

Heiner Kuhlmann

**Untersuchung von alternativem Messverfahren
zur Brückenüberwachung
am Beispiel der Klosterwegbrücke**

München 2002

**Verlag der Bayerischen Akademie der Wissenschaften
in Kommission bei der C. H. Beck'schen Verlagsbuchhandlung München**

Heiner Kuhlmann

Untersuchung von alternativem Messverfahren
zur Brückenüberwachung
am Beispiel der Klosterwegbrücke

München 2002

Verlag der Bayerischen Akademie der Wissenschaften
in Kommission bei der C. H. Beck'schen Verlagsbuchhandlung München

Adresse der Deutschen Geodätischen Kommission:

Deutsche Geodätische Kommission

Marstallplatz 8 • D – 80 539 München

Telefon (089) 23 031 113 • Telefax (089) 23 031 – 283/– 100

E-mail hornik@dgfi.badw.de • <http://www.dgfi.badw.de/dgfi/DGK/dgk.html>

Adresse des Autors:

Dr.-Ing. Heiner Kuhlmann

Institut für Anwendungen der Geodäsie im Bauwesen • Universität Stuttgart

Geschwister-Scholl-Straße 24 D • 70174 Stuttgart

Telefon +49 - 711 - 121 - 4051 • Telefax +49 - 711 - 121 - 4044

E-mail heiner.kuhlmann@iagb.uni-stuttgart.de • <http://www.uni-stuttgart.de/iagb/>

© 2002 Deutsche Geodätische Kommission, München

Alle Rechte vorbehalten. Ohne Genehmigung der Herausgeber ist es auch nicht gestattet,
die Veröffentlichung oder Teile daraus auf photomechanischem Wege (Photokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen

ISSN 0065-5317/ISBN 3 7696 8591 1

VORWORT

Die Überwachung von Brückenbauwerken stellt seit langer Zeit eine Aufgabe der Ingenieurgeodäsie dar. Die mit dieser Aufgabe betrauten Dienststellen der Straßenbauverwaltungen oder anderer Behörden sind in der Zeit von Personaleinsparungen und erhöhtem Kostendruck stets an neuen, nach Möglichkeit wirtschaftlicheren und effizienteren Meßverfahren für diese Aufgabe interessiert. Hierzu soll diese Veröffentlichung einen Beitrag leisten.

Die Zielgruppe dieses Beitrages sind somit vornehmlich Ingenieurinnen und Ingenieure, die in ihrer Arbeit mit solchen oder ähnlichen Aufgabenstellungen konfrontiert sind oder in Lehre und Forschung entsprechende Themen bearbeiten. Ihnen sollen konkrete Anregungen für die Umsetzung alternativer Meßverfahren gegeben werden. So geht die Ausführlichkeit der Darstellung bewußt über das in wissenschaftlichen Publikationen sonst übliche Maß hinaus.

Gleichwohl finden sich hier auch methodisch neue Ansätze. Diese beziehen sich insbesondere auf die Formprüfung des Bauwerkes zum Nachweis der Deformationen anstatt der üblichen punktwisen Betrachtungsweise, sowie auf ein vereinfachtes felddaugliches statistisches Testverfahren zum Nachweis von Punktbewegungen.

Die praktischen Arbeiten, die diesem Beitrag zugrunde liegen, entstanden aus einer Kooperation unseres Institutes mit dem Landesamt für Straßenwesen Baden-Württemberg, dem für die Zusammenarbeit zu danken ist.

Wolfgang Möhlenbrink

Heiner Kuhlmann

Institut für Anwendungen der Geodäsie im Bauwesen, Universität Stuttgart

im April 2002

INHALTSVERZEICHNIS

1.	Einleitung.....	5
2.	Motivation.....	5
3.	Zielsetzung und Durchführung.....	6
4.	Vorstellung des Bauwerkes	7
5.	Meßverfahren reflektorlose Tachymetrie	9
5.1	Prinzipielles Vorgehen.....	9
5.1.1	Überprüfen und Bestimmung von Ziel- und Kippachsfehler.....	9
5.1.2	Überprüfen der Festpunkte an den Pfeilern bzw. an den Widerlagern	10
5.1.3	Messen der einzelnen Profile	10
5.2	Eingesetztes Instrument	11
5.3	Notwendige Vorarbeiten.....	12
5.3.1	Festpunktfeld anlegen und messen.....	12
5.3.2	Topographische Einmessung des Bauwerkes	13
5.3.3	Berechnung der Profile	13
5.3.4	Datenverwaltung und Programm.....	14
5.4	Auswertegang	16
5.4.1	Test auf Bewegung der Festpunkte	17
5.4.2	Formvergleich der Profile	20
5.5	Ergebnisse.....	22
5.5.1	Nullmessungen.....	22
5.5.2	Graphische Darstellung aller Profile	23
5.5.3	Testmessungen im Feld 4.....	30
5.5.4	Ergebnisse Freie Stationierung.....	33
5.5.5	Zeitbedarf.....	33
5.6	Schlußfolgerungen.....	34
6.	Meßverfahren GPS-RTK	35
6.1	Prinzipielles Vorgehen.....	35
6.2	Notwendige Vorarbeiten.....	35
6.3	Auswertegang	36
6.3.1	GPS-Empfänger (Referenz und Rover) im Feld.....	36
6.3.2	Auswertung mit SKI-Pro, Leica Geosystems.....	37
6.3.3	Auswertung mit Microsoft® Excel	38
6.3.4	Auswertung mit Matlab®.....	39
6.4	Ergebnisse.....	40
6.5	Schlußfolgerung.....	42
7.	Berücksichtigung der Einflußgrößen	43
7.1	Meßverfahren.....	43
7.1.1	Automatisierte Tachymetrie	43
7.1.2	Seilzugweggeber	45
7.1.3	DGPS	46
7.2	Meßergebnisse.....	47
7.2.1	Automatisierte Tachymetrie	47
7.2.2	Seilzugweggeber	49
7.2.3	DGPS	51
7.3	Konsequenzen für die Praxis	53
8.	Zusammenfassung und Handlungsempfehlung.....	54
9.	Literatur	55

1. Einleitung

Die Überwachung von Ingenieurbauwerken zum Nachweis ihrer Standsicherheit ist seit vielen Jahren ein Aufgabengebiet der Ingenieurgeodäsie. Dabei spielten Brückenbauwerke schon immer eine wesentliche Rolle. Die Aufgabe der Brückenüberwachung liegt in der Bundesrepublik Deutschland zumeist in den Händen der Straßenbauverwaltungen oder vergleichbaren Institutionen. Im Zuge des Rationalisierungsdrucks im öffentlichen Dienst sind auch für diese Aufgabe effiziente Verfahren gesucht. Hierzu soll dieser Bericht einen Beitrag leisten. Exemplarisch wird an der Klosterwegbrücke, die im Zuge der Bundesautobahn A8 in der Nähe von Pforzheim liegt, aufgezeigt, ob die beiden Meßverfahren „reflektorlose Tachymetrie“ und „GPS-RTK“ zur Lösung dieser Aufgabe geeignet sind und damit das aufwendige Verfahren des Nivellements zumindest teilweise ersetzen können.

Die Zielsetzung dieses Berichtes ist folgende:

- Er soll Hilfestellung und Anregung für ähnliche oder gleiche Problemstellungen sein.
- Dabei liegt der Schwerpunkt auf der praktischen Anwendung, theoretische Gesichtspunkte treten deutlich in den Hintergrund.
- Gleichzeitig ist dieser Bericht die Dokumentation der Nullmessung an der Klosterwegbrücke. Daher nehmen die numerischen und graphischen Ergebnisse und die Beschreibungen der Berechnungen zur Erlangung dieser Ergebnisse teilweise einen breiten Raum ein.

Das zugrundeliegende Projekt wurde in Zusammenarbeit mit dem Landesamt für Straßenwesen, Baden-Württemberg durchgeführt. Hierbei ist insbesondere Herrn Dr. Thomas Fahlbusch zu danken, der die Problemstellung mit aufgeworfen und mit seinen Mitarbeitern an der Vorbereitung der Messungen mitgewirkt hat. Außerdem soll den Mitarbeitern Andreas Gläser und Andreas Eichhorn des Instituts für Anwendungen der Geodäsie im Bauwesen sowie den Studierenden Alexander Beetz, Gunter Finn, Christoph Gebert, Felizitas Patan, Arne Semmelmann des Studienganges Geodäsie und Geoinformatik der Universität Stuttgart gedankt werden, die an den praktischen Arbeiten dieses Projektes wesentlich mitgewirkt haben.

2. Motivation

Wesentliche Grundlage für die Brückenüberwachung ist DIN 1076 „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung“ [DIN 1076, 1999]. Darin sind bezüglich einer vermessungstechnischen Kontrolle folgende Festlegungen getroffen:

- Bei jeder Hauptprüfung (alle 6 Jahre) sind die Gründungen des Bauwerks auf Setzungen und Kippungen zu prüfen.
- Nach Fertigstellung des Bauwerkes ist stets eine Nullmessung mit Einmessung aller notwendigen Meßpunkte vorzunehmen.
- Sind bei einer Hauptprüfung (alle 6 Jahre) geometrische Veränderungen an den Bauwerken zu vermuten, so sind die Bauwerke auf senkrechte und waagerechte Verschiebung, Neigung und Durchbiegung gegenüber der Nullmessung zu prüfen. Bei Brücken ist dabei die Gradienten, auch hinter den Widerlagern, zu prüfen.

Die Überwachung erfolgt so aufwendig, weil sich mögliche Schäden an den Bauwerken in zunächst kleinen geometrischen Veränderungen zeigen. Damit können größere Schäden durch rechtzeitiges Erkennen der geometrischen Veränderungen unter Umständen vermieden werden.

Diese Aufgaben werden von den zuständigen Ämtern zur Zeit überwiegend mit dem Meßverfahren „geometrisches Nivellement“ durchgeführt:

- Zur Bestimmung von Setzungen und Kippungen der Widerlager und Pfeiler werden dort Höhenbolzen angebracht. Die Setzungen werden über die Messung von Höhenunterschieden zu Festpunkten überprüft, Kippungen über den Höhenunterschied von zwei Bolzen, beispielsweise an einem Pfeiler.
- Die Gradienten wird durch Messung der Höhe von Bolzen auf dem Überbau geprüft.

Das Nivellement hat dabei folgende Nachteile:

- Die notwendigen Vermarkungen gehen im Laufe der Zeit verloren, eine Instandhaltung ist aufwendig. Hierbei muß beachtet werden, daß der Regelabstand zwischen zwei Messung 6 Jahre beträgt, der tatsächli-

che Abstand aber auch größer sein kann, da zum Teil erst bei vermuteten Verformungen eine Messung durchgeführt wird (s.o.). Der Abstand zur Nullmessung beträgt dann deutlich mehr als 6 Jahre.

- Der geforderte Vergleich der Messungen mit der Nullmessung setzt zwingend das Vermarken der Höhenpunkte mit der Fertigstellung des Bauwerkes voraus. Diese Vermarkung entfällt häufig, insbesondere weil der Aufwand dafür zu groß ist. Damit ist später ein Vergleich mit der Nullmessung nicht möglich.
- Die Durchführung eines Nivellements auf dem Überbau unter Verkehrslast ist problematisch, da der Kompensator des Instrumentes u.U. zu Schwingungen angeregt wird. Eine Messung ist dann nicht möglich. Eine Sperrung der Brücke, die dieses Phänomen deutlich reduzieren würde, scheidet in der Regel aus.

Aufgrund der geschilderten Nachteile des Nivellements sollen alternative Meßverfahren untersucht werden. Diese sollen folgende Anforderungen erfüllen:

- Die Messungszeit soll nur wenige Stunden betragen, damit ein wirtschaftlicher Vorteil gegenüber dem Nivellement vorliegt.
- Die Messung soll unter Verkehr möglich sein, da eine Sperrung der Brücke zum Zwecke der Vermessung nicht möglich ist.
- Es soll eine über viele Jahre reproduzierbare Genauigkeit der plastischen Verformungen von 5 - 10 mm erreicht werden. Der angegebene Zahlenwert ist dabei vom Einzelfall abhängig, sollte aber zur rechtzeitigen Erkennung von Schäden ausreichen. Eine Deformation von 5 – 10 mm ist statisch in der Regel unbedeutend.
- Eine Punktvermarkung soll weitgehend vermieden werden.
- Das Meßverfahren soll sowohl zur Bestimmung der Durchsenkung des Überbaus als auch zur Erfassung der Verschiebungen der Stützen und Widerlager geeignet sein.
- Eine automatisierte Auswertung ist anzustreben.

Im Rahmen dieses Projektes wurde die beiden Meßverfahren „Reflektorlose Tachymetrie“ und „GPS-RTK“ untersucht.

3. Zielsetzung und Durchführung

Es soll die Frage beantwortet werden, ob die Meßverfahren „Reflektorlose Tachymetrie“ und „GPS-RTK“ für die Aufgabe der Brückenüberwachung geeignet sind.

Es wird eine reproduzierbare Genauigkeit der plastischen Verformungen von 5 - 10 mm angestrebt. Diese soll bei Folgemessungen (üblicherweise alle 6 Jahre) erreicht werden.

Zudem wird untersucht, ob die elastische Verformung der Brücke durch zeitlich veränderliche Lasten - insbesondere Verkehrslast und Temperatur – zu Bewegungen in der gleichen Größenordnung wie die angestrebte Genauigkeit führt. Ist dieses der Fall, müßte bei jeder Messung die Belastung erfaßt und rechnerisch berücksichtigt werden.

Als Testobjekt wurde die Klosterwegbrücke im Zuge der Bundesautobahn A8 zwischen Stuttgart und Karlsruhe ausgewählt. Das Bauwerk und seine besondere Problematik wird im Kapitel 4 vorgestellt.

Die Messungen erfolgten in der Zeit vom 03. bis 05. Juli 2001. Am 13. Juni 2001 wurden bereits einige Tests sowie die Überprüfung des Festpunktfeldes durchgeführt. Die Vermarkung und Einmessung des Festpunktfeldes erfolgte in den Wochen davor durch das Landesamt für Straßenwesen Baden-Württemberg.

Im einzelnen wurden folgende Versuche durchgeführt:

- Mit reflektorloser Tachymetrie soll die Form des Überbaus und die Position und Neigung der Stützen bestimmt werden (Messung unter der Brücke, Abscannen des Bauwerks). → Kapitel 5
- Mit GPS-RTK soll die Form des Überbaus durch die Messung von diskreten Punkten bestimmt werden (Messung auf der Brücke). → Kapitel 6
- Die Verformung der Brücke in Folge unterschiedlicher Einflußgrößen (Belastungen) wird mit einem einzigen Meßverfahren abgeschätzt werden. Dabei sind die Verkehrsbelastung und die Temperatur zu berücksichtigen. → Kapitel 7

4. Vorstellung des Bauwerkes

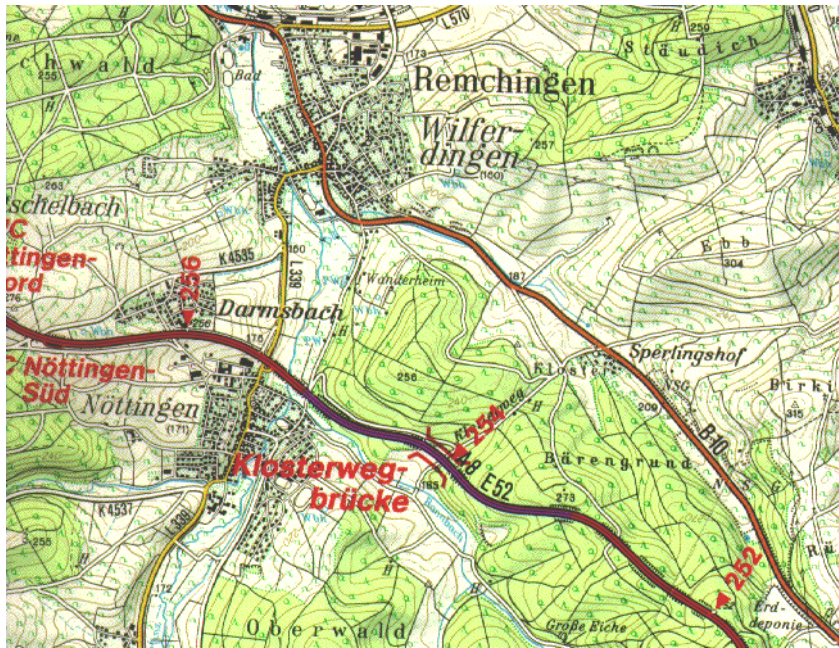


Abb. 1: Lage der Klosterwegbrücke

Die Klosterwegbrücke ist eine Autobahnbrücke im Zuge der A8 zwischen Stuttgart und Karlsruhe in der Nähe der Ortschaft Nöttingen bei Pforzheim (vgl. Abb. 1) mit zwei Fahrstreifen und einem Standstreifen je Richtung. Es handelt sich um eine Spannbetonbrücke mit längs und quer vorgespannter Bewehrung. Sie wurde in den Jahre 1970 bis 1972 erstellt. Der Querschnitt besteht aus zwei einzelligen Hohlkastenquerschnitten, die durch eine Längsfuge getrennt sind. Grundriß, Aufriß mit Lager-schema und Querschnitt sind Abb. 2, Abb. 4 und Abb. 3 zu entnehmen. Die Länge beträgt ca. 260 m und die Breite ca. 35 m.

Grundriß

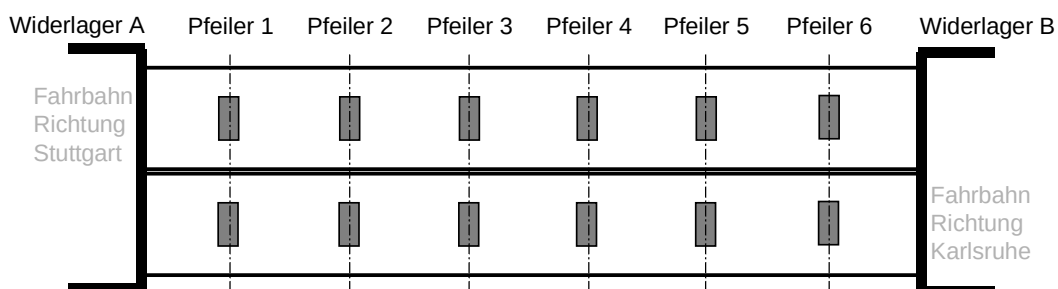


Abb. 2: Grundriß der Klosterwegbrücke, Prinzipskizze ohne Berücksichtigung der Krümmung

Querschnitt

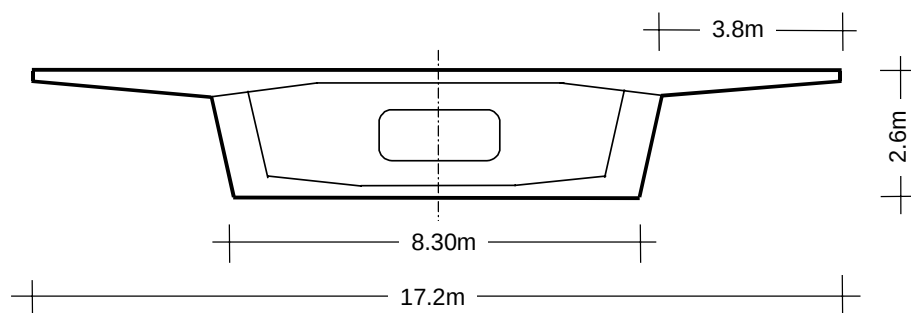
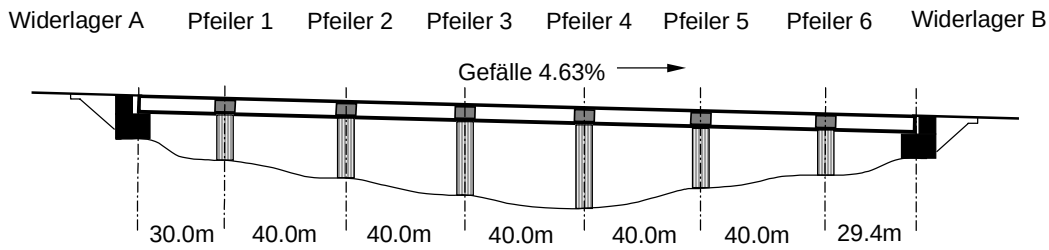


Abb. 3: Querschnitt einer Richtungsfahrbahn der Klosterwegbrücke

Mit den Pfeilen sind im Lagerschema der Abb. 4 die Freiheitsgrade der Lager gekennzeichnet. Es handelt sich um Rollenlager, Linienkipplager und Kalotten-Gleitlager.

Aufriß



Lagerschema

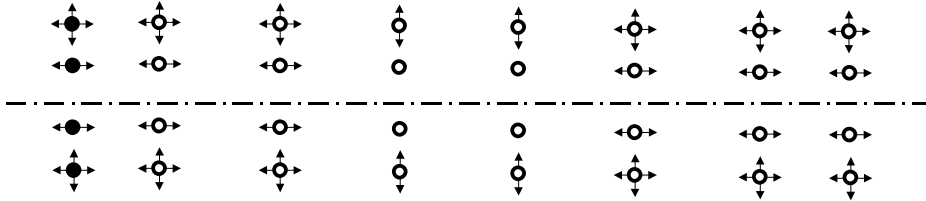


Abb. 4: Aufriß und Lagerschema der Klosterwegbrücke



Abb. 5: Blick Richtung Karlsruhe

Da die Brücke in einem Kreisbogen und einer Klothoide liegt, ist der Grundriß mit ca. $R = 600$ gekrümmt, wie man anhand von Abb. 5 erkennen kann.



Abb. 6: Blick Richtung Stuttgart

Die Brücke hat je Richtungsfahrbahn 7 Felder und somit insgesamt 14 Felder. Die Längen der Felder lassen sich Abb. 4 entnehmen. Alle 12 Pfeiler haben einen identischen 6-eckigen Querschnitt (vgl. Abb. 7).



Abb. 8: Blick Richtung Karlsruhe

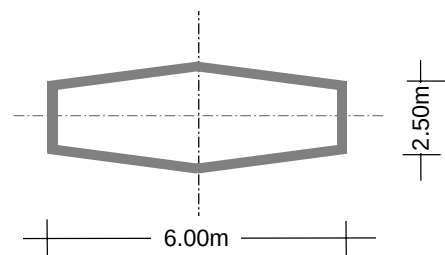
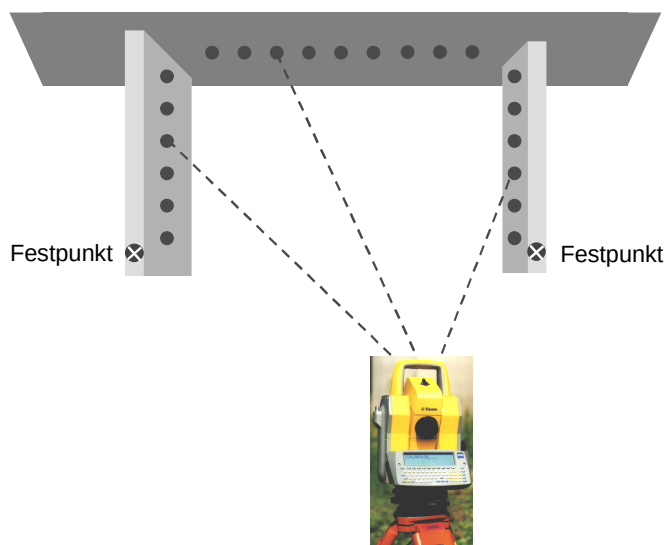


Abb. 7: Pfeilerquerschnitt

Eine besondere Problematik der Klosterwegbrücke liegt in den sogenannten Koppelfugen im Überbau. Diese befinden sich bei den Pfeilern 1 bis 6, jeweils 12 m in Richtung Stuttgart. Hier endete bei der Herstellung der Brücke jeweils die Betonierung. Die Fugen wurden mit einer besonderen Bewehrung überbrückt. In den Fugen wurde eine Überschreitung der Schwingbreite festgestellt, was zur Anordnung einer jährlichen Sonderprüfung in Form einer Rißbreitenmessung mit Gipsmarken führte.

5. Meßverfahren reflektorlose Tachymetrie

5.1 Prinzipielles Vorgehen



Die Bestimmung der Schiefstellung der Stützen und der Durchsenkung des Überbaus erfolgte durch ein Abscannen des Bauwerks von unten mit Hilfe der reflektorlosen Tachymetrie (vgl. Abb. 9). Das eingesetzte Tachymeter ist mit Hilfe eines Laserstrahls in der Lage, die Strecke bis zur Objektoberfläche zu messen (Die gerätespezifischen Kenngrößen finden sich im Abschnitt 5.2). Es handelt sich hier um ein Instrument neuester Generation, mit dem erstmals eine reflektorlose Streckenmessung dieser Genauigkeit im Entfernungsbereich bis zu 200 m möglich ist. Bisherige Instrumente erlaubten Entfernungen deutlich unter 100 m. Einige Besonderheiten der reflektorlosen Entfernungsmessung, wie beispielsweise die Abhängigkeit vom Auftreffwinkel auf die Oberfläche sind ebenfalls Gegenstand dieser Untersuchung. Die erzielten Ergebnisse finden sich in den Abschnitten 5.4.2 und 5.5.

Abb. 9: Abscannen eines Profils mit Tachymeter

Das Vorgehen der Brückenüberwachung mit diesem Instrument gliedert sich in drei Schritte:

- Bestimmung von Ziel- und Kippachsfehler des Tachymeters
- Überprüfen der Festpunkte an den Pfeilern bzw. an den Widerlagern
 - Freie Stationierung des Tachymeters
 - Messung zu den Festpunkten an Pfeilern und Widerlagern
 - Entscheidung, ob sich Punkte bewegt haben
- Messen der einzelnen Profile mit Formvergleich
 - Stationierung des Tachymeters mit den stabilen Festpunkten
 - Messung der Profile
 - Formvergleich und Entscheidung
- Bewertung der Ergebnisse und des Vorgehens

5.1.1 Überprüfen und Bestimmung von Ziel- und Kippachsfehler

Diesem Schritt ist hier besondere Beachtung zu schenken, da aufgrund des Instrumentenstandpunktes Zielungen mit sehr steiler Visur vorkommen, bei denen sich insbesondere der Kippachsfehler stark auswirkt [Kahmen, 1997].

Mit dem hier eingesetzten Instrument (vgl. 5.2) wurde eine mehrfache Bestimmung der Kalibrierparameter vorgenommen. Bei der hier durchgeführten Messung ergaben sich beispielsweise folgende Werte:

Messung	Zielachsfehler $c[\text{gon}]$	Höhenindexfehler $i[\text{gon}]$	Kippachsfehler $k[\text{gon}]$
1	0,0000	-0,0003	-0,0001
2	0,0003	0,0015	0,0003
3	-0,0003	0,0014	-0,0013
4	0,0004	0,0015	-0,0001
5	0,0010	0,0014	0,0000
6	-0,0001	0,0017	-0,0001
Mittel	0,0002	0,0012	-0,0002

Die Ergebnisse machen deutlich, daß eine Mittelbildung über mehrere Werte unerlässlich ist, da einzelne Abweichungen vom Mittelwert bis zu 1.5 mgon betragen. Die Werte liegen jedoch im Rahmen der zu erwartenden Genauigkeiten.

Bei diesen Messungen ist auf eine gute Zielidentifikation zu achten, damit die Anzielgenauigkeit die Genauigkeit der Richtungsmessung nicht nennenswert beeinflusst. In diesem Fall wurden Zieltafeln eingesetzt. Reflektoren sind in der Regel ungeeignet.

5.1.2 Überprüfen der Festpunkte an den Pfeilern bzw. an den Widerlagern

Ziel dieser Überprüfung ist die Feststellung, ob sich ein Pfeilerfuß oder ein Widerlager bewegt hat. Es sollen Bewegungen in horizontaler Richtung (z.B. Rutschungen) und in vertikaler Richtung (z.B. Setzungen) aufgedeckt werden.

