Bauhaus-Universität Weimar Fakultät Bauingenieurwesen Professur Verkehrsbau

Masterarbeit

Monitoring an Brückenkappen mit Tellerankern

eingereicht vonAndrMatr.-Nr.:5021

André RAHN 50214

Reg.-Nr.:

BM/2007/3

Erstprüfer:

Prof. Dr.-Ing. U. Freundt

Zweitprüfer:

Dipl.-Ing. Michael

Ausgabetermin:28.05.2007Abgabetermin:27.08.2007

C- Gene

Prof. Dr.-Ing. habil. Könke Vorsitzender des Prüfungsausschusses

Aufgabenstellung zur Masterarbeit für Herrn cand. M.Sc. André RAHN zum Thema: "Monitoring an Brückenkappen mit Tellerankern"

Thema

Brückenkappen gewährleisten die Trennung der Verkehrsräume Fahrbahn und Gehweg und müssen aufgrund ihrer Anordnung im Querschnitt Schutz- und Leiteinrichtungen sowie Absturzsicherungen aufnehmen. Ist die Anordnung von Lärmschutzwänden erforderlich, werden auch diese auf den Kappen befestigt. Zur Verankerung der Brückenkappen im Überbau werden je nach Erfordernissen Anschlussbewehrung und/oder Telleranker angeordnet. Beanspruchungen der einzelnen Bestandteile im eingebauten Zustand sind nicht untersucht.

Ziel

Im Rahmen der Masterarbeit sollen grundlegende Möglichkeiten zur messtechnischen Untersuchung von Brückenkappen bei Anwendung von Tellerankern analysiert werden. Zunächst sind theoretische und konstruktive Grundlagen der Kappenausbildung zu analysieren. Dabei sind die Zusammenhänge der auftretenden Einwirkungen und deren Auswirkungen auf Brückenkappen zu betrachten. Darauf aufbauend sind Kennwerte zur Ermittlung der Beanspruchung in der Kappe und der Telleranker abzuleiten und hinsichtlich der messtechnischen Erfassung und Auswertung der Messdaten zu analysieren. Abschließend ist anhand der Untersuchungen ein Vorschlag für ein Konzept zur Langzeitüberwachung aufzubereiten.

Bearbeitungshinweise

Für die Bearbeitung werden folgende Schwerpunkte vorgeschlagen:

- Analyse der theoretischen und konstruktiven Grundlagen zur Ausbildung von Brückenkappen und Anwendung von Tellerankern
- Analyse der Einwirkungen und Beanspruchung von Brückenkappen
- Ableiten von Kennwerten für die Erfassung von Messdaten und deren Auswertung
- Analyse der messtechnischen Umsetzung
- Vorschlag für ein Monitoring Konzept

Freundt

Inhaltsverzeichnis

1.	Ein	leitun	ng	5
2.	Kap	pena	ausbildung	5
2	.1.	Allg	emeines	5
2	.2.	Hist	orische Entwicklung der Brückenkappen	6
2	.3.	Кар	pen mit Tellerankern	8
	2.3	1.	Anwendungsfälle für Telleranker	8
	2.3	2.	Aufbau und Einbau der Telleranker	12
3.	Ein	wirku	ingen auf Brückenkappen	14
3	.1.	Hor	izontale Verkehrslasten	14
3	.2.	Anp	oralllasten	15
3	.3.	Einv	wirkungen aus Temperatur	16
	3.3	1.	Konvektiver Wärmeübergang	16
	3.3	2.	Wärmestrahlung	17
	3.3	3.	Wärmeübergang bei Aggregatszustandsänderungen	17
	3.3	4.	Zerlegung in Temperaturanteile	18
	3.3	5.	Hydratationswärme	20
3	.4.	Einv	wirkungen aus Wind	20
3	.5.	Zeit	abhängige Formänderungen	21
	3.5	1.	Schwinden und Quellen	21
	3.5	2.	Kriechen und Relaxation	25
3	.6.	Einv	wirkungen aus Formänderungen des Gesamttragwerkes	26
	3.6	1.	Ständige Lasten / Ausbaulasten	26
	3.6	2.	Verkehrslasten	27
4.	Ker	nwe	rte	28
4	.1.	Mat	erialkennwerte	28
4	.2.	Ver	schiebungen aus Zwangsbeanspruchungen	29
4	.3.	Ver	schiebungen infolge Formänderung des Gesamttragwerkes	31
	4.3	1.	Verschiebungsberechnung über Durchbiegung	31
	4.3	2.	Verschiebungsberechnung über Baustoffspannung	38
	4.3	3.	Zusammenfassung	40
4	.4.	Zwa	angsspannungen durch verhinderte Dehnung	41
4	.5.	Hor	izontale Kräfte längs zur Brückenachse	42
4	.6.	Hor	izontale Kräfte quer zur Brückenachse	43

4.	7.	Zugł	kräfte im Telleranker	44	
5.	Mes	stecl	hnik	46	
5.	1.	Sen	soren	46	
	5.1.	1.	Dehnungsmessstreifen	47	
	5.1.	2.	Induktive Wegsensoren	48	
	5.1.	3.	Faseroptische Sensoren	49	
	5.1.	4.	Piezoelektrische Sensoren	50	
	5.1.	5.	Temperaturmessung mit Widerstandssensoren	51	
	5.1.	6.	MEMS	52	
	5.1.	7.	Multi-Ring-Elektroden	52	
5.	2.	A/D	Konverter, Rechen- und Speichereinheit	53	
5.	3.	Date	enübertragung	53	
5.	4.	Stro	mversorgung	54	
6.	Mes	skon	izept	55	
6.	1.	Mes	sung der Kennwerte der Belastungen	55	
	6.1.	1.	Verschiebungen	55	
	6.1.	2.	Kräfte in den Tellerankern	59	
	6.1.	3.	Kräfte in der Anschlussbewehrung	60	
	6.1.	4.	Spannungsmessung im Kappenbeton	61	
6.	2.	Mes	sung der Einwirkungen	62	
	6.2.	1.	Temperaturmessung	62	
	6.2.	2.	Verformung des Tragwerkes	62	
	6.2.	3.	Windmessungen	63	
	6.2.	4.	Betonfeuchte	63	
	6.2.	5.	Optische Überwachung	64	
6.	3.	Weit	tere Komponenten	64	
7.	Aus	blick		65	
8.	Lite	raturv	verzeichnis	66	
9.	Abb	ildun	gsverzeichnis	68	
10.	10. Tabellenverzeichnis 6				
11.	А	nlage	enverzeichnis	69	

1. Einleitung

Brückenkappen werden heutzutage als fugenlose Bauteile ausgebildet. Bei Kappen mit großen Lärmschutzwänden reicht die übliche Gesimsverankerung der Kappen häufig nicht aus und es müssen zur Verankerung der Kappen auf dem Überbau Telleranker eingebaut werden, um die Kräfte aus den Windlasten abtragen zu können. Die Beanspruchungen der einzelnen Bestandteile der Kappe sind im eingebauten Zustand bislang noch nicht näher untersucht worden.

Die vorliegende Arbeit soll grundlegende Möglichkeiten zur messtechnischen Untersuchung an Brückenkappen mit Tellerankern aufzeigen.

Es soll zunächst ist die Ausbildung von Brückenkappen und Tellerankern sowie die Einwirkungen auf die Brückenkappen betrachtet werden. Anschließend werden die Kennwerte zur Ermittlung der Beanspruchungen in der Kappe analysiert und ein Vorschlag für ein Messkonzept einer Langzeitüberwachung vorgestellt.

2. Kappenausbildung

2.1. Allgemeines

Auf Brücken werden beidseitig der Fahrbahn Kappen aus Beton angeordnet. Sie bestehen aus einer mindestens 14 cm dicken Betontafel, welche auf den Überbau aufliegt sowie aus einem Gesims. Auf den Kappen wird ein Fußweg geführt, welcher als Not-, Gehweg oder Geh- und Radweg ausgebildet wird. Die Rückhaltesysteme wie Geländer und gegebenenfalls Schutzplanken oder Betongleitwand werden auf der Kappe installiert. Außerdem wird an den Kappen ein Schrammbord mit einer Höhe von 7 cm bis 20 cm als Trennung der Verkehrsräume und als Wasserführung ausgebildet. Wenn nötig werden auf den Kappen auch Lärmschutzwände oder Masten für Verkehrsschilder, Beleuchtung usw. befestigt. Bei Überführungen über elektrifizierte Bahnstrecken muss auch ein Berührungsschutz für die Oberleitungen an den Kappen angebracht werden. Die Abbildung 1 zeigt eine typische Kappenausbildung nach Richtzeichnung KAP1.



Abbildung 1) Kappenquerschnitt nach KAP1 [1]

Die Kappen werden nach dem Ausschalen der Fahrbahnplatte und dem Herstellen der Abdichtung auf dem Überbau betoniert. Dadurch können Maßungenauigkeiten, die beim Betonieren des Überbaues entstanden sind, verdeckt werden. Außerdem wird die Brückenabdichtung durch die Kappe vor äußeren Einflüssen und mechanischer Beschädigung geschützt.

2.2. Historische Entwicklung der Brückenkappen

Zu Beginn des Betonbrückenbaues wurden Gehwegplatten monolithisch mit dem Tragsystem verbunden. Gegebenenfalls wurden Konsolen angeordnet um die Kräfte aus den auskragenden Gehwegplatten in das Hauptsystem einleiten zu können. Bei sehr breiten Gehwegen wurde gegebenenfalls auch unter dem Gehweg ein Längsträger angeordnet. Die Abbildung 2 zeigt die typische Ausbildung der Brückenüberbauten von Bauwerken vor dem 2.Weltkrieg.



Abbildung 2) Ausbildung der Gehwege als Einheit mit dem Tragsystem [2]

Da hier Gehweg und Tragsystem eine Einheit bildeten, mussten die Gehwege mit dem gleichen Beton wie der Brückenüberbau betoniert werden. Eine Verwendung von Beton mit besserer Resistenz gegen Frost- und Frosttausalzangriff war nicht möglich, wenngleich zur damaligen Zeit ein frosttausalzbeständiger Beton im heutigen Sinne noch nicht entwickelt war. Außerdem konnte eine Abdichtung nur im Fahrbahnbereich auf den Brückenüberbau aufgebracht werden. Der Überbau war im Gehwegbereich nicht vor eindringendem Wasser geschützt. Weiterhin stellte der Anschluss der Abdichtung im Bereich der Schrammborde eine Schwachstelle dar.

Mit dem Fortschritt im Betonbrückenbau entwickelte sich die Brückenkappe im heutigen Sinne als eigenständiges Bauteil. Die Brückenkappe war nun kein Teil des Tragwerkes mehr, sondern wurde als separates Betonteil aufgesetzt. Dadurch konnte auf dem gesamten Brückenüberbau eine durchgehende Abdichtung aufgebracht werden. Außerdem war es möglich die Brückenkappe mit einem Beton herzustellen, welcher den Anforderungen hinsichtlich der Frosttausalzbeständigkeit und des Verschleißes gerecht wurde.

Da die Kappe allerdings ein selbständiges Bauteil darstellte, musste die Kraftübertragung insbesondere der horizontaler Lasten von der Kappe in den Überbau gewährleistet werden.

Zunächst führte man Schubschwellen ein, welche die horizontalen Kräfte aufnehmen sollten (Abbildung 3). Hier konnten die Kappen in Brückenlängsrichtung auf der eine Verschiebung infolge Abdichtung schwimmen. da unterschiedlicher Längenänderung zwischen Überbau und Kappe möglich war. Eine Zugbeanspruchung der Brückenkappe entstand nur aus der Reibung zwischen Kappe und der Abdichtung und gegebenenfalls aus Klemmkräften zwischen Einbauteilen oder bei gebogenen Überbauten. Dadurch war es möglich Kappen mit großen Fugenabständen von etwa 35 m zu erzeugen. Der Nachteil dieser Konstruktion bestand in dem erhöhten Arbeitsaufwand beim Abziehen der Brückenoberfläche nach dem Betonieren und in den Kappenfugen, welche einen Schwachpunkt hinsichtlich der Dauerhaftigkeit und des Wartungsaufwandes darstellten. Außerdem bestand die Möglichkeit, dass durch die Bewegung zwischen Kappe und Überbau die Abdichtung beschädigt werden konnte



Abbildung 3) schwimmende Kappe mit Schubschwelle [4]

durch das Bundesministerium 1973 wurden für Verkehr (BMV) neue Richtzeichnungen für die Kappenausbildung eingeführt. Diese sehen nun eine fugenlose Kappe und die Vernadelung der Kappe mit dem Überbau durch eine Gesimsanschlussbewehrung vor (vgl. Abbildung 1). Da diese Vernadlung an der Stirnseite des Kragarm erfolgt, kann sowohl der Überbau einfacher betoniert, als auch die Abdichtung beguemer und mit weniger Schwachstellen hergestellt werden. Allerdings wird dadurch auch eine unterschiedliche Verschiebung zwischen Überbau und Kappe behindert. Dadurch entstehen höhere Zugspannungen im Kappenbeton und es kommt meist zur Rissbildung in den Schwachstellen der Kappe wie an den Geländerpfosten- oder Schutzplankenverankerung. Die Risse verlaufen dabei quer über die gesamte Kappenbreite

2.3. Kappen mit Tellerankern

2.3.1. Anwendungsfälle für Telleranker

In einigen Fällen ist die Ausbildung einer Anschlussbewehrung nicht möglich oder es reicht die Verankerung mittels Anschlussbewehrung für den statischen Nachweis nicht aus.

Dies ist häufig der Fall, wenn auf einer Brücke Lärmschutzwände oder Berührungsschutzeinrichtungen für Oberleitungen angebracht werden sollen. Durch die vergrößerte Windangriffsfläche werden auch die möglichen horizontalen Kräfte aus Wind erhöht. Gerade bei sehr kurzen Kappen kann es so zum Abheben der Kappe vom Überbau kommen, wenn das Moment um die Drehachse nahe der Anschlussbewehrung aus der Windkraft größer wird, als das Moment aus der Gewichtskraft der Kappe. Dies kann durch Telleranker vermieden werden, welche die Kappe am Überbau verankern. Diese Telleranker sollen in erster Linie den abhebenden Momenten entgegenwirken und müssen deshalb vertikale Zugkräfte aufnehmen können.

Ein weiterer Anwendungsfall für Telleranker besteht bei einer Überführung einer zweibahnigen Straße (z.B. Autobahn) über einen einzigen Brückenüberbau. Hier ist zwischen den beiden Richtungsfahrbahnen eine bauliche Trennung zum Beispiel eine Betonschutzwand oder Schutzplanke anzuordnen. Für die Befestigung der Schutzeinrichtung bieten sich Betontafeln an, welche ähnlich wie die Kappen auf der Abdichtung des Überbaues hergestellt werden. Da sie sich meist im mittleren Bereich des Überbaus befinden, werden diese Bauteile im folgenden als Mittelkappen bezeichnet. Diese Mittelkappen besitzen jedoch kein Gesims, wodurch sie im engeren Sinne nicht als Kappen bezeichnet werden können. (Gemäß den Richtzeichnungen des BMV sind die Mittelkappen nur bei getrennten Überbauten vorhanden.) Da bei Mittelkappen eine Verankerung mittels Anschlussbewehrung nicht möglich ist, muss hier ebenfalls auf Telleranker zurückgegriffen werden. In diesem Fall werden die Telleranker hauptsächlich zur Aufnahme von horizontalen Kräften, z.B. aus Anpralllasten eingebaut. Die Aufnahme von vertikalen Kräften spielt eine untergeordnete Rolle.

Durch die verschiedenen Einsatzbereiche kommen Telleranker in unterschiedlicher Ausführung zur Anwendung:

Es wird nach Art der Verankerung im Überbau unterschieden:

1. Einbetonieranker

Losflansch mit Kopfbolzen oder Bügel als Standardfall beim Neubau (siehe Abbildung 4).

2. Reaktionsanker

Der Festflansch wird mittels Zweikomponentenkleber in einen bestehenden Überbau eingeklebt (als Standardfall für die Brückensanierung).

3. Durchsteckanker

Der Anker wird durch den gesamten bestehenden Überbau geführt und von der Unterseite verschraubt (Sonderfall)

Außerdem wird nach der Verschieblichkeit der Telleranker unterschieden:

- Allseitig verschiebliche Telleranker (s. Anhang 2.3)
 Zur alleinigen Aufnahme von Zugkräften
- Einseitig verschiebliche Telleranker (s. Anhang 2.2)
 Zur Aufnahme von Zug- und Querkräften
- Unverschiebliche Telleranker (s. Anhang 2.1)
 Zur Aufnahme von Zugkräften, wobei die aufnehmbaren Zugkräfte nur zu 50% angesetzt werden dürfen.

Folgende Abbildung 4 zeigt exemplarisch den Aufbau der unverschieblichen und verschieblichen Telleranker der Fa. Schröder:



Abbildung 4) unverschieblicher und verschieblicher Telleranker der Fa. Schröder [3]

Bei Verwendung der eher einfach konstruierten unverschieblichen Telleranker werden nicht nur Zugkräfte sondern auch Querkräfte aus Horizontalenlasten und Zwangsspannungen über den Anker abgetragen.

