

Schriftenreihe des Laboratory of Solid Structures

Frank Scherbaum

**Zustandsbewertung von Brücken
unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen
Steifigkeit des Fahrbahnbelages**

Shaker Verlag
Aachen 2018

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

Copyright Shaker Verlag 2018

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen Nachdruckes, der auszugsweisen oder vollständigen Wiedergabe, der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen und der Übersetzung, vorbehalten.

Printed in Germany.

ISBN 978-3-8440-6311-0

ISSN ??????

Shaker Verlag GmbH • Postfach 101818 • 52018 Aachen

Telefon: 02407 / 95 96 - 0 • Telefax: 02407 / 95 96 - 9

Internet: www.shaker.de • E-Mail: info@shaker.de



PhD-FSTC-2014-24
Fakultät für Naturwissenschaften, Technologie und Kommunikation

DISSERTATION

verteidigt am 24/07/2014 in Luxemburg

zur Erlangung des Titels

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DU LUXEMBOURG EN SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

von

Frank Daniel Scherbaum
geboren am 28. Oktober 1981 in Essen (Deutschland)

ZUSTANDSBEWERTUNG VON BRÜCKEN UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER TEMPERATURABHÄNGIGEN STEIFIGKEIT DES FAHRBAHNBELAGES

Prüfungskommission

Dr.-Ing. Danièle Waldmann, Betreuerin der Doktorarbeit
Professor, Universität Luxemburg

Dr.-Ing. Stefan Maas, Vorsitzender
Professor, Universität Luxemburg

Dr.-Ing. Arno Zürbes, Stellvertretender Vorsitzender
Professor, Technische Hochschule Bingen, Deutschland

Dr.-Ing. Steffen Marx
Professor, Leibniz Universität Hannover, Deutschland

Dr.-Ing. Guido Bolle
Professor, Hochschule Wismar, Deutschland

INHALT

INHALT	I
ABSTRACT	VII
Deutsch	VII
English.....	VIII
Français.....	VIII
1 EINLEITUNG	1
1.1 Einleitung	1
1.2 Vorgehensweisen	2
2 LITERATURERCHE / STAND DER TECHNIK	5
2.1 Einleitung	5
2.2 Zustandsbewertung von Brücken / Brückenuntersuchung	5
2.2.1 Zustandsüberwachung von Brücken / Brückenmonitoring mittels statischer und dynamischer Parameter	6
2.2.2 In-Situ Belastungstest zur Tragfähigkeitsanalyse von Brücken.....	7
2.3 Klimatischer Einfluss auf Materialparameter	10
2.3.1 Klimatischer Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften des Betons (Festigkeit und Elastizitätsmodul)	10
2.3.2 Klimatischer Einfluss auf die Eigenschaften des Asphalts	12

3	AUSWERTUNG DER LITERATURANSÄTZE	19
3.1	Einleitung	19
3.2	Einfluss äußerer klimatischer Randbedingungen auf die Gesamtstruktur	19
3.2.1	Eigenverformung des Tragwerks durch Temperatureinwirkung	20
3.3	Mechanische Eigenschaften von Beton	21
3.3.1	Einfluss der Temperatur und der Feuchte auf das Materialverhalten	22
3.3.1.1	Einfluss von Temperatur und Feuchte auf den E-Modul von Beton.....	22
3.4	Materialverhalten von Asphalt	24
3.4.1	Temperaturabhängiger Einfluss der Asphaltsschicht auf das Verformungsverhalten am Gesamtsystem.....	25
4	UNTERSUCHUNG DER KLIMATISCH BEDINGTEN VERFORMUNGSÄNDERUNG VON BETONTRAGWERKEN (KLIMAKAMMERTESTS).....	29
4.1	Einleitung	29
4.2	Beschreibung der Betonplatten ohne und mit Asphaltsschicht	30
4.2.1	Beschreibung der Betonplatten ohne Asphaltsschicht	30
4.2.2	Beschreibung der Betonplatten mit Asphaltsschicht.....	32
4.3	Untersuchung der Plattenelemente unter statischer Belastung.....	34
4.3.1	Statische Berechnungen der Platten ohne Asphaltsschicht	35
4.3.2	Messtechnik und Sensorpositionierung	37
4.3.2.1	Messung der vertikalen Verformungen und der horizontalen Dehnungen der Platten.....	37
4.4	Klimatische Randbedingungen.....	39
4.5	Analyse der durchgeführten Belastungstests.....	41
4.5.1	Statische Berechnungen der Platten ohne und mit Asphaltsschicht unter Berücksichtigung der E-Modulvariation.....	41
4.5.2	Analyse der durchgeführten Belastungstests an der Platte ACCS-1 ohne Asphaltsschicht	44
4.5.2.1	Einfluss wechselnder klimatischer Randbedingungen auf das Last-Verformungsverhalten von Betonstrukturen.....	46
4.5.3	Statische Belastungstests der Betonplatten mit Asphaltsschicht	51
4.5.3.1	Analyse der durchgeführten Belastungstests.....	52
4.5.4	Reproduzierbarkeit der Versuche	63
4.5.5	Zusammenfassung / Schlussfolgerung der statischen Belastungsversuche..	65
4.6	Untersuchung der dynamischen Parameter der Spannbetonplatten unter klimatischem Einfluss	67

4.6.1	Versuchsbeschreibung und Messeinrichtung zur Bestimmung der modalen Parameter.....	67
4.6.2	Betonplatten ohne Asphalttschicht.....	69
4.6.2.1	Finite-Element-Simulation der Betonplatten ohne Asphalttschicht.....	69
4.6.2.2	Analyse der Eigenfrequenzen für die Platte ohne Asphalttschicht.....	72
4.6.3	Betonplatten mit Asphalttschicht.....	75
4.6.3.1	Finite-Element-Simulation der Betonplatten mit Asphalttschicht.....	75
4.6.3.2	Analyse der Eigenfrequenzen für die Platte mit Asphalttschicht.....	76
4.6.4	Zusammenfassung der dynamischen Tests.....	79
4.7	Begleituntersuchungen.....	79
4.7.1	Zugfestigkeitsuntersuchung.....	80
4.8	Zusammenfassung der Klimakammertests.....	85
5	KLIMATISCHER EINFLUSS AUF DAS VERFORMUNGSVERHALTEN VON BRÜCKEN (AM BEISPIEL DER BRÜCKEN IN USELDANGE UND IN MOESTROFF).....	87
5.1	Einleitung.....	87
5.2	Untersuchungen an der Brücke in Useldange.....	88
5.2.1	Beschreibung des Bauwerks.....	88
5.2.2	Statische Belastungstests.....	89
5.2.2.1	Versuchsdurchführung.....	89
5.2.2.2	Messtechnik und Sensorpositionen.....	91
5.2.2.3	Veränderung der Versuchs-Randbedingungen zwischen den Einzeltests.....	95
5.2.2.4	Ergebnisse der vertikalen Verformungsmessung.....	97
5.2.2.5	Reproduzierbarkeitskontrolle.....	100
5.2.2.6	Vergleich der Messsysteme (induktiver Wegaufnehmer vs. digitales Nivellament).....	101
5.2.3	Zusammenfassung – Brücke in Useldange.....	102
5.3	Untersuchungen an der Brücke in Moestroff.....	104
5.3.1	Beschreibung des Bauwerks.....	104
5.3.2	Statische Tests.....	106
5.3.2.1	Durchführung der statischen Tests.....	106
5.3.2.2	Variation der Randbedingungen.....	108
5.3.2.3	Ergebnisse der vertikalen Verformungsmessung.....	109
5.3.3	Schlussfolgerung aus den statischen Tests an der Brücke in Moestroff.....	112
5.4	Schlussfolgerung – Einfluss der Asphalttschicht.....	114
6	EINFLUSS DER ASPHALTSCHICHT AUF DIE BEURTEILUNG VON BRÜCKEN.....	115
6.1	Einleitung.....	115

6.2	Numerisches Modell der Brücke in Moestroff	116
6.2.1	Modellanpassung	116
6.3	Variation der Federsteifigkeit der Auflager	120
6.4	Variation der Asphalttemperatur bzw. des Elastizitätsmoduls von Asphalt	123
6.5	Zusammenfassung	127
7	ZUSTANDBEWERTUNG VON BAUWERKEN	129
7.1	Einleitung	129
7.2	Zustandsbewertung nach DIN 1076	129
7.3	Zustandsbewertung durch Untersuchung statischer Parameter (statische Untersuchungsmethoden)	131
7.3.1	Einleitung	131
7.3.2	Grundlagen	131
7.3.3	Schadensidentifikation und –lokalisierung anhand von Neigungsänderungen und verändertem Verlauf der Biegelinie	134
7.4	Tragwerksbeurteilung mittels Flächendifferenzmethode (FDM)	139
7.4.1	Entwicklung der Flächendifferenzmethode FDM	139
7.4.2	Einfluss des Schädigungsgrades und der Laststellung auf die Lokalisierung von Schäden mit der Flächendifferenzmethode	143
7.4.3	Lokalisierung mehrerer Schäden mit der Flächendifferenzmethode	150
7.4.4	Einfluss der Messpunktdichte auf die Lokalisierung von Schäden mit der Flächendifferenzmethode	152
7.4.5	Einfluss von Temperaturveränderungen auf die Lokalisierung von Schäden mit der Flächendifferenzmethode	154
7.4.6	Weitere Einflüsse auf die Lokalisierung von Schäden mit der Flächendifferenzmethode (Sensorwahl und Lagerungseffekte)	161
7.5	Zusammenfassung	163
8	IN-SITU BELASTUNGSTESTS AN DER BRÜCKE CHAMPANGSHIEHL.....	165
8.1	Einleitung	165
8.2	Beschreibung der Brücke	166
8.2.1	Tragsystem	166
8.2.2	Materialparameter des Überbaus	167
8.3	Untersuchung des statischen Tragverhaltens unter Berücksichtigung einer stufenweisen Schädigung	168
8.3.1	Beschreibung des Testablaufs	168
8.3.2	Messtechnik und Sensorpositionierung	171

8.3.2.1	Messung von Temperatureffekten	174
8.3.3	Vorberechnungen	175
8.3.3.1	Spannungsberechnungen	175
8.3.3.2	Berechnung der Durchbiegungen im ungeschädigten Zustand	179
8.3.4	Rissentwicklung während der Belastungsversuche	180
8.3.5	Gemessene Durchbiegungen	185
8.3.5.1	Verformungsmessung mit induktiven Wegaufnehmern	185
8.3.5.2	Verformungsmessung mit digitalem Nivellement	189
8.3.6	Flächendifferenzmethode anhand von Messwerten	192
8.3.7	Zusammenfassung der Verformungsmessung	196
8.4	Numerische Untersuchungen der Brücke Champangshiehl	197
8.4.1	Finite Element Modell	197
8.4.2	Anpassung des FE-Modells an die Messwerte der Belastungstests	199
8.4.3	Berechnete Verformungsgrößen	205
8.4.4	Numerische Auswertung mittels Flächendifferenzmethode (FDM)	206
8.4.4.1	Analyse der Brücke Champangshiehl mit der Flächendifferenzmethode (FDM)	206
8.4.5	Separate Betrachtung der Schädigungsstufe #2	210
8.5	Zusammenfassung der Untersuchungen am Bauwerk Brücke Champangshiehl	215
9	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	217
	LITERATURVERZEICHNIS	221
	VERZEICHNISSE	227
	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	227
	TABELLENVERZEICHNIS	248
	FORMELVERZEICHNIS	252
ANHANG		253
ANHANG A		253
ANHANG B		256
ANHANG C		259
ANHANG D		315
ANHANG E		317

ABSTRACT

Deutsch

Die folgende Arbeit befasst sich mit der Zustandsbewertung von Brücken unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Steifigkeit des Fahrbahnbelags. Die zentralen Fragen befassen sich mit der eindeutigen Erkennbarkeit von Schäden am Bauwerk und mit der Beeinträchtigung des Bauwerks durch äußere klimatische Randbedingungen, was wiederum Auswirkungen auf die Schadensdetektion hat. Dabei liegt ein Schwerpunkt der Arbeit auf der Untersuchung der Beeinflussung der Zustandsbewertung durch den Fahrbahnbelag und dessen temperaturabhängiger Steifigkeit.

Aus diesem Grund wird zunächst das Last-Verformungsverhalten von Betonelementen und von Betonelementen mit zusätzlich aufgebrachter Asphalttschicht unter definierten klimatischen Randbedingungen untersucht (vgl. Kapitel 4). Es wird gezeigt, dass die Asphalttschicht das Last-Verformungsverhalten der Betonelemente durchaus beeinflusst und dass diese Beeinflussung temperaturabhängig ist. Durch In-Situ Belastungsversuche an Brücken in Luxemburg (vgl. Kapitel 5), die im Sommer und im Winter durchgeführt wurden, sowie durch numerische Berechnungen an der Brücke in Moestroff (vgl. Kapitel 6), wird der temperaturabhängige Steifigkeitseinfluss des Fahrbahnbelags ebenfalls dargestellt.

Bei den Untersuchungen zur Zustandsbewertung liegt der Schwerpunkt auf den statischen Methoden und der Beurteilung des Verformungsverhaltens unter Belastung. Analysen durchgeführter Tests zeigen, dass manche Schäden nicht eindeutig aus dem Vergleich des Verformungsverhaltens aus ungeschädigtem und geschädigtem Zustand zu erkennen sind. Daher wird im Kapitel 7 eine neue Möglichkeit entwickelt, Schäden auf Basis des Verformungsverhaltens zu visualisieren. Diese Methode wird bei der Analyse einer stufenweise geschädigten Brücke angewendet (vgl. Kapitel 8). Zusammen mit einer Auswertung des Verformungsverhaltens unter Belastung wird an diesem Bauwerk gezeigt, dass Schäden, die am Bauwerk zu Rissen führen, also einen Steifigkeitsverlust bedeuten, durch Belastungsversuche erkennbar sind. Kleinere Schäden, die nicht zu Rissen führen, sind nicht ohne Weiteres erkennbar.

English

The following thesis deals with the condition assessment of civil engineering structures taking into account the stiffness of the asphalt deck, which depends on the influence of the temperature. The main questions deal with the exact damage detection and the influence of external climatic conditions on the structure, which also has effects on damage detection. The thesis focuses on the investigation of the influence of the temperature dependent stiffness of road asphalt on damage detection methods.

Therefore, first the load-deformation behavior of prestressed concrete slabs and prestressed concrete slabs with an additional asphalt layer were investigated for defined climatic conditions (cp. chapter 4). It could be shown, that the load-deformation behavior is influenced by the asphalt layer and that this influence depends on temperature. This effect of the temperature dependent stiffness of the asphalt layer could also be shown by in-situ loading tests for bridges in Luxembourg (cp. chapter 5), which were carried out in summer and in winter, and furthermore by numerical calculations for the bridge in Moestroff (cp. chapter 6).

The investigations of the condition assessment focus on static methods especially on the evaluation of the load-deformation behavior for load tests. The analyses of the performed tests have shown that not each damage could be detected by comparison of the damaged and undamaged state. Because of this, a new method for the visualization of damages was developed in chapter 7. This method was applied on a step-by-step damaged bridge (cp. chapter 8). By this method and by the evaluation of the load-deformation behavior it could be illustrated that damages, which lead to cracks, can be detected by in-situ loading tests. Damages, which do not lead to cracks and to a reduced stiffness of the construction, cannot be detected.

Français

La thèse suivante traite l'évaluation de l'état de ponts en tenant compte des variations de rigidité du revêtement des chaussées en fonction de la température. Les travaux se focalisent sur l'identification évidente d'endommagements de la structure en tenant compte des influences dues aux conditions climatiques extérieures. Un thème central de l'étude est la détermination de l'influence du revêtement de la structure ainsi que la variation de sa rigidité sur l'évaluation de l'état de la structure.

Ainsi le comportement charge-déformation d'éléments précontraints préfabriqués sans et avec un revêtement en asphalte est examiné pour différentes conditions climatiques (chapitre 4). Il a été démontré que le comportement charge-déformation des éléments précontraints est effectivement influencé par la couche en asphalte et que cette influence dépend de la température. Par des essais de chargement in situ sur les ponts à Luxembourg (chapitre 5), qui ont été effectués une fois en été et une fois en hiver, ainsi que par des calculs numériques sur le pont à Moestroff (chapitre 6), l'influence de la rigidité du revêtement en asphalte a aussi pu être démontrée.

Les enquêtes sur l'évaluation de l'état de la structure se concentrent sur les méthodes statiques et l'évaluation de la déformation sous charge. Les analyses ont montré que certains dommages ne peuvent pas clairement être identifiés en comparant seulement les déformations du système intact à celles du système endommagé. Par conséquent, une nouvelle méthode d'évaluation est développée au chapitre 7, qui permet de visualiser des détériorations en se basant sur l'analyse des courbes de déformations. Cette méthode est appliquée pour analyser un pont qui a été endommagé progressivement (chapitre 8). Avec l'évaluation des déformations apparues sous chargement il a pu être démontré que des détériorations qui produisent des fissurations dans la structure et qui produisent ainsi une perte de rigidité, peuvent être visualisées suite à une mise en chargement. Par contre des endommagements mineurs qui n'entraînent pas de fissures, ne sont pas facilement visibles.

ABSTRACT

Kapitel 1

1 EINLEITUNG

1.1 Einleitung

Das Straßen- und Schienennetz stellt eines der wichtigsten Elemente der modernen Welt dar, über welches der größte Teil des Warentransports erfolgt. Ein funktionierendes Straßen- und Schienennetz ist daher nicht nur heute, sondern auch zukünftig, von entscheidender Bedeutung. Die Funktionstüchtigkeit dieses Infrastrukturnetzes hängt dabei nicht allein vom Zustand der Straßen und Schienen, sondern viel mehr noch von der Funktionstüchtigkeit der Schlüsselbauwerke, den Brücken und Tunneln ab.

Insbesondere eine Vielzahl von Brückenbauwerken im Straßennetz erreicht heute das Ende der vorgesehenen Nutzungsdauer. Da ein Ersatzneubau aufgrund der damit verbundenen hohen Baukosten nicht ohne Weiteres durchführbar ist, folgt daraus ein erhöhter Untersuchungsaufwand für die bestehenden Bauwerke. Einige Bauwerke, deren Zustand nicht unbedenklich erscheint, werden dabei sogar mit Monitoringsystemen ausgestattet, um das Bauwerksverhalten über einen längeren Zeitraum dokumentieren und analysieren zu können. Die Untersuchung und Überwachung soll den weiterhin unbedenklichen Gebrauch des Bauwerks gewährleisten.

Zusätzlich wird durch Nachrechnung bestehender Brücken die Tragfähigkeit dieser Bauwerke auch für zukünftig erwartete Verkehrsbelastungen nachgewiesen. Sollten die Nachweise rechnerisch nicht erbracht werden können, besteht die Möglichkeit eines sogenannten Belastungsversuchs. Bei diesem wird das Bauwerk bis zu einer Versuchsziellast, welche größer als die zukünftig erwartete Belastung ist, belastet. Sofern dabei keine Schädigung des Bauwerks eintritt und die Versuchsziellast erreicht wird, gilt die Tragfähigkeit für diese Belastung als nachgewiesen.

Ziel heutiger Forschungsvorhaben auf dem Gebiet der Bauwerksuntersuchung ist es, die Effizienz der Untersuchungsmethoden zu steigern, um so Bauwerksuntersuchungen kostengünstiger und zeitsparender durchführen zu können. In diesem Zusammenhang stellt sich auch die Frage nach der Genauigkeit der Beurteilung von Untersuchungsergebnissen. Da es sich hierbei nicht um Laboruntersuchungen, sondern um die Untersuchung am Bauwerk

handelt, werden die Untersuchungen meist durch äußere klimatische Randbedingungen beeinflusst. Es ist bekannt, dass die Steifigkeit einzelner Materialien, wie zum Beispiel Asphalt, durch die Temperatur beeinflusst wird. In der hier vorliegenden Arbeit wird daher untersucht, ob die temperaturabhängige Steifigkeit der Asphaltenschicht die Beurteilung von verformungsbasierten Bauwerksuntersuchungen beeinflusst. Bislang ist weitestgehend angenommen worden, dass die Asphaltenschicht vernachlässigt werden darf.

Zusätzlich wird in dieser Arbeit eine weitere Möglichkeit der Schadensdetektion erörtert und analysiert. Ziel ist es, mittels einfacher zeit- und kostensparender Versuche den Zustand von Bauwerken zu analysieren und mögliche Schäden zu erkennen. Grundlage dafür sind die Belastungsversuche. Anders als bei den vorrangig beschriebenen Belastungsversuchen wird hier nicht bis zu einer Versuchsziellast belastet, sondern das Bauwerk nur durch eine Last unterhalb des Gebrauchstauglichkeitsniveaus belastet.

1.2 Vorgehensweisen

Um den Einfluss der temperaturabhängigen Steifigkeit der Asphaltenschicht auf das Last-Verformungsverhalten von Bauwerken zu analysieren, werden zunächst Laborversuche unter definierten klimatischen Bedingungen durchgeführt. Diese zeigen, dass ein Zusammenwirken zwischen der Beton- und der Asphaltenschicht besteht.

Daran anknüpfend werden Belastungsversuche auf Brücken für unterschiedliche klimatische Randbedingungen durchgeführt. Durch Versuche im Winter und im Sommer wird gezeigt, dass unter kurzzeitiger Belastung ein unterschiedliches Last-Verformungsverhalten vorliegt, was auf variierende Steifigkeiten zurückzuführen sein könnte. Numerische Untersuchungen an der Brücke Moestroff ordnen, unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus den Laborversuchen, diesen Effekt der Asphaltenschicht bzw. den möglichen Lagerungseffekten zu.

Durch zerstörende Untersuchungen an einem weiteren Bauwerk wird die Schadensanalyse durch Verformungsmessungen untersucht. Insbesondere die Frage nach der Detektion kleinerer Schäden soll hier berücksichtigt werden. Gleichzeitig wird der Einsatz einer neuen Analyseverfahren untersucht. Basierend darauf, dass sich durch die Schädigung ein veränderter Verlauf der Biegelinie und auch der Neigung einstellt, wird durch die Betrachtung der Flächen, welche sich zwischen dem Biegelinien- und dem Neigungsverlauf des ungeschädigten und des geschädigten Zustands ergeben, eine Schädigung erkannt und auch lokalisiert.

Abschließend erfolgt eine Zusammenfassung der Untersuchungen und eine Beurteilung der Ergebnisse. Es wird diskutiert, welchen Stellenwert die temperaturabhängige Steifigkeitsänderung von Asphaltenschichten bei der Beurteilung von Bauwerken und der Erkennung von Schäden besitzt.

Abbildung 1.1 fasst den Aufbau der Arbeit in graphischer Form zusammen.

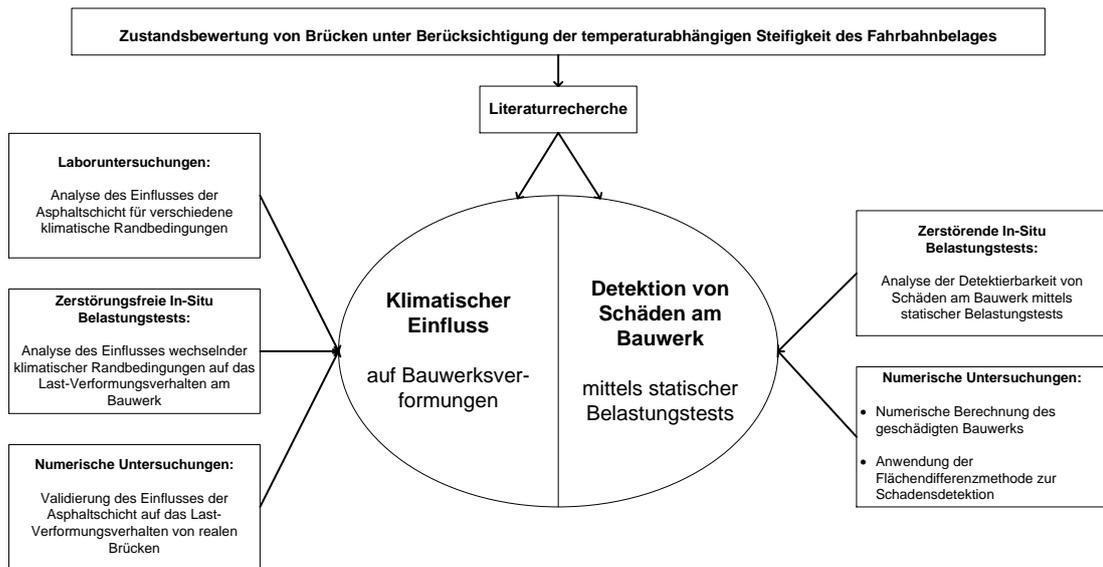


Abbildung 1.1: Flussdiagramm zum Aufbau der Arbeit

Kapitel 2

2 LITERATURRECHERCHE / STAND DER TECHNIK

2.1 Einleitung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist, eine Methode zur Zustandsbewertung von Brücken auf Basis eines gegebenenfalls periodisch durchgeführten Belastungstests zu entwickeln. Als Grundlage dessen werden nachfolgend zunächst einige Arbeiten beschrieben, die sich mit der Zustandsbewertung von Brücken und mit der Durchführung von Belastungsversuchen befassen. Ein weiterer Schwerpunkt dieser Arbeit ist die Berücksichtigung wechselnder klimatischer Randbedingungen, da diese die Beurteilung von Brücken und insbesondere die Beurteilung eines Belastungstests beeinflussen können. Es werden daher im weiteren Verlauf einige Arbeiten vorgestellt, die sich mit dem Einfluss klimatischer Randbedingungen auf die Eigenschaften der Baustoffe Beton und Asphalt befassen.

2.2 Zustandsbewertung von Brücken / Brückenuntersuchung

Die Zustandsbewertung erfolgt hauptsächlich über eine visuelle Inspektion. In Deutschland regelt die DIN 1076 [DIN 1076] den Umfang und die Häufigkeit der durchzuführenden Inspektionen. Werden Schäden am Bauwerk festgestellt, erfolgen in der Regel genauere Untersuchungen. Dies können entweder einmalig durchgeführte Messungen zur Ermittlung des gegenwärtigen Bauwerkszustands (beispielsweise die Detektion von Bewehrungs- und Spanngliedkorrosion) oder eine kontinuierliche Überwachung möglicher Veränderungen des Bauwerkszustands mittels sogenannter Monitoringsysteme sein. Durch die kontinuierliche Messung (Monitoring) statischer oder dynamischer Parameter lässt sich nicht nur der Zustand des Bauwerks überwachen. Durch Monitoring an intakten Bauwerken ist es möglich, aus der Strukturantwort des Bauwerks die einwirkende Verkehrslast zu errechnen. Soge-

nannte Weigh-In-Motion-Systeme stellen gegenwärtig einen weiteren Forschungsschwerpunkt im Bereich der Bauwerkserhaltung dar. Über die Bestimmung der ermüdungsrelevanten Beanspruchungen soll eine Prognose der weiteren Nutzungsdauer ermöglicht werden. Die Entwicklung und Erprobung eines solchen Weigh-In-Motion-Systems wird in [MAR-13] beschrieben.

2.2.1 Zustandsüberwachung von Brücken / Brückenmonitoring mittels statischer und dynamischer Parameter

Bungard [BUN-11] befasst sich in seiner Arbeit mit der Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken unter Berücksichtigung statischer und dynamischer Untersuchungsmethoden mit Schwerpunkt der dynamischen Methoden. Er untersucht dabei die Veränderung der statischen und dynamischen Parameter infolge von Schädigungen. Diese Untersuchungen führt Bungard zum einen unter Laborbedingungen (am Stahlbetonbalken, an einer Stahlbetonplatte und an einer Spannbetonplatte) sowie an einem realen Bauwerk durch. An allen Objekten untersucht er den Einfluss sukzessiver Schädigung auf die statischen und dynamischen Parameter.

In seinen Laboruntersuchungen stellt Bungard fest, dass bei Stahlbetonbauteilen die Schadenserkennung mittels dynamischer Methoden für Schäden, welche die Steifigkeit beeinflussen, wie zum Beispiel sich öffnende Risse, gut funktioniert. Bei Spannbetonbauteilen ist die Schadenserkennung mittels dynamischer Methoden nicht so eindeutig. Bei diesen Strukturen können sich Risse, die unter Last entstanden sind, bei Entlastung wieder schließen, solange die Fließgrenze des Spannstahls nicht erreicht ist. Ein solcher Riss beeinflusst die Steifigkeit eines vorgespannten Systems sowie dessen dynamische Eigenschaften nur in geringem Maße. Bei seinen Untersuchungen an einer vorgespannten Brücke stellt Bungard fest, dass nur größere Schäden zuverlässig mittels dynamischer Untersuchungsmethoden erkannt werden können. Schäden, welche nicht zu einer deutlichen Veränderung der Steifigkeit des Bauwerks führen, können nicht oder nur schwer erkannt werden. Die Verwendung statischer Untersuchungsmethoden scheint in diesen Untersuchungen eindeutiger auf einzelne Schäden reagiert zu haben. Darüber hinaus sagt Bungard, dass klimatische Einflüsse die dynamischen Eigenschaften beeinflussen können und dass diese Beeinflussung durchaus in der Größenordnung einer Schädigung liegen kann. Seines Erachtens sind aber Langzeitmessungen am Bauwerk erforderlich, um die Beeinflussung der dynamischen Parameter in Anteile aus klimatischen Einflüssen und aus Schädigungen aufteilen zu können.

Mahowald [MAH-13] befasst sich in seiner Arbeit mit der Anwendbarkeit von Schwingungsanalysen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken. Untersucht wird die durch eine Strukturänderung eintretende Veränderung von modalen Parametern wie Eigenfrequenz und Eigenform. In diesem Zusammenhang untersucht Mahowald ebenfalls, ob die gemessenen Veränderungen der dynamischen Eigenschaften reproduzierbar sind, oder ob es durch Messunsicherheiten zu scheinbaren Veränderungen der dynamischen Eigenschaften kommt. Da Ingenieurbauwerke äußeren Umwelteinflüssen ausgesetzt sind, wird insbesonde-

re der Einfluss wechselnder Temperaturen auf die Zustandsbewertung mittels dynamischer Methoden untersucht.

Die Anwendbarkeit dynamischer Methoden zur Schadenserkenkung an Ingenieurbauwerken untersucht Mahowald im Labor an Stahl- und an Spannbetonplatten sowie an einer realen Brücke, welche jeweils stufenweise geschädigt werden. Dabei betrachtet er neben der Veränderung der modalen Parameter auch die Veränderung der Nachgiebigkeitsmatrizen. Die Reproduzierbarkeit wird ebenfalls an den Stahl- und Spannbetonplatten im Labor sowie an der Brücke untersucht. Durch die Untersuchung einer weiteren Brücke mittels Wiederholungstests sowie den Vergleich der Ergebnisse mit den Ergebnissen eines Langzeitmonitorings an derselben Brücke analysiert Mahowald den Einfluss wechselnder Temperaturen auf die Messung der modalen Parameter. Für die Beurteilung des Bauwerkszustandes kommt er abschließend zu dem Schluss, dass kleine Veränderungen der modalen Parameter nicht zwangsläufig auf eine Strukturveränderung und damit auf eine Schädigung hinweisen. Diese können ebenfalls durch Messunsicherheiten sowie durch äußere Umwelteinflüsse hervorgerufen werden.

Retze [RET-07] beschreibt in seiner Arbeit den Einsatz von Monitoringsystemen zur Zustandserfassung von Brücken. Er betrachtet globale Systeme und unterscheidet zwischen verformungsbasiertem und schwingungsbasiertem Monitoring. Darüber hinaus geht Retze auf eine klimatische Beeinflussung der Ergebnisse von Verformungs- und Schwingungsmessungen durch Temperaturänderung ein. Das Ziel der Arbeit von Retze ist die Erkennung von Schäden an einer Struktur mittels Monitoringsystemen. Dazu wendet er diese grundsätzlich unterschiedlichen Monitoringmethoden (verformungsbasiert und schwingungsbasiert) am Beispiel einer Dreifeld-Stahl-Beton-Verbundbrücke an.

An dieser Brücke werden im Zuge der Untersuchung vordefinierte Schäden künstlich erzeugt. Als Schädigungen werden Auflagersetzungen (stufenweise in drei verschiedenen Auflagerpunkten), der Ausfall von Querträgern und der Ausfall eines Spannglieds über einem Mittelpfeiler umgesetzt. Es wird analysiert, ob die angewandten Methoden den erzeugten Schaden detektieren können. Je nach Schädigungsart kann sowohl das verformungsbasierte als auch das schwingungsbasierte Monitoring den Schaden mehr oder weniger gut erkennen.

Retze schlussfolgert, dass das verformungsbasierte und das schwingungsbasierte Monitoring jeweils in einem bestimmten Rahmen Schäden erkennen kann. Da beide Systeme Vor- und Nachteile bei der genauen Erkennung von Schäden sowie deren Positionsbestimmung haben, propagiert Retze den kombinierten Einsatz beider Systeme.

2.2.2 In-Situ Belastungstest zur Tragfähigkeitsanalyse von Brücken

Steffens [STE-99] beschreibt in seiner Veröffentlichung die experimentelle Tragsicherheitsbewertung und deren Nutzen. Er gibt an, dass ein Belastungsversuch sinnvoll ist, wenn der rechnerische Nachweis der Tragsicherheit nicht geführt werden kann, weil dafür erforderliche Informationen über den Bauwerkszustand bzw. Geometrie, Belastung, Werkstoffeigen-

schaften etc. unbekannt sind. Weiter nennt Steffens die technischen Voraussetzungen, die zur Durchführung von Belastungstests erfüllt werden müssen. Demnach muss die Belastungsvorrichtung flexibel und regelbar sein. Die verwendete Messtechnik muss eine Online-Messung ermöglichen und die Messergebnisse sofort graphisch auf einem Bildschirm darstellen, um die Versuchsgrenzlaster sicher zu erkennen. Anhand einiger Beispiele zeigt Steffens außerdem die vielfältige Anwendung von Belastungsversuchen im Hoch- und Ingenieurbau. Gründe für die Durchführung der Belastungsversuche sind zumeist Nutzlasterhöhung des Bauwerks, Umbauten, Bauschäden, Baufehler, Überwachung des Bauwerks oder denkmalpflegerische Gründe.

Zu erwähnen ist, dass es sich bei den durchgeführten Belastungsversuchen in den meisten Fällen um Sonderprüfungen handelt und nicht um langfristig durchgeführte, regelmäßige Überwachungsmaßnahmen. Daher wird in dieser Veröffentlichung auch nicht auf klimatische Randbedingungen eingegangen.

Gutermann und Schröder [GUT-11] berichten über den heutigen Stellenwert von Belastungsversuchen und über den Einsatz des Belastungsfahrzeugs BELFA. Es wird zunächst berichtet, dass Belastungstests zwischenzeitlich nicht in Regelwerken vorgesehen waren und sich erst durch Forschungsprojekte und entsprechende Anwendungen eine bedingte Akzeptanz für Belastungsversuche eingestellt hat. Diese haben aber hinreichende Auflagen zu beachten: So ist beispielsweise oberstes Gebot die Vermeidung von Schäden, was durch entsprechende messtechnische Erfassung im Anfangsstadium sichergestellt werden soll. Außerdem ist es erforderlich, durch Voruntersuchungen Vorschäden zu erkennen.

Gutermann erwähnt darüber hinaus, dass die „Berücksichtigung der nicht dauernd gesicherten Wirkung von Belag und Kappen auch in Abhängigkeit der Temperatur“ bei Belastungstests zu berücksichtigen ist.

Weiterhin wird in dieser Veröffentlichung über das Belastungsfahrzeug BELFA berichtet und dessen Einsatz und Nutzen an einem Brückenbauwerk exemplarisch erläutert. Untersucht wird ein Bauwerk, das nach Einschätzung einiger Fachleute durch einen Neubau zu ersetzen ist. Obwohl das Bauwerk sich in einem desolaten Zustand befindet, bleiben die gemessenen Durchbiegungen deutlich unter denen der Vorberechnung.

Abschließend berichtet Gutermann über die Verfahrensgrenzen von Belastungsversuchen insbesondere mit dem BELFA. Neben den systembedingten Grenzen des Fahrzeugs wird auch die Frage nach einer möglichen Aufweichung des Sicherheitskonzepts durch experimentelle Tragsicherheitstests betrachtet.

Bezüglich einer Prognose der Restnutzungsdauer gibt Gutermann an, dass Belastungsversuche trotz Analyse von Langzeit- und Kurzzeitverhalten keine Aussage über die Restnutzungsdauer zulassen. Dies ist auch darin begründet, dass durch eine entsprechende Unterhaltung des Bauwerks dessen Zustand erhalten bleibt und dies die Gültigkeit der Ergebnisse bedingt. Erst mit Verschlechterung des Bauwerkszustands ist von einer Beeinflussung auszugehen.

Bretschneider et al. [BRE-12] beschreibt in seiner Veröffentlichung die technischen Möglichkeiten von Belastungsversuchen im Brückenbau. Laut Bretschneider, der sich auf eine regionale Erhebung bezieht, ist bei einem Teil der bestehenden Brücken die Einstufung des Bauwerks in eine höhere Brückenklasse erforderlich. Normalerweise geschieht dies über einen rechnerischen Tragsicherheitsnachweis, welcher aber aufgrund fehlender Informationen bzgl. der Konstruktion, Materialeigenschaften und mechanischer Randbedingungen nicht immer erbracht werden kann. Um das Bauwerk dennoch in eine höhere Brückenklasse einstufen zu können, kann durch einen Belastungstest ein „experimenteller Tragsicherheitsnachweis“ durchgeführt werden. Ein solcher Nachweis ist seit 2000 auch in der Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ [DAfStb 00] vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton geregelt.

Bretschneider diskutiert die drei gängigsten Möglichkeiten zur Lastaufbringung:

1. Lastaufbringung mittels hydraulischer Prüfzylinder, welche sich gegen einen rückverankerten Prüfrahm abstützen.
2. Lastaufbringung über das Belastungsfahrzeug BELFA, bei welchem sich hydraulische Prüfzylinder gegen das Eigengewicht des Belastungsfahrzeugs bzw. über eine Rückverankerung des Belastungsfahrzeugs abstützen.
3. Lastaufbringung über Gewichtskräfte, die beispielsweise durch Lastkraftwagenüberfahrten erzeugt werden.

Am Beispiel dreier Brücken, welche jeweils mit einem anderen Verfahren der Lastaufbringung untersucht werden, erläutert Bretschneider die Vor- und Nachteile der Vorgehensweise. Die ersten beiden Methoden bieten den Vorteil, dass die Belastung über hydraulische Prüfzylinder aufgebracht wird, welche gegen einen äußeren Rahmen rückverankert sind. Durch diesen Rahmen entsteht eine sogenannte Selbstsicherung des Systems. Dies bietet den Vorteil, dass Versuchszelllasten realisiert werden können, die über dem aktuellen Gebrauchsniveau des Bauwerks liegen. Um dabei eine Schädigung des Bauwerks zu vermeiden, werden Verformungsänderungen sowie mögliche Makrorissbildungen durch eine „Echtzeitauswertung“ kontinuierlich überwacht. Im Gegensatz dazu ist bei der dritten Methode die maximale Lastaufbringung auf das Gebrauchslastniveau beschränkt. Erst über den Einsatz von Rechenmodellen, die durch die Versuchsergebnisse validiert werden, kann das Tragverhalten entsprechend abgebildet werden. Im Vergleich zu den beiden erstgenannten Methoden zur Lastaufbringung bietet die dritte Methode den Vorteil, dass diese nicht auf eine maximale Stützweite des Bauwerks beschränkt ist. Die erstgenannten Methoden sind aufgrund der Rahmenlänge bzw. der Belastungsfahrzeugglänge auf entsprechende Stützweiten beschränkt.

Abschließend hält Bretschneider fest, dass die Anwendung von Belastungsversuchen anerkannte Ergebnisse liefert, die dem Stand der Technik entsprechen. Er gibt einen Ausblick darauf, dass durch regelmäßige Wiederholung der Belastungsversuche auch Aussagen zur Lebensdauer möglich wären.

Bolle [BOL-99] befasst sich in seiner Arbeit mit der Entwicklung eines praxistauglichen Beurteilungskriteriums zur Identifikation der Versuchsgrenzlast in experimentellen Tragfähigkeits-

untersuchungen. Gemäß den technischen Vorschriften dürfen experimentelle Tragfähigkeitsuntersuchungen durchgeführt werden, wenn die Tragfähigkeit rechnerisch nicht nachgewiesen werden kann. Aufgrund fehlender Informationen, beispielsweise über Werkstoffeigenschaften, Geometrie, Einwirkungen etc., sind rechnerische Tragfähigkeitsnachweise nicht immer möglich. Grundvoraussetzung für die experimentelle Tragfähigkeitsbewertung ist, dass durch die aufgebrachte Belastung das Bauwerk nicht geschädigt wird. Eine sogenannte Versuchsgrenzlast darf demnach nicht überschritten werden. Die Identifikation dieser Versuchsgrenzlast erfordert während des Versuchs Abbruchkriterien, bei deren Erreichen die Versuchslast nicht weiter gesteigert wird. Bolle entwickelt in seiner Arbeit ein solches Abbruchkriterium auf der Grundlage von Energiebetrachtungen. Anhand von In-Situ Belastungstests und Laboruntersuchungen prüft er die Anwendbarkeit dieser Methode und setzt sie in Relation zu den Abbruchkriterien seinerzeit gültiger Vorschriften für Belastungsversuche.

Die vorliegenden Literaturstellen befassen sich mit der Zustandsbewertung von Bauwerken mittels unterschiedlicher Methoden. Die Berichte zu den dynamischen Untersuchungsverfahren sprechen davon, dass eine Beeinflussung der dynamischen Parameter nicht nur durch Schädigung gegeben ist, sondern auch durch Umwelteinflüsse wie wechselnde Temperaturen. Die Identifizierung von Schäden ist daher nicht immer zweifelsfrei möglich. Bungard [Bun-11] spricht in seiner Arbeit davon, dass statische Methoden sensitiver sein können. Daraus leitet sich die Frage ab, ob auch statische Methoden möglicherweise durch Temperatureinflüsse beeinträchtigt werden. Interessant scheint hier die Anwendung von Belastungsversuchen, welche normalerweise zur Tragfähigkeitsbewertung eingesetzt werden. Dennoch stellt sich die Frage, ob die statischen Parameter durch klimatische Randbedingungen maßgeblich beeinflusst werden und so periodisch durchgeführte Belastungstests beeinträchtigt werden könnten.

2.3 Klimatischer Einfluss auf Materialparameter

2.3.1 Klimatischer Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften des Betons (Festigkeit und Elastizitätsmodul)

Festigkeit und Elastizitätsmodul sind allgegenwärtige Größen in der statischen Berechnung von Bauwerken. Insbesondere dem Elastizitätsmodul ist eine große Bedeutung zuzumessen. Er findet sich in den Gebrauchstauglichkeitsnachweisen (Nachweise der Verformung) wieder und bildet zusammen mit den Querschnittswerten des Systems die sogenannte Steifigkeit. Trotz der enormen Wichtigkeit dieses Wertes für die Berechnung der Struktur bzw. der Vorhersage des Verformungsverhaltens zeigt die Literatur, dass dieser Wert größeren Streuungen unterlegen ist. So berichtet Winkler [WIN-10] beispielsweise von prüftechnisch bedingten, aber auch von klimatisch bedingten Unterschieden bei der Bestimmung des E-Moduls. Auch andere Autoren beschreiben einen klimatisch bedingten Einfluss auf den E-Modul und geben zum Teil Formeln zur Berechnung dieses Einflusses an.

Guo [GUO-02] beschreibt in seiner Arbeit die Entwicklung eines Finite-Element-Berechnungsmodells für Stahl- und Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung sogenannter Tieftemperaturbereiche. Hintergrund der Arbeit ist die Bemessung von Lagertanks zur Lagerung von verflüssigten Gasen. Um diese unter atmosphärischem Druck lagern zu können, sind sehr tiefe Temperaturen erforderlich (je nach zu lagerndem Gas bis ca. -200 °C). Die tiefen Temperaturen beeinflussen ihrerseits das Materialverhalten der Stahl- bzw. Spannbetonstruktur. Insbesondere wenn Leckagen an der inneren Hülle des Lagertanks entstehen, kann es zu einer Schockgefrierung und daraus resultierend zu einer thermischen Beanspruchung der Betonstruktur kommen. Um die thermischen Einflüsse in entsprechenden Materialgesetzen modellieren zu können, beschreibt Guo zunächst die Stoffgesetze von Stahl- und Spannbeton in Bezug auf Abkühl- bzw. Gefriervorgänge. Er betrachtet dabei die Auswirkungen verschiedener Temperaturen auf den Zementstein und den Beton. Aus seinen Erläuterungen wird deutlich, dass das Materialverhalten nicht ausschließlich durch die Temperatur beeinflusst ist, sondern auch von der vorliegenden Materialfeuchte. In seinen weiteren Ausführungen zur temperaturabhängigen Druckfestigkeit ist ebenfalls eine Abhängigkeit zum Feuchtegehalt gegeben. Diese ist bereits von [BRO-81] und [WEL-84] in einer Literaturstudie zusammengestellt worden. Nach [WIE-82] und [SCH-84] setzt unter 0 °C die Eisbildung in den größeren Poren ein. Für den Temperaturbereich zwischen -4 °C und -16 °C wird davon ausgegangen, dass die Druckfestigkeit des Eises von rund 2 N/mm^2 auf 6 N/mm^2 steigt und dass dieses Eis eine stützende Wirkung auf die Betonstruktur ausübt und Kräfte übernehmen kann.

Guo zeigt auf, dass in verschiedenen Arbeiten unterschiedliche Ansätze zur Beschreibung des Temperatur- und Feuchteinflusses auf das Materialverhalten von Beton erörtert worden sind.

Scheuermann [SCH-87] beschreibt in seiner Arbeit unter anderem den Einfluss tiefer Temperaturen auf die Betoneigenschaften. Hauptaugenmerk liegt auch in dieser Arbeit bei den sehr tiefen Temperaturen, wie sie beim Lagern von Flüssiggas auftreten. Scheuermann beschreibt, dass sich bei sehr tiefen Temperaturen die Materialeigenschaften von Beton verändern. So nimmt beispielsweise die Druck- und Zugfestigkeit zu, während der plastische Verformungsanteil abnimmt. Das veränderte Materialverhalten lässt sich aber nach Scheuermann nicht ausschließlich auf die Einzelkomponenten des Betons (Zuschlag, Zementstein, Wasser, Eis und Poren) zurückführen. Vielmehr ist das veränderte Materialverhalten auf das Zusammenwirken der Komponenten zurückzuführen und dabei insbesondere auf das Zusammenwirken von Betonfeuchte und Porenradialverteilung in Abhängigkeit zur Temperaturbeanspruchung.

Winkler [WIN-10] beschreibt in seinem Forschungsbericht die mechanischen Eigenschaften, insbesondere die Entwicklung des Elastizitätsmoduls, von hochfestem und normalfestem Beton unter Berücksichtigung möglicher prüfergebnisbeeinflussender Randbedingungen. Winkler führt unter anderem Messungen der Druckfestigkeit, des Elastizitätsmoduls und der Kriechverformung für verschiedene Betonrezepturen durch. Dabei untersucht Winkler unter anderem den Einfluss des Betonalters (Prüfzeitpunkt), den Einfluss der Lagerungsart (Lage-

rung bei Raumluft, in feuchtem Klima und unter Wasser) sowie den Einfluss der Lagerungs- und Prüftemperatur auf die Entwicklung der genannten mechanischen Eigenschaften. Über den Einfluss der Lagerungsart führt Winkler einen Rückschluss auf den Einfluss der Feuchtigkeit durch.

In seinen Untersuchungen führt Winkler E-Modulprüfungen entsprechend der gängigen Prüfstandards durch. Unter anderem verwendet er dazu zylindrische Probekörper unterschiedlichen Durchmessers (75 mm, 100 mm und 150 mm) mit einem Verhältnis Durchmesser zur Höhe von 1/3 bzw. 1/2, aber auch Prismen mit einer Kantenlänge von 100 mm und einem Verhältnis Kantenlänge zur Höhe von 1/3. Hergestellt und untersucht wird unter anderem Beton der Festigkeitsklasse C 30/37, C 45/55 und C 90/105.

In seinen Untersuchungen zum Einfluss der Lagerungsart untersucht Winkler die Festigkeitsentwicklung und den Elastizitätsmodul in Abhängigkeit einer trockenen Lagerung bei Raumluft, der Lagerung in feuchtem Klima und der Lagerung unter Wasser. Es zeigt sich, dass die Festigkeit von feucht bzw. unter Wasser gelagerten Probekörpern bis zu 30 % über der Festigkeit der bei Raumluft (trocken) gelagerten Proben liegen kann. Die Berücksichtigung der Rezeptur zeigt, dass dieser Effekt bei normalfesten Betonen stärker ausgeprägt ist als bei hochfesten. Bzgl. der Abhängigkeit des E-Moduls von der Lagerung zeigt sich dieselbe Tendenz wie bei der Festigkeit, obgleich hier die Steigerung lediglich zwischen 10 und 20 % liegt. Die Lagerungszeit betrug bei diesen Versuchen bis zu 12 Jahren. Weitere Versuche zeigen, dass der positive Einfluss der Feuchtigkeit auf den E-Modul auch nach jahrelanger Trockenlagerung auftritt. Probekörper der Festigkeitsklasse C 90/105, die zunächst 5 Jahre im Raumklima und anschließend bis zur Prüfung unter Wasser gelagert worden sind, zeigen einen Anstieg des E-Moduls im Vergleich zu Proben, die kontinuierlich bei Raumluft gelagert worden sind.

Bzgl. des Einflusses von Temperatur und Feuchte auf den E-Modul berichtet Winkler, dass in seinen Versuchen sehr hohe Temperaturen (150 °C) zu einer Reduktion des E-Moduls gegenüber Versuchen bei 20 °C führen. Für tiefe Temperaturen (bis -10 °C) kann Winkler in seinen Versuchen keine signifikanten Veränderungen ausmachen. Zusätzlich beschreibt er, dass der Einfluss von Temperatur und Feuchte auf den E-Modul auch in anderen Literaturstellen beschrieben ist. Demnach wird beispielsweise in [OBE-41] beschrieben, dass bei Trocknung der Probe der E-Modul fällt und mit erneuter Befeuchtung wieder ansteigt. Im Hinblick auf den Einfluss der Temperatur gehen die Ansichten in der Literatur etwas auseinander. So berichtet Winkler, dass es Autoren gibt, die bis 100 °C teilweise sogar bis 200 °C annehmen, dass sich die Eigenschaften des Betons nicht verändern. Dem gegenübergestellt sei beispielsweise der CEB-FIP Model Code MC 90 [MC-90]. Dieser gibt eine analytische Beziehung zwischen dem E-Modul und der Temperatur an, in die der E-Modul nach 28 Tagen und die Temperatur mit einfließen. Eine weitere Formel zur Bestimmung des E-Moduls in Relation zur Temperatur gibt Winkler an, welche [BUD-89] zu entnehmen ist.

2.3.2 Klimatischer Einfluss auf die Eigenschaften des Asphalts

Asphaltschichten sind Gemische aus Bitumen und Gesteinskörnung. Die materialspezifischen Eigenschaften dieses Gemisches sind somit abhängig von den verwendeten Aus-

gangsstoffen (Bitumen und Gesteinskörnung). Ähnlich wie beim Beton sind die Eigenschaften der Gesteinskörnung wenig durch wechselnde klimatische Gegebenheiten beeinflusst. Anders verhält es sich beim Bitumen. Hier ist bekannt, dass das Materialverhalten des Bitumens stark temperaturabhängig ist. Als standardisierte Prüfmethode für Bitumen gilt die Untersuchung des Erweichungspunkts Ring und Kugel (beispielsweise nach [DIN EN 1427]). Diese Prüfung bestimmt die Temperatur, bei welcher sich für eine durch eine Stahlkugel belastete Bitumenprobe eine definierte Verformung einstellt. Der Versuchsablauf beginnt in der Regel mit einer Temperatur von 5 °C, welche dann um 5 K/min gesteigert wird, bis die gewünschte Verformung eingetreten ist. Diese Prüfung wird zur Klassifizierung von Bitumenarten durchgeführt, zeigt aber deutlich die Temperaturabhängigkeit des Bitumens [THI-11].

Durch diese Eigenschaft des Bitumens werden auch die Materialeigenschaften einer Asphalt-schicht (Gemisch aus Bitumen und Gesteinskörnung) deutlich beeinflusst.

Gutermann [GUT-02] beschreibt in seiner Arbeit die experimentell gestützte Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken und gibt Hinweise zur Durchführung der experimentellen Tragsicherheitsbewertung sowie auf Einflussfaktoren bei der Bewertung. Unter anderem schreibt Gutermann von der „*Quantitativen Abschätzung der Einflüsse aus Geometrie und Material*“. In diesem Kapitel beschreibt er eine Diplomarbeit [HÄR-95], in welcher Belastungsversuche an Stahlbetonplattenbalken mit unterschiedlichen Aufbauschichten durchgeführt werden. Die durchgeführten Versuche lassen jedoch keinen exakten Rückschluss auf den Einfluss der Aufbauschichten zu, da Anteile aus der inneren Strukturveränderung nicht ausreichend berücksichtigt werden.

Am Beispiel eines Brückenträgers mit Aufbauschichten berechnet Gutermann die Steifigkeitsänderung des Gesamtquerschnitts (E_{0l0}) in Bezug auf die Steifigkeit der Tragstruktur (E_{0lb}) ohne Schutzbeton und Asphalt für verschiedene Temperaturen. Dabei berücksichtigt er die von [KRI-95] ermittelten Elastizitätsmodule von Asphalt (E_a) in Relation zur Temperatur. Die Berechnungen der Steifigkeit des Gesamtsystems führt Gutermann für unterschiedliche Verbundverhältnisse in Relation zur Temperatur durch. Er berücksichtigt 10 %, 20 %, 25 %, 50 % und 100%ige Verbundwirkung jeweils für die Temperaturstufen -10 °C, 0 °C, 10 °C, 20 °C, 30 °C und 40 °C. Durch die unterschiedlichen Verbundwirkungen wird die Steifigkeit des Asphalts zusätzlich reduziert. Aus seinen Berechnungen ergeben sich die in Abbildung 2.1 dargestellten temperaturabhängigen Verläufe der Steifigkeit. Darin entspricht E_a dem temperaturabhängigen E-Modul von Asphalt, E_{0l0} der Steifigkeit des Gesamtquerschnitts und E_{0lb} der Steifigkeit des Querschnitts ohne Fahrbahnaufbau (Asphaltschicht und Schutzbeton).