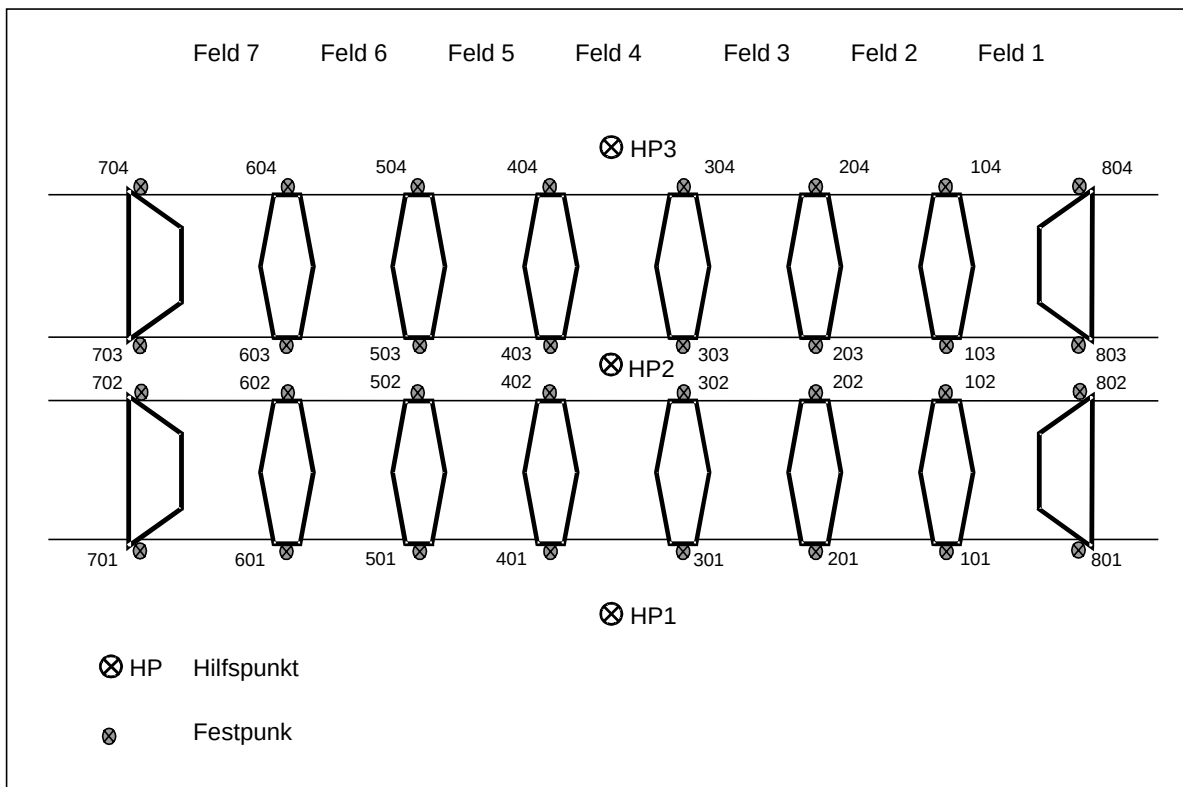


Abb. 10: Skizze der Festpunkte an den Pfeilern, unmaßstäblich, erste Stelle der Punktnummer gibt die Pfeilernummer an

Die Überprüfung wird hier mit Hilfe der Freien Stationierung durchgeführt, indem 3 Hilfsstandpunkte aufgestellt werden. Die Hilfsstandpunkte werden dabei im mittleren Feld gewählt, wobei sich einer vor, einer zwischen und einer hinter den Pfeilern befindet (HP in Abb. 10). Auf jedem dieser Standpunkte werden die Festpunkte an den Pfeilern und an den Widerlagern angezielt und eine Freie Stationierung mittels einer Einzelpunktausgleichung berechnet. Gemessen werden Strecke (auf Reflektor, vgl. Abb. 11), Richtung und Zenitwinkel. Anhand der Restklaffen und mit Hilfe eines entsprechenden statistischen Tests wird entschieden, welche Punkte „verdächtig“ werden, sich bewegt zu haben bzw. welche nicht. Die verdächtigen Punkte werden dann bei allen weiteren Stationierungen außer Acht gelassen. Der Berechnungsweg ist im Abschnitt 5.4.1 „Test auf Bewegung der Festpunkte“ dargestellt.



Abb. 11: Signalisierter Festpunkt am Pfeiler

Bei der Reduktion der originären Beobachtungen werden die 1. Geschwindigkeitskorrektur, die Höhenreduktion und die Gauß-Krüger-Reduktion an die Streckenmessungen angebracht (vgl. 5.3.4). Ziel- und Kippachsfehler und die Indexabweichung werden aufgrund der zuvor bestimmten Werte (vgl. 5.1.1) an die Richtungsmessungen angebracht. Ebenso erfolgt die Berücksichtigung der Stehachsschiefe.

5.1.3 Messen der einzelnen Profile

Durch die Messung der Profile sollen die Schiefstellungen der Pfeiler und die Durchsenkung des Überbaus festgestellt werden.

Um die Profile abfahren zu können, war bei der Auswahl eines geeigneten Standpunktes darauf zu achten, daß der gewählte Standpunkt mindestens ca. 15 m von der Brücke entfernt lag, da das eingesetzte Tachymeter nur einen Zenitwinkel ab 40 gon messen kann (vgl. Abb. 12).

Um die Profile zu messen, wurde mittels der Festpunkte an den Pfeilern frei stationiert und die Koordinaten des Standpunktes in das Programm zur Berechnung der Zenit- und Richtungswinkel für die anzufahrenden Profilpunkte eingegeben (vgl. 5.3.4 Datenverwaltung und Programm). Aufgrund der zuvor berechneten Koordinaten der Profilpunkte (vgl. 5.3.2 Topographische Einmessung des Bauwerkes und 5.3.3 Berechnung der Profile) konnten dann Richtung und Zenitdistanz zu den Profilpunkten berechnet werden, die dann vom motorisierten Tachymeter selbständig angefahren wurden. Dann wurde die Strecke zu dem Profilpunkt reflektorlos gemessen und die Koordinaten der Punkte wurden für einen späteren Formvergleich (vgl. 5.4.2 Formvergleich der Profile) in einer Datei abgelegt (vgl. 5.3.4 Datenverwaltung und Programm). Dies wurde bei diesem Bauwerk von einem Standpunkt für jeweils beide Profile (Nord- und Südseite) der parallelen Richtungsfahrbahnen gemacht.



Abb. 12: Instrumentenstandpunkt (mit Pfeil gekennzeichnet)

Während der Versuchsreihe wurden verschiedene Meßanordnungen geprüft. Jedes der vorhandenen Brückenprofile wurde mindestens einmal gescannt. Diese Daten sind als Nullmessungen zu bezeichnen und können bei eventuell folgenden Meßkampagnen dem Abgleich dienen. Die numerischen Ergebnisse finden sich in den Abschnitten 5.5.1 und 5.5.2.

Das höchste der Brückenfelder (Feld 4, vgl. Abb. 4 und Abb. 10) diente weiteren Untersuchungen. Im Rahmen der zugehörigen Messungen wurden die Profile von verschiedenen Instrumentenstandpunkten gescannt. Hierbei wurde sowohl die Entfernung zur Brücke variiert, als auch die Aufstellung in Brückenlängsrichtung. Dies führt zur Veränderung des Auftreffwinkels am Objekt. Weiterhin wurden in dem Testfeld auch mehrere zeitnahe Messungen vom selben Standpunkt durchgeführt. Die Ergebnisse finden sich im Abschnitt 5.5.3.

5.2 Eingesetztes Instrument

Das eingesetzte Gerät ist das Trimble® 5601, welches dem ursprünglichen Geodimeter® System 600 DR200+ entspricht. Es verfügt über eine reflektorlose Entfernungsmessung nach dem Impulsverfahren.

Angaben laut Hersteller:

- Winkelmessung (Hz und V): 0.3 mgon (Standardabweichung nach DIN 18723-3)
- Entfernungsmessung (mit und ohne Reflektor):
 unter 200 Meter 3 mm + 3 ppm
 über 200 Meter 5 mm + 3 ppm
 kürzeste Meßdistanz 2 m
- Meßreichweite (reflektorlos, optim. Verhältnisse):
 Kodak Grau (18% Reflexion) 200 m
 Weiße Oberflächen 200 - 400 m
 Beton 200 - 300 m

Bei den hier durchgeführten Messungen werden für die Berechnungen neben dem Elta® Survey Controller von Zeiss (Betriebssystem DOS, Speichermedium: PCMCIA – Karte), der von der Firma Trimble als Bedienteil für das Tachymeter geliefert wird, auch ein Pen-PC der Firma Fujitsu (Betriebssystem Windows 98, Speichermedium: Interne Festplatte) beim Messen der einzelnen Brückenfelder verwendet.



Abb. 13: Trimble 5601

Neben der Hardware kommen folgende Programme zur Stationierung und Aufnahme zum Einsatz:

- Freie Stationierung (Einzelpunktausgleichung) auf Elta® Survey Controller, im Lieferumfang enthalten
- Programm zur Profilaufnahme auf Fujitsu Pen-PC, selbst entwickelt

Alle notwendigen Programme hätten auch auf nur einem Rechner entwickelt werden können. Die Aufteilung auf zwei Rechner erfolgt hier, um möglichst schnell zu einer prototypischen Realisierung zu kommen.

5.3 Notwendige Vorarbeiten

Zu den hier notwendigen Vorarbeiten muß angemerkt werden, daß es bei diesen Untersuchungen aufgrund der prototypischen Fragestellung erhöhter Aufwand betrieben wurde. Dieses betrifft vor allem die Programmerstellung.

Folgende Schritte sind zur Vorbereitung notwendig:

- Festpunktfeld anlegen, messen und auswerten
- Topographische Einmessung des Bauwerkes
- Berechnung der Profile
- Organisation der Datenverwaltung und Erstellung der Programme

5.3.1 Festpunktfeld anlegen und messen



Abb. 14: Festpunkt im Pfeiler

Vom Landesamt für Straßenwesen Baden – Württemberg wurde ein Festpunktfeld angelegt (vgl. Abb. 10) und vermessen. Die Messung erfolgte mit Ingenieurtachymetern, die Richtungsmessung wurde in einem Vollsatz vorgenommen. Als Vermarkung dienten im wesentlichen in Pfeiler und Widerlager einzementierte Messinggewinde (vgl. Abb. 14), sowie einige Punkte im näheren Umfeld des Bauwerkes (vgl. Abb. 38).

Zur Stützung des Festpunktnetzes wurden zusätzlich die in Abschnitt 5.1.2 beschriebenen Messungen zur Überprüfung der vermarkten Pfeiler- und Widerlagerpunkte in die Ausgleichung eingeführt. Es handelte sich dabei um eine freie Netzausgleichung mit einer Gesamtpurminimierung auf alle Näherungskordinaten (vgl. [Niemeier, 1985] oder [Welsch, Heunecke, Kuhlmann, 2000]).

Für die endgültigen Koordinaten wurde eine Standardabweichung der Koordinaten von $\sigma_x = \sigma_y = 2 - 5$ mm berechnet, wobei alle Punkte an den Widerlagern und Pfeilern eine Standardabweichung von $\sigma_x = \sigma_y = 2 - 3$ mm hatten. Für das EDM des Landesamtes

für Straßenwesen ergab sich ein geschätzter Additionswert von 3 mm, wodurch die Notwendigkeit der Kalibrierung der Instrumente für Anwendungen in diesem Genauigkeitsbereich deutlich wird.

5.3.2 Topographische Einmessung des Bauwerkes

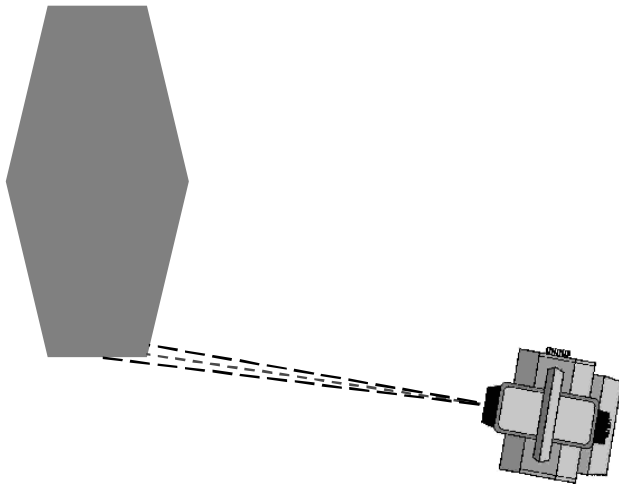


Abb. 15: Streckenfehler bei reflektorloser Entfernungsmessung auf Ecken

Um beim Abscannen des Bauwerkes die Profile der Brücke mittels berechneter Punktkoordinaten an den Pfeilern und unter dem Überbau abfahren zu können, müssen einige Vorüberlegungen getroffen werden.

Da der Laserstrahl der reflektorlosen Entfernungsmessung einen gewissen Öffnungswinkel hat (Foot-print 8 cm bei einer Entfernung von 100 m), treten bei Ecken und Kanten Streckenabweichungen auf (vgl. Abb. 15) und kommen daher als anzumessende Punkte nicht in Betracht. Im dargestellten Fall würde die Strecke zu lang gemessen, da ein Teil der Sendekeule erst von der seitlichen Wand reflektiert wird. Aus diesem Grunde liegen die anzumessenden Profilpunkte ca. 20 cm neben Ecken und Kanten.

Da das Tachymeter nicht in den Zenit messen kann und somit die Profile nicht von unten abgefahren werden können, müssen die späteren Standpunkte, von denen aus die Profile abgefahren werden sollen,

neben der Brücke liegen. Dies bedeutet auch, daß die beim Abscannen anzumessenden Pfeilerpunkte auf der selben Seite der Pfeilermitte liegen müssen wie der Instrumentenstandpunkt. Im anderen Fall würde der Zielstrahl sehr flach auf die Oberfläche auftreffen.

Für die Erfassung der Meßwerte zur topographischen Einmessung der Brücke wurde das Tachymeter frei stationiert und mittels Messungen zu den Festpunkten an den Pfeileraußenseiten und den Widerlagern koordiniert und orientiert.

Um Punkte für die spätere Profilberechnung zu erhalten, wurde jeweils ein Punkt am unteren Pfeilerende ca. 20 cm neben der Pfeilermitte mittels Kreide signalisiert und aufgenommen (→ Lagekoordinaten aller Punkte am Pfeiler). Außerdem wurden Punkte unter dem Überbau grob in der Mitte des Brückenkastens aufgenommen (→ Höheninformation). Liegen hinreichend genaue georeferenzierte Planunterlagen des Bauwerks vor, ist eine Einmessung entbehrlich.

5.3.3 Berechnung der Profile

Zu berechnen sind die Koordinaten der Pfeilerpunkte (jeden Höhenmeter einen) und die Koordinaten der Überbaupunkte (jeden Streckenmeter einen, die Höhe linear interpoliert), so daß sich das in Abb. 16 dargestellte Bild für das Abfahren der Profile ergeben soll.

Die eigentliche Berechnung sämtlicher Koordinaten erfolgt folgendermaßen:

- Lagekoordinaten der Überbaupunkte: Da die Brücke einen großen Kreisbogen beschreibt, werden auch die Lagekoordinaten der Überbaupunkte entlang eines Kreisbogens berechnet. Als Anfangs- und Endpunkt dieses Kreisbogens dienen jeweils die am unteren Pfeilerende aufgenommenen Punkte bzw. deren Lagekoordinaten.
- Die Höhe der Überbaupunkte werden innerhalb eines Feldes linear interpoliert. Die Lagekoordinaten aller Pfeilerpunkte werden vom aufgenommenem Punkt übernommen. In Abb. 17 ist das Bild der Koordinaten aller anzumessenden Profilpunkte dargestellt.

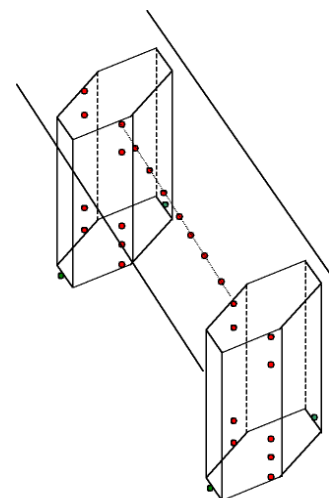


Abb. 16: Berechnung der Profilpunkte

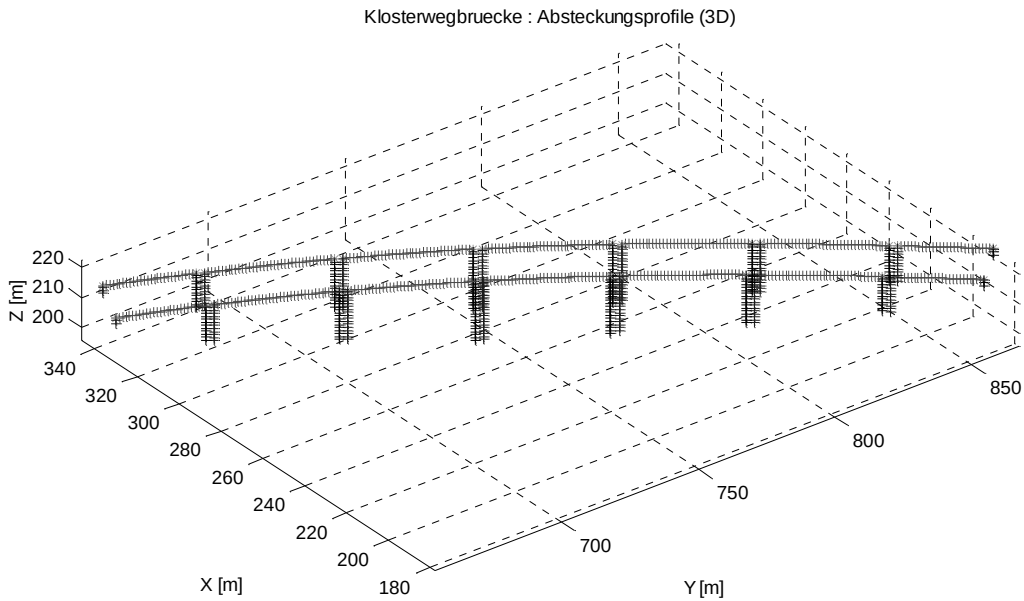


Abb. 17: Anzumessende Profilpunkte, Erklärung: rote Punkte: Punkte unterhalb des Überbaus, blaue/schwarze Punkte: Pfeilerpunkte, grüne Punkte: konstruierte Schnittpunkte der Pfeiler mit dem Überbau

5.3.4 Datenverwaltung und Programm

Das Programm umfaßt folgende Funktionalitäten:

- Freie Stationierung
- Eigenständiges Anfahren der Profilpunkte
- Messung der Strecke mit Anbringen der benötigten Korrekturen und Reduktionen
- Berechnung der Koordinaten
- Speicherung in einer neuen Datei

Aus Zeitgründen hat man sich darauf beschränkt, die Freie Stationierung mit dem bestehenden Programm auf dem Feldrechner von Zeiss durchzuführen. Dabei wird die erste Geschwindigkeitskorrektur sowie die Höhen- und Gauß-Krüger-Reduktion angebracht. Das eigentliche Meßprogramm für die Profile wird auf dem Pen-PC ausgeführt. Dabei werden die berechneten Standpunktkoordinaten, die Orientierungsunbekannte, wie auch die Temperatur und Luftdruck manuell eingegeben. Für den täglichen Einsatz ist ein Datenfluß anzustreben.

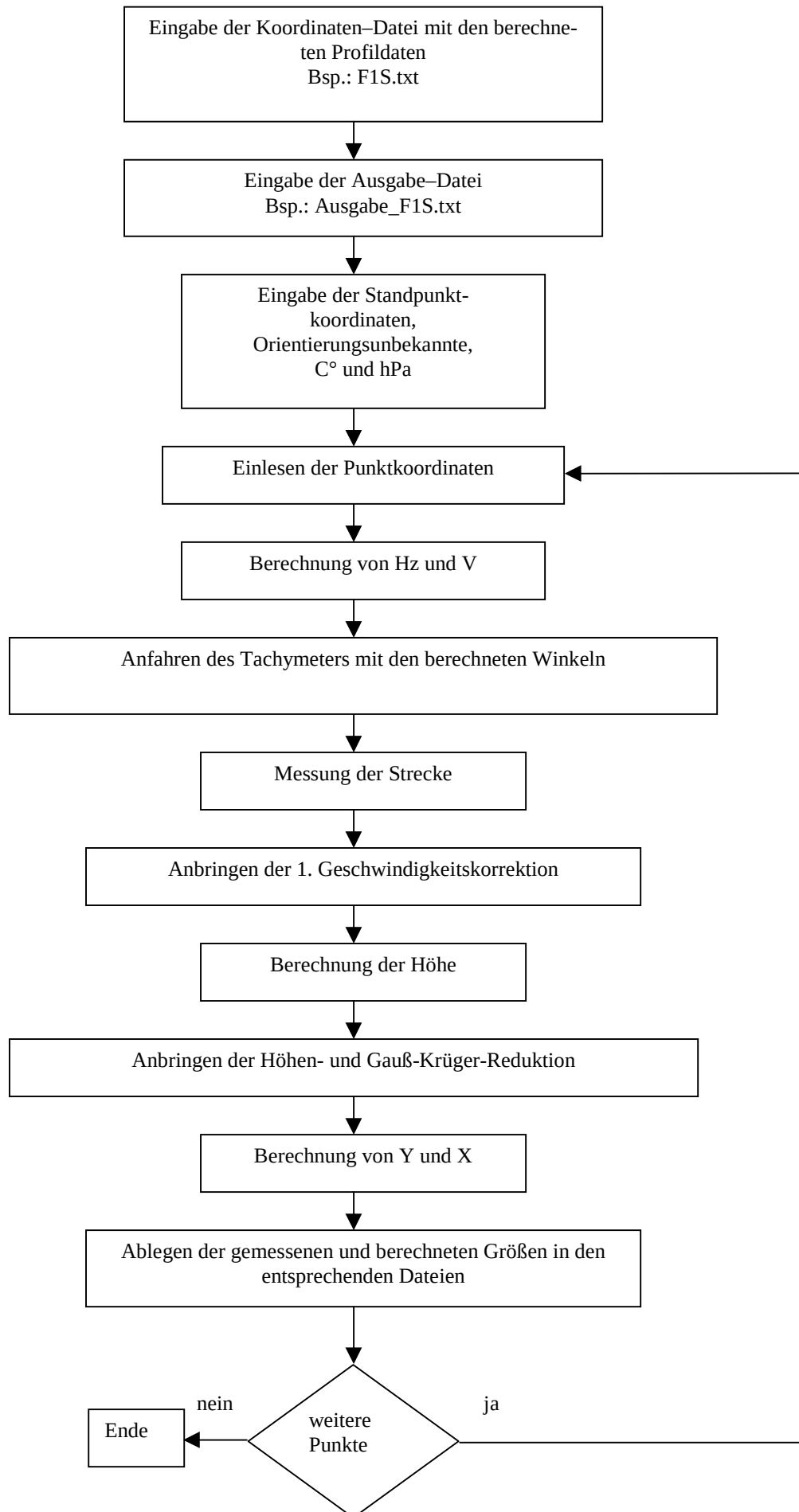


Abb. 18: Programmablauf

Die berechneten Profildaten werden in Textdateien gespeichert. Die Dateinamen geben dabei Aufschluß über die Feldnummern und ob es sich dabei um die Nord- bzw. Südseite handelt.

1. Geschwindigkeitskorrektur, Höhenreduktion und Gauß-Krüger-Reduktion werden nach den bekannten Formeln angebracht [vgl. bspw. Kahmen, 1997].

Beispiel:

- Benennung für das erste Feld auf der Südseite: F1S.txt
- Benennung für das dritte Feld auf der Nordseite: F3N.txt

Die Textdateien werden feldweise in einzelnen Verzeichnissen verwaltet, welche mit den Feldbezeichnungen benannt werden.

Beispiel:

- Feld1
- Feld2 ... bis Feld7

Die gemessenen Strecken werden in einer Protokolldatei (Protokoll.txt) gespeichert, die berechneten Koordinaten in einer Ausgabedatei, welche wiederum eine Angabe über Feldnummer und Nord – bzw. Südseite geben. Beide Dateien werden im dazugehörigen Verzeichnis abgelegt.

Beispiel für Ausgabedatei:

- Benennung für das erste Feld auf der Südseite: Ausgabe_F1S.txt
- Benennung für das dritte Feld auf der Nordseite: Ausgabe_F3N.txt

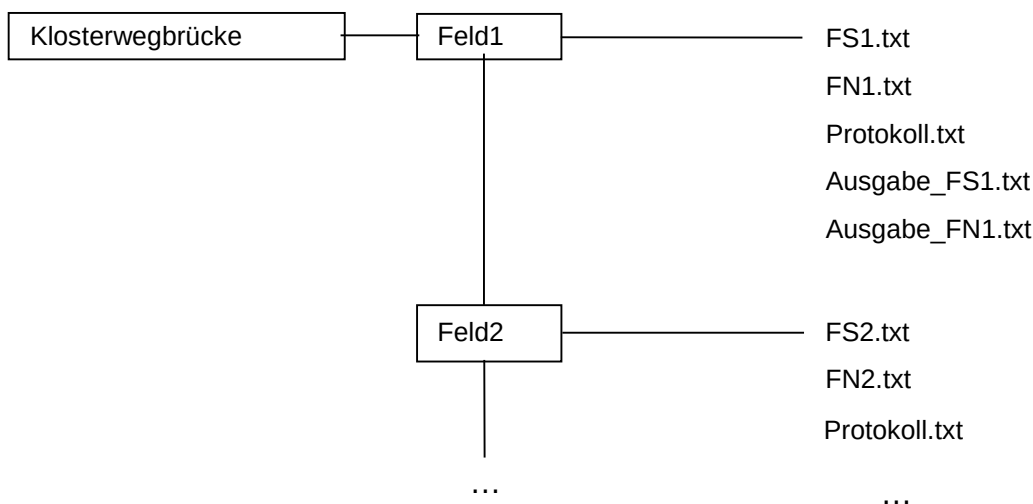


Abb. 19: Struktur der Dateiverwaltung

Damit stehen die aus Beobachtungen berechneten Koordinaten der Profilpunkte für den anschließenden Formvergleich bereit. Der Formvergleich wurde innerhalb dieses Projektes erst im Post-Processing durchgeführt. Daher sind auch die dafür notwendigen Programm-Module erst in 5.4.2 beschrieben. Wird ein derartiges Prüfverfahren in der täglichen Praxis eingesetzt, ist es zweckmäßig, den Formvergleich zumindest näherungsweise bereits im Felde durchzuführen, damit eine Plausibilitätskontrolle möglich wird.

5.4 Auswertegang

Die Auswertung gliedert sich in folgende aufeinander aufbauende Schritte:

- Test auf Bewegung der Festpunkte (vgl. 5.4.1): Es wird die Setzung und Verschiebung der Pfeiler und Widerlager geprüft.
- Formvergleich der Profile (vgl. 5.4.2): Es wird die Schiefstellung der Pfeiler in Richtung der Brückenlängsachse und die Durchsenkung des Überbaus geprüft.

5.4.1 Test auf Bewegung der Festpunkte

In diesem Schritt muß entschieden werden, ob

- die Restklaffen bei einer Freien Stationierung
- oder alternativ die Verbesserungen an die Beobachtungen einer Ausgleichung

bei den Punkten an den Pfeilern und Widerlagern der Brücke nur auf zufällige Messungsabweichungen zurückzuführen sind, oder ob sich der Punkt tatsächlich bewegt hat.

5.4.1.1 Theoretisch anwendbare Testverfahren

Bei der klassischen Deformationsanalyse im sogenannten Kongruenz- oder Identitätsmodell sollen zwei Objektzustände miteinander verglichen werden, nämlich ein Anfangszustand (Nullmessung) und ein Folgezustand (Folgemessung). Dabei wird das Untersuchungsobjekt üblicherweise durch Objektpunkte repräsentiert; der Bewegungszustand dieses Punktfeldes ist zu untersuchen [Welsch, Heunecke, Kuhlmann, 2000]. Es sind zwei prinzipiell unterschiedliche Fälle zu diskutieren:

Im einfachsten Fall sind folgende Merkmale vorhanden:

- Das Feld der Stützpunkte wird als bewegungsfrei angenommen.
- Die Koordinaten der Stützpunkte sind fehlerfrei gegeben.
- Das Feld der Objektpunkte wird im Anschluß an die Stützpunkte durch Absolut- und Relativmessungen bestimmt.

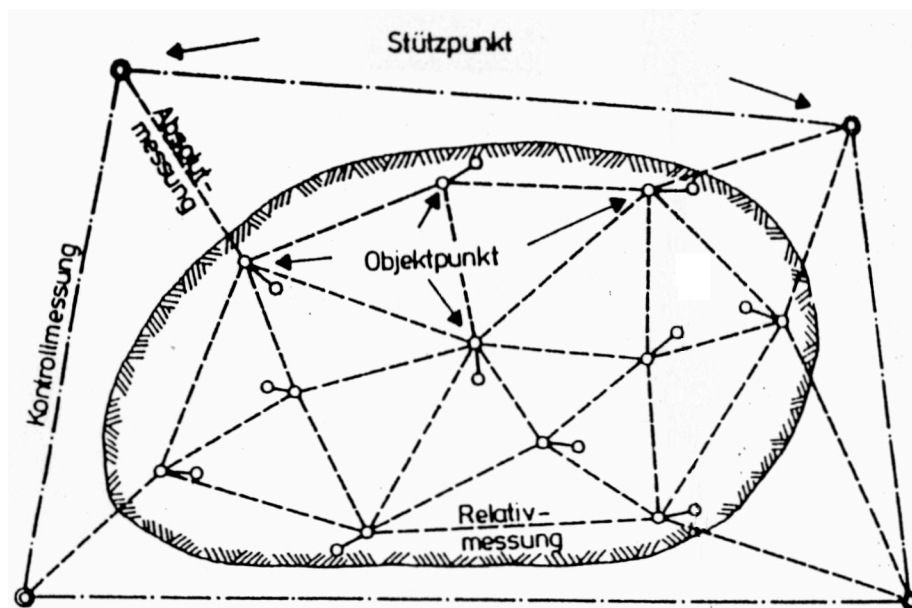


Abb. 20: Klassische Deformationsanalyse mit unbeweglichen Festpunkten, aus [Pelzer, 1985]

Kann jedoch kein Punkt als unbeweglich angenommen werden, was hier der Fall ist, ist ein Kongruenztest von zwei Koordinatensätzen notwendig, die jeweils einer freien Netzausgleichung entstammen. Es würde sich hier folgender Ablauf ergeben:

- Ausgleichung aller Meßwerte, die in der jeweiligen Epoche bei den Messungen der Freien Stationierungen gewonnen wurden mit gleichem Datum und gleicher Einheitsvarianz wie bei der Nullepoche.
- Bildung der Differenz $\mathbf{d}$ sowie der zugehörigen Kovarianzmatrix $\mathbf{Q}_{dd}$ zwischen beiden Koordinatensätzen und statistischer Test

$$F = \frac{\mathbf{d}^T \cdot \mathbf{Q}_{dd} \cdot \mathbf{d}}{s_0^2 \cdot h} \quad h : \text{Dimension des Netzes} .$$

- Überschreitet diese Testgröße das entsprechende Quantil $F_{h,f}$ der Fisher-Verteilung, liegt eine Punktverschiebung vor, die lokalisiert werden muß.