Aus diesem Grund wird die aufnehmbare Zugkraft des Tellerankers nur zur Hälfte angesetzt, da es zu Überlagerungen von horizontalen und vertikalen Kräften kommt.

Diese Reduzierung der aufnehmbaren Zugkraft kann durch die Verwendung von allseitig verschieblichen Tellerankern umgangen werden. Dabei wird die horizontale Kraftabtragung nicht über die Telleranker sondern beispielsweise über die Anschlussbewehrung in der Stirnseite des Überbaues realisiert. In diesem Fall darf für den Telleranker 100% der aufnehmbaren Zugkraft für den statischen Nachweis angesetzt werden. Durch einseitig verschiebliche Telleranker soll eine Bewegung in Brückenlängsachse ermöglicht werden, während eine Bewegung senkrecht dazu behindert wird. Dadurch können neben vertikalen Zugkräften auch Kräfte senkrecht zu Brückenlängsachse über die Telleranker von der Kappe in den Überbau eingeleitet werden. In Brückenlängsachse sollen diese Telleranker keine Kräfte übertragen, so dass die Verformung der Kappe nicht behindert wird, und somit in Längsrichtung keine Zwangsspannungen in der Kappe aufgebaut werden können. Dadurch können Risse in der Kappe vermieden werden.

Die Verwendung von einseitig verschieblichen Tellerankern bietet sich somit besonders an, wenn auf eine Anschlussbewehrung verzichtet werden muss. Dies kann zum Beispiel der Fall sein, wenn Überbauten mit Schubschwellenausbildung saniert werden. Da bei dieser Konstruktionsweise eine Anschlussbewehrung nicht vorhanden ist und die Schubschwelle den heutigen Anforderungen meist nicht genügt bzw. sie aus Gründen des besseren Aufbringens der Abdichtung eliminiert wurde, muss ein Ersatz für die Kappenverankerung geschaffen werden. Das Einkleben von Bewehrungsstäben an der Stirnseite ist teilweise nicht möglich. Bei getrennten Überbauten ist der zur Verfügung stehende Arbeitsraum zwischen den zwei Uberbauten meist so gering, dass er nicht ausreicht, um die Bohrlöcher für die Anschlussbewehrung herstellen zu können. Weiterhin können Querspannglieder und deren Ankerköpfe einen Einbau von nachträglicher Kappenanschlussbewehrung verhindern. Außerdem würde eine nachträgliche Anschlussbewehrung einem Steckbügel gleichen, welcher gemäß den Richtzeichnungen des BMV in diesem Falle nicht ausreichend würden. Der Einsatz von Tellerankern ist hier meist zielführend.

In [3] wird bei großen Quer- und Kippkräften der kombinierte Einsatz von einseitig und allseitig verschieblichen Tellerankern empfohlen. Dabei werden die Querkräfte den längsseitig verschiebbaren Tellerankern zugeordnet. Die Zugkräfte aus den Kippmomenten werden den allseitig verschiebbaren Tellerankern zugewiesen. Die allseitig verschiebbaren Telleranker sollten dabei in Schrammbordnähe jeweils hinter die Pfosten der Lärmschutzwand positioniert werden. Die längsseitig verschiebbaren Telleranker sind mit maximalem Abstand zum Schrammbord dazwischen anzuordnen. Dadurch wird die Interaktion von Zug- und Querkräften vermieden und die Ankerkräfte können ohne Abzüge angesetzt werden. Abbildung 5 zeigt die schematische Anordnung der Telleranker.



Abbildung 5) Kombinierte Anordnung von Tellerankern [3]

2.3.2. Aufbau und Einbau der Telleranker

Da die Anker die Abdichtung der Brücke durchdringen müssen sie so konstruiert werden, dass die Wasserundurchlässigkeit der Abdichtung gewährleistet bleibt und kein Wasser in den Überbau eindringen kann. Dazu wird der Festflansch mit Kopfbolzen beim Herstellen des Brückenüberbaues mit einbetoniert. Die Betonoberfläche kann bündig mit dem Flansch abgezogen und ungehindert geglättet werden, da keine Bauteile aus dem Überbau hinausragen. Die Gewindeöffnung im Festflansch wird mittels Plastikstopfen vor Beton und Verschmutzung geschützt. Nach dem Aushärten des Betons kann die Abdichtung einfach und einwandfrei an dem Festflansch angeschlossen werden. Danach wird der Losflansch mit Kopfbolzen oder Blechbügel, welche den Verbund zum Kappenbeton herstellen, aufgeschraubt. Im Anschluss kann die Kappe hergestellt werden.

Bei verschieblichen Tellerankern werden weiter Teile benötigt. Da die Verschiebung nicht auf der Abdichtung erfolgen darf, werden separate Ankerplatten sowie Gleitplatten angeordnet, auf denen die Verschiebung stattfinden kann (siehe Abbildung 4). Wichtig sind hierbei die Dichtelemente. Sie verhindern, dass beim Betonieren der Kappe der Beton in den Telleranker eindringt und so nach dem Aushärten eine Verschiebung verhindert. Beim Einbau der verschieblichen Telleranker sind im Vergleich zum Unverschieblichen erheblich mehr Arbeitsschritte durchzuführen. Dadurch und durch den größeren Herstellungsaufwand sind die Kosten für die verschieblichen Telleranker deutlich größer. Ein weiterer Kostenfaktor bei den Tellerankern ist das gewählte Material. Da ein Großteil der Tellerankerbauteile im eingebauten Zustand keine oder nur eine zu geringe Betondeckung aufweist, ist er nicht ausreichend vor Korrosion geschützt. Aus diesem Grund wird der gesamte Telleranker (ausgenommen der untere Kopfbolzen) aus Edelstahl A4 bzw. A5 hergestellt.

3. Einwirkungen auf Brückenkappen

Die für die Bemessung von Kappenanschlüssen und Tellerankern maßgebenden Einwirkungen sind im wesentlichen horizontale Lasten. Die vertikalen Einwirkungen werden über die Kontaktflächen zwischen Kappe, Abdichtung und Überbau übertragen.

Die horizontalen Lasten bestehen aus Einwirkungen aus Verkehr und Wind sowie aus Zwangsbeanspruchungen durch Schwinden und Temperatur.

Aber auch vertikale Lasten können Einfluss auf die Beanspruchungen der Kappe haben. Durch vertikale Lasten kommt es zu Verformungen des Überbaues, wodurch auch Verformungen der Brückenkappe hervorgerufen werden.

3.1. Horizontale Verkehrslasten

Die horizontalen Verkehrslasten auf Brücken nach DIN-Fachbericht 101 [5] Kapitel IV Abschnitt 4.4 sind für den vorliegen Fall für Lasten auf den Brückenkappen nicht zielführend. Stattdessen müssen für die horizontalen Verkehrslasten auf den Brückenkappen die Einwirkungen für Fußgänger- und Radwegbrücken nach DIN-Fachbericht 101 Kapitel 5 herangezogen werden. Danach sollen für den charakteristischen Wert der Horizontalkraft (Q_{flk}) 10% der sich aus der gleichmäßigen (vertikalen) Belastung ergebenden Gesamtlast angenommen werden. Die Berücksichtung von Einwirkungen eines Dienstfahrzeuges auf die Kappe ist dabei nicht notwendig, da die Breite üblicher Brückenkappen ein Befahren nicht zulässt. Die gleichmäßige vertikale Belastung beträgt dabei:

- 5,0 kN/m² nach DIN-Fachbericht 101 Abschnitt 5.3.2.1 (für Geh- und Radwege auf Brücken)
- 2,5 kN/m² nach DIN-Fachbericht 101 Abschnitt 4.3. (f
 ür Restfl
 ächen auf Br
 ücken)

Der charakteristische Wert der Horizontalkraft beträgt somit 0,5kN/m² bzw. 0,25kN/m².

3.2. Anpralllasten

Weitere horizontale Verkehrslasten entstehen bei einem Anprall von Fahrzeugen auf den Schrammbord oder auf Schutzeinrichtungen auf den Kappen. Die in Querrichtung wirkende Horizontallast wird nach DIN-Fachbericht 101 Kapitel IV Abschnitt 4.7.3 mit 100 kN angesetzt. Diese Last wirkt auf einer Länge von 50 cm am Schrammbord bzw. an der Schutzeinrichtung. Beim Anprall auf Schrammborde wirkt die Last 0,05 m unterhalb der Schrammbordoberkante und breitet sich in der starren Kappe mit einem Lastabtragungswinkel von 45° aus. (siehe Abbildung 6)



Abbildung 6) Fahrzeuganprall auf Schrammbord [5]

Die im DIN Fachbericht angegebenen Werte sind, wieder Maximalwerte. Durch die lastverteilende Eigenschaft der Leitplanke wird die Anpralllast auf mehrere Schutzplankenpfosten verteilt. In [6] wurden Anprallversuche auf eine österreichische Schutzplanke mit einem 13 Tonnen schwerer Bus durchgeführt. Die Horizontalkräfte und Momente, die je Schutzplankenpfosten dabei in die Kappe eingeleitet wurden, sind in der Tabelle 1 angegeben.

Tabelle 1) Durch Schutzplankenpfosten weitergeleitete Anpralllasten [6]

Pfosten Nr.	n	n + 1	n + 2	n + 3	n + 4
Schnittmomente [kN m]	8	16	25	16	8
Querkraft [kN]	12	25	40	25	12

Diese Werte wurde mit dem österreichischen Rückhaltesystem VOEST-System 1 ermittelt, welches der deutschen einfachen Distanzschutzplanke sehr ähnelt. Die Pfostenabstände von 1,27 m liegen dabei in der Größenordnung der deutschen Pfostenabstände auf Bauwerken von 1,33 m.

3.3. Einwirkungen aus Temperatur

Die Brücke und somit auch die Brückenkappen erfahren während ihrer Nutzungsdauer Temperaturunterschiede durch tägliche und jahreszeitliche veränderliche Witterungsbedingungen. Da Brückenkappen ohne Wärmedämmung ausgeführt werden, sind sie den ständigen wechselnden atmosphärischen Einflüssen direkt ausgesetzt.

Die Temperatureinwirkung auf Brücken aus Witterungseinflüssen setzt sich im Wesentlichen zusammen aus:

- konvektiven Wärmeübergang zur Lufttemperatur
- Wärmestrahlung (insbesondere Globalstrahlung)
- Wärmeübergang durch Verdunstung, Schmelzen und Kondensation, Gefrieren

Weiterhin erfahren die Kappen eine Temperatureinwirkung beim Abbinden des Betons durch die Hydratationswärme.

3.3.1. Konvektiver Wärmeübergang

Durch Veränderung der Temperatur von Luft nahe einer Bauwerksoberfläche ändert sich auch deren Dichte. Gemeinsam mit der Erdanziehungskraft kommt es zu einer Luftströmung, welche neue Umgebungsluft an die Bauwerksoberfläche heranführt. Somit entsteht ein Wärmetransport zwischen Bauwerksoberfläche und Luftraum, den man freie Konvektion nennt. Ohne sonstige Einwirkungen wird sich die Bauwerkstemperatur allmählich der Umgebungstemperatur anpassen. Zu beachten ist dabei, dass bei kalter Umgebungstemperatur sich die Brückenoberseite schneller abkühlt als die Brückenunterseite. An der Oberseite kann die an der Bauwerksoberfläche erwärmte Luft sofort wieder aufsteigen, während sich die erwärmte Luft an der Unterseite staut und nur zu Seite abströmen kann. Bei wärmerer Umgebungsluft ist der Effekt umgekehrt und die Unterseite kühlt sich schneller Durch erzwungene Konvektion, d.h. ab. durch erhöhte Windgeschwindigkeiten (der Umgebungsluft) wird dieser Effekt jedoch geringer, gleichzeitig erhöht sich auch die Geschwindigkeit des Wärmetransportes zwischen Bauteil und Umgebungstemperatur [7].

Konvektiver Wärmeübergang ist nicht nur auf die Umgebungsluft beschränkt, sondern kann auch mit Wasser stattfinden. So kann das Wasser eines Gewitterschauers viel Wärme von der Oberfläche des Brückenüberbaues abführen.

3.3.2. Wärmestrahlung

Neben der Konvektion wird die Bauwerkstemperatur maßgeblich durch die Einwirkung der elektromagnetischen Strahlung (Wärmestrahlung) bestimmt. Am einflussreichsten ist dabei die Globalstrahlung. Sie setzt sich aus der direkten Sonnen- und der diffusen Himmelsstrahlung zusammen. Die Intensität der Globalstrahlung wird durch die Schichten der Erdatmosphäre, des Aerosols und durch die Wolkenbildung stark verringert. Trifft die Globalstrahlung auf die Bauwerksoberfläche so wird sie teilweise reflektiert und teilweise absorbiert und in Wärme umgewandelt. Auch von umliegenden Bereichen trifft reflektierte Strahlung auf das Bauwerk.

Ebenso strahlt das Bauwerk Wärme ab, welche entweder wieder auf die Bauwerksoberflächen trifft oder aber in die Umgebung abstrahlt.

Zu beachten ist, dass sich helle reflektierende Oberflächen durch ihren geringeren Absorptionskoeffizienten weniger schnell aufheizen als dunkle Oberflächen. So absorbiert eine saubere waagerechte Betonoberfläche im Zeitraum der Sommersonnenwende in der Mittagszeit etwa genauso viel Strahlungsenergie wie eine stark verschmutzte Betonoberfläche zur gleichen Tageszeit Ende März oder Mitte September. [8]

3.3.3. Wärmeübergang bei Aggregatszustandsänderungen

Durch Schmelzen von Schnee und Eis bzw. durch Verdunsten von Wasser wird thermische Energie der Umgebung entzogen. Dem gegenüber wird bei der Kondensation bzw. dem Gefrieren thermische Energie der Umgebung zugeführt. Dieser Effekt spielt bei der Betrachtung der Bauwerkstemperatur nur eine geringe Rolle und tritt auch nur in bestimmten Situationen ein.

3.3.4. Zerlegung in Temperaturanteile

Im DIN-Fachbericht 101 [5] Kapitel V werden die Einwirkungen aus Temperatur auf Brücken beschrieben. Grundsätzlich gilt das dort in Abschnitt 6.1 dargestellte Temperaturmodell:



Abbildung 7) Anteile des Temperaturprofils nach DIN- Fachbericht 101 [5]

Hierbei wird in verschiedene Temperaturanteile unterschieden. Der Nicht-lineare Temperaturanteil (d) ist nicht genauer bestimmbar und auch eine Abschätzung ist kaum möglich. Der Betrag dieses Temperaturanteiles ist jedoch eher als gering anzusehen. Aus diesem Grund wird dieser Anteil im Folgenden nicht weiter untersucht. Der konstante Temperaturanteil (a) ist bei der Betrachtung der Kraftübertragung durch Telleranker nicht maßgeblich, da sich im Regelfall sowohl Kappe als auch Überbau im gleichen Maße ausdehnen und somit keine Relativverschiebung der Kappe stattfindet.

Ähnlich verhält es sich mit dem linear veränderlichen Temperaturanteil in x-z -Ebene (b). Auch hier findet keine Relativverschiebung zwischen Kappe und Überbau statt. Entscheidend ist der veränderliche Temperaturanteil in x-y - Ebene, welcher durch Abkühlung bzw. Erwärmung der Brückenoberfläche verursacht wird. Durch diesen Temperaturanteil werden gemäß DIN-Fachbericht 101 jedoch nur Beanspruchungen hervorgerufen, wenn folgender Effekt eintritt:

- a) Behinderung der freien Verkrümmung infolge Tragwerksform (z.B. Rahmen, Durchlaufträger, usw.);
- b) Reibung an Drehlagern
- c) Nichtlineare geometrische Einflüsse (Theorie 2. Ordnung)

Wird dieser Temperaturunterschied jedoch exakt linear angenommen (c) so sind nur geringe Kräfte durch die Telleranker aufzunehmen. Die Unterseite der Kappe weist annähernd die gleiche Dehnung wie die Oberseite des Kragarmes, da beide Bauteile an ihrer Kontaktstelle dieselbe Temperatur besitzen. (Die Dicke der zwischen der Kappe und dem Kragarm befindlichen Abdichtung wird an dieser Stelle vernachlässigt.)

Zielführend ist es eine mittlere Bauteiltemperatur für die beiden Bauteile Kappe und Kragarm zu bestimmen. Beide Bauteile haben somit einen konstanten Temperaturverlauf.

Die Temperaturverteilung sieht damit wie folgt aus:



Abbildung 8) Übertragung in eine konstanten Temperaturanteil je Bauteil

Bei dieser Betrachtung gilt für die Temperaturdifferenz zwischen Kappe und Kragarm unabhängig vom Verhältnis Kappendicke zu Kragarmdicke:

$$\Delta T = T_{Kappe} - T_{Kragarm} = \frac{T_{oben} - T_{unten}}{2} = \frac{\Delta T_M}{2}$$
(GI. 1)

Die Werte für ΔT_M werden im DIN-Fachbericht 101 Kapitel V in Tabelle 6.1 angegeben. So wird z.B. für Brückenüberbauten aus Betonplatten mit einem Belag von 5 cm eine Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite von 15 K (Oberseite wärmer) bzw. von -8 K (Oberseite kälter) genannt. Da die Kappen jedoch nicht durch einen Belag vor direkter Sonneneinstrahlung geschützt sind, erhöht sich die Temperaturdifferenz im Kappenbereich um das 1,5-fache auf 22,5 K bzw. -12 K. Nach Gleichung 1 gilt somit $\Delta T_{sup} = 11$ K bzw. $\Delta T_{inf} = -6$ K.