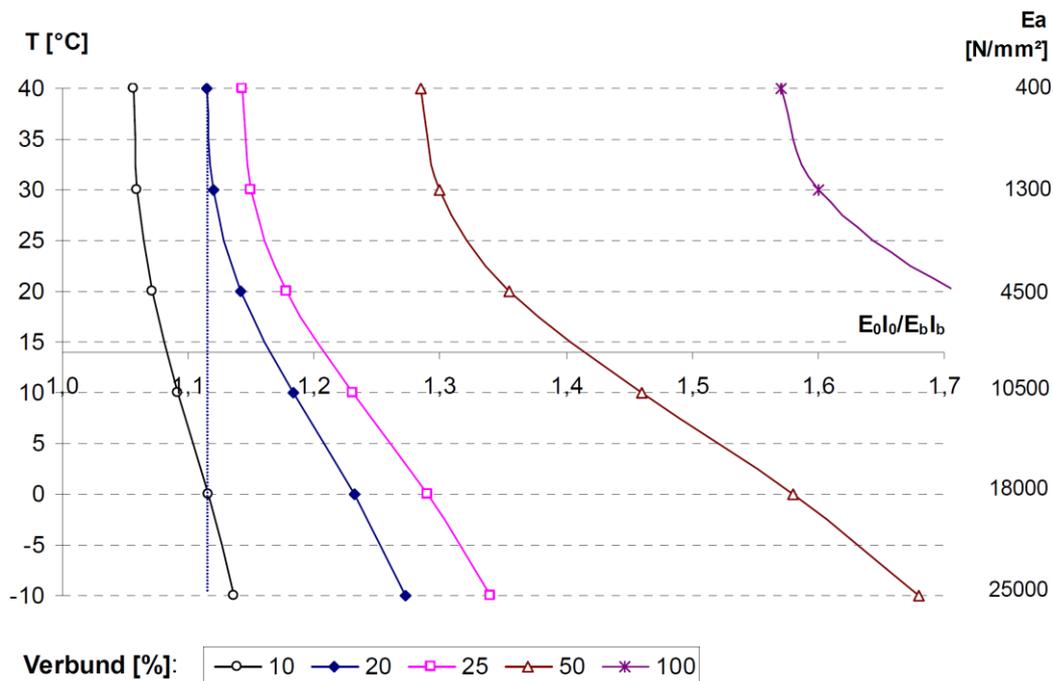


Abbildung 2.1: Zunahme der Steifigkeiten des Tragwerks, abhängig von T [°C] und der Verbundwirkung (Schutz-/Asphaltbetondicke $d_{sb} = 10$ cm, $d_{As} = 13$ cm) – aus [GUT-02]

Schindler [SCH-08] beschreibt in ihrer Arbeit die Untersuchung von Asphalt bei verschiedenen Temperaturen. Anstoß ihrer Untersuchungen ist die seinerzeit geplante Einführung der Richtlinie für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdecke (RDO). Ziel ihrer Arbeit ist die Lieferung von Materialkennwerten zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Asphalt. Sie untersucht dabei an verschiedenen Materialproben auch den Einfluss von Temperatur, Frequenz und Last auf das Verformungsverhalten unter Verwendung dreier verschiedener Prüfmethode (dynamischer Triaxialversuch, einaxialer Druckschwellversuch und dynamischer Stempeleindringversuch). Schindler stellt dabei fest, dass der absolute E-Modul in Abhängigkeit der Temperatur variiert. Genauer gesagt, dass mit fallender Temperatur der absolute E-Modul zunimmt. Schindler stellt in ihren Versuchen aber auch fest, dass die Temperatur nicht die einzige Einflussgröße auf den E-Modul ist. Auch sind die im Versuch angesetzte Oberspannung und die Belastungszeit Einflussfaktoren, welche die Dehnung unterschiedlich stark beeinflussen und somit den absoluten E-Modul beeinflussen. Darüber hinaus zeigen Schindlers weitere Ausführungen, dass die verschiedenen Prüfmethode nicht zum selben Ergebnis führen.

Mollenhauer [MOL-08] befasst sich in seiner Arbeit hauptsächlich mit dem Ermüdungsverhalten von Asphaltbefestigungen. Dazu stellt er in seiner Arbeit Ermüdungsfunktionen auf, die er aus Versuchen mit dem einaxialen Zug-Schwellversuch ableitet. In seiner Grundlagenbeschreibung geht Mollenhauer auf die Belastung von Asphaltstraßen ein. Er beschreibt, dass Asphaltbeläge zum einen durch den Verkehr (in Form einer rollenden Last) auf Biegung beansprucht werden. Bezogen auf einen einzelnen Punkt der Asphaltbefestigung ent-

spricht diese Belastung einer annähernd sinusförmigen Belastung. Neben der mechanischen Belastung aus Verkehr wird die Asphaltbefestigung auch durch thermische Einflüsse belastet. So entstehen durch thermische Abkühlung sogenannte kryogene Spannungen, welche sich mit der mechanischen Spannung überlagern. Abbildung 2.2 zeigt schematisch diese Überlagerung.

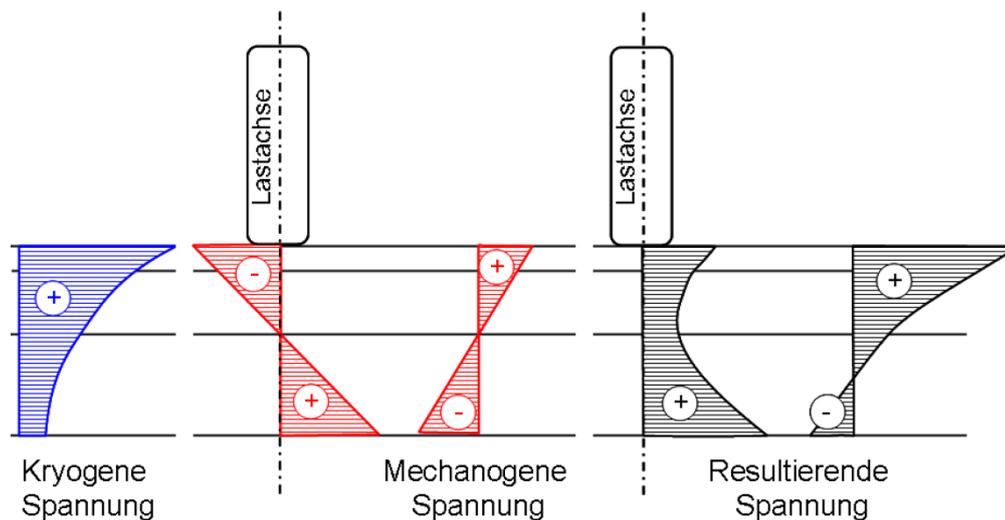


Abbildung 2.2: Schematische Darstellung der Superposition von kryogenen und mechanogenen Spannungen - aus [MOL-08]

Zur Ermittlung der kryogenen Spannungen führt er Zug- und Abkühlversuche durch, mit denen er die Zugfestigkeit von Asphaltproben bei verschiedenen Temperaturen und die maximale Bruchspannung durch Abkühlung sowie die zugehörige Bruchtemperatur ermittelt.

In seinen Recherchen zum Materialverhalten von Asphalt betrachtet Mollenhauer die verschiedenen rheologischen Modelle zur Beschreibung des Materialverhaltens. In seinen Untersuchungen kommt er zu dem Schluss, dass das Burgers-Modell (Reihenschaltung von Feder-, Dämpferelement und einer in Reihe angehängten Parallelschaltung eines Feder- und Dämpferelements) das viskoelastische Materialverhalten von Asphalt am genauesten abbildet.

Krieger und Rath [KRI-95] untersuchen in ihrem Bericht den Einfluss von Verkehrsbelastung und Temperatureinwirkung auf die Verformung von orthotropen Fahrbahnplatten (Fahrbahnplatten aus Stahlblech) einschließlich Brückenbelag. Ziel der Arbeit ist es, durch Messungen an zwei bestehenden Bauwerken ein Last- bzw. ein Verformungskollektiv aus den real vorliegenden Belastungszuständen aufzustellen, um damit die Dauerschwellbiegeprüfung zu modifizieren. Die Dauerschwellbiegeprüfung ist ein vorgeschriebenes Prüfverfahren zur Prüfung von Belägen und Abdichtungssystemen in Verbindung mit einem Fahrbahnblech.

In dieser Arbeit werden Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen an zwei Brückenbauwerken mit orthotroper Fahrbahnplatte durchgeführt. Die Messung der Durchbiegungen und der Dehnungen erfolgt allerdings nur in einem Messschnitt. Die Belastung der Bauwerke wird

durch Überfahrt der Messstelle bzw. des Bauwerks realisiert. Die Überfahrten erfolgen mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten. Es zeigt sich, dass die Geschwindigkeit einen Einfluss auf die Durchbiegung und das Dehnungsverhalten des Bauwerks hat. Dies wird damit begründet, dass das mechanische Verhalten von Asphalt bei geringen Geschwindigkeiten *vermutlich* viskos ist, während bei höheren Geschwindigkeiten die viskosen Anteile vermutlich eine untergeordnete Rolle spielen. Demnach nimmt die Steifigkeit der bituminösen Schichten mit steigender Geschwindigkeit zu und kleinere Durchbiegungen entstehen. Die Berücksichtigung der zu den Überfahrten gemessenen Temperaturen zeigt eine Abhängigkeit der Dehnungsmessung von der Temperatur. Es zeigt sich, dass die Dehnungen an der Oberkante des Fahrbahnbleches mit steigender Temperatur zunehmen.

Zusätzlich werden an Laborproben der bituminösen Schichten (an Gussasphalt und an Oktaphaltschicht) dynamische Werkstoffprüfungen (hier Zweipunktbiegeversuche) zur Bestimmung des absoluten E-Moduls durchgeführt. Diese Werkstoffprüfungen erfolgen für verschiedene Temperaturen (-20 °C bis 40 °C) und für verschiedene Dehnungsgeschwindigkeiten (2 Hz bis 120 Hz). Anhand dieser Versuche kann gezeigt werden, dass sowohl die Temperatur als auch die Frequenz der Belastung einen Einfluss auf den absoluten E-Modul ausüben. Sowohl mit steigender Frequenz der Belastung als auch mit fallender Temperatur steigt der absolute E-Modul.

Hase [HAS-93] untersucht in seiner Arbeit die Zugviskosität von Asphalt bei hohen und tiefen Temperaturen. Er beschreibt, dass das Materialverhalten von Asphalt zeitabhängig ist und von vielen Faktoren beeinflusst wird. In seinen Ausführungen geht Hase zunächst auf die rheologischen Modelle ein, welche zur Beschreibung des Materialverhaltens herangezogen werden können. Auch Hase befindet das Burgers-Modell als das zutreffende Modell zur Beschreibung von Asphalt. Ziel von Hases Untersuchungen ist aber die Bestimmung der Viskosität als materialbeschreibender Stoffkennwert. Um diese zu ermitteln, führt Hase Retardationsversuche (einaxialer Zugversuch) bei verschiedenen Temperaturen und für verschiedene Asphaltzusammensetzungen durch. Mittels eines linearen Ansatzes und vergleichend einem Ansatz nach dem Burgers-Modell ermittelt Hase aus diesem einaxialen Zugversuch die Viskosität der betrachteten Asphaltart. Seine Ergebnisse zeigen deutlich den Einfluss von Temperatur und Materialzusammensetzung auf die Viskosität. Zusätzlich zeigt sich, dass auch die im Versuch angesetzte Zugspannung die Zugviskosität des Materials beeinflusst. Man spricht bei solchen Materialien auch von einer Strukturviskosität. Im letzten Teil seiner Veröffentlichung beschreibt Hase einen empirischen Lösungsansatz, der die Temperatur- und die Spannungsabhängigkeit der Viskosität berücksichtigen soll. Mit diesem Ansatz ist es möglich, für beliebige Spannungen die Zugviskosität der untersuchten Gussasphaltschicht in Abhängigkeit der Temperatur anzugeben. Durch diesen Lösungsansatz kann die Viskosität als Stoffkennwert angesehen werden.

Wellner und Ascher [WEL-07] untersuchen in ihrem Forschungsbericht die Wirksamkeit des Haftverbundes und dessen Auswirkungen auf die Lebensdauer von Asphaltbefestigungen. Dabei vergleichen sie einen statisch belasteten Versuchsaufbau mit einem dynamisch belasteten Versuchsaufbau hinsichtlich der Ermittlung von Verbundparametern zur Beschreibung

des Schichtverbundes miteinander. In ihren Ausführungen beschreiben sie, dass Temperatur, Normalspannung, Scherweg und auch die Belastungsfrequenz maßgebliche Einflussgrößen für den Schichtverbund sind. Die Normalspannung ist dabei die wesentlichste Einflussgröße, jedoch werden der Scherweg und die Prüffrequenz mit zunehmender Temperatur bedeutsamer. Es wird beschrieben, dass in den geltenden Regelwerken nur die statische Prüfung des Schichtverbundes unter einer Temperatur von 20 °C gefordert ist. Da die Materialeigenschaften des Asphalts temperaturabhängig sind und durch die Verkehrsbelastung dynamische Lasten auf die Asphaltsschichten einwirken, ist das Ziel des Forschungsberichts die Entwicklung einer Prüfmethode des Schichtverbundes unter dynamischer Belastung und für ein reales Temperaturspektrum. Durch die dynamischen Versuche wird der Einfluss der Temperatur auf die Verbundwirkung zwischen zwei Asphaltsschichten bestätigt. Es werden auch Verbundfaktoren aus den dynamischen und den statischen Versuchen ermittelt, welche aber nicht zueinander korrelieren.

Die vorliegenden Literaturstellen belegen alle eine deutliche Temperaturabhängigkeit der Asphaltsschicht. Außerdem zeigen einige Autoren, dass der absolute E-Modul und demnach auch die Steifigkeit der Asphaltsschicht nicht nur von der Temperatur, sondern auch von der Belastungsfrequenz des Systems (Probekörper bzw. Bauwerk) abhängen. Während Retze [RET-07] in seinen Untersuchungen die Asphaltsschicht und deren Temperaturabhängigkeit, aufgrund eines geringen Anteils an der Gesamtsteifigkeit, nicht berücksichtigt, zeigt Gutermaun [Gut-02] in seinen theoretischen Überlegungen, dass in Abhängigkeit der Verbundwirkung der Temperatureinfluss die Steifigkeit des Gesamtsystems durchaus deutlich beeinflussen kann. Krieger und Rath [KRI-95] zeigen sogar durch Messungen an einer Brücke mit orthotroper Fahrbahnplatte, dass die Verformung dieses Systems durch die Asphaltsschicht und deren temperaturabhängige Steifigkeit beeinflusst ist. An dieser Stelle ist zu erwähnen, dass das Stahlblech der orthotropen Fahrbahnplatte eine Stärke von 12 mm aufweist, während der darüberliegende bituminöse Schichtaufbau eine Gesamtstärke von 80 mm aufweist und somit deutlich über der des Stahlblechs liegt.

Weitere Untersuchungen im Labor zeigen für verschiedene Versuchsaufbauten, dass der absolute E-Modul der Asphaltsschicht deutlich temperatur- und frequenzabhängig ist [SCH-08], [MOL-08]. Mollenhauer [MOL-08] beschreibt sogar, dass durch die Abkühlung der Asphaltsschicht kryogene Spannungen entstehen, die mit den mechanischen Spannungen zu überlagern sind.

Aus der hier vorliegenden Literatur stellt sich die Frage, ob der Einfluss der Asphaltsschicht auf Betonstrukturen, insbesondere auf Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, wirklich vernachlässigbar ist, oder ob, wie bei den orthotropen Fahrbahnplatten, eine temperaturabhängige Beeinflussung der Gesamtsteifigkeit vorliegt. Mitentscheidend dafür ist der Verbund zwischen Beton und bituminösem Schichtaufbau.

Kapitel 3

3 AUSWERTUNG DER LITERATURAN- SÄTZE

3.1 Einleitung

Im nachfolgenden Kapitel werden die materialtechnischen Eigenschaften von Beton und Asphalt, welche zur Beurteilung von Bauwerksstrukturen benötigt werden, erläutert. Dies sind zum einen die mechanischen Eigenschaften, aber auch deren Beeinflussung durch wechselnde klimatische Randbedingungen.

3.2 Einfluss äußerer klimatischer Randbedingungen auf die Gesamtstruktur

Durch die Veränderung der äußeren klimatischen Randbedingungen ändert sich auch das Verformungsverhalten eines Bauwerks. Da Materialien sich bei Erwärmung ausdehnen und bei Abkühlung zusammenziehen, erfolgt bei gleichmäßiger Erwärmung eine Längenausdehnung des gesamten Systems. Erfolgt die Wärmeausdehnung ungleichmäßig, sprich: erwärmt sich eine Seite schneller als die andere (es entsteht ein Temperaturgradient), entstehen dadurch ungleichmäßige Längenänderungen im Bauwerk, welche zu einer Biegeverformung des Systems führen.

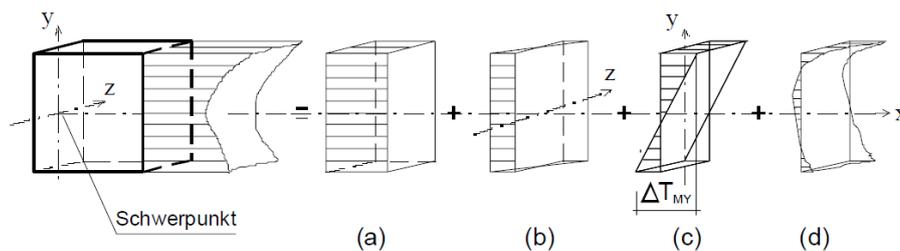
Für die Messung von Verformungsgrößen zu unterschiedlichen Zeitpunkten bedeutet dies, dass unterschiedlich große, aus der Temperatur resultierende Verformungsanteile in der gemessenen Verformungsgröße enthalten sind (sofern der Temperaturzustand zu beiden Messzeitpunkten nicht identisch ist).

3.2.1 Eigenverformung des Tragwerks durch Temperatureinwirkung

Bauwerke werden nicht nur durch ihre direkten äußeren Einwirkungen, wie z. B. durch Verkehrslasten, beansprucht. Zusätzlich dazu werden Bauwerke, insbesondere Brücken, auch durch die äußeren klimatischen Randbedingungen belastet. Das Ausmaß dieser Temperatureinwirkung ist äußerst komplex und hängt von vielen Faktoren ab. Dazu zählen zum einen die Anteile aus direkter und diffuser Sonneneinstrahlung, aber auch die geographische Lage des Bauwerks. Hier ist besonders die Ausrichtung des Bauwerks zu nennen, da je nach Ausrichtung (Nord-Süd oder Ost-West Ausrichtung) die Tragstruktur des Bauwerks (z.B. der Hohlkasten einer Hohlkastenbrücke) über den Tag, bedingt durch den Sonnenverlauf und den Neigungswinkel der Sonne, unterschiedlich erwärmt wird [NOV-03]. Aber auch die Topologie und die Beschaffenheit des Bodens beeinflussen durch deren Reflexion der Sonneneinstrahlung [RET-07] das sich einstellende Temperaturfeld im Bauwerk. Es entsteht so eine nichtlineare Temperaturverteilung im Bauwerk.

Im Sinne der technischen Regelwerke wird bei Brücken zumeist nur ein Temperatureinfluss auf die reine Tragstruktur, welcher zu Verformungen der Tragstruktur führt, berücksichtigt. Im [DIN-Fachbericht 101] heißt es: „Die Temperaturverteilung innerhalb des Bauteilquerschnitts führt zu Verformungen dieses Bauteils. Im Bauteil treten Spannungen auf, wenn Verformungen behindert werden. Die daraus resultierenden Verformungen und Spannungen müssen sowohl für ständige als auch für vorübergehende Bemessungssituationen (z.B. während der Bauausführung oder bei Reparaturmaßnahmen) berücksichtigt werden.“

Die Temperaturverteilung im Bauteil ist nicht linear. Für die Bemessung darf diese nichtlineare Verteilung aber in verschiedene Anteile aufgeteilt werden (siehe Abbildung 3.1). Der DIN-Fachbericht gibt an, dass für die Bemessung sogar nur der konstante und der linear veränderliche Temperaturanteil berücksichtigt werden müssen.



- a) Konstanter Temperaturanteil ΔT_N
- b) Linear veränderlicher Temperaturanteil in der x-z-Ebene ΔT_{Mz}
- c) Linear veränderlicher Temperaturanteil in der x-y-Ebene ΔT_{My}
- d) Nicht-lineare Temperaturverteilung ΔT_E

Abbildung 3.1: Anteile des Temperaturprofils aus [DIN-Fachbericht 101]

Dass aus diesen Anteilen, insbesondere aus dem linear veränderlichen Temperaturanteil, nicht unerhebliche Verformungen entstehen, soll am Beispiel eines 12 m langen Einfeldträgers mit einem Rechteckquerschnitt $b/h = 30/50$ cm (Abbildung 3.2) dargestellt werden. Es soll angenommen werden, dass sich dieser Einfeldträger an der Oberseite um $T_o = 3$ K erwärmt und an der Unterseite um $T_u = 10$ K erwärmt.

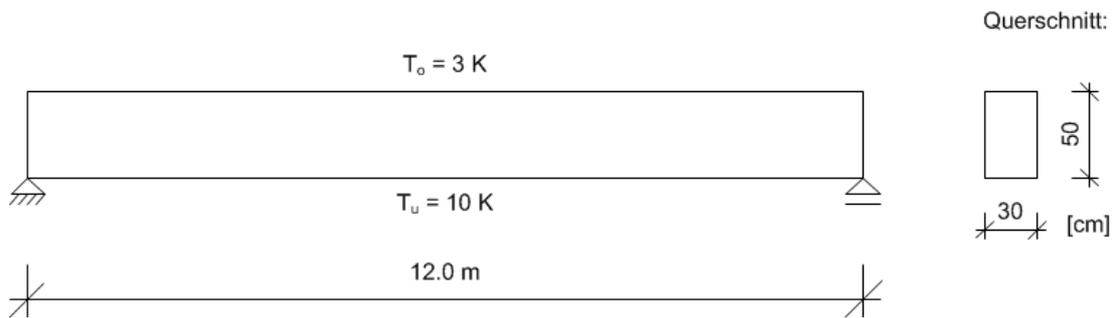


Abbildung 3.2: Einfeldträger mit ungleichmäßiger Erwärmung an Ober- und Unterseite

Aus der ungleichmäßigen Temperaturänderung an der Ober- und Unterseite des Einfeldträgers ermittelt sich mit nachfolgender Formel eine aus dem linearen Temperaturanteil resultierende Durchbiegung von 2.52 mm.

$$w = \alpha_T \cdot \frac{(T_u - T_o)}{h} \cdot \frac{l^2}{8} \quad (3.1)$$

Mit $w = \text{Durchbiegung des Trägers}$

$\alpha_T = \text{Wärmeausdehnungskoeffizient von Beton} = 10^{-5} \text{ 1/K}$

$T_u = \text{Temperaturerwärmung an der Unterseite}$

$T_o = \text{Temperaturerwärmung an der Oberseite}$

$h = \text{Höhe des Querschnitts}$

$l = \text{Feldlänge des Einfeldträgers}$

In den Regelwerken werden allerdings zumeist nur die Einflüsse auf die Tragstruktur berücksichtigt und keine Beeinflussungen der Steifigkeit durch sich verändernde Materialparameter, wie z. B. ein temperaturabhängiger Steifigkeitsverlust der Asphaltsschicht bei Erwärmung.

3.3 Mechanische Eigenschaften von Beton

Für die Zustandsbewertung von Betonkonstruktionen sind die mechanischen Eigenschaften von Beton von besonderem Interesse, da diese die Steifigkeit des Gesamtsystems beeinflussen. Zu den „steifigkeitsbildenden“ Materialeigenschaften gehören die Zug- und Druckfestigkeit sowie der Elastizitätsmodul und Schubmodul. Für die Zustandsbewertung mittels statischer Methoden werden vorzugsweise die Zug- und Druckfestigkeit sowie der E-Modul benötigt. Der Schubmodul wird bei der Berechnung von Verformungszuständen meist vernachlässigt. In die Zustandsbewertung mittels dynamischer Methoden gehen der E-Modul sowie die längenbezogene Masse mit ein.

3.3.1 Einfluss der Temperatur und der Feuchte auf das Materialverhalten

3.3.1.1 Einfluss von Temperatur und Feuchte auf den E-Modul von Beton

In der Literatur sind einige Ansätze für eine Berücksichtigung der Temperatur und des Feuchtegehalts auf den E-Modul von Beton zu finden. Die in der Literaturrecherche aufgeführten Ansätze zur Berücksichtigung des Einflusses aus Materialfeuchte und Temperatur beziehen sich auf den Tieftemperaturbereich (Temperaturen bis -200 °C). Für den baupraktisch relevanten Temperaturbereich werden diese Ansätze weniger angewendet. So enthält der Model Code 2010 [MC-10] selbst keine Angaben zur Berücksichtigung der Feuchte auf den E-Modul von Beton. In diesem wird nur der Einfluss aus der Temperatur auf den E-Modul des Betons berücksichtigt. Nachfolgend werden daher die Ansätze aus dem Model Code 90 [MC-90] und aus [BUD-89] noch einmal aufgeführt und der Einfluss der Temperatur auf den E-Modul anhand eines Rechenbeispiels dargestellt. Beide Ansätze berücksichtigen den Einfluss der Temperatur, nicht aber einen möglichen Feuchteeinfluss.

Nach [MC-90] (wie auch nach [MC-10]) kann der temperaturabhängige E-Modul von Beton wie folgt berechnet werden:

$$E_{28d}(T) = E_{28d} \cdot \left(1.06 - 0.003 \cdot \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.2)$$

Mit $E_{28d}(T)$ = E – Modul für die Temperatur T nach 28 Tagen

E_{28d} = E – Modul bei einer Temperatur 20 °C im Alter von 28 Tagen

T = Temperatur für die der E – Modul berechnet werden soll

T_0 = 1 °C

Nach [BUD-89] darf für einen Temperaturbereich von 20 °C bis 90 °C der E-Modul in Abhängigkeit der Temperatur mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$E(\vartheta) = 1 - \frac{\vartheta - 20}{350} \quad (3.3)$$

Mit $E(\vartheta)$ = Abnahme des E – Moduls in Abhängigkeit der Temperatur

ϑ = Temperatur für die der E – Modul berechnet werden soll

In Tabelle 3.1 ist dargestellt, wie stark die beiden betrachteten Ansätze den E-Modul verändern. Für verschiedene Temperaturen ist der nach den Gleichungen (3.2) und (3.3) berechnete E-Modul dargestellt sowie dessen prozentuale Abweichung von einem E-Modul $E_{c0} = 35700 \text{ N/mm}^2$. Die in [BUD-89] für den Temperaturbereich von 20 °C bis 90 °C angegebene Formel ist hier vergleichend auch für den Temperaturbereich von -10 °C bis 20 °C angewendet worden.

Tabelle 3.1: Variation des E-Moduls unter Berücksichtigung verschiedener Ansätze

Ansatz	Temperatur	[°C]	-10	0	10	20
[MC-90]	E-Modul	[N/mm ²]	38913	37842	36771	35700
	Abweichung zu E _{c0}	[%]	9.00	6.00	3.00	0.00
[BUD-89]	E-Modul	[N/mm ²]	38760	37740	36720	35700
	Abweichung zu E _{c0}	[%]	8.57	5.71	2.86	0.00

Ansatz	Temperatur	[°C]	30	40
[MC-90]	E-Modul	[N/mm ²]	34629	33558
	Abweichung zu E _{c0}	[%]	-3.00	-6.00
[BUD-89]	E-Modul	[N/mm ²]	34680	33660
	Abweichung zu E _{c0}	[%]	-2.86	-5.71

Bei den Ansätzen nach [MC-90] und nach [BUD-89] ist eine Abweichung zum ursprünglichen E-Modul E_{c0} deutlich erkennbar. Bei diesen beiden Ansätzen liegen Abweichungen von bis zu 9 % vor. Abbildung 3.3 zeigt die prozentuale Veränderung des E-Moduls bei Berücksichtigung der Temperatur für die zwei zuvor genannten Ansätze.

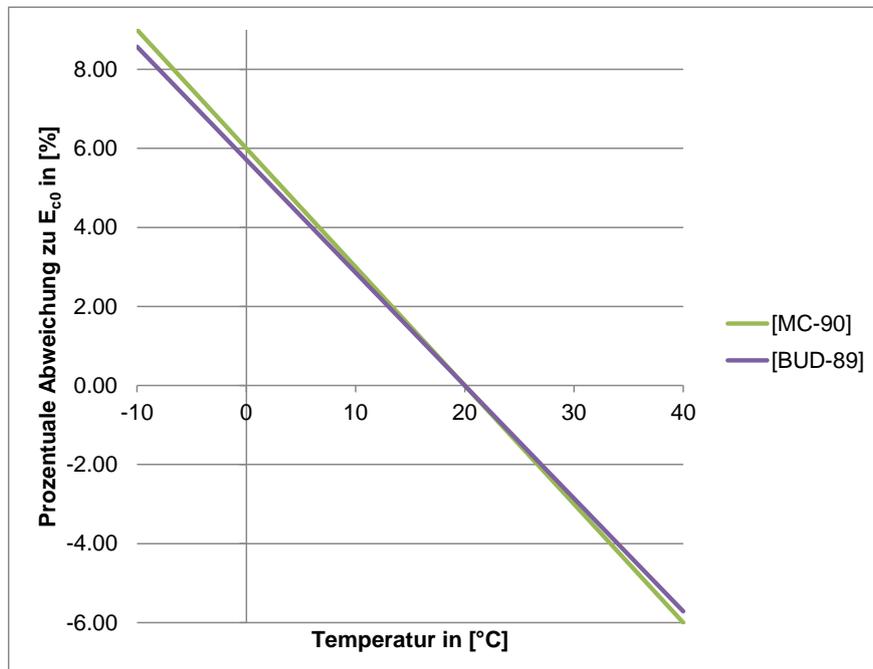


Abbildung 3.3: Prozentualer Einfluss der Temperatur auf den E-Modul von Beton für die zuvor aufgeführten Ansätze

3.4 Materialverhalten von Asphalt

Asphalt ist ein Gemisch aus Bitumen und Gesteinskörnung (sowohl natürlich gerundete als auch gebrochene). Diese Bestandteile beeinflussen das Materialverhalten des Asphalts, welches als visko-elastisch beschrieben werden kann. Die Gesteinskörnung weist vorzugsweise elastisches Materialverhalten auf und auch der E-Modul der Gesteinskörnung kann als konstant angesehen werden. Anders ist dies bei Bitumen. Der E-Modul des Bitumens ist stark temperaturabhängig. Zusätzlich hängt der E-Modul des Bitumens (und somit auch der E-Modul des Asphalts) von der Belastungsfrequenz ab, mit welcher die Ermittlung des E-Moduls durchgeführt wird. Bei Asphalt spricht man meistens vom absoluten E-Modul, welcher berechnet wird als Quotient der maximalen Spannung und der, mit einem Phasenversatz zu dieser auftretenden, maximalen Dehnung. Ausschlaggebend für die Temperaturabhängigkeit des Asphalts ist die Viskosität, welche ihrerseits von der Temperatur abhängt und bei tiefen Temperaturen spröde und bei hohen Temperaturen zähflüssig ist. Da das Materialverhalten von Asphalt durch seine Ausgangsstoffe beeinflusst wird, führt dies dazu, dass das Materialverhalten verschiedener Asphaltarten voneinander differiert.

In der Literatur finden sich daher verschiedene Angaben für den E-Modul von Asphalt in Abhängigkeit der Temperatur. In [BUN-11] wird beschrieben, dass der mit der Hammer-Impact-Methode ermittelte E-Modul eines Asphalts für den Temperaturbereich von -5 °C bis 35 °C von 19000 N/mm^2 auf 5000 N/mm^2 abfällt (mit steigender Temperatur). In [KRI-95] wird der E-Modul für Gussasphalt in den Grenzen von 25052 N/mm^2 bis 408 N/mm^2 angegeben für einen Temperaturbereich von -10 °C bis 40 °C . Diese Werte sind bei einer Belastungsfrequenz von 2 Hz ermittelt worden. Für eine Belastungsfrequenz von 120 Hz beträgt der E-Modul des Gussasphalts für dieselben Temperaturen 28401 N/mm^2 (für $T = -10\text{ °C}$) und 2841 N/mm^2 (für $T = 40\text{ °C}$). Dies zeigt, dass unterschiedliche Asphaltzusammensetzungen zu unterschiedlichen E-Modulen führen, der E-Modul temperaturabhängig ist und durch die Belastungsfrequenz bei dynamischen Werkstoffprüfungen beeinflusst wird. Weitere Beispiele zu diesem Verhalten finden sich in [MOL-08], [SCH-08] und [DID-08]. [KRI-95] stellte bereits die Vermutung auf, dass das mechanische Werkstoffverhalten bei geringen Belastungsfrequenzen viskos ist und dass bei hohen Belastungsfrequenzen die viskosen Anteile eine untergeordnete Rolle spielen.

Zumeist werden Werkstoffprüfungen an Asphalt unter einer zyklischen, dynamischen Belastung durchgeführt. Diese wird gewählt, weil eine zyklische Belastung der Beanspruchung eines einzelnen Punktes in der Asphaltfahrbahn unter fahrendem Verkehr (Überfahrt des Punktes) nahe kommt. Durch die rollende Bewegung der Last (rollende Verkehrsbelastung) wird ein einzelner Punkt der Asphaltbefestigung nicht durch eine konstante Belastung beansprucht, sondern durch eine sinusförmige Belastung, da sich die rollende Last zunächst auf den betrachteten Punkt zubewegt und nach Überfahren dieses Punktes sich von diesem wieder entfernt.

Bzgl. des rheologischen Modells zur Beschreibung des Materialverhaltens wird in der Literatur sehr häufig auf das Burgers-Modell verwiesen.



Abbildung 3.4: Burgers-Modell zur Beschreibung visko-elastischen Materialverhaltens [MOL-08]

Die Steifigkeitsänderung von Asphalt in Abhängigkeit zur Temperatur beeinflusst auch das Verformungsverhalten der Gesamtstruktur. Im Schichtverbund mit anderen tragenden Schichten führt dies zu einer Veränderung der Steifigkeit des Gesamttragwerks. Dies führt wiederum zu einem veränderten Verformungsverhalten des Gesamtsystems.

3.4.1 Temperaturabhängiger Einfluss der Asphaltsschicht auf das Verformungsverhalten am Gesamtsystem

Wie vorangehend beschrieben, ist die Steifigkeit des Asphalts durch dessen Temperatur beeinflusst. Dies bedeutet, dass bei vorliegender Verbundwirkung zwischen Betontragwerk und Asphaltsschicht die Steifigkeit des Gesamtsystems durch den Asphalt beeinflusst wird. Bei 100%iger Verbundwirkung entsteht keine Relativverschiebung zwischen den Grenzflächen der Beton- und der Asphaltsschicht. Bei 0%iger Verbundwirkung existiert kein Zusammenhalt zwischen Beton- und Asphaltsschicht, sodass sich die beiden Schichten gegeneinander verschieben können. Abhängig vom Verhältnis der vorliegenden Schichthöhen übt die Asphaltsschicht einen mehr oder weniger stark ausgeprägten Einfluss auf die Biegesteifigkeit des Gesamtsystems aus. Nachfolgend soll am Beispiel dreier Brücken und am Beispiel einer Labortestplatte gezeigt werden, wie stark der Einfluss der Steifigkeit des Asphalts auf die Gesamtsteifigkeit des Tragwerks sein kann. Es sind diese drei Brücken gewählt worden, da sie sich in ihrer Bauart unterscheiden und so gezeigt werden kann, dass der Einfluss der Asphaltsschicht auf eine Plattenbrücke größer ist als auf eine Hohlkastenbrücke, bedingt durch das Verhältnis Asphaltsschichthöhe zur Höhe des Oberbaus. Der Einfluss der Asphaltsschicht wird hier zunächst für den Extremfall einer 100%igen Verbundwirkung dargestellt.

1. Bei der Brücke in Moestroff (Luxemburg) handelt es sich um eine Plattenbrücke aus Spannbeton mit einer Höhe von 83.8 cm im Feld und einer Asphalthöhe von 10 cm. Das ideale Flächenträgheitsmoment beträgt 0.6 m^4 und der E-Modul 35700 MN/m^2 . Eine genaue Beschreibung der Brücke folgt in Kapitel 5.
2. Die Brücke in Useldange (Luxemburg) ist eine Stahlverbundbrücke mit einer 25 cm hohen Betonplatte und vier Stahlträgern, deren Höhe über die Länge veränderlich ist. An der maßgebenden Stelle im Feld beträgt die Höhe des Stahlträgers 65 cm. Der E-Modul des Betons beträgt 35700 MN/m^2 und der des Stahls 210000 MN/m^2 . Bezogen auf den Einflussbereich eines Stahlträgers ergibt sich für das Tragwerk im

Feld ein Flächenträgheitsmoment von 0.009 m^4 . Aufgrund eines Ausführungsfehlers ist bei dieser Brücke eine 25 cm starke Asphaltsschicht aufgebracht worden. Die Brücke wird in Kapitel 5 ausführlich beschrieben.

3. Die Brücke Champangshiehl (in Luxemburg) ist eine vorgespannte Hohlkastenbrücke mit einer Überbauhöhe von 2.62 m. Daraus resultiert ein Flächenträgheitsmoment des Überbaus von 8.3 m^4 . Der E-Modul des Betons ist mit 36000 MN/m^2 angenommen worden. Die Höhe der Asphaltsschicht beträgt bei dieser Brücke 10 cm. Die genaue Beschreibung der Brücke folgt in Kapitel 8.
4. Die Betonplatte (welche die Basis der Klimakammertests darstellt) ist eine vorgespannte Hohlkörperdele (siehe auch Kapitel 4 – Klimakammertests). Sie hat eine Höhe von 15 cm und ein ideelles Flächenträgheitsmoment von 0.00014899 m^4 . Für den E-Modul des Betons werden 35700 MN/m^2 angesetzt. Auf diese Platte wird eine 10 cm hohe Asphaltsschicht aufgebracht. Dieses relativ hohe Verhältnis von Asphalt zu Beton ($2/3$) wird für die Laboruntersuchungen gewählt, um den Einfluss der Steifigkeit der Asphaltsschicht auf die Gesamtsteifigkeit des Systems in einer relevanten Größenordnung auch bei der kleinen Spannweite der vorgespannten Hohlkörperdele außerhalb des Bereichs der Messgenauigkeit messen zu können. Wie die Beispiele der Brücken in Moestroff und Champangshiehl zeigen, liegen in der Regel Schichthöhenverhältnisse von $< 1/8$ vor.

In Tabelle 3.3 sind für diese vier Tragwerke die Biegesteifigkeiten angegeben. Dargestellt ist die Biegesteifigkeit des reinen Tragwerks ohne Asphaltsschicht und die Biegesteifigkeiten mit Asphaltsschicht für eine Asphalttemperatur von $T_{\text{Asphalt}} = -10 \text{ }^\circ\text{C}$, $T_{\text{Asphalt}} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ und $T_{\text{Asphalt}} = 40 \text{ }^\circ\text{C}$. Die Biegesteifigkeiten mit Asphalt basieren auf der Annahme einer 100%igen Verbundwirkung zwischen Beton und Asphalt. Für die E-Module der Asphaltsschichten werden Werte aus der Literatur [GUT-02] entnommen (siehe Tabelle 3.2). Abbildung 3.5 zeigt den prozentualen Einfluss der Asphaltsschicht in Abhängigkeit der Temperatur. Tabelle 3.4 zeigt, um wie viel Prozent die Biegesteifigkeit durch die Asphaltsschicht in Abhängigkeit von der Temperatur höher ist, als die Biegesteifigkeit des reinen Betontragwerks (ausgehend von einer 100%igen Verbundwirkung zwischen Tragstruktur und Asphaltsschicht).

Tabelle 3.2: Elastizitätsmodul der Asphaltsschicht für verschiedene Asphalttemperaturen (nach [GUT-02])

Asphalttemperatur	E-Modul der Asphaltsschicht
$T_{\text{Asphalt}} = -10 \text{ }^\circ\text{C}$	25000 MN/m^2
$T_{\text{Asphalt}} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$	4500 MN/m^2
$T_{\text{Asphalt}} = 40 \text{ }^\circ\text{C}$	400 MN/m^2

Tabelle 3.3: Biegesteifigkeiten verschiedener Tragwerke ohne Asphaltsschicht und mit Asphaltsschicht (für verschiedene Asphalttemperaturen)

Biegesteifigkeit		Brücke in Moestroff	Brücke in Useldange	Brücke Champangshiehl	Platten für Klimakammertests
El ohne Asphalt (für T = 20 °C)	[(MN/m ²)·m ⁴]	21825	1920	297864	5.3
El mit Asphalt für T _{Asphalt} =-10 °C	[(MN/m ²)·m ⁴]	25866	3329	322812	20.0
El mit Asphalt für T _{Asphalt} =20 °C	[(MN/m ²)·m ⁴]	22575	2251	302616	9.0
El mit Asphalt für T _{Asphalt} =40 °C	[(MN/m ²)·m ⁴]	21882	1952	298296	5.7

Tabelle 3.4: Prozentualer Einfluss der Asphaltsschicht auf die Biegesteifigkeit, bezogen auf die Biegesteifigkeit der reinen Tragstruktur

		Brücke Moestroff	Brücke Useldange	Brücke Champangshiehl	Platten für Klimakammertests
El ohne Asphalt	%	-	-	-	-
El mit Asphalt T _{Asphalt} =-10 °C	%	19	73	8	275
El mit Asphalt T _{Asphalt} =20 °C	%	3	17	2	70
El mit Asphalt T _{Asphalt} =40 °C	%	0.3	2	0.2	7

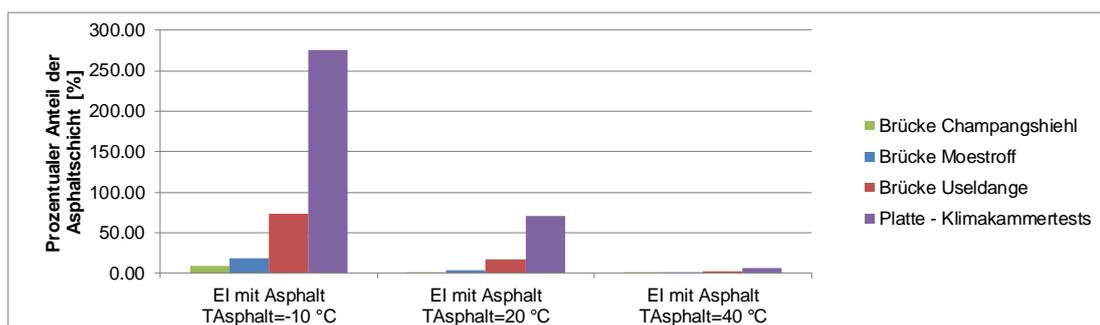


Abbildung 3.5: Prozentualer Einfluss der Asphaltsschicht auf die Biegesteifigkeit, bezogen auf die Biegesteifigkeit der reinen Tragstruktur

Dass in dieser Darstellung der Einfluss der Asphaltsschicht bei der Brücke in Useldange (Stahlverbundbrücke) größer ist als bei der Brücke Moestroff (Plattenbrücke), liegt an der anormal hohen Asphaltsschicht der Brücke in Useldange.

Kapitel 4

4 UNTERSUCHUNG DER KLIMATISCH BEDINGTEN VERFORMUNGSÄNDE- RUNG VON BETONTRAGWERKEN (KLIMAKAMMERTESTS)

4.1 Einleitung

Ziel der Untersuchungen an einzelnen Platten im Labor ist die Eruiierung des Einflusses äußerer klimatischer Randbedingungen auf das Last-Verformungsverhalten sowie auf modale Parameter von Betontragwerken mit aufgebracht Asphalttschicht. Es soll untersucht werden, in welchem Maße die Steifigkeit der Materialien bzw. des Schichtaufbaus in Abhängigkeit wechselnder klimatischer Randbedingungen variieren und die Gesamtsteifigkeit beeinflussen. Um den Temperatureinfluss auf den im Versuch vorliegenden Beton genauer zu untersuchen und um später eine detailliertere Beurteilung des Einflusses der Asphalttschicht vornehmen zu können, wird zunächst nur die Betonplatte ohne Asphalttschicht bei wechselnden klimatischen Randbedingungen untersucht. Anschließend wird auf dieselbe Platte eine Asphalttschicht aufgebracht. Der Schichtaufbau erfolgt gemäß der deutschen Richtlinie „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauwerke (ZTV-Ing) Teil 7 Abschnitt 1 – Brückenbeläge auf Beton mit einer Dichtungsschicht aus einer Bitumen-Schweißbahn“ [ZTV-Ing 03]. Ein Vergleich der Platten mit und ohne Asphalttschicht gibt Aufschluss über den Einfluss der Asphalttschicht auf das Gesamttragverhalten. Der Einfluss der Asphalttschicht ist von besonderem Interesse, da der E-Modul dieses Materials in besonderem Maße von der Temperatur abhängt [GUT-02], [RET-07], [DID-08]. Zwischen Beton und Asphalt liegt ein Verbundtragverhalten vor, welches durch die temperaturabhängige Steifigkeitsveränderung beeinflusst wird. Mittels Begleituntersuchungen an weiteren Laborproben aus Asphalt-Beton-Verbund wird die Kraftschlüssigkeit in der Beton-Asphalt-Verbindung und deren Abhängigkeit von klimatischen Einflüssen eruiert. Eine Analyse dieser Ergebnisse und

der Untersuchungen an den Beton- bzw. Beton-Asphalt-Platten zeigt den Einfluss der Asphalt-schicht auf das Last-Verformungsverhalten von Tragwerken sowie auf die modalen Parameter der Struktur bei unterschiedlichen klimatischen Randbedingungen.

4.2 Beschreibung der Betonplatten ohne und mit Asphalt-schicht

4.2.1 Beschreibung der Betonplatten ohne Asphalt-schicht

Die zu untersuchenden Betonplatten sind vorgespannte Hohlkörperdielen, wie sie üblicherweise als Fertigteil-Deckenelemente im Hochbau eingesetzt werden. Die Platten haben eine Gesamtlänge von 1.80 m und eine Breite von 60 cm. Bewehrt sind die Platten lediglich durch interne, geradlinig verlaufende Spannglieder. Die Platten werden im unteren Bereich durch vier Spannglieder (Durchmesser 7 mm) mit einer Vorspannkraft von jeweils 38.5 kN (Summe der unteren Vorspannkraft = 154 kN) vorgespannt. Dies entspricht für die unteren Vorspannglieder einer Spannung von 1000 N/mm². Im oberen Bereich der Platte ist, zwecks Transportsicherung, ein weiteres Spannglied (Durchmesser 5 mm) mit einer Vorspannkraft von 21 kN eingebaut (Spannung = 1070 N/mm²). Die Qualität des Stahls ist ein St 1470/1670 mit einem E-Modul von 205000 N/mm². Die vorgesehene Betondruckfestigkeitsklasse ist C45/55. Aus dieser Betonfestigkeitsklasse ergibt sich gemäß Eurocode 2 [EC-2] ein anzunehmender mittlerer Elastizitätsmodul von 35700 N/mm² (Sekantenmodul) [SCH-02]. Im 28 Tage Druckfestigkeitsversuch, gemessen an einem Würfel mit der Kantenlänge 150 x 150 mm, ist eine Druckfestigkeit von 66 N/mm² gemessen worden (Qualitätskontrolle des Herstellers), was die Zielvorgabe eines C45/55 bestätigt. Aus der gemessenen Druckfestigkeit kann ein E-Modul von 37500 N/mm² errechnet werden (Berechnung siehe Anhang C.1). Die im Folgenden berechneten Verformungen sind zunächst für den E-Modul $E = 35700 \text{ N/mm}^2$ berechnet worden und im Anschluss für den errechneten E-Modul ($E = 37500 \text{ N/mm}^2$). Es sei an dieser Stelle bereits angemerkt, dass der aus der Druckfestigkeit berechnete E-Modul um 5 % über dem E-Modul nach Eurocode 2 [EC-2] liegt. Die Herstellung der in den Versuchen betrachteten Platten ist im Fertigteilwerk im Spannbettverfahren durchgeführt worden. Untersucht werden verschiedene Platten, deren Massen zwischen 260 kg und 264 kg variieren. Daraus ergibt sich rechnerisch, unter Berücksichtigung der idealen Querschnittsabmessungen (Querschnittsabmessungen aus den technischen Zeichnungen), eine Dichte zwischen 2.36 kg/dm³ und 2.40 kg/dm³. Tabelle 4.1 zeigt das Gesamtgewicht der jeweiligen Platte sowie die Dichte der einzelnen Platten.

Die Bezeichnung ACCS der Platten steht für Asphalt Concrete Composite Slab. Die Platten sind in einer Charge hergestellt und daher aufsteigend durchnummeriert worden. In Tabelle 4.1 sind nur die für die Versuche eingesetzten Platten aufgeführt. Für die statischen und dynamischen Versuche in der Klimakammer werden nur die Platten ACCS-1 und ACCS-2 eingesetzt. Die Platten ACCS-4 und ACCS-6 sind, inklusive der später aufgebrachtten Asphalt-schicht, identisch zu den Platten ACCS-1 und ACCS-2 hergestellt worden. Diese Platten werden nach Asphaltaufbringung in kleinere Probekörper geteilt, um weitere Versuche an

kleineren Probekörpern durchzuführen. Die Platten ACCS-3 und ACCS-5 sind für die Versuche nicht berücksichtigt worden.

Tabelle 4.1: Gewicht und Dichte der Spannbetonplatten

Plattenbezeichnung	Länge l [cm]	Querschnittsfläche A _c [cm ²]	Betonvolumen V [dm ³]	Gewicht m [kg]	Dichte ρ [kg/dm ³]
ACCS-1	179.9	612.5	110	260	2.36
ACCS-2	179.7	612.5	110	264	2.40
ACCS-4 ¹	178.1	612.5	109	260	2.38
ACCS-6 ¹	179.3	612.5	110	264	2.40

Abbildung 4.1 zeigt einen Querschnitt der Platte inklusive der Lage der Spannglieder. In Abbildung 4.2 sind die Lage des ideellen Schwerpunkts in vertikaler Richtung und der vertikale Abstand der Spannglieder zum Schwerpunkt dargestellt.

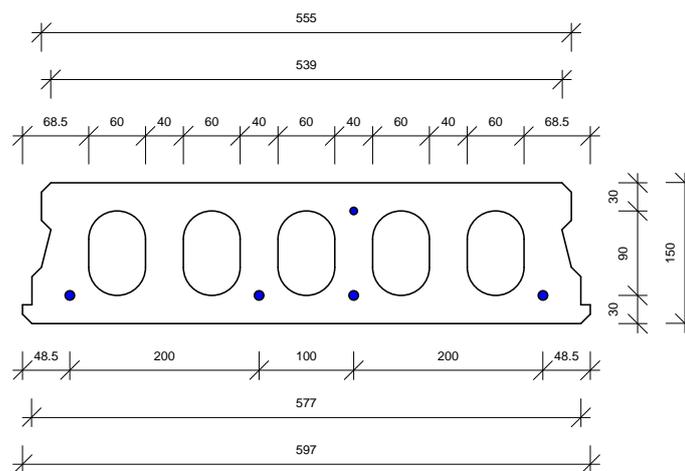


Abbildung 4.1: Querschnitt der vorgespannten Hohlkörperdele mit Lage der Spannglieder

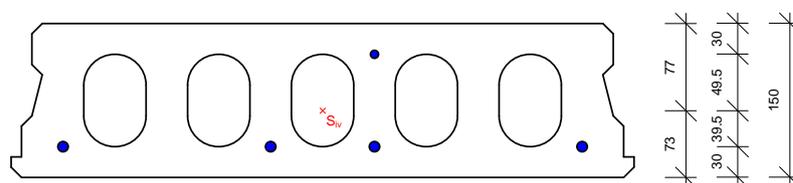


Abbildung 4.2: Lage des ideellen Schwerpunkts (S_{iv}) in vertikaler Richtung und vertikaler Abstand der Spannglieder zum ideellen Schwerpunkt

¹ Die Platten ACCS-4 und ACCS-6 werden nach Asphaltaufbringung in kleinere Probekörper geteilt, um weitere Versuche an kleineren Probekörpern durchzuführen

4.2.2 Beschreibung der Betonplatten mit Asphalttschicht

Zur Erforschung des klimatischen Einflusses auf das Last-Verformungsverhalten von Stahl- und Spannbetonkonstruktionen mit Asphalttschicht werden Laboruntersuchungen an Spannbetonhohlkörperdielen mit aufgebrachtener Asphalttschicht durchgeführt. Die Platten simulieren den Brückenüberbau.

Für die Laboruntersuchungen werden die in Kapitel 4.2.1 beschriebenen Spannbetonhohlkörperdielen mit einem Aufbau gemäß ZTV-Ing [ZTV-ING 03] Teil 7 Abschnitt 1 „Brückenbeläge auf Beton mit einer Dichtungsschicht aus einer Bitumen-Schweißbahn“ versehen. Bei diesem Aufbau wird auf die angeraute Betonoberfläche (in diesem Fall: Strahlen mit festem Strahlmittel) eine Grundierung aus Reaktionsharz aufgetragen (Abbildung 4.3 links). Zur Herstellung der Rauigkeit und der Verbundwirkung wird Sand (feuergetrocknet) in das frische Reaktionsharz eingestreut (Abbildung 4.3 Mitte). Auf diese Schicht wird eine Versiegelung aus Reaktionsharz aufgetragen (Abbildung 4.3 rechts), auf welche später die Dichtungsschicht (einlagig aufgebrachte Bitumen-Schweißbahn) aufgeflammt wird (Abbildung 4.4), bevor auf diese eine Schutzschicht aus Gussasphalt und später die Deckschicht aufgetragen wird (Abbildung 4.5). Die Arbeitsschritte vom Vorbereiten des Betonuntergrundes bis hin zum Aufbringen der Asphalttschicht werden von einer qualifizierten Firma durchgeführt, um eine zum Brückenaufbau vergleichbare Qualität zu gewährleisten.



