižja od položajne) • vpliv »multipatha« • odvisnost od števila razpoložljivih satelitov

6 OBREMENILNI PREIZKUS VIADUKTA ČRNI KAL

Kratek opis objekta:



Viadukt Črni Kal je najzahtevnejši premostitveni objekt na slovenskih avtocestah tako glede funkcionalnih zahtev, kot tudi konstrukcijskih in tehnoloških možnosti, zahtevnosti oblikovanja, težavnosti umestitve v prostor v povezavi z ohranitvijo naravnega okolja kot tudi glede stroškov investicije in vzdrževanja. Je tudi največji in najvišji premostitveni objekt na slovenskem cestnem omrežju (1065 metrov).

Preglednica 2: Splošni podatki o gradnji viadukta

Dokončan	september 2004
Lokacija	AC Koper – Lendava (Črni kal/Slovenija)
Investitor	DARS d.d., Celje
Projekt	Ponting d.o.o.
Izvajalec	Joint venture: SCT d.d., Primorje Ajdovščina d.d., itd
Dolžina / max. razpon	1056.35 m / 140.00 m
Konstrukcija	kontinuirana prednapeta AB konstrukcija preko 12 razponov
Tehnologija	prosto-konzolna gradnja, gradnja v fiksnem ali pomičnem opažu

Viadukt Črni Kal sta skupaj gradila SCT Ljubljana in Primorje Ajdovščina, na objektu pa je hkrati delalo tudi do 260 delavcev. Spodnjo konstrukcijo viadukta sestavljajo dva krajna opornika in 11 stebrov, od katerih je pet nizkih dvojnih stebrov, visokih do 27 metrov, šest je visokih enojnih stebrov, ki se v zgornjem delu razcepijo v obliki črke »Y«.

Slika 44: Prečni prerez viadukta



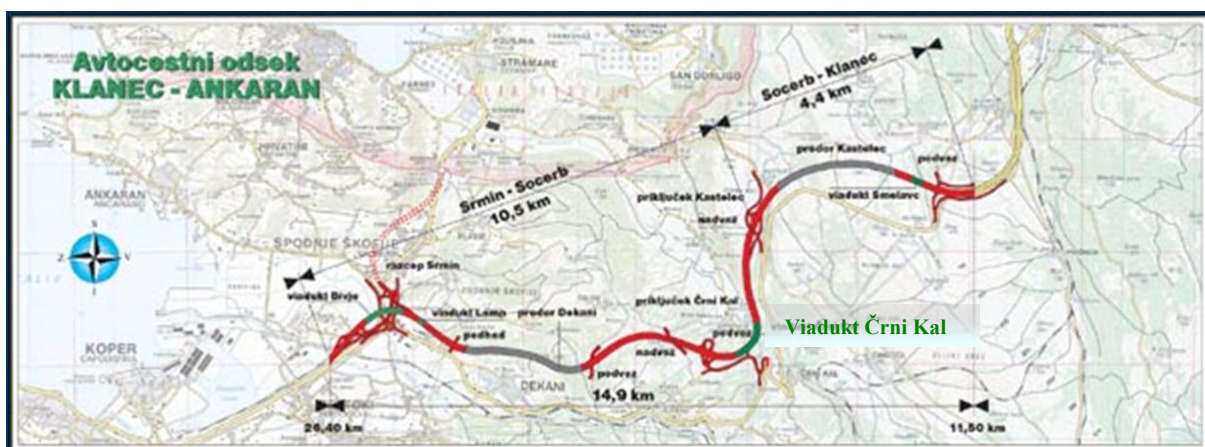
Slika 45: Gradnja viadukta Črni Kal
[Pipenbaher, 2004]

Višina najvišjega stebra znaša 87,5 metrov, tako da znaša višina stebra skupaj z voziščno konstrukcijo na najvišji točki 95 metrov. Največji razpon med stebri je 140 metrov. Skupna širina viadukta je 26,5 metra, voziščni konstrukciji pa sta med seboj ločeni. S pripravljalnimi deli viadukta so pričeli že leta 2001, ko so bile zgrajene dostopne poti do gradbišča viadukta. Gradnjo vodnjakov za temelje viadukta so pričeli graditi decembra 2001, visoke stebre maja 2002, prekladno konstrukcijo po tehnologiji prostokonzolne gradnje pa februarja 2003.

Stebri viadukta so grajeni s samoplezajočim opažem, ta tehnologija je bila v Sloveniji uporabljena prvič. Povezavo zgornje konstrukcije je bilo potrebno izvesti z betonažo veznih segmentov hkrati na levi in desni strani. Viadukt je bil prvič v celoti povezan 23. 5.2004, ko so preko njega zapeljali udeleženci kolesarske dirke Giro d'Italia. V viadukt je bilo vgrajenih 50.000 kubičnih metrov betona, 8.000 ton armaturnega jekla in 1.300 ton kablov za prednapenjanje.

6.1 PROJEKT ČRNI KAL

Po natančni proučitvi lastnosti tal, klimatskih pogojev, konfiguracije terena in pričakovane jakosti morebitnih potresnih sunkov je inženirski biro Ponting d.o.o. izdelal projekt viadukta. Za izdelavo tako zahtevnega projekta so bile potrebne poleg vrhunskega teoretičnega znanja s področja gradbene stroke, matematike in mehanike tudi dolgoletne izkušnje na področju tehnologije grajenja.



Slika 46: Situacija avtocestnega odseka Klanec – Ankaran

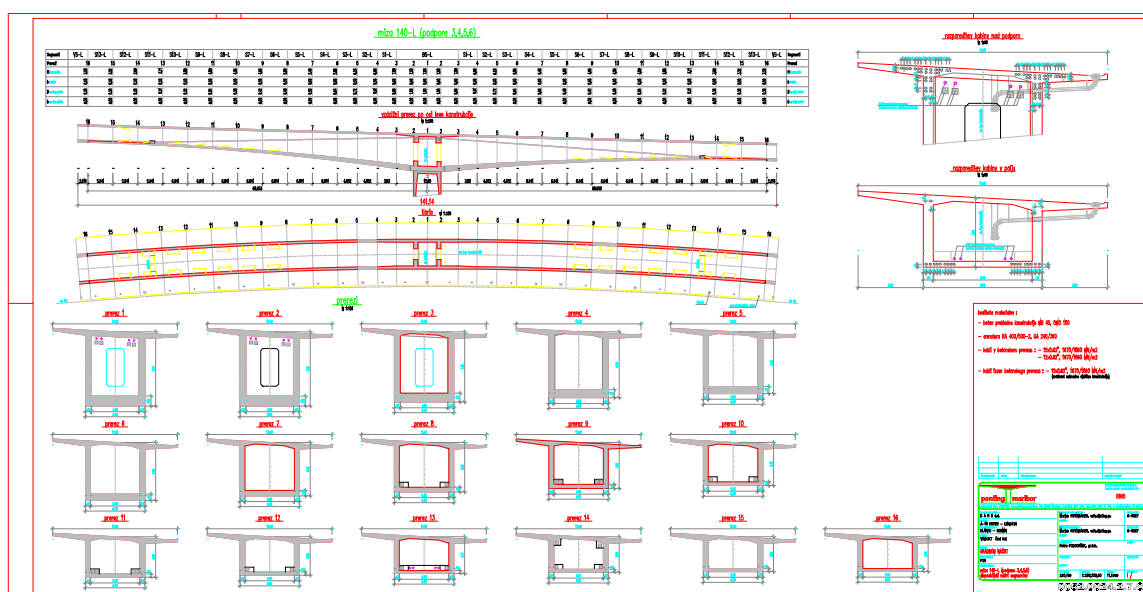


Slika 47 : Vz dolžni prerez odseka Klanec - Ankaran

Ena temeljnih nalog projekta je bila zagotoviti ustrezno varnost prometa na viaduktu. Glede na klimatske razmere, ki so na tem območju, je največ skrbi projektantom pri iskanju varnostnih rešitev povzročala burja, ki je med drugim tudi ustavila gradnjo viadukta za 150 dni. Viadukt Črni Kal ima zato posebej projektirano varnostno opremo. V ta namen je bila nameščena aerodinamično oblikovana 3 metre visoka protivetna ograja, ki ščiti vozila pred sunki vetra. Ker doslej protivetne ograje v takšni obliki še ni bilo, je bilo potrebno še preden bi jo vgradili na viadukt njeno učinkovitost, zanesljivost in trdnost dobro preizkusiti. To je bilo mogoče le v dovolj velikem vetrovniku, kjer bi lahko obremenjevali z močnim vetrom, hkrati pa jo izpostavili še ekstremnim temperaturam. Rezultati meritev v vetrovniku so pokazale, da predstavlja protivetna ograja zadostno zaščito tudi pri sunkih vetra s hitrostjo

200 kilometrov na uro in več, med gradnjo pa je bila izmerjena največja hitrost burje v sunku s 130 kilometri na uro (Sliki 49 ter 50).

Izdelani so bili načrti za vsak del konstrukcije in za vsako gradbeno fazo. Izdelani so bili podrobni statični izračuni in analiza dinamičnega odziva konstrukcije, ki je prikazana na slikah 48.