Beide angesprochenen Verfahren haben den Nachteil, daß vollständig ausgeglichene Koordinatensätze und ihre zugehörigen Kovarianzmatrizen vorliegen müssen. Damit ist eine Anwendung und Beurteilung im Felde schwierig. Insbesondere vor dem Hintergrund, daß die Kovarianzmatrix der ausgeglichenen Koordinaten der Nullepoche nicht immer vorliegen wird, und daß eine Entscheidung, welche Punkte als nicht verschoben angesehen werden müssen schon für den späteren Formvergleich der Profile notwendig ist, wird nachstehend ein praktikablerer Weg vorgeschlagen.

5.4.1.2 Praktisches Testverfahren

Ein Test-Verfahren, welches in der Praxis realisierbar ist, sieht folgendermaßen aus:

- Bei der Freien Stationierung wird ein verdächtiger Punkt anhand von Restklaffen der Koordinaten ermittelt (z.B. jeweils die Koordinate mit der größten Klappe)
- Dieser Punkt wird herausgenommen und der Standpunkt neu berechnet
- Der verdächtige Punkt wird nun durch polares Anhängen neu berechnet
- Bildung der Differenz d zwischen bekannten Festpunktkoordinaten und berechnetem Punkt
- Mit Hilfe der Fehlerfortpflanzung wird die Standardabweichung für diesen Punkt berechnet.
- Berechnung der Standardabweichung der Differenz s_d
- Bildung des Quotienten mit der Differenz der Punkte und der Standardabweichung der Differenz. Wenn der Quotient größer 4 ist, so hat sich der Wert signifikant geändert. Der Wert 4 ergibt sich aus der Abschätzung für den kleinsten mit der Teststatistik aufdeckbaren groben Fehler (Grenzfehler) [vgl. Pelzer, 1985a].

Es sind dabei folgende Gleichungen für den Test der Lagekoordinaten anzusetzen:

Berechnung der Standardabweichung der Restklaffen:

$$s_{\Delta X}^2 = \frac{[\Delta X^2]}{n-1} \cdot \frac{1}{n} \quad s_{\Delta Y}^2 = \frac{[\Delta Y^2]}{n-1} \cdot \frac{1}{n} \quad s_O^2 = \frac{[\Delta \phi^2]}{n-1} \cdot \frac{1}{n}$$

Berechnung der Standardabweichung für den verdächtigen Punkt:

Funktionales Modell polares Anhängen s ...Horizontalstrecke r ...Richtung o ...Orientierungsunbekannte	$Y_{neu} = Y_{Standpunkt} + s \cdot \sin(r + o)$ $X_{neu} = X_{Standpunkt} + s \cdot \cos(r + o)$	
Kovarianzmatrix für den Festpunkt mit den Standardabweichungen aus der Netzausgleichung, kann auch abgeschätzt werden, falls keine exakten Werte vorliegen.	$S_{FP} = \begin{pmatrix} s_y^2 & 0 \\ 0 & s_x^2 \end{pmatrix}$	
$S_{xx} = \begin{pmatrix} s_{\Delta Y}^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & s_{\Delta X}^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & s_s^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & s_r^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & s_o^2 \end{pmatrix}$	Kovarianzmatrix für Fehlerfortpflanzung des polar angehängten Punktes mit Standardabweichungen für den Standpunkt (y,x), der Horizontalstrecke, der Richtung und der Orientierungsunbekannten.	
$F = \begin{pmatrix} \frac{\partial Y_{neu}}{\partial Y_{Standpunkt}} & \frac{\partial Y_{neu}}{\partial X_{Standpunkt}} & \frac{\partial Y_{neu}}{\partial s} & \frac{\partial Y_{neu}}{\partial r} & \frac{\partial Y_{neu}}{\partial o} \\ \frac{\partial X_{neu}}{\partial Y_{Standpunkt}} & \frac{\partial X_{neu}}{\partial X_{Standpunkt}} & \frac{\partial X_{neu}}{\partial s} & \frac{\partial X_{neu}}{\partial r} & \frac{\partial X_{neu}}{\partial o} \end{pmatrix}$	Funktionsmatrix allgemein	
$F = \begin{pmatrix} 1 & 0 & \sin(r+o) & s \cdot \cos(r+o) & s \cdot \cos(r+o) \\ 0 & 1 & \cos(r+o) & -s \cdot \sin(r+o) & -s \cdot \sin(r+o) \end{pmatrix}$	Die hier verwendete Funktionsmatrix	
$S_{FS} = F \cdot S_{xx} \cdot F^T$	Berechnung der Kovarianzmatrix des angehängten Punktes nach FFG	

Berechnung der Standardabweichung für die Differenz:

$FP = \begin{pmatrix} Y_{Festpunkt} \\ X_{Festpunkt} \end{pmatrix} \quad FS = \begin{pmatrix} Y_{Neu} \\ X_{Neu} \end{pmatrix}$	$d = FP - FS$
$F_d = \begin{pmatrix} \frac{\partial d}{\partial FP} & \frac{\partial d}{\partial FS} \end{pmatrix} = (1 \quad -1)$	Funktionsmatrix
$S_{FF} = \begin{pmatrix} S_{FP} & 0 \\ 0 & S_{FS} \end{pmatrix}$	Kovarianzmatrix
$S_{dd} = F_d \cdot S_{FF} \cdot F_d^T = S_{FP} + S_{FS}$	Berechnung der Kovarianzmatrix der Differenz nach FFG
$T_{\Delta y} = \frac{d_1}{\sqrt{S_{dd}(1,1)}} < 4 \quad T_{\Delta x} = \frac{d_2}{\sqrt{S_{dd}(2,2)}} < 4$	Berechnung des Tests

Auf ähnliche Weise sind die Gleichungen für den Test der Höhe anzusetzen:

Berechnung der Standardabweichung der Restklaffen:	$s_{\Delta Z}^2 = \frac{[\Delta Z^2]}{n-1} \cdot \frac{1}{n}$
Funktionales Modell: s... Schrägstrecke z... Zenitwinkel	$Z_{neu} = Z_{Standpunkt} + s \cdot \cos(z)$
Die weitere Berechnung läuft genauso wie bei der Lage ab.	
Berechnung des Tests:	$T_{\Delta Z} = \frac{d}{\sqrt{S_{dd}}} < 4$

5.4.1.3 Probleme bei der Anwendung

Hinsichtlich folgender Punkte weicht der hier dargestellte Ablauf von einer strengen Lösung ab:

- Bei der Einführung aller Kovarianzmatrizen werden nur die Varianzen eingeführt, da die Kovarianzen z.T. nicht bekannt sind.
- Die Freiheitsgrade können nicht exakt bestimmt werden, da diese sowohl aus der Netzausgleichung, als auch aus der Freien Stationierung betrachtet werden müssen.
- Die Vergleichbarkeit des polar angehängten Punktes mit dem Festpunkt ist nicht in aller Strenge gegeben, da beide ein unterschiedliches Datum besitzen.
- Theoretische Standardabweichungen werden mit empirischen Standardabweichung vermischt.

Im Rahmen einer feldtauglichen Lösung können diese Abweichungen aber vernachlässigt werden, da dieser Test eine hinreichende Näherung an ein strenges Testverfahren darstellt.

Bei der praktischen Anwendung dieses Tests im Rahmen der Versuche (vgl. 5.4.1.4 im Anschluß an diesen Absatz) wurde nur bei einem Punkt ein kritischer Wert erreicht, der auf eine Punktbewegung hindeuten kann, wobei aber hier eher von einer größeren Messungsabweichung, als von einer Bewegung der Brücke ausgegangen werden muß.

5.4.1.4 Empirische Ergebnisse

Aus den Freien Stationierungen (vgl. Abb. 10) sind hier jeweils die Punkte mit den größten Restklaffen und die nach Abschnitt 5.4.1.2 berechneten Testgrößen dargestellt:

Y-Koordinaten:

Freie Stationierung	Verdächtiger Punkt	Klaffe in [mm]	Testgröße
1	701	- 4.7	- 1.60
2	202	6.1	3.36
3	804	4.7	1.67

X-Koordinaten:

Freie Stationierung	Verdächtiger Punkt	Klaffe in [mm]	Testgröße
1	701	6.3	1.61
2	202	- 7.6	- 4.11
3	804	- 2.4	-0.86

Höhe:

Freie Stationierung	Verdächtiger Punkt	Klaffe in [mm]	Testgröße
1	101	- 4.2	- 1.99
2	202	4.8	2.29
3	704	-2.6	- 1.20

Wie bereits angesprochen wurde, liegt nur bei einem Punkt eine signifikante Abweichung vor. Da hier aufgrund des kurzen zeitlichen Abstandes zwischen Nullepoche (Netzbestimmung) und Folgeepoche eine tatsächlichen Bewegung ausgeschlossen werden kann, sind Messungsabweichungen der Grund für diese Werte. Außerdem muß angemerkt werden, daß die Bildung der Signifikanzschränke von 4 nur eine Abschätzung darstellt. Sollten in der Praxis häufig Punkte als verschoben angezeigt werden, für die dieses nicht zutrifft, kann der Wert auch auf 4.5 erhöht werden. Es wurde nicht geprüft, ob der Punkt auch bei einer strengen Deformationsanalyse als verschoben angezeigt wird. Außerdem wurde bei dem hier angewandten Verfahren nicht ausgenutzt, daß beide Punkte eines Pfeilers ein ähnliches Bewegungsverhalten aufweisen müssen.

Des weiteren muß angemerkt werden, daß die in den Tabellen aufgeführten Klaffen von den Punktkoordinaten der Nullepoche abhängen. Es wurde in diesem Fall nicht geprüft, ob bei dem Punkt 202, der in X und Y mit den größten Klaffen auffällt, bereits bei der Ausgleichung des Festpunktfeldes größere Verbesserungen auftreten, so daß von einer schlechteren Punktbestimmung auszugehen ist.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß sich bei der hier vorliegenden Qualität des Festpunktfeldes und der Messungen zur Überprüfung der Festpunkte Bewegungen der Festpunkte im Bereich von ca. 8 mm aufdecken lassen. Soll dieser Wert verkleinert werden, muß man bei der Bestimmung des Netzes und bei der Freien Stationierung mehr Aufwand (eingesetztes Instrument, Anzahl der Messungen) treiben. Die Anwendung des strengen statistischen Tests hat vermutlich wenig Auswirkungen.

5.4.2 Formvergleich der Profile

Zur Beurteilung der Deformation der Brücke werden nicht die Koordinatenänderungen der gemessenen Punkte betrachtet. Vielmehr wird die Form der Pfeiler und des Überbaus aus den gemessenen Punkten bestimmt und mit der Vorepoche verglichen. Dieses Vorgehen hat folgende Vorteile:

- Die Koordinatenänderung eines Einzelpunktes ist nicht aussagekräftig, da hierin Ungenauigkeiten bei der Stationierung des Tachymeters enthalten sind. Außerdem sind aufgrund der zufälligen Abweichungen in der Stationierung der Tachymeter die angezielten Oberflächenpunkte nicht mit anderen Epochen identisch, so daß sich die Rauigkeit der Oberfläche auf das Meßergebnis auswirkt.
- Wird die Form durch einfache geometrische Objekte (Geraden, Flächen,...) beschrieben und verwendet man zur Bestimmung dieser Objekte mehrere Meßpunkte, haben die beschreibenden Parameter dieser geometrischen Objekte eine höhere Genauigkeit als der Einzelpunkt.
- Die Abweichungen der Meßpunkte von den Geraden, Flächen,... sind anschaulicher als Koordinaten.

5.4.2.1 Bearbeitung der gemessenen Koordinaten

Das Programm zum Scannen der Brückenprofile liefert als Ergebnisse Koordinaten der Profilpunkte mit X- und Y-Koordinaten und Höhe. Für eine weitere Bearbeitung der Profile ist diese dreidimensionale Beschreibung von Nachteil, da das Bauwerk beliebig im Koordinatensystem gedreht liegt (hier die Längsachse von Nord-West nach Süd-Ost). Günstiger ist eine verebnete Ansicht der Profile, die sich an der Längsachse des Bauwerks orientiert (vgl. Abb. 21). Hierzu werden die erhaltenen Koordinaten auf eine gedachte Ebene zwischen den beiden Fußpunkten des jeweiligen Profils projiziert, so daß die interessierenden Komponenten der aufgenommenen Punkte deutlich werden. Dieses sind:

- Neigung und Form der Pfeiler. Diese werden in der Auswertung durch den Winkel α einer ausgleichenden Gerade gegenüber der Lotrichtung sowie den Abweichungen gegenüber dieser Geraden beschrieben.
- Neigung und Form des Überbaus. Diese werden in der Auswertung durch den Winkel α einer ausgleichenden Gerade gegenüber der Horizontalen sowie den Abweichungen gegenüber dieser Geraden beschrieben.

Als Verarbeitungsmöglichkeit bietet sich hierbei eine programmgestützte Auswertung an. Dazu wurde im Rahmen des Projektes ein C-Programm entwickelt, daß die gegebenen Koordinaten aus der Textdatei erfaßt, die notwendige Projektion durchführt und die Ergebnisse in einer neuen Textdatei speichert.

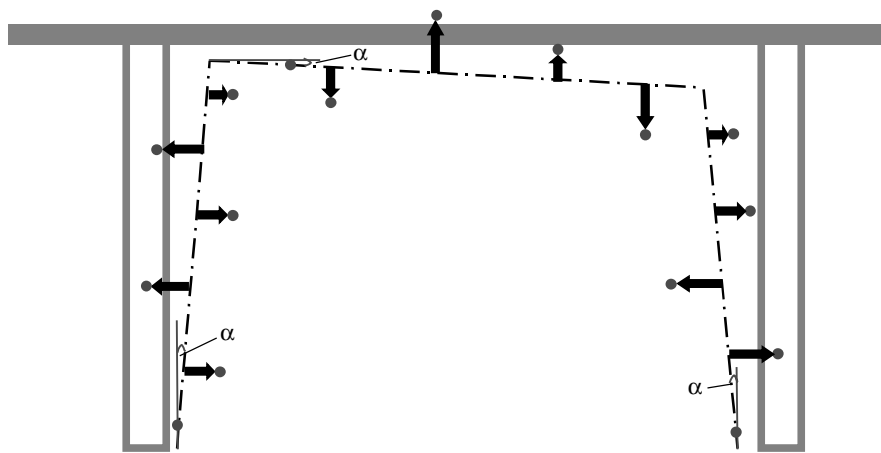


Abb. 21: Verebnete Abweichungen in einem Brückenfeld

Bei der Berechnung der Neigung der Bückenpfeiler und der Durchsenkung des Überbaus in einer ebenen Darstellung behält jedes Feld der Brücke weiterhin sein lokales Koordinatensystem. Der Nullpunkt des Systems liegt immer an dem Pfeiler, der in Richtung Karlsruhe steht. Die positive Nullrichtung zeigt in Richtung des gegenüberliegenden Pfeilers. Die zweite Koordinatenachse ist die Hochachse, hierbei werden die durch das Festpunktfeld vorgegebenen NN-Höhen verwendet.

Bei der Transformation wird zuerst der Richtungswinkel zwischen den beiden untersten Pfeilerpunkten berechnet. Ausgehend vom Nullpunkt des Systems werden die Richtungswinkel und Strecken zu allen Profilpunkten berechnet. Durch die Differenz zwischen Richtungswinkel der Bezugspunkte am Pfeilerfuß und den Richtungswinkeln zu den einzelnen Punkten ergeben sich die Winkel, unter denen die Profilpunkte aus der Ebene herausragen. Über einfache trigonometrische Beziehungen kann der Lotfußpunkt jedes Profilpunktes mittels des Öffnungswinkels und der berechneten Strecke ermittelt werden. Auf diese Weise werden die Lagekoordinaten gebildet. Die Höhenkoordinaten bleiben unverändert erhalten.

Zur Visualisierung und Beurteilung der Abweichungen von den Geraden werden hier verschiedene handelsübliche Softwarelösungen eingesetzt. Eine eigenständige programmgestützte automatisierte Auswertung ist durchaus denkbar, aber im momentanen Stadium noch nicht zielgerichtet genug anzulegen. Ein verwendetes Programm sollte in der Lage sein, für die Pfeilerneigung Regressionsanalysen zu berechnen (vgl. 5.4.2.2). Mathematische Standardprogramme wie beispielsweise MathCAD oder MATLAB leisten dies. Für eine weitere Auswertung erweist sich auch Excel als sehr effektiv. Die Bearbeitung und Formatierung der Daten ist hierbei sehr anschaulich.

5.4.2.2 Pfeilerneigungen

Zur Ermittlung der Neigung der Brückenpfeiler wird eine ausgleichende Gerade durch die Meßpunkte an einer Pfeilerflanke berechnet. Diese Regressionsgerade weist eine Neigung der Pfeiler abweichend von der Lotrichtung aus. Es ist zweckmäßig, die beiden Seiten der Pfeiler getrennt zu betrachten. Es wird eine Regression sowohl für die rechte, als auch für die linke Pfeilerseite berechnet. Aus den beiden Neigungen wird eine mittlere Pfeilerneigung berechnet.

Um eine Aussage über eine eventuelle Verformung treffen zu können, werden die orthogonalen Abstände der Punkte zur Geraden berechnet. Die Ergebnisse finden sich im Abschnitt 5.5.2.

5.4.2.3 Überbau

Vergleichbar mit der Bearbeitung der Pfeiler läßt sich der Überbau auswerten. Auch hier ist es möglich, eine Regression durch die gemessenen Punkte zu berechnen. Eine rechnerische Auswertung der Biegelinie ist möglich, indem man die Abstände der Profilpunkte auf die Regressionsgerade berechnet. Denkbar ist eine Auswertung auch mit Hilfe eines CAD-Arbeitsplatzes. Es könnten hierbei die Abstände graphisch ermittelt werden. Ob diese zeitintensive Methode praktikabel ist, liegt an der gewünschten Punktdichte. Bei einer größeren Menge an Punkte wird der Zeitaufwand groß. Die Ergebnisse finden sich im Abschnitt 5.5.2.

5.5 Ergebnisse

5.5.1 Nullmessungen

In allen sieben Feldern wurde jeweils das nördliche und südliche Profil gescannt. Aus den Daten lassen sich Aussagen bezüglich der Pfeilerneigung und deren Genauigkeit treffen. Die Berechnung der Genauigkeit erfolgt in diesem Fall über die Standardabweichung der Differenzen zwischen den Lagekoordinaten der rechten und linken Pfeilerseite, wie in der unten stehenden Tabelle aufgeführt ist. Die Unterteilung in rechts und links ist so definiert, daß die rechte Pfeilerseite nach Karlsruhe zeigt. Die Angaben der Pfeilerneigungen sind auch mit Vorzeichen behaftet. Hier gilt ebenfalls die vorherige Orientierung. Negative Neigungen bedeuten, daß sich der Pfeiler in Richtung Karlsruhe neigt. Die Pfeilerhöhen betragen ca. 17 m, so daß die Neigungsangaben in der 6. Spalte darauf bezogen wurden.

Die angegebenen Genauigkeitsmaße in der 7. Spalte sind nicht unbedingt aussagekräftig, da sie von der Annahme ausgehen, daß beide Pfeilerseiten hinreichend parallel und glatt gefertigt wurden. Außerdem beziehen sich die Differenzen, aus denen die Standardabweichungen gebildet wurde, jeweils auf den untersten Profilpunkt, so daß die Messungsabweichungen dieses Punktes in allen Differenzen enthalten ist.

Pfeiler	rechte Pfeilerneigung [gon]	linke Pfeilerneigung [gon]	mittlere Neigung [gon]	Abweich. vom Lot [mgon] [mm/17m]		Genauigkeit [mm]
1 nördlich	99.9404	99.9458	99.9431	57	15	2,7
1 südlich	-99.9482	-99.9169	-99.9326	-67	-18	8,0
2 nördlich	-99.9573	-99.9552	-99.9563	-44	-12	2,3
2 südlich	-99.9533	-99.6773	-99.8153	-185	-49	18,1
3 nördlich	99.9276	99.9431	99.9353	65	17	2,0
3 südlich	99.6549	-99.9013	99.8768	123	33	9,6
4 nördlich	-99.9321	99.9798	-99.9762	-24	-6	1,9
4 südlich	-99.9357	-99.9416	-99.9386	-61	-16	3,4
5 nördlich	99.6641	-99.9493	99.8574	143	38	4,2
5 südlich	-99.9195	-99.6759	-99.7977	-202	-54	16,7
6 nördlich	99.9486	-99.9651	99.9918	8	2	3,2
6 südlich	99.8598	-99.8884	99.9857	14	4	11,8

Wie man anhand der Ergebnisse erkennt, sind nahezu sämtliche Abweichungen aus der Lotrechten signifikant. Es treten Schiefstellungen der Pfeiler von bis zu 5 cm auf. Mit dieser Meßanordnung lassen sich Schiefstellungen von ca. 6...8 mm / 17 m nachweisen.

Um für spätere Folgemessungen eine Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen dieser Epoche zu gewährleisten, werden die wesentlichen Parameter der ausgleichenden Geraden angegeben. Dabei ist es notwendig zu wissen, auf welchen Punkt

sich die Neigung der Geraden bezieht. Die Tabelle zeigt den Startpunkt der entsprechenden Geraden. Die angegebenen Koordinaten sind lokale Koordinaten bezüglich des zugehörigen Feldes. Die Nullrichtung zeigt in Richtung der Fahrbahn nach Stuttgart. Nullpunkt des Systems ist der jeweilige unterste Pfeilerpunkt in Richtung Karlsruhe. Angegeben sind eine Lagekoordinate entlang der Projektionsebene und eine Höhenkoordinaten.

Pfeiler	rechte Pfeilerseite		linke Pfeilerseite	
	Lage	Höhe	Lage	Höhe
1 nördlich	27,7605	209,6329	-0,0034	209,6362
1 südlich	27,5174	209,4468	-0,0010	209,4649
2 nördlich	37,8077	203,5104	0,0018	203,3424
2 südlich	37,1828	203,1304	0,0025	203,0530
3 nördlich	37,9123	199,0908	-0,0026	198,3588
3 südlich	36,9942	199,1552	0,0095	198,1184
4 nördlich	38,0612	196,5145	-0,0026	196,2208
4 südlich	36,8778	195,8876	-0,0006	195,5536
5 nördlich	38,0200	198,0566	0,0035	198,2378
5 südlich	36,8698	197,3626	0,0088	197,3714
6 nördlich	38,0205	201,1334	0,0011	200,8762
6 südlich	36,8381	199,7812	0,0095	200,0509

Ebenso werden die Parameter der Regressionsgeraden für den Überbau angegeben:

Brückenabschnitt	Neigung des Überbaus [gon]	Lage	Höhe
Feld 1 nördlich	-2.83629	1,0242	222,6386
Feld 1 südlich	-3.21052	1,0034	222,5251
Feld 2 nördlich	-2.78864	1,1146	221,2800
Feld 2 südlich	-3.09513	1,0886	221,0413
Feld 3 nördlich	-2.84462	1,1858	219,5092
Feld 3 südlich	-3.13752	1,1754	219,1139
Feld 4 nördlich	-2.86443	1,0842	217,7260
Feld 4 südlich	-2.99218	1,1164	217,1783
Feld 5 nördlich	-2.89807	1,1450	215,8845
Feld 5 südlich	-3.04051	1,1431	215,3306
Feld 6 nördlich	-2.93484	1,1543	214,0436
Feld 6 südlich	-2.99758	1,1422	213,4506
Feld 7 nördlich	-2.92179	1,04856	212,2324
Feld 7 südlich	-2.29827	1,0615	211,6247

5.5.2 Graphische Darstellung aller Profile

In den folgenden Abbildungen werden die verbleibenden Abweichungen nach Berechnung der Regressionsgeraden dargestellt. Es wird jeweils eine Graphik für die Pfeiler und den Überbau je Feld gezeigt.