3.3.5. Hydratationswärme

Da die Kappen erst im Anschluss, nach dem Aufbringen der Abdichtung hergestellt werden, entsteht (bedingt durch die Hydratationswärme) eine Temperaturdifferenz zwischen Überbau und neuer Kappe. Da der Überbau bereits Wochen vor der Kappe betoniert wurde, ist davon auszugehen, dass die Überbautemperatur in etwa der Umgebungstemperatur entspricht. Der neue Kappenbeton entwickelt während und kurz nach der Betonage Hydratationswärme, welche zur Dehnung (Verlängerung) des Frischbetons der Kappen führt. Beim Abkühlen der Kappen auf Umgebungstemperatur kommt es dann zur Verkürzung der Brückenkappen. Zwar wird durch betontechnische Maßnahmen versucht, die Hydratationswärme des Kappenbetons beispielsweise durch geeigneten Zement gering zu halten, jedoch kann die Temperaturentwicklung infolge Hydratation nicht vollkommen eliminiert werden. Nach [4] haben Messungen beim Betonieren der Kappen Temperaturdifferenzen zwischen Kappe und Überbau von 20 K ergeben.

In Anlage 3.2 wird die Festbetontemperatur der Kappe während der Abbindephase nach [9] bestimmt. Die Abschätzung der Kappentemperatur ergab, dass das Temperaturmaximum einen Tag nach der Betonage erreicht wird. Je nach verwendetem Beton und Mischungsrezeptur ist mit einer Temperaturdifferenz von mindestens $\Delta T_{Hdy,sup} = -8$ K bis maximal $\Delta T_{Hyd,inf} = -22$ K zu rechnen.

3.4. Einwirkungen aus Wind

Die Einwirkungen auf die Kappen aus Windkräften werden erst entscheidend, wenn Lärmschutzwände oder ähnliches an der Kappe befestigt werden. Die Windeinwirkungen auf das meist nur ca. 50 cm hohe Gesims der Kappe und das Geländer können dagegen vernachlässigt werden.

In der Tabelle 2 werden die Windeinwirkungen auf Brückenüberbauten mit Lärmschutzwänden in Abhängigkeit der Schlankheit des Überbaus und der Brückenhöhe aus dem DIN-Fachbericht 101 [5] angegeben.

b/d	<i>z_e</i> ≤20 m	20 m < <i>z_e</i> ≤ 50 m	50 m < <i>z_e</i> ≤ 100 m
≤ 0,5	2,90 kN/m ²	3,55 kN/m²	4,10 kN/m ²
= 4	1,55 kN/m²	1,90 kN/m ²	2,25 kN/m ²
≥ 5	1,20 kN/m ²	1,50 kN/m ²	1,70 kN/m ²

Tabelle 2) Windeinwirkungen W in kN/m² (Auszug aus der Tabelle N.1 [5])

Dabei gilt: *b* = Gesamtbreite der Deckbrücke

d = UK Tragkonstruktion bis OK Lärmschutzwand

ze= Größte Höhe der Windresultierenden über der Geländeoberfläche

Für die weitere Betrachtung wird ein Durchschnittswert von 2,0 kN/m² angenommen. Die Werte in der Tabelle 2 beziehen sich auf eine Referenzwindgeschwindigkeit von $v_{ref} = 32$ m/s (Orkan), welche die Maximaleinwirkung über die Nutzungsdauer des Bauwerkes widerspiegelt. Die Wahrscheinlichkeiten innerhalb eines begrenzten Zeitraumes derartig hohe Windgeschwindigkeiten anzutreffen ist relativ gering. Nach [5] können deshalb für zeitlich begrenzte Bauzustände und damit auch Monitoringzeiträume die Windeinwirkungen reduziert werden. Wird das Monitoring nur über zwei Jahre verfolgt, so kann man davon ausgehen, dass die maximale Windeinwirkung nur das 0,8-fache und somit 1,6 kN/m² beträgt.

Die dazugehörige Windgeschwindigkeit beträgt dann v = 29 m/s (Orkanartiger Sturm).

3.5. Zeitabhängige Formänderungen

3.5.1. Schwinden und Quellen

Durch die Abgabe von Wasser bzw. die Einlagerung von Wasser in die Hydratationsprodukte findet eine Volumenänderung des Betons statt. Diese Volumenänderung ist dabei spannungsunabhängig.

Die Volumenverringerung des Zementsteins wird als Schwinden bezeichnet, die Volumenzunahme ist das Quellen. Es wird dabei zwischen folgenden Schwindprozessen unterschieden.

1. Plastisches Schwinden (Kapillar- oder Frühschwinden)

Es findet eine Volumenverringerung durch Austrocknung infolge Wind, Sonneneinstrahlung bzw. hoher Temperatur bei niedriger Luftfeuchtigkeit statt. Da dieser Prozess noch vor dem Erhärtungsbeginn des Betons stattfindet, soll er an dieser Stelle nicht näher betrachtet werden.

2. Schrumpfen

Durch chemisches und autogenes Schwinden kommt es zur Volumenverringerung des Betons, welches Schrumpfen genannt wird. Das autogene Schwinden bezeichnet den Vorgang der inneren Selbstaustrocknung mit fortschreitender Hydratation des Zementsteins. Beim chemischen Schwinden findet eine Volumenabnahme dadurch statt, indem das freie Wasser im Zementstein in Hydratationsprodukte eingelagert wird und somit chemisch gebunden wird. Dabei hat das chemisch gebundene Wasser nur ca. 3/4 des Volumens des freien Wassers.

3. Trocknungsschwinden

Durch Abgabe von chemisch und physikalisch nicht gebundenem Überschusswasser an die Umwelt findet eine Volumenminderung im erhärteten bzw. erhärtenden Beton statt. Dieser Prozess wird maßgeblich durch die Umgebungsbedingungen wie Temperatur und relative Luftfeuchte bestimmt.

Diese Prozesse sind unabhängig vom Spannungszustand im Betonbauteil und neben der Betonzusammensetzung hauptsächlich vom Betonalter und den klimatischen Bedingungen sowie der Bauteildicke abhängig.

Da sowohl der Überbau als auch die Kappen durch das Schwinden beeinflusst werden, sind die Dehnungsdifferenzen zwischen den beiden Bauteilen um so geringer, je rascher die Kappen auf dem Überbau erstellt werden. Deswegen wird auch in den Richtzeichnungen des BMV empfohlen, die Kappen möglichst frühzeitig zu betonieren. Der Zeitraum zwischen Betonage des Überbaus und der Herstellung der Kappen, kann sich jedoch durch die dazwischen liegenden Arbeitsschritte unter Baustellenbedingungen weit ausdehnen. So muss der Beton, beim Aufbringen der Abdichtung schon soweit abgebunden haben, dass es nicht zu Schäden an der Abdichtung durch im Beton verbliebene Feuchtigkeit kommt. Bei längeren Brücken müssen gegebenenfalls erst weitere Überbauabschnitte hergestellt werden oder man muss mit dem Absenken eines Lehrgerüstes so lange warten, bis der Überbaubeton eine ausreichende Festigkeit besitzt. Im Allgemeinen wird selbst bei kleinen Brücken zwischen Überbau- und Kappenbetonage mindestens ein Monat vergehen.

Für den angenommenen Fall eines gleichartigen Schwindverhaltens von Überbau und Kappe werden die bereits vorhandenen Schwinddehnungen des Überbaus zum Zeitpunkt der Kappenbetonage eingefroren. Kann die Kappe nach dem Betonieren nicht ungehindert schrumpfen, d.h. nicht auf dem Überbau schwimmen, so kann es zu Rissbildungen in der Kappe kommen.

Den zeitlichen Verlauf des Schwindprozesses, mit den maßgeblichen Schrumpf- und Trocknungsschwinddehnungen kann gemäß dem Heft 525 des DAfStb [10] ermittelt werden. Das Schwindverhalten soll hier exemplarisch an einem Überbau- und einem Kappenbeton dargestellt werden. Mit den in Tabelle 3 für den Beton angenommenen Parametern erhält man die in Abbildung 9 gezeigten Schwindverhalten. Man erkennt deutlich, dass das Schrumpfschwinden bereits in den ersten Monaten beendet ist, während das Trocknungsschwinden über Monate und Jahre andauert.

Tabelle 3) Schwinden des Betons

Baustoffkennwerte:	Überbaubeton C 40/50	Kappenbeton C
mittlere Betondruckfestigkeit fcm	48 N/mm ²	33 N/mm ²
Zementsorte	42,5 N	32,5 N
Relative Luftfeuchte RH	70 %	70 %
Wirksame Bauteildicke h_0	400 mm	300 mm
Schrumpfdehnung ε _{cas∞}	- 0,09 ‰	- 0,06 ‰
Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{\textit{cds}^{\infty}}$	- 0,37 ‰	- 0,36 ‰
Endschwinddehnung $\varepsilon_{cs^{\infty}}$	- 0,46 ‰	- 0,42 ‰



Abbildung 9) Schwinddehnungen eines Kappen- und eines Überbaubetons

Die Schwinddehnungen des Überbaues zum Zeitpunkt t der Kappenbetonage betragen: $\varepsilon_{cs;t=1Monat} = -0,09\%$

 $\varepsilon_{cs;t=2Monate} = -0,11\%$.

Die folgende Abbildung 10 zeigt ein Diagramm des Schwindens eines Überbaues und einer Kappe, welche 2 Monate später betoniert wurde.



Abbildung 10) Schwinden des Kappenbetons mit ,Vordehnung' durch Überbaubeton

Da die Kappe auf den bereits mit -0,11 ‰ gedehnten Überbau aufbetoniert wird, weist im Diagramm ihre Dehnung zum Zeitpunkt ihrer Betonage auch die Überbaudehnung auf. Die Differenz der Schwinddehnungen der Kappe und des Überbaues erzeugen die hier zu untersuchenden Dehnungen, welche die Verschiebungen der Kappe auf dem Überbau verursachen können. Diese Differenz ist im Diagramm als durchgezogene Linie dargestellt. Sie erreicht bereits nach ca. 20 Tagen die Hälfte und nach einem Jahr ca. 90% ihrer endgültigen Größe von -0,11‰ auf. Das bedeutet, dass nach einem Jahr die Einwirkungen aus Schwinden bereist nahezu ihre volle Größe erreicht haben, obwohl der eigentliche Schwindprozess noch über Jahre andauert.

In einigen Fällen kann jedoch auch das Endschwindmaß der Kappe maßgeblich werden. Bei Instandsetzungsmaßnahmen an alten Brücken hat der Überbaubeton das Schwinden bereits nahezu abgeschlossen. Wird auf diesen Überbau eine neue Kappe aufbetoniert, so wird es in der Kappe zu Dehnungen kommen, welche dem Endschwindmaß des Kappenbetons (s. Tabelle 3) entsprechen.

Für die Einwirkungen aus Schwinden muss man demnach mit mindestens $\varepsilon_{cs,sup} = -0,11\%$ für eine frühzeitig betonierte Kappe bzw. mit maximal $\varepsilon_{cs,inf} = \varepsilon_{cs^{\infty}} = -0,42\%$ bei Instandsetzungsmaßnahmen rechnen.

3.5.2. Kriechen und Relaxation

Im Gegensatz zum Schwinden und Quellen ist das Kriechen und die Relaxation eine zeitabhängige Erscheinung des Betons, welche auch spannungs- und verformungsbezogen sind. Beim Kriechen wird durch die Spannung im Betonbauteil Wasser aus den Gelporen in die Kapillarporen gepresst, wo es anschließend verdunstet und somit eine Volumenverringerung stattfindet. Bei der Relaxation wird ebenfalls das Wasser aus den Gelporen gepresst. Wegen diesem inneren Wasserverlust und des gleichbleibenden Volumens nimmt jedoch die Spannung ab, da das verbleibende Wasser mit geringerer Kraft ausgepresst wird.

Die Vorgänge des Kriechens und der Relaxation sind keine Einwirkungen im engeren Sinn, da durch sie keine Kräfte auf das Bauwerk einwirken. Die Vorgänge sollen an dieser Stelle dennoch genauer untersucht werden, da durch sie die Kräfte und Spannungen aus andern Einwirkungen reduziert werden.

Das Kriechen und die Relaxation hängt neben der Größe und Dauer der Belastung von der Umwelt (Klima) und von der Betonzusammensetzung ab und kann bei jeder Beanspruchungsart beobachtet werden. Die Intensität dieser Prozesse nimmt mit der Zeit immer weiter ab und kommt bei Außenbauteilen erst nach einigen Jahren zum Stillstand.

Nur bei behinderter Verformung der Kappe zum Beispiel durch starre Telleranker oder sonstige Einbauteile werden Zwangsspannungen im Beton aufgebaut. In diesem Fall bleibt das Volumen der Kappe gleich und durch die Relaxation werden die Spannungen im Kappenbeton abgebaut.

Die Relaxation kommt besonders beim Abfluss der Hydratationswärme zum Tragen. Durch eine mögliche Behinderung der Kappenverschiebung können bereits einige Stunden nach der Betonage hohe Spannungen im Kappenbeton entstehen.



Abbildung 11) Einfluss des Betonalters bei Belastungsbeginn auf den Kriechverlauf [11]

Bei einem Beton, welcher bei einem geringen Reifegrad belastet wird, ist die Kriechzahl besonders hoch (vgl. Abbildung 11).

Da die Kriechfunktion im Idealfall in eine Relaxationsfunktion transformiert werden kann, wird bei jungem Beton besonders viel Spannung abgebaut. In [12] wird das Relaxationsverhalten von jungem Beton untersucht. Dort wird gezeigt, dass bei einem Beton der nach einem Tag belastet wird, die Spannungen nach 10 Tagen um 20% bis 30% und nach 50 Tagen um 35% bis 50% abgenommen haben (siehe Abbildung 12)



Abbildung 12) Gemessene Relaxationsfunktionen mit Erstbelastung t1 = 1d [12]

3.6. Einwirkungen aus Formänderungen des Gesamttragwerkes

Nach dem Betonieren des Überbaus und der Kappe kann das Tragsystem der Brücke Verformungen, durch weitere Einwirkungen erfahren. Dazu zählen insbesondere die Einwirkungen aus ständigen Lasten wie den Ausbaulasten und aus Verkehr sowie der einer möglichen Vorspannung.

Durch diese Verformungen des Überbaus kann es zu unterschiedlichen Längenänderungen der Überbauoberseite und der Kappe kommen.

Die Größe dieser Längenänderungen ist vom Tragsystem und den einwirkenden Lasten abhängig. Die Untersuchungen der Formänderung am Gesamttragwerk sollen sich hier auf die Ausbaulasten und Verkehrslasten beschränken.

3.6.1. Ständige Lasten / Ausbaulasten

Für die Lastannahmen aus Eigengewicht des Betons gilt DIN 1055-1. Danach beträgt die Wichte von Stahlbeton 25 kN/m³ [13]. Für die Ausbaulasten die durch den Masterarbeit: André Rahn "Monitoring an Brückenkappen mit Tellerankern" Fahrbahnbelag entstehen sind nach [5] 0,24 kN/m² pro cm Belagsaufbau anzusetzen.

3.6.2. Verkehrslasten

Als Vereinfachung wird angenommen, dass die Verformung des Gesamttragwerkes maßgeblichen durch das Lastmodell 1 des DIN-Fachberichtes 101 verursacht werden. Das Einwirkungsschema ist in folgender Abbildung 13 dargestellt:



Abbildung 13) Lastmodell 1 mit angepassten Grundwerten [5]

Im ersten Fahrstreifen wirkt eine Flächenlast UDL von 9 kN/m² und einem Tandemachsensystem TS von 2 x 240 kN. Auf den weiteren Fahrstreifen und den Restflächen ist die Flächenlast UDL auf 2,5 kN/m² zu reduzieren. Außerdem wirkt auf im zweiten Fahrstreifen ein TS von 2 x 160 kN.

4. Kennwerte

Im Folgenden sollen die, durch die Einwirkungen hervorgerufenen Beanspruchungen in der Kappe und in den Anschlüssen der Kappe an den Überbau untersucht werden. Dazu werden verschiedene Kennwerte untersucht.

Ein wichtiger Kennwert ist dabei die Verschiebung der Kappe auf dem Überbau, da die verschieblichen Telleranker so ausgelegt werden müssen, dass sie die Verschiebung ermöglichen können. Weiterer wichtige Kennwerte sind die Kräfte, welche über die Telleranker beziehungsweise über die Anschlussbewehrung von der Kappe in den Überbau übertragen werden. Außerdem werden die Betonspannungen in der Kappe analysiert, da bei zu großen Zugspannungen Risse im Beton entstehen werden.

4.1. Materialkennwerte

Für die weitere Betrachtung ist es nötig für die Materialien von Kappe und Überbau Kennwerte wie Festigkeiten und Elastizitätsmodul anzunehmen. Des wird davon ausgegangen, dass für den Überbau ein Beton C40/50 und für die Kappe ein Beton C25/30 verwendet wird.