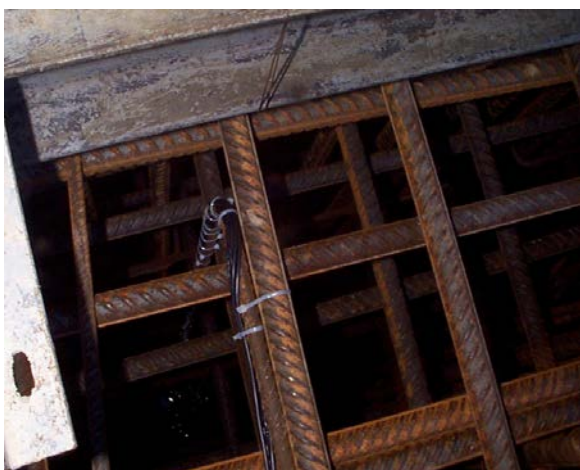
V projektu je bil predviden tudi obremenilni preizkus viadukta. V ta namen je bil pripravljen elaborat maksimalnih momentov v polju, kjer je med drugim zajeta računsko analiza obnašanja konstrukcije. Analizo so pripravili za vsako polje in za vsako voziščno konstrukcijo posebej (levo in desno). Izračunani maksimalni vertikalni premiki so prikazani v preglednici 3.

Preglednica 3: Rezultati računske analize vertikalnih premikov za posamezna polja

polje	voziščna konstrukcija					
	leva [mm]			desna [mm]		
	podpora KP	polje	podpora LJ	podpora KP	polje	podpora LJ
1	-0,01	-11,20	-0,15	-0,01	-29,78	-0,15
2	-0,38	-35,83	-0,24	-0,42	-38,20	-0,86
3	-0,54	-44,92	-0,53	-0,17	-43,31	-0,25
4	-0,73	-47,85	-0,76	-0,34	-45,33	-0,19
5	-0,34	-46,12	-0,13	-0,55	-44,62	-0,45
6	-0,72	-30,31	-0,45	-0,23	-28,72	-0,21
7	0,03	-13,54	-0,48	-0,20	-13,08	-0,45
8	-2,43	-8,84	-0,70	-0,61	-8,44	-0,68
9	-0,65	-5,45	-0,65	-0,63	-5,20	-0,63
10	-0,55	-5,73	-0,78	-0,53	-5,47	-0,76
11	-0,57	-5,27	-0,76	-0,55	-5,03	-0,73
12	-0,41	-3,05	-0,05	-0,40	-2,91	-0,05

6.2 KONTROLNE MERITVE MED GRADNJO

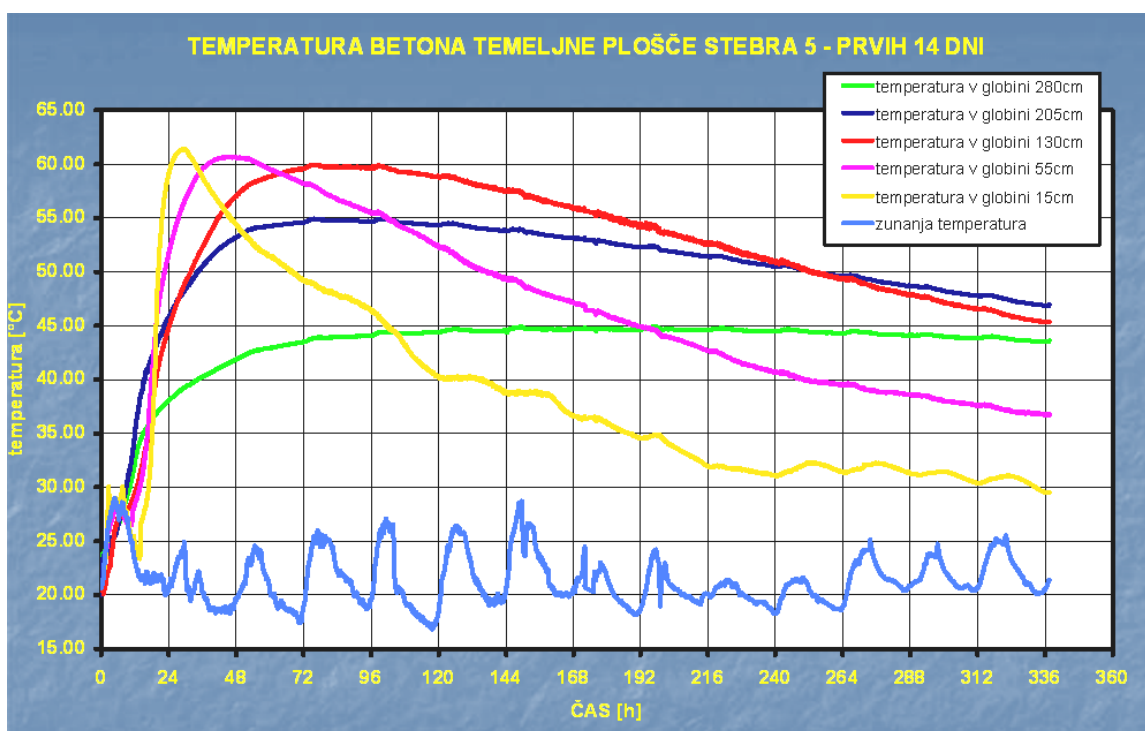
Napetosti, ki nastopijo zaradi lastne teže objekta, temperaturnih razlik ter krčenja betona, opazujemo že v času gradnje objekta. Temperaturne razlike zaradi segrevanja oziroma ohlajanja betona smo merili s posebnimi tipali za merjenje temperature in tako dobili pregled dogajanja v notranjosti konstrukcije (Slika 51). Rezultati meritev temperature so bili zelo zanimivi, saj se je beton segrel celo do 62 °C, po 14 dneh pa je temperatura 2 m pod površino še vedno znašala 48 °C. Specifične deformacije armature pa so bile določene s pomočjo merilnih lističev (Slika 52).



Slika 51: Vgradnja merilnikov temperature



Slika 52 : Merilni listič na armaturi



Slika 53: Rezultati merjenja temperature

6.3 POTEK OBREMENILNE PREIZKUŠNJE

Zavod za gradbeništvo Slovenije (ZAG Ljubljana) je skupaj s podizvajalcema Pipenbaher Inženirji d.o.o in GEOIN d.o.o izvršil obremenilno preizkušnjo obeh objektov viadukta Črni Kal na odseku Klanec – Srmin v dneh od 10.09 do 12.09.2004. Obremenilna preizkušnja je bila razdeljena na statični in dinamični del.

6.3.1 Statični del obremenilne preizkušnje

V statičnem delu preizkušnje smo določili vertikalne premike, specifične deformacije, zasuke nad podporami ter vzdolžni premik prekladne konstrukcije nad podporo 13. Statični del obremenilne preizkušnje je bil izvršen z 48 kamioni skupne teže 12.579,40 kN. Zaradi zasnove objekta so obe voziščni konstrukciji obremenjevali istočasno. Število kamionov, ki je sodelovalo pri posamezni obtežni fazi, je bilo odvisno od dolžine polja ter števila polj ali podpor, ki so se obremenjevala istočasno. Posamezne obtežne faze so prikazane v preglednici 4 [Bevc,2004].

Preglednica 4 :Pregled faz obremenilnega preizkusa

faza	obremenitev
1	obremenitev podpore 12
2	obremenitev podpore 11
3	obremenitev podpor 10 in 13
4	obremenitev podpore 9
5	obremenitev podpore 8
6	obremenitev podpore 7
7	obremenitev podpore 6
8	obremenitev polj 8, 10 in 12
9	obremenitev polj 9 in 11: ekscentrična postavitev obtežbe – ena kolona vozil na levem objektu, desni objekt prazen
10	obremenitev polj 9 in 11: ekscentrična postavitev obtežbe – centrična postavitev obtežbe (dve koloni) na levem objektu, desni objekt prazen
11	obremenitev polj 9 in 11: ekscentrična postavitev obtežbe – centrična postavitev obtežbe (dve koloni) na levem objektu, na desnem objektu ena kolona vozil
12	obremenitev polj 9 in 11: centrična obtežba obeh voziščnih konstrukcij
13	obremenitev polj 5 in 7
14	obremenitev polj 4 in 6: ekscentrična postavitev obtežbe – ena kolona vozil na desnem objektu, levi objekt prazen
15	obremenitev polj 4 in 6: ekscentrična postavitev obtežbe – centrična postavitev obtežbe (dve koloni) na desnem objektu, levi objekt prazen
16	obremenitev polj 4 in 6: ekscentrična postavitev obtežbe – centrična postavitev obtežbe (dve koloni) na desnem objektu, na levem objektu ena kolona vozil
17	obremenitev polj 4 in 6: centrična obtežba obeh voziščnih konstrukcij
18	obremenitev polj 2 in 4
19	obremenitev polj 1 in 3
20	obremenitev podpore 5
21	obremenitev podpor 1 in 2
22	obremenitev podpore 3
23	obremenitev podpore 4
24	obremenitev za bočni odklon stebra 5 desnega objekta

Meritve specifičnih deformacij, zasuke nad podporami ter vzdolžni premik prekladne konstrukcije nad podporo 13 je izvajal Zavod za gradbeništvo Slovenije pod vodstvom dr. Štruklja iz Fakultete za gradbeništvo Univerze v Mariboru.

Meritve specifičnih deformacij so se med posameznimi obremenilnimi fazami, izvajale v tretjem in četrtem polju levega in desnega objekta. V vsakem polju so se merile v treh prerezih, in sicer v sredini rapetine ob podpori ter sredini razpetine. Meritve so se na levem objektu izvajale s pomočjo merilnih lističev, na desnem objektu pa s pomočjo merilnih lističev ter elektronskih ekstenziometrov. Vse skupaj je bilo 40 merskih mest, ki so bila povezana z 2 km kablov, ki so bili priključeni na merilni instrument, krmiljen z računalnikom. Na desnem objektu smo s pomočjo klinometra merili zasuk obeh podpor četrtega polja.

Vzdolžni premik prekladne konstrukcije nad podporo 13, se je meril v obremenilni fazi 8. Meritve so se izvajale s pomočjo induktivnih merilnikov premikov. Med fazami 13 in 19 obremenilne preizkušnje pa so se merili zasuki nad podporami s pomočjo elektronskih inklinometrov. Zasuki so bili merjeni nad podporami 4, 5 ter 13 desnega objekta. Izmerjene vrednosti zgoraj omenjenih količin so bile manjše od predhodno izračunanih ter se z njimi dobro ujemale.