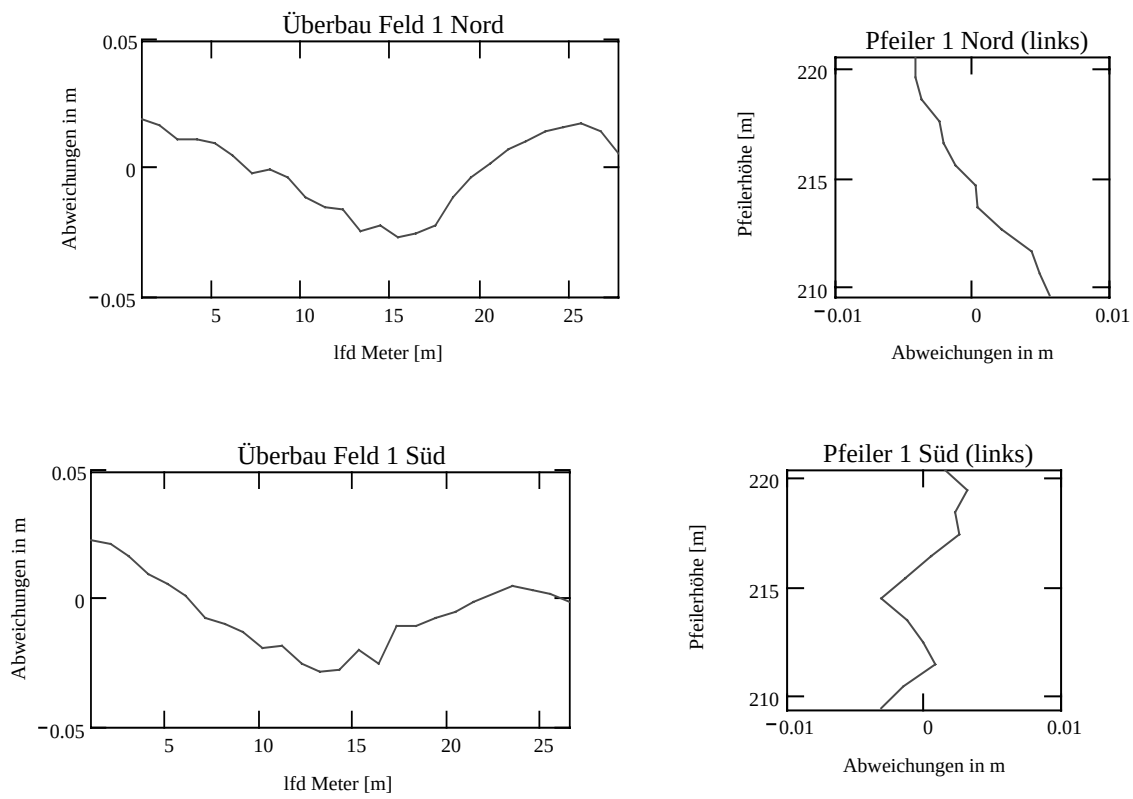


Abb. 22: Ergebnis Feld 1

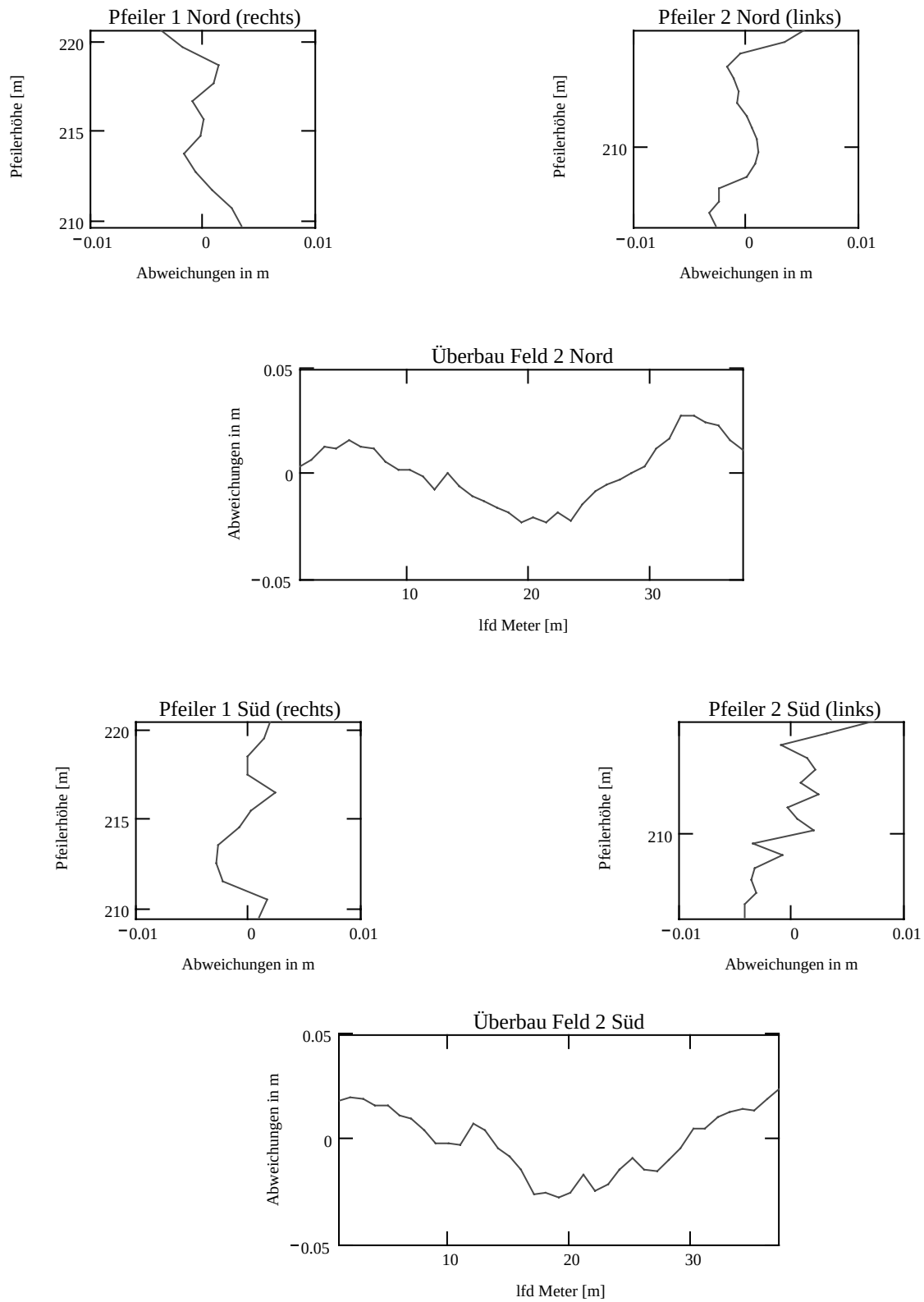


Abb. 23: Ergebnis Feld 2

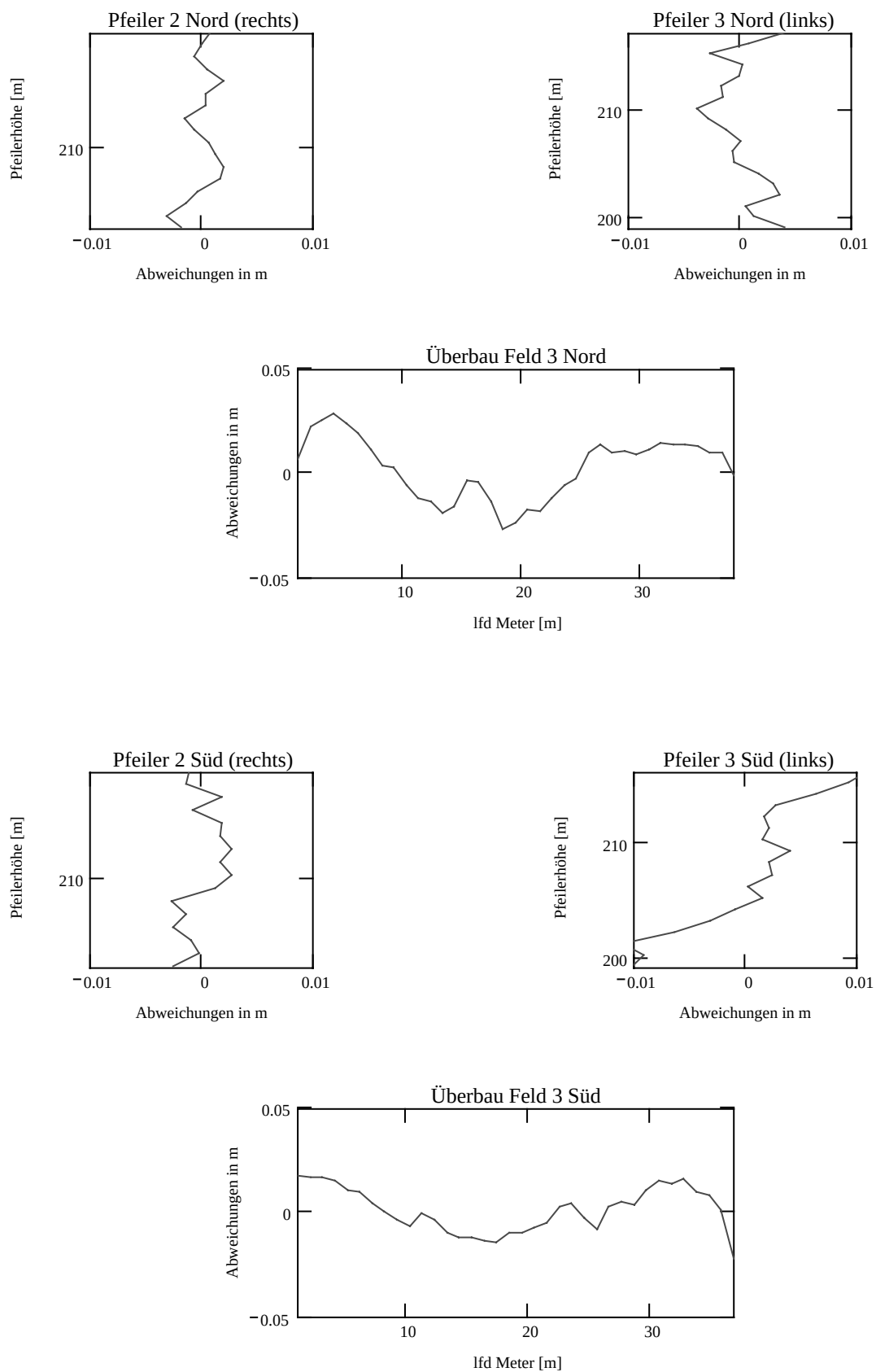


Abb. 24: Ergebnis Feld 3

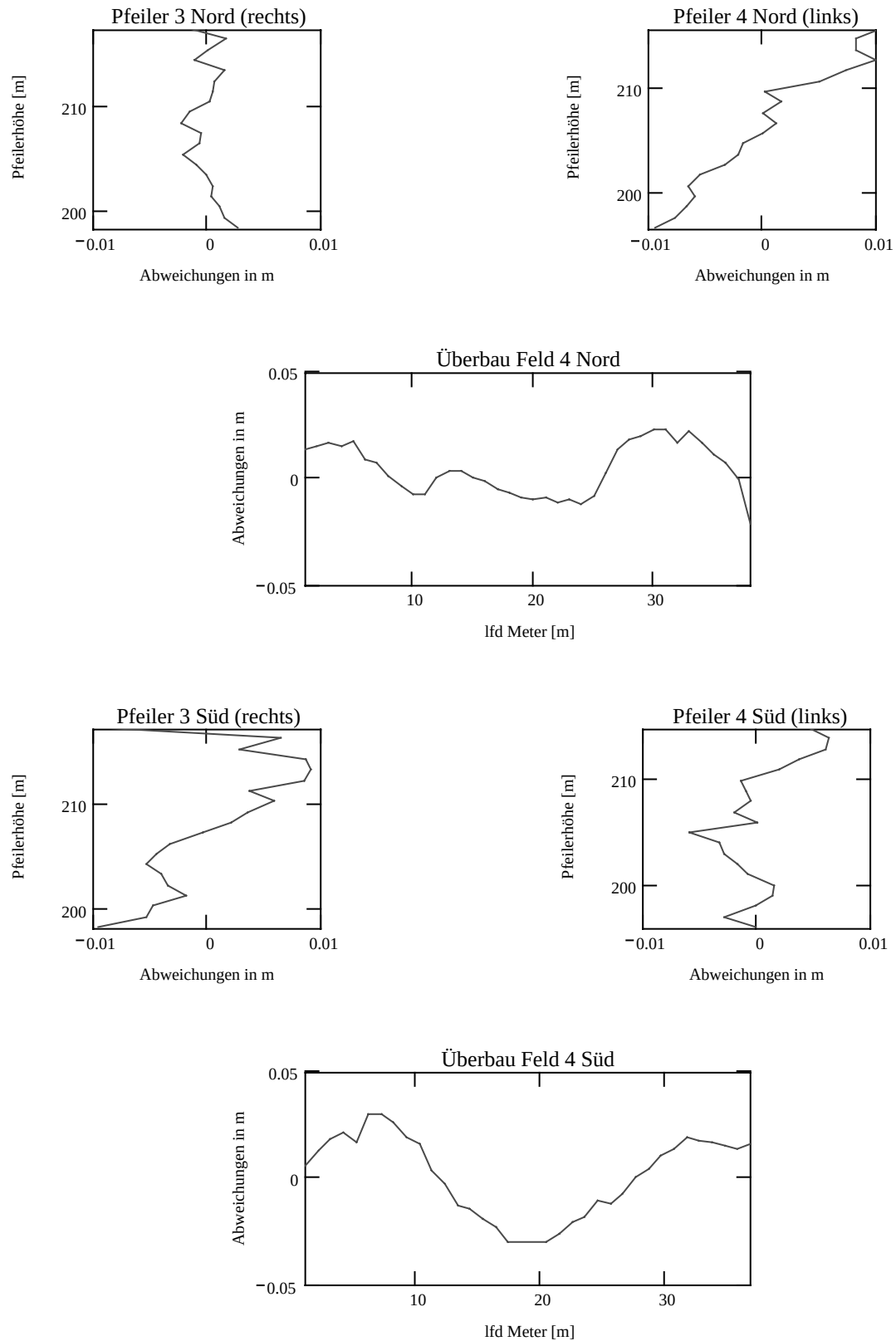


Abb. 25: Ergebnis Feld 4

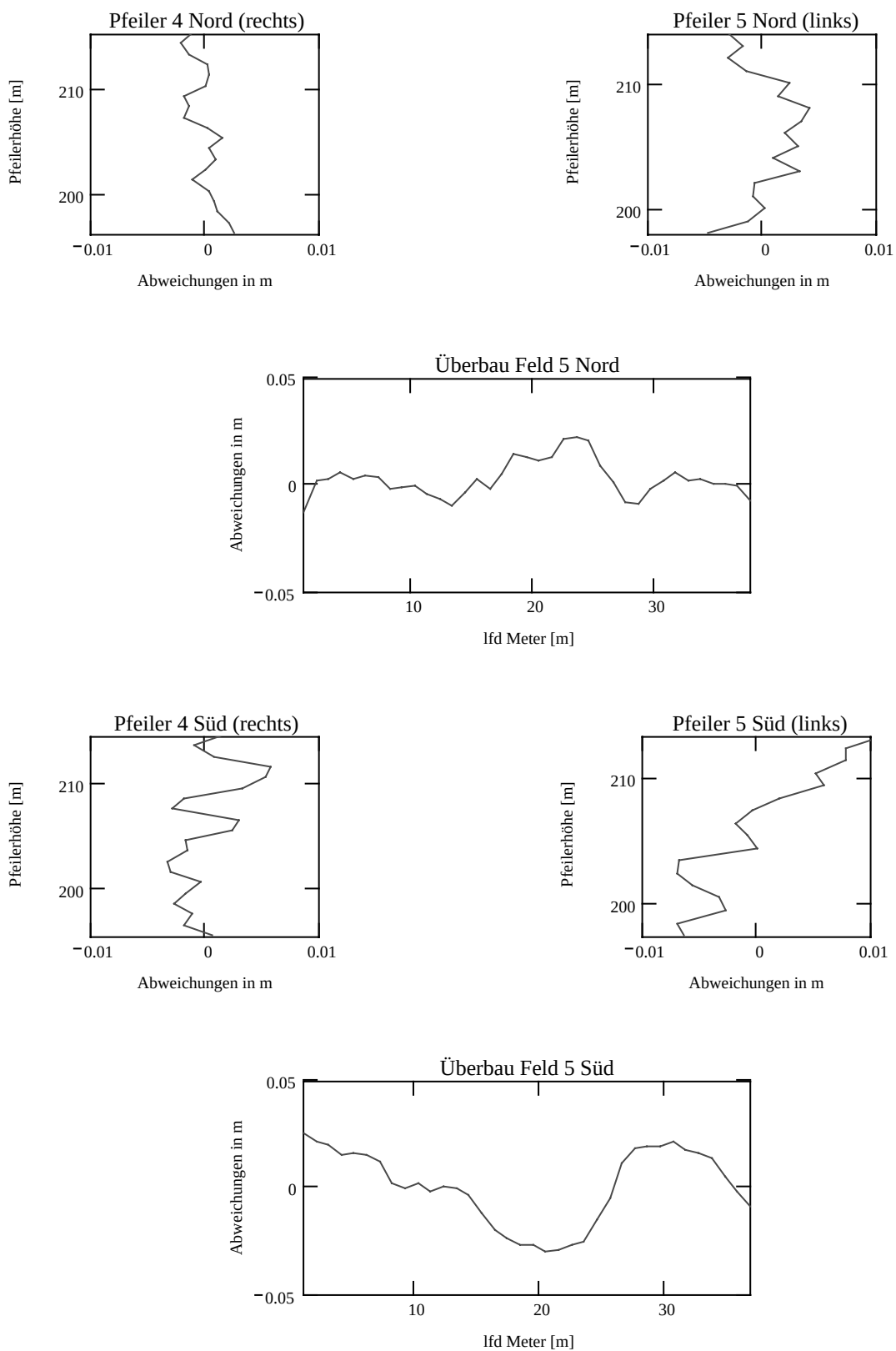


Abb. 26: Ergebnis Feld 5

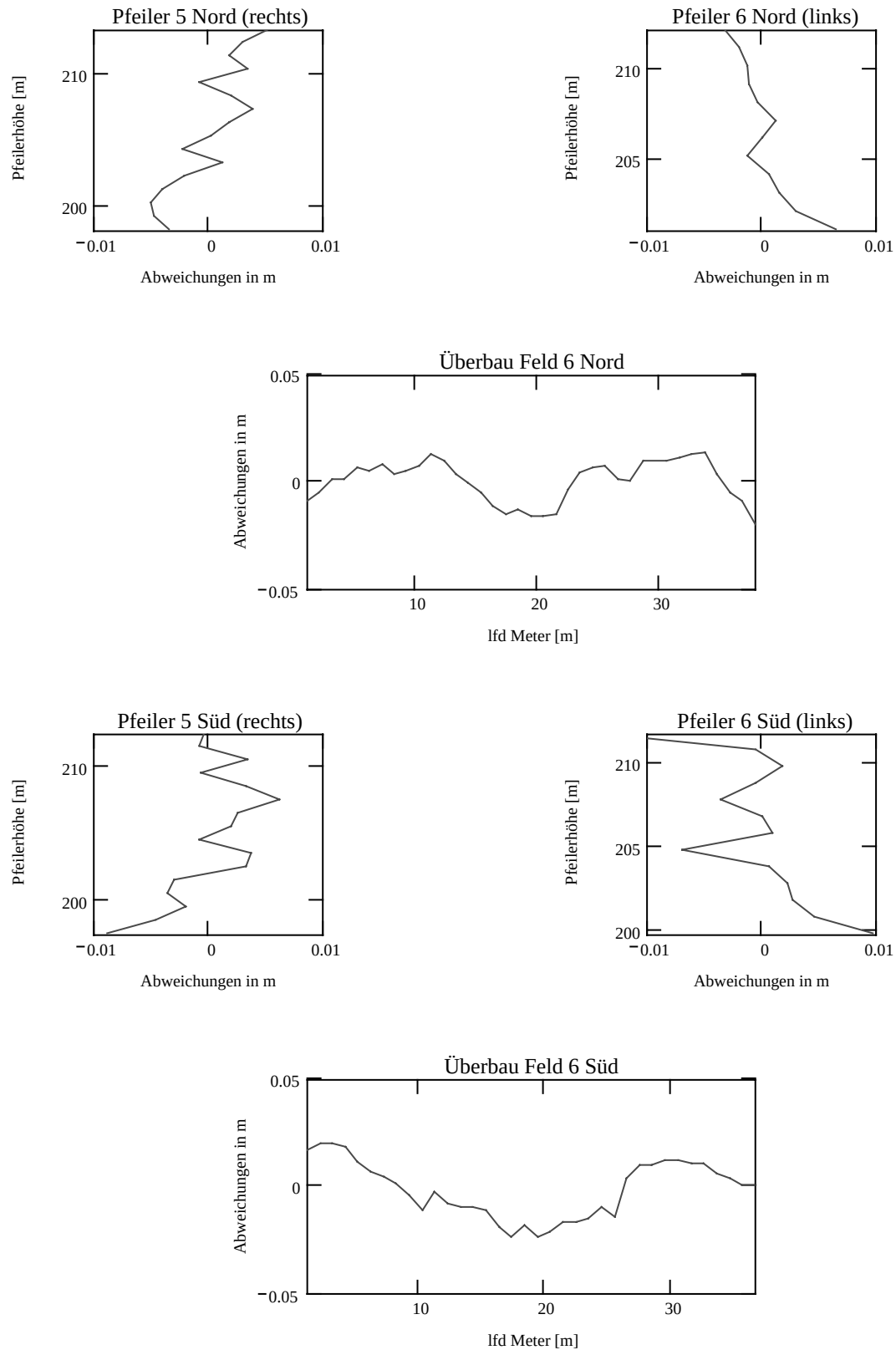


Abb. 27: Ergebnis Feld 6

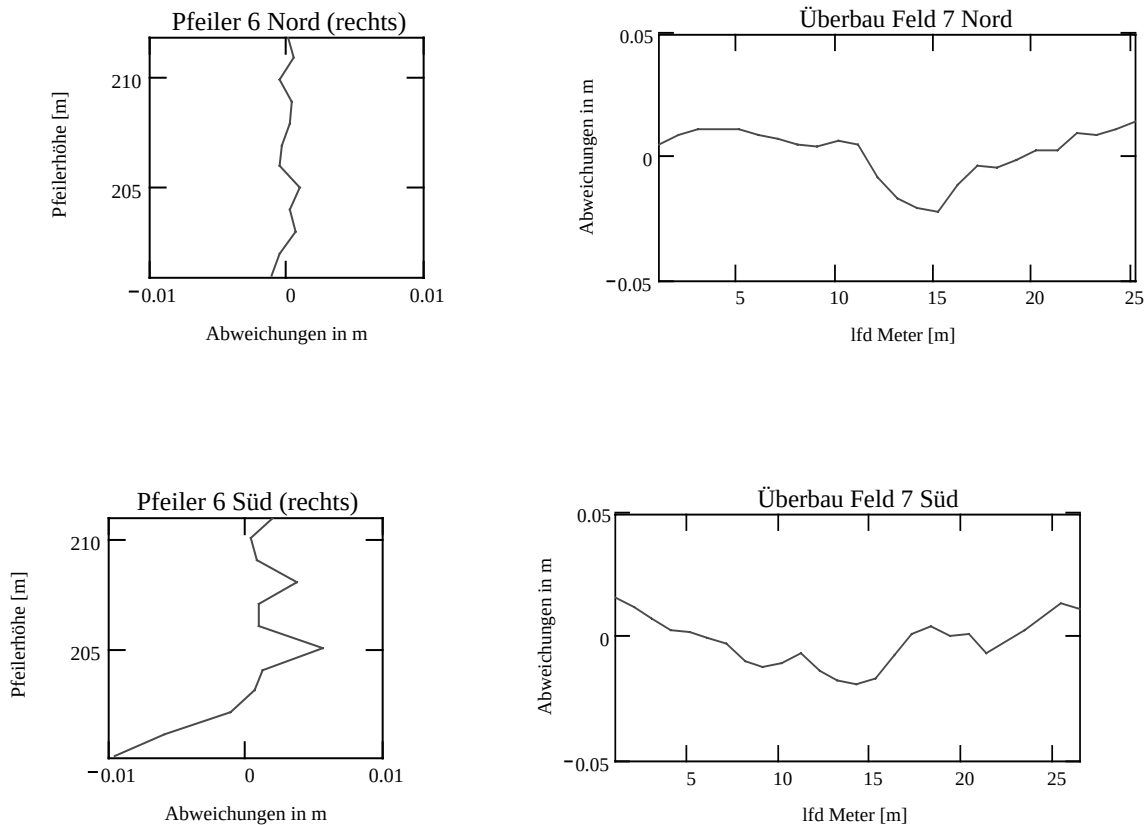


Abb. 28: Ergebnis Feld 7

Bei der Interpretation der Graphiken werden folgende Sachverhalte deutlich:

- Die verbleibenden Abweichungen von den Regressionsgeraden sind bei den Pfeilern alle kleiner als 1 cm, in den meisten Fällen im Bereich weniger Millimeter. Daraus kann man ersehen, daß die Pfeiler sehr glatt gefertigt sind, und daß das Meßverfahren für benachbarte Punkte – bspw. an einem Pfeiler - eine hohe Genauigkeit liefert.
- Bei dem Überbau schwanken die restlichen Abweichungen im Bereich einiger Zentimeter. Die Ursache hierfür ist zunächst unklar. Sollte der Grund in der Tachymetermessung liegen, müßten die höheren Pfeilerpunkte ebenfalls große Abweichungen aufweisen, da hier eine ähnliches Auftreffen des Zielstrahls auf die Betonoberfläche vorliegt. Diese großen Abweichungen an den hohen Pfeilerpunkten sind jedoch nicht eindeutig nachzuweisen.
- Die Form des Überbaus ist an der nördlichen und südlichen Richtungsfahrbahn eines Feldes teilweise sehr ähnlich (insb. Feld 1, Feld2, Feld 6, Feld 7).
- Sprünge oder Knicke im Überbau an den Koppelfugen (vgl. Kapitel 4) sind nicht zu erkennen.

5.5.3 Testmessungen im Feld 4

Im Bereich von Feld 4 wurden verschiedene Messungen unter jeweils anderen Vorgaben durchgeführt:

- Mehrfachmessungen vom selben Instrumentenstandpunkt aus, um die reproduzierbare Genauigkeit zu ermitteln.
- Bestimmung der Abhängigkeit der Genauigkeit vom Auftreffwinkel.
- Bestimmung der Abhängigkeit der Genauigkeit vom seitlichen Abstand des Instrumentenstandpunkts von der Brücke.

Zur Beurteilung werden neben den graphischen Darstellungen die maximalen Differenzen d_{max} und die Standardabweichung aus Doppelmessungen s_{dop} herangezogen.

5.5.3.1 Mehrfachmessungen vom selben Standpunkt

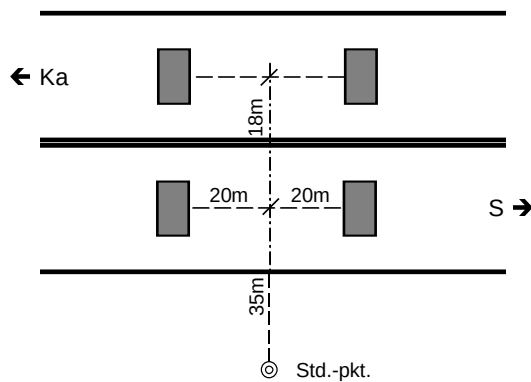


Abb. 29: Skizze der Aufnahmesituation

Von einem identischen Standpunkt wurden drei Aufnahmen des selben Profils durchgeführt (vgl. Abb. 29). Durch diese Mehrfachmessungen lässt sich bei der Betrachtung der Differenzen eine Aussage über die erreichbare Genauigkeit treffen.

Position	d_{max} [mm]	s_{dop} [mm]
Pfeiler rechts Messung 1-2	1,1	0,56
Pfeiler rechts Messung 1-3	1,1	0,60
Pfeiler links Messung 1-2	0,8	0,44
Pfeiler links Messung 1-3	0,6	0,31
Überbau Messung 1-2	3,0	1,38
Überbau Messung 1-3	3,3	1,63

Die Tabelle zeigt die erzielten Standardabweichungen jeweils einer Doppelmessung. Die Angaben für die Pfeiler beziehen sich auf die Lage und für den Überbau auf die Höhe.

Aus der Aufstellung wird deutlich, daß das Meßverfahren eine hohe innere Genauigkeit liefert. Werden identische Standpunkte verwendet, sind geometrische Änderungen von 1 cm – wie in der Aufgabenstellung gefordert – ohne weiteres aufdeckbar. Wie schon bei der einfachen Messung aller Felder wird auch hier deutlich, daß die Pfeiler mit einer höheren Genauigkeit bestimmt werden können als der Überbau.

5.5.3.2 Abhängigkeit vom Auftreffwinkel

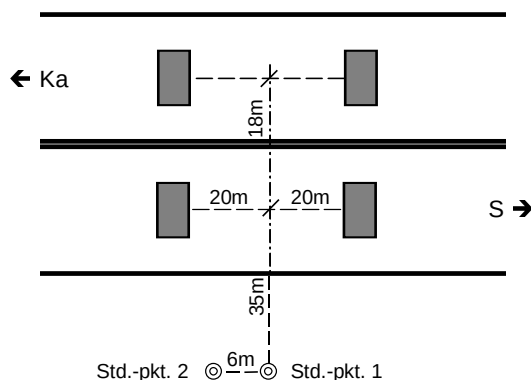


Abb. 30: Skizze der Aufnahmesituation

Der Auftreffwinkel wurde insofern verändert, daß dasselbe Profil von zwei Standpunkten gescannt wurde (vgl. Abb. 30). Der erste Standpunkt liegt hierbei in der Mitte zwischen zwei Pfeilern, und der zweite Standpunkt ist deutlich zum linken Pfeiler hin verschoben.

Position	d_{max} [mm]	s_{dop} [mm]
Pfeiler „rechtwinklig“	1,2	0,47
Pfeiler „schleifend“	4,6	3,63
Überbau	5,7	2,16

Aus den erhaltenen Differenzen lässt sich die Abhängigkeit vom Auftreffwinkel gut erkennen, da der linke Pfeiler vom zweiten Standpunkt aus sehr schräg und der rechte Pfeiler mit stumpfem Auftreffwinkel (nahezu „rechtwinklig“) angezielt wird. Es ist zu erkennen, daß bei der Wahl des Standpunktes eine möglichst symmetrische Konfiguration einzuhalten ist. Dies hat sowohl Einfluß auf Pfeiler- als auch auf Überbaumessungen.

Abb. 31 und Abb. 32 zeigen die Lageabweichungen der Pfeiler, die nahezu rechtwinklig bzw. sehr schräg angezielt werden konnte. Im ersten Fall treten sehr kleine Abweichungen auf, im zweiten Fall, bei dem eine Anzielung aufgrund der Standpunktlage nur mit sehr schleifenden Schnitten möglich war, liegen die Abweichungen deutlich über den anderen Werten.

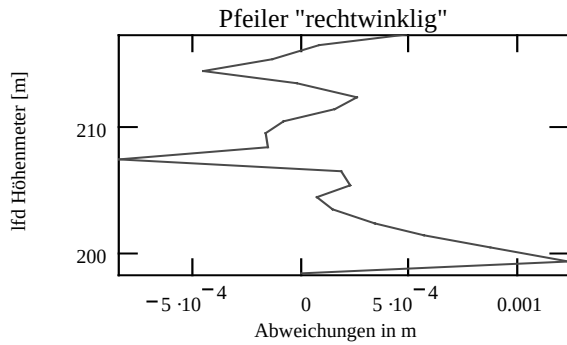


Abb. 31: Abweichungen bei Visur rechtwinklig auf die Oberfläche

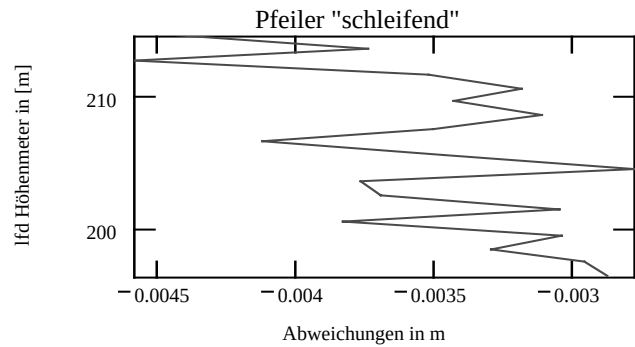


Abb. 32: Abweich. bei Visur schräg auf die Oberfläche

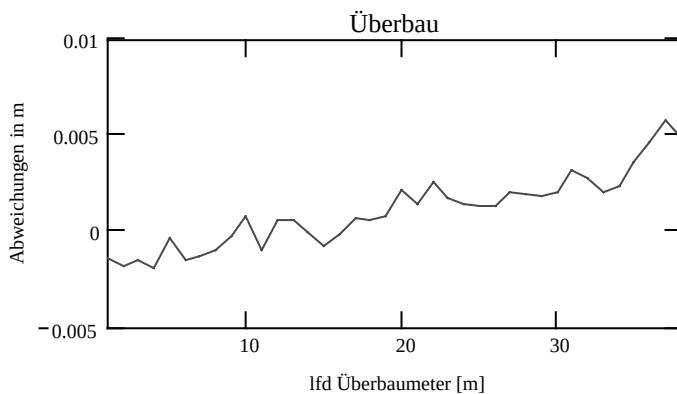
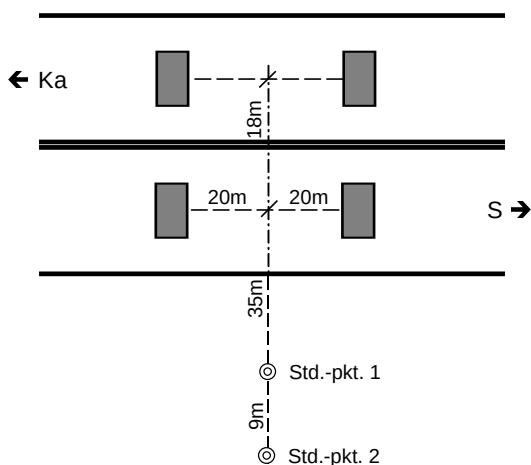


Abb. 33: Höhenabweichungen bei seitlich nach links verschobenem Standpunkt

Die Höhenabweichungen im Überbau aufgrund einer solchen Meßanordnung zeigt Abb. 33. Man erkennt auch hier deutlich die Abhängigkeit der Abweichungen vom Auftreffwinkel. Da der Standpunkt nach links verschoben wurde, treffen die Zielstrahlen im rechten Bereich des Überbaus schräger auf die Betonoberfläche. Daher sind im rechten Bereich die Abweichungen größer.