Baustoffkennwerte:		Überbaubeton C 40/50	Kappenbeton C 25/30
Charakt. Betondruckfestigkeit	f _{ck}	40 N/mm ²	25 N/mm ²
mittlere Betondruckfestigkeit	f _{cm}	48 N/mm ²	33 N/mm ²
mittlere Betonzugfestigkeit	f _{ctm}	3,5 N/mm²	2,6 N/mm ²
Elastizitätsmodul	E _{cm}	31.400 N/mm ²	26.700 N/mm ²
Wärmeausdehnungskoeffizient	$\alpha_{t, Beton}$	10 x 10 ⁻⁶ K ⁻¹	10 x 10 ⁻⁶ K ⁻¹

Taballa	1) Motorialkonnukorta	für Ilbork	a a u u u a d	Kannanhatan I	14/11
Tabelle 4	+) Materialkennwerte	iur uper	Jau- und r	Nappendeton	141
	.,				

Für den Bewehrungsstahl 500 gelten folgend Materialeigenschaften:

Tabelle 5) Materialkennwerte	e für Baustahl	nach DIN 488-1 [1	5]
------------------------------	----------------	-------------------	----

Baustoffkennwerte:	Bewehrung BSt 500 S	
Streckgrenze	R_e	500 N/mm ²
Zugfestigkeit	R_m	550 N/mm ²
Elastizitätsmodul	E_s	200 000 N/mm ²
Wärmeausdehnungskoeffizient	$\alpha_{t, Beton}$	10 x 10 ⁻⁶ K ⁻¹

Für die weiteren Untersuchungen ist auch der Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung maßgeblich. Die Abbildung 14 zeigt die Spannungs-Dehnungs-Diagramme für den Überbau- und Kappenbeton sowie für den Betonstahl.



Abbildung 14) Spannungs-Dehnungsdiagramme [15]

4.2. Verschiebungen aus Zwangsbeanspruchungen

Werden verschiebliche Telleranker verwendet und ist damit die Kappe schwimmend gelagert, so sind horizontale Verschiebungen zwischen Kappe und Überbau möglich. Diese Verschiebungen werden insbesondere durch das Schwinden des Betons und durch Temperaturdehnungen verursacht. Die Verschiebungen die durch Verformungen am Gesamttragwerk entstehen, werden weiter unten näher betrachtet. Die durch die Schwinddehnung verursachte Verschiebung wurde bereits bei der Betrachtung der Einwirkung mit $\varepsilon_{cs} = -0,42\%$ bis -0,11‰ ermittelt.

Die Längenänderung durch Wärmeeinwirkung kann mit der Wärmedehnzahl und folgender Gleichung berechnet werden:

$$\varepsilon_{\Delta t} = \Delta t \cdot \alpha_t \tag{GI. 2}$$

Es gilt:

 $\varepsilon_{\Delta t}$ - Dehnung infolge Temperatur

 α_t - Wärmeausdehnungskoeffizient

△*t* - Temperaturänderungen

Damit ergeben sich folgende in Tabelle 6 angegebenen Dehnungen der Brückenkappe:

		ΔT	ε
Dehnung infolge	€cs,inf		-0,42 ‰
Schwinden	Ecs,sup		-0,11 ‰
Dehnung infolge Abfließen	\mathcal{E} Hyd,inf	-22 K	-0,22 ‰
der Hydratationswärme	E Hyd,sup	-8 K	-0,08 ‰
Dehnung durch	\mathcal{E} Temp, inf	-6 K	-0,06 ‰
Temperatur (Klima)	E Temp,sup	11 K	+0,11 ‰
Minimale und	ε _{inf}		-0,70 ‰
Maximale Dehnungen	ε _{sup}		-0,03 ‰

 Tabelle 6) Dehnungen der Kappe aus Zwangsbeanspruchungen

Hier ist festzustellen, dass die negativen Dehnungen bzw. Zugspannungen in den Kappen eindeutig überwiegen:

$$\varepsilon = \varepsilon_{cs} + \varepsilon_{Hyd} + \varepsilon_{Temp} \tag{GI. 3}$$

 $\varepsilon_{inf} = \varepsilon_{cs,inf} + \varepsilon_{Hyd,inf} + \varepsilon_{Temp,inf} = -0,42\% - 0,22\% - 0,06\% = -0,70\%$

Die positiven Dehnungen bzw. Druckspannungen fallen dagegen deutlich geringer aus, da der Dehnung durch Temperatur die Verkürzung der Kappe aus Abfluss der Hydratationswärme und dem Schwinden entgegensteht. Da das Schwinden ein zeitabhängiger Prozess ist, kann nicht das Endschwindmaß angesetzt werden (vgl. Abschnitt 3.2). Hier sollen nur 50% der Schwinddehnung angesetzt werden, was einem Mindestalter der Kappenbetons von 20 Tagen voraussetzt. Die so ermittelte Dehnung tritt ein, wenn die Kappe 20 Tagen nach der Betonage einer hohen klimatischen Temperaturdehnung ausgesetzt.

$$\mathcal{E}_{sup} = \mathcal{E}_{cs,sup} \cdot 50\% + \mathcal{E}_{Hvd,sup} + \mathcal{E}_{Temp,sup} = -0,11\% \circ \cdot 0,5 - 0,08\% \circ + 0,11\% \circ = -0,03\% \circ$$

Die Verkürzung der Kappe durch Abfluss der Hydratationswärme und durch Schwinden ist also größer als eine Verlängerung der Kappe durch umweltbedingte Temperaturdehnung.

Die hier betrachteten Verschiebungen sind isotrop, d.h. unabhängig von der betrachteten Richtung wird sich Kappe in jeder Richtung gleich dehnen, sofern eine Dehnung ermöglicht wird. Die absoluten Verschiebungen werden in Tabelle 7 am Beispiel einer 100m langen Kappe dargestellt.

Richtung		Х	У	Z
		Längsachse	Quer zur Achse	vertikal
Länge	I ₀	100 m	2,00 m	0,20 m
Verkürzung	$\varepsilon_{inf} = -0,70 \%$	- 70 mm	- 1,4 mm	- 0,14 mm
Verlängerung	ε_{sup} = -0,03 ‰	- 3 mm	~ 0 mm	~ 0 mm

4.3. Verschiebungen infolge Formänderung des Gesamttragwerkes

Durch Formänderung des Gesamtsystems kommt es zu Relativverschiebungen zwischen Kappe und Überbau. Da diese Formänderung stark von den geometrischen Abmessungen und den Steifigkeiten des Überbaues abhängen, können die Verschiebungen zwischen Kappe und Überbau für den allgemeinen Fall nur abgeschätzt werden. Dazu werden hier zwei Möglichkeiten aufgezeigt. Die erste Variante bedient sich dem Umstand, dass nach den Vorschriften die Durchbiegung eines Betonbauwerkes begrenzt werden soll. Die andere Variante geht davon aus, dass die Spannungen der Baustoffe Stahl und Beton begrenzt werden und sich diese Spannungen proportional zu den Biegemomenten verhalten.

4.3.1. Verschiebungsberechnung über Durchbiegung

Durch die in Abschnitt 3.6 genannten Einwirkungen kommt es zu Formänderungen am Gesamtsystem. Die Formänderungen folgen dabei den folgenden integralen Beziehungen:

$$Q(x) = -\int q(x)dx \tag{GI. 4}$$

$$M(x) = \int Q(x)dx \tag{GI. 5}$$

$$\varphi(x) = -\int \frac{M(x)}{EI} dx$$
 (Gl. 6)

$$w(x) = \int \varphi(x) dx \tag{GI. 7}$$

Durch die in Anlage 4.1 hergeleitete Beziehung können die Dehnungen an der gedehnten (unteren) bzw. gestauchten (oberen) Randfaser des Überbaues unter reiner Biegung ermittelt werden:

$$\varepsilon_o = -b_o \cdot \frac{M(x)}{EI}$$
 $\varepsilon_u = b_u \cdot \frac{M(x)}{EI}$ (GI. 8)

Es gilt: ε_o ; ε_u = Dehnungen an der Ober-/Unterseite

 b_o ; b_u = Entfernung der oberen/unteren Randfaser zur Spannungsnulllinie

EI = Steifigkeit des Querschnittes

M(x) = Momentenverlauf im Überbau

Die Dehnungen sind von der Entfernung der Randfaser zur Spannungsnulllinie abhängig. Dabei ist neben der Bauteilhöhe der Spannungsverlauf innerhalb des Bauteiles entscheidend. In Abbildung 15 sind die möglichen Spannungsverläufe dargestellt.

Im Teil b der Abbildung sind sowohl die Betonstauchungen von $\varepsilon_c = -3,5$ ‰ als auch die Stahldehnung von $\varepsilon_s = 25$ ‰ voll ausgenutzt. Dagegen ist im Teil c nur der Betonquerschnitt voll ausgenutzt; im Versagensfall kommt es zum Biegedruckbruch. Im Teil d der Abbildung 15 ist nur der Stahlquerschnitt voll ausgenutzt; im Versagensfall kommt es zum Biegezugbruch.



Abbildung 15) Dehnungsverläufe eines Biegeträgers [11], [15]

Für die weiteren Untersuchungen soll davon ausgegangen werden, dass der Überbauquerschnitt so dimensioniert ist das im Versagensfall der Teil b der Abbildung 15 eintritt. Die Randfaserabstände des Betons betragen dann in der gestauchten Betondruckzone $b_o = 0,123b$ und in der gedehnten Zugzone $b_u = 0,877b$. Die Dehnungen sind nach Gleichung 8 weiterhin von der Steifigkeit des Bauteils abhängig. Um die Steifigkeit des Überbaues abschätzen zu können, wird davon ausgegangen, dass der Überbau eine konstante Steifigkeit über seine Länge besitzt. Die Steifigkeit soll dabei so bemessen werden, dass sie gerade den Anforderungen an Gebrauchstauglichkeit gerecht wird. Dabei wird weiterhin angenommen, dass die Begrenzung der Durchbiegung für die Bemessung des Überbaues maßgeblich ist. Nach den DIN Fachberichten ist eine Beschränkung der Durchbiegung bei Straßenbrücken im Einzellfall mit dem Bauherren zu vereinbaren. Deshalb wird hier auf die Begrenzung der Durchbiegung w und des Durchhangs f nach DIN 1045-1 zurückgegriffen:

allgemein:	$f \leq L/250$	(Gl. 9)
in Hinblick auf Ausbauten:	$w \le L/500$	(Gl. 10)

Dabei gilt: L Stützweite

- *f* Durchhang bezogen auf die Verbindungslinie zwischen den Unterstützungspunkten
- *w* Durchbiegung bezogen auf die Systemlinie des Bauteils (es gilt die nach dem Einbau der Ausbauten auftretende Verformung)

Da bei Brückenbauwerken meist eine Überhöhung der Schalung stattfindet, wird der Überbau meist so hergestellt, dass es zu keinen oder nur zu einem sehr geringen Durchhang kommt. Deshalb ist nicht die Begrenzung des Durchhangs *f*, sondern die Begrenzung der Durchbiegung *w* gegenüber der Systemlinie maßgeblich. Die Lasten, welche nach DIN 1045-1 für die Begrenzung der Durchbiegung maßgeblich werden, sind die quasi-ständigen Lasten aus den Einwirkungen, welche nach dem Einbau der Ausbauten auf den Überbau wirken. Im vorliegenden Fall sind dies die Lasten die nach der Betonage der Kappen einwirken.

Für die Betrachtung der Verschiebung der Kappe zum Brückenüberbau sind somit die Einwirkungen aus Verkehr und das Eigengewicht der Ausbauten, beispielsweise der Fahrbahnbelag maßgeblich. Für diese Art der Untersuchung ist es also unerheblich, wie stark die Verformungen bzw. die Momente durch Eigengewicht des Überbaues oder durch Vorspannung waren, bevor die Kappen aufgebracht wurden. Für die Durchbiegung w als Funktion der Stützweite *L*, der Einwirkungen *q* und *Q*

sowie der Steifigkeit *EI* gilt:

$$w_{\max}(L,q,Q,EI) = \frac{L_{500}}{500}$$
 (Gl. 11)

Mit der Gleichung 11 und den oben getroffenen Annahmen ist es möglich, die Steifigkeit des Überbaus in Abhängigkeit der Überbaulänge L und den Einwirkungen q, Q abzuschätzen. Mit der so ermittelten Steifigkeit und der Gleichung 8 können die Dehnungen der Randfasern des Überbaues bestimmt werden. Dabei verursachen diese Randdehnungen an der Überbauoberseite die hier zu untersuchenden Verschiebungen zwischen Kappe und Überbau. Im Fall, dass ein Lehrgerüst bzw. die Schalung des Überbaues erst nach dem Betonieren der Kappen abgesenkt wird, erhöhen sich die hier untersuchten Dehnungen um die Dehnungen durch Verformung des Überbaues durch dessen Eigengewicht. Da diese Vorgehensweise bei der Brückenerrichtung jedoch selten anzutreffen ist, wird hierauf nicht näher eingegangen.

Nicht nur der Überbau, sondern auch die auf ihm aufliegende Kappe erfährt Verformungen infolge Einwirkungen von Lasten auf das Gesamttragwerk. Dabei folgen die Verformungen der Kappe denen des Überbaus. Somit ergibt sich aus Gleichung 8:

$$\begin{split} \varepsilon_{Kappe,u} &= -\varepsilon_{Kappe,o} = \frac{b_{Kappe}}{2} \cdot \frac{M(x)}{EI} \end{split} \tag{GI. 12} \\ \text{mit:} \qquad & \varepsilon_{Kappe,u}, \ \varepsilon_{Kappe,u} \qquad & \text{Dehnung der Kappe an Ober- / Unterseite} \\ & b_{Kappe} \qquad & \text{Höhe der Kappe ca. 0,20 m} \\ & M(x) \qquad & \text{Biegemomentenverlauf des Überbaues} \\ & EI \qquad & \text{Steifigkeit des Überbaues} \end{split}$$

Durch die geringe Bauteilhöhe der Kappe kommt es auch zu geringen Dehnungen. Diese liegen aber nur bei 1/5 bis 1/10 der Dehnung, die durch die Formänderung des Überbaues verursacht wurden.

Im folgenden werden die Dehnungen für verschiedene Tragsysteme untersucht.

Einfeldträger

Beim Einfeldträger sind die größten Dehnungen in Feldmitte zu erwarten. Diese Dehnungen wurden im Anlage 4.2 berechnet und sind im Diagramm der Abbildung 16 dargestellt:



Abbildung 16) Betondehnungen in Feldmitte eines Einfeldträgers in Abhängigkeit von Stützweite L und Überbauhöhe b sowie Verhältnis von Flächenlast zu Punktlast

Hier ist auch die Abhängigkeit der Dehnung vom Verhältnis der Flächenlast zur Punktlast dargestellt. So wurde untersucht wie groß die Dehnungen werden, wenn davon ausgegangen wird, dass die Durchbiegungen von L/500 nur durch eine Punktlast (TS) oder nur durch eine Flächenlast (UDL) erzeugt werden. Man erkennt, dass der Einfluss dieses Verhältnisses nur eine untergeordnete Rolle spielt.

Weiterhin ist zu erkennen, dass die Stauchungen mit geringerer Stützweite zwar größer werden, jedoch kann man die Bauteilhöhe bei kurzen Stützweiten auch verringern, sodass sich wiederum die Stauchungen reduzieren. So kann man davon ausgehen, dass sich die Betonstauchungen infolge Verformung des Gesamtsystems in Feldmitte in der Größenordnung von $\varepsilon_{c,max,Verformung} = -0,2\%$ bis -0,3% bewegen. Diese Dehnung wird ohne Sicherheitsbeiwerte durch die Verkehrslasten und Ausbaulasten erreicht, dass heißt diese Dehnungen sind durchaus in der Lebensdauer des Bauwerkes zu erwarten. Um die Dehnungen zu ermitteln, welche Dehnungen nur durch die Ausbaulasten hervorgerufen werden und somit ständig wirken sind die Verhältnisse der Biegemomente zu bestimmen. Bei konstanter Bauteilhöhe und Steifigkeit gilt dabei nach Gleichung 8:

$$\varepsilon_{Verformung,Ausbau} = \frac{M_{Verformung,Ausbau}}{M_{Verformung,Ausbau\&Verkehr}} \cdot \varepsilon_{Verformung,Ausbau\&Verkehr}$$
(GI. 13)

Die Brückengeometrie und Fahrbahnaufbau bestimmen wesentlich dieses Verhältnis. Bei sehr großen Stützweiten, bei denen der Einfluss des Tandemachsensystems abnimmt, kann bei einem Fahrbahnaufbau von 8 cm dieses Verhältnis maximal 43% betragen. In Anlage 4.2 sind die Verhältnisse der Biegemomente für verschiedene Stützweiten und Fahrbahnbreiten berechnet. Aus den dort ermittelten Werten kann man eine ein Verhältnis von 10% bis 25% für übliche Stützweiten und Fahrbahnbreiten ablesen. Dies bedeutet, das die Dehnungen der Überbauoberseite infolge Ausbaulasten $\varepsilon_{Ausbau} = \varepsilon_{max.Verformung} \times 10\%$... 25% = -0,02‰...-0,08‰ betragen. Die beim Einfeldträger untersuchten Dehnungen sind Verkürzungen der Überbauoberseite. Diese bedeuten relative Verlängerung der Kappe gegenüber dem Überbau oder Aufbau von Druckspannungen in der Kappe. Die Verschiebungen für die Kappe am Einfeldträger sind somit positiv anzusetzen; d.h. sie wirken einer Verkürzung der Kappe aus Schwinden und Abfluss der Hydratationswärme entgegen.