6.3.2 Dinamični del obremenilne preizkušnje

Dinamični odziv prekladne konstrukcije levega in desnega objekta so izvajali ločeno. Smer vožnje je bila zaradi lažje kontrole hitrosti pri obeh objektih izvršena iz smeri Ljubljana – Koper. Dinamično obtežbo je predstavljalo 10 kamionov teže cca. 260 kN.

Preiskava je bila izvršena pri:

- prevozu posameznega kamiona s hitrostmi cca. 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90 ter 115 km/h pri desnem objektu in 125 km/h pri levem objektu,
- prevozu tandema dveh kamionov s hitrostmi 50, 60, 70, 80 in 90 km/h,
- prevozu kolone desetih kamionov z razmakom med kamioni cca. 2 do 3 dolžine kamiona s hitrostmi 50 in 70 km/h,

- prevozu dveh paralelnih kolon petih kamionov z medsebojnim zamikom ene dolžine kamiona s hitrostmi 50 in 70 km/h.

Dinamični odziv prekladne konstrukcije so registrirali med prevozom posameznih kamionov kakor tudi posameznih skupin kamionov (Tandem: dva kamiona vzporedno; Vrsta kamionov: deset kamionov eden za drugim v približno enakem razmaku po sredini objekta; Cik-cak: deset kamionov, ki so bili medsebojno zamaknjeni v prečni in vzdolžni smeri), ki so vozili s približno konstantno hitrostjo preko viadukta.

Med prevozom kamionov preko desnega objekta, se je s pomočjo laserskega detektorja pomikov Poytec in računalnika registriral odziv prekladne konstrukcije, v četrtem polju, na levem objektu pa v prvem in četrtem polju. V četrtem polju levega objekta se je registriral odziv prekladne konstrukcije s pomočjo pospeškometerov, ki sta bila locirana v sredini razpetine in sicer na spodnji talni plošči škatle ter na bočni steni škatle.

V nadaljevanju podrobneje opisujem merjenje vertikalnih premikov viadukta, ki je bilo izvedeno z geodetskimi metodami s pomočjo elektronskega tahimetra.

6.4 MERJENJE VERTIKALNIH PREMIKOV

V okviru statičnih preiskav objekta imajo pri opazovanju premostitvenih objektov izmerjeni vertikalni premiki največji vpliv na konstrukcijo in njene morebitne deformacije. Izmed teh namenjamo posebno pozornost predvsem vertikalnim premikom, ki nastopijo pod vplivom obtežbe v poljih prekladne konstrukcije.

Geodetske meritve, ki so potekale v okviru statične obtežbe 10.09. in 11.09.2004, je opravila osemčlanska ekipa, in sicer vodja meritev skupaj s sedmimi operaterji (Preglednica 5).

Preglednica 5: Izvajalci geodetskih meritev

Vodja meritev	Doc.dr. Boštjan Kovačič, Fakulteta za gradbeništvo, Maribor
Operaterji	Rok Kamnik, Fakulteta za gradbeništvo, Maribor Beno Lončarič, Geoin d.o.o. Maribor Jani Vetter, Geoin d.o.o. Maribor Petra Vetter, Geoin d.o.o. Maribor Primož Kete, Geoin d.o.o. Maribor Jasna Vajda, absolventka Fakultete za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana Anika Ostojič, ZAG Ljubljana

Dobra koordinacija dela in izurjena ekipa zagotavljajo doseganje ustreznih rezultatov. Pri tem je predvsem pomembna komunikacija med operaterji in vodjo geodetskih meritev, ki sodeluje z vodjem obremenilnega preizkusa.

Med posamezno obtežno fazo smo zaradi obsežnosti viadukta in pričakovanega vpliva obtežbe hkrati opazovali šest polj in tako dobili realno sliko obnašanja viadukta. Merili smo horizontalne in vertikalne kote ter poševne dolžine do kontrolnih točk pred obtežbo (začetno stanje), pod vplivom obtežbe ter po razbremenitvi konstrukcije. Po vsaki obtežni fazi smo opravili tudi kontrole, pri čemer smo primerjali poševne dolžine posameznih faz obremenitve ali razbremenitve z izmerjenim začetnim stanjem. Slednje smo zapisovali v zapisnik, ki je poleg izmerjenih količin vseboval še skico kontrolnih točk, stabiliziranih na konstrukciji.

Meritve vertikalnih premikov pri statični obtežbi smo začeli izvajati na Koprski strani viadukta in nadaljevali v smeri proti Ljubljani. Meritve so potekale dva dni, in sicer od 7.00 ure zjutraj do 19.00 ure zvečer, z vmesno prekinitvijo med 13.00 in 14.00 uro. Po prekinitvi smo instrumente ponovno kalibrirali in pred ponovnim obremenjevanjem preverili začetno stanje zaradi morebitnih zaostalih deformacij. Preglednica 6 prikazuje posamezne faze statične obtežbe obremenilnega preizkusa po dnevih.

Preglednica 6: Razpored opravljenih meritev

Dan	Merjene obtežne faze
10.09.2004	0 – O ₁ – R ₁ – O ₂ – R ₂ – O ₃ – R ₃ – O ₄ – R ₄ – O ₅ – R ₅ – 0 – O ₆ – R ₆ – O ₇ – R ₇ – O ₈ – R ₈ – O ₉ – O ₁₀ – O ₁₁ – O ₁₂ – R ₁₂ – O ₁₃ – R ₁₃
11.09.2004	O ₁₄ – O ₁₅ – O ₁₆ – O ₁₇ – R ₁₇ – O ₁₈ – R ₁₈ – 0 – O ₁₉ – R ₁₉ – O ₂₀ – R ₂₀ – O ₂₁ – R ₂₁ – O ₂₂ – O ₂₃ – R ₂₃ – O ₂₄ – R ₂₄

kjer je:

0 ... začetno stanje,

O_# ... obremenitev,

R_# ... razbremenitev.

V vseh fazah smo opazovali točke stabilizirane na polovici, četrtini in tretjini polja, z izjemo v fazi O₁₃, R₁₃, O₂₃, R₂₃, O₂₄ ter R₂₄, kjer smo opazovali samo podpore.

Za uspešno izvedbo obremenilnega preizkusa smo sprva morali določiti najustreznejšo metodo izmere, signalizirati kontrolne točke z refleksijskimi tarčami ter izbrati primerno vrsto in mesto stabilizacije stojiščnih točk.

6.4.1 Metoda in instrumentarij

Pred začetkom opazovanj je bilo potrebno opraviti podroben ogled terena in objekta. Pri tem smo želeli pridobiti čim več informacij o karakteristikah objekta in topografskih značilnostih terena. Tako lahko določimo katera metoda je najprimernejša za izvedbo obremenilnega preizkusa. Razlogi, ki omogočajo odločitev so predvsem natančnost posameznih metod, hitrost izvajanja meritev, možnost kontrole med izvajanjem meritev, konfiguracija terena, izurjenost ekipe in cena posameznih metod. Več metod bi omogočalo dovolj natančno opazovanje objekta (niveliranje, GPS), ampak ob upoštevanju dodatnih pogojev, kot so dolžina in oblika viadukta, vetrobranska ograja, cena ipd, je bila v primeru viadukta Črni Kal najbolj primerna klasična metoda, in sicer s pomočjo elektronskih tahimetrov.

Opazovanja smo izvedli s šestimi instrumenti istega proizvajalca. Uporabili smo Nikonove elektronske tahimetre serije 700 (štirje instrumenti) in 800 (dva instrumenta) z dodatnimi kotnimi okularji, ki so omogočali vizure pod izredno strmimi koti in navpična opazovanja (sliki 54 in 55). Posamezne količine smo merili po iterativnem postopku in sicer 10x s povečano natančnostjo meritve (PMSR mode). Vsak instrument smo pred izvajanjem meritev ustrezno kalibrirali z vgrajeno programsko opremo (verzija AP700 1.33) in s tem zmanjšali instrumentalne pogreške. Prav tako smo v določenih časovnih intervalih merili temperaturo in zračni pritisk ter ju vnašali v instrumente.



Slika 54: Nikon znamke DTM 730



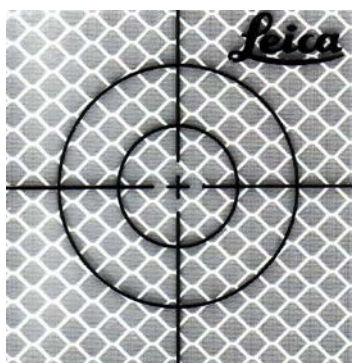
Slika 55: Nikon znamke DTM 830

Preglednica 7: Pregled lastnosti elektronskega tahimetra

	DTM serija 700	DTM serija 800
DALJNOGLED		
slika	pokončna	pokončna
dolžina objektivna	155,7 mm	155,7 mm
resolucija	2,5 "	2,5 "
fokusiranje	grobo – fino	grobo – fino
povečava	30 x	30 x
možnost nočnega opazovanja	DA	DA
MERJENJE KOTOV		
sistem čitanja	optično inkrementalni	foto-električni inkrementalni
enota	stopinje	stopinje
natančnost (po DIN)	2"/ 1 mgon	2"/ 1 mgon
KOMPENZATOR		
območje kompenzacije	± 3'	± 3'
natančnost	± 1", 0,2 mgon	± 1", 0,2 mgon
opozarjanje z zvokom	DA	DA
RAZDALJEMER		
mini prizma	do 500 m	do 500 m
posamezna prizma	do 2200 m	do 2700 m
natančnost izmerjenih dolžin	2mm + 2ppm	2mm + 2ppm

6.4.2 Stabilizacija kontrolnih točk

Karakteristične točke viadukta smo označili s pomočjo refleksijskih tarč, ki so bile nalepljene že v mesecu aprilu, ko se je s posebnim vozilom pregledovala kvaliteta betona na spodnji strani konstrukcije. Uporabljene refleksijske tarče so bile znamke Leica dimenzij 5 x 5 cm in 10 x 10 cm, velikost pa je bila odvisna od oddaljenosti od tal (sliki 56 in 57).