5.5.3.3 Abhängigkeit vom Abstand zur Brücke



Um einen Eindruck zu erhalten, welche Rolle der Abstand zur Brücke spielt, wurde dasselbe Profil nacheinander von zwei Standpunkten gescannt (vgl. Abb. 34). Die Abstände quer zur Brücke betragen 20 m bzw. 30 m. Durch die Vergrößerung des Abstandes werden alle Auftreffwinkel spitzer. Aus den Differenzen zwischen den Messungen läßt sich wiederum eine Aussage über die Genauigkeit treffen.

Position	d_{max} [mm]	s_{dop} [mm]
Pfeiler rechts	5,8	3,42
Pfeiler links	2,3	1,09
Überbau	6,6	3,40

Abb. 34: Skizze der Aufnahmesituation

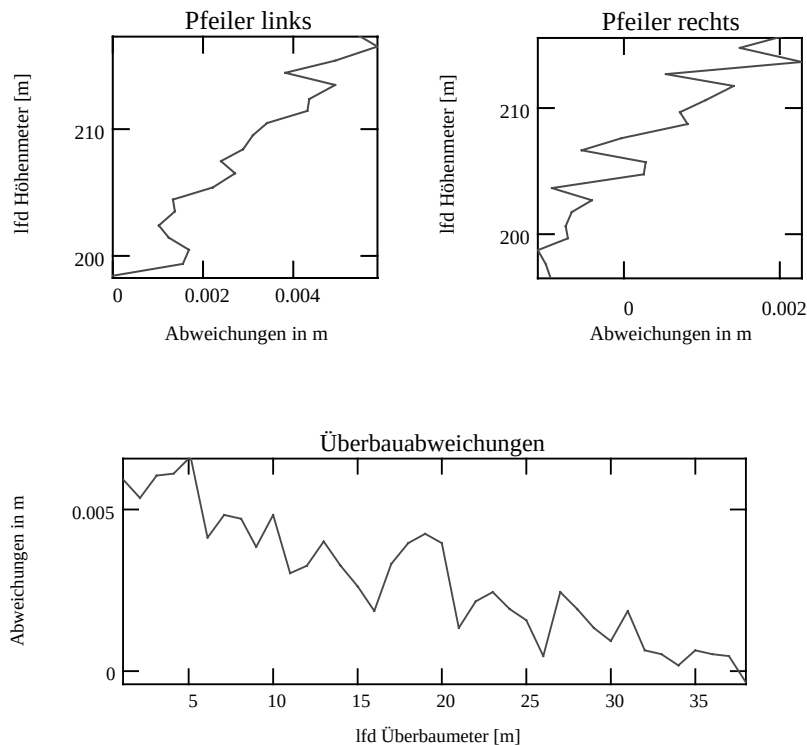


Abb. 35: Abweichungen bei Standpunkten mit unterschiedlichem Abstand zur Brücke

Die Ergebnisse zeigen, daß bei Folgemessungen der Abstand zur Brücke nicht zu stark zu variieren sollte. Die Standardabweichungen sind im Vergleich zu einem konstanten Aufnahmeabstand bei der Lage der Pfeiler um ein Vielfaches größer. Für die Höhen Genauigkeit im Überbau haben sich die Werte immerhin verdoppelt.

Dies wird auch in den Graphiken deutlich, wiederum aufgezeigt für die einzelnen Pfeiler und den Überbau (vgl. Abb. 35).

Generell muß angemerkt werden, daß die Messung sehr empfindlich gegenüber Änderung des Auftreffwinkels ist. So ist zu beobachten, daß bei den Pfeilermessungen die Differenzen mit der Höhe des Pfeilers steigen, da die Entfernung zunimmt und der Auftreffwinkel spitzer wird.

5.5.4 Ergebnisse Freie Stationierung

Bei den durchgeführten Versuchen ergaben sich für die Freie Stationierung folgende Ergebnisse:

- Einzelpunktausgleichung:
 Streckenfehler: 0 – 9 mm
 Richtungsfehler: 0 – 5 mgon
 Querfehler: 0 – 4 mm
- Helmertransformation:
 Lageklaffen: 0 – 6 mm
 Höhenausgleichung (wurde separat berechnet):
 Höhenklaffen: 0 – 5 mm

Mit den durchgeführten Freien Stationierungen erfolgte ein Test auf Bewegung der Punkte an den Pfeilern und Widerlagern. Hierzu sei auf Abschnitt 5.4.1 verwiesen.

5.5.5 Zeitbedarf

Auflistung der einzelnen Arbeitsschritte bei der tachymetrischen Vermessung und des dafür benötigten Zeitbedarfs:

Arbeitsschritt	Zeitbedarf
Bestimmung der Theodolitfehler	30 min
3 mal frei stationieren und Aufnahme aller Festpunkte	1 Std. 30 min
7 mal Profil zweier Felder aufnehmen	4 Std. 00 min
Summe	ca. 6 Std.

Die Messung von den Profilen zweier Felder setzt sich dabei wie folgt zusammen:

Arbeitsschritt	Zeitbedarf
Freie Stationierung	10 min
1. (vorderes) Profil abfahren	10 min
2. (hinteres) Profil abfahren	10 min
Umbau	05 min
Summe insgesamt für 7 Felder	4 Std. 05 min

5.6 Schlußfolgerungen

- zum Nachweis der Setzungen und Verschiebungen der Pfeiler und Widerlager:

- Soll der Nachweis wie in diesem Fall über die vermarkten Punkte erfolgen, ist das Festpunktfeld mindestens in gleicher Qualität zu erstellen.
- Mit einer Standardabweichung der Festpunktkoordinaten von $\sigma_x = \sigma_y = 2...3$ mm können hier Punktbewegungen im Bereich von 8 mm nachgewiesen werden.
- Es sollen dazu Instrumente mit $\sigma_r = 0.5$ mgon und $\sigma_D = 2...3$ mm eingesetzt werden. Die Richtungsmessung soll mindestens 2 Sätze umfassen, mit mindestens doppelter Bestimmung der Polarpunkte.
- Es dürfen keine groben Beobachtungsfehler im Datenmaterial enthalten sein (In diesem Fall war zunächst eine Strecke mit einer Abweichung von einigen Zentimetern in die Ausgleichung eingeführt worden). Die Genauigkeit der Punktschätzung geht dadurch dramatisch zurück.
- Systematische Abweichungen müssen durch Kalibrierung oder Parameterschätzung eliminiert werden (Das EDM des Landesamtes für Straßenwesen weist einen Additionswert von 3 mm auf. Wird er nicht eliminiert, ist die Genauigkeit der Koordinaten nicht ausreichend).
- Es muß eine freie Netzausgleichung erfolgen, damit das Netz von den Spannungen des Landesnetzes befreit ist.
- Zur Ermittlung der verschobenen Festpunkte hat sich das hier aufgezeigte Testverfahren trotz der vielen Annahmen bewährt. Man kann diesen Test relativ einfach durchführen und ebenso einfach in ein Programm implementieren. Dabei müßten nur zusätzlich zu den Koordinaten auch noch die jeweiligen Standardabweichungen abgespeichert werden, welche aus der Netzausgleichung bekannt sind. Das strenge Deformationsmodell ist zwar möglich aber sehr aufwendig. Für die Praxis im Feld ist von diesem Verfahren eher abzuraten.

- zum Nachweis der Pfeilerneigung und der Formänderung der Pfeiler:

- Es konnten Pfeilerneigungen im Bereich von 6...8 mm / 17 m nachgewiesen werden.
- Der Formvergleich bei ähnlichen Standpunkten gelingt mit einer Standardabweichung von ca. 1 mm. Damit ist die geforderte Aufdeckung von Bewegungen von 1 cm gesichert.
- Die Genauigkeit ist stark vom Auftreffwinkel des Zielstrahls auf der Betonoberfläche abhängig.
- Es wurde hier nur die Neigung und Form in Richtung der Brückenlängsachse untersucht. Ist auch die Komponente in Querrichtung interessant, ist dieses mit gleicher Genauigkeit möglich.

- zum Nachweis der Formänderung des Überbaus:

- Der Formvergleich bei ähnlichen Standpunkten gelingt mit einer Standardabweichung von ca. 1-2 mm. Damit ist die geforderte Aufdeckung von Bewegungen von 1 cm gesichert.
- Die Genauigkeit ist stark vom Auftreffwinkel des Zielstrahls auf die Betonoberfläche und von der Entfernung abhängig.

- zum Zeitbedarf:

- Für dieses Bauwerk werden für eine Überwachungsmessung ca. 6 Stunden benötigt.
- Die notwendigen Vorarbeiten (Festpunktfeld, Einmessung des Bauwerks, Berechnung der Profile, Datenverwaltung) sind jedoch beträchtlich.

6. Meßverfahren GPS-RTK

6.1 Prinzipielles Vorgehen

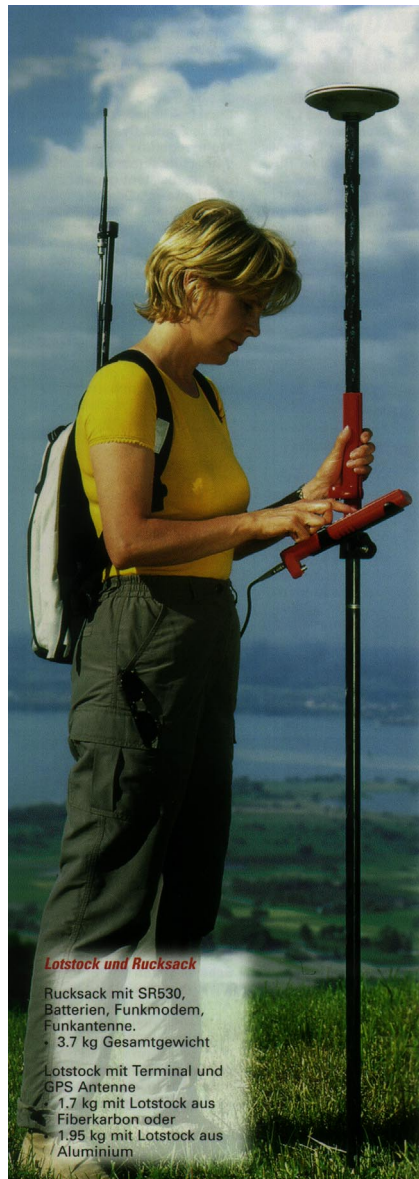


Abb. 36: GPS-RTK, Rover, Quelle: Leica Firmenprospekt

Ziel ist es, die Geometrie des Überbaus (speziell die Höhe) ohne fest vermarkte Punkte zu bestimmen. Dabei werden in äquidistanten Abständen per GPS-RTK die Überbaupunkte (in diesem Fall wurde neben jedem Geländerpfeifen aufgehalten) gemessen und direkt als GK-Koordinaten-Tripel abgelegt. Ermöglicht wird dies durch eine vorab durchgeführte Transformation (WGS84 in GK) über das vorhandene Festpunktfeld. Dieses Verfahren soll eine Alternative zum Feinnivellement darstellen, weil außer dem schon vorhandenen Festpunktfeld keine weiteren Punkte zusätzlich vermarktet werden müssen und der zeitliche und technische Aufwand bedeutend geringer ausfallen kann.

Wesentlicher Unterschied zum Nivellement ist hier, daß die Form des Überbaus aus sehr vielen Punkten abgeleitet wird und nicht an einzelnen Punkten die Höhen oder Höhenunterschiede verglichen werden.

Zur Messung wurde das GPS-RTK-System SR 530 der Firma Leica eingesetzt (vgl. Abb. 36 und Abb. 37).

Es handelt sich dabei um einen 2-Frequenz-GPS-Empfänger mit jeweils 12 Kanälen auf L1 und L2. Nach Bestimmung der Referenzstationskoordinaten werden die Mehrdeutigkeiten zu den Satelliten im Felde bestimmt. Die Korrekturdaten zur Bestimmung der Rover-Koordinaten als Trägerphasenlösung in Echtzeit werden mit Funk von der Referenzstation übertragen. Die Koordinatengenauigkeit beträgt nach Herstellerangaben $\sigma_x = \sigma_y = 10 \text{ mm}$ und $\sigma_h = 15 \dots 20 \text{ mm}$.



Abb. 37: GPS-RTK, Referenzstation, Quelle: Leica Firmenprospekt

Die Qualität der Positionschätzung ist dabei allerdings davon abhängig, wie lange der Lotstab mit der Antenne auf dem Punkt aufgehalten wird, die Abtastrate des Systems beträgt 10 Hz. Der Nutzer hat die Möglichkeit, die Messung auf einem Punkt nach einer bestimmten Aufenthaltszeit zu beenden, oder das System berechnet aus der Zahl der Einzelmessungen eine empirische Standardabweichung. Ist ein vorzugebender Wert unterschritten, werden die Koordinaten des Punktes gespeichert.

6.2 Notwendige Vorarbeiten

Die Vorarbeiten konzentrierten sich nach Anlage des Festpunktfeldes (vgl. 5.3.1) im wesentlichen darauf, „was, wie, wie oft und wie lange“ zu tun und zu messen ist. Dazu zählt ein Ablaufplan, die Wahl geeigneter Transformationspunkte und die Konfiguration der Referenz- und Roverempfänger. Ein wichtiger Punkt hierbei war die Erstellung einer Festpunktkoordinatenliste, sowie das Anlegen von Jobs in den jeweiligen Empfängern, um ein effizientes und komfortables Arbeiten und ein systematisches Vorgehen bei der späteren Auswertung zu gewährleisten. Es wurden verschiedene Meßepochen mit verschiedenen Transformationen (von WGS84 in GK) durchgeführt, um den Einfluß der Transformation zu ermitteln (vgl. 6.4 Ergebnisse).

Bei der Überbaumessung wurde der Lotstab unmittelbar neben jedem Geländerpfeifen aufgehalten und dort eine Messung durchgeführt, was bei einem Abstand von ca. 2 m zwischen 110 und 120 Punkte pro Brückenseite und Weg ergibt. Dieses Vorgehen hat folgende Vorteile:

- Auch ohne Vermarkung sind die Punkte hinsichtlich der Höhe hinreichend gut reproduzierbar.

- Der Lotstab wird direkt auf der Brückenoberfläche aufgehalten. Diese kann bei dem Punktabstand von 2 m als glatt betrachtet werden. Dadurch ist es möglich, die Biegelinie des Überbaus aus den gemessenen Punkten als glatte Kurve zu approximieren, woraus sich eine Genauigkeitssteigerung gegenüber dem gemessenen Einzelpunkt ergibt.

Nach dem Zusammenbauen der Ausrüstung und der Bestimmung des Referenzpunktes konnte mit der Messung der Transformationspunkte begonnen werden. Ein Problem stellte allerdings die Suche nach dem optimalen Abbruchkriterium dar. Hierbei gab es zwei Möglichkeiten, ein Qualitätskriterium oder ein Zeitkriterium als Abbruchschranke. Das Zeitabbruchkriterium, es wird eine feste Beobachtungsdauer am Empfänger eingestellt, wurde verworfen, da man bei Abschattungen und schlechter Satellitenkonfiguration keine Information über die erreichte Güte der Messung hat und man somit erst bei der anschließenden Auswertung die Klaffungen bzw. Fehlerellipsen feststellen kann. Dieses Verfahren wurde bei der ersten „Test-Transformation“ angewandt, es traten allerdings Klaffungen von bis zu 25 cm auf. Anwendung fand deswegen das Qualitätskriterium als Abbruchschranke, bei dem ein Qualitätswert am Empfänger fest eingestellt wird (hier Lage + Höhe < 2 cm; bei kleineren Werten wurden keine besseren Ergebnisse erzielt, der Zeitaufwand stieg aber bei nicht optimaler Satellitenkonfiguration beträchtlich).



Abb. 38: lokale Referenzstation in Brückennähe auf Festpunkt

Man verweilt mit dem Rover so lange auf einem Punkt, bis intern das Qualitätskriterium erreicht ist, der Empfänger beendet dann automatisch die Messung und speichert den Meßwert ab. Bei guter Satellitenkonfiguration erhält man den Meßwert in der Regel schon nach einer Sekunde. Bei starker Abschattung oder bei unzureichender Satellitenanzahl wird kein oder erst sehr spät ein Ergebnis erhalten. Man hat somit schon bei der Messung die Möglichkeit, schlechte Punkte frühzeitig abubrechen und somit auszuschalten.

Gespeichert wurde auf PCMCIA-Karte, die Auswertung nach Bestimmung der Koordinaten fand größtenteils im post-processing Modus mit einigen Programmen statt.

6.3 Auswertegang

Der Auswertegang erstreckt sich auf folgende Punkte, wobei die eingesetzte Software kann auch durch andere Software gleicher Funktionalität ersetzt werden.:

- Transformation von WGS84 in GK und Aufnahme der Objektpunkte mit GPS-Empfänger (6.3.1).
- Auslesen der Daten, Erstellen von Graphiken und Ausreißererkennung mit SKI-Pro (6.3.2).
- Statistische Analyse mit Excel (6.3.3)
- Formvergleich des Überbaus mit Matlab (6.3.4)

6.3.1 GPS-Empfänger (Referenz und Rover) im Feld

Durch die GPS-Empfänger war schon im Feld die Möglichkeit gegeben, aktiv in den Auswerteprozess einzugreifen. Dazu zählte die Einzelpunktbestimmung (SPP) der Referenzstation, sowie die vollautomatische Berechnung der Transformation und die Abspeicherung der Daten auf PCMCIA-Karte. Dabei gestaltete sich die Transformation als sehr effektiv und komfortabel. Es mußte nur darauf geachtet werden, in beiden Koordinatensystemen (WGS84 und GK) identische Punktnummern zu verwenden, da nur so eine automatische Punktzuordnung und Berechnung erfolgen konnte.

Ablauf der Transformation:

→ Erstellung der Koordinatenliste → Anlegen eines Transformations-Jobs → Bestimmung der Referenzstation → Messung der identischen Punkte mit Qualitätskriterium als Abbruchschranke → Benennung der Transformation → vollautomatische Berechnung der „1-Schritt“-Transformation (spezielle Leica-Transformation, bei der eine Ebene durch die Punkte gelegt wird, Übergang WGS84 → DHDN → GK-Abbildung in einem Schritt) mit Anzeige der jeweiligen Klaffungen

Abb. 39: Ablauf der Transformation

Ein Vorteil der RTK-Ausrüstung ist, daß direkt nach berechneter Transformation die Klaffungen zwischen den identischen Punkte angezeigt werden. Man kann somit entscheiden, ob die Berechnung den Erwartungen entspricht, oder ob nachträglich weitere Punkte eingeschaltet und gemessen werden, oder ob vorhandene Punkte bei der Auswertung deaktiviert werden sollen. Nach akzeptierter Transformation wird somit für jeden gemessenen Neupunkt direkt ein GK-Koordinatentripel auf der PCMCIA-Karte abgelegt.

6.3.2 Auswertung mit SKI-Pro, Leica Geosystems

In SKI-Pro wurden nach jeder Meßepoche die gespeicherten Daten der PCMCIA-Karte eingelesen, dazu wurden Projekte angelegt und ASCII-Files der Koordinaten erzeugt.

Pkt.	Rechtswert	Hochwert	Höhe	Zeit und Datum
100	3469857.0562	5421163.3136	226.0049	07/03/01 -13:12:13.5
101	3469855.4444	5421165.0246	225.8735	07/03/01 -13:12:35.4
102	3469853.7965	5421166.7101	225.7464	07/03/01 -13:12:59.4
103	3469852.1044	5421168.4771	225.6136	07/03/01 -13:13:45.5
104	3469850.5565	5421170.0892	225.4945	07/03/01 -13:14:05.8

Abb. 40: Auszug aus ASCII-File

Damit war die Möglichkeit gegeben, sich die Messungen graphisch darstellen zu lassen. Durch die Visualisierung der Punkte mit Fehlerellipsen konnten schlechte Punkte („Ausreißer“) schon vor der eigentlichen Auswertung erkannt und deaktiviert werden.

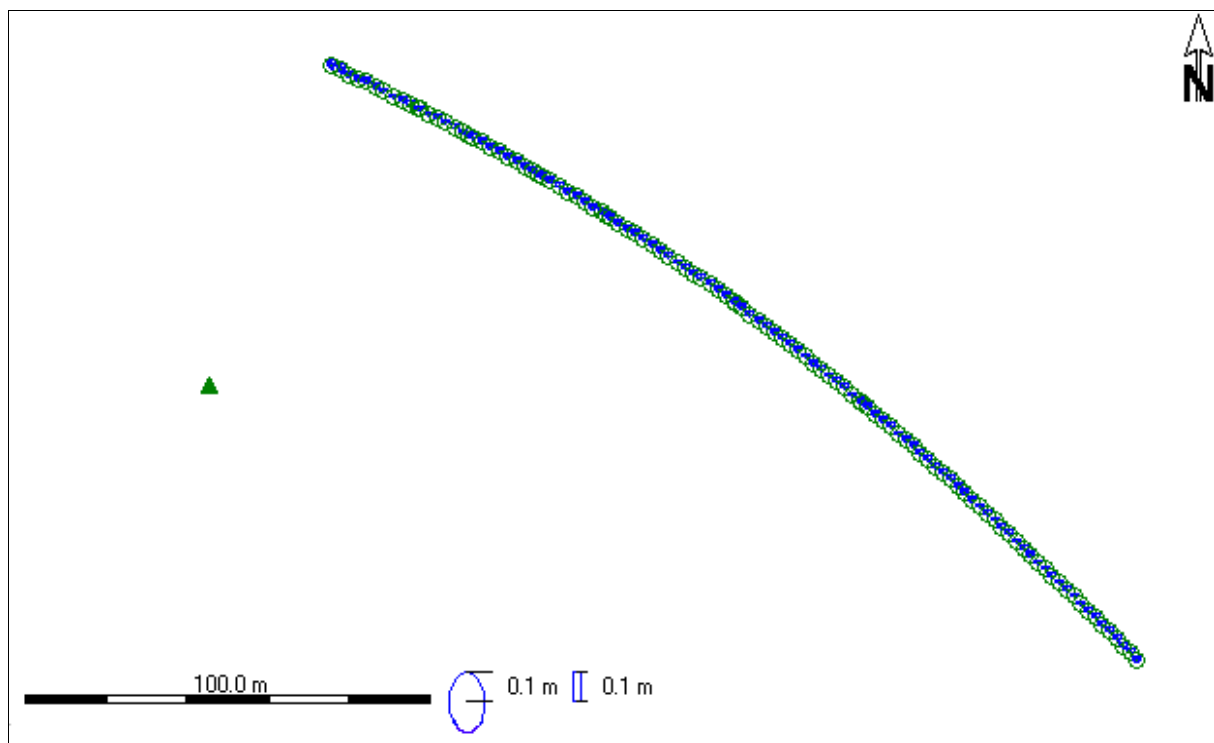


Abb. 41: Übersicht Punkte und Fehlerellipsen einer Überbauseite (Dreieck ist Referenzstation)

Die Ausreißererkennung wurde durch eine Zoomfunktionalität und der Möglichkeit der Skalierung der Fehlerellipsen erleichtert. Dabei ist es bei der hohen Punktdichte unproblematisch, den einen oder anderen Punkt zu eliminieren, was keine Auswirkung auf den Formvergleich hat.

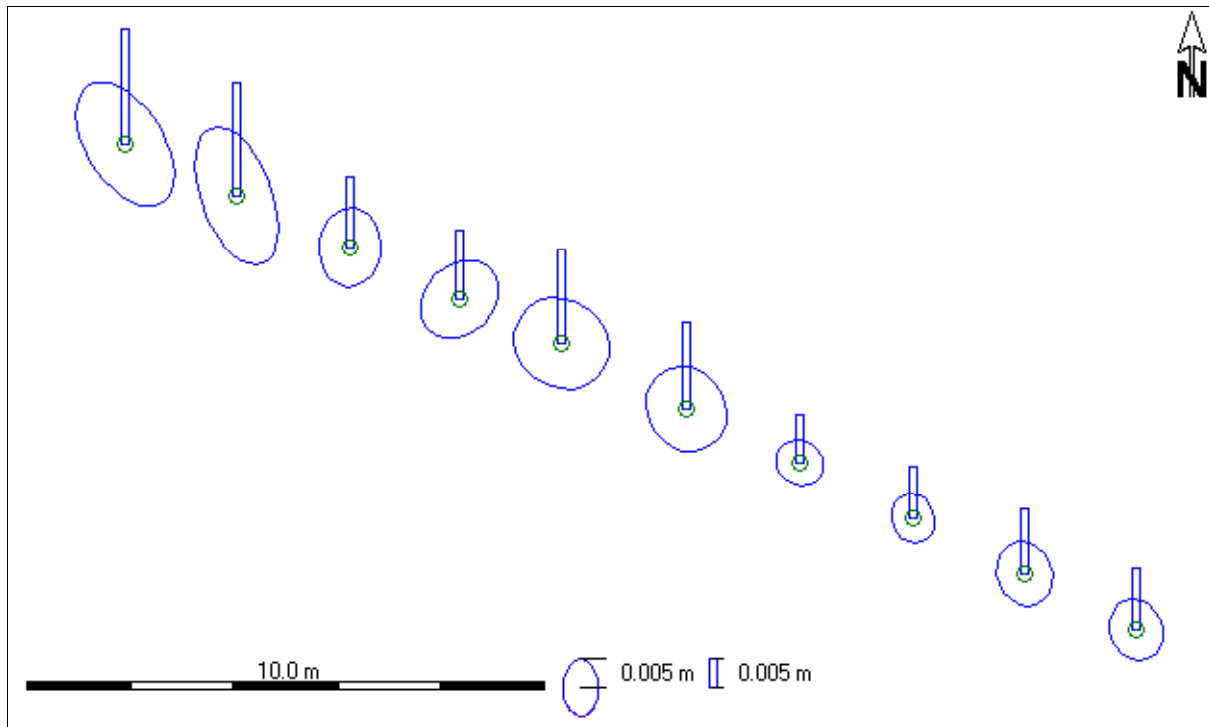


Abb. 42: Punkte und Fehlerellipsen einer durch Abschattung geprägten Widerlagerseite (links)

Wie schon während der Messung vermutet, zeigte sich, daß die Widerlagerseiten durch Abschattungen etwas schlechter bestimmt waren als die sonstigen Überbaupunkte (vgl. Abb. 42 und Abb. 43). Deswegen wurde entschieden, die Widerlagerpunkte nochmals separat zu bestimmen.

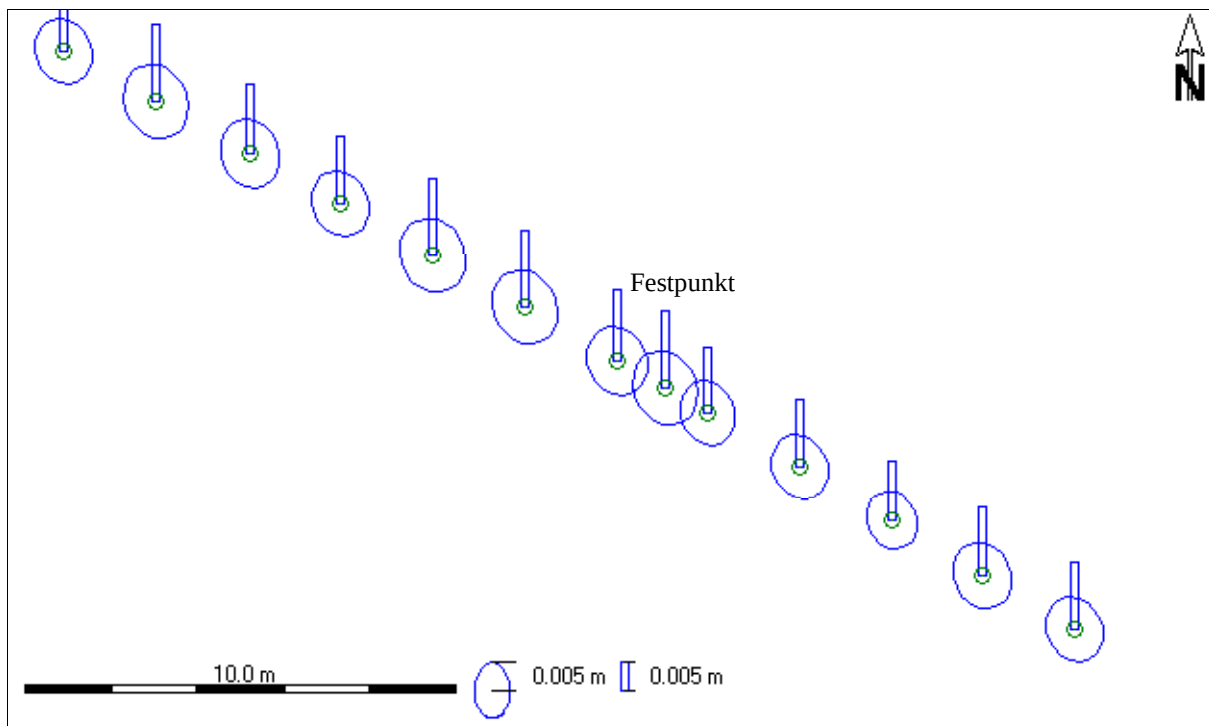


Abb. 43: Punkte und Fehlerellipsen in Brückenmitte mit guter Satellitenkonfiguration

Die restlichen Überbaupunkte entsprachen weitgehend den Erwartungen hinsichtlich Genauigkeit und Zuverlässigkeit.