Abbildung 4.3: Zwischenschritte beim Herstellen der Grundierung und Versiegelung; links: Betonplatte mit aufgebrachtener Grundierung; Mitte: Betonplatte grundiert mit eingestreutem Sand; rechts: Betonplatte mit Versiegelung (zweite Reaktionsharzschicht)



Abbildung 4.4: Betonplatte mit aufgebrachtener Abdichtung; links: Aufbringen der Bitumen-Schweißbahn; rechts: Platte mit fertiger Abdichtung

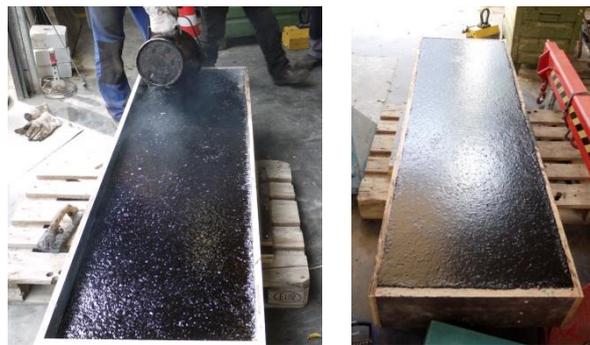


Abbildung 4.5: Einbau der Gussasphaltschicht; links: Platte während des Gussasphaltauftrags; rechts: Platte nach vollständig aufgebrachtem Gussasphalt

Abweichend von der ZTV-Ing wird für die Laborversuche die Schutzschicht (Gussasphaltschicht) mit einer Gesamthöhe von 10 cm ausgebildet, was einen dreilagigen Einbau heiß in heiß erfordert. Auf eine zusätzliche Deckschicht wird bei den Versuchen (bedingt durch die hohe Schutzschicht) verzichtet. Abbildung 4.6 zeigt den Querschnitt des Plattenaufbaus.

In Tabelle 4.2 ist das Gesamtgewicht der jeweiligen Beton-Asphalt-Verbund-Platte dargestellt. Die daraus errechnete Dichte des Gussasphalts ist in Tabelle 4.3 angegeben.

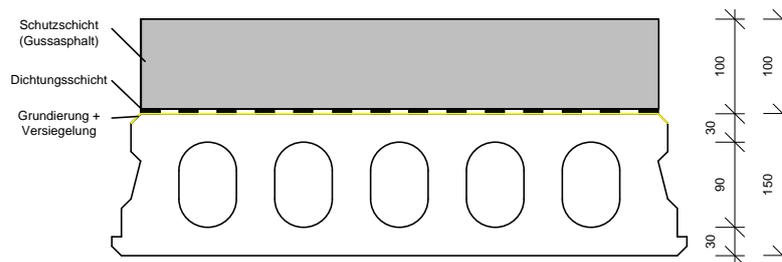


Abbildung 4.6: Querschnitt der Beton-Asphalt-Verbundplatte

Tabelle 4.2: Gesamtgewicht der Verbundplatten inklusive Asphaltenschicht und errechnetes Asphaltgewicht

Plattenbezeichnung	Länge l [cm]	Gewicht der Platte m [kg]	Gewicht Asphalt m [kg]
ACCS-1	179.9	502	$502 - 260 = 242$
ACCS-2	179.7	502	$502 - 264 = 238$
ACCS-4 ¹	178.1	498	$498 - 260 = 238$
ACCS-6 ¹	179.3	502	$502 - 264 = 238$

¹ Die Platten ACCS-4 und ACCS-6 werden nach Asphaltaufbringung in kleinere Probekörper geteilt, um weitere Versuche an kleineren Probekörpern durchzuführen

Tabelle 4.3: Abmessungen und Dichte der Gussasphaltschicht

Plattenbezeichnung	Länge	Asphaltquerschnittsfläche	Asphaltvolumen	Asphaltgewicht	Asphaltdichte
	l_a [cm]	A_a [cm ²]	V_a [dm ³]	m_a [kg]	ρ_a [kg/dm ³]
ACCS-1	179.9	597	107	242	2.25
ACCS-2	179.7	567	102	238	2.34
ACCS-4 ¹	178.1	594	106	238	2.25
ACCS-6 ¹	179.3	579	104	238	2.29

4.3 Untersuchung der Plattenelemente unter statischer Belastung

Die Untersuchung der statischen Parameter erfolgt im Drei-Punkt-Biegeversuch, zunächst an Platten ohne Asphaltschicht und später an denselben Platten mit zusätzlich aufgebrachtener Asphaltschicht (Abbildung 4.7). Dabei wird sowohl die Durchbiegung in Feldmitte und den Viertelpunkten als auch die Dehnung des Betons in Feldmitte und den Viertelpunkten jeweils an der Betonunterseite, in der Druckzone und bei den Platten mit Asphalt auf der Asphaltoberseite gemessen. Die genaue Positionierung der Sensoren ist in Kapitel 4.3.2.1 beschrieben und graphisch dargestellt. Die Lastaufbringung erfolgt als Einzellast durch eine Hydraulikpresse in Feldmitte, welche die Last über einen Stahlträger in die Platte einleitet. Die Lastaufbringung erfolgt in 6 gleichmäßigen Laststufen mit einer Haltezeit von je 10 Minuten für die Laststufen 1 bis 5 und einer Haltezeit von 70 Minuten für Laststufe 6. Nach Ablauf der Haltezeit von Laststufe 6 erfolgt die Entlastung des Systems. Abbildung 4.8 zeigt schematisch den Versuchsaufbau in einer Seitenansicht.

¹ Die Platten ACCS-4 und ACCS-6 werden nach Asphaltaufbringung in kleinere Probekörper geteilt, um weitere Versuche an kleineren Probekörpern durchzuführen

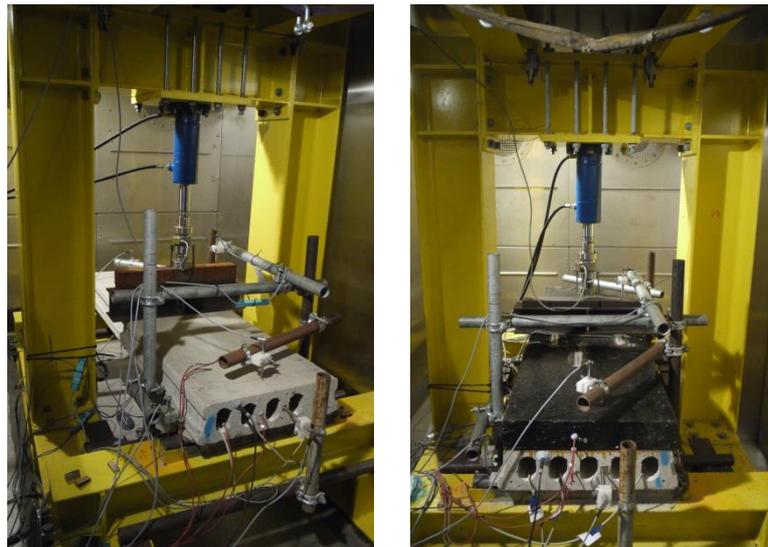


Abbildung 4.7: Versuchsaufbau der statischen Tests ohne Asphalt-schicht (links) und mit Asphalt-schicht (rechts)

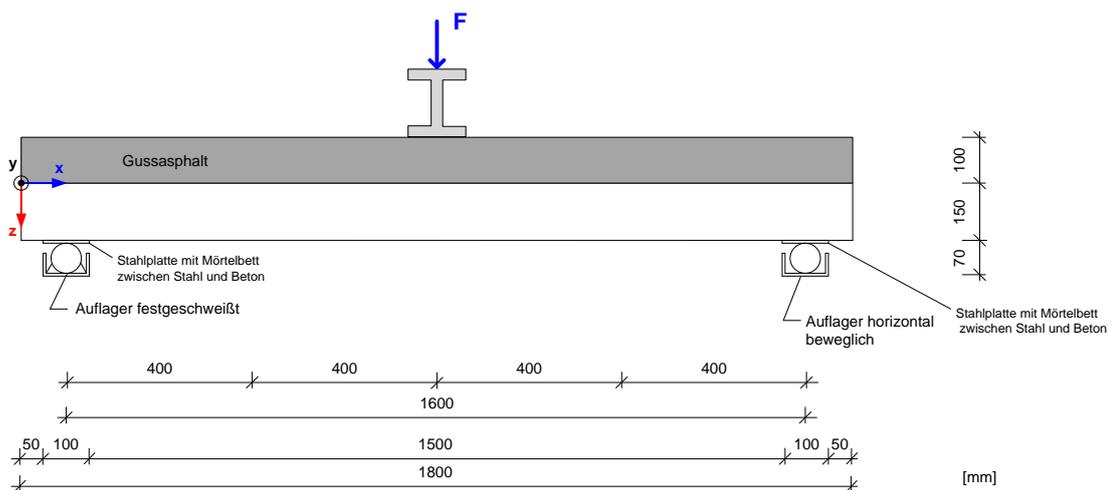


Abbildung 4.8: Darstellung des Versuchsaufbaus der statischen Tests

4.3.1 Statische Berechnungen der Platten ohne Asphalt-schicht

Zur genauen Definition des Versuchsablaufs ist im Vorfeld eine statische Berechnung durchgeführt worden, um die Risslast der Betonplatte zu ermitteln. Grundvoraussetzung der Versuche ist, dass das System während der Versuche im Zustand I verbleibt, damit, bedingt durch das elastische Materialverhalten, die Versuchsergebnisse der verschiedenen Temperaturstufen miteinander vergleichbar bleiben. Die Berechnung der Risslast ergibt, dass bei einer zusätzlich aufgetragenen Einzellast von $F_{\text{Riss}} = 44 \text{ kN}$ in Feldmitte ein Riss entstehen würde (unter Berücksichtigung der Vorspannung und des Eigengewichts von Beton und des später aufgetragenen Asphalts). Da das Bauteil im ungerissenen Zustand verbleiben soll, wird die maximale Versuchslast auf $F = 34 \text{ kN}$ begrenzt. Unter Berücksichtigung gleichmäßig verteilter Laststufen ergeben sich daraus die in Tabelle 4.4 dargestellten Laststufen.

Tabelle 4.4: Laststufen der statischen Belastung

Laststufe	#0	#1	#2	#3	#4	#5	#6
Last [kN]	0	10	15	20	25	30	34

Die Berechnung der zu den Laststufen korrespondierenden Durchbiegung in Feldmitte (W-2) und in den Viertelpunkten (W-8 und W-9; siehe auch Abbildung 4.12) ist in Tabelle 4.5 dargestellt. Die erwarteten Durchbiegungen sind für eine analytische Berechnung nach der Balkentheorie angegeben. Die Berechnungen sind mit dem E-Modul von $E = 35700 \text{ N/mm}^2$ (siehe Kapitel 4.2.1) durchgeführt worden. Wie der spätere Vergleich mit den Messergebnissen der Platte ACCS-1 ohne Asphalt zeigt, stimmen für diesen E-Modul die Durchbiegungen aus Versuch und Berechnung annähernd überein. Abbildung 4.9 zeigt das Kraft-Weg-Diagramm für die berechneten Durchbiegungen in Feldmitte. Die Ergebnisse der berechneten Dehnungen sind im Anhang C.2.1 angegeben. Im Anhang C.2.1 sind ebenfalls die Ergebnisse vergleichender FE-Berechnungen dargestellt. Die analytisch berechneten Verformungen für den aus der Druckfestigkeit ermittelten E-Modul ($E = 37500 \text{ N/mm}^2$) sind auch in Anhang C.2.2 gegeben.

Tabelle 4.5: Rechnerische Durchbiegung für die einzelnen Laststufen

Laststufe		#0	#1	#2	#3	#4	#5	#6
Analytische Berechnung	W-8 [mm]	0.0	0.11	0.17	0.22	0.28	0.33	0.38
	W-2 [mm]	0.0	0.16	0.24	0.32	0.40	0.48	0.55
	W-9 [mm]	0.0	0.11	0.17	0.22	0.28	0.33	0.38

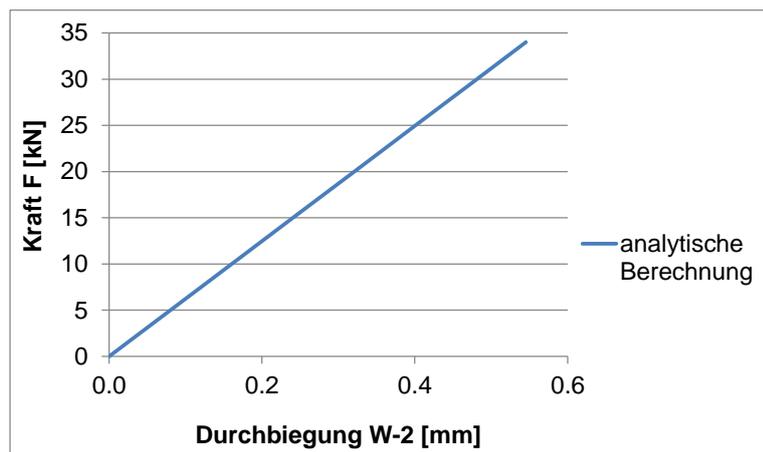


Abbildung 4.9: Kraft-Weg-Diagramm für die analytisch berechneten Durchbiegungen in Feldmitte (Sensor W-2)

4.3.2 Messtechnik und Sensorpositionierung

4.3.2.1 Messung der vertikalen Verformungen und der horizontalen Dehnungen der Platten

Für die statischen Belastungsversuche werden die Durchbiegungen in 5 Punkten gemessen. Diese werden jeweils mit induktiven Wegsensoren und mit einer Aufzeichnungsrate von 1 Hz gemessen. Bedingt durch die erwarteten Verformungen werden Wegsensoren mit einer Messlänge von 2 mm verwendet, da deren absolute Messtoleranz genauer ist als die von Sensoren mit größeren Messlängen. Vorberechnungen für die Spannbetonplatten ohne Asphalt-schicht haben in Feldmitte eine vertikale Verformung von 0.55 mm unter der Versuchslast $F = 34 \text{ kN}$ ergeben. Die Messung der Durchbiegung im Feld erfolgt an der Unterseite. Um vertikale Verschiebungen der Auflager zu berücksichtigen, werden diese Verformungen an der Oberseite der Platte gemessen. Bei den Untersuchungen ohne Asphalt-schicht erfolgt die Messung auf der Betonoberfläche. Bei den Messungen mit Asphalt-schicht erfolgt die Messung am Auflager auf der Asphalt-oberfläche. Für die Versuchsauswertung werden die sich unter Belastung einstellenden Auflagerverformungen berücksichtigt, indem diese anteilig von den im Feld bzw. im Viertelpunkt gemessenen Durchbiegungen abgezogen werden. Zusätzlich ist ein induktiver Wegsensor horizontal an der Platte angebracht, um eine mögliche Horizontalverschiebung der Platte zu protokollieren.

Neben den Durchbiegungen werden auch die Dehnungen des Querschnitts in Feldmitte sowie in den Viertelpunkten zwischen den Auflagern bestimmt. Dazu ist jeweils ein Dehnungsmessstreifen in den beiden Viertelpunkten bzw. sind zwei Dehnungsmessstreifen in Feldmitte an der Plattenunterseite, in nachträglich verfüllten Schlitzten 2.5 cm unterhalb der Betonoberseite und auf der Oberseite auf der Asphalt-schicht angebracht worden. Die Aufzeichnungsrate der Dehnungsmessstreifen beträgt ebenfalls 1 Hz. Die Messlänge der Dehnungsmessstreifen beträgt 100 mm.

Da die Versuche den Einfluss wechselnder klimatischer Randbedingungen zeigen sollen, werden die Bauteiltemperatur und die relative Luftfeuchte in einem Bohrloch mittels Sensoren überwacht. Dadurch kann sichergestellt werden, dass die Versuche erst durchgeführt werden, nachdem konstante Klimaverhältnisse im Bauteil vorliegen. Wie die Feuchtemessungen während der Versuche zeigen, unterscheiden sich diese kaum voneinander. Damit hat die Feuchtigkeit keinen Einfluss auf die Versuchsergebnisse. Die Temperaturen werden in der Mitte der Asphalt-schicht, zwischen Beton und Asphalt sowie in der Mitte des Betonquerschnitts gemessen.

Abbildung 4.10 zeigt die Positionen der Messstellen im Längsschnitt, Abbildung 4.11 exemplarisch die Positionierung der Sensoren im Querschnitt und Abbildung 4.13 die Position der Feuchtesonde.

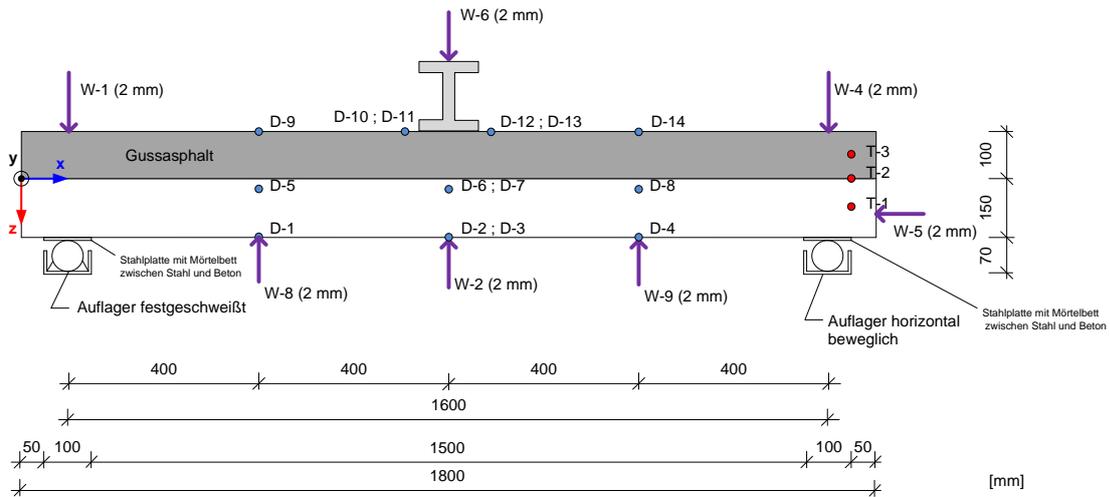
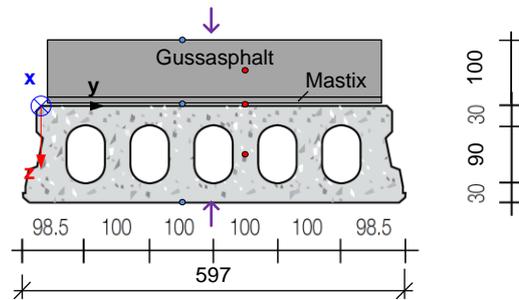
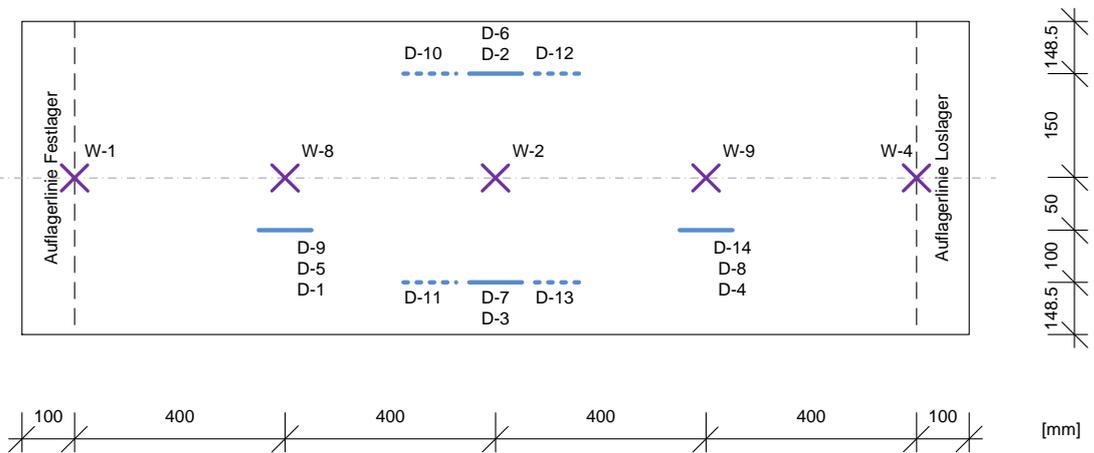


Abbildung 4.10: Sensorpositionierung im Längsschnitt (Legende siehe Abbildung 4.11)



- Dehnungsmessstreifen
- ↑ Induktiver Wegsensor
- Temperatursensor

Abbildung 4.11: Sensorpositionierung im Querschnitt



- W = Wegsensoren
D = Dehnungsmessstreifen

Abbildung 4.12: Positionierung der Wegsensoren und Dehnungsmessstreifen (Draufsicht auf die Platte)

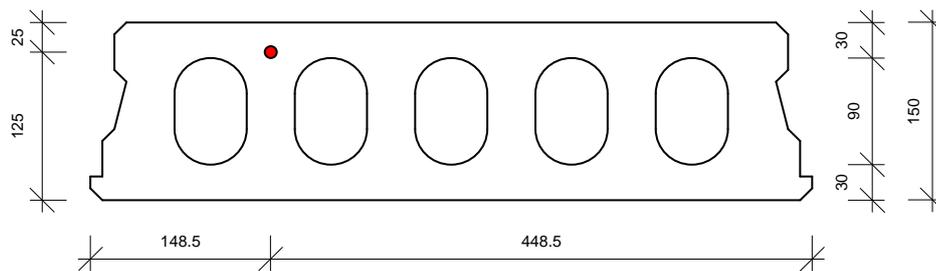


Abbildung 4.13: Position der Feuchtesonde

Messgenauigkeit:

Elektronische Messungen sind im Allgemeinen mit Messfehlern behaftet. Für eine korrekte Beurteilung der Messergebnisse ist es daher erforderlich, die Messgenauigkeit der Sensoren zu kennen.

Für die Messung der vertikalen Verformungen werden induktive Wegaufnehmer mit einer Messlänge von 2 mm verwendet. Die Linearitätsabweichung dieser Sensoren ist mit $\leq \pm 0.2\%$ vom Hersteller angegeben, was bei einem Messbereich von 2 mm einer Linearitätsabweichung von 0.004 mm entspricht.

4.4 Klimatische Randbedingungen

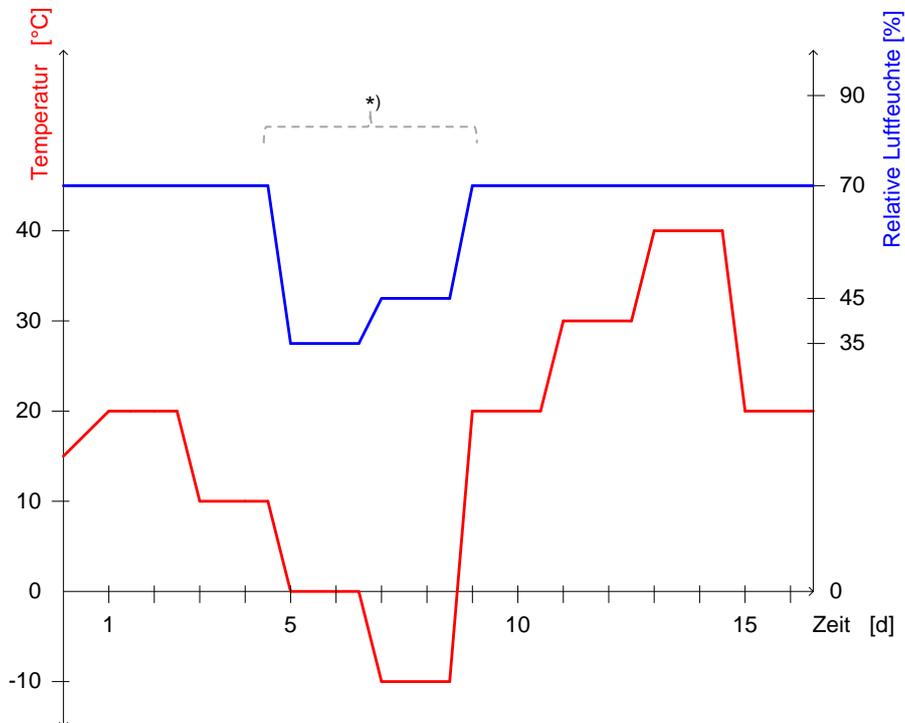
Ziel der Untersuchung ist die Analyse des klimatischen Einflusses auf die Steifigkeit der Probekörper. Zu diesem Zweck werden das statische Verformungsverhalten und die modalen Parameter der Probekörper für verschiedene Temperaturstufen mit den korrespondierenden Feuchtestufen untersucht. Es werden folgende Temperatur- bzw. Klimastufen untersucht:

- -10 °C
- 0 °C
- 10 °C
- 20 °C
- 30 °C
- 40 °C

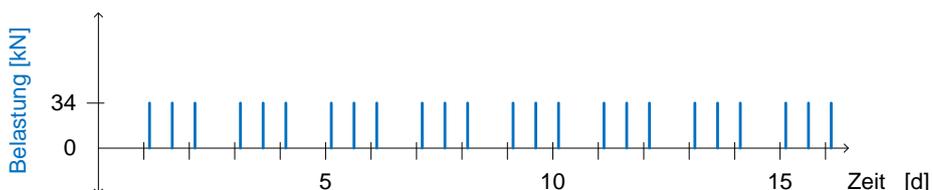
Die Untersuchungen werden in einer Klimakammer unter konstanten Randbedingungen durchgeführt, um Schwankungen, wie sie außerhalb des Labors tageszeit- und witterungsbedingt vorkommen, zu vermeiden. Die relative Luftfeuchte im Klimaraum wird auf 70 % eingestellt und konstant gehalten. Abbildung 4.14 zeigt den Versuchsablauf der statischen Belastungstests. Der obere Teil der Grafik zeigt die Temperaturstufen, die Reihenfolge, in der die Temperaturen angefahren werden und die eingestellte relative Luftfeuchtigkeit in der Klimakammer. Die ersten drei Belastungstests werden bei einer Klimastufe von 20 °C durchgeführt. Danach erfolgt zunächst eine stufenweise Reduktion der Temperatur bis auf -10 °C. Danach wird die Temperatur wieder auf 20 °C erhöht und stufenweise bis auf 40 °C angehoben. Für jede Klimastufe erfolgen 3 Belastungsversuche. Dass zunächst die Temperaturen reduziert werden, ist mit dem Materialverhalten des Asphalts zu begründen, welcher

bei niedrigen Temperaturen deutlich steifer als bei höheren Temperaturen ist. Es soll vermieden werden, dass es zu Beginn der Testreihe zu einer möglichen Veränderung des Systems infolge des warmen, „weichen“ Asphalts kommt. Um zu überprüfen, ob es nach den hohen Temperaturstufen zu einem solchen Effekt kommt, erfolgt nach den Klimastufen 30 °C und 40 °C jeweils eine Reduktion der Temperatur auf 20 °C mit Durchführung entsprechender Belastungstests. Der Vergleich dieser Messungen mit den Ergebnissen der Klimastufe K-1 (20 °C) zeigt, ob sich das System verändert hat. Der untere Teil der Grafik zeigt, dass für jede Klimastufe drei statische Belastungstests durchgeführt werden. Nach Abschluss aller statischen Belastungstests werden die dynamischen Parameter bestimmt. Die Bestimmung der dynamischen Parameter erfolgt für die gleichen Klimastufen. Diese werden analog zu den statischen Tests in der gleichen Reihenfolge eingestellt (siehe oberer Teil der Abbildung 4.14).

Temperatur- und Feuchtestufen:



Belastungsphasen:



^{*)} Bereich, in dem die Regulierung der relativen Luftfeuchtigkeit in der Klimakammer technisch bedingt nicht möglich war (bei T = 0 °C → rel. LF = 35 % und bei T = -10 °C → rel. LF = 45 %)

Abbildung 4.14: Versuchsablauf der statischen Belastungstests der Platte ACCS-1 ohne Asphalt

Gemäß Abbildung 4.14 werden für die statischen und dynamischen Tests jeweils 8 Klimastufen eingestellt. Bei der Platte ACCS-2 (ohne und mit Asphalt) und bei der Platte ACCS-1 mit Asphalt ist zusätzlich nach der Klimastufe 30 °C eine weitere Klimastufe mit $T = 20\text{ °C}$ eingefügt worden. Es soll dadurch überprüft werden, ob es durch die Erwärmung auf 30 °C bereits zu einer Strukturveränderung im Verbundkörper kommt, welche die Steifigkeit des Bauteils und damit das Verformungsverhalten des Bauteils beeinflusst. Tabelle 4.6 zeigt die gewählten Klimastufen in der Reihenfolge der Durchführung.

Tabelle 4.6: Klimastufen der Versuchsdurchführung

Klimastufe	Temperatur	Relative Luftfeuchte in der Klimakammer
K-1 (20 °C)	20 °C	70 %
K-2 (10 °C)	10 °C	70 %
K-3 (0 °C)	0 °C	35 %
K-4 (-10 °C)	-10 °C	45 %
K-5 (20 °C)	20 °C	70 %
K-6 (30 °C)	30 °C	70 %
K-6a (20 °C)	20 °C	70 %
K-7 (40 °C)	40 °C	70 %
K-8 (20 °C)	20 °C	70 %

4.5 Analyse der durchgeführten Belastungstests

In diesem Kapitel werden die durchgeführten Belastungsversuche der Platten ohne Asphalt-schicht und mit Asphalt-schicht analysiert und mit Ergebnissen durchgeführter Berechnungen verglichen. Die Berechnungen der Platte ohne Asphalt-schicht unter Annahme eines konstanten E-Moduls sind bereits in Kapitel 4.3.1 dargestellt worden. Nachfolgend werden daher die Ergebnisse der Berechnungen für die Platte ohne Asphalt-schicht und für die Platte mit Asphalt-schicht unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Variation des E-Moduls des Betons dargestellt. Anschließend folgt die Darstellung und Analyse der im Belastungsversuch gemessenen Verformungen der Platte ohne Asphalt-schicht. In dieser Versuchsreihe wird der Einfluss wechselnder klimatischer Verhältnisse auf die reine Betonstruktur beschrieben. Im weiteren Verlauf werden dann die gemessenen Verformungen der Platte mit Asphalt-schicht analysiert und mit der Platte ohne Asphalt-schicht verglichen. Die Auswertung erfolgt, wie bereits dargestellt, für die zwei Platten ACCS-1 und ACCS-2, welche identisch hergestellt und getestet worden sind.

4.5.1 Statische Berechnungen der Platten ohne und mit Asphalt-schicht unter Berücksichtigung der E-Modulvariation

Im Vorfeld der Versuchsreihe werden zunächst mittels analytischer Berechnung die zu erwartenden Verformungen abgeschätzt. Entscheidend für die Beteiligung der Asphalt-schicht am Verformungsverhalten des Gesamttragwerks ist dabei die Kraftübertragung zwischen

Beton (inklusive abgesandeter Epoxidharz-Versiegelung) und Asphalt. Da diese bislang unbekannt ist, wird für eine erste Berechnung davon ausgegangen, dass keine Kraftübertragung zwischen den Schichten vorhanden ist und die Asphaltenschicht keinen Einfluss auf das Verformungsverhalten hat. In einer zweiten Berechnung wird dann eine 100%ige Verbundwirkung zwischen den Schichten angenommen. Durch das Mitwirken der Steifigkeit der Asphaltenschicht reduziert sich die Verformung des Gesamtsystems gegenüber dem System ohne Kraftübertragung zwischen den Schichten. Die Berechnungen erfolgen für die Platte ACCS-1 mit den in Kapitel 4.2.1 und 4.2.2 beschriebenen Ausgangswerten sowie für die in Kapitel 4.3.1 beschriebenen Laststufen. Dabei wird auch die Temperaturvariation des E-Moduls von Beton gemäß Model Code 90 [MC-90], wie sie in Kapitel 3.3.1 beschrieben ist, berücksichtigt. Die E-Modulvariation erfolgt im Bereich vom E-Modul der vorliegenden Betonfestigkeitsklasse $E_{28} = 35700 \text{ N/mm}^2$. Nach Formel (3.2) ergeben sich daraus für die jeweilige Klimastufe die in Tabelle 4.7 dargestellten E-Module des Betons. Für die Berechnung des Asphaltanteils wird eine Asphaltenschichtdicke von 10 cm angesetzt, welche der Schichthöhe in den Versuchen entspricht. Tabelle 4.7 gibt die Querschnittsflächen, die Flächenträgheitsmomente bezogen auf die Teilfläche und die E-Module der Beton- bzw. der Asphaltenschicht an, welche der Berechnung zugrunde gelegt worden sind. Die E-Module der Asphaltenschicht entsprechen den von Gutermann [GUT-02] angegebenen E-Modulen für Gussasphalt bei unterschiedlichen Temperaturen.

Tabelle 4.7: Querschnittswerte und E-Module der Beton- und Asphaltenschicht

Beton:			
E-Modul	E=	38913 N/mm ²	Klimastufe K-4 (-10 °C)
		37842 N/mm ²	Klimastufe K-3 (0 °C)
		36771 N/mm ²	Klimastufe K-2 (10 °C)
		35700 N/mm ²	Klimastufe K-1 (20 °C)
		34629 N/mm ²	Klimastufe K-6 (30 °C)
		33558 N/mm ²	Klimastufe K-7 (40 °C)
Querschnittsfläche	A=	620.7 cm ²	
Flächenträgheitsmoment	I=	14899.38 cm ⁴	
Asphalt:			
E-Modul	E=	25000 N/mm ²	Klimastufe K-4 (-10 °C)
		18000 N/mm ²	Klimastufe K-3 (0 °C)
		10500 N/mm ²	Klimastufe K-2 (10 °C)
		4500 N/mm ²	Klimastufe K-1 (20 °C)
		1300 N/mm ²	Klimastufe K-6 (30 °C)
		400 N/mm ²	Klimastufe K-7 (40 °C)
Querschnittsfläche	A=	539 cm ²	
Flächenträgheitsmoment	I=	4491.67 cm ⁴	

Die Berechnungen der Verformungen ohne Berücksichtigung der Asphaltenschicht zeigen, dass es infolge der E-Modulvariation zu leicht veränderten Verformungen kommt. Für eine Kraft von 34 kN variieren diese zwischen 0.50 mm (K-4; -10 °C) und 0.58 mm (K-7; 40 °C).

Betrachtet man vergleichend die Verformungen unter Berücksichtigung der Asphalttschicht, so ist ersichtlich, dass es durch die Asphalttschicht generell zu geringeren Verformungen kommt. Die Größenordnung, um welche sich die Verformungen gegenüber den Verformungen am reinen Betonelement reduzieren, hängt dabei von der temperaturabhängigen Steifigkeitsänderung des Asphalts ab. Für die Klimastufe K-4 (-10 °C) ergibt sich somit für eine Kraft von 34 kN eine Verformung von 0.14 mm, was einer Reduzierung von 0.36 mm entspricht. Für die Klimastufe K-7 (40 °C) ergibt sich eine Verformung von 0.54 mm, was einer Reduzierung von lediglich 0.04 mm entspricht. Aufgrund der hohen Unterschiede des E-Moduls des Asphalts, mit hohen Werten für niedrige Temperaturen und recht geringen Werten für hohe Temperaturen, fällt der Einfluss der Asphalttschicht auf das Verformungsverhalten unterschiedlich stark aus. Abbildung 4.15 zeigt das Kraft-Weg-Diagramm für die Durchbiegung in Feldmitte sowohl für den Fall, dass keine Kraftübertragung zwischen Beton und Asphalt vorliegt (linke Abbildung), als auch für den Fall, dass eine vollständige Kraftübertragung zwischen den Schichten vorliegt (rechte Abbildung). Dargestellt sind die Durchbiegungen für verschiedene Temperaturen.

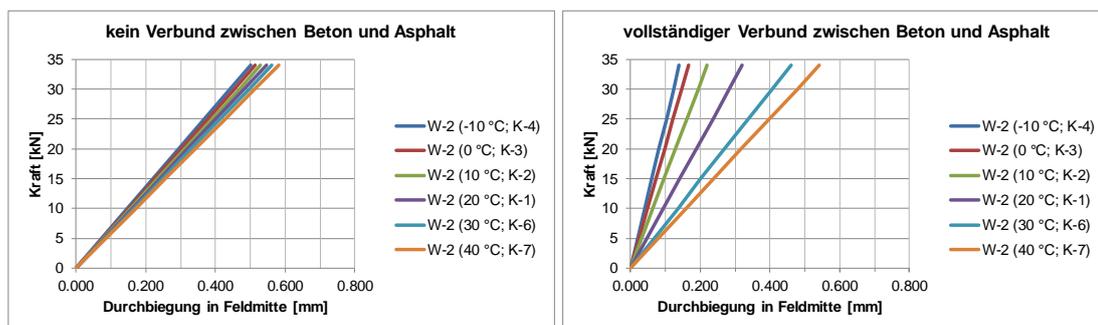


Abbildung 4.15: Kraft-Weg-Diagramm für die Durchbiegung in Feldmitte in Abhängigkeit von der temperaturbedingten Steifigkeit des Asphalts und des Betons für den Fall, dass die Asphalttschicht keinen Einfluss auf das Verformungsverhalten des Gesamtsystems hat (linke Abbildung) und für den Fall, dass eine vollständige Kraftübertragung zwischen den Schichten möglich ist (rechte Abbildung)

Geht man von vollständigem Verbund (100 %) zwischen den beiden Schichten aus, so beträgt der Anteil der Asphalttschicht am Flächenträgheitsmoment des Gesamtsystems bei -10 °C 48.3 % und bei 40 °C nur noch 6.7 %. Abbildung 4.16 zeigt den Einfluss der Asphalttschicht auf das Flächenträgheitsmoment des Gesamtquerschnitts für die verschiedenen Temperaturen und damit den Einfluss der Asphalttschicht auf die Verformungen in Abhängigkeit der Temperatur. Der Anstieg des prozentualen Anteils von -10 °C auf 0 °C trotz fallendem E-Modul ist damit zu begründen, dass sich nicht nur der E-Modul, sondern dadurch bedingt auch die Lage der neutralen Faser des Vergleichssystems mit der Temperatur ändert. Dies liegt daran, dass für die Berechnung des Verbundquerschnitts eine Wichtung der Schichten über den entsprechenden E-Modul vorgenommen wird. Bei Verbundquerschnitten erfolgt die Spannungsverteilung im Querschnitt in Abhängigkeit der Steifigkeit der Einzelschichten. Für die Berechnung der linear im Querschnitt verteilten Vergleichsspannungen erfolgt eine Wichtung der Schichten über die E-Module der einzelnen Schichten. Da in Abhängigkeit der Temperatur die E-Module variieren, verändert sich auch die Wichtung der Schichten zueinander, wodurch sich wiederum die Lage der neutralen Faser vom Vergleichssystem verändert. Diese verschiebt sich mit steigender Temperatur nach unten, wodurch sich die

Steineranteile der Flächenträgheitsmomente von Asphalt- und Betonquerschnitt verändern. Bei den hier gewählten Schichthöhen hat dies zur Folge, dass das Verhältnis vom Flächenträgheitsmoment der Asphaltschicht zum Gesamtflächenträgheitsmoment, bezogen auf die Lage der neutralen Faser, beim Übergang von Klimastufe K-4 (-10 °C) zu Klimastufe K-3 (0 °C) zunächst leicht ansteigt, bevor es dann mit weiterer Temperaturerhöhung abfällt.

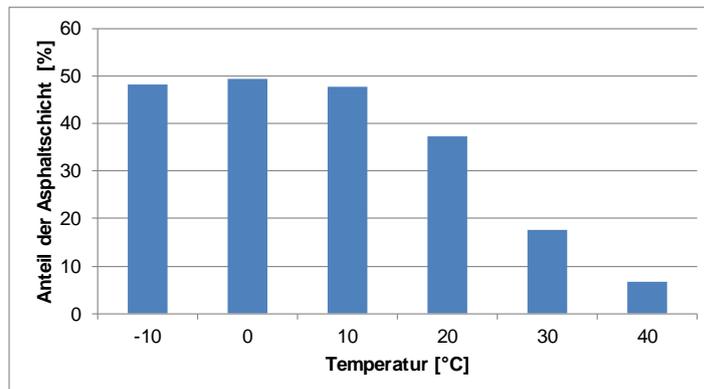


Abbildung 4.16: Anteil der Asphaltschicht am Flächenträgheitsmoment des Gesamtquerschnitts für vollständigen Verbund in Abhängigkeit der Temperatur für Platte ACCS-1

4.5.2 Analyse der durchgeführten Belastungstests an der Platte ACCS-1 ohne Asphaltschicht

Um einen möglichen Einfluss der wechselnden klimatischen Verhältnisse auf die Betonkonstruktion zu eruieren und dies bei der Analyse der Platten mit Asphalt berücksichtigen zu können, werden zunächst Belastungsversuche an den Platten ohne Asphalt durchgeführt. Entsprechend der zuvor beschriebenen Versuchsdurchführung werden die untersuchten Platten in 6 Laststufen belastet und Verformungen sowie Dehnungen an entsprechenden Punkten aufgezeichnet. Abbildung 4.17 zeigt für die Platte ACCS-1 ohne Asphaltschicht den gemessenen Kraftverlauf, aufgetragen über die Versuchszeit (linke Abbildung) und den dazu korrespondierenden Verlauf der gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte (rechte Abbildung), ebenfalls aufgetragen über die Versuchszeit. Für diese wie auch für alle im Folgenden dargestellten Durchbiegungen sind die lastabhängigen Auflagerverformungen bereits herausgerechnet worden. Dafür sind von den gemessenen Verformungen in Feldmitte (Sensor W-2) bzw. in den Viertelpunkten (Sensor W-8 und W-9) die gemessenen Verformungen der Auflager (Sensor W-1 bzw. W-4) jeweils abgezogen worden. Die Diagramme stellen also die reine Durchbiegung der Platte in Feldmitte bzw. in den Viertelpunkten dar. Die beiden Diagramme zeigen die Messung eines Einzelversuchs für die Klimastufe K-1 (20 °C). In beiden Diagrammen sind die 6 Laststufen deutlich zu erkennen. Das Verformungsdiagramm (rechte Abbildung) zeigt außerdem, dass nach Entlastung des Systems die Verformung fast vollständig zurückgeht. Die aufgezeichnete Restverformung liegt 2 Stunden nach der Entlastung in der Größenordnung von 0.003 mm und damit innerhalb der Messgenauigkeit der Sensoren. Damit verbleibt die Platte nachweislich im Zustand I. Abbildung 4.18 zeigt das Kraft-Weg-Diagramm dieser Einzelmessung der Platte ACCS-1 ohne Asphalt.

Aus diesem Diagramm lassen sich die Verformung und die zugehörige Kraft ablesen. Ein Vergleich dieses Last-Verformungs-Verhaltens der unterschiedlichen Klimastufen wird im Anschluss die klimatisch bedingte Veränderung des Systems zeigen.

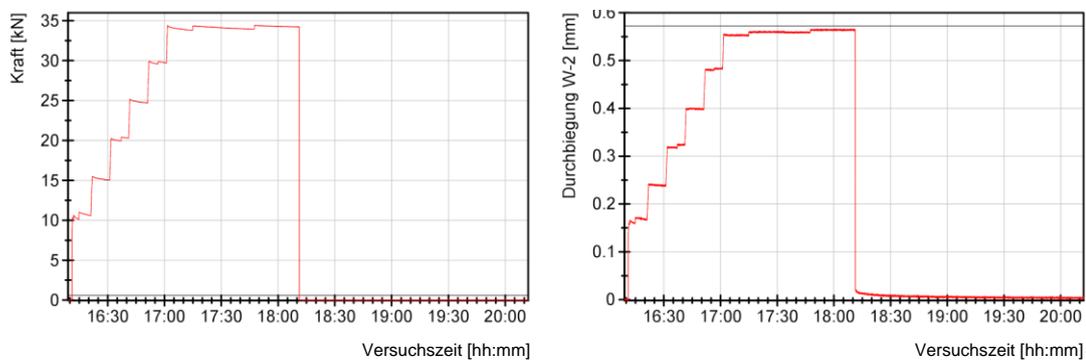


Abbildung 4.17: Darstellung des Kraftverlaufs und des Verformungsverlaufs in der Klimastufe K-1 (20 °C); links: Kraft über die Versuchszeit aufgetragen; rechts: Durchbiegung W-2 in Feldmitte über die Versuchszeit aufgetragen

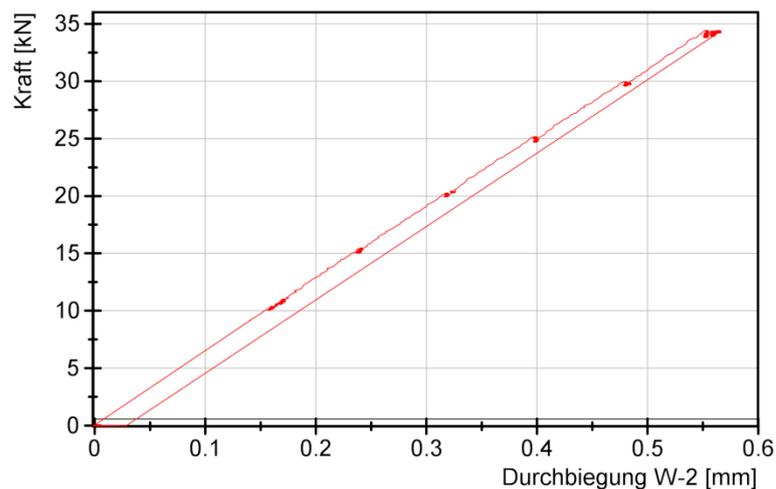


Abbildung 4.18: Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 ohne Asphalt für den Sensor W-2 (Durchbiegung in Feldmitte) in der Klimastufe K-1 (20 °C)

Zusätzlich kann mit der gemessenen Kraft (F) und Verformung (w) auf die vorhandene Biegesteifigkeit des Gesamtsystems zurückgerechnet werden. Unter der Annahme eines konstanten Flächenträgheitsmomentes I kann somit der statische E-Modul des Systems ermittelt werden. Zwecks einer konsistenten Vergleichbarkeit der Klimastufen untereinander erfolgt die Berechnung der Steifigkeit sowie die gesamte Auswertung prozentualer Veränderungen im Last-Verformungsverhalten, jeweils für eine gemessene Kraft von 33 kN und dem dazugehörigen Verformungswert. Für die hier dargestellte Einzelmessung ergibt sich bei der Kraft $F = 33$ kN eine gemessene Durchbiegung von $w = 0.532$ mm. Mit einem Flächenträgheitsmoment $I = 14900$ cm⁴ und einer Stützweite $l = 160$ cm ergibt sich daraus ein errechneter statischer E-Modul von $E = 35500$ N/mm². Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass es sich bei dem so ermittelten E-Modul um den Ursprungssekantenmodul handelt. Im Ge-

gensatz dazu ist der E-Modul, welcher aus den Laborversuchen zwischen einer Ober- und einer Unterlast an zylindrischen Probekörpern ermittelt wurde, der Sekantenmodul. In Abhängigkeit davon, ob der E-Modul während der Belastungsphase oder der Entlastungsphase des Laborversuchs bestimmt worden ist, bezeichnet man diese auch als Belastungssekantenmodul bzw. Entlastungssekantenmodul [LUR-11]. Abbildung 4.19 zeigt grafisch die Definition von Tangenten- und Sekantenmodul.

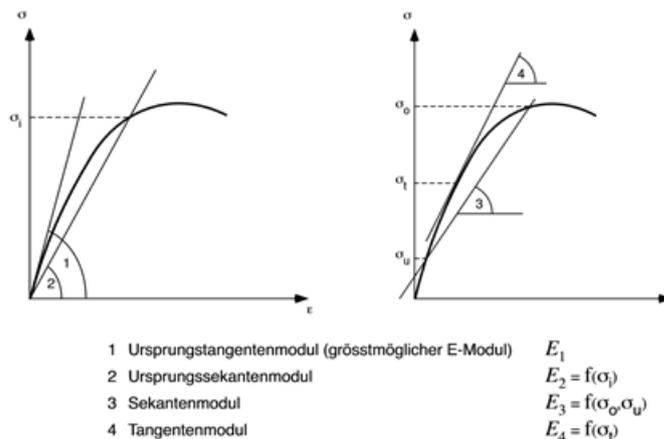


Abbildung 4.19: Definition der E-Module [LUR-11]

Die aus den Durchbiegungen errechneten statischen E-Module der einzelnen Klimastufen können dann ebenfalls miteinander verglichen werden, um zu beurteilen, ob sich temperaturbedingt die Steifigkeit des Betons verändert.

Für jede der in Kapitel 4.4 aufgeführten Klimastufen werden drei Belastungsversuche durchgeführt, aus denen im Anschluss ein Mittelwert gebildet wird. Die im Folgenden aufgeführten Ergebnisse zeigen diese Mittelwerte der jeweiligen Klimastufe.

4.5.2.1 Einfluss wechselnder klimatischer Randbedingungen auf das Last-Verformungsverhalten von Betonstrukturen

Abbildung 4.20 zeigt das Verformungsverhalten der Platte ACCS-1 in Feldmitte (Sensor W-2) für alle durchgeführten Klimastufen. Dargestellt sind die Verformungen, aufgetragen über die Versuchsdauer. Es ist erkennbar, dass sich das Verformungsverhalten der Betonplatte geringfügig in Abhängigkeit der äußeren Randbedingungen (wechselnde Temperatur) verändert. Dabei werden die größten Verformungen für die Klimastufe K-7 (40 °C) und die niedrigsten für die Klimastufe K-4 (-10 °C) registriert. Dies zeigt, dass bereits das Verformungsverhalten des reinen Betonelements durch wechselnde Temperaturen beeinflusst wird. Betrachtet man jedoch die Größenordnung der Variation der Verformungen, so ist zu erwähnen, dass es sich dabei um eine geringe Beeinflussung handelt, da die Verformungsunterschiede zwischen den einzelnen Klimastufen gering sind.

Darüber hinaus ist anhand der unter Belastung leicht zunehmenden Verformungen in Laststufe #6 zu erkennen, dass es mit zunehmender Belastungsdauer zu Krieeffekten des

Versuchskörpers kommt. Um die detaillierte Auswertung nicht durch diese Kriecheinflüsse zu beeinflussen, erfolgt im Weiteren eine detailliertere Betrachtung unmittelbar vor Erreichen der Laststufe #6 bei einer Kraft von $F = 33 \text{ kN}$. Die im Folgenden beschriebenen Verformungswerte sind für diese Kraft abgelesen worden.

Abbildung 4.21 zeigt das Last-Verformungsverhalten der Platten ACCS-1 in Feldmitte (Sensor W-2) für alle durchgeführten Klimastufen. Die Betrachtung dieser Grafik bestätigt die aus dem über die Zeit aufgetragenen Verformungsverlauf (Abbildung 4.20) gewonnenen Erkenntnisse. So ist ersichtlich, dass sich bei gleicher Kraft die Verformungen in Abhängigkeit der Klimastufe unterscheiden. Für die Platte ACCS-1 tritt für eine Kraft $F = 33 \text{ kN}$ die maximale Differenz zwischen der 20 °C -Referenzmessung (Klimastufe K-1 (20 °C)) und der 40 °C Messung (Klimastufe K-7 (40 °C)) auf. Die beiden Messungen variieren um 1.70% voneinander. Abbildung 4.22 zeigt den detaillierten Ausschnitt der obersten Laststufe des Kraft-Weg-Diagramms. Man erkennt deutlich, dass die gemessenen Verformungen der einzelnen Klimastufen sehr nah beieinander liegen. Eine zusätzliche Betrachtung der Dehnungsmessstreifen zeigt, dass klimastufenbedingte Verformungen im Mittel zwischen -2.6% für Klimastufe K-4 (-10 °C) und 1.03% für Klimastufe K-7 (40 °C) liegen, bezogen auf K-1 (20 °C). Abbildung 4.23 zeigt im linken Teil der Abbildung die prozentuale Abweichung der Klimastufe K-4 (-10 °C) zu Klimastufe K-1 (20 °C) und im rechten Teil die prozentuale Abweichung von Klimastufe K-7 (40 °C) zu Klimastufe K-1 (20 °C). Die prozentualen Abweichungen der übrigen Klimastufen sind im Anhang C.4 angegeben.