Slika 56: Refleksijska tarča znamke Leica



Slika 57: Refleksijska tarča nalepljena na spodnjo stran viadukta

Med potekom obremenilne preizkušnje smo skupno stabilizirali 151 kontrolnih točk na vrhu vseh stebrov in na spodnji strani prekladne konstrukcije (Priloga A in B). Slika 58 prikazuje merska mesta premikov v prečnem prerezu, in sicer v polju 2, 3 in 5 smo meritve vertikalnih premikov prekladne konstrukcije izvajali v treh prečnih profilih (P1L, P2L, P3L – levi vozni pas, P1D, P2D, P3D – desni vozni pas), v poljih 3 in 4 pa v petih prečnih profilih (P1L, P2L, P3L, P4L, P5L – levi vozni pas, P1D, P2D, P3D, P4D, P5D – desni vozni pas) (Priloga C). V preostalih poljih so se meritve vertikalnih premikov izvajale samo v sredini razpetine (P1L– levi vozni pas, P1D– desni vozni pas). Na najvišjih stebrih smo refleksijske tarče nalepili tudi na vznožje stebra in tako merili stiskanje stebra (Priloga A in priloga B). V preglednici 8 je navedeno število in lokacija opazovanih točk v posameznih poljih.

Preglednica 8: Število in lokacija kontrolnih točk po posameznih poljih

polje	št. opazovanih točk	lokacija točk (število)						
		P _{KP}	1/4	1/3	sredina	1/3	1/4	P _{LJ}
1	8			4	4			
2	20	4	4		4		4	4
3	22	4	4	2	4	4		4
4	28	4	4	4	4	4	4	4
5	20 +2	4	4		4		4	4
6	8				4			4
7	4				4			
8	6	2			4			
9	10	2			4			4
10	8	2			4			2
11	8	2			4			2
12	7				4			3

Oznake v preglednici:

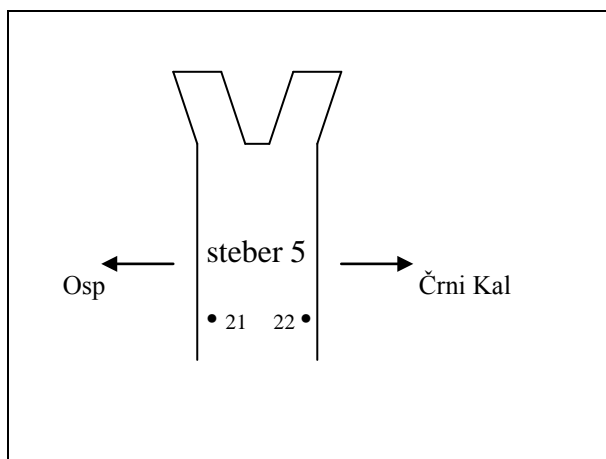
P_{KP} ... podpori na Koprski strani,

1/4, 1/3, sredina ... lokacija merskih točk polja,

P_{LJ} ... podpori na Ljubljanski strani.

+2...dve dodatni točki na najvišjem stebru (steber 5), s čimer dobimo podatek o njegovem stiskanju

Iz preglednice 8 je razvidno, da smo največje število točk, torej 28, opazovali na najdaljšem polju (polje 4), kjer so bili predvideni največji vertikalni premiki.



Slika 58: 2 dodatni točki na stebru 5



Slika 59 : Steber 5

6.4.3 Stabilizacija stojiščnih točk

Za kvalitetno izvedbo obremenilne preizkušnje je bilo potrebno izbrati ustrezen način stabilizacije stojiščnih točk. Izbrati moramo takšno mesto in vrsto stabilizacije, da bo le-ta zagotavljala maksimalno stabilnost točk. V ta namen so gradbeni delavci v sredini polj predhodno pripravili 12 stabilnih stojišč, in sicer armirane betonske stebre z navojno litoželezno ploščo na vrhu. Slednja nam omogoča prisilno centriranje instrumentov. Dobro temeljeni stebri so bili postavljeni približno 14 dni pred izvajanjem meritev, kar je omogočalo, da se je material lahko ustrezno utrdil.

Stabilnost danih točk je potrebno preverjati s kontrolnimi meritvami. Pomembno je namreč vedeti, kaj se dogaja z instrumentom v času meritev. Za kontrolo stabilnosti stojiščnih točk sta

bili med stebri razviti dve mreži v lokalnem koordinatnem sistemu. Zaradi konfiguracije terena je prva mreža segala od stebra 1 do stebra 5, druga pa od stebra 6 do stebra 12. Položaj stojišč je preverilo podjetje GEOIN d.o.o pred obremenilno preizkušnjo in po njej ter pri tem ugotovilo, da ni prišlo do premikov stebrov. Za izvedbo kontrolnih meritev so uporabili betonske stebre, ki so služili za predhodna geodetska dela med gradnjo viadukta.



Slika 60: Armirani betonski steber z navojno ploščo



Slika 61 : Stojiščne točke na prvih treh poljih

6.5 REZULTATI OBREMENILNE PREIZKUŠNJE – VERTIKALNI PREMIKI

Podatke, shranjene v instrumentu smo sprva prenesli na računalnik ter jih primerjali s posameznimi terenskimi zapisniki. S tem smo odpravili morebitne grobe pogreške kot so dvojno opazovanje iste točke, napačni vrstni red viziranja, ipd. Opazovanja smo nato uredili po posameznih dnevih in stojiščih. S pomočjo tako urejenih podatkov, je sledil izračun vertikalnih premikov kontrolnih točk, in sicer s primerjavo posameznih faz (obremenitev in razbremenitev) z začetnim stanjem. Zatem smo lahko pričeli z analizo rezultatov.

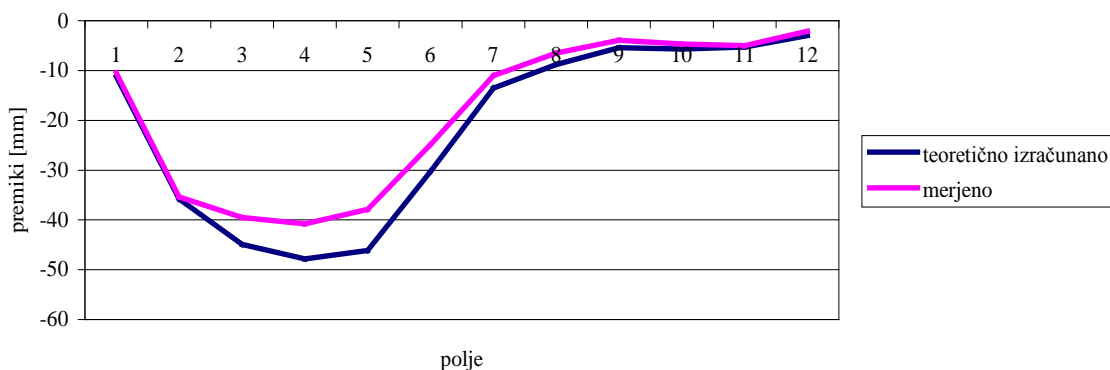
6.5.1 Računske in merjene vrednosti premikov

Preglednica 9 prikazuje primerjavo izračunanih in izmerjenih maksimalnih vertikalnih premikov za levi in desni objekt posebej. Primerjali smo srednje profile točk vseh dvanajstih polj.

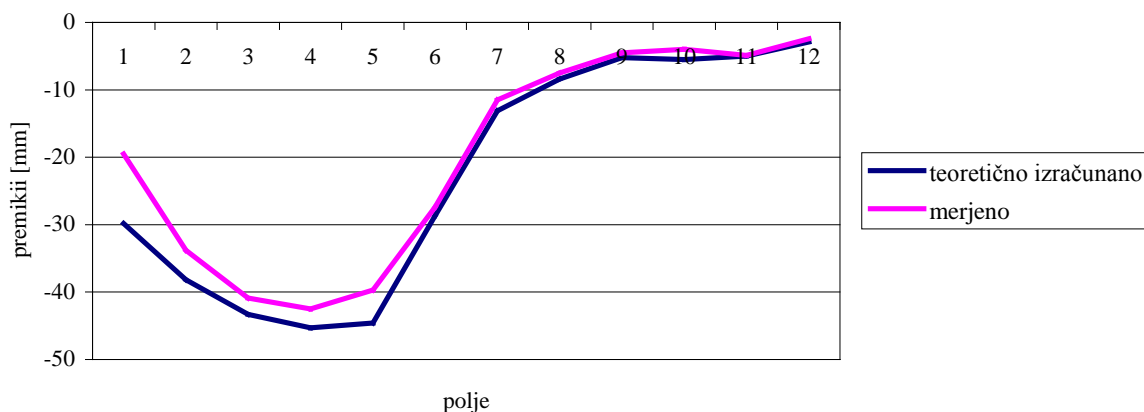
Preglednica 9: Primerjava izračunanih in izmerjenih vrednosti vertikalnih premikov

polje	Računano [mm]		Merjeno [mm]		Merjeno/Računano	
	Levi objekt	Desni objekt	Levi objekt	Desni objekt	Levi objekt	Desni objekt
1	-11,2	-29,8	-10,5	-19,5	0,94	0,65
2	-35,8	-38,2	-35,4	-33,8	0,99	0,88
3	-44,9	-43,3	-39,5	-40,9	0,88	0,94
4	-47,8	-45,3	-40,8	-42,5	0,85	0,94
5	-46,1	-44,6	-37,9	-39,7	0,82	0,89
6	-30,3	-28,7	-24,9	-27,4	0,82	0,95
7	-13,5	-13,1	-11,0	-11,5	0,81	0,88
8	-8,8	-8,4	-6,5	-7,5	0,74	0,89
9	-5,4	-5,2	-3,9	-4,5	0,72	0,87
10	-5,7	-5,5	-4,7	-4,0	0,82	0,73
11	-5,3	-5,0	-5,0	-4,9	0,94	0,98
12	-3,0	-2,9	-2,1	-2,4	0,70	0,83

Gornja preglednica prikazuje dobro ujemanje računanih in izmerjenih premikov izbranih srednjih profilov prekladne konstrukcije. Povprečno razmerje merjenih in računanih vrednosti namreč znaša za levi objekt 0,84, za desni objekt pa 0,87. Primerjavo merjenih in računanih vrednosti vertikalnih premikov prikazujeta grafa 1 in 2.