6.3.3 Auswertung mit Microsoft® Excel

In Excel wurden die ASCII-Files eingelesen und die einzelnen Epochen nach Datum und Uhrzeit sortiert. Es wurde zwischen den Hin- und Rückwegen der jeweiligen Epochen und Brückenseiten der Mittelwert gebildet und die jeweili-

gen Klaffungen (bezogen auf den Mittelwert) ausgerechnet. Des weiteren wurde eine Fehlerrechnung durchgeführt (Standardabweichungen aus Doppelmessungen) bei der sich zeigte, daß die Standardabweichungen einer Einzelmessung $s_h = 7 \text{ mm}$ beträgt. Für aus Hin- und Rückweg gemittelte Höhen ist dieser Werte durch $\sqrt{2}$ zu teilen, so daß sich $s_{h,mittel} = 5 \text{ mm}$ ergibt.

Als Standardabweichung für die Lage ergab sich $s_x = s_y = 4...5 \text{ mm}$ und somit $s_{x,mittel} = s_{y,mittel} \approx 3 \text{ mm}$. Diese Werte sind etwas optimistischer als erwartet. Der Grund dafür ist in der hohen Korrelation der Hin- und Rückmessung zu sehen, da sie zeitlich nahe beieinander liegen [Kuhlmann, 2001]. Außerdem kann aus den Ergebnissen abgeleitet werden, daß die Punktidentifikation neben den Geländerpfeuten ohne zusätzliche Abmarkung vollständig ausreichend ist.

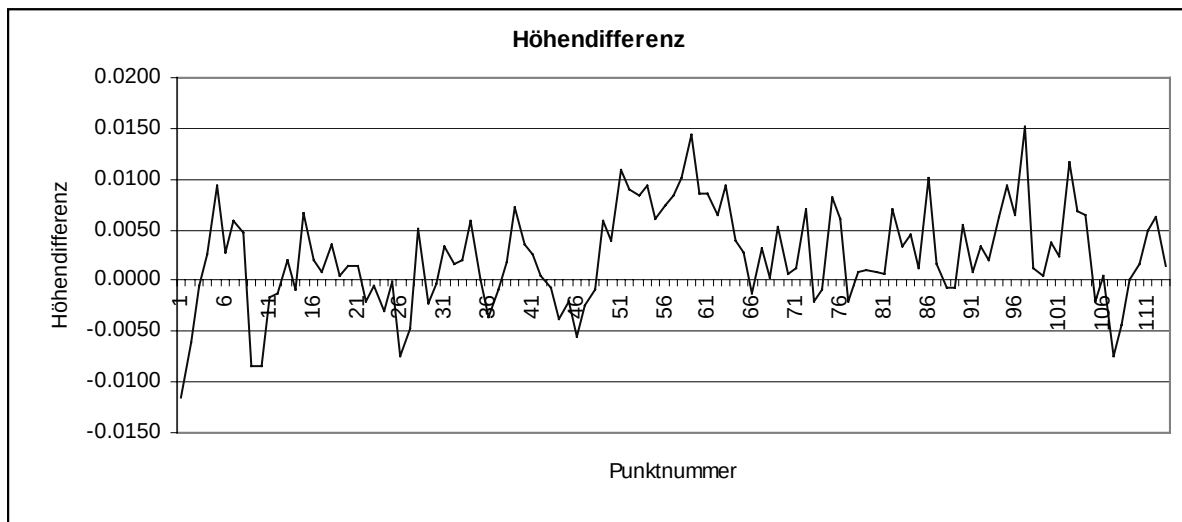


Abb. 44: Höhendifferenz einer Einzelmessung zum Mittelwert aus Hin- und Rückweg, eine Brückenseite, ca. 270 m

Die gemittelten Koordinaten wurden in einem letzten Schritt als Textdatei abgespeichert, um sie anschließend der Matlab-Auswertung zugänglich zu machen.

6.3.4 Auswertung mit Matlab®

In Matlab® fand der eigentliche Formvergleich und die Visualisierung der Messung statt. Es wurden die zuvor als Textdatei abgespeicherten Daten eingelesen und verschiedene Berechnungen und Visualisierungen durchgeführt. Dazu gehörte eine Übersichtsdarstellung in Form eines 3D-Plots sowie weitere 2D-Plots, wobei für die 2D-Darstellungen (Höhen in Abhängigkeit der Länge der Brückenlängsachse) die Brückenlänge aus Strecken aneinander gesetzt wurde ([Pythagoras aus Rechtswert und Hochwert] + Höhe, siehe 6.4 Ergebnisse).

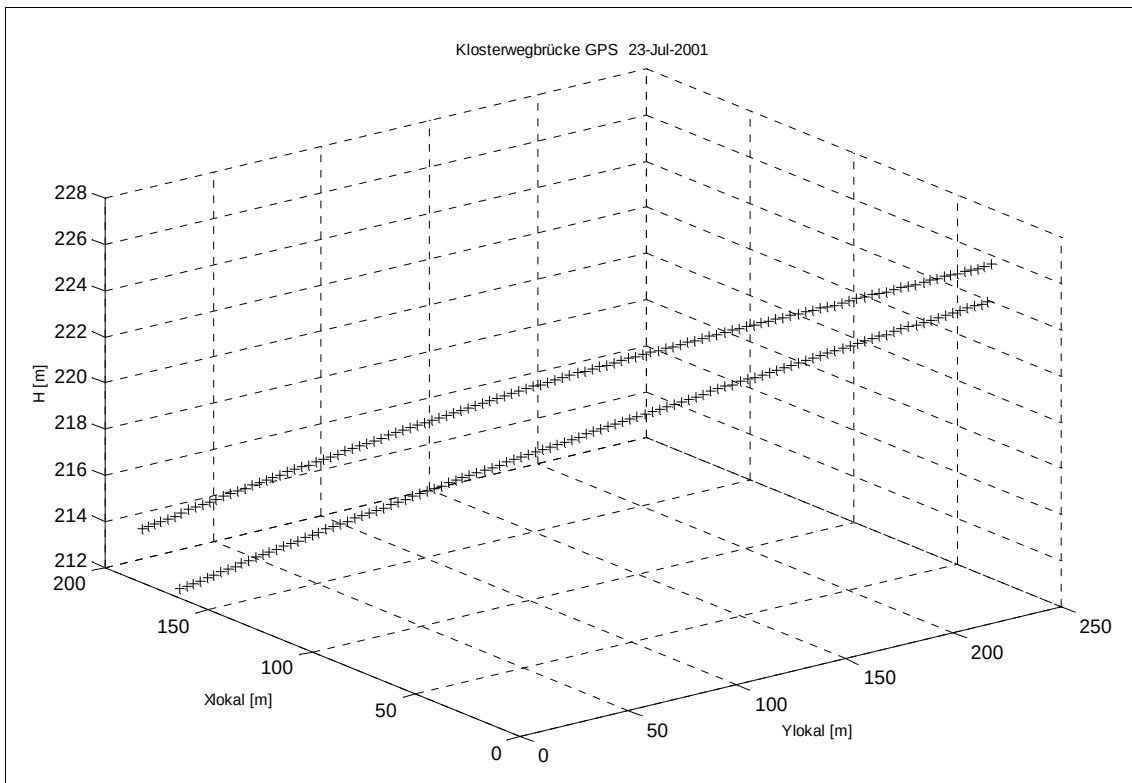


Abb. 45: 3D-Übersichts-Darstellung der beiden Brückenseiten

6.4 Ergebnisse

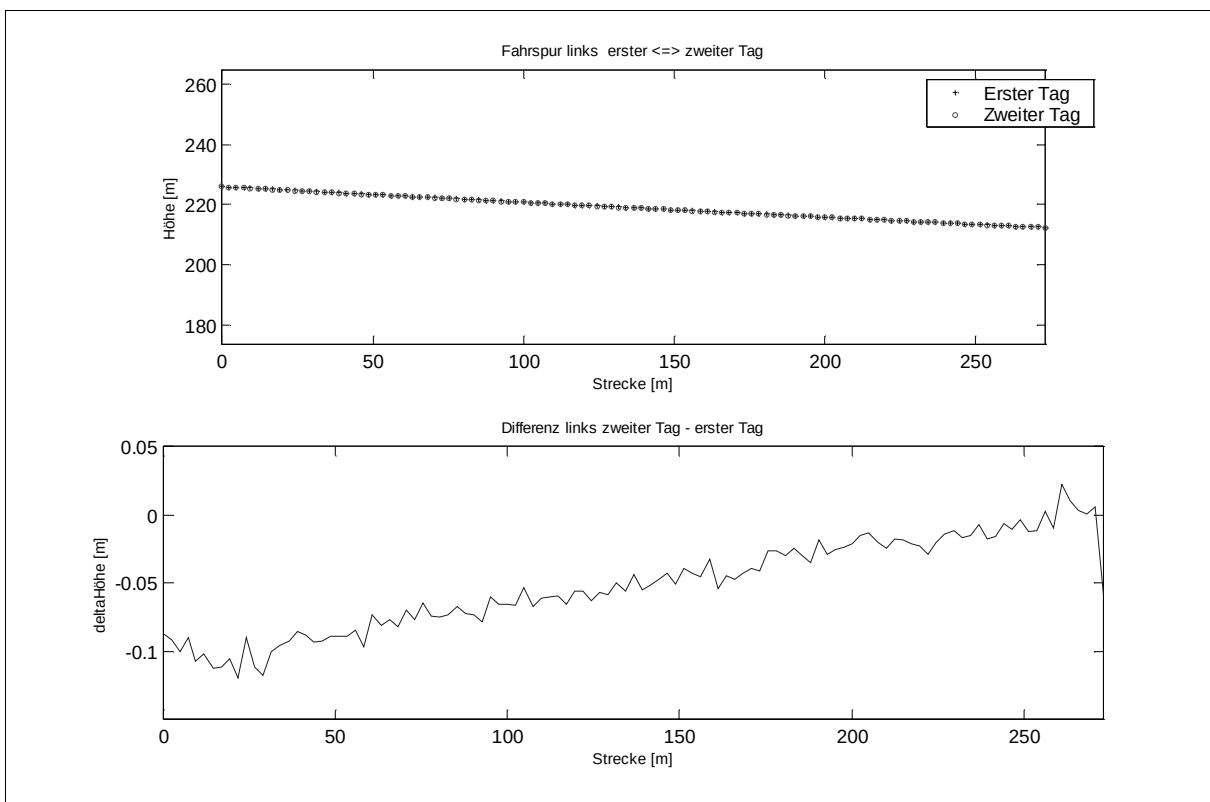


Abb. 46: oben: Höhen der linken Fahrspur an beiden Tagen (03 und 04. 07.2001)
unten: Höhendifferenz zwischen beiden Tagen der linken Fahrspur

Die jeweiligen Tage/Epochen mit gleicher Transformation variieren im Rahmen der Meßgenauigkeit, was durch die Standardabweichungen $s_h = 7 \text{ mm}$ (Standardabweichungen aus Doppelmessungen) bestätigt wird. Der erste (03.07.2001) und der zweite Tag (04.07.2001) unterscheiden sich hingegen deutlicher (vgl. Abb. 46 und Abb. 47). Die-

ser Sachverhalt resultiert daraus, daß an den jeweiligen Tagen verschiedene Transformationen (WGS84 → GK) mit verschiedenen Festpunktconfigurationen durchgeführt wurden. Deswegen sind die beiden Tage etwas gegeneinander verkippt, was sich als Trend im 2D-Plot widerspiegelt, der für die linke und rechte Brückenseite nahezu identisch ist.

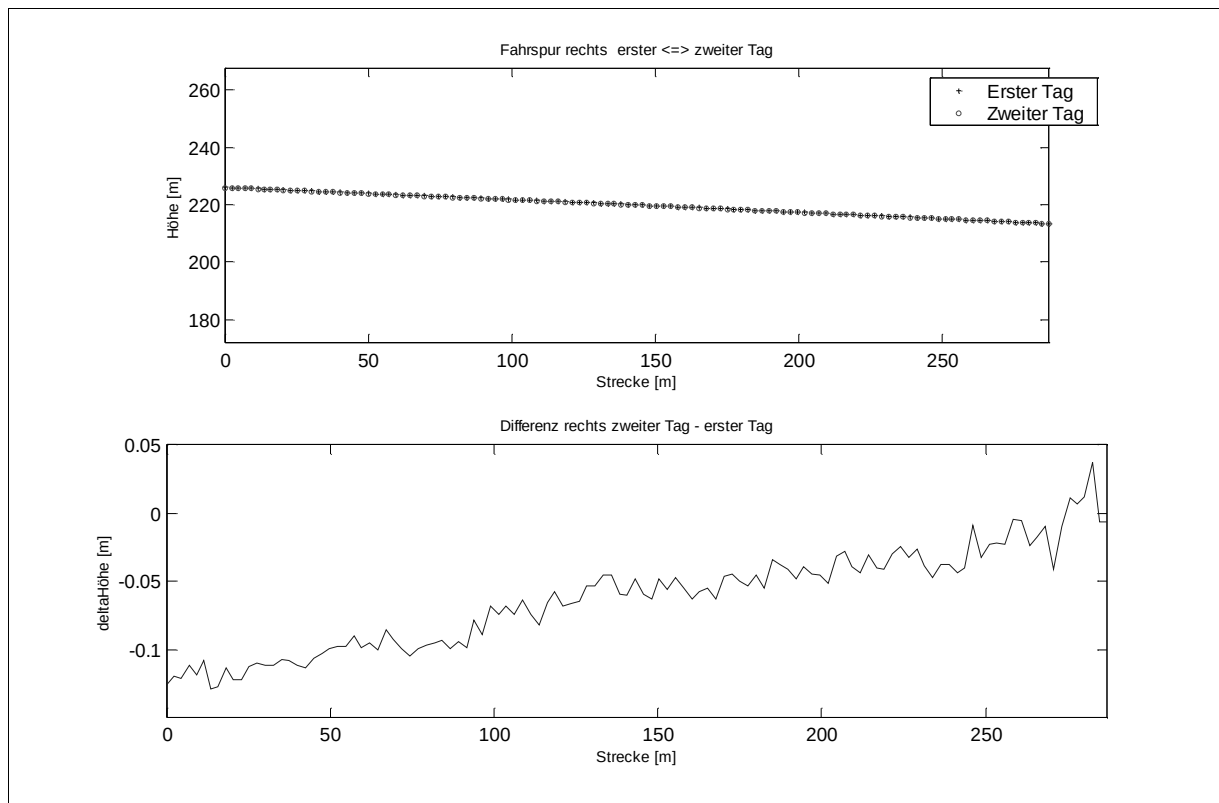


Abb. 47: oben: Höhen der rechten Fahrspur an beiden Tagen (03 und 04. 07.2001)
unten: Höhendifferenz zwischen beiden Tagen der rechten Fahrspur

Als Konsequenz daraus ergibt sich, daß die mit GPS bestimmten Höhen nicht direkt mit Höhen aus Vorepochen verglichen werden dürfen, da in den Höhen jeweils ein erheblicher Datumsanteil enthalten ist. Vielmehr muß ein Formvergleich des Oberbaus stattfinden. Im einfachsten Fall werden hier die Höhen der Widerlager als unveränderlich angenommen (oder die Höhen anschließender Fahrbahnstücke, falls die vorherige Annahme nicht gerechtfertigt ist), und die gemessenen Höhen werden auf diese festen Werte umgeformt. In diesem Fall handelt es sich um eine Translation und eine Kippung. Führt man diese Transformation hier durch, ergibt sich das Bild in Abb. 48 mit einer Standardabweichung zwischen zwei Epochen von $s = 9$ mm. Damit lassen sich Höhenänderung von 1 cm nicht nachweisen.

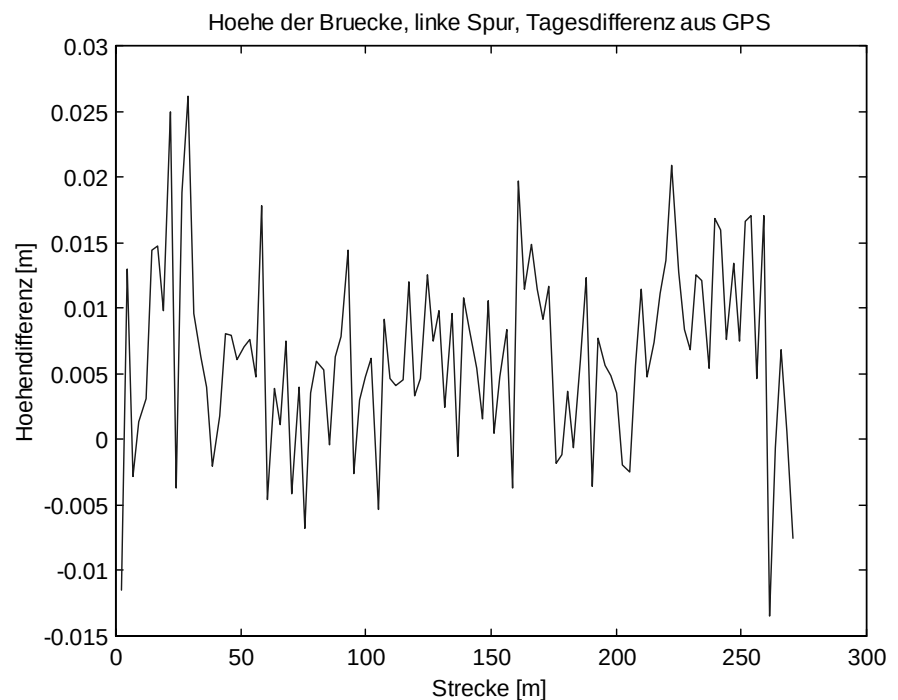


Abb. 48: Höhendifferenzen zwischen zwei Tagen, Widerlager als fest angenommen

Die berechnete empirische Standardabweichung von $s = 9$ mm aus der Differenz aus unterschiedlichen Messungstagen liegt etwas höher als bei der Differenz aus Messungen am selben Tag. Der Grund hierfür sind die geringen Korrelationen zwischen Messungen an verschiedenen Tagen, die hier auch noch zu verschiedenen Tageszeiten vorgenommen wurden (andere Satelliten, andere Konfiguration, andere atmosphärische Verhältnisse).

Bei der Motivation der GPS-Messungen wurde die Hoffnung geäußert, daß es bei der hohen räumlichen Auflösung der Meßpunkte von ca. 2 m möglich sein wird, benachbarte Punkte zusammenzufassen oder die Form des Überbaus durch glatte Kurven durch die Meßpunkte zu approximieren. Liegen in allen Punkten nur zufällige Abweichungen vor, reduziert sich das Meßrauschen dadurch erheblich. Abb. 48 ist zu entnehmen, daß bei benachbarten Punkten sowohl starke Schwankungen in den Differenzen als auch sehr ähnliche Abweichungen auftreten. Daher ist es durch eine stückweise Mittelbildung nicht möglich, eine Glättung und damit eine Genauigkeitssteigerung zu erreichen. Die à priori geäußerte Hoffnung erfüllt sich daher nicht.

6.5 Schlußfolgerung

Die GPS-RTK-Messung gestaltete sich als sehr einfach, schnell und praxistauglich, erfüllt aber die Anforderungen an die Genauigkeit nicht. Durch das Brückengeländer war ein stabiles und für das Bedienpersonal bequemes Aufhalten möglich und durch die Geländerpfosten wurde im Rückweg auch ohne Signalisierung beinahe der selbe Punkt verwendet. Durch die hohe Punktdichte ist es unproblematisch und ohne Auswirkung auf den Formvergleich, schlechte Punkte zu deaktivieren. Die Transformation gestaltete sich ebenfalls, wegen der automatischen Punktzurordnung der identischen Punkte, der „1-Schritt-Transformationsrechnung“ und der Gegenüberstellung der jeweiligen Klaffungen, als sehr einfach, schnell und effektiv. Der Meßablauf ist so steuerbar, daß sich der letzte Transformationspunkt auf der Brücke befindet und somit im Anschluß direkt der Überbau gemessen werden kann (→ erhebliche Zeiteinsparung). Wie sich bei der späteren Auswertung zeigte, ist die Überbaumessung nicht unabhängig von der gewählten Transformation. Die Genauigkeit der Ergebnisse (der Transformations- und Überbaumessung) und die Meßdauer sind stark von Satellitenkonfiguration und den teilweise vorhandenen Abschattungen abhängig. Dieser Sachverhalt zeigte sich an einigen Transformations- und Widerlagerpunkten, wo mit dem Qualitätskriterium als Abbruchschranke entweder nur nach sehr langer Beobachtungsdauer, oder es war sogar keine Messung möglich (unter fünf Satelliten wird kein Ergebnis mehr erzielt, das Qualitätskriterium wird nicht mehr erreicht).

Um Bewegungen von 1 cm aufzudecken, ist höchstens eine Standardabweichung $\sigma_h < 5$ mm zulässig. Diese geforderte Genauigkeit wurde nicht erreicht und läßt sich auch durch Mittelbildung und andere Maßnahmen nicht weiter erhöhen. Einzige Möglichkeit zur Genauigkeitssteigerung ist die Erhöhung der Messungszeit auf jedem Punkt, wie sie bei statischen GPS-Messungen praktiziert wird. Zur Bestimmung der notwendigen Dauer sind jedoch weitere Untersuchungen notwendig. Erfahrungsgemäß sind jedoch Beobachtungsdauern von einigen Minuten je Punkt erforderlich, was nicht praktikabel ist.

Vorschlag zur Brückenvermessung mit niedrigeren Genauigkeitsanforderungen:

- Qualitätskriterium als Abbruchschranke
- Homogene Verteilung der Transformationspunkte
- Aufhalten der Transformationspunkte mit Stabstativ
- Aufhalten der Überbaupunkte am Brückengeländer
- Dreimalige Messung des Überbaus der jeweiligen Epochen (hin-rück-hin) mit einem Punktabstand von ca. 2 m (d.h. jeder Geländerpfosten)
- Durch die hohe Punktdichte ist eine nachträgliche Deaktivierung schlechter Punkte (ersichtlich durch große Fehlerellipsen in SKI-Pro) möglich und unproblematisch
- Umformen der Höhen auf feste Anschlußstücke (Widerlager oder Fahrbahn)

Abb. 49: Vorschlag zur Brückenvermessung

Der Zeitbedarf der Messung ist hauptsächlich abhängig von der Punktdichte der Überbaumessung. Hier zeigte sich, daß für eine Meßepoche (Transformationsmessung plus beide Brückenseiten im Hin- und Rückweg → ca. 500 Punkte) mit ungefähr fünf Stunden zu rechnen ist.

7. Berücksichtigung der Einflußgrößen

Die o.a. Messungen mit Tachymeter und mit GPS, wie auch das bisherige Verfahren des Nivellements, sollen die dauerhaften Verformungen des Bauwerks (Setzungen, Kippungen, Durchsenkungen) nachweisen. Diese dauerhaften Verformungen sind jedoch von elastischen Verformungen überlagert, die aus den unterschiedlichen Belastungen resultieren. Im Falle dieser Brücke sind die wesentlichen Einflußgrößen die Verkehrslast und die Temperatur. Bei den bisherigen Auswertetechniken wurde diese Tatsache jedoch nicht berücksichtigt. Die erzielten Ergebnisse sind daher nur dann korrekt, wenn die elastischen Verformungen deutlich kleiner als die angestrebte Genauigkeit der Messung (in diesem Fall 5 mm) sind. Diese Annahme wird hier überprüft.

7.1 Meßverfahren

Die für die Verformung maßgebenden Einflüsse sind Temperatur und Verkehrsbelastung. Zur Erfassung der daraus resultierenden Deformationen werden drei verschiedene Meßverfahren eingesetzt.

- Die relativ langsame und kontinuierliche Deformation aufgrund von Temperaturänderungen wird durch automatisierte Tachymetrie (trigonometrische Höhenbestimmung) registriert (vgl. 7.1.1).
- Mit einem Seilzugweggeber auf dem Erdboden unter der Brücke sollen die sehr raschen Bewegungen der Brücke infolge der Verkehrsbelastungen bestimmt werden (direkte Messung der Höhenänderung). Dazu wurde ein Invardraht an der Brücke befestigt (vgl. 7.1.2).
- Es ist weiterhin zu untersuchen, ob mit DGPS (postprocessing) die Auswirkungen beider Einflußgrößen meßbar sind (vgl. 7.1.3).



Abb. 50. Meßeinrichtungen am Überbau

Es wurde nur die Höhenänderung eines Punktes der Brücke beobachtet. Dieser befindet sich am nördlichen Brückenrand in der Mitte des Feldes 3 zwischen den Pfeilern 2 und 3 (vgl. Abb. 10).

Ein Bild der Installation auf der Brücke ist Abb. 50 zu entnehmen. Die Videokamera diente zur Erfassung der Verkehrsbelastung. Die Lufttemperatur wurde periodisch mit einem üblichen analogen Thermometer erfaßt.

In den folgenden Abschnitten erfolgt zunächst die Beschreibung der Meßaufbauten und eine Abschätzung über die erwarteten Bewegungen und Genauigkeiten. Die Ergebnisse der Versuche werden im Abschnitt 7.2 präsentiert.

7.1.1 Automatisierte Tachymetrie

7.1.1.1 Aufbau

Die Höhenvariation des Überbaus bzgl. eines unbeweglichen Punktes ist trigonometrisch zu erfassen. Als „Festpunkt“ wird am Fuße eines Pfeilers ein Prisma in die bereits vorhandene Vermarkung des Festpunktnetzes eingeschraubt (vgl. Abb. 11). Die Adaption des zweiten Reflektors am Überbau erfolgt durch eine selbstentwickelte Befestigungsvorrichtung, an der auch eine Halterung für den Invardraht der direkten Differenzhöhenmessung vorhanden ist (vgl. Abb. 52). Als Meßgerät wird ein TCA 2003 der Firma Leica eingesetzt (vgl. Abb. 51). Das voll motorisierte Tachymeter mit automatischer Anzielung von Reflektoren verfügt über ein Monitoring-Programm, welches eine automatische Messung der Koordinaten mehrerer Punkte über einen vorher definierten Zeitraum ermöglicht. Die niedrigste Abtastrate für einen Vollsatz aus zwei Punkten liegt bei etwas über einer Minute. Diese wird gewählt. Dadurch sind nur langperiodische Höhenänderungen bestimmbar (Tiefpaßfilter).



Abb. 51: Leica TCA 2003 zur Höhenüberwachung

ments, da lediglich Höhendifferenzen bestimmt werden und Schiefstellungen des Instrumentes über den Kompensator berücksichtigt werden. Das Tachymeter ist vor Sonneneinstrahlung zu schützen.

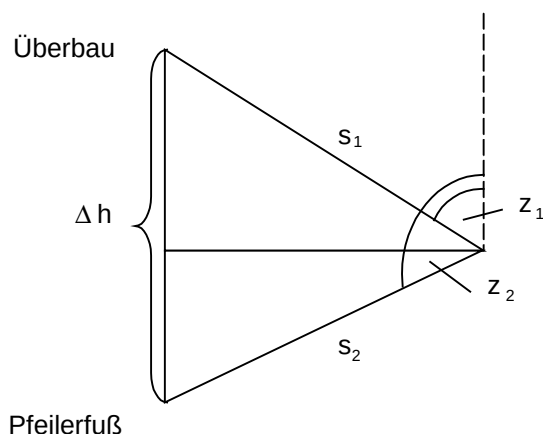
7.1.1.2 Einfluß der Temperatur

Die Temperatur unterliegt tageszeitlichen und jahreszeitlichen Schwankungen. Letztere sind nur durch mehrere über das Jahr verteilte Meßkampagnen aufzudecken. Diese sind nicht Gegenstand dieser Untersuchung, können aber bei Wiederholungsmessungen zu anderen Jahreszeiten durchaus signifikant unterschiedliche Werte liefern. Die Größenordnung liegt bei einer Pfeilerhöhe von 20 m und einer Temperaturdifferenz von max. 40 K (α ...Ausdehnungskoeffizient von Stahlbeton) bei

$$\Delta h = h \cdot \Delta t \cdot \alpha = 20\text{m} \cdot 40\text{K} \cdot 11,5 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1} = 9,2\text{mm}.$$

Die Größenordnung für die tageszeitlichen Schwankungen liegt wegen der geringeren Temperaturdifferenzen (am 03.07.2001 ca. 16 K) und der Zeit, die der Beton benötigt, um die geänderte Außentemperatur anzunehmen ($\rightarrow$ Phasenverschiebung bei physikalischer Tiefpaßfilterwirkung), à priori höchstens bei 3,5 mm. Zur Erfassung der täglichen Höhenänderung, insbesondere zur Bestimmung des Phasenunterschiedes zwischen Temperaturgang und Variation der Höhe, muß die Messung mindestens über den Zeitraum eines Tages durchgeführt werden. In diesem Fall betrug die Beobachtungsdauer ca. 31 Stunden mit einer Unterbrechung von ca. 6 Stunden in der Nacht. Aufgrund des Tiefpaßeffektes ist mit einer deutlichen Verzögerung der Ausdehnung bzw. Schrumpfung der Brücke zu rechnen.