Durchlaufträger

Bei einem Durchlaufträger verringern sich die Feldmomente und es kommt zu Biegemomenten über den Mittelstützen. Da die Dehnungen den Momenten folgen, kommt es somit auch zu Dehnungen über den Stützen. Im Anlage 4.3 wurden die Dehnungen berechnet. Dazu wurde ein Zweifeldträger mit gleichen Stützweiten gewählt. Hier ist das Moment über den Stützen im Vergleich zu den Feldmomenten am größten und somit sind auch hier die größten Dehnungen über den Stützen zu erwarten. Die Steifigkeit EI des Überbaues wurde wieder so gewählt, dass die maximale Durchbiegung von L/500 erreicht wird (bei Belastung eines Feldes, da dann größere Feldmomente entstehen). Durch diese Annahme sind die Dehnungen im Feld des Durchlaufträgers mit denen des Einfeldträgers nahezu identisch. Auch hier sind Verkürzungen der Überbauoberseite von $\varepsilon_{c,max,Verformung} \approx -0,2\%$ bis -0,3‰ zu erwarten. Allerdings liegen die größten Verschiebungen nicht direkt in Feldmitte, sondern sind zu den Nullstellen der Querkraft verschoben.

Über den Stützen erhält man deutlich größere Verschiebungen, da nach Gleichung 8 und Abbildung 15 der Abstand der gezogenen Randfaser von der Spannungsnulllinie deutlich größer ist und auch das Biegemoment einen höheren Betrag als im Feld aufweist. Die folgende Abbildung 17 zeigt die im Anhang ermittelten Dehnungen des Überbaues über der Mittelstütze eines Zweifeldträgers infolge Ausbaulasten und vollen Verkehrslasten. Die größten Dehnungen erhält man hierbei bei der Belastung beider Felder.





Da der Einfluss des Tandemsystem, wie vorangegangen Abschnitt dargestellt, nur eine geringen Einfluss auf die Verschiebungen hat, wurde auf eine Analyse mit Punktlasten verzichtet. Man erkennt, dass die Dehnungen über der Stütze für übliche Stützweiten und dazugehörige Bauteilhöhen Werte zwischen $\varepsilon_{s,max,Verformung} \approx$ 1,5‰ bis 2,5‰ aufweisen. Diese Verschiebung ist die Maximalverschiebung in <u>einem</u> Punkt direkt über der Stütze (durchgezogene Linie). Da die Momente über den Stützen zum Feld hin rasch abnehmen, nehmen auch die Verschiebungen schnell ab.

Dadurch, dass die Brückenlager eine gewisse Breite besitzen und nicht den Überbau punktförmig unterstützen, kann das Moment über den Stützen ausgerundet werden. Deshalb ist mit den gestrichelten Linien auch die Verschiebung 0,50 m neben der Stütze dargestellt. Dort sind bei kurzen Stützweiten ist die Verschiebungen deutlich geringer.

Die Verformung des Tragwerkes über den Stützen, welche nur durch die Ausbaulasten erreicht wird, ist auch hier wieder nach Gleichung 8 von den Momentenverhältnissen abhängig. Im Anhang 4.3 sind die Verhältnisse an einem Beispiel ermittelt. Das Verhältnis der Momente aus Ausbaulasten zu den Momenten aus Ausbaulasten und Verkehr beträgt etwa 20% bis 35%. Die Verschiebungen durch die Ausbaulasten aus dem Fahrbahnaufbau betragen somit $\varepsilon_{Ausbau} = \varepsilon_{max.Verformung} \times 20\%...35\% = 0.3\%...0,9\%.$

Die Dehnung der Überbauoberseite erzeugt eine relative Verkürzung der Kappe bzw. Zugspannung in der Kappe, deshalb sind die Dehnungen für die Kappe negativ anzusetzen.

Die hier ermittelten Werte gelten nur für eine konstante Steifigkeit über die gesamte Brückenlänge. Wenn jedoch keine Rechteckquerschnitte sondern Plattenbalken oder Hohlkästen für den Überbau verwendet werden, ändert sich die Steifigkeit des Überbaues, da die gerissene Betonzugzone von der Unterseite an die Oberseite des Überbaus wandert. Außerdem ändert sich auch die Steifigkeit des Überbaus dadurch, dass der Bewehrungsgrad über den Stützen zu dem im Feld unterschiedlich ist. Eine genaue Aussage über die zu erwartenden Dehnungen über den Stützen ist somit nur, bei bekannten Querschnittswerten des Überbaues möglich.

Weiterhin ist zu beachten, dass sich die Stahldehnungen nach den oben angegebenen Spannungs-/Dehnungsdiagrammen verhalten. Ein lineares Baustoffverhalten und somit eine konstante Steifigkeit kann nur bei geringen Dehnungen angenommen werden. Für die Stauchung des Betons kann bis -1.35 ‰ ein lineares Baustoffverhalten angenommen werden.

Beim Stahl wird bei einer Dehnung von 2,5 ‰ die Streckgrenze erreicht und darüber hinaus kommt es zu plastischen Verformungen. Dadurch ändert sich der

Elastizitätsmodul des Stahls und man kann nicht mehr von einer konstanten Steifigkeit des Überbaues ausgehen.

4.3.2. Verschiebungsberechnung über Baustoffspannung

Eine zweite Möglichkeit die Verschiebungen der Kappe auf dem Überbau zu ermitteln, besteht darin anzunehmen, dass die Steifigkeit des Überbaues so gewählt wurden, dass die zulässigen Spannungen in den Baustoffen gerade erreicht werden. So sind nach DIN-Fachbericht 102 [15] die Spannungen in den Baustoffen unter Gebrauchslast zu begrenzen. Die Spannungen im Beton sollen unter nicht-häufiger Last auf 0,6 f_{ct} begrenzt werden. Für einen Überbau aus Beton C40/50 bedeutet dies eine Spannungsbegrenzung auf 24 N/mm² und eine damit verbundene Begrenzung der Betondehnungen auf 0,79‰. Die Zugspannungen im Betonstahl sollen auf das 0,8-fache der Nennstreckgrenze f_{yk} begrenzt werden. Für einen BSt 500 bedeutet dies eine Begrenzung auf 400 N/mm² bei einer dazugehörigen Dehnung von 2,0‰. Für die weiteren Untersuchungen wird angenommen, dass bei der Einwirkung der nicht-häufigen Lastkombination die hier genannten Dehnungen auftreten.

Da diese Dehnungen relativ klein sind, kann ein lineares Baustoffverhalten vorausgesetzt werden. Die Dehnungen des Überbaues folgen somit den Momenten:

$$\mathcal{E}_{t} = \frac{\mathcal{E}_{\text{Max}} \cdot M_{t}}{M_{Bemessung}} \tag{GI. 14}$$

Es gilt: *M*_{Bemessung} Biegemoment für die Bemessung für zul. Spannungen

M_t	Momentenverlauf zum Zeitpunkt t
^Є Мах	Max. Betondehnung = -0,79%; Max. Stahldehnung =2,0%
ε _t	Dehnung zum Zeitpunkt t

Für die Zeitpunkte t soll dabei angenommen werden:

- t=1 Nach Herstellen der Kappe
 Es wirkt nur Eigengewicht aus Überbau und Kappe
 t=2 Nach Herstellen des Fahrbahnbelages
 - Es wirkt zusätzlich das Eigengewicht des Fahrbahnbelages
- t=3 Zum Zeitpunkt der Nutzung Es wirkt die Flächelast UDL und das Tandemachsensystem TS sowie das Eigengewicht; nicht-häufige Bemessungssituation

Für die Verschiebung des Überbaus gegenüber der Kappe ist jedoch nicht die absolute Dehnung von Interesse, sondern die Änderung der Dehnung $\Delta \varepsilon_t$ nach dem Herstellen der Kappe. Diese Dehnungen werden durch zusätzliche Eigenlasten, z.B. durch den Fahrbahnaufbau und durch die Verkehrslasten erzeugt. Somit gilt:

$$\Delta \varepsilon_t = \varepsilon_t - \varepsilon_1 \tag{GI. 15}$$

Die Dehnungsdifferenzen werden im folgenden an einem Einfeld- und Zweifeldträger analysiert.

Einfeldträger

Die Abbildungen 18 zeigt die in Anlage 4.4 ermittelten Verschiebungen eines Einfeldträgers in Abhängigkeit der Stützweite L. Da die Momente und Dehnungen stark von den Verhältnissen der Einwirkungen abhängig sind, sind die dargestellten Dehnungsänderungen nur für die im Anhang gezeigte Überbaugeometrie gültig. Insbesondere das Eigengewicht des Überbaues, und somit dessen Abmessungen, kann die Verschiebungen der Kappe gegenüber dem Überbau stark beeinflussen.



Abbildung 18) Dehnungsänderung in Feldmitte eines Einfeldträgers

Man erkennt, dass bei kurzen Stützweiten der Einfluss der Punktlast des Tandemsystems ausgeprägter ist als bei großen Stützweiten.

Die maximalen Verschiebungen zwischen Überbau und Kappe in Feldmitte infolge Verformung des Gesamttragwerkes durch Ausbaulasten und Verkehrslasten liegen bei einem Einfeldträger bei $\varepsilon_{max,Verformung} = -0,2\%$ bis -0,35‰. Die Verschiebungen durch die Ausbaulasten betragen $\varepsilon_{Ausbau} = -0,04\%$ bis -0,06‰.

Zweifeldträger

Die im Anhang 4.5 ermittelten Verschiebungen an einem Zweifeldträger über der Stütze sind in der Abbildung 19 dargestellt.



Abbildung 19) Dehnungsänderung über der Stütze eines Zweifeldträgers

Auch beim Zweifeldträger sind die Verschiebungen stark von der Geometrie des Überbaus abhängig. Die Verschiebungen über der Stütze durch die Ausbau- und Verkehrslasten betragen $\varepsilon_{max,Verformung} = 0,4\%$ bis 0,7% und die Verschiebungen ausschließlich durch Ausbaulasten betragen $\varepsilon_{Ausbau} = 0,1\%$ bis 0,2%.

4.3.3. Zusammenfassung

Die Untersuchungen zur Verformung ergaben je nach Ansatz unterschiedliche Verschiebungen der Kappe gegenüber dem Überbau, welche in Tabelle 8 zusammengefasst sind:

Methode	Einwirkungen	Dehnungen	Stauchungen
		(Stütze, Zweifeldträger)	(Feldmitte)
Durchbiegungsbegrenzung	Ausbaulast	(-0,3‰ bis -0,9‰)	0,02‰ bis 0,08‰
	Ausbau & Verkehrslast	(-1,5‰ bis -2,5‰)	0,2‰ bis 0,3‰
Spannungsbegrenzung	Ausbaulast	-0,1‰ bis -0,2‰	0,04‰ bis 0,06‰
	Ausbau & Verkehrslast	-0,4‰ bis -0,7‰	0,2‰ bis 0,35‰

Tabelle 8) Zusammenfassung der Dehnungen aus Verformung des Gesamttragwerkes

Man erkennt, dass die Verschiebungen für beide Verfahren besonders in Feldmitte eines Einfeldträgers annähernd die gleichen Ergebnisse erzielen. Die Ergebnisse der Verschiebungsberechnung über der Stütze eines Zweifeldträgers zeigen dagegen Abweichungen um den Faktor 3 bis 4. Dies ist damit zu begründen, dass bei der Betrachtung der Verschiebungen über die Verformungsbegrenzung von einer konstanten Steifigkeit El über die gesamte Überbaulänge ausgegangen wird. In der Praxis wird jedoch die Steifigkeit über den Stützen dem Momentenverlauf angepasst, sodass die Spannungen im Überbau nicht zu groß werden. Durch eine größere Steifigkeit über den Stützen verringen sich aber die Verschiebungen. Aus diesem Grund sind für die weiteren Analysen für die Verschiebungen über den Stützen die Werte aus dem Verfahren mit Spannungsbegrenzung zu verwenden.

Die bislang untersuchten Verschiebungen aus Verformung des Gesamttragwerkes sind die maximalen Verschiebungen an einigen bestimmten Stellen des Überbaues. Für einige Untersuchungen ist es jedoch interessanter die absolute Verschiebung der Kappe gegenüber den Überbau, also die Aufsummierung der Verschiebungen zu kennen. Für die absolute Verschiebung ΔI kann aus Gleichung 6 und 8 bei konstanter Steifigkeit *EI* folgende Beziehung abgeleitet werden:

$$\Delta l(x)_{O} = \int \mathcal{E}(x) dx = -b_{O} \cdot \int \frac{M(x)}{EI} = b_{O} \cdot \varphi(x) \qquad \text{bzw. } \Delta l(x)_{U} = -b_{U} \cdot \varphi(x) \qquad \text{(Gl. 16)}$$

Die absolute Verschiebung aus Verformung am Gesamttragwerk folgt somit den Verdrehungen des Überbaues.

4.4. Zwangsspannungen durch verhinderte Dehnung

Werden die bislang untersuchten Dehnungen durch Einbauteile, Telleranker oder sonstige Verankerungen behindert, so können sich Spannungen im Kappenbeton aufbauen und Kräfte in die Verankerungen eingeleitet werden. Aus den verhinderten Dehnungen der Kappe entwickeln sich Druckkräfte und aus den verhinderten Verkürzungen entstehen Zugkräfte. Wird angenommen, dass eine Verschiebung vollkommen verhindert wird, so können die Dehnungen über die oben angegebenen Spannungs- / Dehnungsdiagramme berechnet werden. Diese sind in Tabelle 9 dargestellt:

Ursache		ε	Beton-	Stahl-
			spannungen	spannungen
Dehnung infolge	[€] cs,inf	-0,42 ‰	$> f_{ctm}$	84 N/mm ²
Schwinden	Ecs,sup	-0,11 ‰	$> f_{ctm}$	22 N/mm ²
Dehnung infolge Abfließen	ε Hyd,inf	-0,22 ‰	$> f_{ctm}$	44 N/mm ²
der Hydratationswärme	E Hyd,sup	-0,08 ‰	2,4 N/mm ²	16 N/mm ²
Dehnung durch	\mathcal{E} Temp, inf	-0,06 ‰	1,8 N/mm ²	12 N/mm ²
Temperatur (Klima)	E Temp,sup	+0,11 ‰	-7,2 N/mm²	- 22 N/mm ²
Verformung des	\mathcal{E} Verform, inf	-0,7 ‰	$> f_{ctm}$	140 N/mm ²
Gesamttragwerkes	E Verform, sup	+0,3 ‰	-9,2 N/mm ²	- 60 N/mm ²

Werden die Verkürzungen der Kappe komplett verhindert, so kommt es theoretisch nahezu immer zu Zugspannungen, welche größer sind als die Zugfestigkeit f_{ctm} = 2,6N/mm² des Kappenbetons und es werden sich Risse bilden.

Aber auch wenn die Nennzugfestigkeit des Betons noch nicht erreicht wird, kann es zu Rissen im Kappenbeton kommen, da der Beton in einem frühen Stadium seine Zugfestigkeit noch nicht erreicht hat. Für die effektive Zugfestigkeit nach 3 bis 5 Tagen kann nach DIN Fachbericht II-4.4.2.2 [15] nur etwa 50% der mittleren Zugfestigkeit nach 28 Tagen angesetzt werden. Diese beträgt somit nur 1,3 N/mm² und ist deutlich geringer als die vorhandenen Spannungen, so dass auch bei geringer Hydratationswärme Risse im Kappenbeton zu erwarten sind.

Die maximalen Zugspannungen im Stahl sind bei einer Dehnung von ε_{min} = -1,4 ‰ mit 280 N/mm² möglich. Die maximalen Druckspannungen im Stahl sind dagegen mit 54 N/mm² mit einer Dehnung von ca. ε_{max} = +0,27 ‰ anzunehmen. Die maximale Betondruckspannung beträgt dabei 9 N/mm².

Durch diese Spannungen kann es in unverschieblichen Tellerankern zu Horizontalkräften in Längs- und Querrichtung kommen. Theoretischerweise können durch diese Spannungen schnell die vom Telleranker aufnehmbaren Kräfte überschritten werden. Entscheidend ist dabei die Betonquerschnittsfläche, die auf den Telleranker einwirkt und deren Bewehrungsgrad. Mit dem unten aufgeführten Messkonzept sollten diese Kräfte ermittelt werden.

4.5. Horizontale Kräfte längs zur Brückenachse

Die Horizontalkräfte die von der Anschlussbewehrung oder den unverschieblichen Telleranker in den Überbau übertragen werden sind im Wesentlichen die oben untersuchten Kräfte die durch die Behinderung der Verformung entstehen. Die Spannungen aus Schwinden und Temperatur, die über die Brückenlänge als konstant angenommen werden verursachen jedoch im Telleranker linksseitig und rechtsseitig annähernd die gleichen Kräfte, so dass sich diese aufheben. Theoretisch wirkt nur auf die Telleranker am Überbauende eine einseitige Kraft. In der Praxis wird sich diese Kraft wahrscheinlich auf mehrere Telleranker aufteilen. Die Spannungen, die durch die Formänderung des Gesamttragwerkes in den Telleranker wirken, entstehen durch die Änderung der Verschiebung, sodass die Kraft links vom Telleranker ungleich der Kraft rechts vom Telleranker ist.