Graf 1 : Primerjava merjenih in računskih vrednosti premikov za levi objekt



Graf 2 : Primerjava merjenih in računskih vrednosti premikov za desni objekt

Grafa 1 in 2 prikazujeta dobro ujemanje rezultatov meritev s predhodno izračunanimi premiki saj krivulji na določenih mestih soupadata, v večjem delu pa so merjene vrednosti premikov manjše od teoretično izračunanih. Iz tega je razvidno, da se je viadukt Črni Kal med obremenilno preizkušnjo obnašal v skladu s pričakovanji.

Odstopanja med izmerjenimi in izračunanimi vrednostmi so posledica razlike med dejansko togostjo prekladne konstrukcije (geometrijske karakteristike prečnega prereza, doprinos armature k geometrijskim karakteristikam prečnega prereza, elastični modul betona) in privzeto togostjo matematičnega modela konstrukcije kakor tudi zaradi razlike v obnašanju dejanske konstrukcije glede na privzeto obnašanje matematičnega modela konstrukcije.

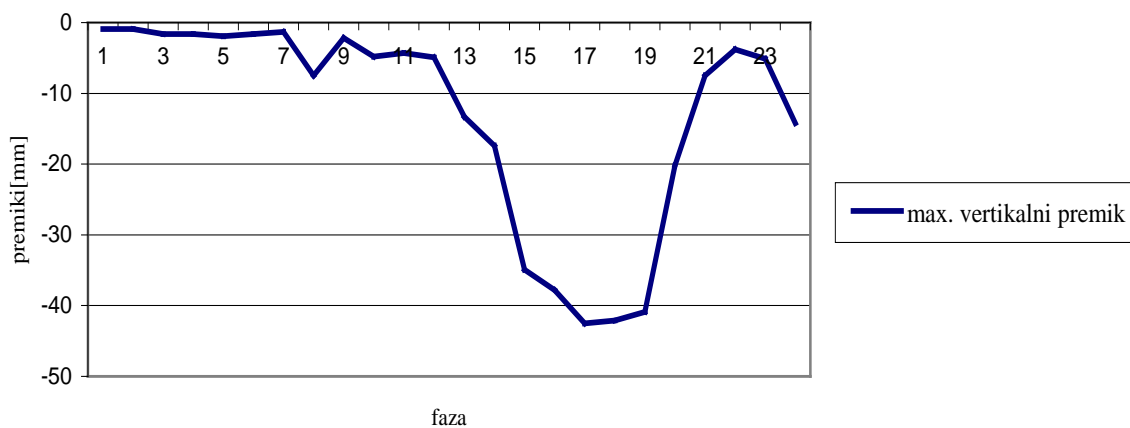
6.5.2 Izmerjeni maksimalni premiki

Preglednica 10 prikazuje maksimalne vertikalne premike v posameznih obtežnih fazah, ki so bili izmerjeni vzdolž viadukta.

Preglednica 10: Maksimalni vertikalni premiki, izmerjeni vzdolž viadukta

Faza	Max. vertikalni premiki [mm]
1	-0,9
2	-0,9
3	-1,6
4	-1,6
5	-1,9
6	-1,6
7	-1,3
8	-7,5
9	-2,2
10	-4,8
11	-4,3
12	-4,9
13	-13,3
14	-17,4
15	-34,9
16	-37,8
17	-42,5
18	-42,1
19	-40,9
20	-20,2
21	-7,5
22	-3,8
23	-5,1
24	-14,2

Po pričakovanjih se je izmerjena vrednost maksimalnih vertikalnih premikov po posameznih poljih povečevala glede na dolžino polja. Iz grafa 3 so razvidni največji premiki v fazah 14, 15, 16 in 17, kjer so se obremenjevala polja 4, 5, 6 in 7.



graf 3: Izmerjeni maksimalni vertikalni premiki vzdolž viadukta

Vrsto deformacije pri statičnih preizkusih konstrukcij določimo z medsebojno primerjavo posameznih faz obremenilnega preizkusa. Elastične deformacije nakazuje razlika opazovanih vrednosti pod vplivom obtežbe in po razbremenitvi, plastične deformacije predstavljajo razliko stanja pod vplivom obtežbe in začetnim stanjem, zaostale deformacije pa dobimo z razliko vrednosti opazovanj med fazo razbremenitve in začetnim stanjem. Rezultati izmerjenih premikov v primeru viadukta Črni Kal nakazujejo elastičen odziv konstrukcije, saj so preostali vertikalni premiki po razbremenitvi znašali 16% maksimalnih vertikalnih premikov, kar je manj od maksimalno dovoljene vrednosti 20% po standardu za obremenilno preizkušnjo prednapetih konstrukcij (JUS U.MI048).

6.5.3 Rezultati vertikalni premikov v obtežni fazi 17

Rezultati geodetskih meritev in primerjavo z računskimi vrednostmi so v uradnem poročilu za vsako postavitev vozil podani v posebni preglednici. V prvih dveh stolpcih je podana oznaka faze in polja. Sledijo oznake merskih mest, izmerjene vrednosti premikov za vsako mersko mesto ter povprečje merjenih vrednosti po posameznih profilih. Zadnja stolpca prikazujeta predhodno izračunane vrednosti premikov ter razmerje za posamezno mersko točko in ustrezno vrednostjo računskega premika. Za primer rezultatov vertikalnih premikov sem izbrala obtežno fazo 17, v kateri so bili pričakovani največji premiki. V tej fazi je potekala obremenitev četrtega in šestega polja, in sicer centrična obtežba obeh voziščnih konstrukcij (Prilogi D in E). V preglednicah 11 ter 12 so zbrane vrednosti vertikalnih premikov objekta, izmerjenih za polja 2, 3, 4, 5 ter 6.



Slika 62: Postavitev tovornjakov med obtežno fazo 17

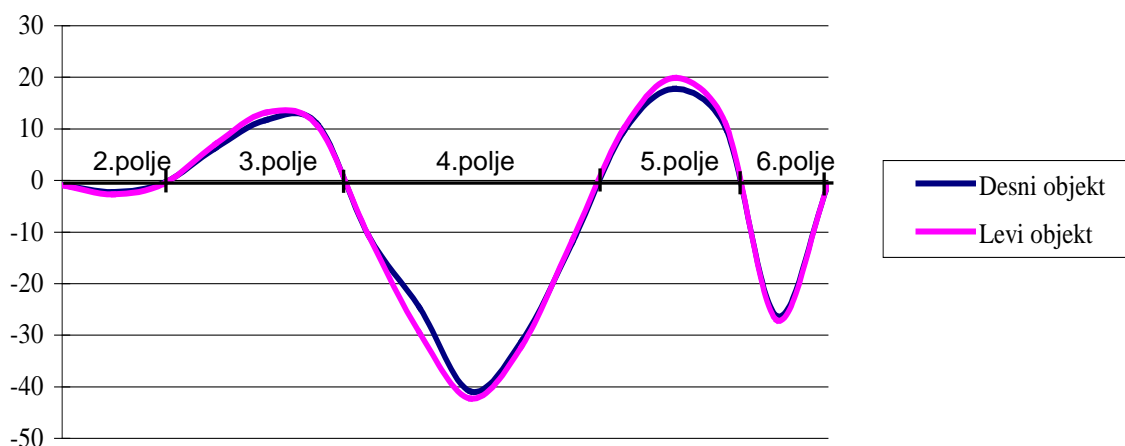
Preglednica 11: Vertikalni premiki desnega objekta

Faza	Polje	Mersko mesto	Merjeno[mm]	Merjeno povp. [mm]	Računano	Merjeno/Računano
17	2	D3	-0,9	-0,90	-1,50	0,60
		D4	-0,9			
		D1	-2,1	-2,25	-3,20	0,70
		D2	-2,4			
		D5	-0,6	-0,45	-2,07	-
		D6	-0,3			
	3	D3	4,0	6,30	6,70	0,94
		D4	8,6			
		D1	12,0	11,75	12,20	0,96
		D2	11,5			
		D5	9,8	10,95	11,90	0,92
		D6	12,1			
	4	D3	-10,0	-10,6	-14,10	0,75
		D4	-11,2			
		D5	-24,4	-24,65	-31,45	0,78
		D6	-24,9			
		D1	-41,0	-40,90	-45,30	0,90
		D2	-40,8			
		D7	-31,1	-31,05	-29,55	1,05
		D8	-31,0			
		D9	-11,9	-12,00	-12,50	0,96
		D10	-12,1			
	5	D3	7,9	09,45	15,70	0,60
		D4	11,0			
		D1	16,9	17,80	22,80	0,78
		D2	18,7			
		D5	10,5	10,00	12,45	0,80
		D6	9,5			
6	D1	-26,3	-26,25	-28,70	0,92	
	D2	-26,2				