7.1.1.3 Erwartete Genauigkeit



Zur Abschätzung der Genauigkeit des Höhenunterschiedes mit dem dargestellten Meßaufbau werden folgende Annahmen getroffen:

Die Standardabweichungen für das TCA 2003 lassen sich erfahrungsgemäß für Messungen von Richtungen auf Stativ und für Streckenänderungen wie folgt angeben:

$$\sigma_z = 0,3\text{mgon}$$

$$\sigma_s = 0,5\text{mm}$$

Für die Messung werden folgende Werte (siehe Skizze) angenommen:

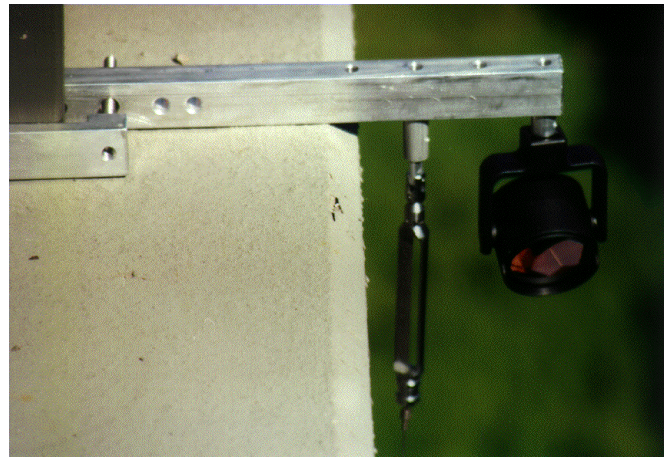


Abb. 52: Befestigung des Reflektors und des Invardrahtes am Überbau

$$\begin{aligned}s_1 &= 40m & z_1 &= 70gon \\ s_2 &= 20m & z_2 &= 110gon\end{aligned}$$

Damit folgt für den Höhenunterschied und dessen Standardabweichung bei unkorrelierten Beobachtungen:

$$\Delta h = s_1 \cdot \cos z_1 - s_2 \cdot \cos z_2 \approx 20m$$

$$\sigma_{\Delta h} = \sqrt{(\cos^2 z_1 + \cos^2 z_2) \cdot \sigma_s^2 + (s_1 \cdot \sin^2 z_1 + s_1 \cdot \sin^2 z_1) \cdot \rho^{-2} \cdot \sigma_z^2} \approx 0.3mm$$

Die zu messenden Höhenvariationen von erwarteten 4 mm können bei einer Meßgenauigkeit von 0.3 mm gut aufgelöst werden.

7.1.2 Seilzugweggeber

7.1.2.1 Aufbau

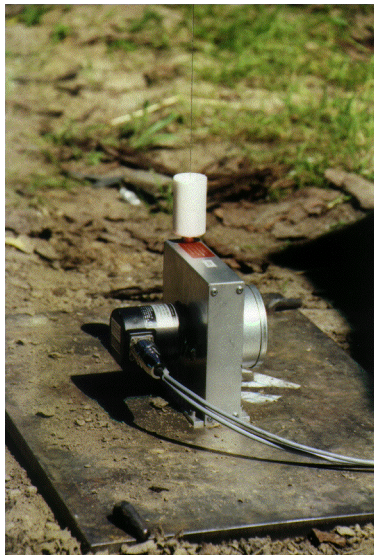


Abb. 53: Seilzugweggeber am Boden

Der Seilzugweggeber (vgl. Abb. 53) ermöglicht die direkte Messung der Höhenveränderungen. Er zeichnet sich durch eine hohe Kurzzeitstabilität und einen großen Meßbereich (5 m) bei einer Auflösung von 0,1 mm aus. Der Sensor kann mit einer hohen Abtastrate von bis zu 50 Hz von einem Meßrechner ausgelesen werden.



Abb. 54: Meßaufbau Seilzugweggeber

Der Höhenunterschied von ca. 20 m wird durch einen Invardraht überbrückt. Dieser ist mit einer Öse an der integrierten Reflektor-Draht-Adaption aufgehängt (vgl. Abb. 55).

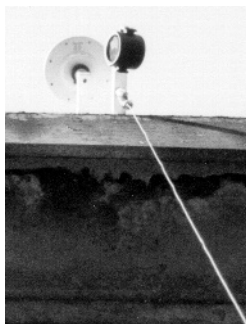


Abb. 55: Invardraht, Befestigung an Brücke

Da Invar einen sehr kleinen Temperatursdehnungskoeffizienten hat, wirken sich die Temperaturänderungen kaum auf den Meßaufbau aus. Da der Seilzugsensor nur über eine geringe Zugspannung von ca. 10 N verfügt, wurde am unteren Ende des Drahtes zusätzlich ein Massstück montiert. Dieses spannt den Draht mit 50 N. Der Sensor ist auf eine massive Stahlplatte aufgeschraubt, die durch Anker fest mit dem Boden verbunden ist. Er wird von einem Meßrechner gesteuert (vgl. Abb. 54).

Die Stromversorgung des Sensors erfolgt über eine 12 V-Batterie. Der Meßrechner wird über eine spezielle Spannungsquelle im Meßfahrzeug mit 220 V versorgt. Die reine Meßzeit ist damit auf einige Stunden begrenzt. Die Beobachtungsdauer betrug ca. 2 Stunden. Deshalb ist dieser Versuch nur bedingt zur Erfassung der Einflußgröße Temperatur geeignet. Primär dient er zur Untersuchung des Einfluß der Verkehrsbelastung. Zur Erfassung der Verkehrsbelastung wird eine Videokamera auf dem Überbau installiert. Der rechte Rand des Videobil-des stimmt dabei mit der Position des Invardrahtes überein.

7.1.2.2 Verkehrsbelastung

Aufgrund der Verkehrsbelastung wird die Brücke zu Schwingungen angeregt und es kommt zu Durchsenkungen. Dabei wandert die Erregungsquelle über das Bauwerk. Folgende Mechanismen sind dabei zu beachten:

- Durchbiegung unter dem Fahrzeug in Abhängigkeit von der Zahl und dem Abstand der Achsen, die sich gleichzeitig auf dem Tragwerk befinden
- Periodisch schwingende Fahrzeugaufbauten (Wagenkästen)
- Unregelmäßigkeiten der Fahrbahn

Eine Modellierung des Schwingungsverhaltens der Brücke ist nicht Aufgabe der Meßkampagne. Die Amplituden sind in Relation zu den hier betrachteten Höhenänderungen gering. Die Frequenzen liegen im Bereich der Eigenfrequenzen der Brücke (> 2 Hz).

Bei der Klosterwegbrücke werden wegen des steifen Hohlkastenquerschnittes und der Massivbauweise Amplituden unter 2 mm erwartet. Die Abtastrate wird auf 20 Hz festgelegt. Die geringen Amplituden können mit dem Weggeber gemessen werden.

7.1.2.3 Erwartete Genauigkeit

Die Genauigkeit wird mit $\sigma = 0.1$ mm abgeschätzt. Dies ist in Relation zur angestrebten Genauigkeit der plastischen Deformationen von 1 cm ausreichend zur Erfassung der verkehrsinduzierten Höhendeformationen.

7.1.2.4 Beobachtungsdauer

Zur Bestimmung der Auswirkungen der Einflußgröße Verkehr genügt eine relativ kurze Beobachtungsdauer von einigen Minuten. Dabei können aber nicht alle Lastfälle (z. B. Stau) beobachtet werden, da diese eher zufällig eintreten. Längere Meßphasen sind möglich, wurden hier aber nicht realisiert. Die Beobachtungsdauer betrug ca. 110 Minuten.

7.1.3 DGPS

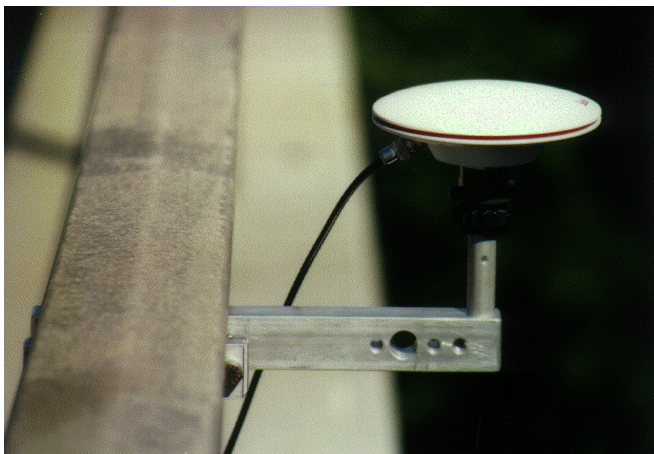


Abb. 56: Roverantenne am Überbau

Es ist zu untersuchen, ob DGPS zur Bestimmung der durch die Einflußgrößen verursachten Effekte geeignet ist.

7.1.3.1 Aufbau

Am Überbau ist die Rover-Antenne fest zu installieren. Dabei ist zu beachten, daß Abschattungs- und insbesondere Mehrwegeeffekte weitgehend vermieden werden. Diese treten trotz der exponierten Lage mindestens dann auf, wenn ein LKW auf der rechten Fahrbahn vorbei fährt. Die Referenzstation kann an beliebiger Stelle aufgebaut werden, da nur zeitliche Differenzen gemessen werden. Auf festem Untergrund ist zu achten. Der Meßmodus ist kinematisch. Die Auswertung erfolgt im „Postprocessing“.

7.1.3.2 Beobachtungsdauer, Abtastrate

Zur Bestimmung der dynamischen Verkehrslasten ist eine hohe Abtastrate erforderlich. Die maximale Abtastrate der GPS-Ausrüstung von 10 Hz wird gewählt. Zur Erfassung der Deformation infolge der Temperaturveränderung muß über einen langen Beobachtungszeitraum gemessen werden. Da hier jedoch lediglich die Sensibilität des Meßverfahrens für diesen Einfluß untersucht werden soll, reichen einige Stunden aus (Der Temperaturgang wird mit dem Tachymeter TCA 2003 bestimmt.).

7.1.3.3 Erwartete Genauigkeit

Als Meßverfahren wird kinematisches DGPS mit Trägerphasenbeobachtungen als post-processing-Auswertung eingesetzt. Die Genauigkeit einer einzelnen Messung beträgt ca. $\sigma_h = 1...2$ cm [Hoffmann-Wellenhoff et. al., 1997]. Gelingt eine Mittelbildung über mehrere Werte, läßt sich möglicherweise der Trend aus der Höhenvariation infolge Temperaturänderung ermitteln. Die unvermeidlichen Abschattungs- und Mehrwegeeffekte wirken sich durch unterschiedliche Sa-

tellitenkonfigurationen unterschiedlich aus. Diese Variationen überlagern die Meßreihe und lassen sich vermutlich nicht von dem Trend trennen.

7.2 Meßergebnisse

7.2.1 Automatisierte Tachymetrie

Durch die dargestellten tachymetrischen Messungen lassen sich neben der Veränderung des Höhenunterschiedes, die hier vornehmlich von Interesse ist, auch die temperaturinduzierte Bewegung des Überbaupunktes in Brückenlängs- und Querrichtung aufzeigen. Dieses soll hier aus Gründen der leichteren Interpretierbarkeit zunächst geschehen.

In Abb. 57 ist die gemessene Lufttemperatur dargestellt, sie hat an den Messungstagen ein Minimum gegen 06:00 Uhr morgens und ein Maximum gegen 17:00 Uhr abends mit einer Temperaturdifferenz von 16 K. Aufgrund dieser Temperaturdifferenz dehnt sich die Brücke in Längsrichtung aus, was anhand der in Abb. 58 dargestellten Meßwerte zu erkennen ist.

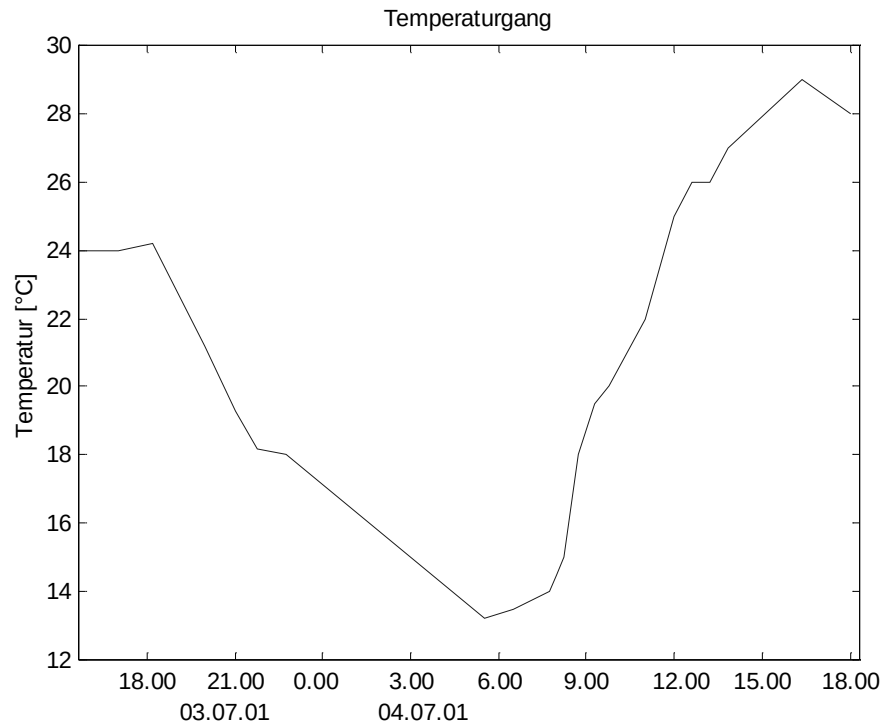


Abb. 57: Gemessene Lufttemperatur

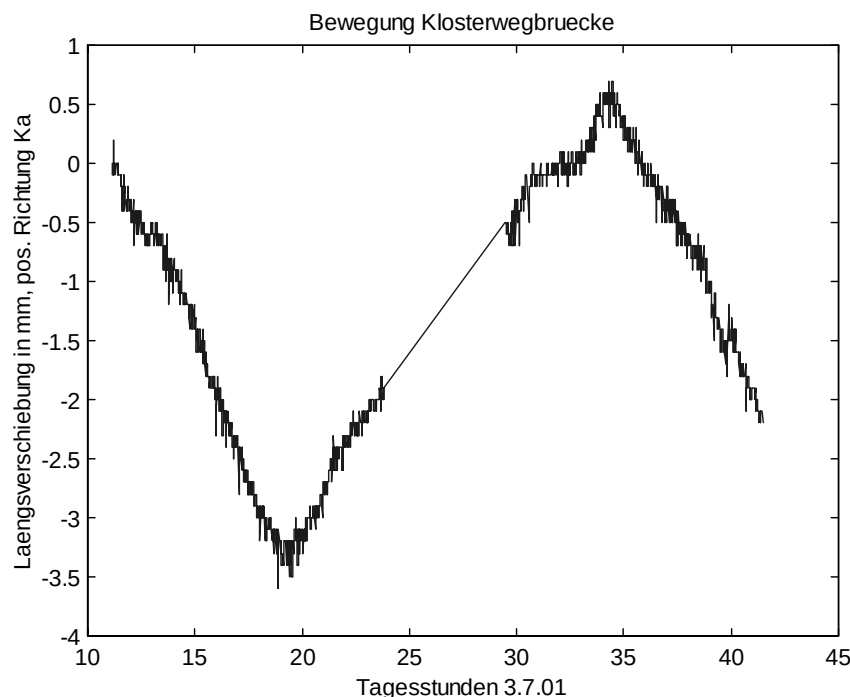


Abb. 58: Längsverschiebung des Überbaus durch Temperatur, Zeitskala identisch mit Abb. 60

Die Bewegung zwischen Minimum und Maximum beträgt ca. 4 mm. Der Reflektor am Überbau befindet sich ca. 20 m vom festen Auflager beim Pfeiler 3 entfernt (vgl. Lager-schema in Abb. 4). Daher würde man eine Bewegung von 3,7 mm erwarten, was sehr gut mit den gemessenen Werten übereinstimmt. Wie man sieht, folgt die Deformation der Temperaturänderung um ca. 3 bis 4 Stunden nach. Dieses ist aufgrund der Tiefpaßfilterwirkung des Betons plausibel.

Ein ähnliches Verhalten ist bei der Querverschiebung zu beobachten, bei zunehmender Temperatur bewegt sich der Brückenrand nach außen (vgl. Abb. 59). Es tritt eine Bewegung von ca. 5 mm mit einer Phasenverschiebung von ca. 3 bis

4 Stunden auf. Die Größenordnung der Bewegung läßt sich allerdings bei der Größe des Querschnitts (vgl. Abb. 3) und beim gegebenen Lagerschema (vgl. Abb. 4) nicht ohne weiteres erklären.

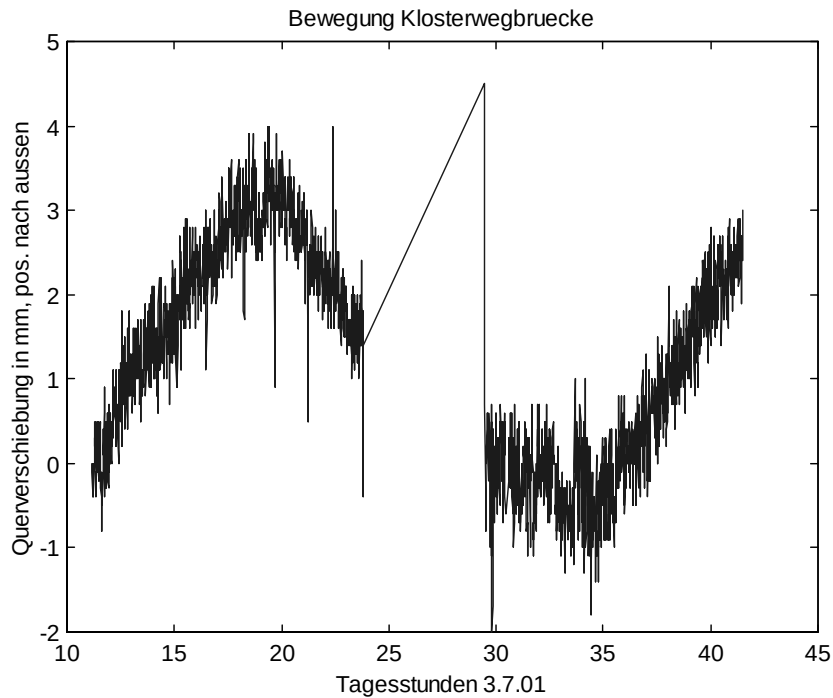


Abb. 59: Querverschiebung des Überbaus durch Temperatur, Zeitskala identisch mit Abb. 60

ratur und resultierender Deformation von 3 bis 4 Stunden nachgewiesen. Diese Phasenverschiebung müßte sich auch für die Höhenänderung ergeben, da sie materialabhängig ist.

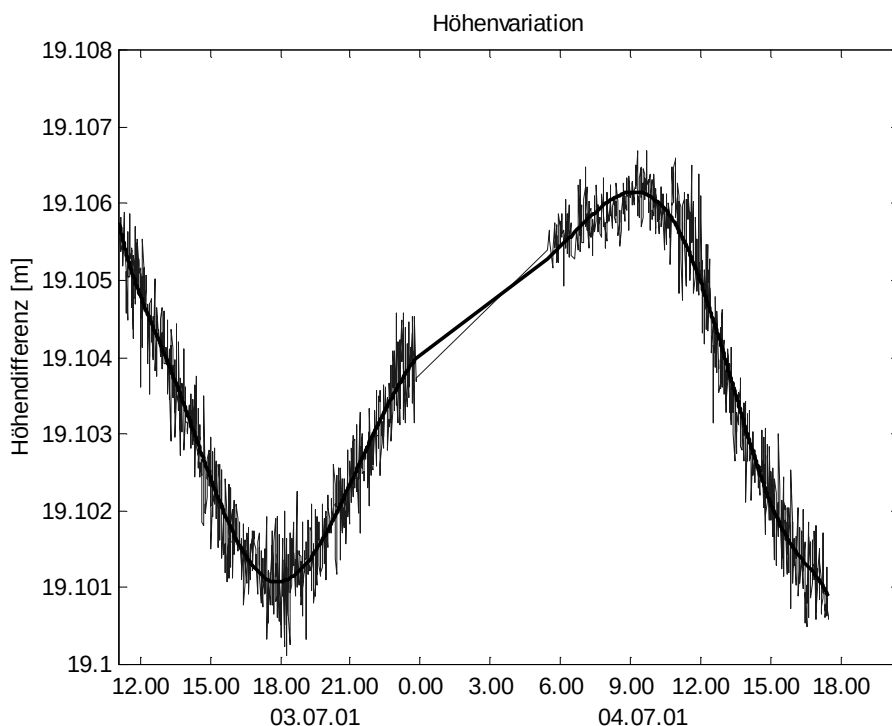


Abb. 60: Mit automatisierter Tachymetrie gemessener Höhenunterschied und interpolierter Trend

Die mit Tachymetrie zwischen den beiden Reflektoren am Überbau und am Pfeilerfuß gemessenen Höhenunterschiede sind in Abb. 60 dargestellt. Die Zeitreihe weist eine maximale Höhendifferenz von 5 mm bei einem maximalen Temperaturunterschied von 16 K auf und liegt somit über den Erwartungen. Der kleinste Höhenunterschied ist kurz vor 18:00 Uhr, der größte am nächsten Morgen gegen 09:00 Uhr. Wenn man davon ausginge, daß der Höhenunterschied bei ansteigender Temperatur zunimmt, würde die Phasenverschiebung des Maximums gegenüber der Temperatur mit 16 Stunden deutlich über den Erwartungen liegen. Außerdem wurde durch die Bewegungen in Längs- und Querrichtung eine Phasenverschiebung zwischen Lufttempe-

Der Grund für diese Diskrepanz ist darin zu suchen, daß die Höhenänderung nicht allein aus der Längenänderung der Pfeiler resultiert. Ein Erklärungsansatz wird durch Abb. 61 verdeutlicht: Durch Sonneneinstrahlung auf die Fahrbahn -der 3. und 4. Juli waren sehr sonnige Tage- erwärmt sich diese stärker als der Boden des Hohlkastens. Dadurch kommt es zu einer Aufwölbung.

Da bei einer gemessenen Differenz der Lufttemperatur von 16 K (vgl. Abb. 57) eine Verringerung des Höhenunterschiedes von 5 mm am Brückenrand nachgewiesen wurde und sich eine rechnerische Vergrößerung des Höhenunterschiedes aufgrund der Pfeilerlängenänderung von 3 mm ergibt, kann die

sonneninduzierte Aufwölbung am Brückenrand mit 8 mm abgeschätzt werden. Vermutlich spielt bei diesen Betrachtungen die Querneigung und Krümmung der Fahrbahn keine Rolle.

Querschnitt

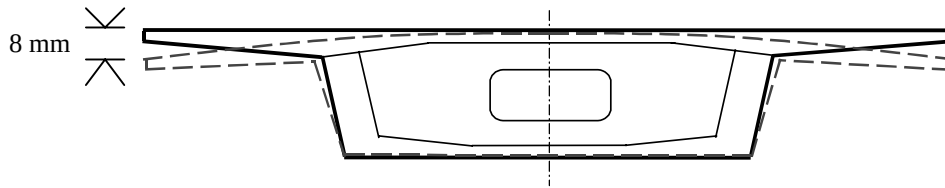


Abb. 61: Deformation des Querschnitts bei Sonneneinstrahlung auf den Überbau

Zur Abschätzung der Genauigkeit der tachymetrischen Messung werden die Meßwerte durch die Abspaltung einer Trendfunktion vom langperiodischen Einfluß der Temperatur befreit. Dieses gelang hier durch ein Polynom 9. Grades (vgl. Abb. 60). Es verbleibt dann nur das hochfrequente Meßrauschen. Diese trendbereinigten Meßwerte in Abb. 62 weichen fast alle um weniger als 1 mm von Null ab. Die daraus berechnete Standardabweichung einer Einzelmessung beträgt $s_h = 0.37$ mm und stimmt damit gut mit der Prognose überein.

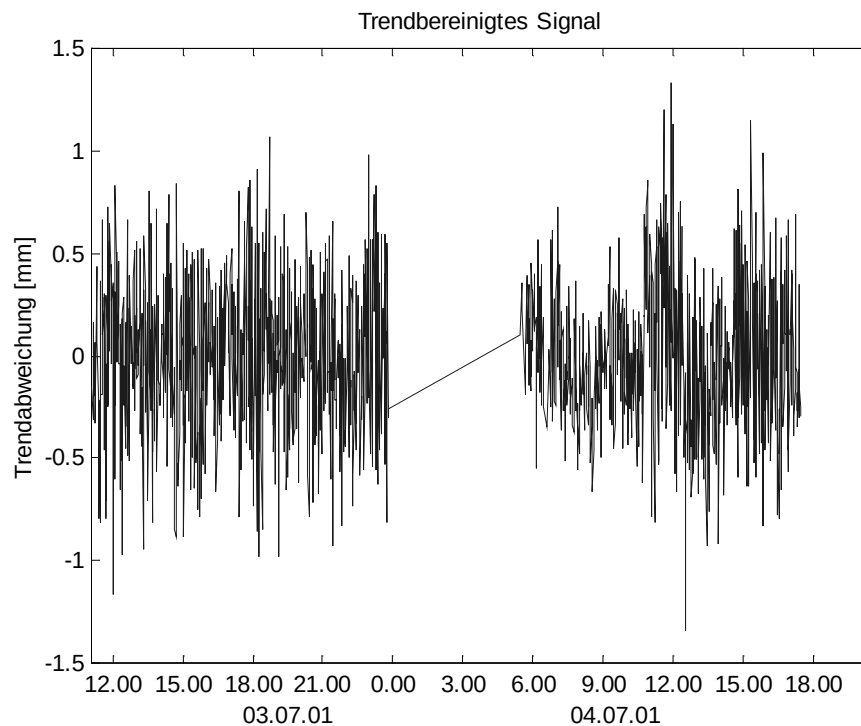


Abb. 62: Gemessener Höhenunterschied nach Trendabspaltung

7.2.2 Seilzugweggeber

Die Meßreihe in Abb. 63 weist einen eindeutigen linearen Trend auf. Innerhalb des Beobachtungszeitraums von knapp 2 Stunden reduziert sich der Höhenunterschied um 1,8 mm. Dieser Wert stimmt gut mit der Trendfunktion der trigonometrischen Höhenbestimmung in diesem Zeitraum von ca. 1,5 mm überein. Damit ist ein solcher Meßaufbau auch für den Nachweis von temperaturinduzierten Deformationen geeignet.

Das eigentliche Ziel dieser Messungen war aber die Überprüfung, in welchem Maße sich unterschiedliche Verkehrsbelastungen auswirken. Diese Auswirkungen werden anhand der zahlreichen nach unten zeigenden Spitzen deutlich, die bis zu 1,5 mm betragen können. Es handelt sich jeweils um die Überfahrt von einem oder mehreren LKW.

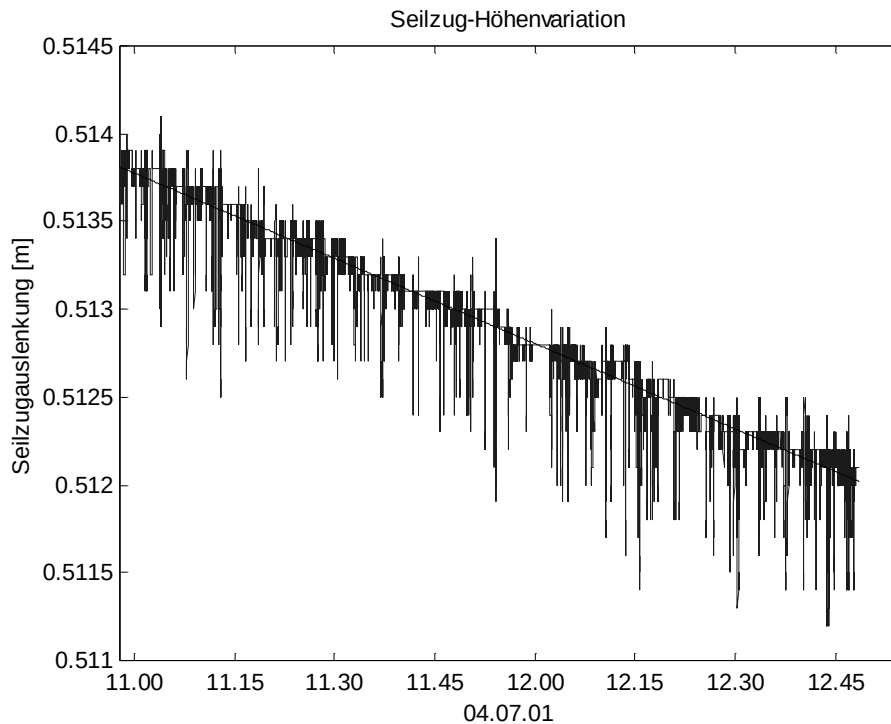


Abb. 63: Mit Seilzugweggeber gemessene Höhenunterschiede

nach oben und erreicht die maximale Höhe, wenn der LKW sich in der Mitte des nachfolgenden Feldes befindet. Anschließend kehrt es in die „unbelastete“ Position zurück. Auswirkungen über mehrere Felder waren nicht meßbar.