Außerdem wirken noch die Horizontalkräfte aus den Verkehrslasten. Bei einem Tellerankerabstand von 1,50m und einer Kappenbreite von 2m würde in einen Telleranker jedoch eine Kraft von nur maximal 1,5 kN eingeleitet werden.

4.6. Horizontale Kräfte quer zur Brückenachse

Werden unverschiebliche oder längsverschiebliche Telleranker eingebaut, so müssen diese neben den Kräften aus Verformungsbehinderungen auch die horizontalen Kräfte aus den Einwirkungen wie Wind und Anprall aufnehmen. Gegebenfalls können diese Kräfte auch durch die Anschlussbewehrung der Kragarmstirnseite aufgenommen werden. Die Abbildung 20 zeigt die horizontalen Kräfte quer zur Brückenachse.



Abbildung 20) Horizontale Kräfte quer zur Brückenachse

Die Horizontalen Kräfte wurden im Anhang 5.2 für die abgebildete Kappe berechnet.

Die zu erwartenden horizontalen Kräfte durch Windeinwirkung auf eine 3 Meter hohe Lärmschutzwand betragen bei einem Tellerankerabstand von 1,5 Metern ca. 7,2 kN. Bei der Betrachtung der Anprallast ist es entscheidend, auf wie viele Telleranker diese horizontale Anprallast verteilt wird. Wird dabei nach den Vorgaben aus DIN Fachbericht 101 [5] vorgegangen, so ist ein maximaler Abstand der Telleranker von 1,30 Metern nötig, damit mindestens ein Telleranker an der Lastabtragung beteiligt ist (bei Anordnung der Telleranker 40 cm hinter der Schrammbordkante). Dieser Anker müsste dann alleine die Anpralllast von 100 kN aufnehmen, wobei die tatsächlich aufnehmbare Zugkraft eines Tellerankers bei 45 kN bis 55 kN liegt [3]. Dies bedeutet, dass der Abstand der Telleranker noch weiter auf 60 cm verringert werden müsste, um die Anpralllasten aufnehmen zu können. Dies ist jedoch sehr unwirtschaftlich. In der Realität wird die Anprallast durch die Schutzplanken auf eine größere Fläche verteilt und es kommt zu einer Abminderung der tatsächlich auftretenden Querkräfte. In [6] wird die Querkraft, welche ein Leitplankenpfosten beim Anprall eines 13 to schweren Busses in die Kappe einleitet mit 40 kN angegeben. Bei einem Tellerankerabstand von 1,50 m werden somit cirka 46 kN über den Telleranker in den Überbau geleitet.

Da die Kappe das Kragarmende umschließt, wird bei Verwendung von einseitig verschieblichen und unverschieblichen Tellerankern auch eine Verformung der Kappe verhindert und es kommt zu Zwangsspannungen in der Kappe und zu Zwangskräften in den Tellerankern. Entscheidend ist hier wieder die Größe der mitwirkenden Flächen und wie sehr die Fuge zwischen Kragarm und Kappe eine Verschiebung zulässt.

4.7. Zugkräfte im Telleranker

Die vertikalen Zugkräfte, welche durch die Telleranker aufgenommen werden, werden durch Kippmomente verursacht. Der Drehpunkt befindet sich dabei an der Kragarmstirnseite.

Die Abbildung 21 zeigt die für die Zugkräfte maßgeblichen Lasteinwirkungen an einer Kappe mit einer 3 Meter hohen Lärmschutzwand.

Masterarbeit: André Rahn



Abbildung 21) Maßgebliche Kräfte für Zugkräfte in Tellerankern

Die Zugkräfte werden im Wesentlichen durch die Windeinwirkungen und die Anpralllasten verursacht und wurden im Anhang 5.1 berechnet. Die Abbildung 22 zeigt die durch die Windeinwirkungen und die Anprallasten verursachten Zugkräfte in den Tellerankern bei einem Ankerabstand von einem Meter in Abhängigkeit der Lärmschutzwandhöhe.



Abbildung 22) Zugkräfte im Telleranker durch Windeinwirkung und Anpralllasten

Bei einer Lärmschutzwand mit 3 Meter Höhe erhält man somit eine Zugkraft im Telleranker durch Windeinwirkung von 4,2 kN. Kommt es in diesem Falle noch zu einem Anprall eines 13 Tonnen schweren Busses auf die Leiteinrichtung, so erhöht sich die Zugkraft auf 18,5 kN (bei einem Ankerabstand von einem Meter)

5. Messtechnik

Zur Überwachung von Bauwerken werden verschiedene Hardwarekomponenten benötigt.

Als erste sind Sensoren zur Ermittlung der verschiedensten Messgrößen erforderlich. Dazu gehören im Wesentlichen die Luft- und Bauteiltemperatur und die Bauteilfeuchte sowie Bauteildehnungen, -spannungen und -schwingungen. Weiterhin benötigt man einen A/D Konverter, welcher die analogen Messdaten für die weitere Datenverarbeitung in digitale Werte umwandelt. Diese können dann in einer Recheneinheit verarbeitet und gespeichert werden.

Die gespeicherten Daten können dann über entsprechende Schnittstellen zur weiteren Analyse an den zuständigen Sachbearbeiter / Ingenieur weitergeleitet werden. Für alle Komponenten ist eine adäquate Spannungsquelle zur Stromversorgung nötig.

5.1. Sensoren

Zur Messtechnischen Überwachung von Bauwerken stehen je nach Messgröße verschiedene Sensoren mit dazugehörigen Messverfahren zur Verfügung. Hier lassen sich meist Sensoren, welche für Industrieprozesse entwickelt worden, verwenden. Da sich für nahezu jede Messgröße und jeden Einsatzbereich geeignete Sensoren auf dem Markt befinden, werden im Folgenden maßgeblich jene Sensoren betrachtet, welche für das Monitoring an Brückenkappen mit Tellerankern geeignet erscheinen. Dazu gehören Sensor zur Messung von Temperaturen sowie Bauteilspannungen und -dehnungen. Folgende Tabelle 10 zeigt eine mögliche Auswahl der Sensoren, welche zum Einsatz kommen können:

Tabelle 10) Sensorauswahl

Sensor	Messgröße
Dehnungsmessstreifen	Dehnung (Kraft, Druck, Momente)
Induktive Wegsensoren	Längenänderungen
Faseroptische Sensoren	Längenänderungen, Temperatur
Piezoelektrische Sensoren	Längenänderungen, Kraft
Widerstandsensoren	Temperatur
MEMS	Temperatur
Elektroden, MRE	Bauteilfeuchte, Temperatur

Zu beachten ist, dass die Messverfahren und Sensoren auf den Einsatzzweck und – ort abgestimmt sind.

Die Umgebungsbedingungen dürfen die Sensoren nicht beschädigen oder zerstören bzw. deren Messergebnisse nicht unkalkulierbar beeinflussen. So müssen die eingesetzten Sensoren unempfindlich gegenüber Umwelteinflüssen am und im Bauwerk sein. Das heißt, die klimatischen Einflussfaktoren wie Temperatur, Sonneneinstrahlung und Feuchtigkeit dürfen die Gebrauchsfähigkeit nicht beeinträchtigen. Gegebenenfalls müssen die Sensoren auch verträglich gegenüber dem basischen Milieu im Beton ausgebildet werden. Sind die Sensoren oberhalb der Brückenabdichtung (beispielsweise in den Kappen) eingebaut, so müssen sie weiterhin resistent gegenüber Tausalzlösungen ausgebildet werden.

Da die Sensoren meist im Bauteil bzw. im Beton untergebracht werden müssen und später nicht mehr zugänglich sind, ist auch die Zuverlässigkeit ein wichtiger Aspekt. Die Sensoren sollten den Einbau in das Bauteil gut überstehen und nur eine geringe Ausfallrate besitzen. Hier ist ein einfacher Einbau der Sensoren auf der Baustelle oder eine weitestgehende Vorfertigung im Werk bzw. Labor ratsam.

Ein weiteres Kriterium für den Einsatz ist der Stromverbrauch der Sensoren. Muss eine lokale Spannungsversorgung installiert werden, weil ein Anschluss an das Elektrizitätsnetz nicht möglich ist, so sollten jene Sensoren gewählt werden, welche nur einen geringen Stromverbrauch besitzen.

5.1.1. Dehnungsmessstreifen

Mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) können Längenänderungen von Bauteilen ermittelt werden.

Auf einem Trägerelement wird ein elektrisch leitendes Widerstandsmaterial (ein Halbleiter oder eine metallische Folie oder Draht) aufgebracht. Dieser Träger muss kraftschlüssig mit dem zu messenden Bauteil verbunden werden. Dazu wird meist ein Epoxydharzkleber verwendet. Die Abbildung zeigt den Aufbau eines DMS:



Abbildung 23) Aufbau und Anwendung eines Dehnungsmessstreifens [16]

Durch Längenänderung des Bauteils ändert sich auch die Länge des Widerstandsmaterials im DMS und somit dessen elektrischer Widerstand, denn es gilt:

$$R = \varsigma \cdot \frac{l}{A} \tag{GI. 17}$$

mit: ς = Spezifischer Widerstand des Leiters

/ = Länge des Leiters

A = Querschnittsfläche des Leiters

Ein Messtechnisches Problem beim Dehnungsmessstreifen besteht darin, dass sowohl der spezifische Widerstand als auch die Länge des Leiters durch die Umgebungstemperatur beeinflusst werden. Aus diesem Grunde ist es sinnvoll einen zweiten passiven DMS einzusetzen, welcher die gleichen Temperatureinflüsse aber keine zu messende Dehnung erfährt. Dadurch kann der Einfluss der Temperatur auf die Messtechnik kompensiert werden.

Ein weiteres Problem besteht bei den DMS in ihrer Empfindlichkeit gegenüber chemischen und klimatischen Umweltfaktoren. Insbesondere die Verklebung der Messstreifen mit dem Bauteil stellt Schwachstelle eine dar. die bei Langzeitbeobachtungen zu Messfehlern führen kann. Eine dauerhafte Applikation von DMS in einer Bauwerksumgebung wird derzeit nur in Form metallisch gedichteter oder kunststoffversiegelter DMS durchgeführt, die zunächst auf eine Edelstahlplatte geklebt und anschließend mit ihr auf das Bauwerk geschweißt werden. [22]

5.1.2. Induktive Wegsensoren

Bei induktiven Sensoren wird die Änderung der Induktivität einer Spulenanordnung bei Änderung eines magnetischen Feldes genutzt, denn für eine lange Zylinderspule gilt:

$$L = \frac{N^2 \cdot \mu \cdot A}{l}$$
(GI. 18)
mit: L = Induktivität einer Spule
 N = Anzahl der Windungen
 A = Querschnitt, der von den Feldlinien durchsetzt wird
 L = Länge der magnetischen Feldlinien

 μ = Permeabilität

Durch Änderung der Weglänge der magnetischen Feldlinien kann die Induktivität der Spule geändert werden. Dies ermöglicht die Messung von Längenänderungen. Die Abbildung zeigt den schematischen Aufbau eines Längsankergebers im Differentialsystem. Durch die Verwendung von zwei Spulen wird der Messbereich mit linearem Zusammenhang zwischen Längenänderung und Induktivität deutlich erhöht.



Abbildung 24) induktiver Sensor als Längsankergeber [16]

5.1.3. Faseroptische Sensoren

Durch Temperatur oder Dehnungen können die physikalischen Eigenschaften einer Glasfaser in Lichtwellenleitern geändert werden. Meist wird die Änderung der Wellenlänge in einem Lichtleiter genutzt um Dehnungen zu messen. In [17] wird eine Methode vorgestellt, bei der in den Lichtleiter mehrere Bragg-Gitter (FBG) integriert werden, wodurch ortsaufgelöste Temperatur- und Dehnungsmessungen möglich sind. Die folgende Abbildung 25 zeigt den Aufbau seines faseroptischen Sensors mit Bragg-Gitter.



Abbildung 25) Faseroptischer Bragg-Gitter Sensor [17]

5.1.4. Piezoelektrische Sensoren

Durch den piezoelektrischen Effekt wird bei Krafteinwirkung in bestimmten kristallinen Materialien eine Potentialdifferenz erzeugt. Dieser Effekt wird durch die Verschiebung von Ionen in dem Kristallgitter erzeugt, d.h. durch die Gitterverschiebung wird die sonst gleichmäßige Ladungsverteilung gestört. Die Abbildung 26 zeigt die Wirkungsweise eines piezoelektrischen Sensors.



Abbildung 26 a) Piezoelektrischer Effekt, b) Prinzip eines piezoelektrischen Sensors [16]

Die Größe der Ladungsverschiebung wird durch die Verschiebeflussdichte charakterisiert:

$$D = \frac{Q}{A} = \frac{F \cdot k_p}{A} \tag{GI. 19}$$

Masterarbeit: André Rahn

- mit: *D* = Verschiebeflussdichte
 - Q = Ladung
 - A = Fläche
 - k_p = piezoelektrische Konstante (Piezomodul)
 - *F* = einwirkende Kraft

Da die piezoelektrischen Sensoren selbst Ladung aufbauen, sind sie bei veränderlichen Kräften (z.B. Schwingungen) oder wenn der Strombedarf der Sensor minimalisiert werden soll besonders geeignet. Allerdings müssen die Signale der Sensoren verstärkt werden, so dass sich dadurch der Stromverbrauch wieder erhöht. Bedingt durch den hohen E-Modul der Kristalle, lassen sich mit den piezoelektronischen Sensoren Kräfte bei annähernd wegloser Kraftaufnahme bis zu einigen Meganewton messen.

5.1.5. Temperaturmessung mit Widerstandssensoren

In der Messtechnik bestehen verschiedene Möglichkeiten zur elektrischen Temperaturmessung. Für die Überwachung der Temperatur an Bauwerken bieten sich Widerstandssensoren auf Metall- oder Halbleiterbasis an.

Bei Metallwiderstandssensoren wird die annähernd konstante Beziehung zwischen der Temperatur und dem elektrischen Widerstand eines metallischen Leiters ausgenutzt. Für Praxisanwendungen ist es meist ausreichend nur den linearen Temperaturkoeffizienten zu betrachten und den quadratischen Anteil zu vernachlässigen:

$$R(\vartheta) = R_0 \cdot [1 + \alpha(\vartheta - \vartheta_0)]$$
(GI. 20)

Es gilt: ϑ , ϑ_0 = Messtemperatur, Bezugstemperatur $R(\vartheta), R_0$ = elektrischer Widerstand bei Mess- bzw. Bezugstemperatur α = linearer Anteil des Temperaturkoeffizienten

Die Auswertung der Temperaturmessung erfolgt mittels Messschaltungen für ohmsche Widerstände. Dabei ist zu beachten, dass die Anschlussleitungen z.B. aus Kupfer ebenfalls temperaturempfindlich sind. Bei langen Anschlussleitungen, kann der Leitungswiderstand so groß werden, das sein Einfluss des nicht vernachlässigt werden darf. Durch die Vierdrahtschaltung kann der Temperatureinfluss der Zuleitungen eliminiert werden.

5.1.6. MEMS

Bei mikroelektromechanischen Systemen (MEMS) sind sowohl mechanische als auch elektrische Komponenten auf Mikrochips integriert. Viele dieser Chips verfügen über integrierte Temperaturkompensation, Kalibrierungsmöglichkeiten und Signalkonditionierung. Die Messverfahren beruhen dabei im Wesentlichen auf den oben erläuterten Verfahren. Für die Messung von Temperatur, Feuchtigkeit, Druck, Magnetfeldern und weiteren Messgrößen sind bereits MEMS erhältlich. Der Vorteil ist die Massenproduktion dieser Bauteile und die damit verbundene Stückpreissenkung. Ebenso kann mit diesen Sensoren der Stromverbrauch erheblich gesenkt werden, wodurch der Einsatz beim drahtlosen Bauwerksmonitoring sinnvoll erscheint [21]

5.1.7. Multi-Ring-Elektroden

Mittels Multi-Ring-Elektroden (MRE) ist es möglich die Feuchtigkeit in einem Betonbauteil zu ermitteln. Dazu wird der elektrische Widerstand zwischen zwei Ringen der MRE gemessen. Dieser Widerstand ist neben dem Abstand der Elektroden wesentlich von der Ionenkonzentration und Ionenbeweglichkeit abhängig. Diese Parameter werden wiederum hauptsächlich durch die Temperatur und die Betonfeuchtigkeit beeinflusst. Der Einfluss der Temperatur kann dabei rechnerisch kompensiert werden [18]. Somit erhält man qualitative Aussagen zur Betonfeuchtigkeit. Der elektrische Widerstand im Beton wird durch weitere Einflussfaktoren die Zementart. den Wasser-Zement-Wert und den wie Luftporengehalt bestimmt. Dadurch ist es nur mit einer aufwendigen Kalibrierung möglich, qualitative Aussagen zur Betonfeuchtigkeit zu erhalten. Die folgende Abbildung 27 zeigt eine Multiringelektrode.