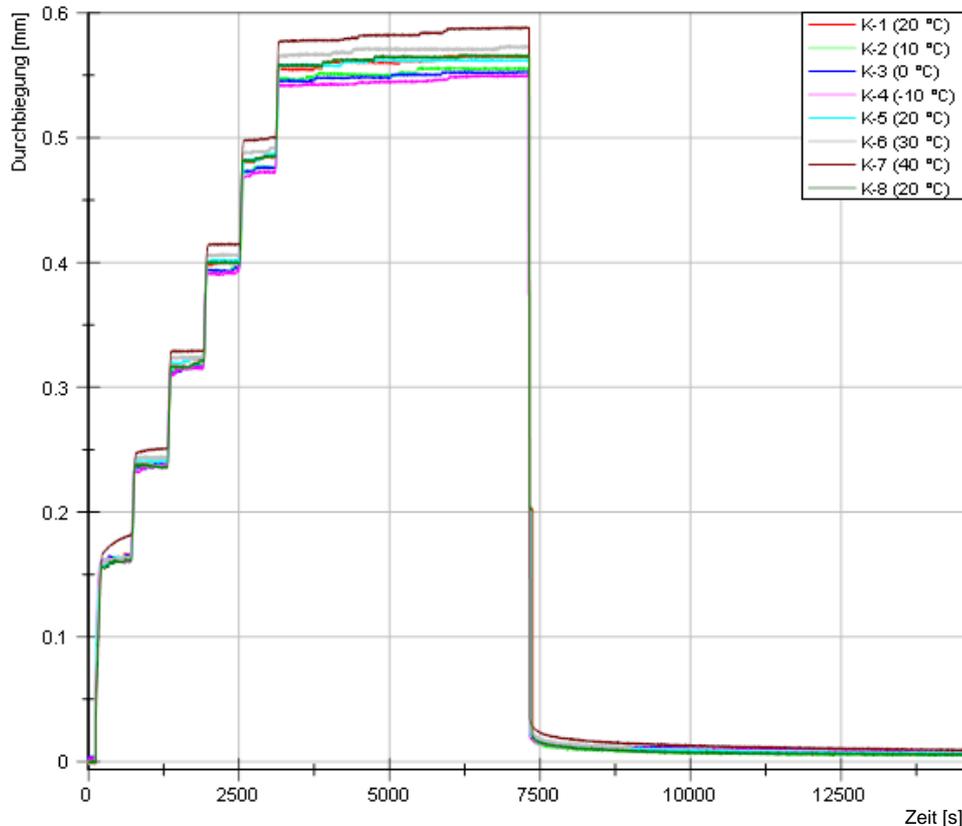


Abbildung 4.20: Gemessene Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-1 ohne Asphalt - Vergleich des Temperatureinflusses

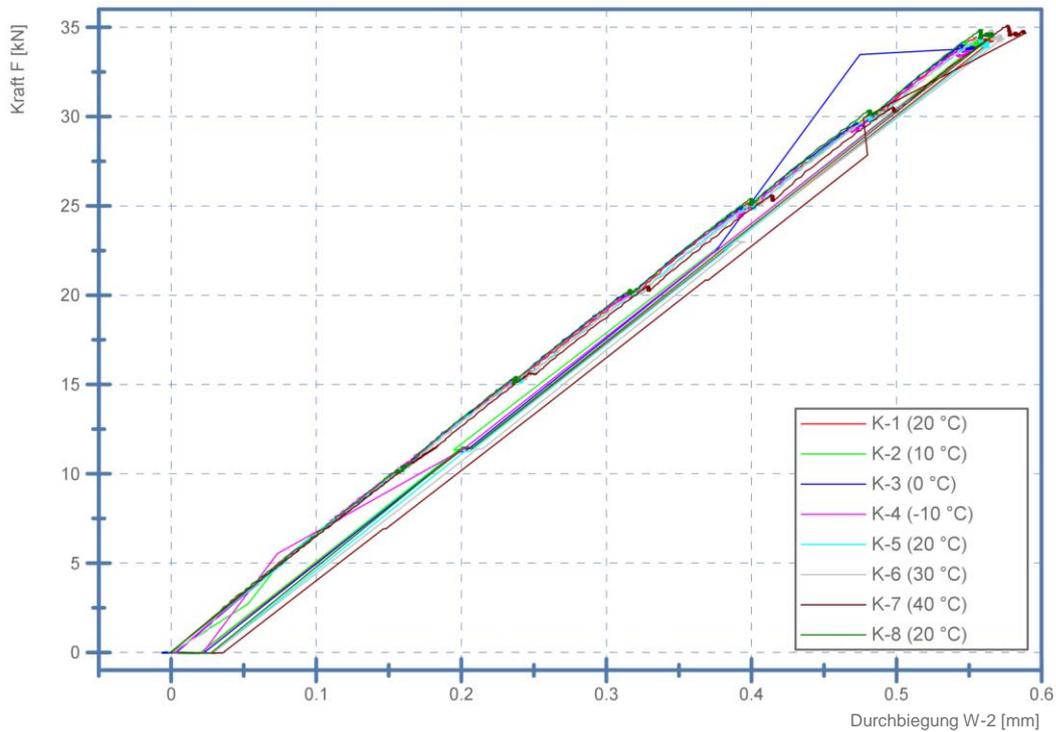


Abbildung 4.21: Kraft-Weg-Diagramm für die Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-1 - Vergleich des Temperatureinflusses²

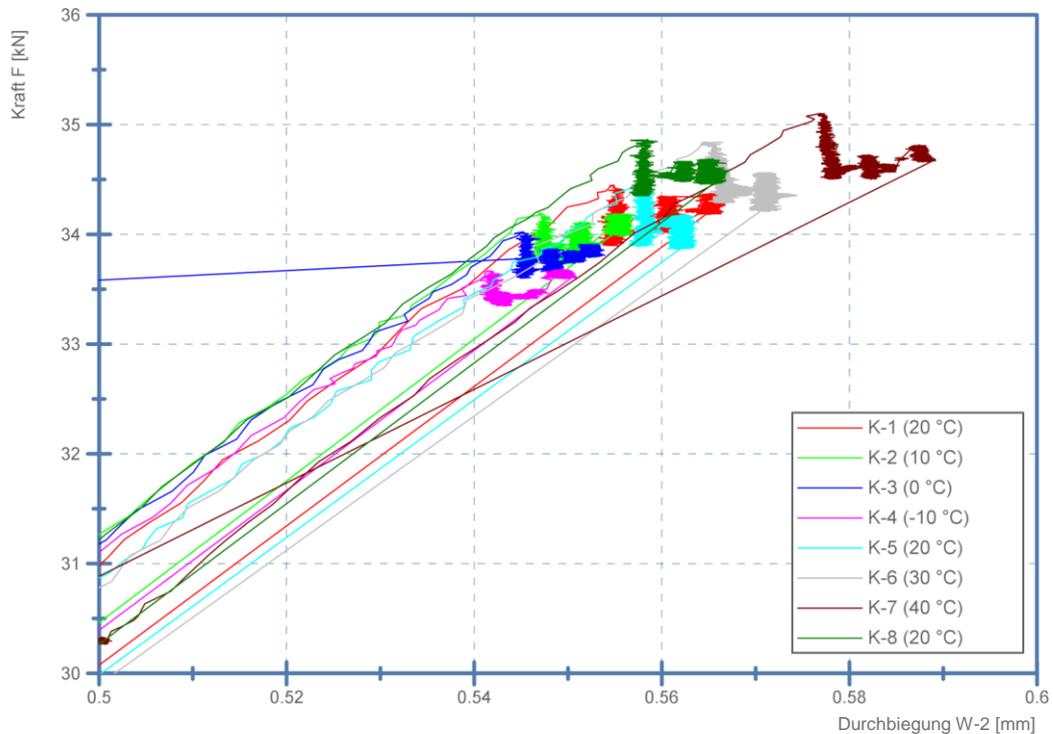


Abbildung 4.22: Detail der obersten Laststufe im Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 ohne Asphalt für die Durchbiegung in Feldmitte

² Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

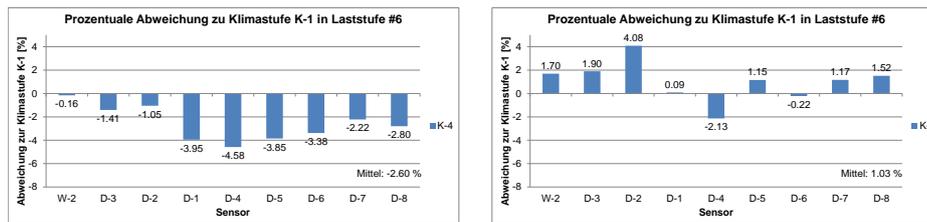


Abbildung 4.23: Sensorenbezogene Abweichung der Klimastufe K-4 (-10 °C) (links) bzw. K-7 (40 °C) (rechts) von der Klimastufe K-1 (20 °C) (Referenzmessung) für die Platte ACCS-1

Es ist festzuhalten, dass die registrierten Verformungsunterschiede auf den klimatischen Einfluss zurückzuführen sind, jedoch deren Einfluss sehr gering ist. Die Verformungsmessungen der Platte ACCS-2 ohne Asphalt sind im Anhang C.6 dargestellt und zeigen ähnlich geringe Unterschiede zwischen den einzelnen Klimastufen.

Um einen genauen Vergleich zwischen den Platten mit und ohne Asphalt-schicht ziehen zu können und um daraus den Einfluss der Asphalt-schicht auf das Last-Verformungsverhalten abzuleiten, wird aus den gemessenen Verformungen der E-Modul zurückgerechnet. Dies erfolgt für die hier dargestellten Klimastufen in gleicher Form, wie am Beispiel der Einzelmessung auf Seite 45 beschrieben. Zusätzlich wird der E-Modul aus den gemessenen Dehnungen in Feldmitte bestimmt. Es wird der E-Modul aus den Messwerten der Sensoren W-2, D-2, D-3, D-6 und D-7 berechnet und daraus der Mittelwert gebildet. Die Sensoren D-1, D-4, D-5 und D-8 finden keine Berücksichtigung, da diese nur sehr kleine Messwerte anzeigen.

Tabelle 4.8 zeigt die errechneten E-Module (als Mittelwert aus den betrachteten Sensoren) für die Platte ACCS-1. Die aus den einzeln betrachteten Sensoren errechneten E-Module sind im Anhang C.5 angegeben. Betrachtet man die errechneten E-Module, so fällt auf, dass der E-Modul (wie auch die gemessenen Verformungen) nur in einem sehr geringen Maße durch den klimatischen Einfluss variiert. Dennoch erkennt man, dass bei fallender Temperatur der E-Modul bzw. die Steifigkeit tendenziell zunimmt (um 1.3 % zwischen K-1 (20 °C) und K-4 (-10 °C)) und bei steigender Temperatur abnimmt (um 2.1 % in Klimastufe K-7 (40 °C) bezogen auf K-1 (20 °C)). Vergleicht man die E-Module der Klimastufen K-1 (20 °C), K-5 (20 °C) und K-8 (20 °C) miteinander, so erkennt man, dass diese annähernd gleich sind. Der E-Modul der Klimastufe K-5 (20 °C) weicht von dem aus Klimastufe K-1 (20 °C) gerade einmal um 0.5 % ab. Der aus K-8 (20 °C) weicht um 0.3 % von dem aus K-1 (20 °C) ab.

Tabelle 4.8: E-Module der Platte ACCS-1

Klimastufe	Mittelwert
	E-Modul [N/mm ²]
K-4 (-10 °C)	36700
K-3 (0 °C)	36500
K-2 (10 °C)	36500
K-1 (20 °C)	36200
K-5 (20 °C)	36000
K-8 (20 °C)	36300
K-6 (30 °C)	35800
K-7 (40 °C)	35500

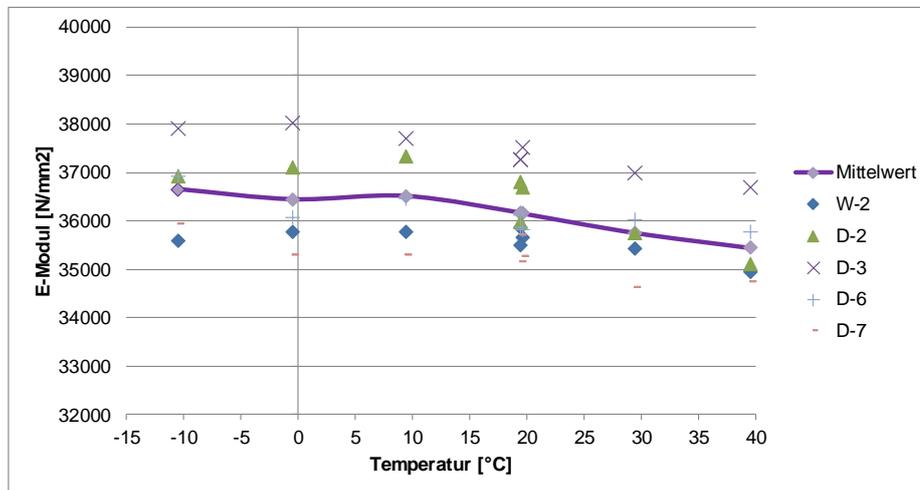


Abbildung 4.24: Errechneter E-Modul der Platte ACCS-1 für die Sensoren in Feldmitte

Die gemessenen Verformungen sowie die errechneten E-Module der Platte ACCS-2 ohne Asphalt sind im Anhang C.6 dargestellt. Eine Betrachtung der Ergebnisse zeigt zunächst, dass auch für diese Platte die gemessenen Verformungen für die einzelnen Klimastufen sehr nah beieinanderliegen. Man kann demnach auch hier davon ausgehen, dass die klimatischen Verhältnisse auf den Beton kaum einen Einfluss haben. Eine genaue Betrachtung der Verformungen zeigt jedoch, dass, verglichen mit der Platte ACCS-1 ohne Asphalt, die gemessenen Verformungen geringer sind und somit bei dieser Platte eine höhere Steifigkeit vorliegt. In einer ersten Näherung kann die gemessene Durchbiegung in Feldmitte für die Klimastufe K-1 (20 °C) durch eine Berechnung mit einem E-Modul von 39400 N/mm² angenähert werden. Eine genaue Rückrechnung der E-Module für die einzelnen Klimastufen zeigt, dass für die Klimastufe K-1 (20 °C) im Mittel ein E-Modul von 39100 N/mm² angenommen werden kann. Dies entspricht dem Mittelwert der aus den Sensoren W-2, D-2, D-3, D-6 und D-7 errechneten E-Module. Insgesamt variiert der E-Modul zwischen 39400 N/mm² für Klimastufe K-4 (-10 °C) und 37200 N/mm² für Klimastufe K-7 (40 °C). Bezogen auf die Klimastufe K-1 (20 °C) steigt der E-Modul für Klimastufe K-4 (-10 °C) um 1 % und fällt für Klimastufe K-7 (40 °C) um 5 %. Demnach sind auch für die Platte ACCS-2 ohne Asphalt die Schwankungen gering.

Betrachtet man abschließend noch das Verformungsverhalten nach der Entlastung für die Platten ACCS-1 ohne Asphaltsschicht (Abbildung 4.20) und ACCS-2 ohne Asphaltsschicht (siehe Anhang C.6 Abbildung C.7), so kann festgestellt werden, dass sich die Verformungen recht zeitnah gegen Null annähern und keine bleibenden Verformungen vorliegen. Die Verformungen betragen für fast alle Klimastufen unmittelbar nach der Entlastung weniger als 0.025 mm. Lediglich für Klimastufe K-7 (40 °C) werden etwa 5 Minuten nach der Entlastung benötigt bis die Verformung einen Wert kleiner 0.025 mm erreicht. Abbildung 4.25 zeigt detailliert die Rückverformung nach der Entlastung in Feldmitte (Sensor W-2) für die Platte ACCS-1 ohne Asphaltsschicht (linke Abbildung) und die Platte ACCS-2 ohne Asphaltsschicht (rechte Abbildung). Es zeigt sich, dass sowohl für die Platte ACCS-1 ohne Asphaltsschicht als auch für die Platte ACCS-2 ohne Asphaltsschicht die Verformungen nach der Entlastung weitestgehend übereinanderliegen. Lediglich die Verformungen der Klimastufe K-7 (40 °C) und K-6 (30 °C) liegen minimal über den Verformungen der übrigen Klimastufen, was jedoch als gering anzusehen ist, wenn man die Größenordnung dieser Verformungen betrachtet.

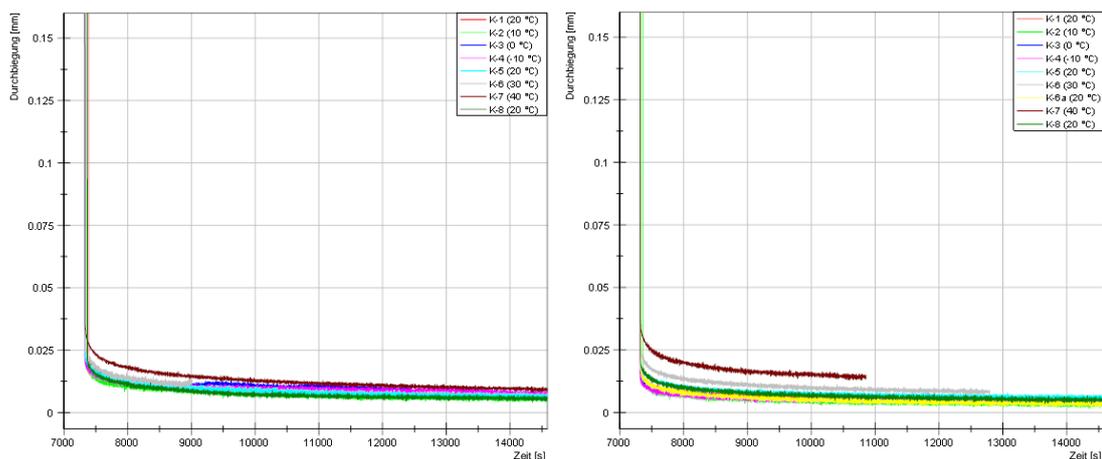


Abbildung 4.25: Durchbiegungen in Feldmitte (Sensor W-2) nach Entlastung für die Platten ACCS-1 ohne Asphaltsschicht (linke Abbildung) und ACCS-2 ohne Asphaltsschicht (rechte Abbildung), aufgetragen über die Versuchszeit

4.5.3 Statische Belastungstests der Betonplatten mit Asphaltsschicht

Hintergrund dieser Versuchsreihe ist es, zu belegen, dass die Asphaltsschicht einen Einfluss auf die Steifigkeit des Gesamtsystems ausübt und somit das Last-Verformungsverhalten beeinflusst. Vor dem Hintergrund, dass die Steifigkeit einer Asphaltsschicht temperaturbedingt variiert (siehe Kapitel 2), wird dieser Einfluss auf die Beurteilung des Last-Verformungsverhaltens des Gesamtsystems analysiert.

Eine Beeinflussung der Verformungen des Systems liegt vor, wenn eine Kraftübertragung zwischen der Asphaltsschicht und der Betonschicht vorhanden ist. Für die anschließend beschriebene Versuchsreihe wird daher die Hypothese aufgestellt, dass eine Kraftübertragung zwischen Asphalt- und Betonschicht vorhanden ist (wie schon für die statischen Berechnun-

gen in Kapitel 4.5.1). Da die Temperatur und auch der Feuchtegehalt je Klimastufe für die Platte mit Asphalt fast identisch sind mit der Temperatur und dem Feuchtegehalt der Platte ohne Asphalt, kann davon ausgegangen werden, dass keine Beeinflussung der Messergebnisse durch ungleiche Randbedingungen besteht (siehe Anhang C.8).

4.5.3.1 Analyse der durchgeführten Belastungstests

Abbildung 4.26 zeigt das Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-1 (20 °C). Dargestellt sind die drei Einzelmessungen. Es ist deutlich erkennbar, dass die drei Einzelmessungen gut miteinander übereinstimmen. Nur bei der Entlastung weicht eine Einzelmessung etwas ab, da sich diese bei der plötzlichen, sprunghaften Entlastung anfangs stärker zurückverformt. Dennoch kann für diese drei Einzelmessungen der Mittelwert gebildet werden. Im Weiteren werden daher nur noch die Mittelwerte der drei Einzelmessungen je Klimastufe dargestellt (Einzelmessungen der übrigen Klimastufen siehe Anhang C.9.1).

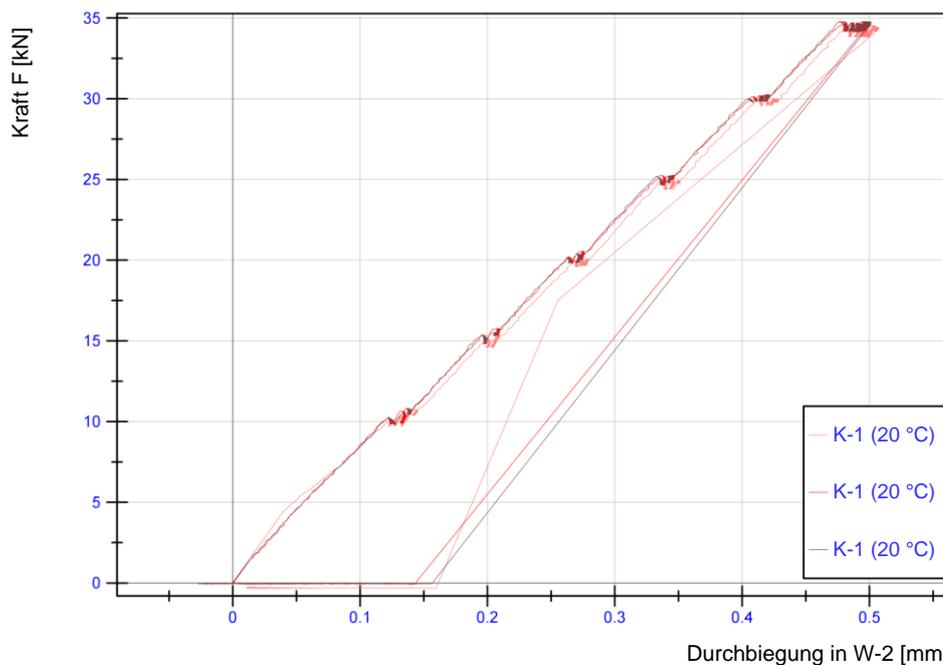


Abbildung 4.26: Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-1 (20 °C) - Einzelmessungen

Abbildung 4.27 zeigt die gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-1 mit Asphalt, aufgetragen über die Versuchszeit der einzelnen Belastungstests je Klimastufe. In Abbildung 4.28 ist das Kraft-Weg-Diagramm für diese Durchbiegungen dargestellt. Anhand beider Grafiken fällt auf, dass die Verformungen mit fallender Temperatur deutlich abnehmen und mit steigender Temperatur zunehmen. Insbesondere für den Temperaturbereich unter 20 °C sind deutlich geringere Verformungen gemessen worden. Dies liegt daran, dass der Asphalt bei sinkender Temperatur deutlich steifer wird und einen geringeren Elastizitätsmodul aufweist. Mit steigender Temperatur wird die Asphaltsschicht viskoser, was dessen Steifigkeit reduziert. Die Versuchsergebnisse lassen daher darauf schließen, dass

die Asphalt­schicht einen Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten des Gesamtsystems hat und sich somit am Lastabtrag beteiligt. Die Annahme, dass die Asphalt­schicht lediglich eine zusätzliche Schicht im Sinne einer Auflast ohne Verbund sei, ist somit nicht zu bestätigen. Vielmehr zeigen die deutlichen Verformungsunterschiede, dass die Asphalt­schicht mit deren Temperaturabhängigkeit einen Einfluss auf das Gesamtsystem hat.

Betrachtet man in Abbildung 4.27 und Abbildung 4.28 den Bereich der Laststufe #6, so fällt die Zunahme der Verformungen bei andauernder Belastung auf. Diese Kriecheffekte fallen im Vergleich zur Platte ACCS-1 ohne Asphalt (Abbildung 4.20) deutlich stärker aus und nehmen mit fallender Temperatur deutlich zu. Die Asphalt­schicht beeinflusst daher deutlich das zeitabhängige Materialverhalten des Gesamtsystems. Um die Auswertung durch diesen zeitabhängigen Effekt nicht zu verfälschen, werden, wie schon bei der Platte ACCS-1 ohne Asphalt, im Folgenden die Verformungen unmittelbar vor Erreichen der Laststufe #6 bei einer Kraft $F = 33 \text{ kN}$ betrachtet. Die angegebenen prozentualen Veränderungen beziehen sich ebenfalls auf die zu dieser Kraft gehörenden Verformungen.

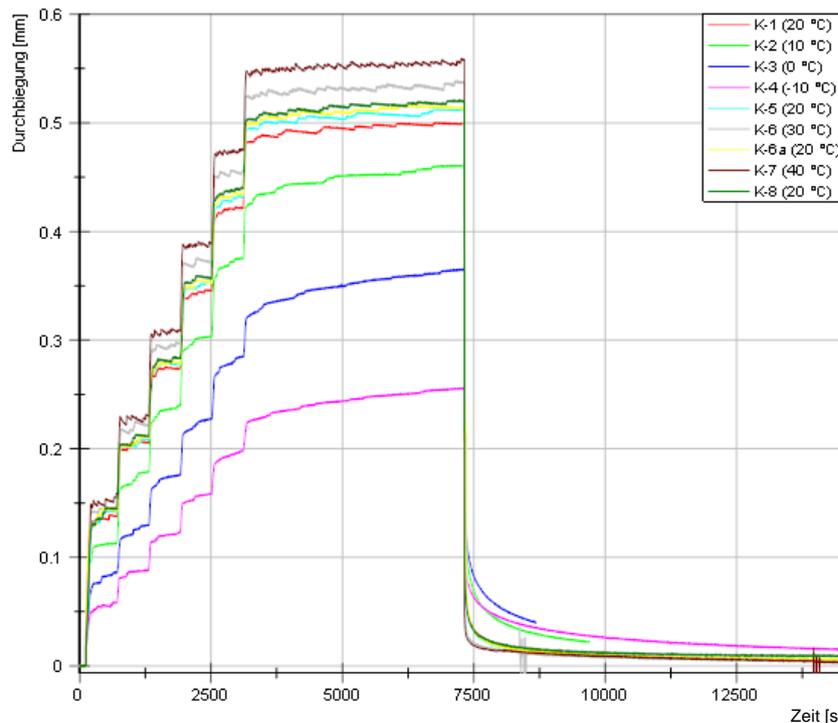


Abbildung 4.27: Gemessene Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-1 mit Asphalt - Vergleich des Temperatureinflusses

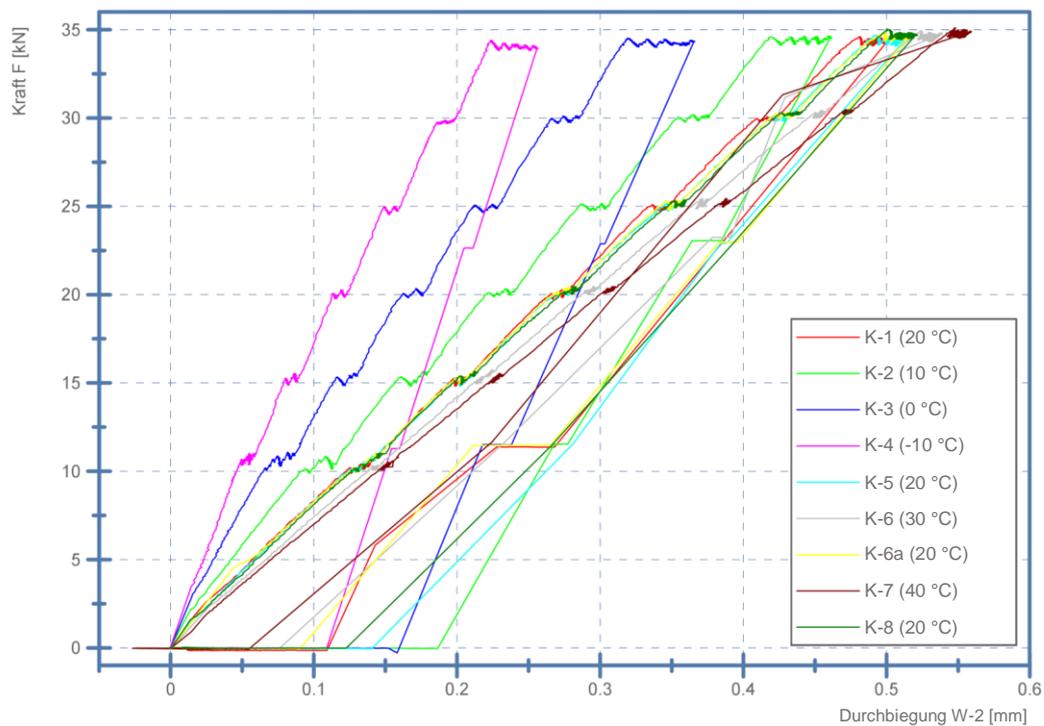


Abbildung 4.28: Kraft-Weg-Diagramm für die Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-1 mit Asphaltsschicht - Vergleich des klimatischen Einflusses³

Betrachtet man die Unterschiede der Durchbiegung in Feldmitte in Abhängigkeit der Klimastufen, so wird der temperaturabhängige Einfluss der Asphaltsschicht auf das Gesamtsystem in besonderem Maße deutlich. Tabelle 4.9 und Abbildung 4.29 zeigen, dass die Durchbiegung in Feldmitte für Klimastufe K-4 (korrespondierende Temperatur $\approx -10\text{ °C}$) um 53 % geringer ist als die Durchbiegung in Klimastufe K-1 (20 °C). Vergleichend sei erwähnt, dass die Durchbiegung der Platte ACCS-1 ohne Asphaltsschicht in Klimastufe K-4 (-10 °C) lediglich 0,16 % (siehe Abbildung 4.23 links) geringer ist als die Durchbiegung in Klimastufe K-1 (20 °C). Ähnliches ist auch für die Klimastufe K-7 (40 °C) zu beobachten. In dieser Klimastufe liegt die Durchbiegung der Platte ACCS-1 mit Asphaltsschicht um 12,5 % über der Verformung aus Klimastufe K-1 (20 °C). Die Durchbiegung der Platte ACCS-1 ohne Asphaltsschicht liegt in Klimastufe K-7 lediglich 1,7 % über der Durchbiegung aus Klimastufe K-1 (20 °C) (siehe Abbildung 4.23 rechts). Abbildung 4.29 zeigt vergleichend die klimastufenabhängige Veränderung der Durchbiegung in Feldmitte, bezogen auf die Klimastufe K-1 (20 °C). Es ist deutlich erkennbar, dass durch die klimaabhängige Steifigkeit der Asphaltsschicht bei niedrigen Temperaturen sehr viel geringere Verformungen auftreten als im Vergleich zu hohen Temperaturen. Verglichen mit der Platte ohne Asphaltsschicht sind die gemessenen Verformungen der Platte mit Asphalt deutlich temperaturabhängiger.

³ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

Tabelle 4.10 stellt die Absolutwerte der Durchbiegungen in Feldmitte (gemessen für eine Kraft $F = 33 \text{ kN}$) für die Platten ACCS-1 ohne Asphalt und ACCS-1 mit Asphalt dar. Man erkennt daraus noch einmal deutlich den Einfluss der Asphalt­schicht auf das Last-Verformungsverhalten und den Einfluss der unterschiedlichen Klimastufen.

Tabelle 4.9: Abweichung der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Relation zur Klimastufe K-1 (20 °C Referenzmessung)

Klimastufe	Δw in Feldmitte in Bezug auf die Klimastufe K-1 (20 °C) [%]
K-4 (-10 °C)	-53.0
K-3 (0 °C)	-33.3
K-2 (10 °C)	-12.0
K-1 (20 °C)	-
K-5 (20 °C)	2.2
K-6a (20 °C)	2.8
K-8 (20 °C)	3.5
K-6 (30 °C)	7.8
K-7 (40 °C)	12.5

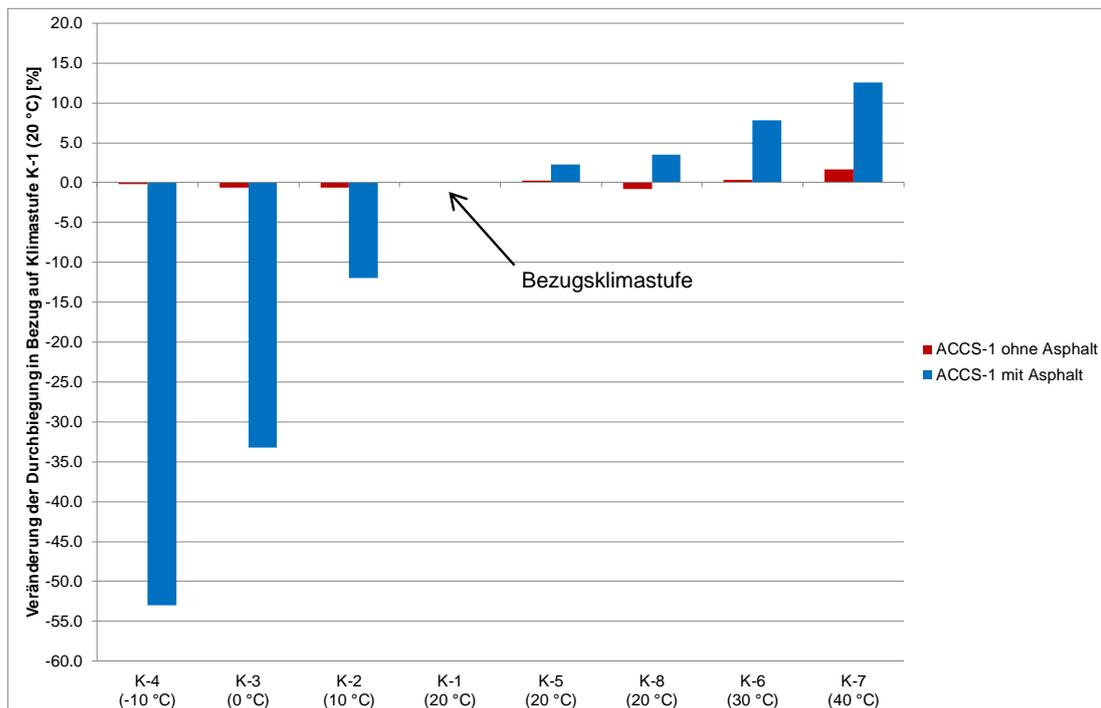


Abbildung 4.29: Prozentuale klimastufenabhängige Veränderung der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-1 ohne Asphalt (blau) und mit Asphalt (rot) in Bezug auf Klimastufe K-1 (20 °C)

Tabelle 4.10: Absolutwerte der gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte (Sensor W-2) für die Platten ACCS-1 ohne Asphalt und ACCS-1 mit Asphalt für den Lastfall #6 mit 33 kN

Klimastufe	ACCS-1 ohne Asphalt	ACCS-1 mit Asphalt
	Durchbiegung W-2 [mm]	Durchbiegung W-2 [mm]
K-4 (-10 °C)	0.531	0.216
K-3 (0 °C)	0.529	0.306
K-2 (10 °C)	0.529	0.404
K-1 (20 °C)	0.532	0.459
K-5 (20 °C)	0.534	0.469
K-6a (20 °C)	-	0.472
K-8 (20 °C)	0.528	0.475
K-6 (30 °C)	0.534	0.495
K-7 (40 °C)	0.541	0.516

Betrachtet man für Klimastufe K-1 (20 °C) die Verformungen in Feldmitte für die Platte mit und ohne Asphalt, so stellt man eine geringere Durchbiegung fest, welche aus der höheren Steifigkeit durch den Schichtaufbau resultiert. Abbildung 4.30 zeigt die geringere Verformung der Platte ACCS-1 mit Asphalt (blaue Kurve) im Vergleich zur selben Platte ohne Asphalt (rote Kurve). Die Dehnungsmessstreifen zeigen ebenfalls einen geringeren Messwert, bedingt durch die zusätzliche Asphaltsschicht (siehe Anhang C.9.3 Abbildung C.45).

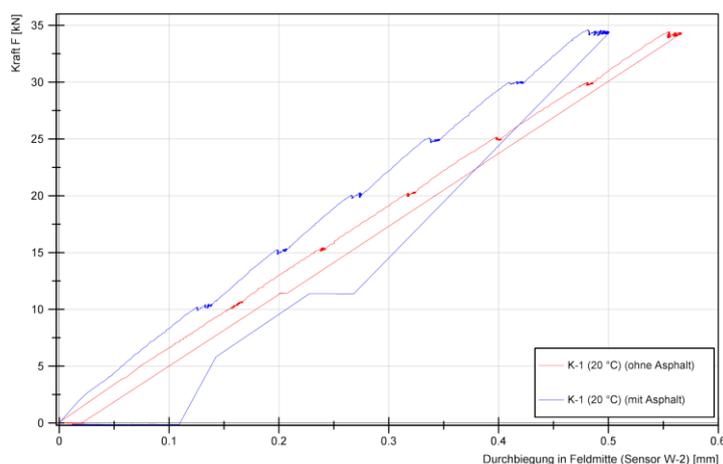


Abbildung 4.30: Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-1 mit Asphalt (blau) und ohne Asphalt (rot) für Klimastufe K-1 (20 °C)⁴

⁴ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

In den weiteren Klimastufen zeigt sich dieselbe Tendenz. Bedingt durch die Asphaltsschicht treten geringere Verformungen auf als ohne. Bei den tiefen Temperaturen zeigt sich eine verstärkte Tendenz, während bei den hohen Temperaturen der Einfluss der Asphaltsschicht geringer wird. Auch dies zeigt, dass ein temperaturbedingter Einfluss der Asphaltsschicht vorliegt. Abbildung 4.31 zeigt den Einfluss der Asphaltsschicht für die Klimastufe K-4 (-10 °C) und Abbildung 4.32 den Einfluss für die Klimastufe K-7 (40 °C). Diese Abbildung zeigt, dass selbst für Temperaturen um 40 °C immer noch eine Beeinflussung durch die Asphaltsschicht besteht, auch wenn diese gering erscheint. Bei tiefen Temperaturen ist der Einfluss der Asphaltsschicht sehr stark ausgeprägt.

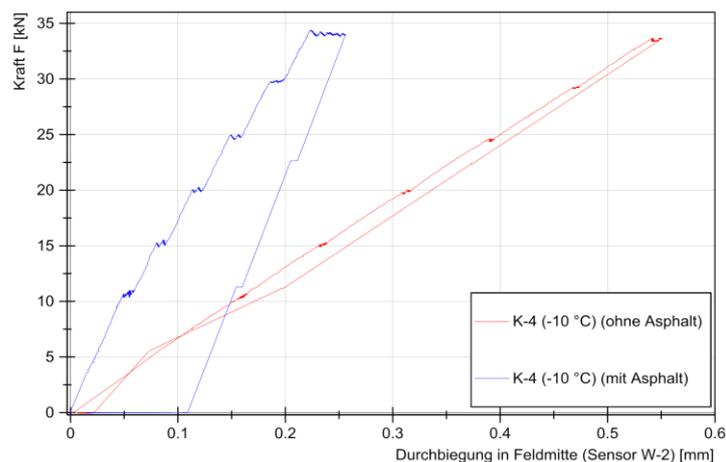


Abbildung 4.31: Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-1 mit und ohne Asphalt für Klimastufe K-4 (-10 °C)⁴

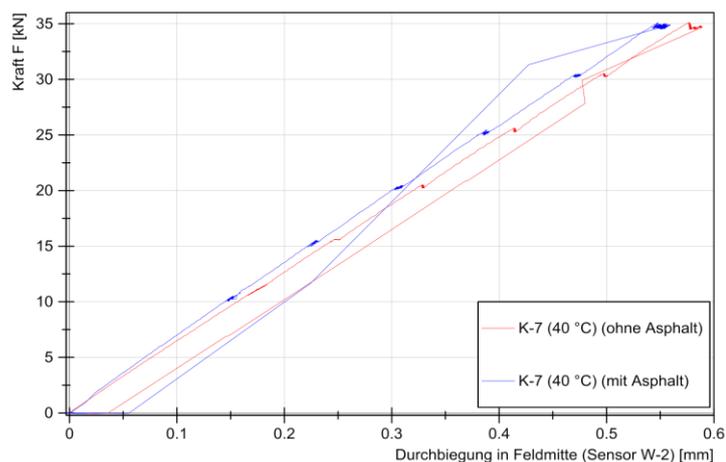


Abbildung 4.32: Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-1 mit und ohne Asphalt für Klimastufe K-7 (40 °C)⁴

Abbildung 4.33 zeigt den prozentualen Vergleich der Platte ACCS-1 mit und ohne Asphaltsschicht für die gemessenen Klimastufen. Es ist die prozentuale Abweichung dargestellt, um welche die gemessene Verformungsgröße der Platte mit Asphalt geringer ist im Vergleich

⁴ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

zur Platte ohne Asphalt für die jeweilige Klimastufe. Eine Betrachtung der gemessenen Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) und der gemessenen Dehnungen an der Betonunterseite (D-1 bis D-4) und in der Betondruckzone (D-5 bis D-8) ergeben im Mittel, dass bei einer Temperatur von 20 °C (Klimastufen K-1 (20 °C), K-5 (20 °C) und K-8 (20 °C)) die aufgebrauchte Asphalttschicht zu einem Steifigkeitszuwachs von 9 – 11 % führt (siehe Abbildung 4.33). Für die Klimastufe K-4 (-10 °C) ist der Steifigkeitsgewinn deutlich ausgeprägter. Hier liegt der Steifigkeitszuwachs durch die Asphalttschicht bei 58.16 %. Im Vergleich dazu beeinflusst die Asphalttschicht bei hohen Temperaturen das Verformungsverhalten des Gesamtsystems in geringerem Maße. Für die Klimastufe K-7 (40 °C) liegt der Steifigkeitsgewinn im Mittel bei 3.89 %.

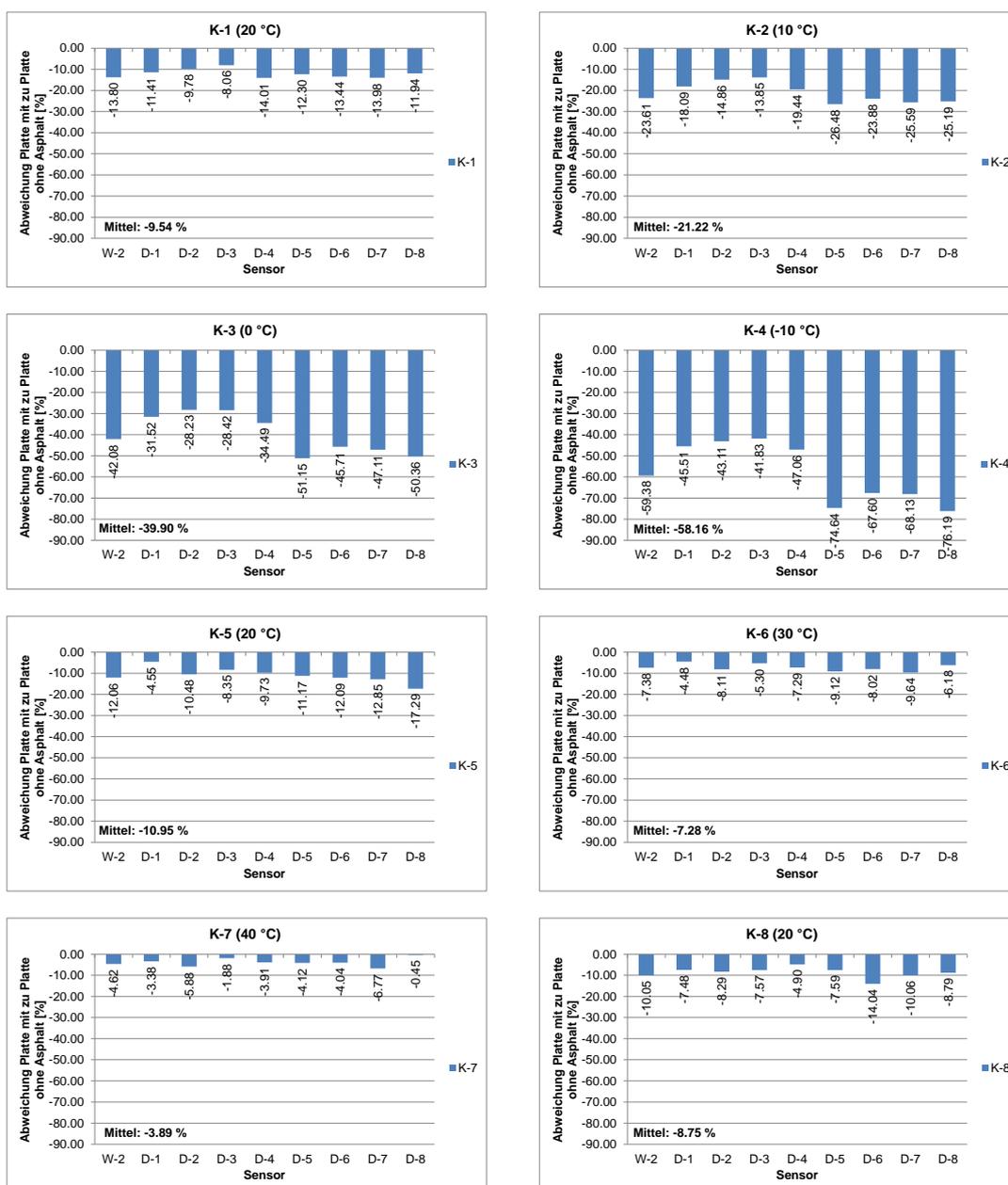


Abbildung 4.33: Einfluss der Asphalttschicht auf die gemessenen Verformungen für die untersuchten Klimastufen – Abweichung der Platte mit Asphalt zur Platte ohne Asphalt

Untersuchungen der Platte ACCS-2 mit Asphalt ergeben ebenfalls eine Temperaturabhängigkeit der Verformung, bedingt durch die Steifigkeit der Asphaltsschicht. Die Ergebnisse der Verformungsmessung dieser Platte sind im Anhang C.10 dargestellt. Grundsätzlich gilt auch für diese Platte, dass mit fallender Temperatur die gemessenen Verformungen geringer werden. So liegt die Durchbiegung in Feldmitte für Klimastufe K-4 (-10 °C) um 47 % unter der Durchbiegung in Klimastufe K-1 (20 °C) und die Durchbiegung von Klimastufe K-7 (40 °C) liegt um 7 % über der von Klimastufe K-1 (20 °C). Im Vergleich mit der Platte ACCS-1 mit Asphalt fallen diese prozentualen Veränderungen ein wenig geringer aus.

Entscheidend für die Beurteilung der Tragwirkung der Asphaltsschicht ist der Vergleich der Platte mit Asphalt mit der Platte ohne Asphalt. Doch genau dieser Vergleich ist bei dieser Platte problematisch. Betrachtet man die Durchbiegungen in Feldmitte der Platte ACCS-2 mit Asphalt und die der Platte ACCS-2 ohne Asphalt (Abbildung 4.34 bis Abbildung 4.41), so stellt man fest, dass die Durchbiegungen der Platte ACCS-2 mit Asphalt (blaue Linie) für die Klimastufen mit Temperaturen über 10 °C größer sind als die Durchbiegungen derselben Platte ohne Asphalt (rote Linie). Dies dürfte normalerweise nicht der Fall sein, da es sich bei den gemessenen Verformungen um Relativverformungen, welche nur aus der Versuchslast resultieren, handelt und durch die Asphaltsschicht das System eigentlich steifer sein müsste. Es müssten also geringere Verformungen vorliegen, wie dies für die Klimastufen K-3 (0 °C) und K-4 (-10 °C) der Fall ist. Es ist daher davon auszugehen, dass sich das System während des Umlagerens oder während des Asphaltauftrags derart verändert hat, dass in einigen Klimastufen größere Verformungen auftreten als zuvor ohne Asphaltsschicht.

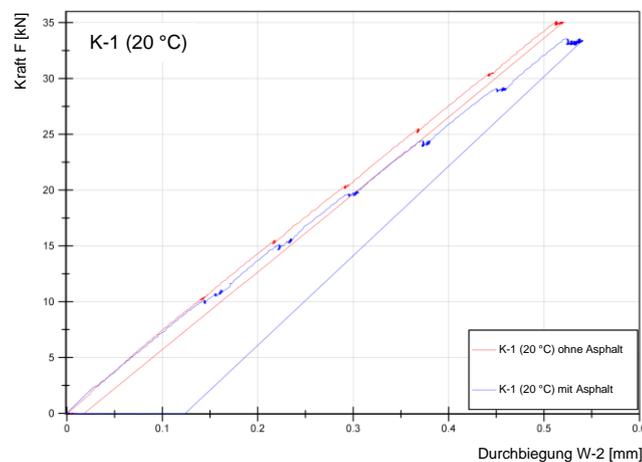


Abbildung 4.34: Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-1 (20 °C)

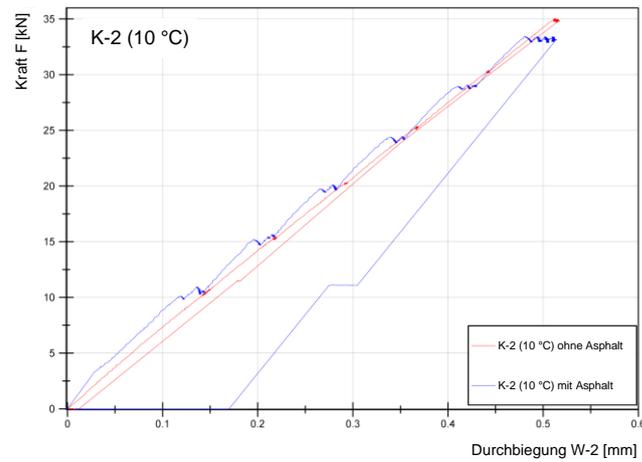


Abbildung 4.35: Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-2 (10 °C)⁴

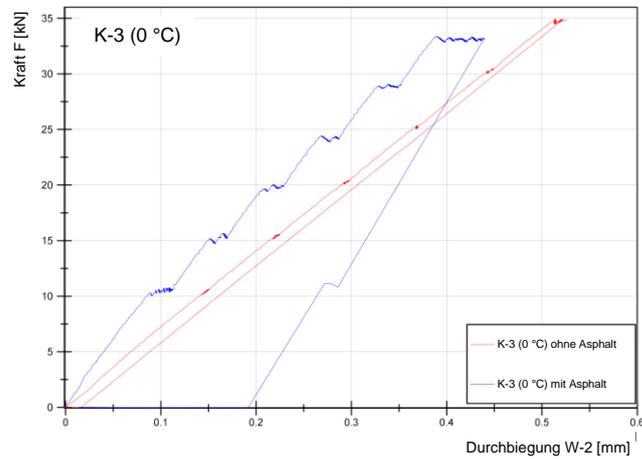


Abbildung 4.36: Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-3 (0 °C)⁴

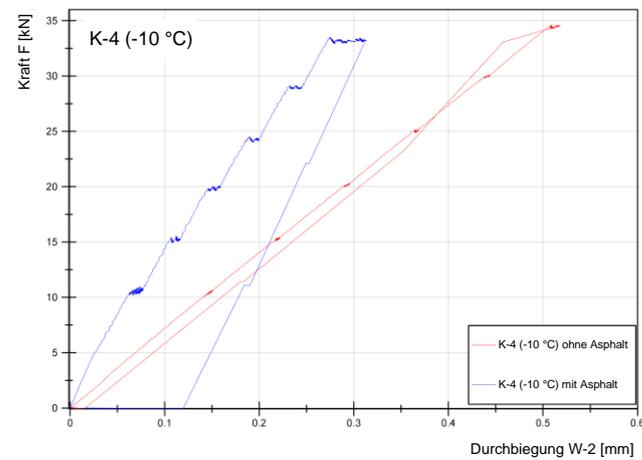


Abbildung 4.37: Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-4 (-10 °C)⁴

⁴ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

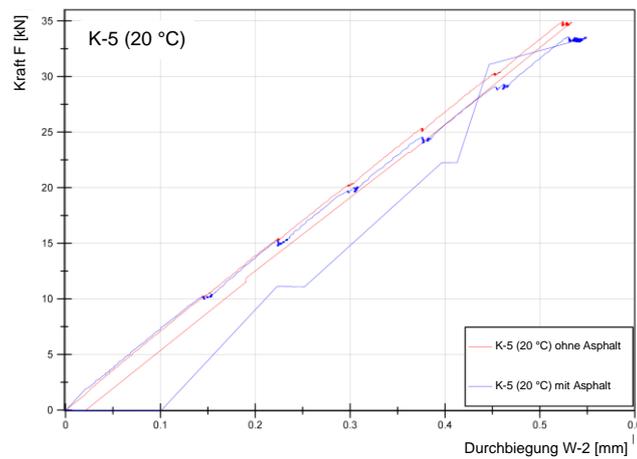


Abbildung 4.38: Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-5 (20 °C)⁴

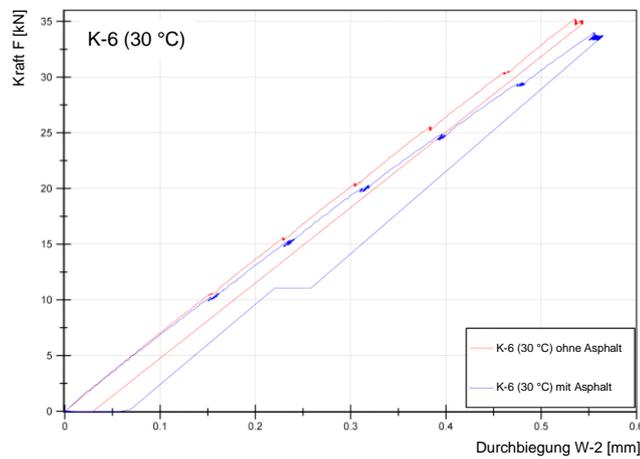


Abbildung 4.39: Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-6 (30 °C)⁴

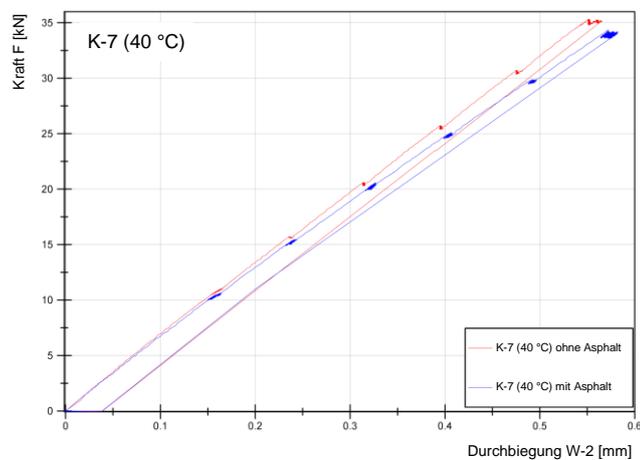


Abbildung 4.40: Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-7 (40 °C)⁴

⁴ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

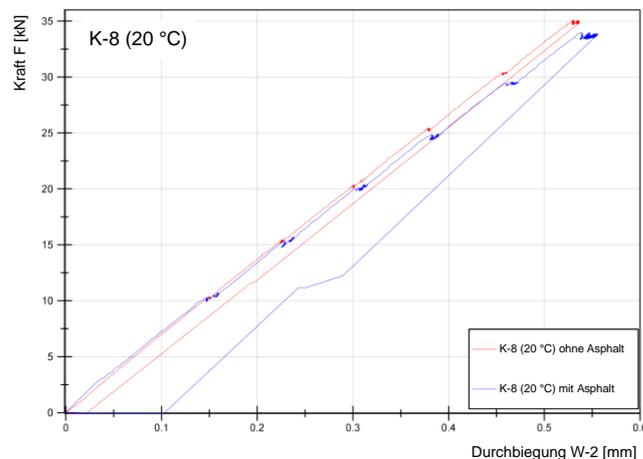


Abbildung 4.41: Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-8 (20 °C)⁴

Betrachtet man abschließend noch das Verformungsverhalten nach der Entlastung für die Platten ACCS-1 mit Asphalt (Abbildung 4.27) und ACCS-2 mit Asphalt (siehe Anhang C.10 Abbildung C.48), so kann auch hier festgestellt werden, dass die in Feldmitte (Sensor W-2) gemessenen Verformungen zwei Stunden nach der Entlastung kleiner als 0.025 mm sind. Abbildung 4.42 zeigt detailliert die Rückverformung nach der Entlastung in Feldmitte (Sensor W-2) für die Platte ACCS-1 mit Asphalt (linke Abbildung) und die Platte ACCS-2 mit Asphalt (rechte Abbildung). Auffällig ist, dass für die Platten mit Asphalt die Verformungen der Klimastufen K-4 (-10 °C), K-3 (0 °C) und K-2 (10 °C) über den Verformungen der anderen Klimastufen liegen. Auch das zeitliche Verhalten dieser Kurven zeigt, dass die Rückverformung für niedrige Temperaturen länger dauert als für hohe Temperaturen. So fallen bei Temperaturen über 20 °C die Durchbiegungen beider Platten (ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt) innerhalb von 10 Minuten nach der Entlastung unter den Wert von 0.025 mm. In der Klimastufe K-2 (10 °C) sind dazu etwa 30 Minuten für die Platte ACCS-1 mit Asphalt bzw. 20 Minuten für die Platte ACCS-2 mit Asphalt nötig. Noch deutlicher zeigt sich dieser Effekt für die Klimastufe K-4 (-10 °C). Hier erreicht die Verformung der Platte ACCS-1 mit Asphalt erst etwa 48 Minuten nach der Entlastung einen Wert kleiner 0.025 mm und die Verformung der Platte ACCS-2 mit Asphalt erst 65 Minuten nach der Entlastung diesen Wert. Vergleichend dazu sei erwähnt, dass für fast alle Klimastufen der Platten ACCS-1 ohne Asphalt und ACCS-2 ohne Asphalt die Verformungen unmittelbar nach der Entlastung kleiner als 0.025 mm sind. Lediglich für die Klimastufe K-7 (40 °C) fällt für beide Platten ohne Asphalt die Verformung erst 5 Minuten nach der Entlastung unter diesen Wert. Daher kann auch anhand des Rückverformungsverhaltens belegt werden, dass die Asphaltsschicht in Abhängigkeit ihrer temperaturabhängigen Steifigkeit das Verformungsverhalten des Gesamtsystems beeinflusst.