Preglednica 12: Vertikalni premiki levega objekta

Faza	Polje	Mersko mesto	Merjeno[mm]	Merjeno povp. [mm]	Računano	Merjeno/Računano		
17	2	L3	-0,9	-0,95	-2,00	0,48		
		L4	-1,0					
		L1	-2,6	-2,65				
		L2	-2,7					
		L5	-0,6	-0,60				
		L6	-					
	3	L3	6,0	7,05	5,80	1,21		
		L4	8,1					
		L1	13,0	13,20				
		L2	13,4					
		L5	10,5	10,55				
		L6	10,6					
	4	L3	-10,0	-10,60	-15,20	0,70		
		L4	-11,2					
		L5	-29,8	-29,55				
		L6	-29,3					
		L1	-42,0	-42,25			-47,8	0,88
		L2	-42,5					
		L7	-32,0	-32,20				
		L8	-32,4					
		L9	-11,8	-11,40				
		L10	-11,0					
	5	L3	11,3	10,15	15,60	0,65		
		L4	9,0					
		L1	19,6	19,90				
		L2	20,2					
		L5	11,0	10,95				
		L6	10,9					
	6	L1	-26,8	-27,10	-30,20	0,90		
		L2	-27,4					

Iz gornjih preglednic je razvidno, da so največji premiki bili izmerjeni v četrtem polju. Vrednost največjega merjenega povprečnega premika v profilu P3D desnega objekta znaša -40,90 mm, v profilu P3L levega objekta pa -42,25 mm, kar pa je hkrati tudi največji izmerjeni premik med celotno obremenilno preizkušnjo. Povprečno razmerje za posamezno mersko točko in ustrezno vrednostjo računskega premika znaša za desni objekt 0,82, povprečno razmerje za levi objekt pa znaša 0,87. Vrednosti merjenih povprečij med obtežno fazo 17 za desni in levi objekt viadukta prikazuje graf 4.



Graf 4: Prikaz vertikalnih premikov levega in desnega objekta

Gornji graf prikazuje približno sinusno krivuljo premikov, z večjo amplitudo na daljših poljih. Pri obtežbi četrtega in šestega polja se tretje in peto polje »dvigne«, drugo, četrto in šesto polje prekladne konstrukcije pa posede.

6.5.4 Posedki podpor

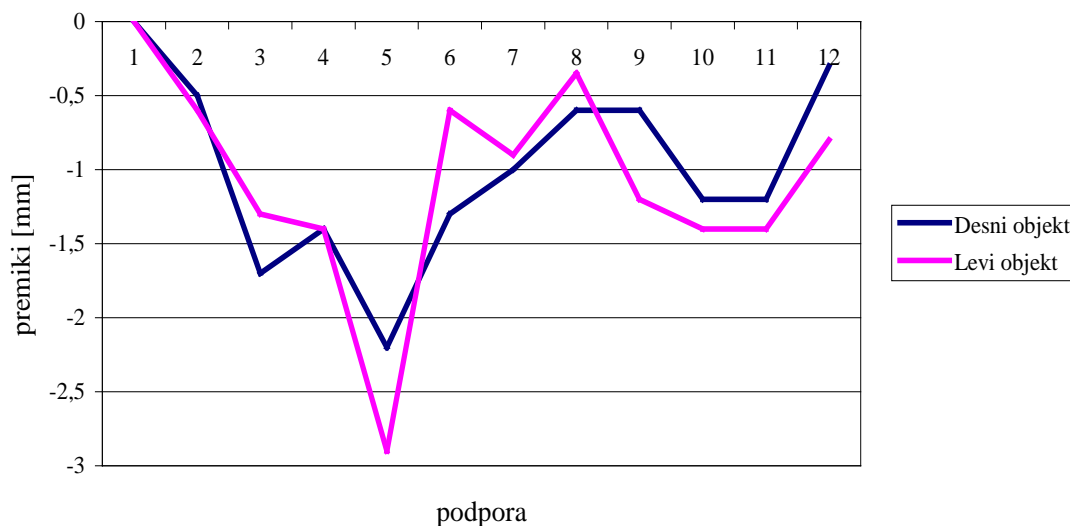
Viadukt sestavljata dve ločeni voziščni konstrukciji, ki sta podprti v dolinskem delu s krakasto oblikovanimi stebri "Y" oblike, na pobočnem – nizkem delu pa sta voziščni konstrukciji podprti z ločenimi stebri, tako da stebri skupaj z voziščnima konstrukcijama tvorijo stabilno prostorsko okvirno konstrukcijo. Stebri podpor 3, 4, 5, 6 in 7 so elastično vpeti v voziščno konstrukcijo, na ostalih podporah pa je voziščna konstrukcija povezana s stebri preko prečno nepomičnih drsnih ležišč.

V preglednici 13 so podane izmerjene vrednosti posedkov podpor pri maksimalni obremenitvi, to je pri obtežbi posameznih podpor. Izmerjene vrednosti zajemajo vpliv posedka temelja ter elastičnega stiskanja stebrov.

Preglednica 13: Posedki podpor

Podpora	Desni objekt[mm]	Levi objekt[mm]
1	0,00	0,00
2	-0,50	-0,60
3	-1,70	-1,30
4	-1,40	-1,40
5	-2,20	-2,90
6	-1,30	-0,60
7	-1,00	-0,90
8	-0,60	-0,35
9	-0,60	-1,20
10	-1,20	-1,40
11	-1,20	-1,40
12	-0,30	-0,80

Iz gornje preglednice je razvidno, da je največja izmerjena vrednost posedka temelja znašala $-2,20$ mm za desni in $-2,90$ mm za levi objekt na stebri številka 5. Sicer so posedki bili relativno majhni in elastični, saj so bili preostali posedki podpor po razbremenitvi v okviru natančnosti meritev. Povprečna vrednost posedka za desni objekt znaša $-1,00$ mm, za levi objekt pa $-1,10$ mm.



Graf 5: Prikaz posedkov podpor levega in desnega objekta

Maksimalni posedki so bili izmerjeni med obtežno fazo 20, kjer je potekala obremenitev petega stebra, ki je hkrati tudi z $87,5$ m najvišji. Podatek o njegovem stiskanju smo dobili z

dvema dodatnima točkama, stabiliziranimi na višini 5 m od tal. Največja vrednost je bila izmerjena med 17 fazo in sicer 2,2 mm, kar je relativno majhna vrednost glede na njegovo višino.

6.5.5 Notranja natančnost izmernih vertikalnih premikov

V primeru meritev vertikalnih premikov na viaduktu Črni Kal je znašala predhodna ocena natančnosti $\pm 0,3$ mm. Ta ocena je bila določena s pomočjo računskega modela premikov, uporabljenega instrumenta ter izkušenj na področju obremenilnih preizkušenj. Po zaključku meritev smo želeli določiti, s kakšno natančnostjo smo dejansko merili vertikalne premike. V preglednicah 14, 15 ter 16 so prikazana izračuna standardna odstopanja treh točk četrtega polja leve konstrukcije med obtežno fazo 17.

Primer izračuna:

Standardno odstopanje smo računali po naslednji enačbi:

$$\sigma^2 = \sqrt{\frac{[vv]}{n-1}} \quad (15)$$

kjer je:

[vv] ... kvadrat odstopanj

n ... število meritev

Preglednica 14: Točka na podpori 4 levega objekta

podatek [m]	odstopanje [v]	kvadrati odstopanj [vv]	
0,0020	0,0000	0,00000000	
0,0022	-0,0002	0,00000004	
0,0022	-0,0002	0,00000004	
0,0020	0,0000	0,00000000	
0,0020	0,0000	0,00000000	
0,0018	0,0002	0,00000004	
0,0020	0,0000	0,00000000	
0,0018	0,0002	0,00000004	
0,0020	0,0000	0,00000000	
0,0020	0,0000	0,00000000	
0,0200	0,0000	0,00000016	skupaj
0,0020			sredina
	0,000000017		varianca
	0,00013 m 0,13 mm		standardno odstopanje

Preglednica 15: Točka na sredina četrteka polja levega objekta

podatek [m]	odstopanje [v]	kvadrati odstopanj [vv]	
0,0412	-0,0004	0,00000016	
0,0412	-0,0004	0,00000016	
0,0409	-0,0001	0,00000001	
0,0411	-0,0003	0,00000009	
0,0407	0,0001	0,00000001	
0,0405	0,0003	0,00000009	
0,0410	-0,0002	0,00000004	
0,0404	0,0004	0,00000016	
0,0404	0,0004	0,00000016	
0,0406	0,0002	0,00000004	
0,4080	0,0000	0,00000092	skupaj
0,0408			sredina
	0,000000102		varianca
	0,00032 m 0,32 mm		standardno odstopanje

Preglednica 16: Točka na podpori 5 levega objekta:

podatek [m]	odstopanje [v]	kvadrati odstopanj [vv]	
0,0080	0,0000	0,00000000	
0,0082	-0,0002	0,00000004	
0,0083	-0,0003	0,00000009	
0,0081	-0,0001	0,00000001	
0,0077	0,0003	0,00000009	
0,0080	0,0000	0,00000000	
0,0084	-0,0004	0,00000016	
0,0078	0,0002	0,00000004	
0,0079	0,0001	0,00000001	
0,0076	0,0004	0,00000016	
0,0800	0,0000	0,00000060	skupaj
0,0080			sredina
	0,000000066		varianca
	0,00026 m 0,26 mm		standardno odstopanje

Iz gornjih preglednic je razvidno, da je dosežena natančnost pri meritvah vertikalnih premikov prekladne konstrukcije za četrto polje levega objekta znašala 0,32 mm. Povprečno standardno odstopanje v primeru podpor 4 in 5 pa 0,20 mm. Standardno odstopanje se je pri merjenih poševnih dolžinah nahajalo v območju od 0,10 mm do 0,33 mm. Iz tega lahko zaključimo, da smo dosegli rezultate, ki so ustrezali predhodni oceni natančnosti.