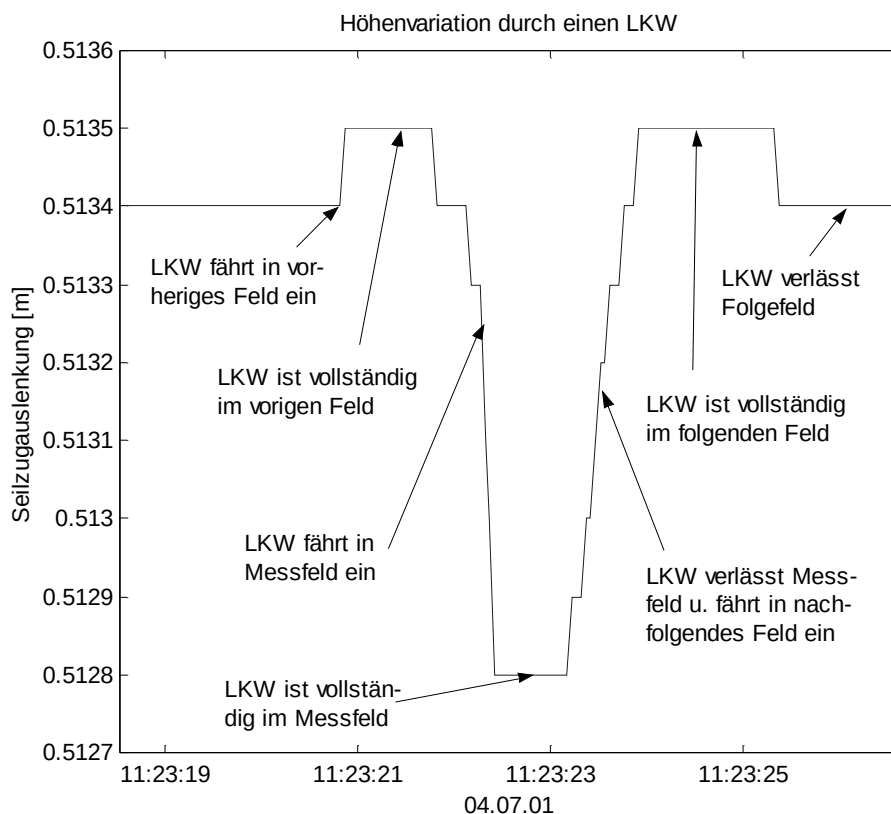


Abb. 64: Höhenunterschied bei Überfahrt eines LKW

größere Auswirkungen auf das Feld hat als das darin befindliche leichtere Fahrzeug (leerer Bus). Befinden sich viele

Mit der zeitlich synchronen Aufzeichnung des Verkehrs mit der Videokamera können detailliertere Untersuchungen vorgenommen werden. Bemerkenswert ist das Verhalten des Überbaus bei der Überfahrt eines einzelnen LKW (vgl. Abb. 64). Das untersuchte Brückenfeld bewegt sich nach oben, wenn der LKW in das vorhergehende Feld einfährt. Das Maximum wird dann erreicht, wenn der LKW sich vollständig im Nachbarfeld befindet. Bei der Einfahrt in das Feld sinkt dieses solange ein, bis das Fahrzeug sich in der Mitte des Feldes befindet. Dort hat die Kurve ihr Minimum. Bewegt sich der LKW zum nächsten Pfeiler, geht auch das Feld wieder

Einen Eindruck über die Genauigkeit des Meßsystems gewinnt man ebenfalls anhand Abb. 64: die Einfahrt eines LKW in das vorherige Feld wird klar nachgewiesen. Außerdem kann man eine empirische Standardabweichung aus der gesamten Meßreihe berechnen, wenn man eine lineare Trendfunktion (vgl. Abb. 63) durch die Meßwerte legt. Der prognostizierte Wert von $\sigma_h = 0.1 \text{ mm}$ wird bestätigt.

Einen weiteren Eindruck gibt Abb. 65, in der der Höhenunterschied mit einer Abfolge von Fahrzeugen verglichen wird. Bei einer ganzen LKW-Kette sind die beiden Maxima oft nicht vorhanden, da die Nachbarfelder ebenfalls nach unten gedrückt werden. Es kann sogar vorkommen, daß ein schweres Fahrzeug (Satellenaufleger) im Nachbarfeld

LKW gleichzeitig auf der Brücke (in den umliegenden Feldern), dann sinkt das Niveau des Feldes in Ruhelage (hier bei 12:17:27 um ca. 0.2 mm).

Es wird weiterhin deutlich, daß die Deformation von der Masse der Fahrzeuge abhängt. Einzelne PKW lassen sich nicht dedektieren. Kleinlasttransporte werden ebenfalls nicht erfaßt.

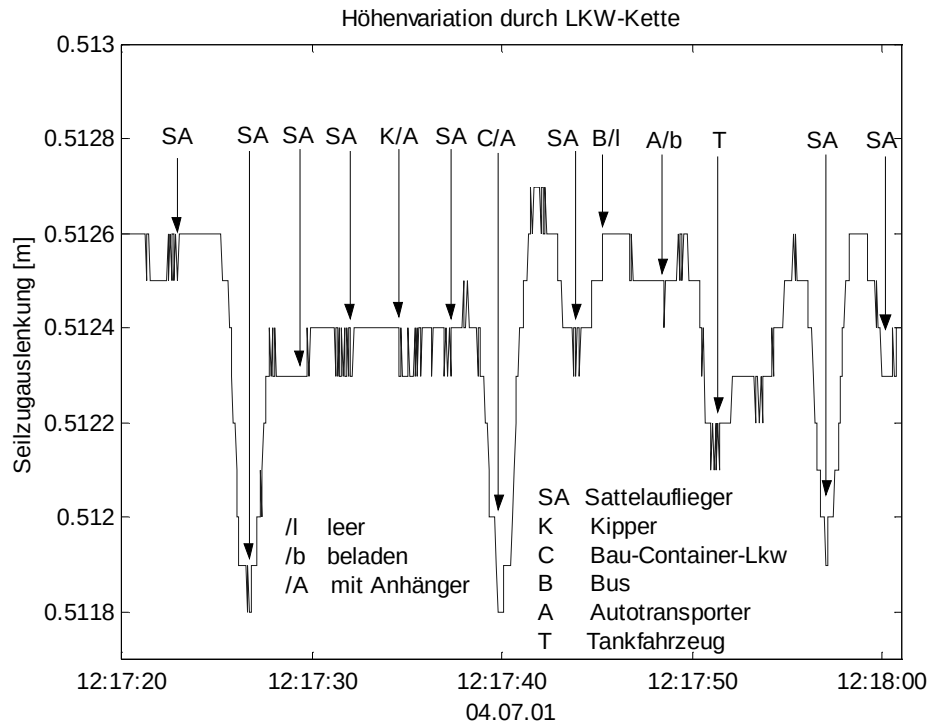


Abb. 65: Vergleich des Höhenunterschiedes mit der Verkehrsbelastung

7.2.3 DGPS

Wie bereits erwähnt, wurde der gleiche Meßpunkt auch über einen längeren Zeitraum mit kinematischem DGPS mit Trägerphasenmessung beobachtet. Die Abtastrate betrug 10 Hz und die Beobachtungsdauer ca. 4,5 Stunden.

Die gemessenen ellipsoidischen Höhen sind in Abb. 66 dargestellt. Die mit dem Tachymeter in dem Beobachtungszeitraum nachgewiesene Höhenänderung von 4,5 mm kann nicht erkannt werden. Die Meßwerte sind sehr stark verrauscht. Berechnet man aus diesen Werten eine Standardabweichung des Einzelwertes, ergibt sich $s_h = 1\text{cm}$. Dieser Wert ist sogar noch etwas optimistischer als erwartet. Die Hauptursache für die starken Schwankungen sind Mehrwe-

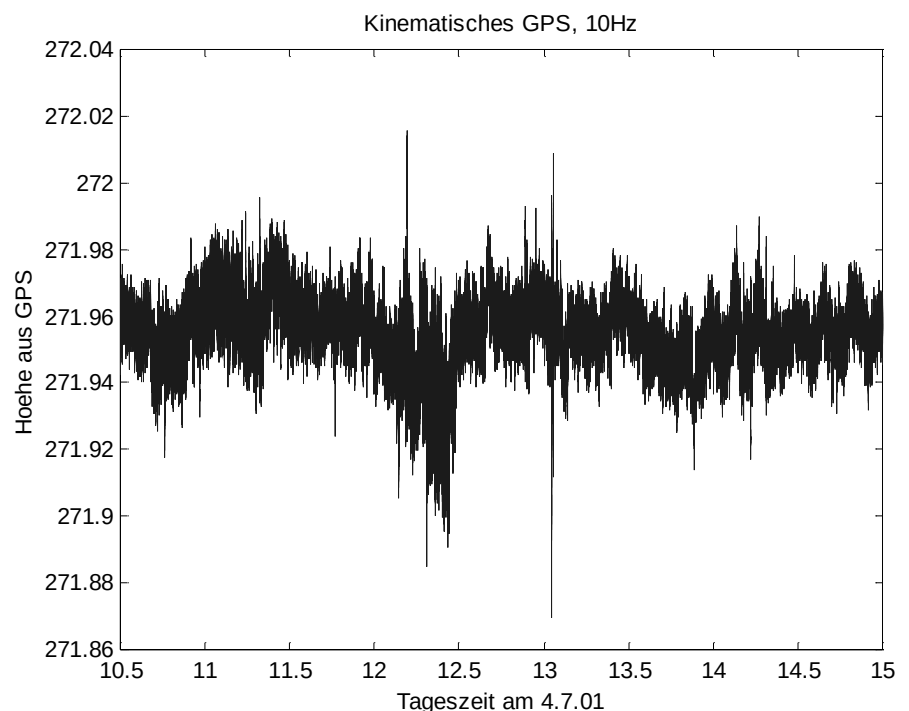
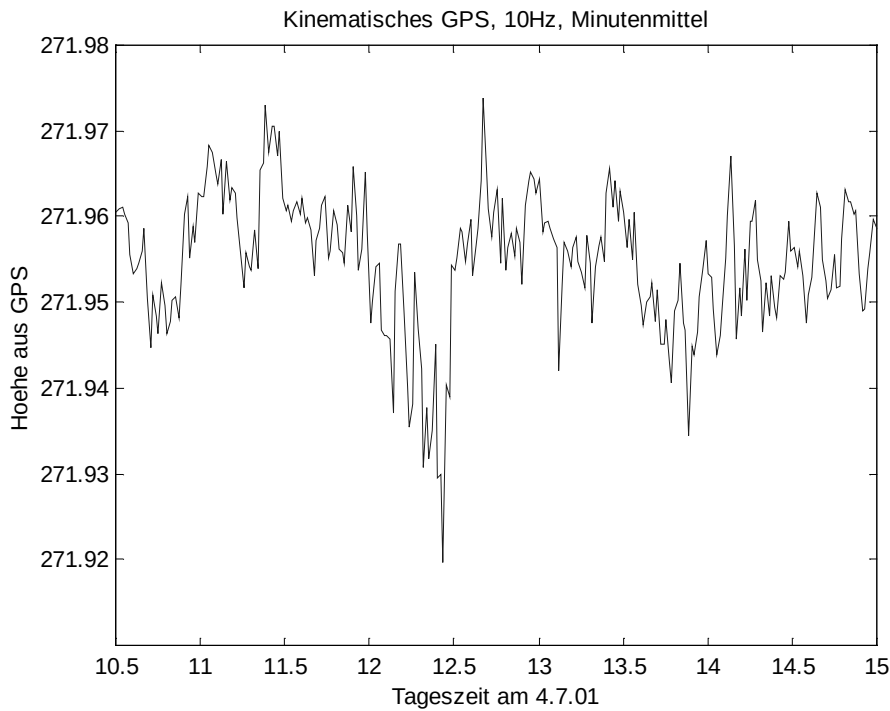


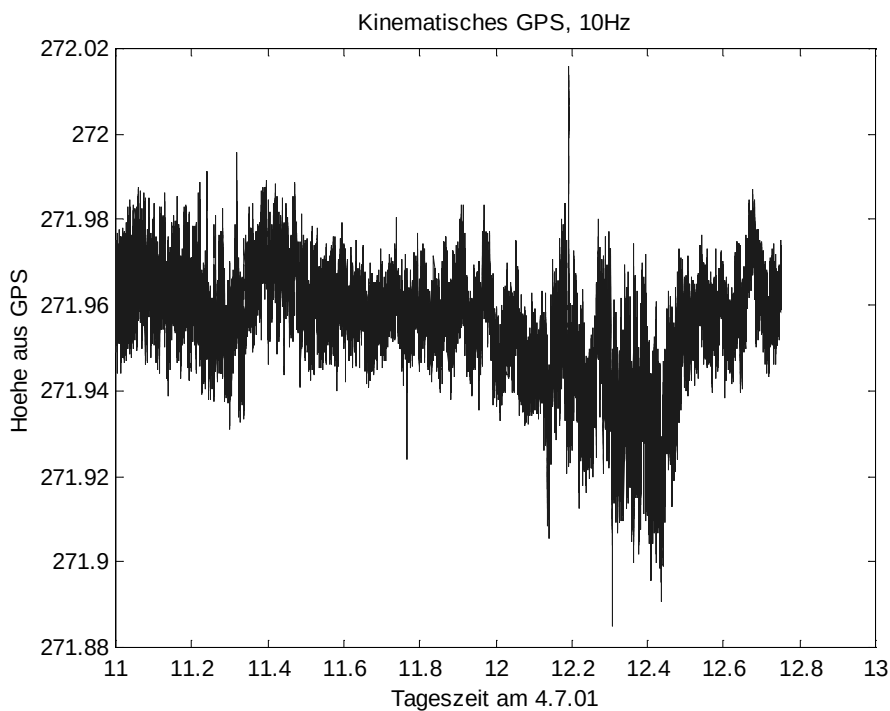
Abb. 66: Kinematisches DGPS, gesamter Beobachtungszeitraum

geeffekte, die trotz der guten Sichtbarkeitsbedingungen nicht vermieden werden können. Die Schwankungsbreite umfaßt im wesentlichen ca. 8 cm, wobei noch einige Ausreißer hinzukommen.



Der Beobachtungsvektor umfaßt ca. 170000 Werte. Mittelt man jeweils 600 Werte, so daß man einen Meßwert pro Minute erhält, ergibt sich der in Abb. 67 dargestellte Verlauf. Der erwartete Trend in Folge des Temperatureinflusses ist auch hier nicht zu erkennen. Dieses liegt daran, daß die Meßabweichungen nicht nur rein zufälliger Natur sind - durch die Mittelbildung über n Werte würden die Standardabweichung mit $\sqrt{n}$ zurückgehen-, sondern insbesondere die Mehrwegeeffekte führen innerhalb bestimmter Zeiträume zu systematischen Abweichungen.

Abb. 67: Kinematisches DGPS, gesamter Beobachtungszeitraum, Minutenmittelwerte



Auch innerhalb kürzerer Beobachtungszeiträume liefert das kinematische DGPS nicht die gleiche Qualität wie die anderen Meßverfahren. In Abb. 68 ist der gleiche Beobachtungszeitraum wie der des Seilzuggebers dargestellt (vgl. Abb. 63). Der nachgewiesene Trend ist nicht zu erkennen. Die Schwankungsbreite ist mit 8 cm auch deutlich größer. Die Schätzung eines linearen Trends aus den Daten, wie beim Seilzuggeber angedeutet, führt zu keinen plausiblen Ergebnissen.

Abb. 68: Kinematisches DGPS, ca. 2 Std., vgl. Abb. 63

Bei Betrachtung noch kürzerer Beobachtungszeiträume, die den Einfluß des Schwerlastverkehrs aufdecken könnten, ist ebenfalls festzustellen, daß die Qualität der Daten nicht denen des Seilzuggebers entspricht. In Abb. 69 und Abb. 70 sind die gleichen Beobachtungszeiträume wie in Abb. 64 und Abb. 65 widergegeben. Die mit dem Seilzuggeber nachgewiesenen Phänomene lassen sich nicht erkennen, auch die Schwankungsbreite weicht deutlich ab.

Insgesamt läßt sich festhalten, daß kinematisches DGPS mit Trägerphasenmessung bei diesem Bauwerk nicht geeignet ist, um die Einflüsse von Temperatur und Verkehrslast nachzuweisen. Diese Aussage gilt für das Meßverfahren GPS generell.

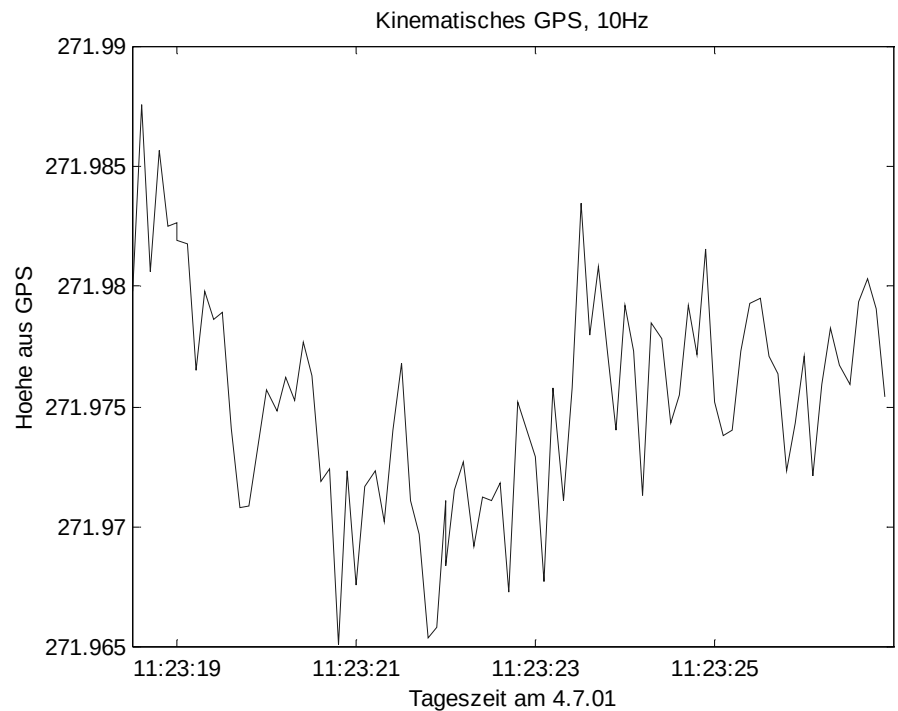


Abb. 69: Kinematisches DGPS, ca. 8 sec., vgl. Abb. 64

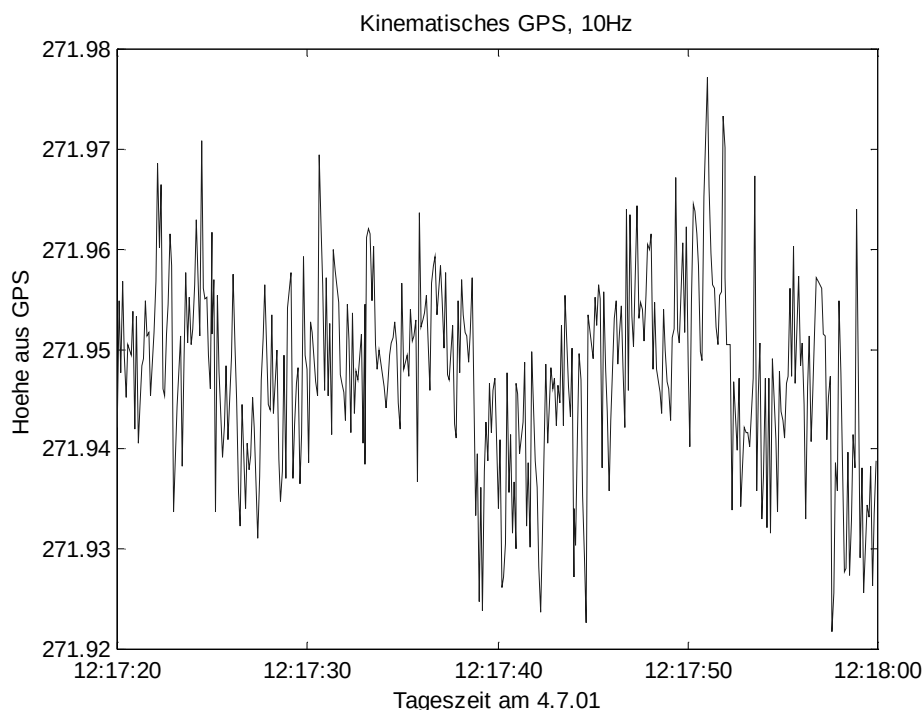


Abb. 70: Kinematisches DGPS, ca. 40 sec., vgl. Abb. 65

7.3 Konsequenzen für die Praxis

Für die Einflußgröße Temperatur lassen sich folgende Aussagen treffen:

- Es überlagern sich zwei Einflüsse: Längenänderung der Pfeiler und Aufwölbung des Überbaus.

- Die Aufwölbung des Überbaus resultiert nur aus der Sonneneinstrahlung. Die abgeschätzte Größenordnung von 8 mm kann nicht vernachlässigt werden. Die Abschätzung dieses Effektes bei einer konkreten Überwachungsmessung ist sicher nicht leicht und bedarf weiterer Untersuchungen.
- Die Aufwölbung betrifft ausschließlich die Brückenränder und ist daher nur dann von Bedeutung, wenn zur Bestimmung der Durchsenkung des Überbaus Punkte am Brückenrand gemessen werden, wie hier bei GPS-RTK geschehen. Das Meßverfahren „reflektorlose Tachymetrie“ ist durch die Aufwölbung nicht betroffen, wenn Punkte in der Achse des Querschnitts angezielt werden.
- Die à priori abgeschätzte Pfeilerlängenänderung von 3 mm bei einer Temperaturänderung von 16 K ist vermutlich richtig. Die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen betragen ca. 40 K. Bei nachzuweisenden plastischen Verformungen von 1 cm ist der Einfluß daher nicht zu vernachlässigen. Es sollte aber ausreichen, die Temperatur bei der Messung abzuschätzen und den Einfluß rechnerisch zu berücksichtigen.

Für die Einflußgröße Verkehrsbelastung lassen sich folgende Aussagen treffen:

- Die Auswirkung einzelner LKW oder von LKW-Gruppen beträgt maximal 1,5 mm und kann daher vernachlässigt werden.
- Eine tägliche Variation aufgrund unterschiedlicher Verkehrsdichten konnte nicht nachgewiesen werden.

Die angeführten Aussagen gelten nur für das untersuchte Bauwerk. Bei anderen Bauwerken können die Verhältnisse anders sein. Beispielsweise sind Stahlbrücken erfahrungsgemäß deutlich weicher als Stahlbeton- bzw. Spannbetonbrücken. Daher wirken sich unterschiedliche Verkehrsbelastungen viel stärker aus. So konnten bei der Norderelbbrücke in Hamburg –einer Schrägseilbrücke mit Stahlkonstruktion- aufgrund unterschiedlicher Verkehrsbelastungen tägliche Variationen von 2 cm, wöchentliche Variationen von 5 mm und einzelne Variationen aufgrund LKW-Gruppen von einigen Zentimetern nachgewiesen werden [Kuhlmann, 1996].

8. Zusammenfassung und Handlungsempfehlung

Folgende Aussagen können bezüglich der reflektorlosen Tachymetrie getroffen werden:

- Das Meßverfahren der reflektorlosen Tachymetrie ist für die gestellte Aufgabe geeignet, wenn man bei den Folgeepochen sehr ähnliche Instrumentenstandpunkte verwendet. Es sollte ausreichen, diese durch grobe Einmessung oder durch Einschreiten festzulegen.
- Die Genauigkeit der reflektorlosen Entfernungsmessung ist sehr stark vom Auftreffwinkel des Zielstrahls auf die Objektoberfläche abhängig. Es sollte ein möglichst rechtwinkeliges Auftreffen angestrebt werden.
- Vor diesem Hintergrund sollte geprüft werden, ob andere Instrumente als das hier eingesetzte in Betracht kommen, da hier die minimale Zenitdistanz 40 gon beträgt. Somit sind bei diesem Instrument Aufstellungen seitlich der Brücke notwendig, was zu ungünstigeren Auftreffwinkeln führt.
- Der Zeitaufwand erfüllt mit 6 Stunden für dieses Bauwerk nicht ganz die Forderungen. Es tritt eine Geschwindigkeitssteigerung gegenüber dem Nivellement ein.
- Es sind gegenüber dem Nivellement mehr Vorarbeiten erforderlich. Dieses betrifft insbesondere die Programmerstellung. Es ist jedoch eine automatisierte Auswertung möglich.

Folgende Aussagen können bezüglich des Meßverfahren GPS-RTK getroffen werden:

- GPS-RTK ist für die gestellte Aufgabe aufgrund der unzureichenden Genauigkeit nicht geeignet.
- Die vorhandenen Multipatheffekte machen eine zeitliche oder räumliche Mittelbildung mit vertretbarem Aufwand unwirtschaftlich.
- In jedem Fall ist eine örtliche Transformation auf feste Bauwerksteile notwendig, da der Datumsanteil in den Ergebnissen erheblich ist.
- Für Anwendungen niedriger Genauigkeit ist es jedoch ein sehr schnelles, praxisreifes und automationsfreundliches Verfahren.

Folgende Aussagen können bezüglich der Berücksichtigung unterschiedlicher Belastungen getroffen werden:

- Unterschiedliche Verkehrslasten spielen bei diesem Bauwerk keine Rolle.
- Die tageszeitlichen Schwankungen der Lufttemperatur spielen hier keine Rolle.
- Die jahreszeitlichen Schwankungen der Lufttemperatur spielen hier eine Rolle, können aber rechnerisch berücksichtigt werden. Außerdem kann die Auswirkung bei der Verwendung vermarkter Festpunkte am Pfeilerfuß kontrolliert werden: Ändert sich der Abstand vom Festpunkt bis zum Überbau (der Wert ist aus

den tachymetrischen Messungen abzuleiten), ist der Grund vermutlich eine Längenänderung des Pfeilers aufgrund der geänderten Temperatur.

- Der Einfluß der Sonneneinstrahlung auf den Hohlkasten ist durch die induzierte Strahlungswärme erheblich, eine Modellierung schwierig. Abhilfe schafft hier eine Anzielung des Überbaus in der Achse des Hohlkastens.
- Diese Aussagen beziehen sich alle auf das hier betrachtete Bauwerk. Bei anderen Bauwerken können diese Aussagen anders lauten.
- Außerdem wurde nur ein Punkt des Bauwerkes überwacht, so daß u.U. nicht alle Phänomene aufgedeckt wurden.
- Diese Aussagen zur Berücksichtigung unterschiedlicher Belastungen sind unabhängig von den hier betrachteten Meßverfahren „reflektorlose Tachymetrie“ und „GPS-RTK“. Beim Nivellement stellt sich die gleiche Problematik.

9. Literatur

- DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung. November 1999.
- DIN 18723-3: Feldverfahren zur Genauigkeitsuntersuchung geodätischer Instrumente; Theodolite. Juli 1990.
- Hoffmann-Wellenhof, B.; Lichtenegger, H.; Collins, J.: GPS – Theory and practice. 4th edition, Springer Verlag, Wien, New York, 1997.
- Kahmen, H.: Vermessungskunde. Verlag Walter de Gruyter, 19. Auflage, Berlin, 1997.
- Kuhlmann, H.: Ein Beitrag zur Überwachung von Brückenbauwerken mit kontinuierlich registrierten Messungen. Wissenschaftliche Arbeiten der Fachrichtung Vermessungswesen der Universität Hannover, Nr. 218, Hannover 1996.
- Kuhlmann, H.: Sensorik zielverfolgender Tachymeter. In: Mitteilungen des Landesvereins Baden-Württemberg des DVW, 46. Jahrgang, Heft 2, Stuttgart 1999.
- Kuhlmann, H.: Importance of Autocorrelation for Parameter Estimation in Regression Models. 10th FIG International Symposium on Deformation Measurements, Orange, California, USA 2001.
- Niemeier, W.: Netzqualität und Optimierung. In: Pelzer, H. (Hrsg.): Kontaktstudium 1985, Geodätische Netze in Landes- und Ingenieurvermessung. Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 1985.
- Pelzer, H.: Statische und kinematische Punktfelder. In: Pelzer, H. (Hrsg.): Kontaktstudium 1985, Geodätische Netze in Landes- und Ingenieurvermessung. Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 1985.
- Pelzer, H.: Überprüfung von Ausgleichungsmodellen. In: Pelzer, H. (Hrsg.): Kontaktstudium 1985, Geodätische Netze in Landes- und Ingenieurvermessung. Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 1985a.
- Welsch, W.; Heunecke, O.; Kuhlmann, H.: Auswertung geodätischer Überwachungsmessungen. Grundlagen, Methoden, Modelle. Ein Band der Reihe: Möser, Müller, Schlemmer, Werner (Hrsg.): Handbuch Ingenieurgeodäsie, H. Wichmann Verlag, Heidelberg 2000.