⁴ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

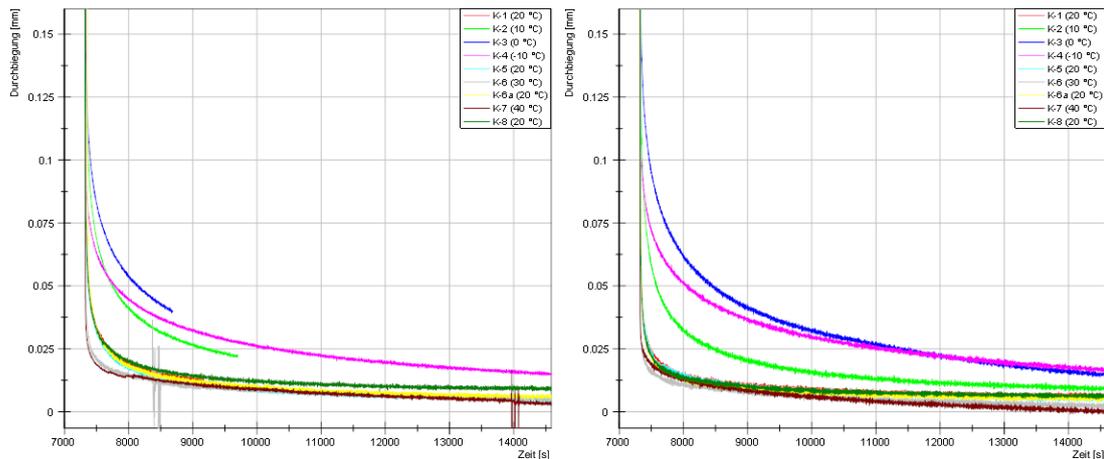


Abbildung 4.42: Durchbiegungen in Feldmitte (Sensor W-2) nach Entlastung für die Platten ACCS-1 mit Asphalt (linke Abbildung) und ACCS-2 mit Asphalt (rechte Abbildung), aufgetragen über die Versuchszeit

4.5.4 Reproduzierbarkeit der Versuche

Die Überprüfung der Reproduzierbarkeit der Ergebnisse ist erforderlich, um deren Wertigkeit zu belegen und sicherzustellen, dass keine systembedingten Fehler in den Messergebnissen enthalten sind. Darüber hinaus ist die Reproduzierbarkeit bei den Platten mit Asphalt-schicht von besonderem Interesse. Die Ergebnisse der Belastungsversuche der Platte ACCS-1 mit Asphalt könnten zu der Annahme verleiten, dass durch die Temperaturzyklen und die Belastungstests der Verbund zwischen Beton und Asphalt gestört bzw. verändert wird und es möglicherweise zu einem Ablösen der Asphalt-schicht vom Beton kommt. Um dies zu widerlegen, wird eine Reproduzierbarkeitskontrolle an der Platte ACCS-1 mit Asphalt-schicht durchgeführt. Nachdem nach Abschluss der statischen Belastungstests (Klimastufe K-8) zunächst an dieser Platte die dynamischen Tests durchgeführt werden, erfolgen im Anschluss an diese erneut statische Belastungstests zur Kontrolle der Reproduzierbarkeit. Der Reproduzierbarkeitstest R-1 (20 °C) wird vergleichend für die Klimastufen K-1 (20 °C) und der Reproduzierbarkeitstest R-2 (-10 °C) wird vergleichend für die Klimastufe K-4 (-10 °C) durchgeführt.

Ein Vergleich des Reproduzierbarkeitstests R-1 (20 °C) mit der Messung aus Klimastufe K-1 (20 °C) (Referenzmessung) ergibt, dass die bei einer Kraft $F = 33 \text{ kN}$ gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte (Sensor W-2) um 0.9 % voneinander abweichen. Eine Betrachtung der Durchbiegungen in den Viertelpunkten (Sensoren W-8 und W-9) sowie der Dehnungen an der Plattenunterseite (Sensoren D-1 bis D-4) und in der Betondruckzone (Sensoren D-5 bis D-8) ergibt im Mittel eine Abweichung der beiden Messungen von 2.34 %.

Vergleicht man den Reproduzierbarkeitstest R-2 (-10 °C) mit der Messung der Klimastufe K-4 (-10 °C) zeigen sich ebenfalls nur geringe Differenzen. Für die bei einer Kraft $F = 33 \text{ kN}$ gemessene Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) beträgt die Differenz beider Messungen 3.25 %. Betrachtet man zusätzlich die Messwerte der Sensoren W-8, W-9 und D-1 bis D-8, so ergibt sich im Mittel eine Differenz von 0.6 % beider Messreihen zueinander. Abbil-

Abbildung 4.43 zeigt die Abweichungen der Einzelsensoren untereinander, gemessen bei einer Kraft $F = 33 \text{ kN}$. In Abbildung 4.44 sind exemplarisch die Kraft-Weg-Diagramme für die Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) für den Reproduzierbarkeitstest R-1 ($20 \text{ }^\circ\text{C}$) verglichen mit K-1 ($20 \text{ }^\circ\text{C}$) (linke Abbildung) und den Reproduzierbarkeitstest R-2 ($-10 \text{ }^\circ\text{C}$) verglichen mit K-4 ($-10 \text{ }^\circ\text{C}$) (rechte Abbildung) angegeben. Die Diagramme zeigen eine recht gute Übereinstimmung, sodass bei gleicher Kraft annähernd die gleiche Verformung abgelesen werden kann.

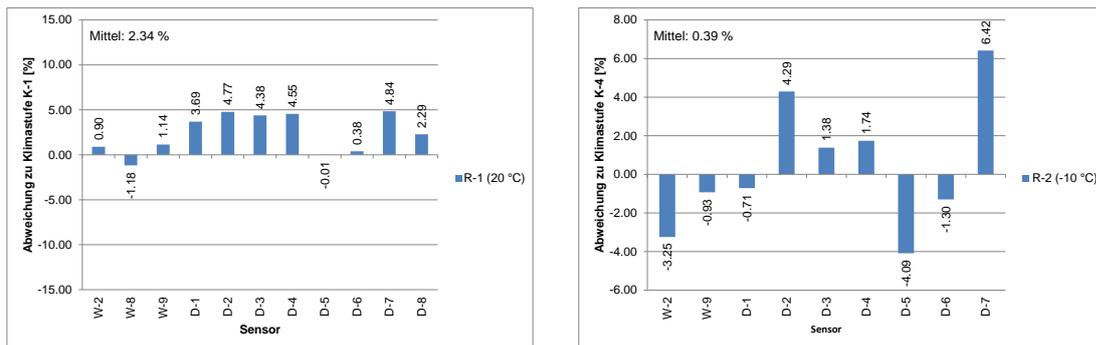


Abbildung 4.43: Abweichungen der Sensoren von Reproduzierbarkeitstest R-1 zu K-1 (links) und von Reproduzierbarkeitstest R-2 zu K-4 (rechts) bei einer Kraft $F = 33 \text{ kN}$

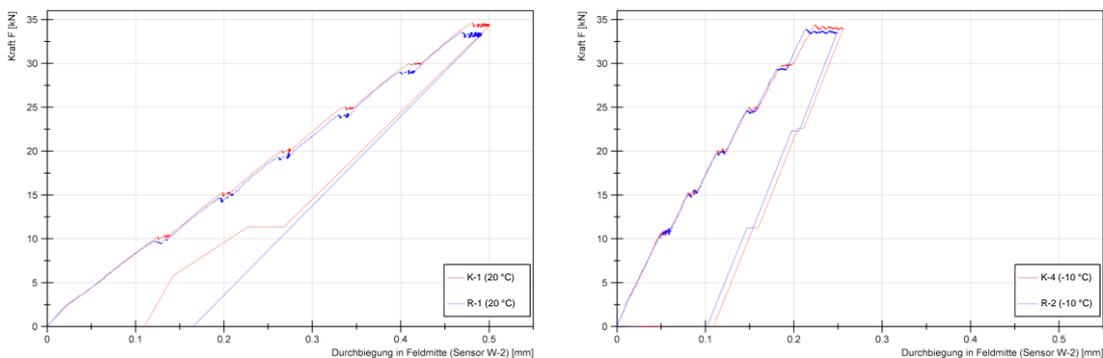


Abbildung 4.44: Kraft-Weg-Diagramme in Feldmitte der Reproduzierbarkeitstests R-1 (links) und R-2 (rechts) im Vergleich mit den korrespondierenden Klimastufen K-1 ($20 \text{ }^\circ\text{C}$) bzw. K-4 ($-10 \text{ }^\circ\text{C}$)⁵

Beide Reproduzierbarkeitskontrollen zeigen hinreichend genau, dass sich das System durch die Temperaturzyklen und die Belastungstests nicht verändert hat. So kann festgestellt werden, dass ebenfalls keine Veränderung des Verbundes und damit der Kraftübertragung zwischen Beton- und Asphaltsschicht durch die Temperatur- und Belastungszyklen eingetreten ist. Außerdem ist ersichtlich, dass sich unter gleichen Randbedingungen gleiche Ergebnisse einstellen.

⁵ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

4.5.5 Zusammenfassung / Schlussfolgerung der statischen Belastungsversuche

Die durchgeführten statischen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Verformungen des Gesamtsystems durch klimatische Randbedingungen beeinflusst werden.

Dabei ist zunächst der Einfluss der klimatischen Randbedingungen auf die reine Betonplatte untersucht worden. Wie aus der Literatur bekannt ist, beeinflussen die Temperatur und der Feuchtegehalt des Betons den Elastizitätsmodul. Im Versuch ergibt sich für die Platte ACCS-1 zwischen den beiden Klimastufen K-1 (20 °C) und K-7 (40 °C) im Mittel eine Veränderung von 1.03 %. Bezüglich der Bewertung des klimatischen Einflusses auf den Beton muss abschließend festgestellt werden, dass dieser in den Versuchen zwar registrierbar ist, jedoch so gering ausfällt, dass dieser Einfluss quasi vernachlässigt werden kann. Die Verformungsänderung von Platte ACCS-1 zeigt Abweichungen in Bezug auf Klimastufe K-1 (20 °C) im Mittel von bis zu -2.6 % nach unten (Klimastufe K-4 (-10 °C)) und von +1.03 % nach oben (Klimastufe K-7 (40 °C)). Für die Platte ACCS-2 sind es -1.05 % (K-4 (-10 °C)) bzw. +5.64 % (K-7 (40 °C)).

In einem zweiten Schritt ist der Einfluss der klimatischen Randbedingungen auf das Last-Verformungsverhalten des Gesamtsystems (Beton + Asphaltaufbau) untersucht worden. Diese Untersuchungen zeigen eine deutliche Beeinflussung des Verformungsverhaltens durch die Asphaltschicht. Bedingt durch die aufgetragene Asphaltschicht (und die daraus resultierende höhere Steifigkeit) sind die sich einstellenden Verformungen prinzipiell geringer als für dieselbe Platte ohne Asphaltschicht. Tabelle 4.11 zeigt die prozentuale Veränderung der Verformung (als Mittel aus mehreren Sensoren), resultierend aus der Asphaltaufbringung, in Relation zur Klimastufe bzw. zur Temperatur.

Tabelle 4.11: Verformungsveränderung durch die Asphaltschicht in Relation zur Klimastufe für die Platte ACCS-1

Klimastufe	K-4	K-3	K-2	K-1	K-5	K-8	K-6	K-7
Temperatur	≈-10 °C	≈0 °C	≈10 °C	≈20 °C	≈20 °C	≈20 °C	≈30 °C	≈40 °C
Einfluss der Asphaltschicht [%]	-58.2	-39.9	-21.2	-9.5	-11.0	-8.8	-7.3	-3.9

Die durchgeführten Versuche zeigen aber auch, dass die Veränderungen der Verformungen zwischen den einzelnen Klimastufen deutlich gravierender sind als für die Platte ohne Asphaltschicht. So weicht beispielsweise die gemessene Verformung der Klimastufe K-4 (-10 °C) im Mittel um -54.2 % von der gemessenen Verformung in Klimastufe K-1 (20 °C) ab. Für die Klimastufe K-7 (40 °C) stellt sich im Mittel eine um 11.1 % größere Verformung ein als für Klimastufe K-1 (20 °C). Für die Platte ohne Asphaltschicht stellen sich Verformungsänderungen von -2.6 % (K-4 (-10 °C)) bzw. +1.03 % (K-7 (40 °C)) ein.

Die Untersuchungen zeigen, dass die Asphaltschicht in besonderem Maße das Verformungsverhalten des Systems beeinflusst. Insbesondere durch die starke Temperaturabhän-

gigkeit der Steifigkeit der Asphaltsschicht stellen sich deutliche Verformungsunterschiede ein. Tabelle 4.12 zeigt die Variation des E-Moduls von Asphalt infolge der Temperatur. Die Tabelle zeigt, wie stark die Veränderungen sind. Dem gegenübergestellt sind der E-Modul des Betons, welcher kaum variiert, sowie die gemessenen Verformungsunterschiede. Abbildung 4.45 zeigt die Werte der Tabelle in graphischer Form.

Tabelle 4.12: Klimastufenabhängige Veränderung der E-Module von Asphalt und Beton sowie klimastufenabhängige Veränderung der Verformung in Bezug auf Klimastufe K-1 in [%]

Klimastufe	K-4	K-3	K-2	K-1	K-5	K-8	K-6	K-7
Temperatur	≈-10 °C	≈0 °C	≈10 °C	≈20 °C	≈20 °C	≈20 °C	≈30 °C	≈40 °C
Variation des Asphalt E-Moduls [%]	455	300	133	-	0	0	-71	-91
Variation des Beton E-Moduls [%]	1.29	0.70	0.89	-	-0.52	0.31	-1.19	-2.04
Verformungsänderung ⁶ [%]	-54.2	-33.4	-12.5	-	1.0	1.8	6.8	11.1

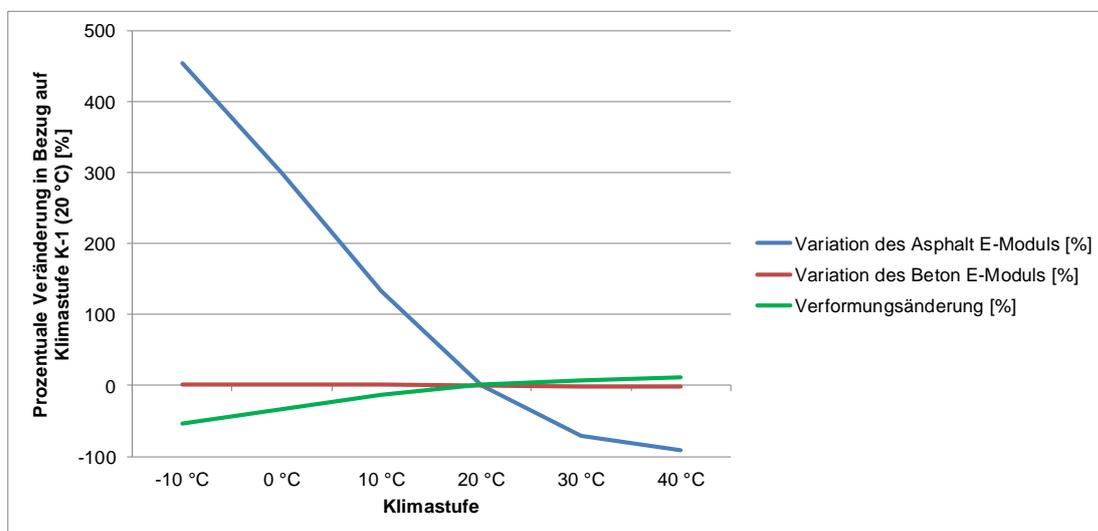


Abbildung 4.45: Klimastufenabhängige Veränderung der E-Module von Asphalt und Beton sowie die Veränderung der Verformung in Bezug auf Klimastufe K-1 (20 °C) in [%]

⁶ Mittelwert der Verformungsänderung aus den Sensoren W-2, W-8, W-9, D-1, D-2, D-3, D-4, D-5, D-6, D-7 und D-8.

4.6 Untersuchung der dynamischen Parameter der Spannbetonplatten unter klimatischem Einfluss

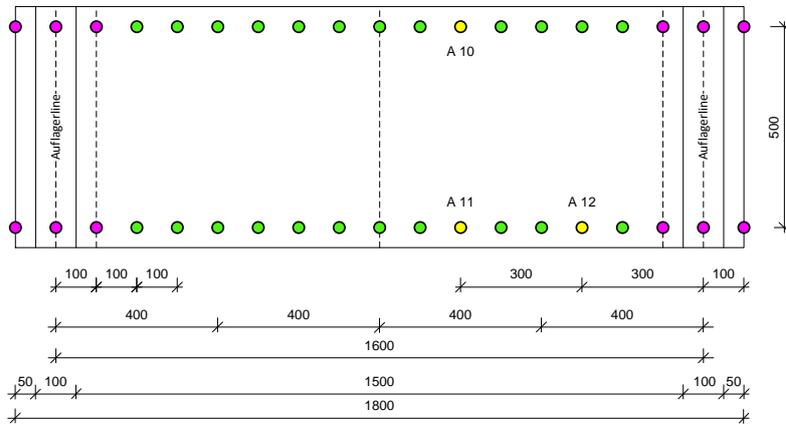
Seit einigen Jahren werden neben den statischen Untersuchungsmethoden auch dynamische Methoden zur Beurteilung der Struktur erforscht. Die dynamischen Methoden basieren auf der Messung und Beurteilung der dynamischen Parameter, wie zum Beispiel Eigenfrequenz, Dämpfungswerte und Eigenform. Gemessene Veränderungen dieser Parameter weisen auf Zustandsänderungen bzw. Steifigkeitsänderungen des Systems hin. Diese werden dann zumeist mit Schäden am Bauwerk begründet. Die vorangehenden Kapitel zeigen, dass diese Begründung nicht die einzig mögliche Erklärung für Steifigkeitsveränderungen ist. Änderungen des Systems sind auch temperaturbedingt. Insbesondere trifft dies auf Asphalt-schichten zu, deren Steifigkeit sich temperaturbedingt ändert. Diese Steifigkeitsänderung führt dann zu einer messbaren Veränderung der dynamischen Parameter.

4.6.1 Versuchsbeschreibung und Messeinrichtung zur Bestimmung der modalen Parameter

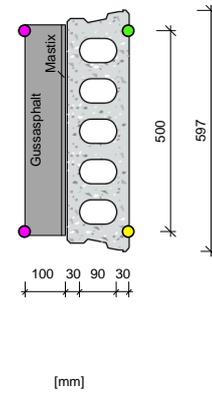
In den nachfolgend analysierten Versuchen werden an den gleichen Platten, die für die statischen Tests (Kapitel 4.5) verwendet worden sind, auch dynamische Untersuchungen durchgeführt und analysiert. Die modalen Parameter werden an den Platten ohne und mit Asphalt-schicht für die Klimastufen K-1 (20 °C) bis K-8 (20 °C) bestimmt. Um das Plattensystem zu entkoppeln und Lagerungseffekte, welche die Eigenfrequenzen beeinflussen, zu vermeiden, werden die Platten für die dynamischen Versuche an Federn hängend gelagert (Abbildung 4.46 und Abbildung 4.47). Zur Messung der modalen Parameter (Eigenfrequenzen und Eigenformen) werden die Schwingungen mittels der Hammer-Impact-Methode angeregt. Bei dieser Methode wird das Bauteil mittels eines Impulses (Hammerschlag) zum Schwingen angeregt. Als Antwort der Struktur wird in diesem Fall die Beschleunigung gemessen. Mit der Fast-Fourier-Transformation lässt sich aus den gemessenen Beschleunigungen dann die Eigenfrequenz der Struktur ermitteln. Wie in Kapitel 3 beschrieben, lassen sich durch Anregung der Struktur in einem regelmäßigen Raster auch die Eigenformen des Systems bestimmen. Die Beschleunigungen werden mittels Beschleunigungssensoren der Firma PCB aufgezeichnet. Die Sensitivität der Beschleunigungssensoren beträgt 100 mV/(m/s²). Abbildung 4.46 zeigt die Positionen, an denen die Struktur angeregt wird und die Position der Beschleunigungssensoren.

Die Anregung der Frequenzen wird weitestgehend von der Unterseite der Platte durchgeführt, um einen dämpfenden Einfluss der später aufgebrauchten Asphalt-schicht zu vermeiden. Lediglich in den Randbereichen, in denen die Platte an Federn aufgelagert wird, erfolgt die Anregung von der Oberseite der Platte (siehe Abbildung 4.46). In der Versuchsserie der Platten mit Asphalt-schicht wird die Platte in diesen Punkten durch einen Impuls auf der Asphalt-schicht angeregt. In den Versuchen ohne Asphalt-schicht erfolgt die Anregung in diesen Punkten ebenfalls auf der Oberseite, hier direkt auf der Betonschicht. Abbildung 4.47 zeigt die Lagerung der Probekörper am Beispiel der Spannbetonplatte ohne Asphalt-schicht.

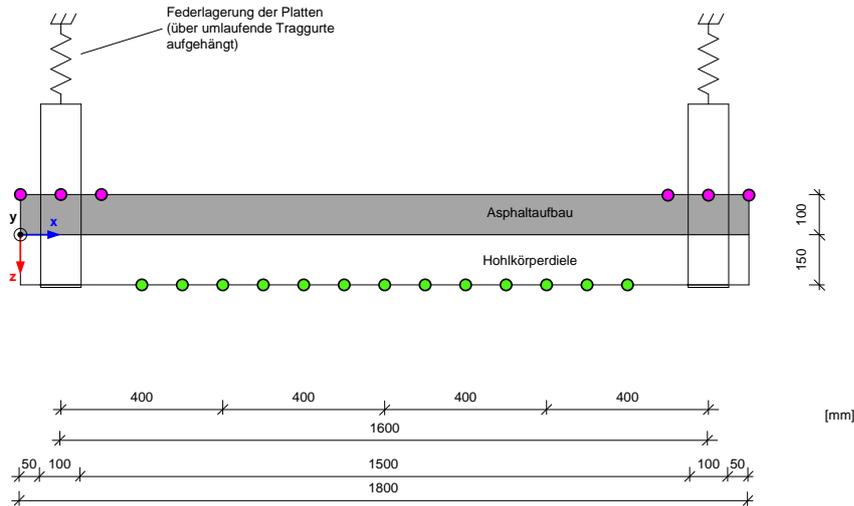
Draufsicht auf die Unterseite der Platte:



Querschnitt:



Seitenansicht:



- Sensorposition (Beschleunigungssensor) und Hammerschlagposition von unten
- Hammerschlag-Position von unten (Abstand der Schlag-Positionen untereinander: 10 cm)
- Hammerschlag-Position von oben (Abstand der Schlag-Positionen untereinander: 10 cm)

Abbildung 4.46: Sensorpositionierung der Beschleunigungssensoren und Position der Schwingungsanregungen (Hammerschlagposition)

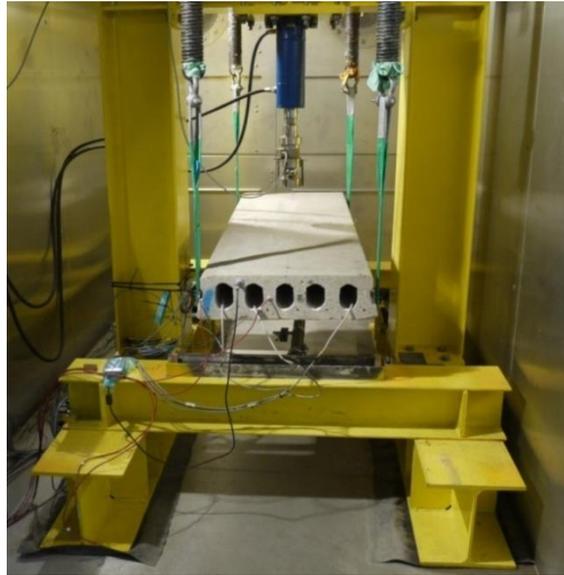


Abbildung 4.47: Lagerung der Spannbetonplatte ohne Asphaltsschicht für die Bestimmung der modalen Parameter

4.6.2 Betonplatten ohne Asphaltsschicht

In den nachfolgenden Kapiteln werden die gemessenen Eigenfrequenzen der Platte ACCS-1 ohne Asphalt und der Platte ACCS-1 mit Asphalt dargestellt und analysiert. Die Ergebnisse der Platte ACCS-2 ohne und mit Asphalt sind im Anhang C.13.1 und C.14.1 angegeben.

4.6.2.1 Finite-Element-Simulation der Betonplatten ohne Asphaltsschicht

Vor der Durchführung der dynamischen Tests erfolgt eine Berechnung des Systems. Ziel der Berechnungen ist die Ermittlung der Eigenfrequenzen, um einen Aufschluss über deren Größenordnung zu erhalten. Die Berechnung erfolgt mit dem FE-Berechnungsprogramm Sofistik. Modelliert wird die Platte einmal als Schalenmodell mit 4-Knoten-Elementen und einmal als Volumenmodell mit 8-Knoten-Elementen. Abbildung 4.48 und Abbildung 4.49 zeigen die beiden Modelle. Die Lagerung der Modelle erfolgt wie im Versuch an Federn.

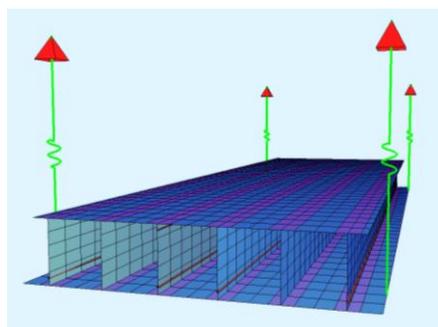


Abbildung 4.48: Schalenmodell der vorgespannten Hohlkörperdeiele - ohne Visualisierung der Elementquerschnitte

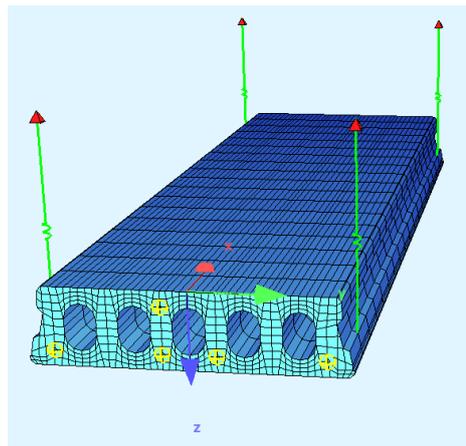


Abbildung 4.49: Volumenmodell der vorgespannten Hohlkörperdehle ohne Asphaltsschicht

Für die Berechnung wird zunächst von einem E-Modul von 35700 N/mm^2 ausgegangen. Dies entspricht dem E-Modul aus den technischen Regelwerken für die Betondruckfestigkeitsklasse C45/55. In Kapitel 4.5.2 ist gezeigt worden, dass dieser E-Modul eine gute Annäherung für die statischen Tests an Platte ACCS-1 ist. Tabelle 4.13 zeigt die berechneten Eigenfrequenzen.

Tabelle 4.13: Berechnete Eigenfrequenzen des Systems für das Schalenmodell und das Volumenmodell

Frequenzart	Frequenz [Hz]	
	Schalenmodell	Volumenmodell
Starrkörperverschiebung gleichförmig vertikal	1.86	1.90
Starrkörperverschiebung entgegengesetzt vertikal	2.85	2.95
Starrkörperverschiebung Rotation um Längsachse	3.21	3.11
1. Biegeform B1	227.80	195.60
1. Torsionsform T1	339.69	327.51
2. Biegeform B2	599.02	506.82
Querbiegeform Q1	602.15	528.84
2. Torsionsform T2	621.13	650.85

Die zu den berechneten Eigenfrequenzen (ab der ersten Biegeform B1) gehörenden Eigenformen sind in Abbildung 4.50 dargestellt.

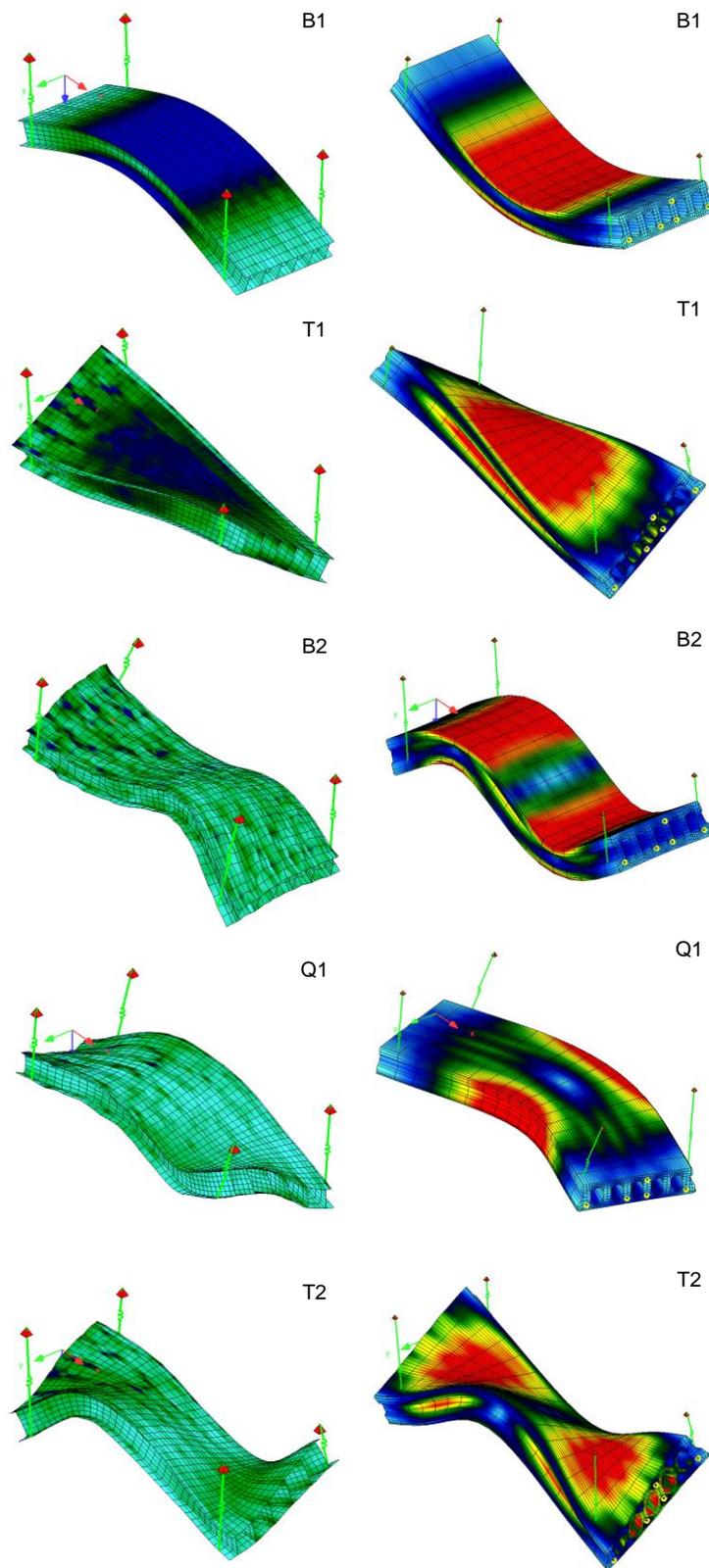


Abbildung 4.50: Eigenformen der Betonplatte - für Schalenmodell (links) und Volumenmodell (rechts)

4.6.2.2 Analyse der Eigenfrequenzen für die Platte ohne Asphaltsschicht

Während eines Versuchs wird je Messstelle die Anregung der Frequenzen dreimal durchgeführt und direkt der Mittelwert gebildet. Eine solche Messreihe (dreimaliges Anregen aller 38 Messpunkte) wird je Klimastufe dreimal wiederholt, um Messabweichungen zu registrieren und eine Reproduzierbarkeit zu gewährleisten. Es ist festgestellt worden, dass zwischen den einzelnen Messreihen die gemessenen Frequenzen um maximal 4 Hz divergieren. Bezogen auf eine gemessene erste Eigenfrequenz von 212 Hz (für Platte ACCS-1 ohne Asphalt in Klimastufe K-1 (20 °C)) entspricht dies ca. 2 %. Für die folgende Auswertung werden daher die Mittelwerte aus den drei Messserien je Klimastufe gebildet.

Für die nach diesem Ablauf durchgeführten Untersuchungen ergeben sich für die Platte ACCS-1 ohne Asphaltsschicht je Klimastufe die in Tabelle 4.14 aufgeführten Eigenfrequenzen der ersten Biegeform und der ersten Torsionsform. Die Eigenfrequenzen der zweiten Biegeform und der zweiten Torsionsform sind für diese Platte (ohne Asphaltsschicht) nicht ermittelt worden. Die Tabelle gibt zusätzlich die Temperatur des Betons an. Abbildung 4.51 und Abbildung 4.52 zeigen die temperaturabhängige Variation der Eigenfrequenzen B1 und T1. Die Betrachtung der Eigenfrequenzen zeigt, dass diese in Bezug zur Klimastufe variieren. Wie erwartet fällt mit steigender Temperatur die Eigenfrequenz. Die maximalen Abweichungen der Klimastufen K-4 (-10 °C) bzw. K-7 (40 °C) bezogen auf die Referenzmessung (Klimastufe K-1 (20 °C)) betragen 1.6 % (3 Hz) bzw. -0.8 % (-2 Hz) für B1. Für die Eigenfrequenz T1 betragen die Abweichungen 4 % (17 Hz) für die Klimastufe K-4 (-10 °C) im Vergleich zu Klimastufe K-1 (20 °C) bzw. -1 % (-4 Hz) für Klimastufe K-7 (40 °C) in Bezug auf Klimastufe K-1 (20 °C). Der Einfluss der Klimastufe auf die Eigenfrequenz ist demnach sehr gering. Abbildung 4.53 und Tabelle 4.15 zeigen die klimastufenabhängigen prozentualen Veränderungen der Eigenfrequenzen B1 und T1 in Bezug auf Klimastufe K-1 (20 °C). Die Differenzen zur Referenzmessung (Klimastufe K-1 (20 °C)) liegen unterhalb von 2 % und somit innerhalb einer möglichen Messgenauigkeit (siehe oben). Lediglich für die Eigenfrequenz T1 weicht die Klimastufe K-3 (0 °C) um 3.0 % und die Klimastufe K-4 (-10 °C) um 4 % von der Klimastufe K-1 (20°C) ab.

Tabelle 4.14: Eigenfrequenzen und Betontemperatur der Platte ACCS-1 ohne Asphalt

Klimastufe	Temperatur	B 1 [Hz]	T 1 [Hz]
K-4 (-10 °C)	-10.7	216	393
K-3 (0 °C)	0	215	387
K-2 (10 °C)	9.4	213	381
K-1 (20 °C)	19.4	213	376
K-5 (20 °C)	19.4	212	377
K-8 (20 °C)	19.4	213	378
K-6 (30 °C)	29.4	211	374
K-7 (40 °C)	39.4	211	372

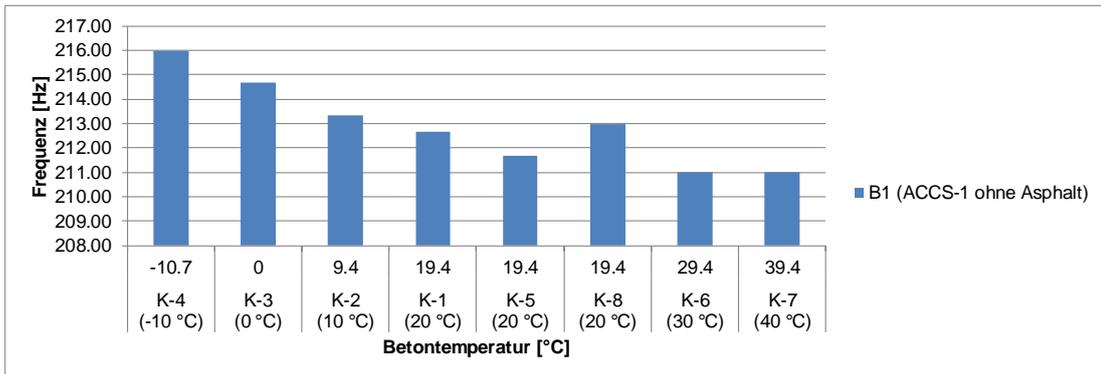


Abbildung 4.51: Eigenfrequenz zur ersten Biegeform B1 der Platte ACCS-1 ohne Asphalt

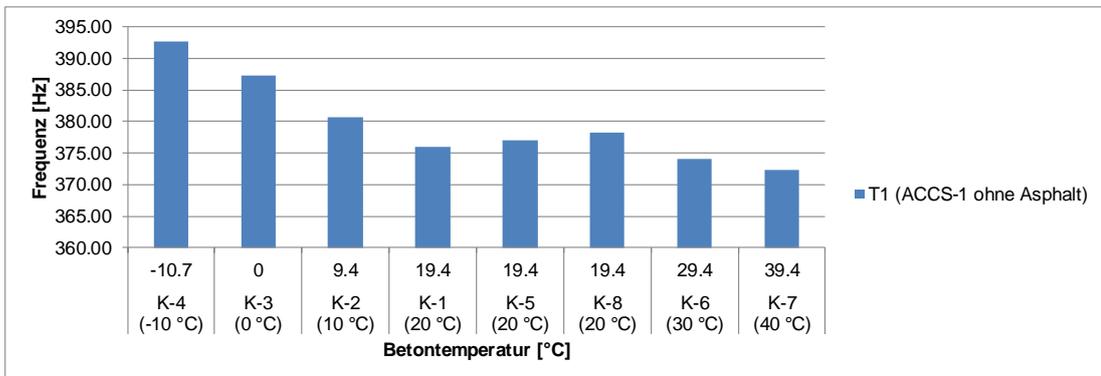


Abbildung 4.52: Eigenfrequenz zur ersten Torsionsform T1 der Platte ACCS-1 ohne Asphalt

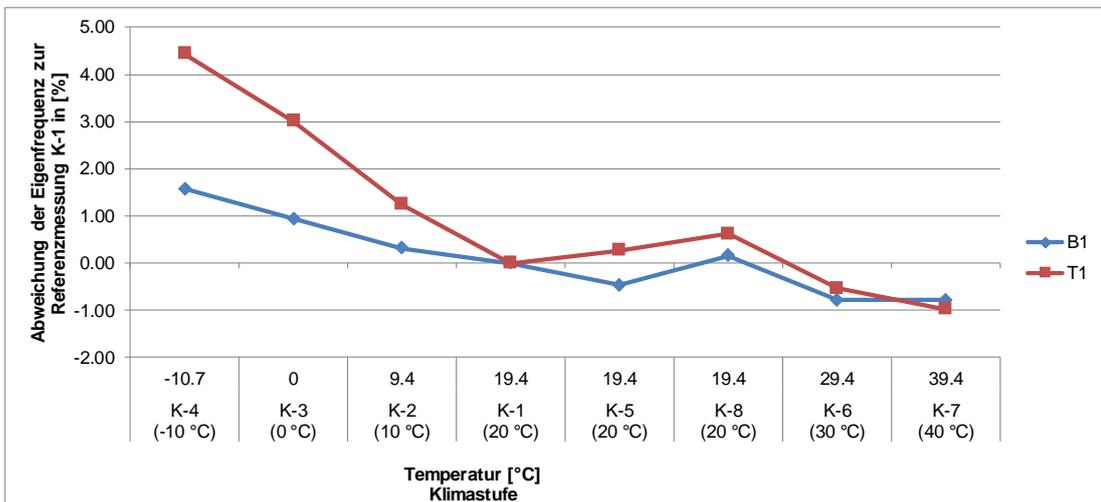


Abbildung 4.53: Klimaabhängige Veränderung der Eigenfrequenzen (EF) B1 und T1 in Relation zur Klimastufe K-1 für die Platte ACCS-1 ohne Asphalt

Tabelle 4.15: Prozentuale Veränderung der Eigenfrequenzen, bezogen auf die Klimastufe K-1 (für Platte ACCS-1 ohne Asphalt)

Klimastufe	Temperatur	B 1 [%]	T 1 [%]
K-4 (-10 °C)	-10.7	1.6	4.4
K-3 (0 °C)	0	0.9	3.0
K-2 (10 °C)	9.4	0.3	1.2
K-1 (20 °C)	19.4	-	-
K-5 (20 °C)	19.4	-0.5	0.3
K-8 (20 °C)	19.4	0.2	0.6
K-6 (30 °C)	29.4	-0.8	-0.5
K-7 (40 °C)	39.4	-0.8	-1.0

Betrachtet man die Eigenfrequenzen bei 20 °C, zeigt ein Vergleich der Klimastufen K-1 (20 °C), K-5 (20 °C) und K-8 (20 °C), dass die Eigenfrequenzen dennoch unterschiedlich sind. Die Eigenfrequenz B1 variiert zwischen 212 Hz und 213 Hz, die Eigenfrequenz T1 zwischen 376 Hz und 378 Hz. Die Varianz liegt also im Bereich von < 3 Hz, was, bezogen auf die Referenzmessung K-1 (20 °C), eine Differenz von ≤ 1.0 % ist. Diese Abweichung liegt also im Bereich der Messgenauigkeit.

Eine Betrachtung der Platte ACCS-2 ohne Asphalt (siehe Anhang C.13.1) zeigt, dass auch für diese die Eigenfrequenzen in Abhängigkeit der Temperatur kaum variieren. Die maximale Veränderung der Eigenfrequenz liegt für die Eigenfrequenz der ersten Biegeform B1 vor. Für diese weicht die Eigenfrequenz B1 in Klimastufe K-4 (-10 °C) um 4 % (9 Hz) von der Eigenfrequenz B1 in Klimastufe K-1 (20 °C) ab. Für die übrigen Klimastufen liegen annähernd gleiche Eigenfrequenzen vor. Für die weiteren Eigenfrequenzen (T1, B2 und T2) liegt die Abweichung der Eigenfrequenz in Bezug auf die jeweilige Eigenfrequenz der Klimastufe K-1 (20 °C) bei unter 2 %.

Ein Vergleich der Platte ACCS-2 ohne Asphalt mit der Platte ACCS-1 ohne Asphalt zeigt, dass die Eigenfrequenz der ersten Biegeform B1 der Platte ACCS-2 größer ist als die der Platte ACCS-1. Dies liegt daran, dass die Platte ACCS-2 eine höhere Steifigkeit aufweist, wie die statischen Tests im vorangegangenen Kapitel belegt haben.

Auf die rechnerische Bestimmung des E-Moduls aus den gemessenen Frequenzen ist an dieser Stelle verzichtet worden, da dieser aufgrund der geringen Unterschiede zwischen den Eigenfrequenzen je Klimastufe kaum differiert. Die Bestimmung des dynamischen E-Moduls wäre zwar möglich, doch entspricht dieser dem Ursprungstangentenmodul und weicht somit vom statischen E-Modul (Ursprungssekantenmodul), welcher in Kapitel 4.3.1 ermittelt wurde, ab (siehe Abbildung 4.19). Darüber hinaus ist aus der Literatur bekannt, dass der dynamische E-Modul von Mörtel und Beton um bis zu 25 % vom statischen E-Modul abweichen kann [LUR-11].

4.6.3 Betonplatten mit Asphaltenschicht

4.6.3.1 Finite-Element-Simulation der Betonplatten mit Asphaltenschicht

Zur Abschätzung der Größenordnung der Eigenfrequenzen erfolgt eine Berechnung der Eigenfrequenzen. Die Berechnung erfolgt erneut zunächst mit einem Modell, bei dem die Beton- und die Asphaltelemente als Schalenelemente (4-Knoten Element) abgebildet sind, deren Verbindung über Federelemente modelliert wird. Die angesetzte Federsteifigkeit beträgt $9 \cdot 10^{15}$ kN/m.

Anschließend erfolgt eine Berechnung für ein Modell, dessen Beton- und Asphaltelemente aus Volumenelementen (8-Knoten Elemente) bestehen. Die Modellierung der Verbundfuge erfolgt hier nicht über Federelemente, sondern durch die Modellierung einer Zwischenschicht, die in ihren Knoten 100%ig mit den Beton- bzw. den Asphaltelelementen verbunden ist. Für die Zwischenschicht wird ein Element mit den Materialeigenschaften von Bitumen mit einem E-Modul von 500 N/mm^2 angesetzt.

Die Berechnungen werden für beide Modelle mit unterschiedlichen E-Modulen für den Asphalt (in Abhängigkeit der Temperatur) durchgeführt. Für den Asphalt werden dieselben E-Module wie in Kapitel 4.5.3 verwendet (siehe Tabelle 4.7). Der E-Modul von Beton wird mit 35700 N/mm^2 angesetzt. Mit diesen Materialparametern ergeben sich rechnerisch die nachfolgend aufgeführten Eigenfrequenzen (Tabelle 4.16).

Tabelle 4.16: Berechnete Eigenfrequenzen für verschiedene Temperaturen (Schalenmodell und Volumenmodell)

Temperatur [°C]	Modell	B1 [Hz]	T1 [Hz]	B2 [Hz]	T2 [Hz]
-10	Schalenmodell	274.45	411.18	672.18	779.72
	Volumenmodell	275.90	413.29	650.73	810.91
0	Schalenmodell	256.11	389.84	630.15	737.40
	Volumenmodell	256.07	392.96	611.40	770.70
10	Schalenmodell	230.25	356.07	569.55	670.65
	Volumenmodell	225.53	359.58	548.11	705.10
20	Schalenmodell	202.11	312.73	501.90	585.96
	Volumenmodell	187.93	311.79	464.47	611.24
30	Schalenmodell	182.46	277.50	453.92	520.27
	Volumenmodell	158.20	265.96	392.20	520.52
40	Schalenmodell	176.28	264.83	437.06	497.98
	Volumenmodell	147.27	245.59	356.75	469.15

Es zeigt sich, dass für niedrige Temperaturen ($\leq 10\text{ °C}$) die Eigenfrequenzen B1 und T1 für beide Modelle nah beieinanderliegen. Bei höheren Temperaturen sowie bei höheren Eigenfrequenzen driften die Ergebnisse der Berechnungen allerdings voneinander ab. Aufgrund der präziseren geometrischen Abbildung des Systems sollte normalerweise das aus Volumenelementen bestehende Modell die genaueren Ergebnisse liefern. Der Grund dafür könnte in der Modellierung der Verbundfuge liegen.

4.6.3.2 Analyse der Eigenfrequenzen für die Platte mit Asphaltsschicht

Die Untersuchung der dynamischen Parameter erfolgt analog zum Vorgehen in Kapitel 4.6.2. Tabelle 4.17 zeigt für die Platte ACCS-1 mit Asphalt die für die einzelnen Klimastufen gemessenen Eigenfrequenzen B1, T1, B2 und T2 sowie die Betontemperatur. Abbildung 4.54 bis Abbildung 4.57 zeigen diese Werte in grafischer Form. Die Abbildungen zeigen deutlich für alle vier gemessenen Eigenfrequenzen eine Abhängigkeit zur Klimastufe. Dies hängt insbesondere mit dem Einfluss der Asphaltsschicht zusammen. Bedingt durch die temperaturabhängige Veränderung der Asphaltsteifigkeit sind deutliche Veränderungen der Eigenfrequenzen zu registrieren. Die Größenordnungen dieser Veränderungen liegen bei der Platte mit Asphalt deutlich über denen der Platte ohne Asphalt. Kapitel 4.6.2 zeigt, dass (mit Ausnahme zweier Messungen) die klimabedingte Differenz zur Referenzmessung bei K-1 (20 °C) unter 2 % beträgt. Für die Platte ACCS-1 mit Asphalt weicht beispielsweise die Eigenfrequenz B1 in Klimastufe K-4 (-10 °C) um 32 % von der Eigenfrequenz in Klimastufe K-1 (20 °C) ab. Die Eigenfrequenz von Klimastufe K-7 (40 °C) ist um 20 % geringer als die in Klimastufe K-1 (20 °C). Abbildung 4.58 und Tabelle 4.18 zeigen die klimastufenbedingte Veränderung der Eigenfrequenzen (B1, T1, B2 und T2) in Bezug auf die Klimastufe K-1 (20 °C) der Platte ACCS-1 mit Asphaltsschicht. Die klimabedingten Veränderungen der Eigenfrequenzen T1, B2 und T2 in Bezug auf die Klimastufe K-1 (20 °C) sind nicht so stark ausgeprägt wie die der Eigenfrequenz B1, differieren aber deutlich von den Messwerten aus Kapitel 4.6.2 (Eigenfrequenzmessung der Platte ohne Asphaltsschicht). Abbildung 4.59 vergleicht die Eigenfrequenzen B1 und T1 der Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-1 ohne Asphalt und zeigt deren prozentuales Verhältnis zueinander.