6.5.6 Najpogostejši pogreški pri merjenju vertikalnih premikov z elektronskimi tahimetri

Pogrešek instrumenta:

Pogrešek instrumenta nima bistvenega vpliva na izmerjene vrednosti vertikalnega premika, ker so vsi odčitki obremenjeni z isto vrednostjo, ki se pri izračunu absolutnega premika eliminirajo.

Pogrešek viziranja:

Natančnost viziranja na tarčo je odvisna od različnih faktorjev. Vsebuje kvaliteto optike teleskopa, velikosti tarče, opazovalčevih sposobnosti nastavitve nitnega križa na tarčo, vremenskih pogojev pri merjenju. Pogrešek viziranja je slučajen in se lahko pojavi pri vsakem merjenju kota ne glede na uporabljeni inštrument.

Pogrešek viziranja predstavlja posledico omejenih sposobnosti človeškega očesa in omejenih tehničnih zmožnosti inštrumenta in ga zapišemo:

$$\sigma_v = \frac{u}{v} \quad (16)$$

kjer je:

u ... povečava inštrumenta

v ... ločljivost očesa (povprečna ločljivost zanša 4,5 mgon)

Pogrešek netočnega centriranja inštrumenta in signala:

V primeru merjenja premikov pogreški centriranja instrumenta odpadejo, saj ga pazljivo in dobro postavimo in med meritvami ne prestavljamo, ker merimo samo z enega stojišča. Enako velja za postavitev signalov, ki so v našem primeru lahko prizme, katere pritrdimo na betonske kocke, ali pa refleksijske tarče, ki so stabilno nalepljene na konstrukcijo. Izvor teh pogreškov predstavlja predvsem nehomogenost atmosfere, skozi katero opazujemo.

Meteorološki pogreški:

Meteorološki vplivi (temperatura zraka, zračni tlak, delni tlak vodne pare) močno vplivajo na optično gostoto zraka. S spremembo le-teh se spremeni tudi optična gostota zraka in s tem hitrost razširjenja elektromagnetnega valovanja.

Razdaljemer instrumenta računa dolžino ob predpostavki, da v atmosferi veljajo izbrani referenčni pogoji (različni predvsem glede na proizvajalca). Ob izmerjenih vrednostih temperature in tlaka v bližini inštrumenta (na primer elektronski tahimeter), lahko instrument avtomatsko izračuna koeficient K in popravi izmerjeno vrednost dolžine. Tako lahko z merjenjem meteoroloških parametrov določimo dejansko stanje atmosfere. Upoštevamo spremembo hitrosti razširjanja elektromagnetnega valovanja zaradi spremenjene optične gostote zraka.

Izmerjeno dolžino D' , ki se od prave dolžine D razlikuje za vrednost meteoroloških vplivov, lahko izračunamo s pomočjo naslednje enačbe:

$$D = (1 + K \cdot 10^{-6}) \cdot D' \quad (17)$$

kjer je koeficient K odvisen od temperature t [$^{\circ}\text{C}$] v in tlaka p [mm Hg] in se izračuna:

$$K = 275 - \frac{106 \cdot p}{272 + t} \quad (18)$$

6.5.7 Pogrešek višinske razlike pri trigonometričnem višinomerstvu

S pomočjo enačbe trigonometričnega višinomerstva želimo izračunati natančnost opravljenih meritev. Višinska razlika med dvema točkama, se izračuna z naslednjo enačbo:

$$\Delta H = S \cdot \text{ctg} Z_A + i_A - l_B + \left(\frac{1 - k_a}{2} \right) \cdot \left(\frac{S^2}{R} \right) \quad (1)$$

kjer je:

S ... horizontalna razdalja med točkama A in B

Z_A ... zenitna razdalja

i_A ... višina instrumenta na točki A

l_B ... višina prizme na točki B

k_a ... koeficient refrakcije

R ... radij Zemlje kot krogle ($R = \sqrt{M \cdot N}$; M - radij zakrivljenosti po meridianu,
N - radij zakrivljenosti po normalnem preseku)

V primeru določitve natančnosti izmere pri izvedbi obremenilne preizkušnje nekateri členi zgoraj zapisane enačbe odpadejo. Tako lahko zanemarimo višino instrumenta ter višino prizme. Višine instrumenta ne upoštevamo, ker smo merili v relativnem koordinatnem sistemu, kjer so bile meritve povsem lokalnega značaja višina prizme pa odpade, ker smo vizirali na refleksijsko tarčo z zanemarljivo debelino. Korekcijski člen zaradi ukrivljenosti Zemlje ($\frac{S^2}{2R}$) ter vpliv refrakcije ($-\frac{k_a \cdot S}{2R}$) na opazovanja pa izpustimo zaradi relativno kratkih razdalj, ki smo jih merili ($S < 150$ m).

Ob upoštevanju vertikalnih kotov in poševnih dolžin, lahko zapišemo enačbo 19 takole:

$$\Delta H = D_p \cdot \sin \alpha \quad (20)$$

kjer je:

D_p ... poševna dolžina

α ... vertikalni kot

V enačbi (20) sta poševna dolžina D_p in vertikalni kot α spremenljivi količini. S pomočjo parcialnih odvodov teh količin lahko tako po zakonu o določitvi srednjih pogreškov funkcij, dobimo naslednjo enačbo za izračun pogreška višinske razlike $\sigma_{\Delta H}$:

$$\sigma_{\Delta H}^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial D} \right)^2 \cdot \sigma_D^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial \alpha} \right)^2 \cdot \sigma_\alpha^2 \quad (21)$$

kjer je:

$\sigma_{\Delta H}$... pogrešek višinske razlike

σ_D ... pogrešek dolžine

σ_α ... pogrešek vertikalnega kota

Z upoštevanjem posameznih parcialnih odvodov ter pogreška viziranja, dobimo končno enačbo za izračun pogreška višinske razlike:

$$\sigma_{\Delta H}^2 = (\sin^2 \alpha) \cdot \sigma_D^2 + (D_p^2 \cos^2 \alpha) \cdot \sigma_\alpha^2 + \sigma_v^2 \quad (22)$$

kjer je:

σ_v ... pogrešek viziranja

Za izračun pogreška višinske razlike moramo torej poznati pogrešek poševne dolžine σ_D , pogrešek vertikalnega kota σ_α ter pogrešek viziranja σ_v . Te pogreške lahko izračunamo s pomočjo podatkov proizvajalca uporabljnega instrumenta. V našem primeru smo za določitev vertikalnih premikov uporabili elektronske tahimetre znamke Nikon serije 700 in 800.

Preglednica 17: Podatki proizvajalca elektronskih tahimetrov znamke Nikon:

Elektronski tahimeter serije 700 in 800	
Natančnost merjenja dolžin	2mm ± 2ppm
Natančnost merjenja kotov	2"
Povečava daljnogleda	30x

Natančnost viziranja izračunamo s pomočjo ločilne sposobnosti človeškega očesa in povečave daljnogleda:

$$\sigma_v = \frac{u}{v} \quad (23)$$

kjer je:

u ... povečava inštrumenta (30x)

v ... ločljivost očesa (povprečna ločljivost znaša 4,5 mgon)

Pogrešk dolžine σ_D , vertikalnega kota σ_α ter viziranja σ_V izračunamo z enačbami (24)-(26):

$$\sigma_D = \sqrt{(2 \text{ mm})^2 + (2 \text{ ppm} \cdot D_{p[\text{km}]})^2} \quad (24)$$

$$\sigma_\alpha = \frac{2''}{206264,8062} \quad (25)$$

$$\sigma_V = \frac{D_p \cdot \left(\frac{4,5 \text{ mgon}}{30} \right)}{63662} \quad (26)$$

V preglednici 18 so prikazani izračunani pogreški višinske razlike, ki se nanašajo na poševne dolžine in odgovorjajoče vertikalne kote izmerjene med potekom obremenilnega preizkusa.

Preglednica 18: Izračunane vrednosti pogreškov višinskih razlik za najznačilnejše primere izmerjenih poševnih dolžin z odgovorjajočimi verikalnimi koti:

D_p [m]	α [° ' "]	$\sigma_{\Delta H}$ [mm]
23,7226	78 23 11	1,96
136,5432	55 13 14	1,85
11,9416	66 37 20	1,83
85,9880	59 44 57	1,80
114,1280	45 57 41	1,66
30,9184	54 09 41	1,63
34,7930	53 12 39	1,62
28,5934	52 40 07	1,60
9,0758	52 54 38	1,60
87,2700	40 51 10	1,48
92,0707	30 3 13	1,30
77,2170	27 02 24	1,14
21,2578	28 36 20	0,98
49,8330	23 04 22	0,91
20,0929	26 00 18	0,90
24,6950	25 16 44	0,88
77,9123	9 33 1	0,84
23,2130	20 20 42	0,73
5,8474	20 40 23	0,71
19,1716	13 09 44	0,50
18,3453	10 19 54	0,40

V splošnem velja, da se pogreški višinske razlike povečujejo z razdaljo. Izkazalo pa se je, da so v primerih strmih vizur pogreški veliki tudi pri kratkih razdaljah. Pri takih vizurah ima razdalja bistveno manjši vpliv na skupni pogrešek, kot pri manjših vertikalnih kotih. Iz preglednice 18 je razvidno, da je največja izračunana vrednost nastopila v primeru vertikalnega kota $78^{\circ} 23' 11''$ ter pripadajoče dolžine, ki je bila relativno kratka in je znašala 23,7226 m. Najmanjša vrednost skupnega pogreška pa je izračunana pri vertikalnem kotu $10^{\circ} 19' 54''$ s pripadajočo dolžino 18,3453 m.