Abbildung 27) Multi - Ring – Elektrode [19]

5.2. A/D Konverter, Rechen- und Speichereinheit

Im Analog/Digital Wandler werden die analogen Spannungsimpulse der Sensoren in digitale Datencodes umgewandelt und an die Recheneinheit weitergeleitet. Der A/D Wandler wird durch die mögliche Samplingrate sowie die Amplitudenauflösung charakterisiert.

In der anschließenden Recheneinheit (z.B. ein Industriecomputer) kann bei Bedarf bereits eine Datenanalyse sowie eine Datenreduktion vorgenommen werden. Dies kann durch einfache mathematische Funktionen wie die Bildung von Maximal-, Minamal- und Durchschnittswerten erfolgen. Aber auch weitergehende Analysen wie Bestimmung der Eigenfrequenzen und Dämpfungswerte sind möglich. Die so ausgewerteten Daten werden danach in der Speichereinheit abgespeichert.

5.3. Datenübertragung

Die in der Recheneinheit gespeicherten Daten müssen zur weiteren Veranlassung an den zuständigen Bearbeiter weitergeleitet werden. Im einfachsten Fall kann die Speichereinheit mittels Datenkabel (USB, RS-232) vor Ort ausgelesen werden. Die Übertragung kann aber auch über eine Telefonleitung beziehungsweise Mobilfunk (SMS bzw. GPRS) [20] erfolgen. So können die Messwerte bei Grenzwertüberschreitung sofort an den Verantwortlichen weitergeleitet werden. Dadurch besteht die Möglichkeit, zeitnah auf die Messwerte zu reagieren und z.B. die Nutzung des Bauwerkes einzuschränken oder kurzfristige andere (Sicherungs-) Maßnahmen durchzuführen.

Bei vorgenannten Verfahren werden die Messdaten zwischen Sensor und Recheneinheit Kabel übertragen. In [21] wird ein drahtloses per Sensorennetzwerksystem zur Bauwerksüberwachung vorgestellt. Dabei werden Sensorenknoten (Motes) eingerichtet, welche im Allgemeinen aus einem Mikroprozessor, einem Funkmodul, Signalkonditionierungsmodulen, A/D Wandler, einer Spannungsquelle sowie den Sensoren bestehen. Mit diesen Motes werden die Messwerte an verschiedenen Stellen des Bauwerkes erfasst und dann per Funk an einen Zentralrechner übermittelt. Ein großer Vorteil dieses Verfahrens ist die einfachere Installation eines Monitoringsystems am Bauwerk. Gegenüber der Bauwerksüberwachung kabelgebundenen entfällt eine zeitaufwendige und kostenintensive Verkabelung. Andererseits benötigt jeder einzelne Mote eine

separate Stromversorgung und es besteht die Möglichkeit von Datenverlust während der Funkübertragung.

5.4. Stromversorgung

Die Versorgung der Komponenten des Monitoringsystems stellt gerade bei Ingenieurbauten außerhalb besiedelter Gebiete einen gewissen Aufwand dar. Ist ein Anschluss an das Stromversorgungsnetz eines Energieanbieters nicht oder nur mit erheblichen Kosten und Umständen verbunden, so muss eine geeignete Ersatzenergiequelle bereitgestellt werden.

Dazu bieten sich Industriebatterien, wiederaufladbare Batterien oder Kondensatoren an, welche mit Solarzellen und Ladeelektroniken aufgeladen werden. Da bei diesen Systemen die Energie begrenzt ist, sind hier alle Komponenten auf einen geringen Stromverbrauch auszulegen. Insbesondere bei einer Datenübertragung per Funk wird der meiste Strom für die Datenübertragung benötigt.

6. Messkonzept

Im folgenden soll ein Messkonzept für die Brückenkappen mit Tellerankern vorgestellt werden. Mit ihm soll es möglich sein, die Kennwerte der Belastungen in der Kappe, den Tellerankern und der Anschlussbewehrung zu charakterisieren. Um die Kennwerte den verursachenden Einwirkungen zuweisen zu können, werden auch die Messungen der Einflussgrößen vorgestellt.

6.1. Messung der Kennwerte der Belastungen

6.1.1. Verschiebungen

Da verschiebliche Telleranker aufwendiger herzustellen sind als unverschiebliche soll an dieser Stelle die tatsächliche Verschiebung der Kappe auf dem Überbau untersucht werden. Die Verschiebung findet dabei auf der Abdichtung des Überbaues statt. Die Messeinrichtung muss deshalb so konstruiert sein, dass eine Beschädigung der Abdichtung ausgeschlossen wird. Die Abbildung 28 zeigt eine Möglichkeit, wie die Verschiebungen der Kappe gemessen werden können.





Bei der hier dargestellten Messanordnung wird die Verschiebung mittels induktiven Wegaufnehmers gemessen, der an einem zusätzlichen Telleranker angebracht wird. Dazu wird ein Festflansch in den Überbau einbetoniert. Nach dem Herstellen der Abdichtung wird eine Losflansch aufgeschraubt, wodurch wird die Dichtheit der Abdichtung gewährleistet wird. An den Losflansch ist ein biegesteifer Kopfbolzen aufgeschweißt, an dem der induktive Wegaufnehmer befestigt wird. Als Schutz der Messeinheit ist ein Kunststoffrohr einzubetonieren. Dabei ist darauf zu achten, dass dieses Rohr gegen Auftrieb gesichert wird und dass dieses Rohr eine Verschiebung der Kappe nicht behindert, z.B. indem es an den Kopfbolzen anstößt. Bei Brückenkappen auf denen nur ein Notweg geführt wird, kann dieses Kunststoffrohr ggf. bis zur Oberkante der Kappe geführt werden. Dadurch hat man Zugang zu den Wegaufnehmern und es ist eine Revision oder ein Austausch des Wegaufnehmers möglich.

Die Anschlussleitungen können über Hüllrohre in der Brückenkappe zu einer Auswertungseinheit außerhalb der Brücke geführt werden.

Ein Nachteil bei der Verwendung von induktiven Wegaufnehmern ist die relativ große Sensorabmessung, welche durch die beengten Platzverhältnisse zu Problemen führen können. Außerdem bedarf es für die Installation der Wegaufnehmer eines hohen Arbeitsaufwands auf der Baustelle. Deshalb ist es vorteilhafter die Verschiebungen mit DMS zu messen. Die Abbildung 29 zeigt eine Messanordnung bei Verwendung von DMS.



Abbildung 29) Verschiebungsmessung mit DMS

Bei der Messung mit DMS wird statt eines starren Kopfbolzens ein eher biegeweiches Vierkantrohr auf den Loseflansch aufgeschweißt. Dieses ist so weich auszuführen, dass es durch die Verschiebungen der Kappe zu einer Verformung des Vierkantrohres kommt. Außerdem sollen nur geringe Horizontalkräfte über das Vierkantrohr in den Telleranker eingeleitet werden, da diese die Messergebnisse sonst verfälschen würden. Die Krafteinleitung kann über eine Schraubverbindung und eine Anschlussbewehrung erfolgen. Die Anschlussbewehrung sollte dabei aus Edelstahl ausgeführt werden, da die erforderliche Betondeckung nicht gewährleistet werden kann.

An den Vierkant werden die Messstreifen aufgeklebt, mit denen die Dehnung des Vierkants gemessen wird. Dadurch kann die Verformung des Vierkants ermittelt werden und es ist möglich Rückschlüsse auf die Verschiebung der Kappe zu ziehen. Dabei sind an mindestens drei Seiten DMS aufzukleben, da nur so die Verschiebungen von eventuell im Vierkant auftretenden Zugkräften separieren werden können.

Mit den Messeinrichtungen ist sowohl eine Aufnahme der Verschiebung in Brückenlängsrichtung als auch in Querrichtung möglich. Dazu muss der Telleranker jedoch genau an der Brückenlängsachse ausgerichtet werden. Gegebenenfalls ist dazu eine Lehre auf dem Telleranker vorzusehen.

Die Verschiebungen der Kappe und die daraus resultierenden Kräfte sollen nur über die dafür vorgesehene Anschlussbewehrung in den Telleranker bzw. den Vierkant eingeleitet werden. Dazu sind Bauteile, die die Verschiebung behindern könnten, wie das Vierkantrohr oder die Schraube mit Bauschaum oder Silikon zu ummanteln, um die Verschiebung der Kappe zu ermöglichen.

Ein Vorteil bei der Verwendung von DMS ist die Möglichkeit, nahezu die gesamte Messeinheit in der Werkstatt vorzufertigen. Auf der Baustelle ist nur noch der Losflansch auf den zuvor einbetonierten Festflansch aufzuschrauben. Durch die aufgeschweißten Schrauben auf den Vierkantbolzen kann die Anschlussbewehrung aus Gewindestäben einfach angeschlossen werden.

Sollen die Verschiebungen aus der Formänderung des Gesamttragwerkes gemessen werden, so ist die Platzierung der Messeinrichtung in Brückenlängsrichtung entscheidend. Hier sind Verschiebungen die über den Stützen eines Durchlaufträgers und die Verschiebungen im Feld zu untersuchen. Die Längenänderung der Kappe folgt dabei wie oben gezeigt den Verdrehungen des Überbaus. Die Anordnung der Messeinrichtung ist somit an den Momenten -Nullpunkten am sinnvollsten, da hier die größten Längenänderungen der Kappe infolge Verformung des Gesamttragwerkes gemessen werden können. Das bedeutet, dass die Verschiebungen an den Überbauenden und bei zirka 1/5 der Stützweiten neben den Mittelstützen eines Durchlaufträgers gemessen werden sollten.

Die Längenänderungen der Kappe durch Formänderung des Gesamttragwerkes werden dabei aber durch die Längenänderungen aus Schwinden und Temperaturänderungen überlagert.

Diese Verschiebungen der Kappe sind jedoch über die Brückenlänge konstant, wenn von einer gleichmäßigen Einwirkung der Umwelteinflüsse auf das Bauwerk ausgegangen werden kann. Die größten Längenänderungen der Kappe erhält man somit an den Überbauenden. Allerdings sind an diesen Stellen die Messwerte aus den Verschiebungen durch Formänderung des Gesamttragwerkes am größten, da hier Momenten – Nullpunkte existieren (ausgenommen Rahmenbauwerke). Deshalb ist es günstiger die Längenänderung der Kappe dort zu messen, wo die Formänderung des Gesamttragwerkes nur geringe Auswirkungen hat. Das sind wie oben gezeigt die Stellen, an denen die Verdrehungen $\varphi(x)$ null bzw. die Durchbiegungen w(x) maximal werden. Bei einem Zweifeldträger mit gleichen Stützweiten ist dies bei etwa 0,422 der Stützweite. Bei einem Einfeldträger, ist diese Art der Zerlegung in die einzelnen Verschiebungsanteile nicht möglich, da bei der maximalen Durchbiegung in Feldmitte wegen der Symmetrie eine dort keine Verschiebung eintritt. Die folgende Abbildung 30 zeigt die zu untersuchenden Stellen an einem Zweifeldträger.





Bei symmetrischen Brückenlängsschnitten ist es möglich, die Verschiebung nur in einer Brückenhälfte zu messen und auf die Verschiebungen der anderen Brückenhälfte über die Symmetriebedingungen zu schließen. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die Verschiebungen der Brückekappe gegenüber den Überbau von vielen Einflussfaktoren abhängig sind. Zumindest sollten ein bis zwei Referenzmessungen auch in der zweiten Brückenhälfte durchgeführt werden, um mögliche Anomalien im Bauwerksverhalten feststellen zu können.

Um die Verschiebungen messen zu können, welche von den Tellerankern vollzogen werden, sollten die Messung in der gleichen Achse erfolgen, in der auch die Telleranker installiert werden, denn möglicherweise wird durch eine Kappenanschlussbewehrung in der Kragarmstirnseite die Verschiebung behindert. Um den Einfluss der Anschlussbewehrung auf die Verschiebung ermitteln zu können, sollten auch in Nähe der Kragarmstirnseite die Verschiebung gemessen werden. Dabei bietet sich an die Messeinrichtung am Überbauende zu installieren, da hier die größten Verschiebungen zu erwarten sind.

6.1.2. Kräfte in den Tellerankern

Die Kräfte, welche in die Telleranker eingeleitet werden, können ähnlich wie bei den Verschiebungsmessungen mittels DMS ermittelt werden. Dazu sind an einen bestehenden Kopfbolzen eines Tellerankers die Dehnungsmessstreifen aufzukleben bzw. Trägerbleche mit Dehnungsmessstreifen aufzuschweißen. Diese Messeinrichtung kann wieder in der Werkstatt vorgefertigt werden. Dadurch kann zum Beispiel die Qualität der Verklebung erhöht werden und es ist mit wenigeren Ausfällen zu rechnen.

Die am Kopfbolzen wirkende Kraft ruft an ihm Verformungen hervor, welche mit den DMS gemessen werden können. Werden an mindestens drei Seiten des Kopfbolzens DMS angebracht, so ist es sowohl möglich die Zugkräfte als auch die Horizontalkräfte in Brückenlängsrichtung und Querrichtung zu bestimmen. Dabei müssen die Kräfte jedoch zielgerichtet und nachvollziehbar in den Kopfbolzen eingeleitet werden. Deshalb sollte eine Anschlussbewehrung an den Kopfbolzen angeschraubt oder angeschweißt und eine andere Krafteinleitung in den Kopfbolzen ausgeschlossen werden. Die folgende Abbildung 31 zeigt eine mögliche

Messanordnung.



Abbildung 31) Messen der Kräfte in den Tellerankern

Die Platzierung der Messeinrichtungen für die Messung der Horizontalkräfte in Brückenlängsachse die durch die Verformung des Tragsystems entstehen, ist so zu wählen, dass die Änderung der Verschiebung am größten ist. Das heißt, dass die Änderung des Biegemomentes maximal werden muss. Dies ist bei den Punkten mit der größten Querkraft der Fall, z.B. über der Stütze oder an den Überbauenden.

Außerdem sollte die Horizontalkraft in den letzten Tellerankern des Überbaues gemessen werden, da hier Zwangsspannungen durch Schwinden und Temperatur nur von einer Seite auf den Telleranker einwirken.

Für die maximalen Horizontalkräfte quer zu Brückenachse sowie für die maximalen Zugkräfte im Telleranker, ist eine Stelle im mittleren Teil der Brücke zu wählen. Da diese Kräfte (abgesehen von Anpralllasten) durch die Windeinwirkung verursacht werden, sollte die Messung in dem Brückenabschnitt erfolgen, der den größten Windkräften ausgesetzt wird. Dieser Abschnitt ist meist an der Stelle zu finden, welche die größte Höhe über dem Grund aufweist. Wenn nötig kann auch eine weitere Messstelle an einem windgeschützten Bereich eingerichtet werden, um die Verschiebungsanteile die durch Wind verursacht wurden von Anderen zu trennen.

6.1.3. Kräfte in der Anschlussbewehrung

Die Kappenanschlussbewehrung in der Kragarmstirnseite ist ebenfalls an der Lastabtragung beteiligt. Um den Anteil der Anschlussbewehrung an der Aufnahme der Horizontallasten und der Kippmomente zu bestimmen, sind die Spannungen in den Bewehrungsstäben zu ermitteln. Dazu ist auf den oberen und unteren Bewehrungsstab ein Dehnungsmessstreifen aufzubringen.

Der DMS sollte dabei nahe dem Übergang von Überbau zu Gesims angebracht werden, so dass nur die von der Kappe auf die Anschlussbewehrung übertragen Kräfte gemessen werden.

In Brückenlängsrichtung sollte die Messstelle dort installiert werden, wo bereits die Zugkräfte und Horizontalkräfte der Telleranker gemessen werden bzw. dort wo die größten Windkräfte zu erwarten sind. Die Abbildung 32 zeigt die Anordnung der DMS.



Abbildung 32) Kappenanschlußbewehrung mit DMS

6.1.4. Spannungsmessung im Kappenbeton

Ein weiterer Kennwert, welcher an den Brückenkappen gemessen werden sollte, sind die Spannungen in den Kappenbeton und der Kappenbewehrung. Die Zug- und Druckspannungen in der Bewehrung der Kappe können mittels aufgeklebten bzw. aufgeschweißten DMS ermittelt werden. Die Spannungen im Beton lassen sich dagegen schwieriger ermitteln. In [23] werden Stressmeter vorgestellt, die die einaxiale Messung von Betonspannungen ermöglichen. Sie bestehen aus einer Kraftmessdose und einem Betonzylinder, welche beide kraftschlüssig miteinander und mit dem umgebenden Bauteil verbunden sind. Der Betonzylinder wird dabei mit demselben Beton hergestellt wie das Bauwerk. Somit kann davon ausgegangen werden, dass der Betonzylinder und das umgebende Bauteil unter gleichen Bedingungen erhärten. Die auftretenden Spannungen können dann mittels der Kraftmessdose erfasst werden. Die Anordnung der Spannungen zu erwarten sind. Diese sind bei einer verhinderten Verschiebung der Kappe, an den Stellen mit der größten Relativverschiebung anzutreffen. Die größten Relativverschiebungen aus

Formänderung des Gesamttragwerkes sind, wie oben gezeigt, bei den größten Momenten anzutreffen.