Tabelle 4.17: Eigenfrequenzen und Betontemperatur der Platte ACCS-1 mit Asphalt

Klimastufe	Temperatur	B 1 [Hz]	T 1 [Hz]	B 2 [Hz]	T 2 [Hz]
K-4 (-10 °C)	-10.6	314	450	733	814
K-3 (0 °C)	-0.5	300	425	691	813
K-2 (10 °C)	9.4	256	394	633	773
K-1 (20 °C)	19.2	237	358	571	723
K-5 (20 °C)	19.4	239	358	572	705
K-6a (20 °C)	19.4	237	359	571	705
K-8 (20 °C)	19.5	239	361	571	705
K-6 (30 °C)	29.3	216	330	517	645
K-7 (40 °C)	39.2	189	309	475	598

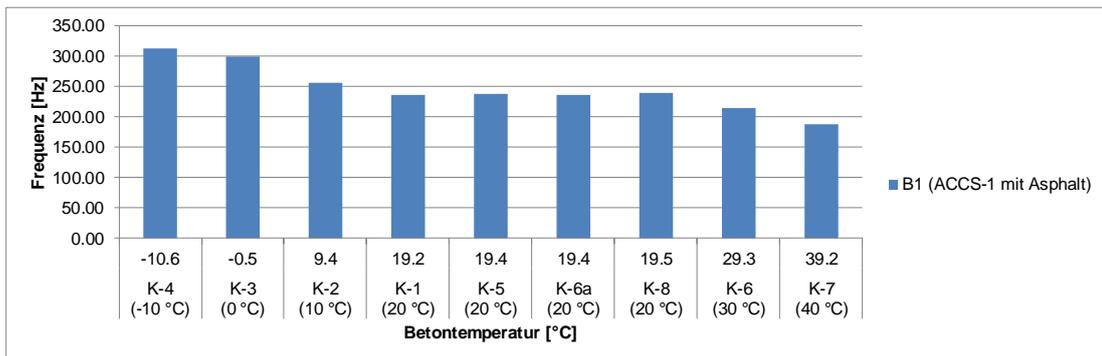


Abbildung 4.54: Eigenfrequenz zur ersten Biegeform B1 der Platte ACCS-1 mit Asphalt

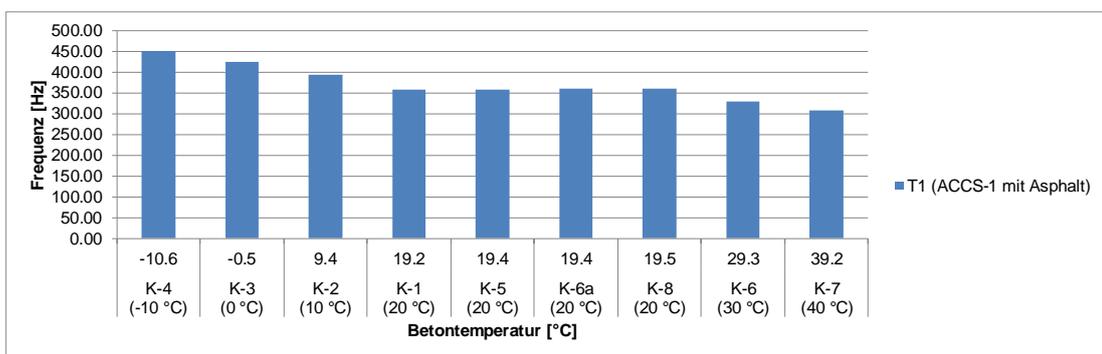


Abbildung 4.55: Eigenfrequenz zur ersten Torsionsform T1 der Platte ACCS-1 mit Asphalt

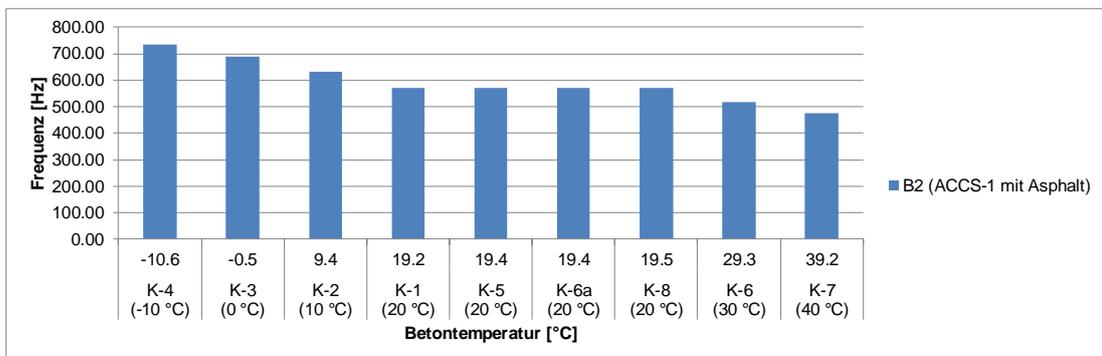


Abbildung 4.56: Eigenfrequenz zur zweiten Biegeform B2 der Platte ACCS-1 mit Asphalt

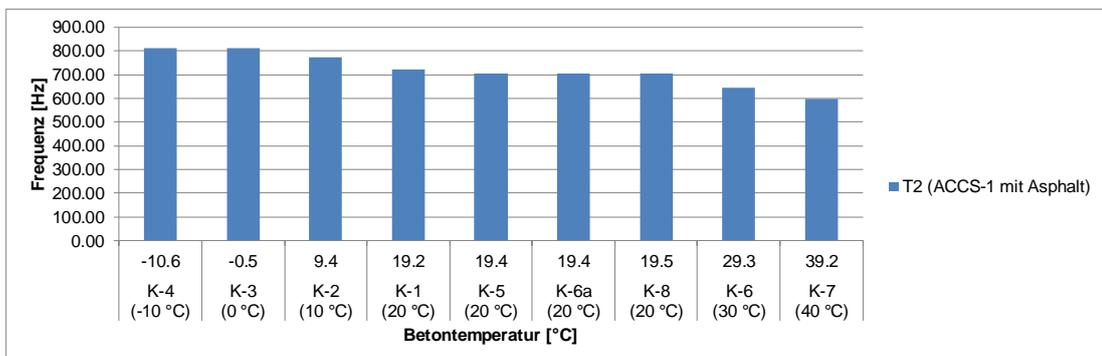


Abbildung 4.57: Eigenfrequenz zur zweiten Torsionsform T2 der Platte ACCS-1 mit Asphalt

KAPITEL 4: KLIMAKAMMERTESTS

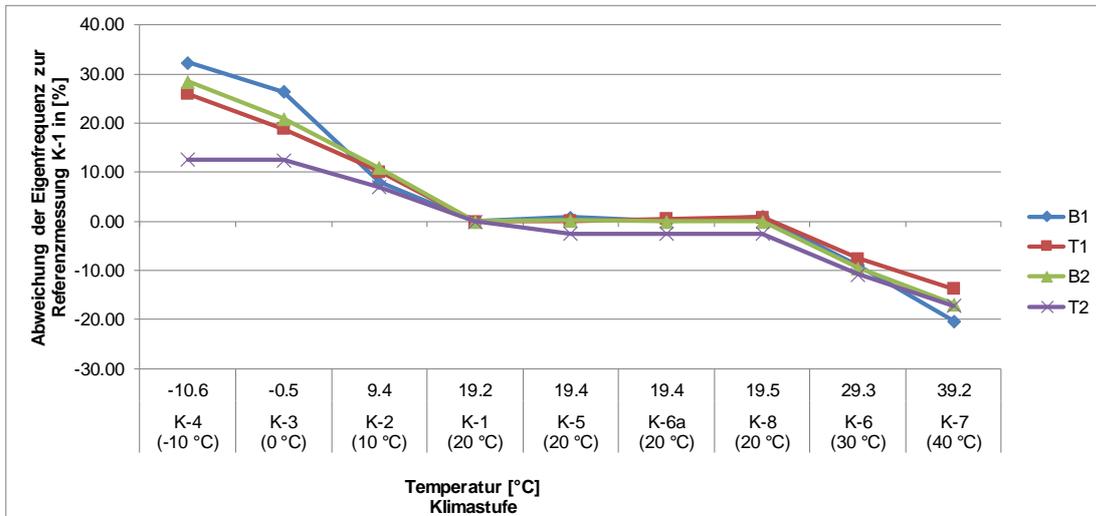


Abbildung 4.58: Klimaabhängige Veränderung der Eigenfrequenzen (EF) B1, T1, B2 und T2 in Relation zur Klimastufe K-1 für die Platte ACCS-1 mit Asphalt

Tabelle 4.18: Prozentuale Veränderung der Eigenfrequenzen, bezogen auf die Klimastufe K-1 (für Platte ACCS-1 mit Asphalt)

Klimastufe	Temperatur	B 1 [%]	T 1 [%]	B 2 [%]	T 2 [%]
K-4 (-10 °C)	-10.6	32	26	28	13
K-3 (0 °C)	-0.5	26	19	21	13
K-2 (10 °C)	9.4	8	10	11	7
K-1 (20 °C)	19.2	-	-	-	-
K-5 (20 °C)	19.4	1	0	0	-2
K-6a (20 °C)	19.4	0	1	0	-2
K-8 (20 °C)	19.5	1	1	0	-2
K-6 (30 °C)	29.3	-9	-8	-9	-11
K-7 (40 °C)	39.2	-20	-14	-17	-17

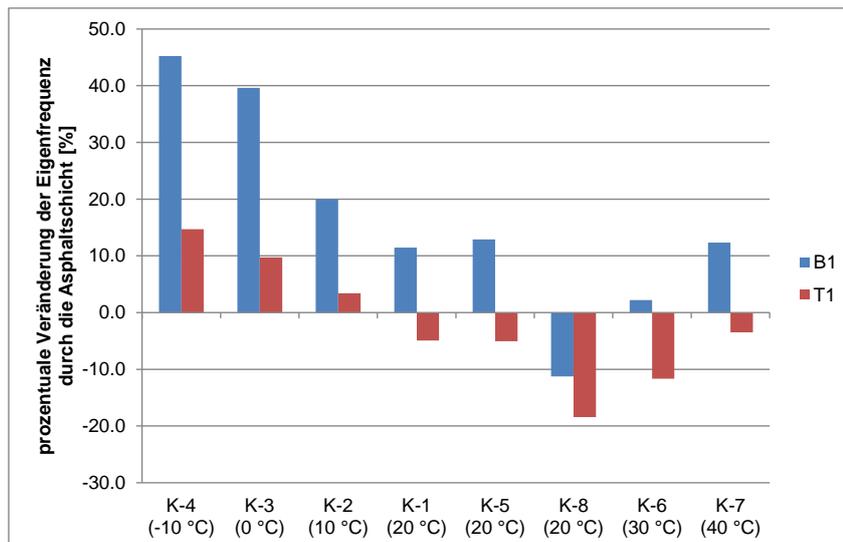


Abbildung 4.59: Prozentuale Veränderung der Eigenfrequenzen B1 und T1 der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Bezug auf die Eigenfrequenzen B1 und T1 der Platte ACCS-1 ohne Asphalt

Eine Betrachtung der Platte ACCS-2 mit Asphalt zeigt, dass, wie schon für die Platte ACCS-1 mit Asphalt, auch für diese Platte die Eigenfrequenzen mit zunehmender Temperatur fallen. Die prozentuale Veränderung der Eigenfrequenzen der jeweiligen Klimastufe, bezogen auf die Referenzklimastufe K-1 (20 °C), liegt bei der Platte ACCS-2 mit Asphalt weitestgehend in der gleichen Größenordnung wie die der Platte ACCS-1 mit Asphalt. Nur für die Klimastufen K-4 (-10 °C) und K-3 (0 °C) weicht die Eigenfrequenz B1 um 8 % weniger von der Klimastufe K-1 (20 °C) ab, als dies bei der Platte ACCS-1 mit Asphalt der Fall war. Die Ergebnisse dieser Platte sind im Anhang C.14.1 dargestellt.

4.6.4 Zusammenfassung der dynamischen Tests

Die dynamischen Untersuchungen zeigen, dass die Eigenfrequenzen des Verbundsystems (Beton + Asphalt) temperaturabhängig sind. Messungen am reinen Betonelement ergeben, dass dessen Eigenfrequenzen nur unwesentlich in Abhängigkeit von der Temperatur voneinander differieren.

Die aufgebrachte Asphalttschicht beeinflusst die Eigenfrequenzen deutlich stärker. Bedingt durch die höhere Masse mit den höheren Flächenträgheitsanteilen des Verbundsystems sind die Eigenfrequenzen natürlich höher als beim reinen Betonelement. Entscheidend für eine Beurteilung der Struktur ist die Veränderung der Eigenfrequenz, bezogen auf den Ausgangszustand, Klimastufe K-1 (20 °C). Die Versuche zeigen, dass sich das System mit Asphalttschicht prozentual deutlich stärker verändert als ohne Asphalttschicht. Die Veränderungen liegen hier durch Abkühlen des Systems bei mindestens 32 % und durch Erwärmen bei bis zu 20 % für die erste Biegeform (B1). Die weiteren Eigenfrequenzen bestätigen dies, wenn auch schwächer ausgeprägt.

4.7 Begleituntersuchungen

Die Versuche an den Verbundelementen zeigen, dass die Asphalttschicht das Verformungsverhalten der Betonplatte beeinflusst. Es liegen, anders als in der Bemessung angenommen, keine getrennten Schichten vor. Vielmehr ist zu erkennen, dass sich die Asphalttschicht am Spannungsabtrag beteiligt. Es werden also Kräfte über die Verbundfuge vom Beton in die Asphalttschicht (und umgekehrt) übertragen, solange die Verbundfuge diese Kräfte aufnehmen kann. Die Übertragung der Kräfte zwischen zwei Schichten wird dabei im Wesentlichen von den sogenannten Verbundmechanismen beeinflusst. Die allgemeinen Verbundmechanismen des Stahl-Beton-Verbundbaus sind in [LEH-04] auf das Beispiel von Holz-Beton-Verbundelementen übertragen und beschrieben worden. Zu ihnen zählen die Adhäsion (Haftung), die Reibung, der mechanische Verbund und die Endverankerung. Die beiden erstgenannten Verbundmechanismen (Adhäsion und Reibung) können auf den hier vorliegenden Fall des Verbundes zwischen Beton- und Asphalttschicht (inklusive Grundierung, Versiegelung und Dichtungsschicht aus einer Bitumen-Schweißbahn gemäß [ZTV-Ing 03]) übertragen werden.

In dem nachfolgenden Abschnitt soll nun untersucht werden, ob eventuell auch die Verbundmechanismen, und hier im Speziellen die Adhäsion, von den klimatischen Randbedingungen beeinflusst werden. Im Falle der Adhäsion ist dies über Zugfestigkeitsuntersuchungen des Schichtaufbaus bei verschiedenen Temperaturen möglich. Diese können zur qualitativen Beurteilung der Kraftübertragung in der Verbundfuge herangezogen werden und ermöglichen so einen Rückschluss auf die Temperaturabhängigkeit der Übertragbarkeit der Kräfte in der Verbundfuge.

4.7.1 Zugfestigkeitsuntersuchung

Die Untersuchung der Zugfestigkeit erfolgt durch Bestimmung der Oberflächenhaftzugfestigkeit. Die Zugversuche werden an separaten Probekörpern durchgeführt, welche aus einer zu den in Kapitel 4.5 verwendeten Platten identisch hergestellten Platte herausgeschnitten und separat temperiert werden. Dieser Versuch wird für die gleichen Temperaturen durchgeführt wie die statischen Belastungsversuche an den Verbundplatten (Kapitel 4.4). Die Zugprüfungen für die Temperaturen von $T = -10\text{ °C}$ bis $+20\text{ °C}$ erfolgen an Proben der Abmessungen $25\text{ cm} \times 25\text{ cm}$ (Probekörper a) bis c)). Die Zugfestigkeitsprüfungen für die Temperaturen $T = 30\text{ °C}$ und $T = 40\text{ °C}$ werden an nachträglich zurechtgeschnittenen Probekörpern mit der Abmessung $55\text{ cm} \times 20\text{ cm}$ durchgeführt (Probekörper d) und e)). Die Probekörper a) bis e) werden aus der Platte ACCS-4 mit Asphalt hergestellt. Abbildung 4.60 zeigt die Draufsicht auf die Platte ACCS-4 und die daraus herausgeschnittenen Probekörper a) bis e).

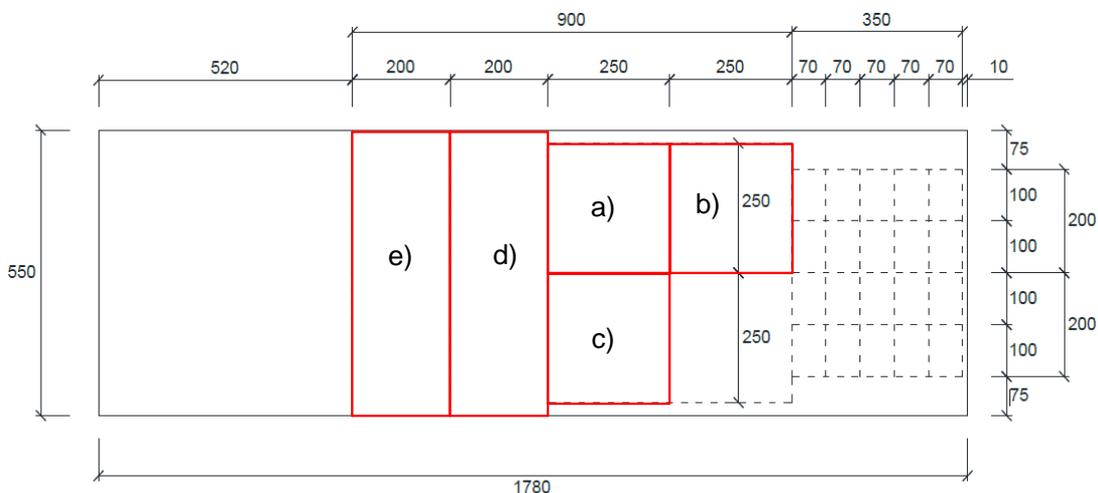


Abbildung 4.60: Schematische Draufsicht auf die Platte ACCS-4 mit Markierung der Probekörper a) bis e)

Um die Verbindung zwischen Beton und Asphalt und nicht den Asphalt selbst zu testen, wird die Prüfung der Haftzugfestigkeit von der Betonseite aus durchgeführt. Dazu werden die Stege der Betonplatte entfernt und durch den verbleibenden Obergurt der Platte Ringnute (Durchmesser 50 mm) durch die Verbundfuge hindurch bis 1 cm tief in die Asphaltenschicht hineingebohrt (Abbildung 4.61). Anschließend werden Stahlstempel auf den inneren Kreis

der Ringnute aufgeklebt, an welchen später mittels des Oberflächenhaftzugfestigkeitsprüfgeräts gezogen wird (Abbildung 4.62). Die Bezeichnung der einzelnen Zugfestigkeitstests erfolgt durch Kennzeichnung des Probekörpers (a)-e)), an welchem die Zugfestigkeitsprüfung durchgeführt wird, und einer Nummer, welche je Probekörper aufsteigend durchnummeriert ist. Die Proben-ID b2 besagt demnach, dass dies die zweite Zugfestigkeitsprüfung ist, die am Probekörper b) durchgeführt worden ist.

Eine Bestimmung der Beton-Zugfestigkeit an Bohrkernen ist nicht erforderlich, da die Schwachstelle in der Verbundfuge liegt und somit ein Stempelausreißversuch zur Bestimmung der Haftzugfestigkeit ausreicht.



Abbildung 4.61: Entstehungsprozess der Probekörper a) bis e); links: Probekörper mit vollem Betonquerschnitt, Mitte: Probekörper nach Entfernung der Betonstege, rechts: Probekörper mit Ringnut und Stahlstempel



Abbildung 4.62: Prüfaufbau Oberflächenhaftzugfestigkeit / Abzugversuch für Beton-Asphalt-Elemente

Die Herstellung einer exakt zu den statischen und dynamischen Versuchen gleichen Platte gewährleistet, dass die Ergebnisse der Zugversuche übertragbar sind.

Tabelle 4.19 zeigt die maximale Zugspannung der Einzeltests und die aufgetretene Bruchart in Relation zur Temperatur. Die Bruchart wird unterschieden in einen Kohäsionsbruch, was einem vollständigen Bruch in einer Schicht entspricht, und in einen Adhäsionsbruch, was einem Bruch in der Grenzfläche zwischen zwei Schichten entspricht. Abbildung 4.63 zeigt die maximale Zugspannung der Einzelproben in graphischer Form. Es ist dabei zu erkennen, dass die gemessenen Haftzugfestigkeiten zum Teil größeren Streuungen unterworfen sind. Ursache dafür ist vor allem die Qualität der Verbundfuge. Ist diese nicht optimal ausgeführt worden (indem beispielsweise Lufteinschlüsse vorhanden sind) oder ist der Untergrund nicht

ausreichend vorbehandelt worden (fehlende Rauigkeit), so kommt es infolgedessen zu einer stark verminderten Haftzugfestigkeit. Da die Proben nur einen Durchmesser von 5 cm haben, wirken sich diese Fehlstellen direkt auf das Versuchsergebnis aus und führen so zu den beobachteten Streuungen. Dies ist beispielsweise für die Proben-ID b1, b2, b3 und b4 (Einzelzugproben am Probekörper b)) aber auch für die Einzelproben von Probekörper c) zu erkennen. Deren maximale Zugspannungen sind geringer als die zugehörigen maximalen Zugspannungen von Probekörper a). Bereichsweise auftretende Unstetigkeiten im Verbundbereich führen demnach zu großen Streuungen.

Trotz dieser Streuungen zeigen die durchgeführten Versuche dennoch eine Temperaturabhängigkeit der Haftzugfestigkeit. Betrachtet man die maximale Zugspannung der Einzelproben aus Probekörper a), d) und e), so ist zu erkennen, dass diese im Bereich von -10 °C bis 40 °C mit steigender Temperatur abnimmt. Betrachtet man die Messung am Probekörper a) bei 0 °C als Ausreißer nach oben, so kann man sogar von einem annähernd linearen Verlauf sprechen.

Tabelle 4.19: Haftzugfestigkeitsversuch an separaten Probekörpern für verschiedene Temperaturen

Temperatur [°C]	Proben-ID	maximale Zugspannung [N/mm ²]	Bruchart
40 °C	d3	0.341	Adhäsionsbruch (zwischen EP-Bitumenbahn)
	e2	0.331	Adhäsionsbruch (zwischen EP-Bitumenbahn)
	e3	0.368	Adhäsionsbruch (zwischen EP-Bitumenbahn)
30 °C	d1	0.608	Adhäsionsbruch (zwischen EP-Bitumenbahn)
	e1	0.549	Adhäsionsbruch (zwischen EP-Bitumenbahn)
	d2	0.544	Adhäsionsbruch (zwischen EP-Bitumenbahn)
20 °C	a1	0.763	Adhäsionsbruch (55 %) und Kohäsionsbruch (45 %) zwischen EP und Bitumenbahn
	b1	0.062	Adhäsionsbruch (60 %) und Kohäsionsbruch (40 %) zwischen EP und Bitumenbahn
	c1	0.251	Adhäsionsbruch (zwischen EP-Bitumenbahn)
10 °C	a2	0.988	Kohäsionsbruch (in Bitumenbahn)
	b2	0.223	Adhäsionsbruch (zwischen EP-Bitumenbahn)
	c2	0.308	Adhäsionsbruch (zwischen EP-Bitumenbahn)
0 °C	a3	1.593	Kohäsionsbruch (in Bitumenbahn)
	b3	0.005	Adhäsionsbruch (zwischen EP-Bitumenbahn)
	c3	0.742	Adhäsionsbruch (90 %) und Kohäsionsbruch (10 %) zwischen EP und Bitumenbahn
-10 °C	a4	1.544	Adhäsionsbruch (90 %) und Kohäsionsbruch (10 %) zwischen Beton und EP
	b4	0.051	Adhäsionsbruch (zwischen EP-Bitumenbahn)
	c4	1.033	Adhäsionsbruch (90 %) und Kohäsionsbruch (10 %) zwischen Beton und EP

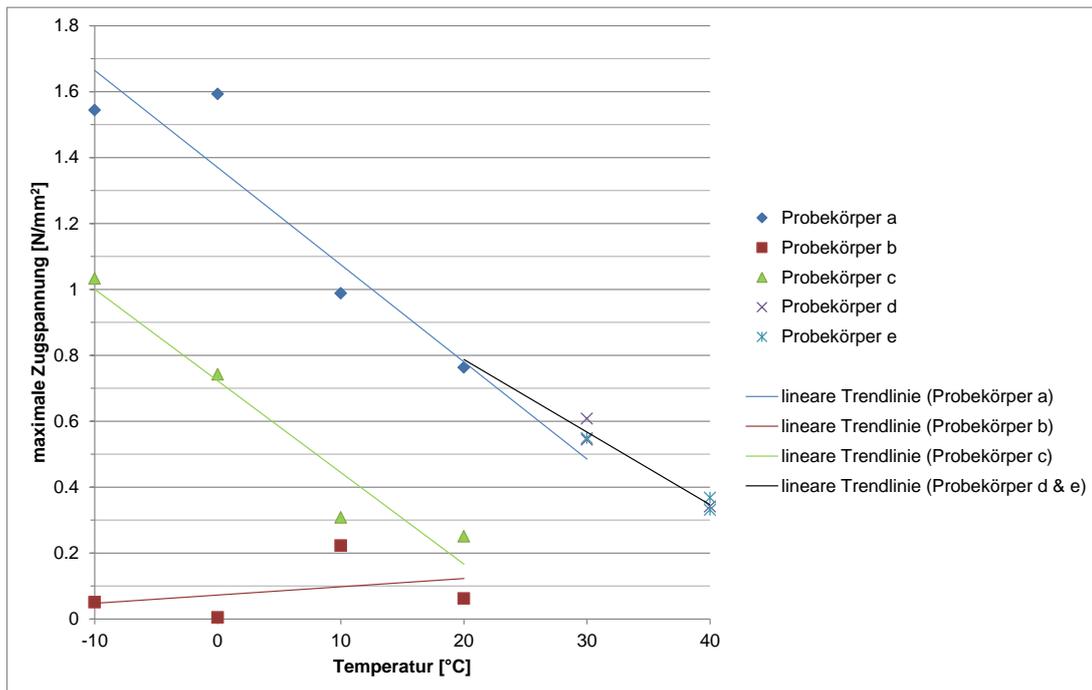


Abbildung 4.63: Graphische Darstellung der maximal gemessenen Zugfestigkeiten aus den Probekörpern a) bis e)

Betrachtet man zusätzlich die Bruchart etwas genauer, so ist festzustellen, dass bei 40 °C und bei 30 °C ausschließlich Adhäsionsbrüche zwischen der Epoxidharz-Versiegelung (EP-Versiegelung) und der Bitumenschweißbahn vorliegen. Bei 20 °C treten dann Mischformen der Bruchart, also Adhäsionsbrüche zwischen EP-Versiegelung und Bitumenschweißbahn kombiniert mit Kohäsionsbrüchen in der Bitumenschweißbahn auf. Bei weiterer Abkühlung der Prüfkörpertemperatur auf 10 °C bzw. auf 0 °C treten erste reine Kohäsionsbrüche in der Bitumenschweißbahn auf. Besonders interessant ist die Bruchart bei -10 °C. Hier erfolgt der Bruch, anders als zuvor, an der Grenzfläche Beton und EP-Versiegelung. Es liegt hier eine Mischform aus Adhäsionsbruch zwischen diesen beiden Flächen (Hauptanteil an der Bruchform) und Kohäsionsbruch innerhalb der EP-Versiegelung vor. Abbildung 4.64 bis Abbildung 4.69 zeigen die Bruchformen der verschiedenen Temperaturstufen.

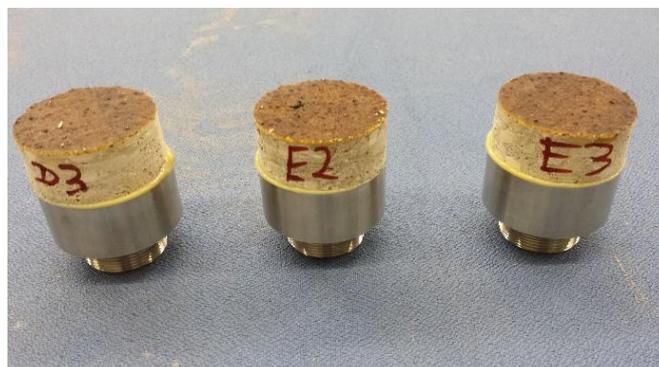


Abbildung 4.64: Abgezogene Stempel bei 40 °C

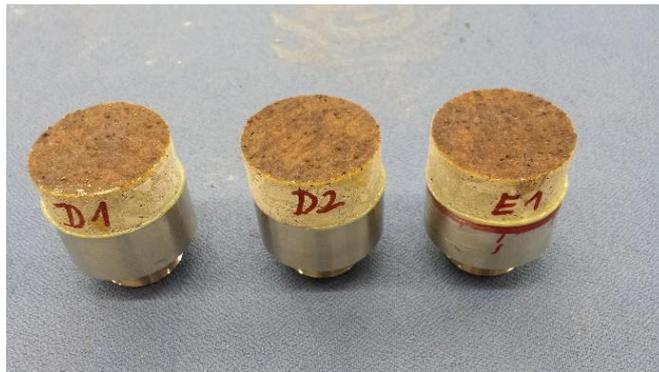


Abbildung 4.65: Abgezogene Stempel bei 30 °C



Abbildung 4.66: Abgezogene Stempel bei 20 °C



Abbildung 4.67: Abgezogene Stempel bei 10 °C

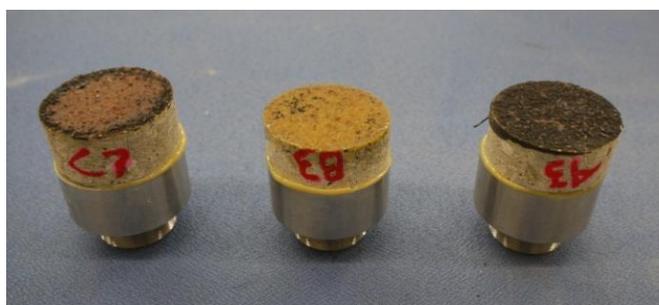


Abbildung 4.68: Abgezogene Stempel bei 0 °C



Abbildung 4.69: Abgezogene Stempel bei -10 °C

Die Beurteilung der Bruchformen unter Berücksichtigung der gemessenen Haftzugfestigkeit zeigt, dass die Kraftübertragung der Verbundfuge deutlich temperaturabhängig ist. Grund für diese Temperaturabhängigkeit ist der unterschiedliche Wärmeausdehnungskoeffizient beider Materialien. Bitumen hat im Bereich von 15 °C bis 200 °C einen Wärmeausdehnungskoeffizienten von $6 \cdot 10^{-4}/K$ bis $6,2 \cdot 10^{-4}/K$ [THI-11]. Der Wärmeausdehnungskoeffizient von Beton liegt zwischen $5 \cdot 10^{-6}/K$ und $14 \cdot 10^{-6}/K$ [THI-08]. Bedingt durch die unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten kommt es zu Spannungen in der Verbundfuge, die je nach Temperatur zu- oder abnehmen. So kommt es bei Abkühlung zu einem sogenannten Anpressen der Asphaltsschicht an den Beton.

4.8 Zusammenfassung der Klimakammertests

Ziel der Klimakammertests ist die Eruiierung des Einflusses der Asphaltsschicht auf das Last-Verformungsverhalten und auf die modalen Parameter. Für die Bemessung von Tragwerken wird die Asphaltsschicht lediglich als zusätzliche Auflast berücksichtigt. Bei der Analyse von In-Situ Belastungsversuchen erfolgt die Berücksichtigung der Asphaltsschicht meist nur als zusätzliche Auflast bei der Ermittlung der Versuchsziellast. Auch bei der Beurteilung von Monitoring-Messungen erfolgt keine oder eine nur unzureichende Berücksichtigung der Asphaltsschicht. In der Literatur wird beispielsweise an einigen Stellen erwähnt, dass der Asphalt nur eine untergeordnete Rolle spielt und eine geringe statische Mitwirkung aufweist. Untersuchungen im Kapitel 3 haben gezeigt, dass dies vom Querschnitt des Überbaus abhängt. Für eine Brücke mit Hohlkastenquerschnitt und somit relativ hoher Querschnittshöhe liegt eine relativ geringe Beeinflussung durch den Asphalt vor. Anders ist dies beispielsweise bei Brücken mit Plattenquerschnitt. Bei dieser Art Brücken ist der Einfluss der Asphaltsschicht deutlich größer.

In diesem Kapitel ist der Einfluss der Asphaltsschicht unter definierten stationären Randbedingungen untersucht worden. Die Untersuchungen der statischen Tests belegen, dass durch die temperaturabhängige Steifigkeitsänderung der Asphaltsschicht auch die Steifigkeit des Gesamtsystems beeinflusst wird. Bezogen auf die Referenzmessung von 20 °C verringert sich die gemessene Verformung um 53 %, wenn die Temperatur auf -10 °C ($\Delta T = -30$ °C) reduziert wird. Ebenso erhöht sich die gemessene Verformung um 12 % bei einer Temperaturerhöhung auf 40 °C ($\Delta T = 20$ °C). Diese gravierenden Verformungsände-

rungen hängen natürlich mit dem hier gewählten Verhältnis der Schichthöhen zusammen. Dennoch ergeben sich bei Umrechnung auf andere Schichthöhenverhältnisse (wie z. B. für Plattenbrücken) ebenfalls prägnante Steifigkeitsveränderungen in Abhängigkeit von der Temperatur.

Dieses Kapitel zeigt ebenfalls, dass eine Kraftübertragung zwischen Beton und Asphalt vorhanden ist. Begleitende Haftzugversuche zeigen, dass die Haftzugfestigkeit der Verbundfuge ebenfalls mit der Temperatur veränderlich ist.

Die Messungen der Eigenfrequenzen belegen den Temperatureinfluss durch die Asphalt-schicht. Die Eigenfrequenzen verändern sich ebenfalls mit fallenden bzw. steigenden Temperaturen. Der Einfluss der Asphalt-schicht fällt bei der Messung der Eigenfrequenzen geringer aus, als bei den statischen Versuchen. So verändert sich die Eigenfrequenz der ersten Biegeform in Bezug auf die Referenzmessung bei 20 °C um 32 %, wenn die Temperatur auf -10 °C ($\Delta T = -30$ °C) reduziert wird und um 20 % bei einer Temperaturerhöhung auf 40 °C ($\Delta T = 20$ °C). Dass diese prozentualen Veränderungen nicht mit denen der statischen Tests übereinstimmen (54 % für $T = -10$ °C und 11 % für $T = 40$ °C – für ACCS-1), ist kein Widerspruch. Dies ist dadurch zu erklären, dass die Biegesteifigkeit EI bei der Berechnung der Durchbiegung aus statischer Belastung unterhalb des Bruchstrichs ohne Exponent eingeht (Gleichung (4.1)), während für die Berechnung der Eigenfrequenzen die Biegesteifigkeit EI innerhalb der Wurzel (Exponent 0.5) (Gleichung (4.2)) in die Berechnung eingeht.

$$w = \frac{1}{48} \cdot \frac{F \cdot l^3}{EI} \quad (4.1)$$

$$f = \frac{\pi^2}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (4.2)$$

Darüber hinaus weist Beton kein lineares Materialverhalten auf. Die in den statischen Belastungsversuchen registrierten Unterschiede beziehen sich jeweils auf Verformungen, welche bei einer gleichen Kraft von $F = 33$ kN gemessenen wurden. Der am reinen Betonelement aus diesen Verformungen zurückgerechnete E-Modul der Betonschicht entspricht dem Sekantenursprungsmodul. Im Gegensatz dazu kann der mit entsprechenden dynamischen Tests ermittelbare E-Modul des Betons aufgrund der vernachlässigbar kleinen Verformungen im Versuch als Tangentenursprungsmodul angesehen werden [LUR-11].

Kapitel 5

5 KLIMATISCHER EINFLUSS AUF DAS VERFORMUNGSVERHALTEN VON BRÜCKEN (AM BEISPIEL DER BRÜCKEN IN USELDANGE UND IN MOESTROFF)

5.1 Einleitung

Der klimatische Einfluss auf die Steifigkeit von Baukonstruktionen und insbesondere auf Bauteile aus Asphalt ist in Kapitel 2 (Literaturrecherche) und Kapitel 3 (Auswertung der Literaturansätze) bereits dargestellt worden. Es ist gezeigt worden, dass ausgehend von einer 100%igen Verbundwirkung zwischen den Schichten die Asphaltenschicht das Verformungsverhalten von Brücken beeinflusst. Um diesen Effekt zu bestätigen, werden an einer Stahlbetonverbundbrücke (Brücke in Useldange) und an einer Spannbetonplattenbrücke (Brücke in Moestroff) Belastungstests bei verschiedenen Temperaturen durchgeführt. Die Belastungsversuche werden im Sommer und im Winter gemacht, um eine große Temperaturdifferenz zwischen den Versuchen zu gewährleisten. Die Ergebnisse dieser Versuche werden nachfolgend beschrieben und analysiert.

5.2 Untersuchungen an der Brücke in Useldange

5.2.1 Beschreibung des Bauwerks

Das Brückenbauwerk in Useldange (Luxemburg) ist eine 37 m lange Zweifeld-Verbundbau-
brücke mit unterschiedlichen Stützweiten von 24 m und 13 m (Abbildung 5.1 und Abbildung
5.3). Die Tragkonstruktion besteht aus vier Stahlträgern, von denen jeweils zwei über Quer-
traversen miteinander verbunden sind (Abbildung 5.2). Die vier Längsträger sowie die Quer-
traversen sind aus Baustahl S 355 hergestellt, welcher eine Streckgrenze von 355 N/mm^2
aufweist. Für diese Stahlsorte darf ein Elastizitätsmodul von 210000 N/mm^2 angesetzt werden.
Die Tragkonstruktion der Fahrbahnplatte besteht aus einer 25 cm hohen Ortbetonplatte, wel-
che mit Bewehrungsstabstahl der Qualität BSt 500/550 bewehrt ist. Der verbaute Beton ent-
spricht der Festigkeitsklasse C 45/55, für welche ein E-Modul von 35700 N/mm^2 angesetzt
werden darf. Eine ebenfalls 25 cm hohe Asphaltsschicht stellt die Fahrbahnplatte dieser Brücke
und damit eine Besonderheit dieser Brücke dar. Asphaltfahrbahnen auf Brücken werden in
der Regel mit einer geringeren Höhe als 25 cm ausgebildet. Der klimatisch bedingte Einfluss
der Asphaltsschicht auf das Last-Verformungsverhalten des Tragwerks sollte hier demnach
eindeutig detektierbar sein, da die Asphaltsschicht einen größeren Anteil am Flächenträgheits-
moment des Gesamtsystems (des Verbundsystems) einnimmt. Der E-Modul der Asphalt-
schicht wird entsprechend den Ausführungen der Literaturrecherche zwischen 400 N/mm^2 und
 25000 N/mm^2 angenommen.

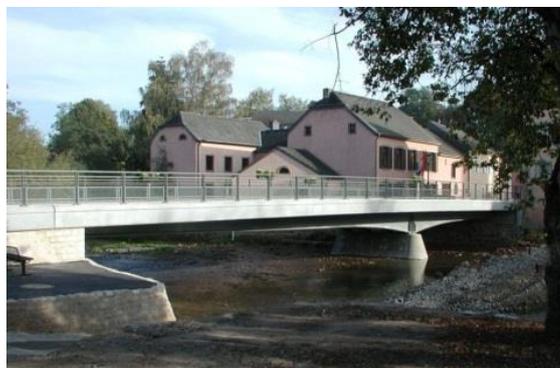


Abbildung 5.1: Seitenansicht der Brücke in Useldange [BUN-11]

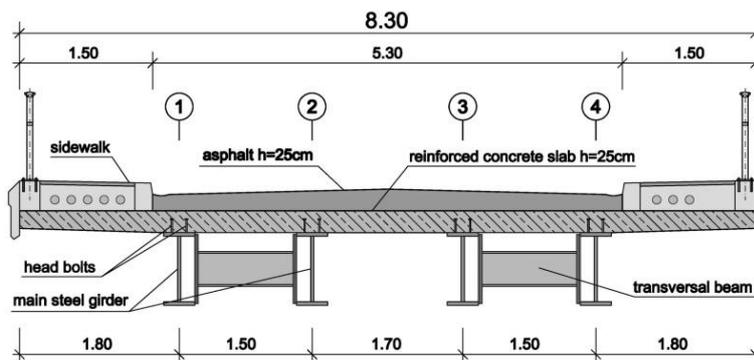


Abbildung 5.2: Querschnitt [BUN-11]

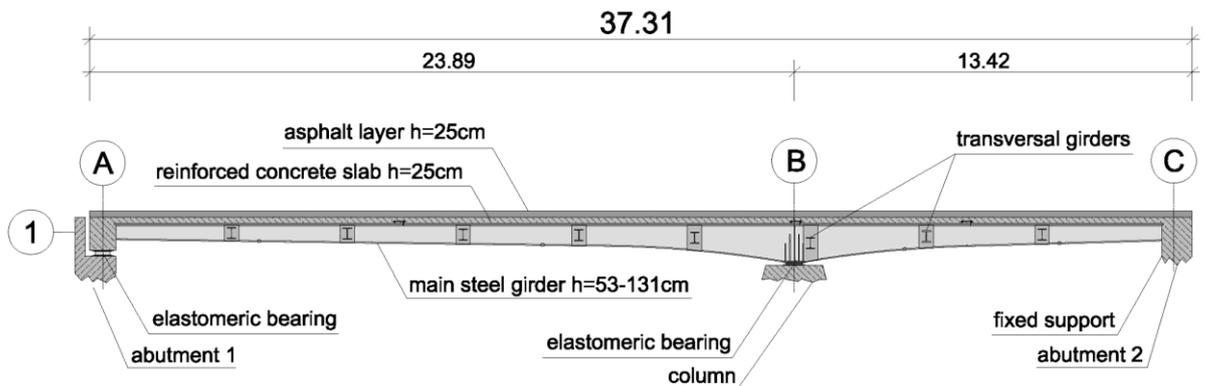


Abbildung 5.3: Längsansicht der Brücke [BUN-07]

In den Achsen A und B ist der Überbau auf bewehrten Elastomerlagern aufgelagert. In Achse C bindet der Überbau fest in das Auflager ein, sodass hier eine feste Einspannung vorliegt (Abbildung 5.3 und Abbildung 5.4).

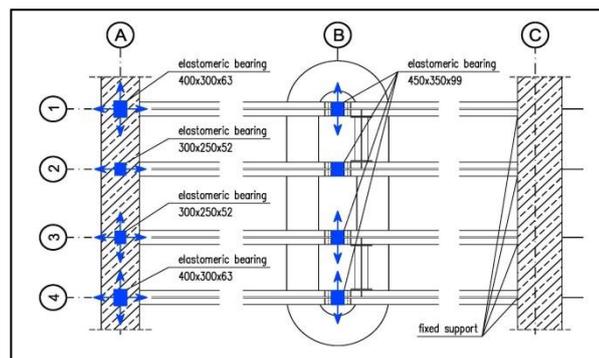


Abbildung 5.4: Lagerbedingungen [BUN-11]

5.2.2 Statische Belastungstests

5.2.2.1 Versuchsdurchführung

Ziel dieser Versuchsreihe ist, das statische Verformungsverhalten des Bauwerks unter unterschiedlichen klimatischen Randbedingungen zu analysieren und so einen klimatisch bedingten Einfluss der Asphaltdecke auf die Gesamtkonstruktion darzulegen. Durch einen Vergleich des lastabhängigen Verformungsverhaltens bei hohen und niedrigen Temperaturen soll dieser Einfluss gezeigt werden. Neben dem klimatisch bedingten Einfluss können auch Schäden am Bauwerk zu einem unterschiedlichen Last-Verformungsverhalten führen. Dies ist jedoch auszuschließen, da bei visuellen Betrachtungen keine Schäden am Bauwerk festgestellt werden konnten.

Die Aufbringung der Versuchslast erfolgt mittels zweier LKWs, welche ein Gewicht von jeweils 44 Tonnen besitzen. Die Positionierung der Versuchslast bzw. der LKWs ist so gewählt, dass

sich daraus größtmögliche Verformungen ergeben. Sie werden hintereinander positioniert, so dass sich die Enden der Sattelzug-Auflieger im großen Feld bei $x = 10.25$ m treffen. Die genaue Positionierung der LKWs ist in Abbildung 5.6 und Abbildung 5.7 dargestellt. Die Wahl der LKW-Positionierung führt dazu, dass LKW 2 vollständig im großen Feld steht, während die Vorderachse der Zugmaschine von LKW 1 außerhalb der Brücke positioniert ist, was bedeutet, dass 7 t von LKW 1 nicht auf die Brücke einwirken.



Abbildung 5.5: LKW-Positionierung auf der Brücke in Useldange

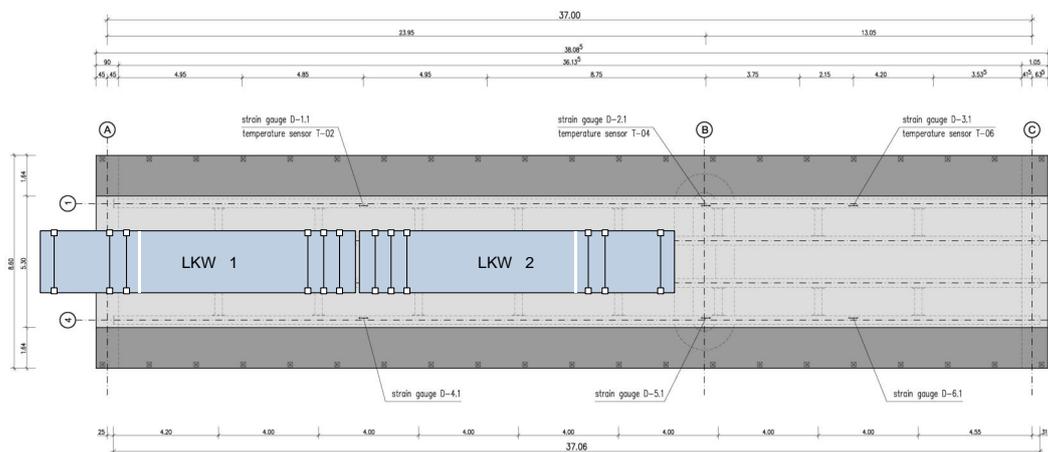


Abbildung 5.6: LKW-Positionierung in der Draufsicht

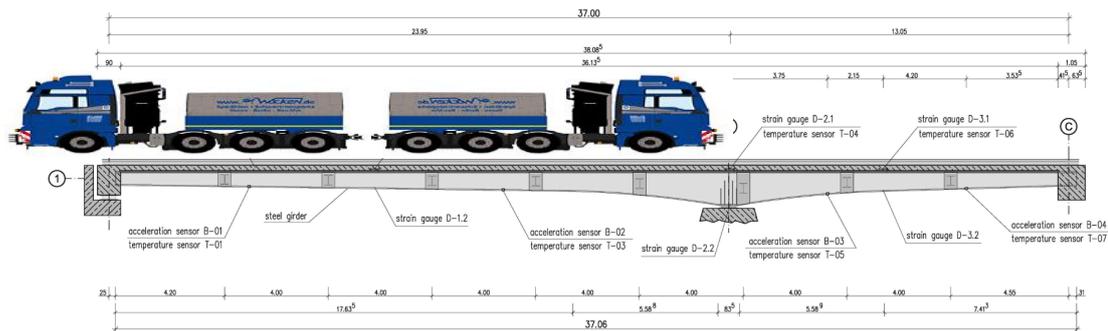


Abbildung 5.7: LKW-Positionierung in der Seitenansicht

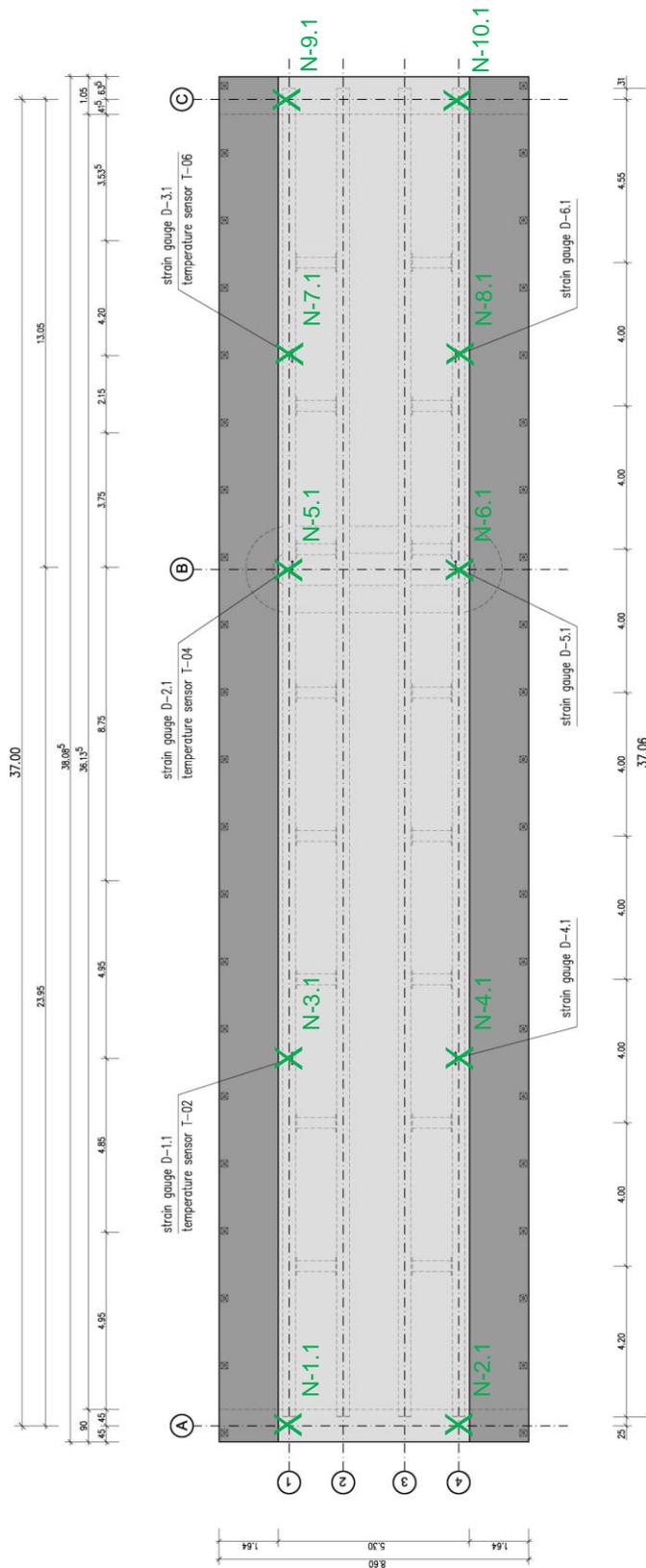
Die Analyse des Last-Verformungsverhaltens erfolgt durch Auswertung der sich unter der Versuchslast einstellenden Durchbiegungen, welche in verschiedenen Messpunkten gemessen werden. Die Durchbiegung soll dabei mit zwei unterschiedlichen Methoden (digitales Nivellement und induktive Wegaufnehmer) gemessen werden, welche im Nachhinein miteinander verglichen werden sollen.

5.2.2.2 Messtechnik und Sensorpositionen

Zur Messung der Durchbiegungen mittels induktiver Wegsensoren werden an der Unterseite über Behelfsstützen die vertikalen Verformungsänderungen der Längssteelträger gemessen. Dazu werden induktive Wegaufnehmer mit einer Messlänge von 20 mm und einer Aufzeichnungsrate von 1 Hz eingesetzt. Die Linearitätsabweichung des Sensors beträgt $\pm 0.2\%$, was bei einer Messlänge von 20 mm einer Genauigkeit von 0.04 mm entspricht. Als Messpunkt im großen Feld wird der Messschnitt gewählt, in dem bereits Dehnungsmessstreifen eines bestehenden Monitoringsystems angebracht sind [BUN-11]. Dies entspricht einer Koordinate von $x = 10.25$ m im großen Feld, gemessen vom Widerlager (siehe Abbildung 5.10). Die Durchbiegungsmessung erfolgt in diesem Schnitt jeweils an den beiden äußeren der vier Längssteelträger. Die Messpositionen sind mit W-1.2 und W-2.2 bezeichnet (Abbildung 5.9). Zusätzlich wird am Zwischenaufleger die Kompression des Elastomerauflagers gemessen (Messstellen W-3.2 und W-4.2).

Die Messung der Durchbiegung mittels digitalem Nivellement wird an der Oberseite auf der Fahrbahndecke in den gleichen Messschnitten (über allen drei Auflagern, im großen und im kleinen Feld) durchgeführt. Die Messstellen sind mit N-1.1 bis N-10.1 bezeichnet (Abbildung 5.8). Um einen qualitativen Vergleich zwischen Wegaufnehmer und Nivellement führen zu können, wird zusätzlich ein Punkt an der Unterseite (neben dem Wegaufnehmer im großen Feld) mit dem digitalen Nivellement vermessen (Abbildung 5.9). Die Genauigkeit des digitalen Nivellements wird vom Hersteller mit 0.3 mm pro km Doppelnivellement angegeben.

Abbildung 5.11 zeigt den Querschnitt mit der Anordnung der Messpositionen im großen Feld.



N = digitales Nivellement
 W = induktive Wegaufnehmer

Abbildung 5.8: Messstellen oben auf der Betonplatte (digitales Nivellement)

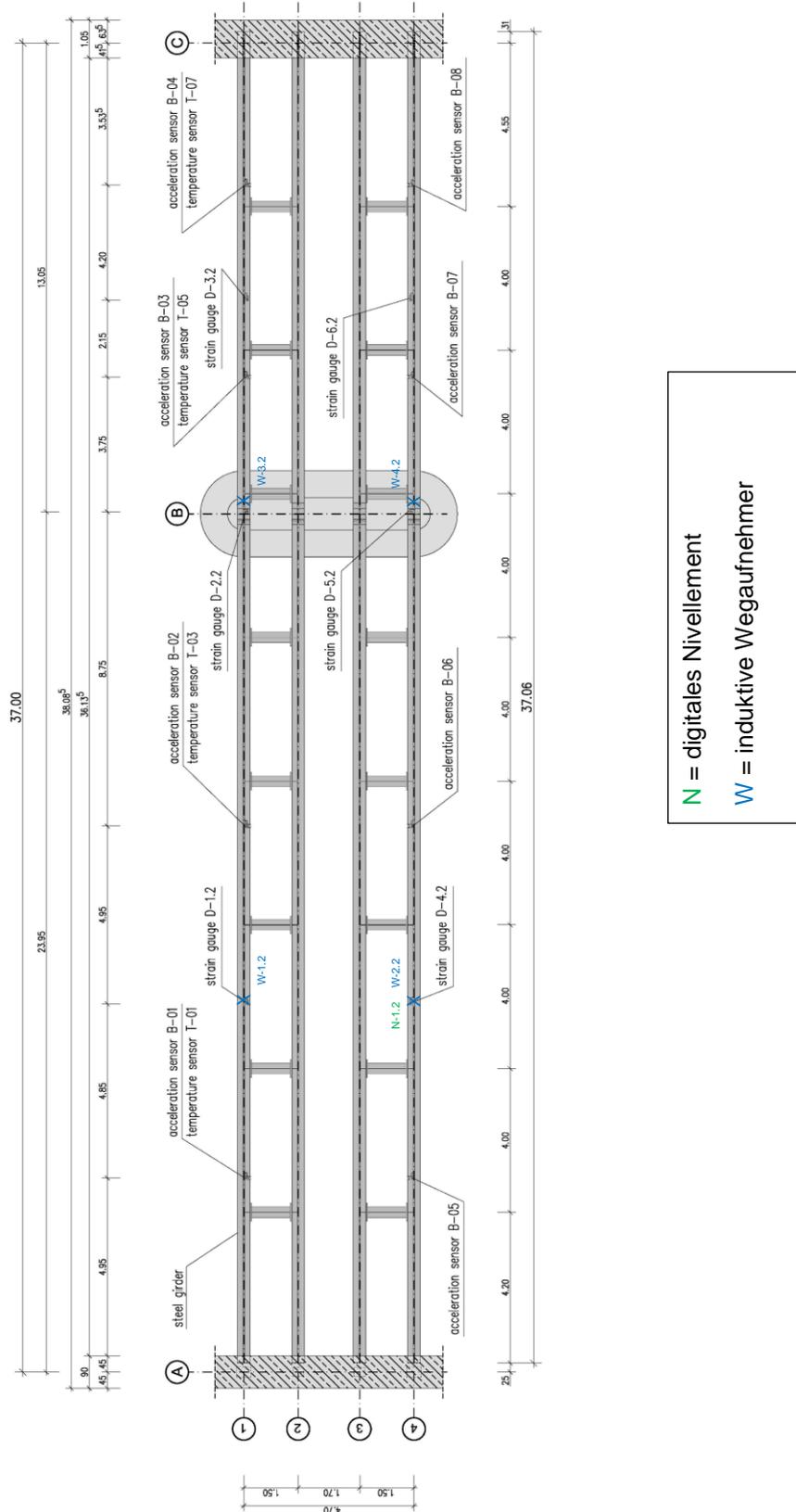


Abbildung 5.9: Messstellen unter dem Hauptträger (induktive Wegaufnehmer + einmal digitales Nivellement)

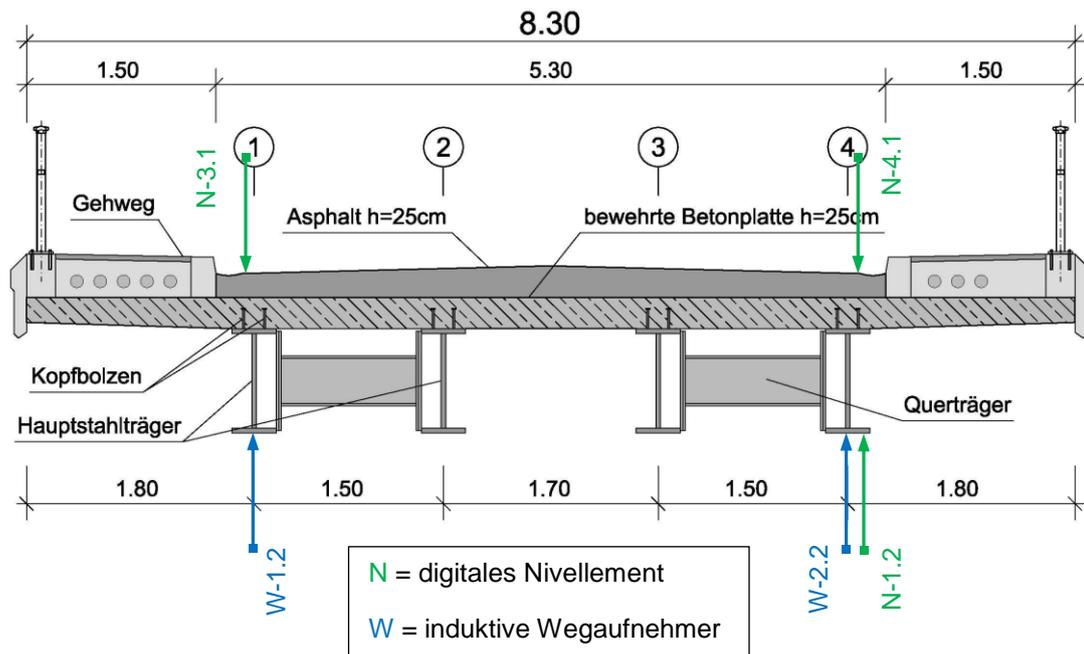


Abbildung 5.11: Messstellen im Querschnitt

5.2.2.3 Veränderung der Versuchs-Randbedingungen zwischen den Einzeltests

Wie bereits erwähnt, erfolgt die Messung des Last-Verformungsverhaltens an unterschiedlichen Tagen mit unterschiedlichen Temperaturen. Die gemessenen Temperaturen der Messstage sind in Tabelle 5.1 dargestellt. Bzgl. der gemessenen Temperaturen ist zu erwähnen, dass diese berührungslos auf der Oberfläche des Asphalts bzw. an der Unterseite der Betonschicht gemessen werden. Da Temperaturmessungen über die Bauwerkslänge nicht konstant sind, werden diese jeweils in mehreren Punkten durchgeführt. In Tabelle 5.1 sind Mittelwerte gegeben, wobei zu berücksichtigen ist, dass eine Messgenauigkeit von ± 2 °C vorliegt. Für den Sommertest werden an dem einen Tag zwei Belastungstests zu unterschiedlichen Zeiten durchgeführt, um die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse zu überprüfen. Bedingt durch die unterschiedliche Sonneneinstrahlung zu den unterschiedlichen Messzeitpunkten an diesem Testtag werden für den Test am 28.08.12 zwei unterschiedliche Asphaltoberflächentemperaturen von $T_1 = 20$ °C und $T_2 = 31$ °C gemessen. Da die eigentliche Asphalttemperatur jedoch nicht so stark differiert, wird für die weitere Betrachtung der Mittelwert aus beiden Messungen zu $T = 25$ °C gebildet.