Na končni pogrešek višinske razlike najbolj vpliva 1. člen enačbe, ki vključuje pogrešek dolžine σ_D . V našem primeru smo imeli natančne instrumente, ki so zagotavljali natančnost merjenja dolžine $2\text{mm} \pm 2\text{ppm}$. Natančnost vertikalnega kota σ_α ima bistveno manjši vpliv kot natančnost dolžine σ_D na končni pogrešek, medtem ko je vpliv pogreška viziranja σ_V najmanjši.

Merjenje premikov gradbenih objektov nedvomno spada med najnatančnejše geodetske operacije. Kljub relativno ustaljenim postopkom pa za ta dela ne obstajajo splošni standardi kot v primeru večine klasičnih področij geodezije. Za izvajanja meritev v okviru obremenilnega preizkusa je najrealnejši kriterij za določitev ustrezne natančnosti ta, da morajo biti pogreški pri merjenju zanemarljivo majhni glede na izmerjeno velikost premikov. V primeru obremenilnega preizkusa Viadukta Črni Kal je največja absolutna vrednost vertikalnega premika znašala 42,25 mm in je bila določena pri izmerjeni razdalji 136,5432 m in vertikalnemu kotu $55^{\circ} 13' 14''$. Pogrešek višinske razlike je v tem primeru 1,85 mm. Pri najkrajši razdalji, in sicer 5,8474 m s pripadajočim vertikalnim kotom $20^{\circ} 40' 23''$, je absolutna vrednost vertikalnega premika znašala 1,70 mm, izračunan pogrešek pa 0,71 mm. Zaradi relativno majhnih pogreškov ter dobrega ujemanja merjenih in predhodno izračunanih premikov lahko zaključimo, da so bile meritve kvalitetno izvedene.

7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi je opisan obremenilni preizkus viadukta Črni Kal. Predstavljene so geodetske metode, ki smo jih uporabili pri meritvah vertikalnih premikov viadukta zaradi statične obtežbe pri preizkusni obremenitvi. Prav tako so predstavljeni in ovrednoteni rezultati izvedenih meritev.

Cilj kontrolnih meritev je pridobiti dokazila za nemoteno in varno delovanje ter stabilnost merjenega objekta. Z izvedbo obremenilne preizkušnje smo v bistvu želeli odgovoriti na vprašanje, ali bo viadukt Črni Kal ustrezal varnostnim zahtevam, ki so bile zastavljene v projektu.

Obstaja več geodetskih metod, ki zagotavljajo natančno in zanesljivo določitev vertikalnih premikov. Najpogosteje se za take meritve uporabljajo metoda niveliranja in meritve z elektronskimi tahimetri. Pri izbiri ustrezne metode je potrebno upoštevati različne pogoje. V primeru viadukta Črni Kal se je kot najustreznejša izkazala uporaba elektronskih tahimetrov. Metoda niveliranja ni bila ustrezna predvsem zaradi velikosti in oblike viadukta ter 3 metre visoke protivetrne ograje, ki bi ovirala vizuro na nivelmanske late, postavljene na karakteristične točke objekta. Sistem GPS bi prav tako predstavljal manj primerno rešitev, saj bi bilo težko zagotoviti zadostno število kvalitetnih GPS sprejemnikov z razpoložljivimi denarnimi sredstvi. Sistem GPS bi lahko uporabili kot dopolnilno metodo predvsem v raziskovalne namene, saj bi lahko s primerjavo rezultatov ugotovili njegovo uporabnost za izvajanje kontrolnih meritev v prihodnosti. Poleg tega bi bila primerna uporaba sistema GPS za pridobivanje informacij o dogajanju objekta določen čas po njegovi predaji v promet. Na ta način bi lahko preko računalnika spremljali vplive različnih situacij na konstrukcijo, na primer v različnih vremenskih razmerah (vpliv vetra in temperature), ob večjih prometnih konicah ali ob večji obremenitvi viadukta.

Iz rezultatov izvedenih meritev lahko sklepamo, da je bila izbrana metoda določanja vertikalnih premikov s pomočjo elektronskih tahimetrov pri obremenilnem preizkusu

viadukta Črni Kal ustrezna. Za izmero smo uporabili 6 instrumentov enakega tipa in enake natančnosti (Nikon serije 700 in 800). Posamezne meritve smo izvedli iterativno v 10 iteracijah. Z večjim številom iteracij bi sicer povečali natančnost meritev, vendar bi bile meritve zamudnejše, saj smo med posameznimi fazami opazovali veliko število točk. Izbrano število iteracij tako predstavlja kompromis med časovno komponento in natančnostjo meritev.

Elektronski tahimetri omogočajo opazovanje točk na večjih razdaljah kot pri niveliranju, prav tako pa lahko z njimi merimo poleg vertikalnih tudi horizontalne premike. Veliko prednost te metode predstavlja tudi hitrost izvedbe meritev in izpis delnih rezultatov že na terenu. Glavno oviro tako predstavlja le morebitna neizkušenost operaterja in s tem pogreški nenatančnega viziranja. Rezultate meritev bi lahko dodatno izboljšati z izvajanjem kombiniranih opazovanj, torej z vzporedno uporabo elektronskega tahimetra in nivelirja. Vendar so take meritve časovno zamudne in zaradi previsokih stroškov ponavadi neizvedljive. Poleg tega omenjene metode določanja vertikalnih premikov zagotavljajo podobne natančnosti rezultatov, zato je uporaba kombiniranih meritev včasih tudi nesmiselna.

Dobra organizacija, pravilno delovanje instrumentov ter ugodne vremenske razmere so omogočile nemoten potek obremenilne preizkušnje in zagotovile zaključek po predvidenem časovnem planu. Viadukt Črni Kal se je v vseh fazah obremenilne preizkušnje obnašal v skladu s pričakovanji, kar pomeni, da so bile izmerjene statične in dinamične vrednosti premikov manjše od računskih vrednosti. Zato lahko zaključimo, da je konstrukcija sposobna varno prevzeti projektno obremenitev in služiti predvidenemu namenu. Po tridnevem obremenilnem preizkusu se je tako lahko izvedel tehnični pregled, nato pa je bil viadukt Črni Kal 23. septembra 2004 v sklopu avtocestnega odseka Klanec – Črni Kal predan prometu.

VIRI

Bevc L. 2004. Obremenilni preizkus viadukta Črni Kal. Kontrolno poročilo. Ljubljana, Zavod za Gradbeništvo Slovenije.

Bäumker M., Fitzen H.-P., D. Backhausen D. 2000. Dreidimensionale permanente Überwachung der Edertalsperre mit GPS. V: Schnädelbach, K., Schilcher, M. (ur.).

Breznikar A., Koler B. Inženirska geodezija, gradivo za izvedbo strokovnega izpita iz geodetske stroke www.izs.si/msgeo/gradivo/INZENIRSKA_GEODEZIJA.pdf (Datum: 16.06.2005)

Ingenieurvermessung 2000, XIII. International Course on Engineering Surveying, Beiträge. Stuttgart, Konrad Wittwer: 369-376.

Kogoj D., Bilban, G., Bogatin S. 2004. Tehnične lastnosti tahimetrov Leica Geosystems. Geodetski vestnik 48, 4: 508-518.

Kogoj D., Stopar B. Geodetska izmera, gradivo za izvedbo strokovnega izpita iz geodetske stroke www.izs.si/msgeo/gradivo/GEODETSKA_IZMERA.pdf (Datum: 16.06.2005)

Kovačič B., Premrov M., Kapovič Z. 2001. Analiza uporabnosti različnih metod za določanje vertikalnih mikropomikov objektov. Geodetski vestnik 45, 3: 480-494.

Kovačič B., Štrukelj A., Lipnik G. 2000. Analiza uporabe in natančnosti različnih metod pri statičnih preizkusih konstrukcij. V: Kovačič, B. (ur.). Geodezija včeraj-danes-jutri (elektronski vir), 2. Mednarodno strokovno posvetovanje. Maribor, Fakulteta za gradbeništvo.

Kovačič, B. 2001. Analiza preciznosti različnih metoda za određivanje vertikalnih mikropomaka objekta. Doktorska disertacija. Zagreb, Geodetski fakultet Sveučilišta u Zagrebu: 110 f.

Lipnik G., Kovačič B., Štrukelj A. 1998. Uporaba senzorja Nikon EPS-02A pri obremenilnih testih mostov. V: Zajc B. (ur). Zbornik sedme Elektrotehniške in računalniške konference ERK '98. Ljubljana, IEEE Region 8, Slovenska sekcija IEEE: str. 547-550.

Möser M. (ur.). 2000. Handbuch Ingeniervermessung – Auswertung geodätischer Ueberwachungsmessungen. Heidelberg, Wichmann Verlag: 507 str.

Narobe Z. 1986. Točnost mjerjenja pomaka i deformacija građevina. Geodetski list 40, 10-12: 217-222.

Narobe Z., Kapović Z., Fanton I. 1987. Mjerjenje kratkotrajnih vertikalnih deformacija građevina. Geodetski list 41, 7-9: 299-253.

Pipenbaher M. 2004. Projektiranje in gradnja viadukta Črni Kal. Gradbeni vestnik 53,5: 98-106

Stopar B., Vodopivec F. 1990. Relativne metode merjenja deformacij. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 176 str.

Švarc J. 1987. Praktičen preizkus novjših metod določanja stabilnih točk. Magistrsko delo. Maribor, Fakulteta za gradbeništvo: 91f.