6.2. Messung der Einwirkungen

6.2.1. Temperaturmessung

Ein Großteil der Verschiebungen wird durch den Einfluss der Temperatur verursacht. Aus diesem Grund sollte die Temperatur mittel Temperatursensoren in der Kappe und im Überbau gemessen werden. Dabei ist die Temperatur in verschiedenen Tiefenstufen aufzunehmen:

- Tiefe 1: Nahe der Kappenoberfläche
- Tiefe 2: In der Kappe nahe der Abdichtung
- Tiefe 3: Kragarmoberseite
- Tiefe 4: Kragarmunterseite
- Tiefe 5: ggf. Überbauunterseite

In den meisten Fällen, kann man davon ausgehen, dass die Einwirkungen der Temperatur gleichmäßig über die Brücke verteilt sind. Obwohl eine Messstelle für die Temperaturmessung ausreichen würde, ist es ratsam bei dieser wichtigen Messgröße mehrere Messstellen einzurichten, um möglichen Sensorstörungen vorzubeugen.

Wenn eine gleichmäßige Temperatureinwirkung nicht gegeben ist, müssen gegebenenfalls auch mehrere Temperaturmessstellen installiert werden. Dies kann zum Beispiel bei einer partiellen Beschattung der Fall sein.

Teilweise ist es auch ratsam die Temperatur im Bereich anderer temperaturempfindlicher Sensoren zu messen. Zum Beispiel müssen die Multiringelektroden mittels Temperaturmessung geeicht werden.

Als Weiteres sollte auch Außentemperatur im Bereich der Brücke gemessen werden.

6.2.2. Verformung des Tragwerkes

Um die Verschiebungen der Kappe bestimmen zu können, welche durch die Formänderung des Gesamttragwerkes entstehen, ist es hilfreich die Verformung des Überbaues zu kennen. Deshalb sollten die Dehnungen des Überbaues überwacht werden. Es empfiehlt sich dabei die Dehnungen an ihren Maximalstellen zu messen. Wie oben gezeigt folgen die Dehnungen den Momentenverläufen und sind somit an den Punkten maximal, an denen die Querkraft im Überbaues null wird. Das heißt die Tragwerksverformungen sind nahe oder in Feldmitte und an den Stützen zu messen. Die Dehnungen der Unterseite des Überbaus können relativ einfach mittels induktiven Wegaufnehmern gemessen werden, da es in der Regel hier keine Platzprobleme geben wird. Sind Lichtraumprofile oder Abflussquerschnitte freizuhalten, so können die Wegaufnehmer an der Außenseite des Überbaues befestigt werden. Die Dehnungen der Oberkante können dagegen nicht einfach gemessen werden, da Ausbauelemente wie Kappen, Fahrbahnbelag und Abdichtung einen Zugang zum Überbau verhindern. Alternativ sind deshalb die induktiven Wegaufnehmer am Kragarmansatz anzubringen. Die folgende Abbildung 33 zeigt schematisch die Anordnung der Wegaufnehmer.



Abbildung 33) Messeinrichtung zum Messen der Verformungen am Gesamttragwerk

6.2.3. Windmessungen

Eine weitere Einwirkung, welche die Kräfte in den Tellerankern beeinflusst sind die Windeinwirkungen. Die Messung dieser Einwirkung kann mit handelsüblichen Windsensoren vorgenommen werden. Dieser Sensor sollte möglichst an der Stelle installiert werden, an der auch die Zugkräfte in den Tellerankern gemessen werden. Bei der Installation des Windmessers ist darauf zu achten, dass die gemessenen Windgeschwindigkeiten und Richtungen nur gering durch das Brückenbauwerk beeinflusst werden.

Möglicherweise kann auf die Installation eines Windmessers verzichtet und auf die Messdaten einer nahegelegenen meteorlogischen Messstation zurückgegriffen werden.

6.2.4. Betonfeuchte

Um den Fortschritt der Hydratation und das damit verbundene Schwinden des Kappenbetons überwachen zu können, kann die Betonfeuchtigkeit gemessen werden. Dazu sind in die Kappe und ggf. auch in den Überbau Elektroden bzw. Multiringelektroden einzubauen. In den meisten Fällen wird man jedoch auf die Messung der Betonfeuchte verzichten können und für den Schwindvorgang die gut untersuchten theoretischen Ansätze verwenden.

6.2.5. Optische Überwachung

In einigen Anwendungsfällen im Brückenmonitoring [20] wurde auch das Bauwerk optisch mit Kameras überwacht, um einzelnen Messergebnissen eine Ursache zuordnen zu können. Bei der Untersuchung von Verschiebungen und Kräften in den Brückenkappen wird dies jedoch weniger sinnvoll zu sein, da das Aufwand- / Nutzen-Verhältnis zu groß erscheint.

Mit der optischen Überwachung könnte beispielsweise ein Anprall eines LKWs auf die Kappe oder deren Leiteinrichtung eruiert werden. Der Anprallvorgang ließe sich jedoch in den meisten Fällen auch ohne optische Aufzeichnungen nachvollziehen.

6.3. Weitere Komponenten

Der elektrische Anschluss der oben genannten Messeinheiten kann in den meisten Fällen durch Leitungen erfolgen, welche in den Brückenkappen in Hüllrohren geführt werden. Bei sehr langen Brücken kann es gegebenenfalls günstiger sein, eine Übertragung der Messdaten per Funk mittels drahtloser Sensoren zu wählen.

Die Abtastrate der Messeinrichtung ist auf die Einwirkung abzustimmen, welche die zu untersuchende Belastung in der Kappe verursacht.

Für die Belastungen die durch das zeitabhängige Betonverhalten wie Schwinden verursacht werden genügt eine Abtastrate von einem Tag.

Sollen dagegen die Belastungen aus den Einwirkungen aus Temperatur und Hydratationswärme ermittelt werden, so ist hier schon eine Abtastrate von einigen Minuten nötig. Gleiches gilt für die Untersuchungen der Belastungen durch Formänderung des Gesamttragwerkes beim aufbringen des Fahrbahnbelages.

Noch mehr sollte die Samplingrate erhöht werden, wenn Verkehrslasten über die Formänderung des Gesamttragwerkes oder durch Anprall Belastungen in der Kappe hervorrufen. Gegebenenfalls ist dafür ein Schwellenwert zu definieren, bei dessen überschreiten eine Aufzeichnung der Messwerte erfolgt.

7. Ausblick

Telleranker werden an Brückenkappen in erster Linie dazu eingesetzt, ein Abheben der Kappe durch Windeinwirkung oder Anprall zu verhindern. Auf die Kappe und die Telleranker wirken jedoch auch weitere Belastungen.

Durch den Abfluss der Hydratationswärme und das Schwinden des Kappenbetons kommt es zu einer Verkürzung der Kappe. Außerdem kommt es zu einer Längenänderung der Kappe gegenüber dem Überbau durch Temperaturdifferenzen zwischen Kappen- und Überbaubeton. Diese Vorgänge können als nahezu konstant über die Brückenlängsachse angesehen werden. Dabei überwiegen die Verkürzungen der Kappe, sodass die Dehnungen $\varepsilon = -0.7$ ‰ bis -0.03‰ betragen.

Außerdem kann es durch Formänderung des Gesamttragwerkes zu Relativverschiebungen der Kappe kommen. Diese Formänderungen entstehen, wenn nach der Kappenbetonage weitere Lasten auf den Überbau einwirken. Dazu zählen Ausbaulasten (z.B. Fahrbahnbelag) und Verkehrslasten. Die Verschiebungen der Kappe folgen dabei dem Biegemomentenverlauf. Über den Stützen kommt es zu einer relativen Verkürzung von bis zu $\varepsilon = -0,7$ ‰ und in Feldmitte zu einer Verlängerung der Kappe bis zu $\varepsilon = 0,3$ ‰.

Werden diese Verschiebungen verhindert, so kommt es zu Spannungen im Beton, welche schnell die zulässigen Zugspannungen überschreiten werden.

Mit dem vorgestellten Messkonzept ist es möglich die Verschiebungen der Kappe auf dem Überbau zu messen. Außerdem können die Kräfte in den Tellerankern und der Anschlussbewehrung ermittelt werden. Durch gezielte Auswahl der Messstellen in Brückenlängsachse ist es möglich, die Anteile, welche durch die Formänderung des Gesamttragwerkes hervorgerufen wurden von anderen Anteilen zu trennen.

Das Messkonzept sieht auch die Aufnahme der Einwirkungen vor. Die Wichtigste Messgröße ist dabei die Temperatur.

Mit dem Messkonzept sollen Möglichkeiten aufgezeigt werden, wie ein Langzeit -Monitoringsystem an Brückenkappen mit Tellerankern installiert werden kann. Mit ihm soll es möglich sein, die Belastungen der einzelnen Bestandteile der Brückenkappe und auch der Telleranker näher zu untersuchen. Mit den ermittelten Kennwerten lassen sich die statischen Berechnungen für die Kappenverankerung präzisieren und die Einsatzkriterien für die Telleranker verfeinern.

8. Literaturverzeichnis

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen RiZ- ING, Richtzeichnungen für Ingenieurbauten, 2002
- [2] E. Mörsch, 1933 Der Eisenbetonbau seine Theorie und Anwendung, II.Band, 2.Teil Die Brücken aus Eisenbeton, Fünfte Auflage
- [3] Internetauftritt der Fa. Schröder, 2007 http://www.schroeder-neuenrade.de
- [4] Günter Meyer, 1981 Theoretische und konstruktive Überlegungen zur Rißbildung in Brückekappen Beton- und Stahlbetonbau 12/1981
- [5] DIN Deutsches Institut f
 ür Normung e.V.
 DIN Fachbericht 101;
 Einwirkungen auf Br
 ücken; Ausgabe 03/2003
- [6] Kurt Hellmich, u.a., 2000
 Krafteinwirkung auf die Kappe und den Überbau einer Brückenkonstruktion infolge Anprallvorganges an eine Stahlleitschiene; Stahlbau 69 (2000) Heft 9
- [7] N. A. Fouad, 1998: Rechnerische Simulation der klimatisch bedingten Temperaturbeanspruchungen von Bauwerken; Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 28 Technische Universität Berlin
- [8] Ulf Lichte, 2004: Klimatische Temperatureinwirkungen und Kombinationsregeln bei Brückenbauwerken, Universität der Bundeswehr München, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
- [9] Betontechnische Daten, Ausgabe Sept. 2005 Heidelberger Zement AG
- [10] Erläuterung zu DIN 1045-1 Ausgabe 07/2001 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 525
- [11] F. Leonhardt, E. Mönnig, 1984
 Vorlesung über Massivbau, Dritte Auflage
 Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau;
- Alex W. Gutsch; 1999
 Stoffeigenschaften jungen Betons Versuche und Modelle, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 495
- [13] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
 DIN 1055 Einwirkungen auf Tragwerke, Ausgabe 07/2002
 Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen
- [14] Klaus-Jürgen Schneider, 2004; Bautabellen für Ingenieure, 16. Auflage
- [15] DIN Deutsches Institut f
 ür Normung e.V. DIN Fachbericht 102; Betonbr
 ücken; Ausgabe 03/2003

- [16] Parthier Rainer Meßtechnik – Grundlagen und Anwendungen der elektrischen Meßtechnik für alle technischen Fachrichtungen und Wirtschaftsingenieure, 3. Auflage
- [17] Thomas Zeh, Andreas Meixner, Andreas Purde, Alexander W. Koch Faseroptischer Bragg-Gitter Sensoren zur Dehnungs- und Temperaturmessung Lehrstuhl für Meßsystem- und Sensortechnik, Technische Universität München
- [18] Elkey, W., Sellevold; E.J, 1995
 Electrical Resistively of concrete Publication No. 80
 Norwegian Public Roads Administration, Norwegian Road Research Laboratory
- [19] W. Brameshuber, M Raupach, P. Schröder, C. Dauberschmidt Non-destructive Determination of the Water-Content in the Concrete Cover using the Multiring-Electrode Institute of Building Materials Research of the Technical University of Aachen
- [20] T. Spuler, G. Moor, M. Siegwart, 2006 Autarkes Brückenfernüberwachungssystem für dynamische Messungen an der Steinbachtalbrücke, Deutschland Fa. Mageba
- [21] Markus Krüger, Christian U. Große, 2007 Beitrag zur intelligenten Bauwerksüberwachung mit drahtlosen Sensornetzwerken Bautechnik 84, Heft 7
- [22] Falk Tegtmeier, 2005 Mehrkomponenten-Dehnungs- und Spannungsaufnehmer für das Monitoring von Bauwerken. Technische Universität Braunschweig, Fachbereich Bauingenieurwesen
- [23] Th. Rusack, M. Laube, GESA-Symposium 2003 Spannungsmessungen in massigen Bauteilen VDI-Berichte 1757

9. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1) Kappenguerschnitt nach KAP1 [1] Abbildung 2) Ausbildung der Gehwege als Einheit mit dem Tragsystem [2] Abbildung 3) schwimmende Kappe mit Schubschwelle [4] Abbildung 4) unverschieblicher und verschieblicher Telleranker der Fa. Schröder [3] Abbildung 5) Kombinierte Anordnung von Tellerankern [3] Abbildung 6) Fahrzeuganprall auf Schrammbord [5] Abbildung 7) Anteile des Temperaturprofils nach DIN- Fachbericht 101 [5] Abbildung 8) Übertragung in eine konstanten Temperaturanteil je Bauteil Abbildung 9) Schwinddehnungen eines Kappen- und eines Überbaubetons Abbildung 10) Schwinden des Kappenbetons mit ,Vordehnung' durch Überbaubeton Abbildung 11) Einfluss des Betonalters bei Belastungsbeginn auf den Kriechverlauf [11] Abbildung 12) Gemessene Relaxationsfunktionen mit Erstbelastung t1 = 1d [12] Abbildung 13) Lastmodell 1 mit angepassten Grundwerten [5] Abbildung 14) Spannungs-Dehnungsdiagramme [15] Abbildung 15) Dehnungsverläufe eines Biegeträgers [11], [15] Abbildung 16) Betondehnungen in Feldmitte eines Einfeldträgers in Abhängigkeit von... Abbildung 17) Dehnungen der Überbauoberseite über der Stütze Abbildung 18) Dehnungsänderung in Feldmitte eines Einfeldträgers Abbildung 19) Dehnungsänderung über der Stütze eines Zweifeldträgers Abbildung 20) Horizontale Kräfte quer zur Brückenachse Abbildung 21) Maßgebliche Kräfte für Zugkräfte in Tellerankern Abbildung 22) Zugkräfte im Telleranker durch Windeinwirkung und Anpralllasten Abbildung 23) Aufbau und Anwendung eines Dehnungsmessstreifens [16] Abbildung 24) induktiver Sensor als Längsankergeber [16] Abbildung 25) Faseroptischer Bragg-Gitter Sensor [17] Abbildung 26 a) Piezoelektrischer Effekt, b) Prinzip eines piezoelektrischen Sensors [16] Abbildung 27) Multi - Ring – Elektrode [19] Abbildung 28) Verschiebungsmessung über induktiven Wegaufnehmer Abbildung 29) Verschiebungsmessung mit DMS Abbildung 30) Positionen der Messpunkte für die Bestimmung der Verschiebung Abbildung 31) Messen der Kräfte in den Tellerankern Abbildung 32) Kappenanschlußbewehrung mit DMS Abbildung 33) Messeinrichtung zum Messen der Verformungen am Gesamttragwerk

10. Tabellenverzeichnis

Tabelle 1) Durch Schutzplankenpfosten weitergeleitete Anpralllasten [6]
Tabelle 2) Windeinwirkungen W in kN/m² (Auszug aus der Tabelle N.1 [5])
Tabelle 3) Schwinden des Betons
Tabelle 4) Materialkennwerte für Überbau- und Kappenbeton [14]
Tabelle 5) Materialkennwerte für Baustahl nach DIN 488-1 [15]
Tabelle 6) Dehnungen der Kappe aus Zwangsbeanspruchungen
Tabelle 7) Längenänderung der Kappe infolge Schwinden und Temperatur
Tabelle 8) Zusammenfassung der Dehnungen aus Verformung des Gesamttragwerkes
Tabelle 9) Zwangsspannungen durch verhinderte Verschiebung
Tabelle 10) Sensorauswahl

11. Anlagenverzeichnis

1. Ausgewählte Richtzeichnungen

- 2.1 Richtzeichnung KAP1
- 2.2 Richtzeichnung KAP14

2. Systemzeichnungen der Telleranker (Fa. Schröder)

- 2.1 unverschieblicher Telleranker
- 2.2 einseitig verschieblicher Telleranker
- 2.3 allseitig verschieblicher Telleranker

3. Berechnungen zum Betonverhalten

- 3.1 Berechnung des Schwindverlaufes
- 3.2 Hydratationswärme

4. Berechnungen zu Verformungen am Gesamttragwerk

- 4.1 Ableitung der geometrischen Beziehungen
- 4.2 Verformungsermittlung Einfeldträger über Durchbiegung
- 4.3 Verformungsermittlung Zweifeldträger über Durchbiegung
- 4.4 Verformungsermittlung Einfeldträger über max. Baustoffdehnung
- 4.5 Verformungsermittlung Zweifeldträger über max. Baustoffdehnung

5. Kräfteermittlung in den Tellerankern

- 5.1 Ermittlung der Zugkräfte
- 5.2 Ermittlung der Horizontalkräfte