Tabelle 5.1: Oberflächentemperaturen der Brücke in Useldange für die zwei Versuchstage

Messung		24.02.12	28.08.12
Betonoberflächentemperatur	[°C]	9	20
Asphaltoberflächentemperatur	[°C]	11	25

Die tatsächlichen Materialtemperaturen werden nicht exakt den in Tabelle 5.1 angegebenen Werten entsprechen, können aber beispielsweise über eine U-Wert-Berechnung abgeschätzt werden. Dabei wird die Asphaltsschicht mit 25 cm Höhe angesetzt. Die Diagramme zur Berechnung des Temperaturverlaufs in den Schichten sind im Anhang D.1 angegeben. Für den Wintertest am 24.02.12 folgt daraus, dass für den Asphalt, aber auch für den Beton von einer Temperatur von jeweils 10 °C ausgegangen werden darf. Die Betontemperatur des Sommer-tests kann mit 21.5 °C und die Asphalttemperatur mit 23.5 °C angenommen werden.

Tabelle 5.2: Realistische mittlere Schichttemperaturen an der Brücke in Useldange für die zwei Versuchstage

Messung		24.02.12	28.08.12
Betontemperatur	[°C]	10	21.5
Asphalttemperatur	[°C]	10	23.5

Als weitere Variable in den Versuchen ist die Versuchslast zu nennen. Diese variiert aufgrund der unterschiedlichen Beladung der LKWs. Tabelle 5.3 gibt das Gesamtgewicht der einzelnen LKWs sowie die Gesamtbelastung und die auf die Brücke einwirkende Belastung für den jeweiligen Test an. Die Tabelle zeigt, dass die Versuchslasten der beiden Testtage um 1 % (820 kg) voneinander abweichen.

Tabelle 5.3: Versuchslasten in [kg] für die Brücke in Useldange

		24.02.12	28.08.12	Maximale Abweichung [%]
LKW 1	[kg]	43700	44140	1.0
LKW 2	[kg]	43520	43900	0.9
Summe	[kg]	87220	88040	0.9
Belastung auf der Brücke	[kg]	80220	81040	1.0

5.2.2.4 Ergebnisse der vertikalen Verformungsmessung

Nachfolgend dargestellt sind die Ergebnisse der vertikalen Verformungsmessung der Versuche am 24.02.12 (Wintertest) und 28.08.12 (Sommertest). Bei der Messung mit dem digitalen Nivellement wird bei jedem Versuch zunächst eine Referenzmessung durchgeführt, um die aktuelle Höhenlage der Messpunkte zu bestimmen. Dies wird unmittelbar vor dem Aufbringen der Belastung getätigt. Eine zweite Messung, 30 Minuten nachdem die LKWs auf der Brücke positioniert worden sind, bestimmt die Höhenlage der Messpunkte unter der gegebenen Belastung. Die Differenz zwischen diesen beiden Messungen beschreibt die Verformung, die durch die Versuchslast erzeugt wird. Diese Verformung ist für die jeweiligen Messpunkte in Tabelle 5.4 für die Brückenträgerachse 1 und in Tabelle 5.5 für die Brückenträgerachse 4 dargestellt. In Abbildung 5.12 und Abbildung 5.13 sind die Verformungen graphisch dargestellt.

Tabelle 5.4: Durchbiegung an den Messpunkten in Achse 1, gemessen mit dem digitalen Nivellement auf der Fahrhahnoberseite

Messpunkt	x-Koordinate ⁷ [m]	24.02.12 [mm]	28.08.12 T1 [mm]	28.08.12 T2 [mm]
N-1.1	0.00	-0.2	0.0	0.0
N-3.1	10.25	-6.4	-7.1	-7.2
N-5.1	23.95	-0.2	-0.1	-0.1
N-7.1	29.85	0.8	1.4	1.3
N-9.1	37.00	-0.1	-0.0	0.3

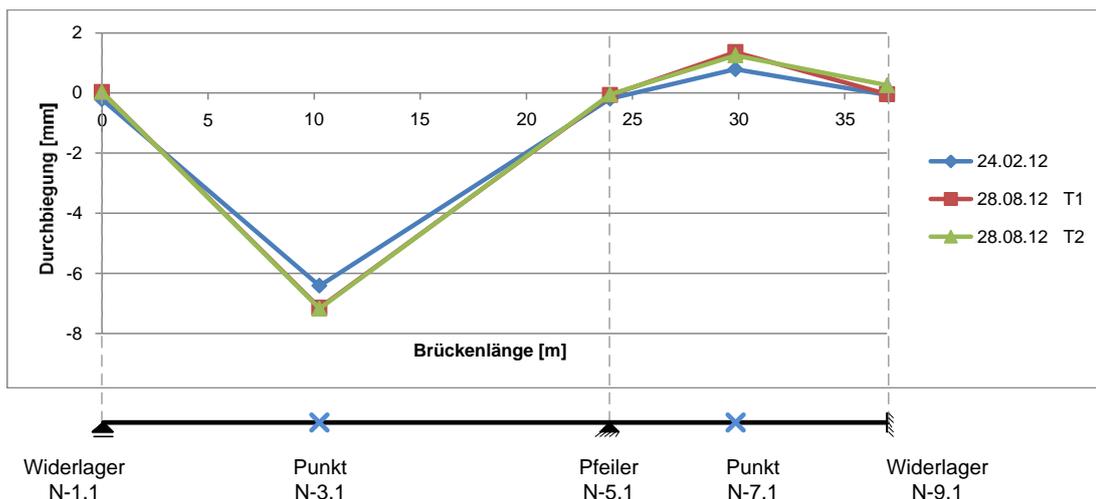


Abbildung 5.12: Durchbiegung der Fahrbahn in Achse 1, gemessen mit dem digitalen Nivellement

⁷ Die x-Koordinate gibt die jeweilige Lage des Messpunktes in Brückenlängsrichtung an, bezogen auf das verschiebliche Widerlager.

Tabelle 5.5: Durchbiegung an den Messpunkten in Achse 4, gemessen mit dem digitalen Nivellement auf der Fahrhahnoberseite

Messpunkt	x-Koordinate ⁸	24.02.12	28.08.12 T1	28.08.12 T2
	[m]	[mm]	[mm]	[mm]
N-2.1	0.00	0.1	0.2	0.0
N-4.1	10.25	-6.4	-7.1	-7.3
N-6.1	23.95	-0.2	-0.3	-0.1
N-8.1	29.85	0.8	1.2	1.3
N-10.1	37.00	-0.1	-0.1	0.2

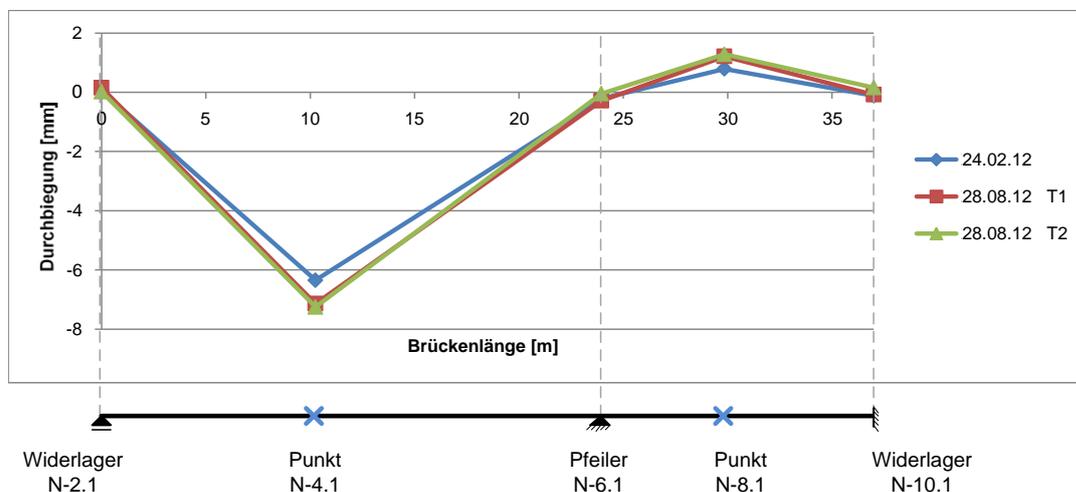


Abbildung 5.13: Durchbiegung der Fahrbahn in Achse 4, gemessen mit dem digitalen Nivellement

Betrachtet man Abbildung 5.12 und Abbildung 5.13 stellt man fest, dass das Verformungsverhalten im Winter- und im Sommertest nicht identisch ist. Insbesondere die Durchbiegung im großen Feld zeigt Abweichungen. In Achse 1 und Achse 4 weichen die Messungen um 0.7 mm (Anstieg um 10 %) voneinander ab. Begründet werden kann dieser Anstieg nicht alleine durch die höhere Versuchslast im Sommertest (28.08.12). Diese liegt nur um 1 % über der Versuchslast vom Wintertest (24.02.12). Demnach ist der deutliche Anstieg der Verformungen auf eine Reduzierung der Steifigkeit des Gesamtsystems zurückzuführen. Da Schäden am Bauwerk nicht festgestellt werden konnten, ist die geringere Steifigkeit des Sommertests auf den Anstieg der höheren Versuchstemperatur und der daraus resultierenden Steifigkeitsveränderung der Asphaltenschicht zurückzuführen.

Dies bestätigt auch die Berechnung der Biegesteifigkeit EI für den kompletten Brückenquerschnitt an der Messstelle im großen Feld. Berücksichtigt man die temperaturbedingte Veränderung des Elastizitätsmoduls der Asphaltenschicht und setzt entsprechend der Literaturwerte von Tabelle 3.2 für den Wintertest (24.02.12) einen Elastizitätsmodul von 10500 N/mm^2 (für

⁸ Die x-Koordinate gibt die jeweilige Lage des Messpunktes in Brückenlängsrichtung an, bezogen auf das verschiebliche Widerlager.

10 °C) und für den Sommertest (28.08.12) einen Wert von 3220 N/mm² (linear interpoliert für 24 °C) an, so ergibt sich für den Wintertest eine Biegesteifigkeit von 13533.8 MNm² und für den Sommertest eine Biegesteifigkeit von 12549.8 MNm². Dies entspricht einer Steifigkeitsreduzierung von 8 % zwischen dem Winter- und dem Sommertest. Zusammen mit der Lastdifferenz von 1 % zwischen beiden Testterminen entspricht dies annähernd der gemessenen Differenz von 10 %. Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass die exakte Asphaltzusammensetzung nicht bekannt ist und die Berechnung der Biegesteifigkeit auf Literaturwerten basiert.

Die Messung mit den induktiven Wegaufnehmern führt zu dem gleichen Resultat. Auch hier zeigen die Wegaufnehmer im großen Feld im Winter (24.02.12) eine kleinere Verformung als im Sommer (28.08.12). So steigt die Verformung in Achse 1 von 6.42 mm (Winter) auf 7.33 mm (Sommer). Dies entspricht einer Zunahme von 0.91 mm (Anstieg um 12 %). In Achse 4 ist ein Anstieg der Verformung vom Winter zum Sommer um 1.06 mm gemessen worden. Dies entspricht einer Zunahme der Verformung von 14 %. Die im großen Feld gemessenen Verformungen, gemessen mit induktiven Wegaufnehmern für die jeweiligen Versuchstage, zeigen Abbildung 5.14 (24.02.12) und Abbildung 5.15 (28.08.12).

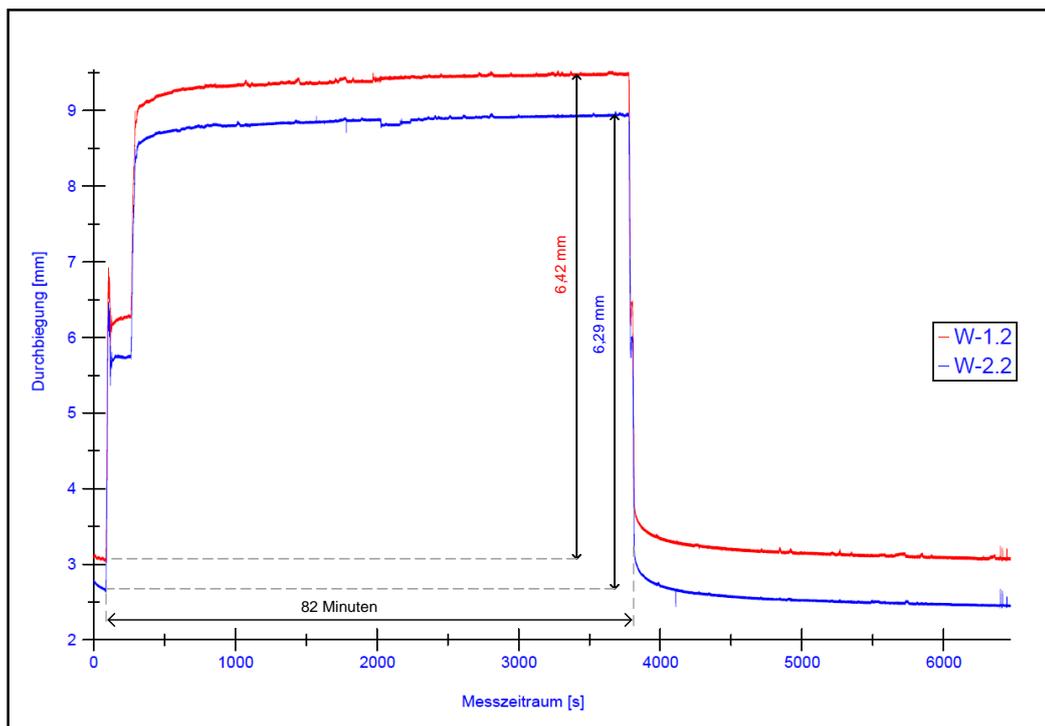


Abbildung 5.14: Vertikale Verformung im großen Feld (Wintertest 24.02.12), gemessen mit induktivem Wegaufnehmer (Achse 1 = rot; Achse 4 = blau)

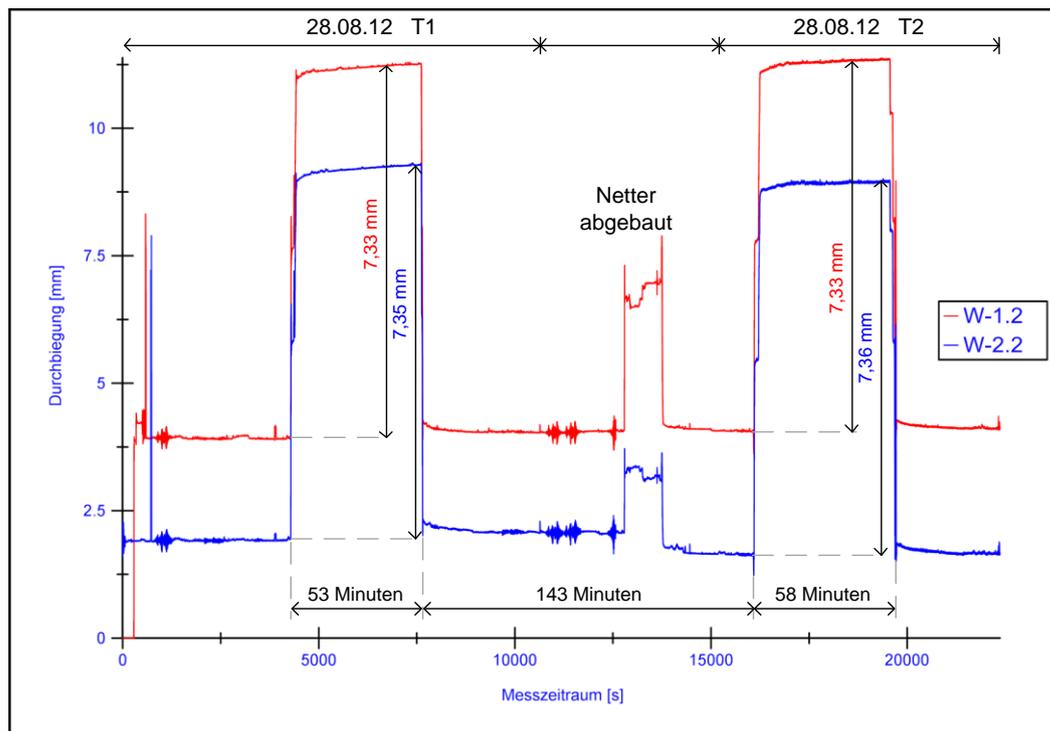


Abbildung 5.15: Vertikale Verformung im großen Feld (Sommertest 28.08.12 T1 + T2), gemessen mit induktivem Wegaufnehmer (Achse 1 = rot; Achse 4 = Blau)

5.2.2.5 Reproduzierbarkeitskontrolle

Durch die Durchführung eines zweiten Belastungstests am selben Tag werden die äußeren Randbedingungen beider Tests nahezu konstant gehalten, sodass dadurch die Reproduzierbarkeit überprüft werden kann. Die Reproduzierbarkeitskontrolle erfolgt, indem 2 Stunden nach der Entlastung des ersten Tests die Brücke durch einen zweiten Belastungstest belastet wird. Wie Abbildung 5.15 deutlich zeigt, ist die Reproduzierbarkeit gegeben. Die induktiven Wegaufnehmer messen die gleiche Verformung in beiden Testdurchläufen. In Achse 1 wird für beide Einzelversuche eine Durchbiegung von 7.33 mm im großen Feld gemessen. In Achse 4 wird für den ersten Versuch eine Durchbiegung von 7.35 mm und für den zweiten Versuch eine Durchbiegung von 7.36 mm aufgezeichnet. Die geringe Abweichung der Messung in Achse 4 liegt innerhalb der Messgenauigkeit der Sensoren, sodass von gleicher Verformung in beiden Versuchen gesprochen werden kann.

Auch die Messung mit dem digitalen Nivellement führt zu diesem Ergebnis. Wie Abbildung 5.12 und Abbildung 5.13 bzw. Tabelle 5.4 und Tabelle 5.5 zeigen, sind auch die Messwerte des digitalen Nivellements annähernd gleich. Auch wenn eine Abweichung von maximal 0.3 mm registriert werden kann, liegt diese im Bereich der Messgenauigkeit.

5.2.2.6 Vergleich der Messsysteme (induktiver Wegaufnehmer vs. digitales Nivellement)

Abschließend soll mit den Tests an dieser Brücke die Vergleichbarkeit der Messungen mit dem digitalen Nivellement und mit einem induktiven Wegaufnehmer überprüft werden. Tabelle 5.6 und Abbildung 5.16 zeigen den Vergleich der beiden Messsysteme.

Tabelle 5.6: Vergleich induktiver Wegaufnehmer und digitales Nivellement, gemessen im großen Feld bei $x=10.25$ m

	Messpunkt	Messposition	24.02.12	28.08.12 T1	28.08.12 T2
			[mm]	[mm]	[mm]
Induktive Weg- aufnehmer	W-1.2	Stahlträger	-6.42	-7.33	-7.33
	W-2.2	Stahlträger	-6.28	-7.35	-7.36
Digitales Nivellement	N-1.2	Stahlträger	-6.6	-7.3	-7.1
	N-3.1	Asphaltschicht	-6.4	-7.1	-7.2
	N-4.1	Asphaltschicht	-6.4	-7.1	-7.3

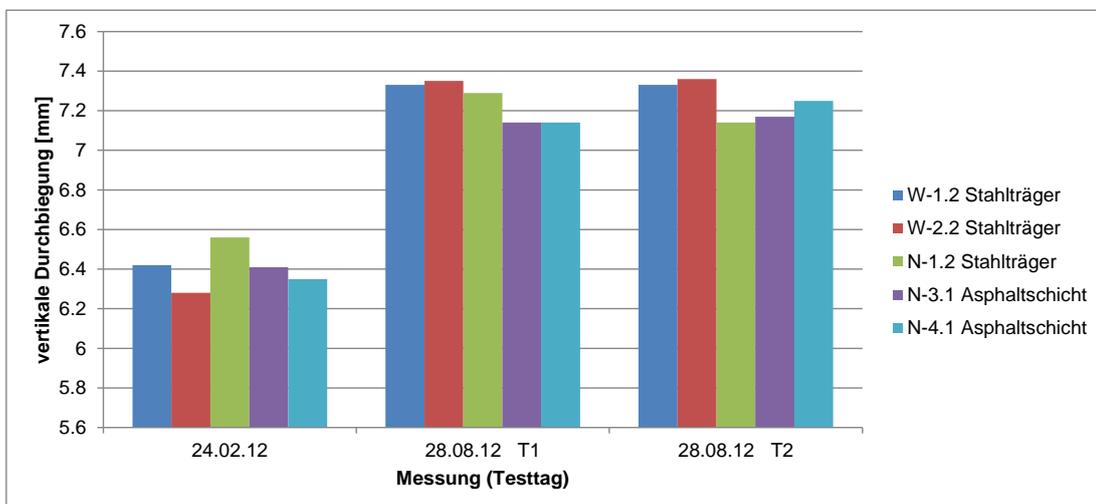


Abbildung 5.16: Vergleich induktiver Wegaufnehmer (W) und digitales Nivellement (N)

Vergleicht man insbesondere die Werte des Wegaufnehmers W-2.2 und die des Nivellements N-1.2 (gleiche Messstelle) miteinander, stellt man bei jedem Test Abweichungen von unter 0.3 mm fest, was im Bereich der Messgenauigkeit des Nivellements liegt. Vergleicht man die Messpunkte W-1.2 mit N-3.1 und W-2.2 mit N-4.1 miteinander, stellt man noch geringere Abweichungen fest. In diesen beiden Fällen erfolgen die Messungen mit dem Wegaufnehmer am Stahlträger an der Unterseite der Brücke und die Messungen mit dem Nivellement an der

Oberseite der Brücke (Fahrbahnoberfläche). Somit ist eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse im Rahmen der Messgenauigkeit gewährleistet.

5.2.3 Zusammenfassung – Brücke in Useldange

Die Analyse der statischen Belastungstests zeigt, dass durch wechselnde klimatische Einflüsse unterschiedliche Verformungen am Bauwerk gemessen werden. Der klimatische Einfluss führt zu einer Verformungszunahme von 10 % (digitales Nivellement) bzw. 12 % (induktive Wegaufnehmer), resultierend aus der Veränderung der Asphalttemperatur von $\Delta T = 14 \text{ °C}$ zwischen Wintertest und Sommertest. Berechnungen der Biegesteifigkeit unter Berücksichtigung des temperaturabhängigen Elastizitätsmoduls der Asphaltsschicht zeigen eine annähernd gleiche Veränderung und bestätigen so den temperaturabhängigen Einfluss der Asphaltsschicht auf das Verformungsverhalten des Bauwerks.

Betrachtet man in diesem Zusammenhang die Ergebnisse der Klimakammertests (Kapitel 4), erkennt man, dass der klimatische Einfluss der Asphaltsschicht an dieser Brücke etwas geringer ausfällt. Für eine Temperatur von 10 °C ist im Laborversuch eine Verformung von 0.404 mm und für eine Temperatur von 20 °C eine Verformung von 0.469 mm gemessen worden (Tabelle 4.10). Dies entspricht einem Anstieg der Verformung von 16 % für eine Temperaturdifferenz von $\Delta T = 10 \text{ °C}$. Durch eine lineare Interpolation aus den in der Klimakammer gemessenen Verformungen kann für eine Temperatur von 24 °C eine Verformung von 0.478 mm abgeschätzt werden. Daraus ergäbe sich dann eine Verformungszunahme von 18 % für einen Temperaturanstieg von $\Delta T = 14 \text{ °C}$. Abbildung 5.17 stellt die prozentuale Veränderung der Verformung für die Klimakammertests (Kapitel 4) und die Brücke in Useldange graphisch dar. Dass der Einfluss der Asphaltsschicht bei dem Klimakammertest höher ausfällt als an der Brücke in Useldange, hängt mit der unterschiedlichen Beeinflussung der Biegesteifigkeit des jeweiligen Systems zusammen. Infolge des unterschiedlichen Verhältnisses der Asphaltsschichthöhe zur Höhe der übrigen Tragkonstruktion wird die Biegesteifigkeit der Klimakammertestplatten deutlich stärker beeinflusst als die Biegesteifigkeit des Stahl-Beton-Verbundquerschnitts der Brücke in Useldange (vgl. Tabelle 3.4).

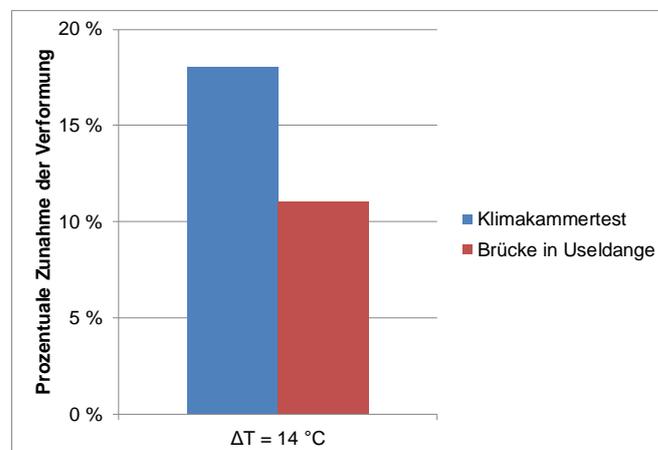


Abbildung 5.17: Prozentuale Zunahme der Verformung für eine Temperaturveränderung von 10 °C auf 23.5 °C - Vergleich der Brücke in Useldange mit den Klimakammertests

Die an dieser Brücke ermittelte temperaturbedingte Verformungszunahme lässt darauf schließen, dass aus den klimatischen Einflüssen Steifigkeitsänderungen resultieren, die größer sein können als Steifigkeitsänderungen, die aus einer Schädigung resultieren. Daraus ist zu folgern, dass für die Beurteilung von Bauwerken mittels Belastungstests die temperaturabhängige Steifigkeitsänderung der Asphaltsschicht berücksichtigt werden muss. Der hier stark ausgeprägte Effekt der Verformungszunahme bei steigender Temperatur kann ggf. an der sehr hohen Asphaltsschicht (25 cm) liegen. Daher wird im Folgenden an einem weiteren Brückenbauwerk geprüft, ob der Effekt der klimatischen Abhängigkeit auch bei Brücken mit geringerer Asphalthöhe vorhanden ist.

Die statischen Belastungstests an der Brücke in Useldange zeigen außerdem, dass die Messungen von Wegaufnehmer und digitalem Nivellement im Rahmen der systembedingten Messgenauigkeit miteinander vergleichbar sind.

Weiterhin ergeben die Versuche vom 28.08.12, dass unter gleichbleibenden Randbedingungen die Ergebnisse reproduzierbar sind.

5.3 Untersuchungen an der Brücke in Moestroff

Um zu überprüfen, ob der klimaabhängige Einfluss der Asphaltsschicht auch bei Brücken mit technisch üblichen Asphaltthöhen erkennbar ist, werden statische Belastungstests an der Brücke in Moestroff durchgeführt. Da es sich hier um einen Neubau handelt, bot sich die Möglichkeit, den ersten Belastungsversuch nach Aufbringung der ersten Asphaltlage durchzuführen. Durch den Vergleich mit einem zweiten Belastungstest nach Einbau aller Asphaltsschichten soll der Einfluss der Asphaltthöhe genauer eruiert werden.

5.3.1 Beschreibung des Bauwerks

Die Brücke in Moestroff ist eine mit nachträglichem Verbund vorgespannte Plattenbrücke, die sich über drei Felder erstreckt. Die Gesamtlänge des Bauwerks beträgt 71 m. Die Höhe des Überbaus beträgt 1.27 m, welcher 12.37 m breit ist (Abbildung 5.18 bis Abbildung 5.22). Als Auflager des Überbaus sind Elastomerlager an den Widerlagern (Achse C1 und C4) und Neoprenlager an den Brückenpfeilern (Achse P2 und P3) eingesetzt worden. Die Elastomerlager (Achse C1 und C4) können als Federauflager in x- und y-Richtung idealisiert werden. Die Neoprenlager (Achse P2 und P3) stellen Gleitlager in x- und y-Richtung dar. Um ein horizontales Verschieben des Brückenüberbaus quer zur Brückenlängsachse zu vermeiden, ist die Brücke an den Widerlagern (Achse C1 und C4) in horizontaler Richtung (y-Richtung) gehalten (Abbildung 5.21). Der Überbau (Spannbetonplatte) ist aus einem Beton C 45/55 hergestellt mit einer Zugfestigkeit $f_{ctm} = 3.8 \text{ N/mm}^2$. Der Elastizitätsmodul des Betons darf mit 35700 N/mm^2 angenommen werden.



Abbildung 5.18: Brücke in Moestroff im Belastungsversuch mit LKWs als Versuchslast

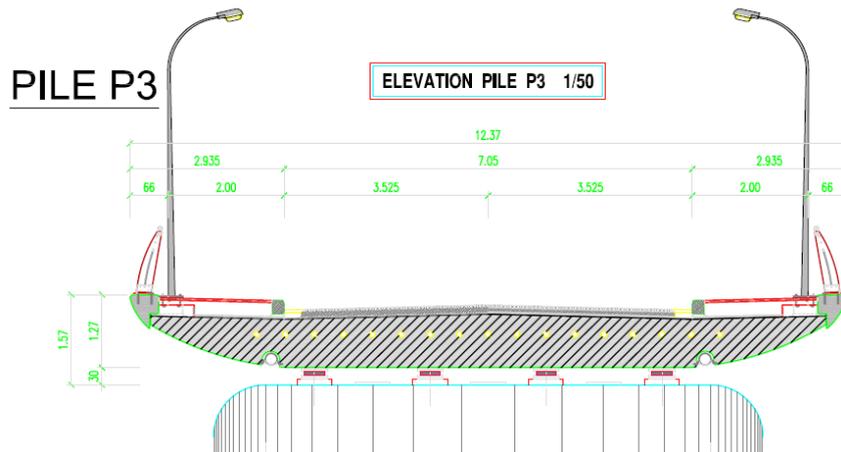


Abbildung 5.19: Querschnitt der Brücke in Moestroff [Technische Zeichnungen der Brücke in Moestroff]

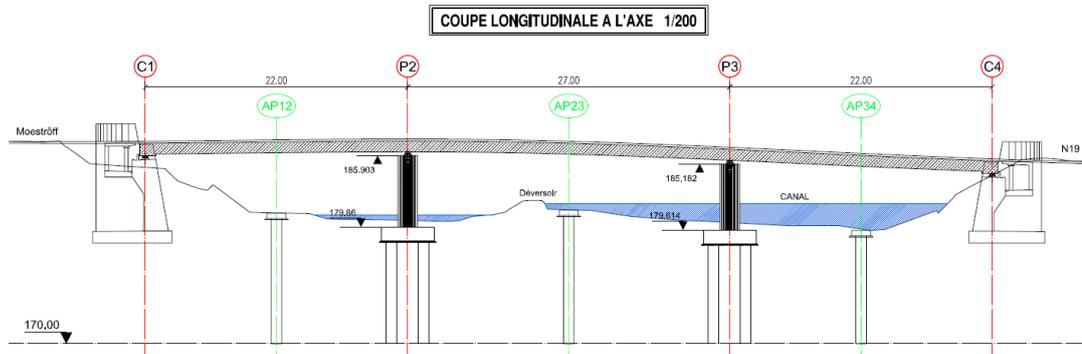


Abbildung 5.20: Längsansicht der Brücke in Moestroff [Technische Zeichnungen der Brücke in Moestroff]

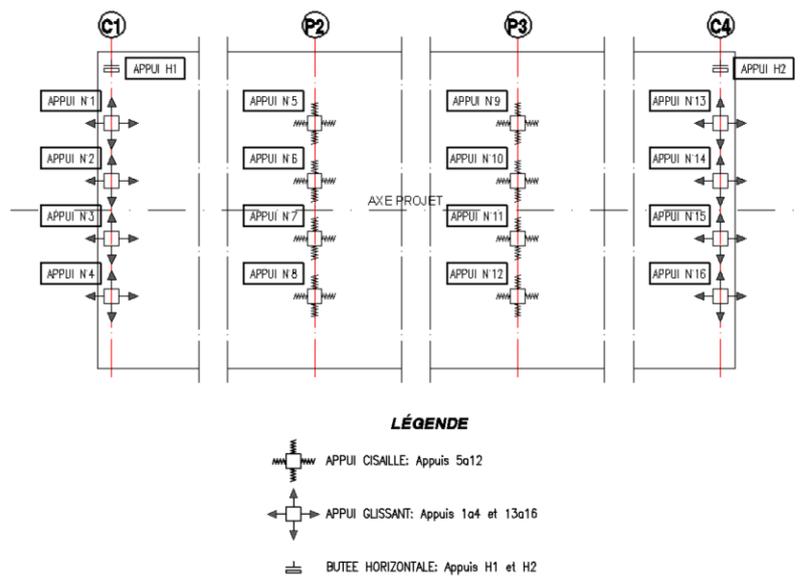


Abbildung 5.21: Lagerbedingungen [Statik zur Brücke in Moestroff]

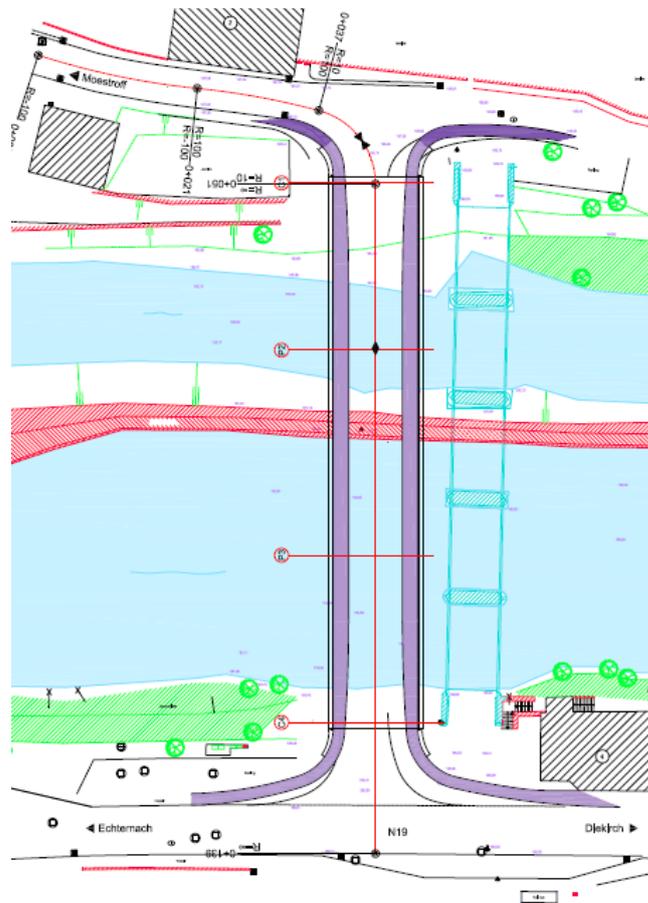


Abbildung 5.22: Brückenführung in der Draufsicht [Technische Zeichnungen der Brücke in Moestroff]

5.3.2 Statische Tests

5.3.2.1 Durchführung der statischen Tests

Die statischen Tests erfolgen nach dem gleichen Schema wie an der Brücke in Useldange durch Aufbringen einer bekannten Belastung und Messung der Durchbiegung. In diesem Fall wird die Belastung durch insgesamt vier beladene LKWs erzeugt, die symmetrisch von der Mitte des Bauwerks aus angeordnet werden (Abbildung 5.18 und Abbildung 5.23).

Die vertikalen Verformungen werden auf der Oberseite des Überbaus in 12 verschiedenen Punkten mit einem digitalen Nivellement gemessen. Bestimmt werden die Verformungen in den drei Feldern jeweils an der Stelle, an der die maximale Verformung erwartet wurde und im Mittelfeld an einer weiteren Stelle (Messpunkte 1A bis 4A und 1B bis 4B). Die Verformungen werden an beiden Seitenrändern der Fahrbahn gemessen, um auch die Einflüsse der Querbiegung erfassen zu können. Zusätzlich zu den Verformungen im Feld werden auch die Verformungen über den Pfeilern gemessen, um ein eventuelles Verformen der Auflager zu erfassen (S1 bis S4). Die Lage der Messpunkte ist in Abbildung 5.24 dargestellt.

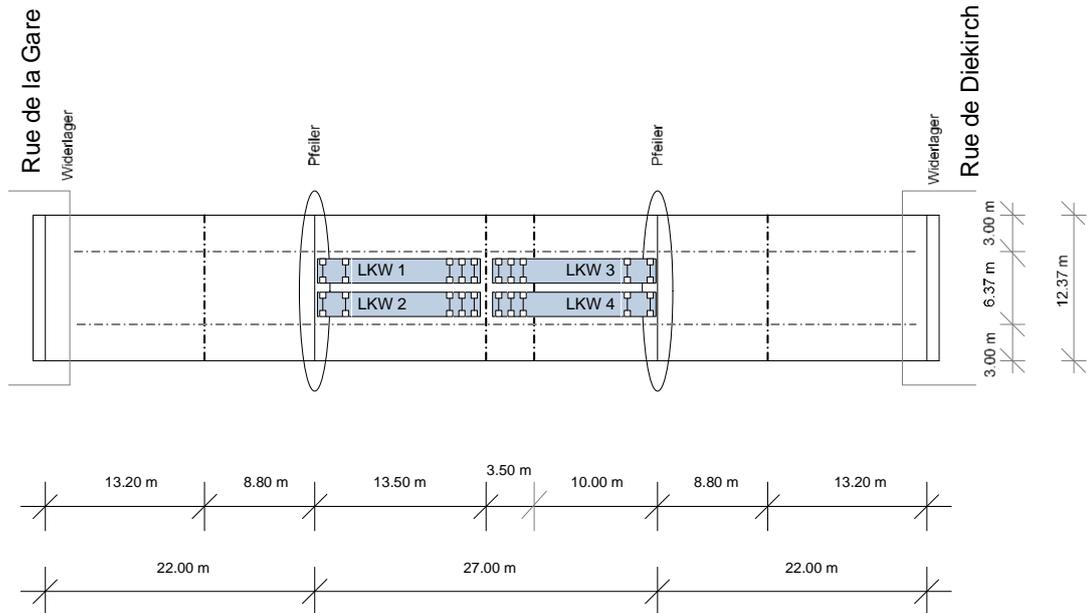


Abbildung 5.23: LKW-Positionierung auf der Brücke

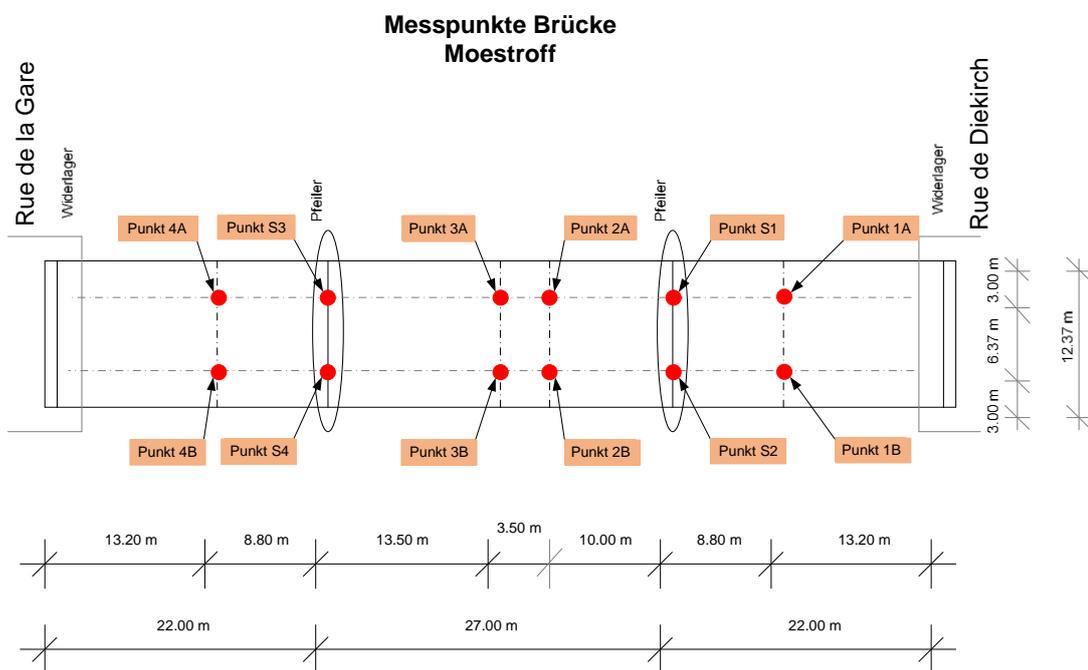


Abbildung 5.24: Messpunkte für digitales Nivellement Brücke in Moestroff

5.3.2.2 Variation der Randbedingungen

Nachfolgend werden die Ergebnisse der durchgeführten Belastungsversuche dargestellt. Der erste Test erfolgt am 10.01.12 noch während der Bauphase. Das Bauwerk ist zu diesem Zeitpunkt schon soweit fertiggestellt, dass die Lager und die erste Asphaltenschicht eingebaut sind. Geländer, Fahrbahnübergangskonstruktion und andere Aufbauten sind noch nicht montiert worden. Der zweite Test am 07.03.12 wird ebenfalls noch vor der Verkehrsfreigabe durchgeführt. Im Vergleich zu Versuch 1 ist die Asphaltenschicht in diesem Versuch stärker ausgebildet, da die zweite (abschließende) Asphaltenschicht kurz vor dem Versuch aufgebracht worden ist. Die Fahrbahnübergangskonstruktion ist ebenfalls zuvor eingebaut worden. Geländer und Beleuchtungseinrichtung der Brücke sind, wie schon im ersten Versuch, nicht vorhanden. Der dritte Test wird am 26.07.12 nach Fertigstellung des Bauwerks durchgeführt. Geländer und andere Anbauteile sind vollständig montiert. Im Vergleich zu den vorherigen Tests, welche im Winter stattgefunden haben, ist dieser Versuch im Sommer durchgeführt worden. Tabelle 5.7 fasst die wesentlichen Änderungen der Randbedingungen noch einmal zusammen. Die angegebenen Temperaturen sind, wie schon bei der Brücke in Useldange, berührungslos an der Oberfläche gemessene Temperaturen. Die Werte ergeben sich aus der Messung an mehreren Messstellen. Da dies nur Oberflächentemperaturen sind, stellen sie nicht die eigentlichen Schichttemperaturen dar. Diese lassen sich aber mittels einer U-Wert-Berechnung abschätzen. Die Temperaturverläufe über die Schichthöhen aus der U-Wertberechnung sind im Anhang D.2 angegeben. Für die beiden Tests mit vollständiger Asphaltenschicht gibt Tabelle 5.8 die realistischen mittleren Schichttemperaturen für den Beton und die Asphaltenschicht an. Die für den Sommertest am 26.07.12 gemessene Asphaltoberflächentemperatur von $\approx 50\text{ °C}$ (Tabelle 5.7) und die daraus ermittelte mittlere Schichttemperatur von 45 °C (Tabelle 5.8) erscheinen dennoch recht hoch.

Tabelle 5.7: Veränderung der Randbedingungen der Brücke in Moestroff

		10.01.12	07.03.12	26.07.12
Betonoberflächentemperatur	[°C]	-	$\approx 6\text{ °C}$	$\approx 26\text{ °C}$
Asphaltoberflächentemperatur	[°C]	$\approx 5\text{ °C}$	$\approx 11\text{ °C}$	$\approx 50\text{ °C}$
Asphaltschichtdicke	[cm]	5.0	10.6	10.6
Fahrbahnübergangskonstruktion		Nicht vorhanden	Vorhanden	Vorhanden
Geländer		Nicht vorhanden	Nicht vorhanden	Vorhanden

Tabelle 5.8: Realistische mittlere Schichttemperaturen an der Brücke in Moestroff für die beiden Testtage mit vollständiger Asphalttschicht

Messung		07.03.12	26.07.12
Betontemperatur	[°C]	9	36
Asphalttemperatur	[°C]	10	45

Neben den veränderten Randbedingungen der Tests unterscheiden sich die Versuche auch geringfügig in den Versuchslasten, da das Gesamtgewicht der LKWs geringfügig differiert. Tabelle 5.9 gibt die Gewichte der 4 LKWs sowie die Gesamtbelastung für jeden Test an. Die Tabelle zeigt, dass die Summen der Belastung um maximal 0.3 % voneinander abweichen. Betrachtet man jeden LKW für sich, fallen die Schwankungen etwas höher aus. So differiert das Gesamtgewicht von LKW 3 in den Versuchen um lediglich 0:05 %, wohingegen das Gesamtgewicht von LKW 4 um maximal 0.8 % differiert. Da die Variation der Versuchslast kleiner als 1 % ist, kann man davon ausgehen, dass diese Variation nicht zu deutlichen Differenzen bei der Durchbiegung führt. Tabelle 5.9 zeigt ebenfalls, dass die vier LKWs nicht die gleiche Versuchslast haben und somit keine 100%ig symmetrische Belastung auf das Bauwerk aufgebracht wird. Die Abweichungen sind jedoch diesbezüglich unter 1 % (10.01.12 → 0.6 %; 07.03.12 → 0.4 %; 26.07.12 → 0.5 %), sodass auch dieser Effekt vernachlässigt werden kann.

Tabelle 5.9: Versuchslasten in [kg] für die Brücke in Moestroff

		10.01.12	07.03.12	26.07.12	Maximale Abweichung [%]
LKW 1	[kg]	43690	44050	43900	0.8
LKW 2	[kg]	43960	43980	43960	0.05
LKW 3	[kg]	43780	43980	43740	0.5
LKW 4	[kg]	43900	43860	43920	0.1
Summe	[kg]	175330	175870	175520	0.3

5.3.2.3 Ergebnisse der vertikalen Verformungsmessung

Nachfolgend dargestellt sind die Ergebnisse der vertikalen Verformungsmessung, gemessen mit dem digitalen Nivellement. Die Messgenauigkeit dieses Systems liegt bei 0.3 mm pro km Doppelnivellement. Für die Verformungsmessung wird zunächst in einer Referenzmessung die aktuelle Höhenlage der Messpunkte unmittelbar vor Aufbringen der Belastung bestimmt. In einer zweiten Messung, 30 Minuten nach dem Aufbringen der Belastung, wird die Höhenlage der Messpunkte unter Last ermittelt. Die Differenz dieser beiden Messungen stellt die Verformung des Bauwerks infolge der Belastung dar. Tabelle 5.10 gibt diese Verformung für die verschiedenen Messpunkte an. Die vertikale Verformung über den Pfeilern (S1 bis S4) wird erst ab dem 07.03.12 erfasst. Daher liegen für den 10.01.12 hier keine Verformungswerte

vor. Abbildung 5.25 zeigt die Durchbiegung des Überbaus in graphischer Form. In Tabelle 5.11 und Abbildung 5.26 sind die gleichen Ergebnisse für die Messreihe B dargestellt.

Tabelle 5.10: Durchbiegung in Messpunktreihe A

Messpunkt	x-Koordinate ⁹ [m]	10.01.12 [mm]	07.03.12 [mm]	26.07.12 [mm]
1A	57.8	2.0	1.9	2.2
S1	49.0	-	-0.2	-0.9
2A	39.0	-7.2	-6.9	-8.0
3A	35.5	-7.5	-7.2	-9.3
S3	22.0	-	-0.2	0.0
4A	13.2	2.6	2.3	2.7

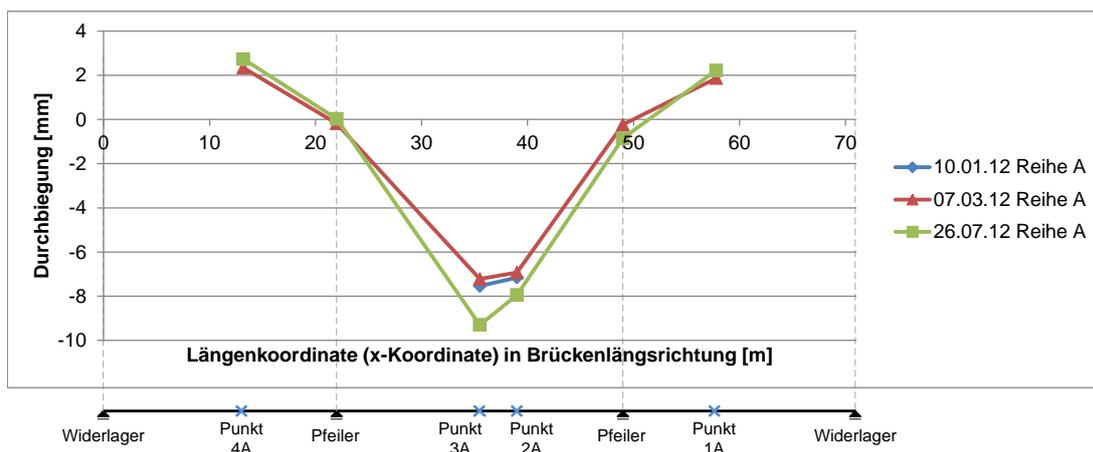


Abbildung 5.25: Durchbiegung der Brücke in Reihe A resultierend aus der LKW-Belastung und den vorhandenen Steifigkeiten des jeweiligen Testtags

⁹ Die x-Koordinate gibt die jeweilige Lage des Messpunktes in Brückenlängsrichtung an, bezogen auf das Widerlager Rue de Diekirch.

Tabelle 5.11: Durchbiegung in Messpunktreihe B

Messpunkt	x-Koordinate ¹⁰	10.01.12	07.03.12	26.07.12
	[m]	[mm]	[mm]	[mm]
1B	57.8	2.5	2.5	2.7
S2	49.0	-	-0.1	-0.3
2B	39.0	-6.8	-6.7	-7.1
3B	35.5	-7.9	-7.3	-9.1
S4	22.0	-	-0.1	-0.3
4B	13.2	2.1	2.3	2.8

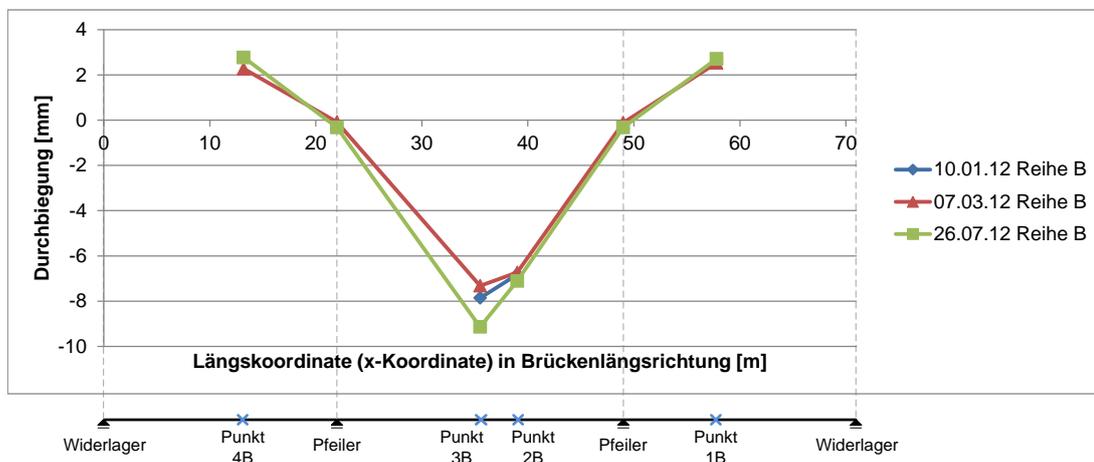


Abbildung 5.26: Durchbiegung der Brücke in Reihe B resultierend aus der LKW-Belastung und den vorhandenen Steifigkeiten des jeweiligen Testtags

Betrachtet man Abbildung 5.25 und Abbildung 5.26 ist zu erkennen, dass das Verformungsverhalten des Bauwerkes in den drei Tests nicht identisch ist. Insbesondere für die maximale Durchbiegung in Feldmitte im Mittelfeld (3A und 3B) stellt man fest, dass die Durchbiegungen voneinander abweichen. Da die Belastung in allen drei Tests annähernd gleich ist, das Bauwerk noch keine Schäden aufweist und eine Alterung zwischen den Tests nicht relevant ist, sind die unterschiedlichen Durchbiegungen auf die veränderten Randbedingungen zurückzuführen. Insbesondere zeigt sich daraus die Beeinflussung der Durchbiegung durch die Asphalttschicht und deren temperaturabhängige Steifigkeit. Vergleicht man die ersten beiden Tests (10.01.12 und 07.03.12) miteinander, zeigt sich, dass nach dem Aufbringen der zweiten Asphalttschicht eine geringere Durchbiegung bei annähernd gleicher Belastung messbar ist. Für die Messpunkte 3A und 3B reduziert sich die gemessene Durchbiegung um 0.3 mm (von 7.5 mm auf 7.2 mm) bzw. um 0.6 mm (von 7.9 mm auf 7.3 mm). Dies entspricht einer Reduzierung der Durchbiegung von 4 % (Messpunkt 3A) bzw. 8 % (Messpunkt 3B). Vergleicht man den zweiten (07.03.12 - Wintertest mit vollständiger Asphalttschicht) mit dem dritten Test

¹⁰ Die x-Koordinate gibt die jeweilige Lage des Messpunktes in Brückenlängsrichtung an, bezogen auf das Widerlager Rue de Diekirch.

(26.07.12 - Sommertest), stellt man ebenfalls einen Unterschied in der Biegelinie fest. Die Durchbiegung im Messpunkt 3A liegt am 26.07.12 um 2.1 mm höher als am 07.03.12. Dies entspricht einer Erhöhung der Durchbiegung um 22 %, bezogen auf die gemessene Verformung vom 26.07.12. Für den Messpunkt 3B (Feldmitte im Mittelfeld) liegt die Durchbiegung am 26.07.12 (Sommertest) um 1.8 mm über der Durchbiegung vom 7.03.12 (Wintertest mit vollständiger Asphalttschicht). Dies entspricht einer Erhöhung von 20 %. Grund des Unterschieds zwischen diesen beiden Messungen ist ein starker Temperaturunterschied der Asphalttschicht. Dies zeigt, dass die Asphalttschicht einen Einfluss auf die Gesamtsteifigkeit und damit auf die Durchbiegung hat. Durch die verminderte Steifigkeit der Asphalttschicht bei höherer Temperatur reduziert sich die Gesamtsteifigkeit des Tragwerks, was zu einer Erhöhung der Durchbiegung führt.

Eine Berechnung der Biegesteifigkeiten EI in Feldmitte des mittleren Feldes unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Veränderung des Elastizitätsmoduls der Asphalttschicht zeigt, dass das Bauwerk bei niedrigen Temperaturen eine höhere Steifigkeit aufweist als bei hohen Temperaturen. Unter der Annahme der Literaturwerte von Tabelle 3.2 ergibt sich am 07.03.12 (Wintertest mit vollständiger Asphalttschicht) eine Biegesteifigkeit von 22692.21 MNm^2 (mit $E_{\text{Asphalt}} = 10500 \text{ N/mm}^2$ für $10 \text{ }^\circ\text{C}$ Asphalttemperatur). Nimmt man für den Test vom 26.07.12 (Sommertest) einen Elastizitätsmodul der Asphalttschicht von 400 N/mm^2 (für $40 \text{ }^\circ\text{C}$ Asphalttemperatur) an, so ergibt sich eine Biegesteifigkeit von 20999.16 MNm^2 , was einer Reduzierung der Steifigkeit von 8 % gegenüber dem Wintertest (07.03.12) entspricht. Eine weitere Reduzierung des Elastizitätsmoduls der Asphalttschicht entsprechend der eigentlichen Asphalttemperatur vom 26.07.12 (Sommertest) führt zu keiner nennenswerten Veränderung der Biegesteifigkeit, weshalb an dieser Stelle mit einem Elastizitätsmodul von 400 N/mm^2 gerechnet worden ist. Selbst wenn man berücksichtigt, dass die Asphaltzusammensetzung nicht bekannt ist und somit die realen Elastizitätsmodule der Asphalttschicht von den in der Berechnung angenommenen Elastizitätsmodulen abweichen können, so kann dennoch der hohe Unterschied von 22 % im Punkt 3A bzw. 20 % im Punkt 3B zwischen dem Wintertest (07.03.12) und dem Sommertest (26.07.12) nicht allein durch die Steifigkeitsreduzierung der Asphalttschicht erklärt werden. Eine Betrachtung der Messpunkte 2A und 2B ergibt lediglich eine Differenz von 14 % (Punkt 2A) bzw. 6 % (Punkt 2B) zwischen dem Wintertest (07.03.12) und dem Sommertest (26.07.12). Jedoch entsprechen unter Berücksichtigung von Messungenauigkeiten sowohl die gemessenen Verformungen der Messpunkte 2A und 2B als auch die gemessenen Verformungen der Messpunkt 3A und 3B dem Bereich der temperaturabhängigen Steifigkeitsreduzierung der Asphalttschicht.

5.3.3 Schlussfolgerung aus den statischen Tests an der Brücke in Moestroff

Die Versuche an der Brücke in Moestroff zeigen, dass sich die Asphalttschicht an der Lastabtragung beteiligt und einen Anteil an der Gesamtsteifigkeit des Tragwerks hat. Insbesondere der Vergleich der Wintertests mit unterschiedlichen Asphaltdicken zeigt, dass durch die Erhöhung der Asphalttschicht eine höhere Steifigkeit des Gesamtsystems vorliegt und dadurch geringere Durchbiegungen bei gleicher Last auftreten.

Die Versuche zeigen ebenfalls, dass der Einfluss der Asphaltschicht stark von den äußeren klimatischen Randbedingungen abhängig ist. Der Vergleich des Winter- und des Sommertests zeigt, dass bei gleicher Asphaltdicke deutlich andere Verformungen messbar sind, was auf die reduzierte Steifigkeit des Asphalts bei steigender Temperatur zurückzuführen ist. Die Asphalttemperatur beträgt im Wintertest 10 °C und im Sommertest 45 °C, was einer Temperaturdifferenz von $\Delta T = 35$ °C entspricht und aufgrund der relativ hohen Temperatur des Sommertests sehr hoch erscheint. Für dieses ΔT konnte eine Verformungszunahme von 20 % (Punkt 3B) bis 22 % (Punkt 3A) bzw. 6 % (Punkt 2B) bis 14 % (Punkt 2A) beobachtet werden. Betrachtet man vergleichend dazu die Ergebnisse der statischen Belastungsversuche im Labor (Kapitel 4 – Klimakammertests), stellt man für einen Temperaturanstieg von 10 °C auf 40 °C, also einem $\Delta T = 30$ °C, einen Anstieg der Verformung von 28 % fest. Abbildung 5.27 zeigt die prozentuale Zunahme der Verformung für den Temperaturanstieg von $\Delta T = 35$ °C an der Brücke in Moestroff und die prozentuale Zunahme der Verformung im Klimakammertest bei einer Temperaturerhöhung von 10 °C auf 40 °C ($\Delta T = 30$ °C). Man erkennt an dieser Abbildung deutlich, dass in der Klimakammer trotz geringerem ΔT größere Verformungssteigerungen erzielt werden. Dies ist mit dem relativ hohen Verhältnis von Asphaltdicke zu Betondicke zu begründen. Man erkennt aber, dass auch bei der Brücke in Moestroff der klimatische Einfluss auf die Steifigkeit gegeben und nicht zu vernachlässigen ist.

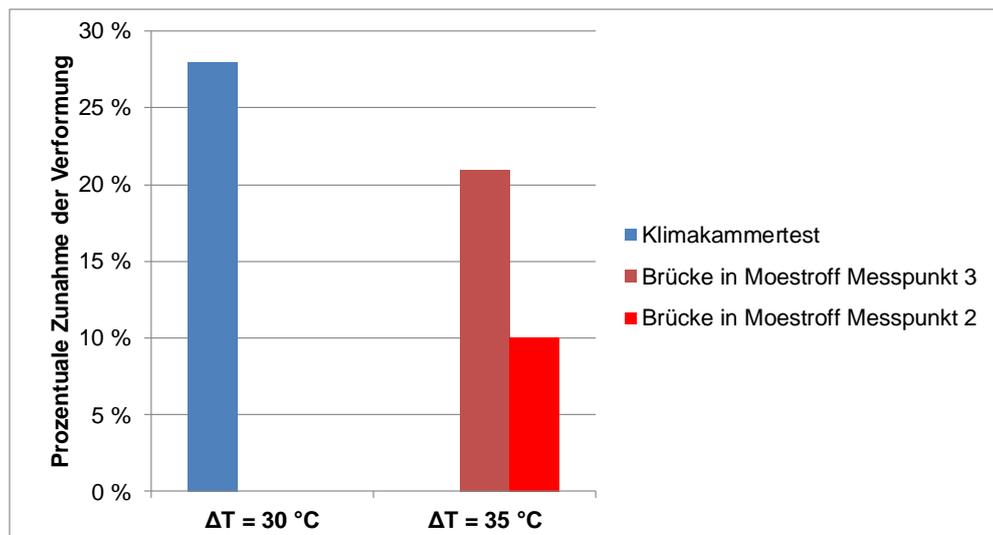


Abbildung 5.27: Prozentuale Zunahme der Verformung für ein $\Delta T = 35$ °C an der Brücke in Moestroff (Mittelwerte der Punkte 3A und 3B bzw. 2A und 2B) und für ein $\Delta T = 30$ °C für die Klimakammertests

5.4 Schlussfolgerung – Einfluss der Asphaltsschicht

Die Untersuchungen an den Brücken in Useldange und in Moestroff zeigen, dass das Last-Verformungsverhalten von Brücken deutlich von der Asphaltsschicht beeinflusst wird und sich diese an der Steifigkeit des Gesamtsystems beteiligt. Insbesondere Untersuchungen der Brücke in Moestroff mit unterschiedlicher Asphalthöhe belegen dies.

Der klimabedingte Steifigkeitseinfluss der Asphaltsschicht fällt bei diesen beiden Brücken unterschiedlich aus. Für die Brücke in Moestroff liegt dieser Effekt je nach Messpunkt zwischen 6 % und 20 %, während er bei der Brücke in Useldange 12 % beträgt. Dass beide Bauwerke ähnliche Verformungen aufweisen, obwohl bei der Brücke in Useldange die Asphaltsschicht deutlich höher ist (25 cm) als im Vergleich zur Brücke in Moestroff (10.6 cm), liegt zum einen daran, dass die Temperaturunterschiede zwischen Winter- und Sommertest bei beiden Brücken unterschiedlich stark ausgeprägt sind. Für die Brücke in Useldange liegt hier eine Temperaturdifferenz von $\Delta T_{\text{Asphalt}} = 14 \text{ °C}$ vor, während bei den Tests in Moestroff eine relativ hohe Temperaturdifferenz von $\Delta T_{\text{Asphalt}} = 35 \text{ °C}$ zwischen beiden Tests vorliegt.

Die bisherige Annahme, dass eine Asphaltsschicht nur als Auflast zu betrachten und bezüglich der Steifigkeit zu vernachlässigen ist, kann durch diese Tests an den Brücken in Useldange und in Moestroff widerlegt werden. Insbesondere bei der Beurteilung des Bauwerkszustands durch das Last-Verformungsverhalten sollte der Effekt der Asphaltsschicht berücksichtigt werden.

Kapitel 6

6 EINFLUSS DER ASPHALTSCHICHT AUF DIE BEURTEILUNG VON BRÜCKEN

6.1 Einleitung

Die Untersuchungen in der Klimakammer (Kapitel 4) zeigen, dass sich die Gesamtbiegesteifigkeit des Systems anteilig aus der Summe der einzelnen Schichten (Beton und Asphalt) zusammensetzt. Hinsichtlich wechselnder klimatischer Randbedingungen zeigt sich, dass Temperaturen im Bereich von -10 °C bis $+40\text{ °C}$ die Steifigkeit des Betons nicht nennenswert beeinträchtigen und somit für die Beurteilung von Brücken eine temperaturunabhängige Betonsteifigkeit angenommen werden darf. Für die Asphalttschicht gilt dies nicht. Die Steifigkeit der Asphalttschicht wird in besonderem Maße von den äußeren klimatischen Randbedingungen beeinflusst.

Die Erkenntnis des Zusammenwirkens der Beton- und Asphalttschicht führt zu der Frage, ob dieser klimatisch bedingte Effekt auch das Verformungsverhalten von Brückentragwerken beeinflusst. Anders als bei den Klimakammertests ist das Verhältnis von Asphalttschichthöhe zur Betonquerschnittshöhe bei Brücken deutlich geringer. Für die Brücke in Moestroff (Betonplattenbrücke – Kapitel 5) beträgt das Verhältnis Asphalt- zur Betonhöhe im Mittel 10 %. Das Querschnittshöhenverhältnis der Klimakammertests beträgt 70 % (Aspalthöhe / Betonhöhe).

Belastungstests im ungeschädigten Zustand an den Brücken in Moestroff und in Useldange (Kapitel 5) zeigen, dass sich beide Bauwerke unter Last im Sommer wie im Winter unterschiedlich stark verformen. Nachfolgend sollen nun numerische Untersuchungen am Beispiel der Brücke in Moestroff zeigen, in welchem Maße die Verformungen dieser Brücke von der klimaabhängigen Steifigkeit der Asphalttschicht beeinflusst werden. Da diese Brücke auf Elastomerlagern gelagert ist, wird eine temperaturabhängige Steifigkeitsvariation der Elastomerlager ebenfalls berücksichtigt.

6.2 Numerisches Modell der Brücke in Moestroff

Die Brücke in Moestroff ist bereits in Kapitel 5 hinreichend genau beschrieben. Wie den Abbildungen 5.18 und 5.20 zu entnehmen ist, verläuft die Brücke bogenartig mit einer leichten Krümmung in der Höhe. Die Querschnittshöhe ist über die Breite veränderlich und fällt von der Mitte der Fahrbahn zum Fahrbahnrand hin ab. Entsprechend dieser Vorgaben wird ein FE-Modell erstellt. Die Spannbetonplatte der Brücke wird durch Schalenelemente (4-Knoten-Elemente) mit definierten Dicken abgebildet. Die Asphaltdecke wird ebenfalls durch Schalenelemente mit einer Höhe entsprechend der Asphalthöhe (10 cm) modelliert. Die Verbindung der Asphalt- und der Betonelemente erfolgt durch eine biegesteife Kopplung in den Knoten. Die Elastomerlager der Brücke werden durch Feder-elemente modelliert. Abbildung 6.1 und Abbildung 6.2 zeigen das FE-Modell der Brücke in Moestroff.

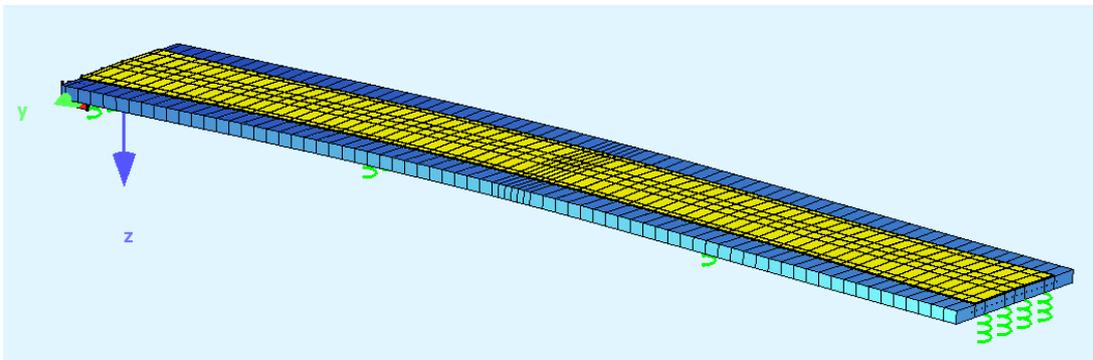


Abbildung 6.1: FE-Modell der Brücke in Moestroff

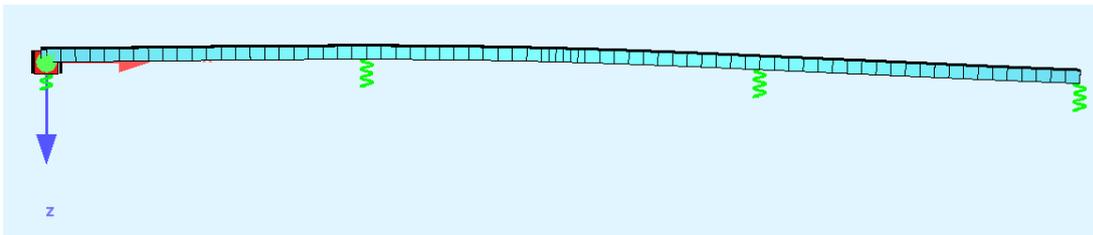


Abbildung 6.2: Seitenansicht auf das FE-Modell der Brücke in Moestroff

6.2.1 Modellanpassung

Um mit dem Rechenmodell die realen Verformungen der Brücke möglichst genau abbilden zu können, erfolgt eine Anpassung des Rechenmodells an die Versuchsergebnisse vom 07.03.2012 (Wintertest mit voller Asphaltdeckhöhe). Dies ergibt für die Berechnungen einen erforderlichen E-Modul der Betonelemente von 46700 N/mm^2 . Der E-Modul der Asphaltdecke wird entsprechend der vorliegenden Temperatur gemäß den Angaben in [GUT-02] mit 10500 N/mm^2 angesetzt. Die Federsteifigkeit der Auflager wird aus den am Auflager gemessenen vertikalen Verformungen des Belastungsversuchs ermittelt. Die angesetzten Federstei-

figkeiten sind in Tabelle 6.1 angegeben. Als Belastung werden die LKW-Lasten des Belastungsversuchs entsprechend ihrer Positionierung auf der Brücke angesetzt. Die Belastungen der einzelnen LKWs werden dabei auf die zwei Achsen der Zugmaschine sowie auf die mittlere Hinterachse des Aufliegers aufgeteilt. Die jeweiligen Achslasten werden dann als Einzellasten in das Modell eingegeben. Abbildung 6.3 zeigt die Laststellung für den Wintertest.

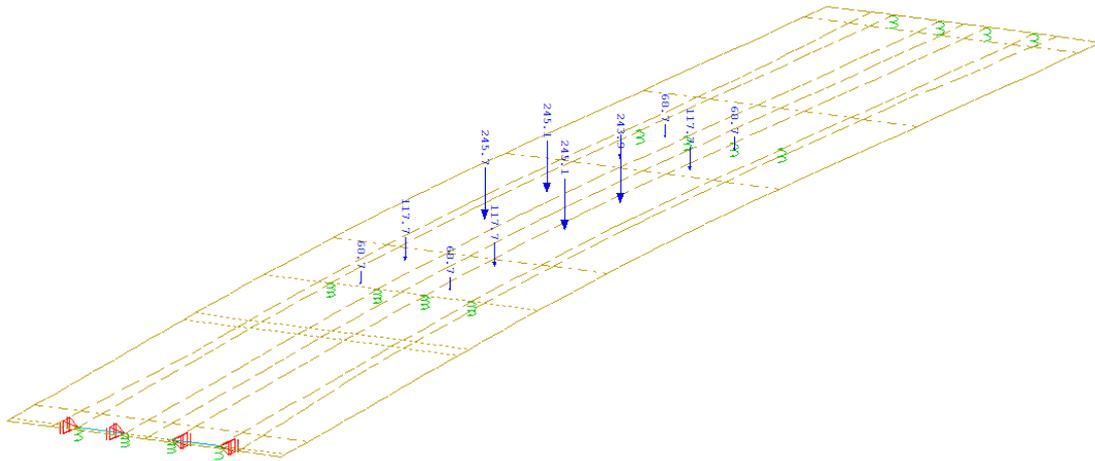


Abbildung 6.3: Lastaufteilung der LKW-Lasten des Belastungsversuchs vom 07.03.2012 (Wintertest mit voller Asphalthöhe)

Abbildung 6.4 und Abbildung 6.5 zeigen die gemessenen Durchbiegungen und die berechneten Durchbiegungen in diesen Punkten für die Messpunkte der Reihe A und B. Die Abbildungen zeigen eine gute Übereinstimmung der Berechnung mit den Messwerten. Lediglich der Rechenwert im rechten Randfeld in Messreihe A ($x = 57.8$ m) weicht um 0.6 mm (30 %) von der an dieser Stelle gemessenen vertikalen Verformung ab.

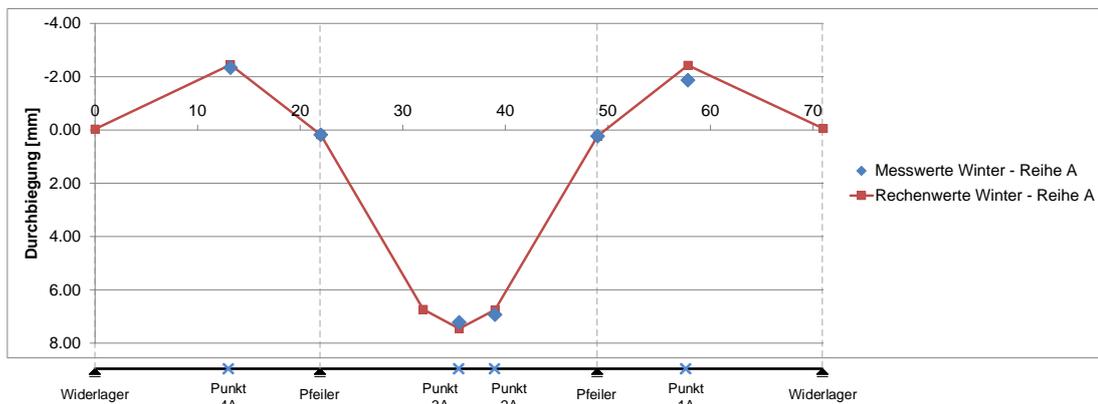


Abbildung 6.4: Gemessene und berechnete Durchbiegungen in Messreihe A für den Wintertest (07.03.2012)

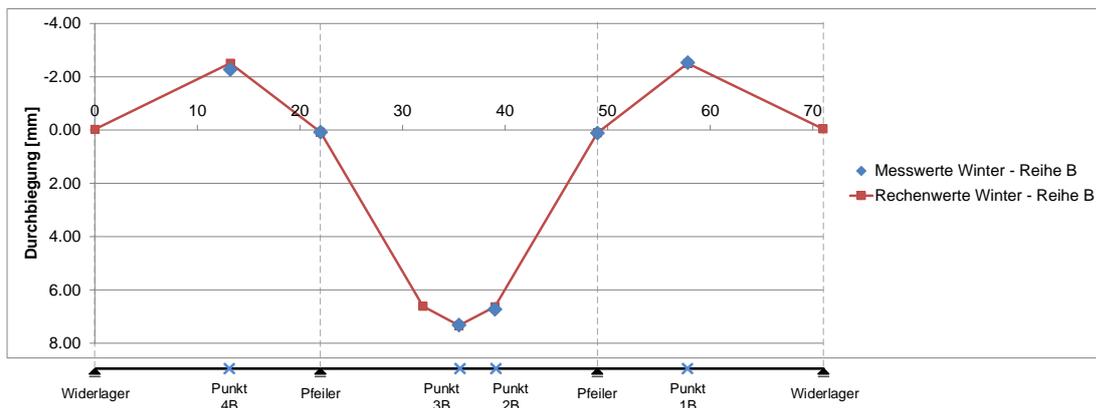


Abbildung 6.5: Gemessene und berechnete Durchbiegungen in Messreihe B für den Wintertest (07.03.2012)

Basierend auf dem so angepassten Modell erfolgt eine Nachrechnung der Belastungstests vom 26.07.2012 (Sommertest). Für die Berechnung der Durchbiegungen wird der gleiche E-Modul des Betons angesetzt, der auch für den Wintertest angesetzt wird ($E_{\text{Beton}} = 46700 \text{ N/mm}^2$). Entsprechend der höheren Temperaturen ($T=45 \text{ °C}$) wird ein E-Modul des Asphalts von 400 N/mm^2 angesetzt. Dies entspricht dem in [GUT-02] angegebenen E-Modul des Asphalts für eine Temperatur von 40 °C . Auf eine weitere Anpassung des E-Moduls an eine Temperatur von 45 °C wird verzichtet, da dies aufgrund der geringen Asphaltsticht-höhe zu keiner nennenswerten Veränderung der berechneten Verformungen führt. Selbst eine Berechnung ohne Asphaltsticht führt lediglich zu einer Veränderung von wenigen hundertstel Millimetern. Die Lastanordnung der LKW-Lasten aus dem Sommertest erfolgt analog zur Aufteilung der LKW-Lasten aus dem Wintertest durch Aufteilung in die jeweiligen Achslasten und unter Berücksichtigung der LKW-Positionierung während dieses Tests. Die Auflager werden mit der halben Federsteifigkeit des Wintertests entsprechend der gemessenen Verformungen an den Auflagern berücksichtigt. Abbildung 6.6 und Abbildung 6.7 zeigen die Messwerte der Durchbiegungen vom Sommertest in Messreihe A und Messreihe B sowie die zugehörigen berechneten Durchbiegungen. Ein Vergleich von gemessener und berechneter Durchbiegung zeigt für Messreihe B eine relativ gute Übereinstimmung. Lediglich die Durchbiegung in Feldmitte des mittleren Feldes stimmt nicht überein. Für Messreihe A weichen in mehreren Messpunkten (3A, 2A und rechter Pfeiler) die gemessenen und die berechneten Durchbiegungen voneinander ab. Abbildung 6.8 gibt die Abweichung zwischen Rechenwert und Messwert in den drei Feldern in % an.

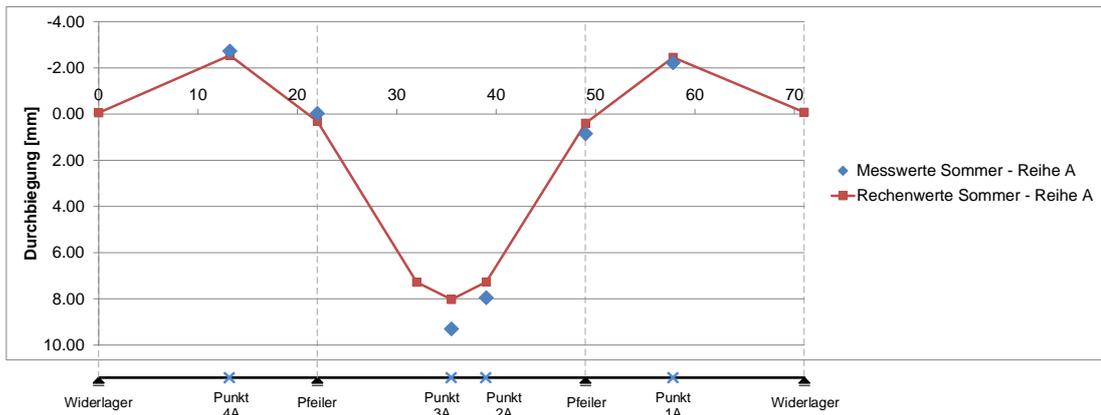


Abbildung 6.6: Gemessene und berechnete Durchbiegungen in Messreihe A für den Sommertest (26.07.2012)

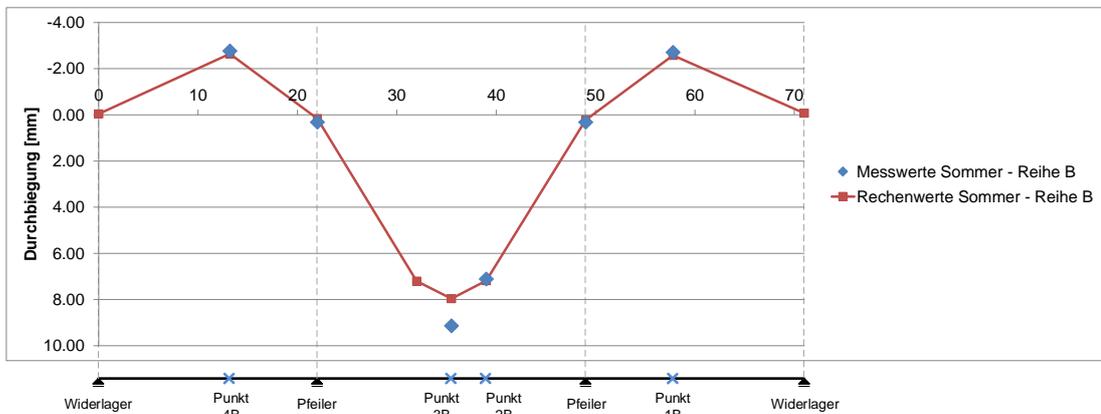


Abbildung 6.7: Gemessene und berechnete Durchbiegungen in Messreihe B für den Sommertest (26.07.2012)

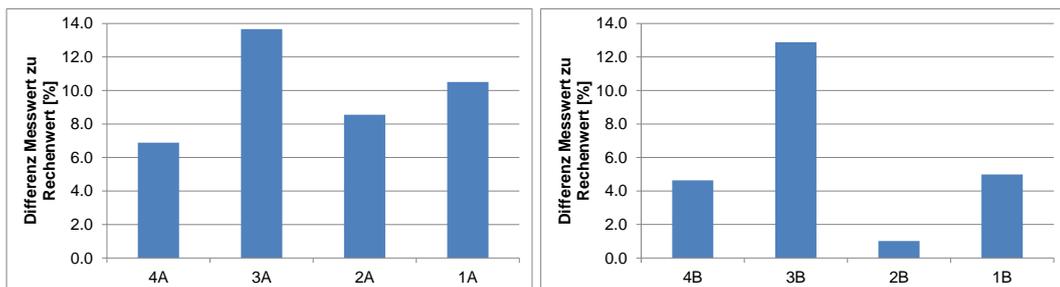


Abbildung 6.8: Prozentuale Abweichung des Messwerts vom Rechenwert für Messreihe A (links) und Messreihe B (rechts)

Eine Berechnung der Durchbiegungen ohne Asphaltsschicht ergibt ebenfalls keine Übereinstimmung mit den gemessenen Werten. Und auch eine Variation der Federsteifigkeit führt zu keiner nennenswerten Veränderung der Durchbiegung (siehe Kapitel 6.3). Daher ist die Abweichung von Mess- zu Rechenwert auf entsprechende Messfehler bei der Messung mit dem digitalen Nivellement zurückzuführen.

6.3 Variation der Federsteifigkeit der Auflager

Da die Brücke auf Elastomerlagern aufgelagert ist, deren Steifigkeit ebenfalls temperaturabhängig ist, soll nachfolgend eine Variation der Federsteifigkeiten vorgenommen und miteinander verglichen werden. Es soll so der Einfluss der Elastomerlager auf die Verformung analysiert werden.

Für die Berechnungen wird wie zuvor für den Beton ein E-Modul von 46700 N/mm² angesetzt. Der E-Modul der Asphaltsschicht geht mit 400 N/mm², entsprechend dem für den Sommertest angesetzten E-Modul, in die Berechnung mit ein. Als Belastung wird für alle Rechenläufe die LKW-Last des Sommerbelastungstests angesetzt. Die einzig variierende Komponente ist die Federsteifigkeit der Lager. Diese wird zunächst mit der Federsteifigkeit des Wintertests angesetzt. In weiteren Rechenläufen wird diese Federsteifigkeit jeweils mit den Faktoren 2/3, 1/2 und 1/3 reduziert. Tabelle 6.1 gibt die Federsteifigkeiten der einzelnen Federn (bzw. der einzelnen Elastomerlager) für jeden einzelnen Rechendurchlauf an.

Tabelle 6.1: Federsteifigkeiten für die Ermittlung des Einflusses variierender Federsteifigkeiten

Federposition	x-Koordinate [m]	y-Koordinate [m]	Messpunkt	Federsteifigkeit	2/3 Federsteifigkeit	1/2 Federsteifigkeit	1/3 Federsteifigkeit
				Winter	Winter	Winter	Winter
				[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Federn am linken Widerlager	0	-3		1505000	1003000	752500	502000
	0	-1		2070000	1380000	1035000	690000
	0	1		2635000	1757000	1317500	878000
	0	3		3200000	2133000	1600000	1067000
Federn am linken Pfeiler	22	-3	S3	1505000	1003000	752500	502000
	22	-1		2070000	1380000	1035000	690000
	22	1		2635000	1757000	1317500	878000
	22	3	S4	3200000	2133000	1600000	1067000
Federn am rechten Pfeiler	49	-3	S1	1106000	737000	553000	369000
	49	-1		1516000	1011000	758000	505000
	49	1		1926000	1284000	963000	642000
	49	3	S2	2335000	1557000	1167500	778000
Federn am rechten Widerlager	71	-3		1106000	737000	553000	369000
	71	-1		1516000	1011000	758000	505000
	71	1		1926000	1284000	963000	642000
	71	3		2335000	1557000	1167500	778000

Abbildung 6.9 zeigt die rechnerischen Durchbiegungen in den Messpunkten der Belastungstests für die Messreihe A unter Berücksichtigung der verschiedenen Federsteifigkeiten der Auflager. Es ist deutlich erkennbar, dass die Variation der Federsteifigkeiten nur zu geringen Veränderungen der vertikalen Verformungen führt. Die maximale Differenz zwischen zwei Berechnungen beträgt 0.4 mm und ist im Punkt 2A als Differenz zwischen der Berechnung mit Federsteifigkeit des Wintertests und der Berechnung mit einer um den Faktor 1/3 reduzierten Federsteifigkeit registriert worden. Abbildung 6.10 zeigt die prozentuale Veränderung der Verformung in den Feldern in Abhängigkeit der Auflagersteifigkeit. Man erkennt, dass die Berechnung mit 1/3 der Federsteifigkeit des Wintertests in Messreihe A um 5 – 7 % von der Berechnung mit der Federsteifigkeit des Wintertests abweicht. Für die Messreihe B liegen die Abweichungen zwischen 3 – 5 %. Die 10%ige Abweichung im Messpunkt 1A liegt an den geringen Verformungen, bei welchen sich schon geringe Verformungsdifferenzen in entsprechenden Prozentsätzen widerspiegeln (Verformungszuwachs um 0.25 mm, bezogen auf eine Ausgangsverformung von 2.58 mm im Punkt 1A).

Zusammenfassend lässt sich anhand von Abbildung 6.10 sagen, dass der Einfluss der Auflagersteifigkeit einen Anteil von 3 – 6 % an der Verformung ausmachen kann.

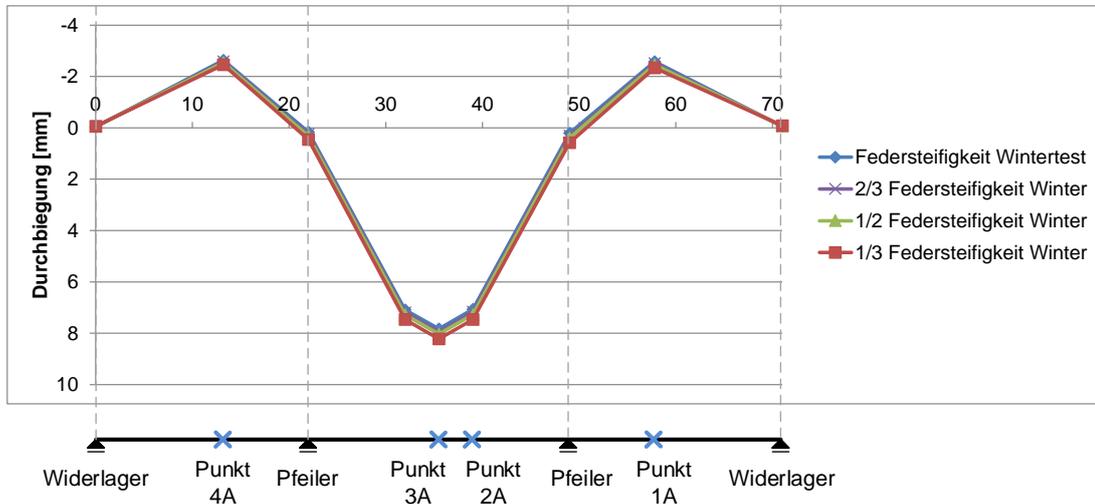


Abbildung 6.9: Durchbiegungen analog zu den Messpunkten der Belastungstests unter Berücksichtigung verschiedener Federsteifigkeiten der Auflager für die Messpunkte in Reihe A

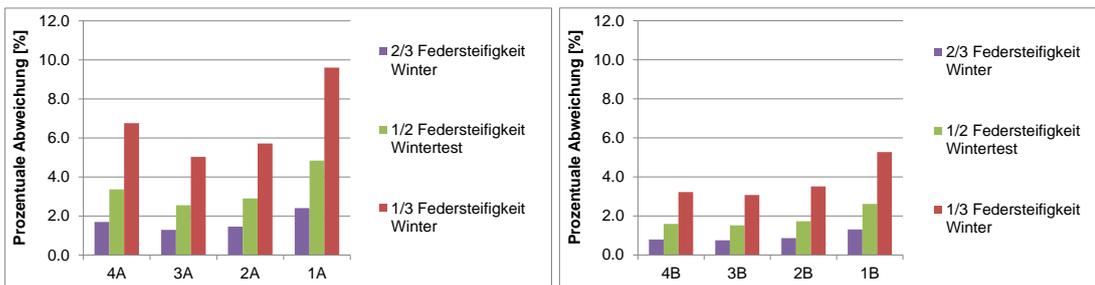


Abbildung 6.10: Federsteifigkeitsabhängige prozentuale Veränderung der vertikalen Verformung in den Brückenfeldern, bezogen auf die Federsteifigkeiten des Wintertests für Messreihe A (links) und Messreihe B (rechts)

In Kapitel 6.2 wird gezeigt, dass der Ansatz der Hälfte der Federsteifigkeit des Wintertests für die Nachrechnung des Sommertests ($T = 45 \text{ °C}$) eine hinreichend genaue Abbildung der Messwerte an den Auflagern ergibt (Abbildung 6.6 und Abbildung 6.7). Dies führt dazu, dass der Einfluss der Federsteifigkeit lediglich bei 3 – 5 % für Messreihe A und bei 2 – 3 % für Messreihe B liegt, bezogen auf die Federsteifigkeit des Wintertests ($T = 10 \text{ °C}$).

Um den temperaturabhängigen Einfluss der Auflager auf das Verformungsverhalten abzuschätzen, erfolgt eine weitere Verformungsberechnung unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Variation der Federsteifigkeiten der Lager. Die Wahl der Temperaturstufen erfolgt analog zu den Temperaturstufen der Klimakammertests in Kapitel 4. Für die Temperaturstufe $T = 10 \text{ °C}$ wird die Federsteifigkeit des Wintertests angesetzt und für eine Temperatur von $T = 45 \text{ °C}$ entsprechend dem Sommertest wird die halbe Federsteifigkeit des Wintertests angesetzt. Die Federsteifigkeiten der zwischen diesen beiden Temperaturen liegenden Temperaturstufen $T = 20 \text{ °C}$, $T = 30 \text{ °C}$ und $T = 40 \text{ °C}$ werden aus den Federsteifigkeiten für $T = 10 \text{ °C}$ und $T = 45 \text{ °C}$ durch lineare Interpolation berechnet. Für die Temperaturstufen

T = -10 °C und T = 0 °C erfolgt die Ermittlung der Federsteifigkeiten durch lineare Extrapolation. Die übrigen Faktoren wie E-Modul des Betons ($E = 46700 \text{ N/mm}^2$) und E-Modul der Asphaltsschicht ($E = 400 \text{ N/mm}^2$) werden in einem ersten Schritt als konstant angenommen, sodass lediglich die Federsteifigkeit der Auflager variiert wird. Dadurch soll der reine Einfluss der Auflagersteifigkeit isoliert betrachtet und gezeigt werden. Die Belastung des Bauwerks erfolgt wie in den vorangehenden Berechnungen durch die LKW-Belastung des Sommertests. Tabelle 6.2 fasst die für die Berechnung angesetzten Materialparameter zusammen.

Tabelle 6.2: Materialparameter für die temperaturabhängige Lagervariationsrechnung

Temperatur	-10	0	10	20	30	40	°C
E-Modul Beton	46700	46700	46700	46700	46700	46700	N/mm ²
E-Modul Asphalt	400	400	400	400	400	400	N/mm ²
Federsteifigkeiten							
	1935000	1720000	1505000	1290000	1075000	860000	kN/m
linkes Widerlager	2661429	2365714	2070000	1774286	1478571	1182857	kN/m
	3387857	3011429	2635000	2258571	1882143	1505714	kN/m
	4114286	3657143	3200000	2742857	2285714	182/8571	kN/m
linker Pfeiler	1935000	1720000	1505000	1290000	1075000	860000	kN/m
	2661429	2365714	2070000	1774286	1478571	1182857	kN/m
	3387857	3011429	2635000	2258571	1882143	1505714	kN/m
	4114286	3657143	3200000	2742857	2285714	182/8571	kN/m
rechter Pfeiler	1422000	1264000	1106000	948000	790000	632000	kN/m
	1949143	1732571	1516000	1299429	1082857	866286	kN/m
	2476286	2201143	1926000	1650857	1375714	1100571	kN/m
	3002143	2668571	2335000	2001429	1667857	1334286	kN/m
rechtes Widerlager	1422000	1264000	1106000	948000	790000	632000	kN/m
	1949143	1732571	1516000	1299429	1082857	866286	kN/m
	2476286	2201143	1926000	1650857	1375714	1100571	kN/m
	3002143	2668571	2335000	2001429	1667857	1334286	kN/m

Die Betrachtung der rechnerischen Durchbiegungen (Abbildung 6.11) zeigt ebenfalls, dass die Verformungen nur geringfügig variieren. Bezogen auf die Temperaturstufe T = 20 °C weichen die Durchbiegungen im mittleren Feld in Reihe A um maximal -1.1 % (für T = -10 °C) nach unten und um maximal 1.7 % (für T = 40 °C) nach oben ab (Abbildung 6.12 links). Für Reihe B betragen die maximalen Abweichungen im mittleren Feld -0.7 % (für T = -10 °C) und 1.4 % (für T = 40 °C), bezogen auf T = 20 °C (Abbildung 6.12 rechts). Eine Berechnung gänzlich ohne Berücksichtigung der Asphaltsschicht führt zu annähernd den gleichen prozentualen Veränderungen, da der Einfluss der Asphaltsschicht aufgrund seines hier gering angesetzten Elastizitätsmoduls ($E = 400 \text{ N/mm}^2$) und seiner geringen Höhe im Verhältnis zur Betonhöhe verschwindend gering ausfällt.

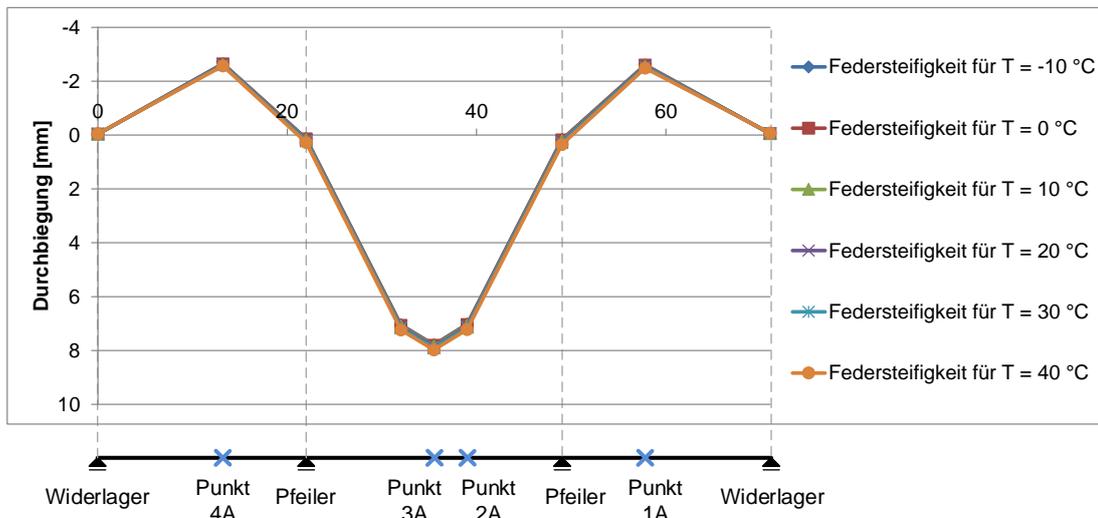


Abbildung 6.11: Durchbiegungen unter Berücksichtigung verschiedener temperaturabhängiger Federsteifigkeiten der Auflager für die Messpunkte in Reihe A

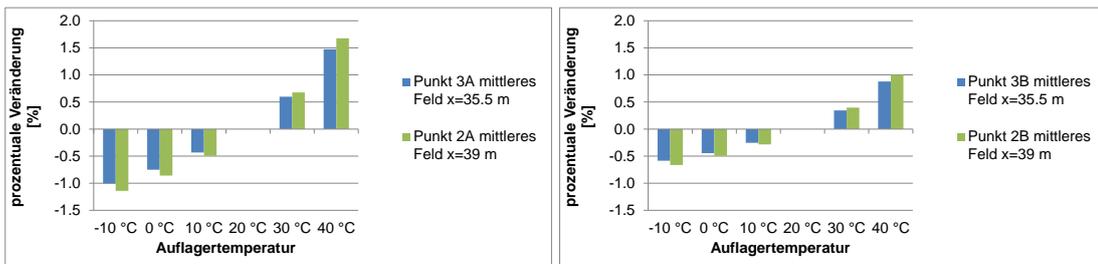


Abbildung 6.12: Federsteifigkeitsabhängige prozentuale Veränderung der vertikalen Verformung im mittleren Brückenfeld, bezogen auf die linear interpolierten Federsteifigkeiten der Temperaturstufe $T = 20\text{ °C}$ für Messreihe A (links) und Messreihe B (rechts)

6.4 Variation der Asphalttemperatur bzw. des Elastizitätsmoduls von Asphalt

Um den klimaabhängigen Einfluss der Asphaltsschicht auf das Verformungsverhalten von Brücken zu ergründen, werden nachfolgend Berechnungen unter Berücksichtigung der E-Modulvariation der Asphaltsschicht durchgeführt. Für die Berechnungen werden die gleichen Temperaturstufen wie für die Klimakammertests gewählt (siehe Kapitel 4).

In einer ersten Berechnung werden nur die zu den entsprechenden Klimastufen korrespondierenden E-Module der Asphaltsschicht gemäß [GUT-02] variiert. Die Federsteifigkeiten der Auflager werden für alle Temperaturstufen als konstant mit den Federsteifigkeiten des Wintertests angesetzt. Tabelle 6.3 zeigt die in die Berechnung eingegangenen Materialparameter. Die Belastung wird für die einzelnen Rechenläufe nicht variiert. Es wird die LKW-Belastung aus dem Sommertest (26.07.2012) angesetzt.

Tabelle 6.3: Materialparameter für die Berechnung des temperaturabhängigen Steifigkeitseinflusses der Asphaltsschicht

Temperatur	-10	0	10	20	30	40	°C
E-Modul Beton	46700	46700	46700	46700	46700	46700	N/mm ²
E-Modul Asphalt	25000	18000	10500	4500	1300	400	N/mm ²
Federsteifigkeiten							
	1505000	1505000	1505000	1505000	1505000	1505000	kN/m
linkes Widerlager	2070000	2070000	2070000	2070000	2070000	2070000	kN/m
	2635000	2635000	2635000	2635000	2635000	2635000	kN/m
	3200000	3200000	3200000	3200000	3200000	3200000	kN/m
linker Pfeiler	1505000	1505000	1505000	1505000	1505000	1505000	kN/m
	2070000	2070000	2070000	2070000	2070000	2070000	kN/m
	2635000	2635000	2635000	2635000	2635000	2635000	kN/m
	3200000	3200000	3200000	3200000	3200000	3200000	kN/m
rechter Pfeiler	1106000	1106000	1106000	1106000	1106000	1106000	kN/m
	1516000	1516000	1516000	1516000	1516000	1516000	kN/m
	1926000	1926000	1926000	1926000	1926000	1926000	kN/m
	2335000	2335000	2335000	2335000	2335000	2335000	kN/m
rechtes Widerlager	1106000	1106000	1106000	1106000	1106000	1106000	kN/m
	1516000	1516000	1516000	1516000	1516000	1516000	kN/m
	1926000	1926000	1926000	1926000	1926000	1926000	kN/m
	2335000	2335000	2335000	2335000	2335000	2335000	kN/m

Eine Analyse der berechneten Durchbiegungen der einzelnen Temperaturstufen zeigt, dass insbesondere im mittleren Feld deutliche Unterschiede zwischen den einzelnen Temperaturstufen zu erkennen sind (siehe Abbildung 6.13). Die Durchbiegungen in der Mitte der Brücke variieren zwischen 6.9 mm (-10 °C) und 7.8 mm (40 °C). Bezogen auf eine Referenztemperatur von 20 °C (7.7 mm) entspricht dies einer Reduktion von 9.4 % (Verformungsdifferenz = 0.8 mm) bzw. einem Anstieg der Durchbiegung von 2.2 % (Verformungsdifferenz = 0.1 mm) (siehe Abbildung 6.14). Eine annähernd gleiche Variation der Durchbiegung ist für den Punkt 2A bzw. 2B (Messpunkt im mittleren Feld bei x = 39 m) festzustellen. Die vertikalen Verformungen in den Randfeldern variieren um einen unwesentlich höheren Prozentsatz.

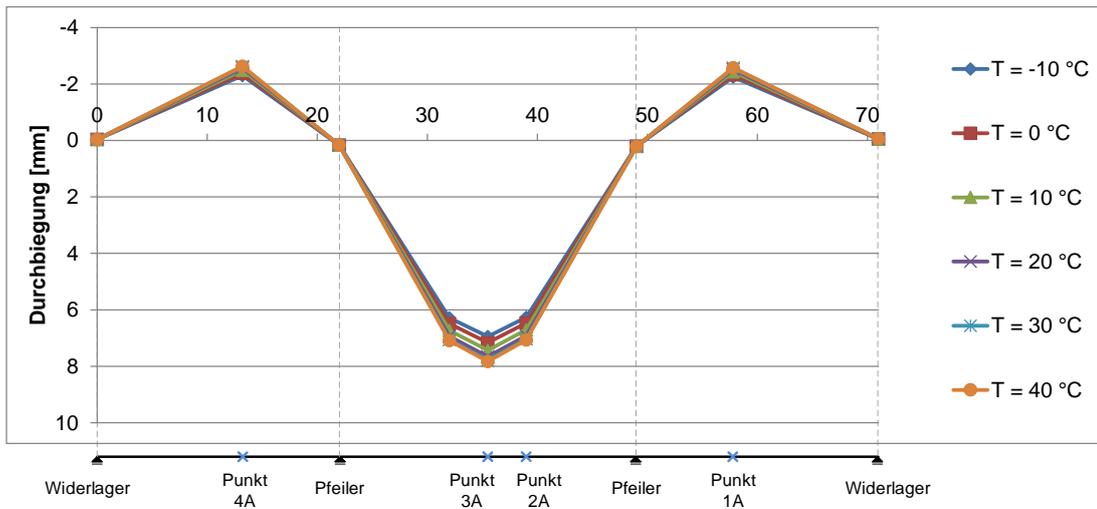


Abbildung 6.13: Durchbiegungen infolge der temperaturabhängigen Steifigkeitsvariation der Asphalt-schicht

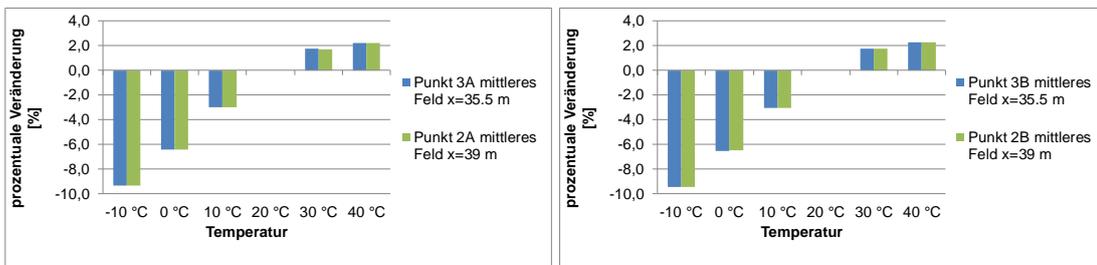


Abbildung 6.14: Prozentuale Veränderung der Durchbiegung im mittleren Feld, bezogen auf die Tem-peraturstufe $T = 20 \text{ °C}$, resultierend aus der Variation der Asphaltsteifigkeit für Messreihe A (links) und Messreihe B (rechts)

Führt man die gleiche Berechnung noch einmal unter Berücksichtigung der Variation der Auf-lagersteifigkeit durch, so erhält man für die hier betrachteten Temperaturstufen die insgesamt am Bauwerk unter realen Bedingungen messbaren Verformungen. Tabelle 6.4 gibt die für die Berechnung angesetzten Materialparameter an. Als Belastung ist für alle Temperaturstufen die LKW-Belastung des Sommertests angesetzt worden.

Betrachtet man die Durchbiegungen (Abbildung 6.15), stellt man eindeutige Unterschiede zwis-chen den Verformungen der einzelnen Temperaturstufen fest. Wie Abbildung 6.11 zeigt, führt die Variation der Federsteifigkeit der Auflager nicht zu derart eindeutigen Unterschieden im Verformungsverlauf, sondern lediglich zu geringfügigen Unterschieden. Daher sind die hier dargestellten Unterschiede unter Berücksichtigung von Abbildung 6.13 auf die Variation der Asphaltsteifigkeit zurückzuführen. Prozentual betrachtet ergeben sich jedoch für die Berück-sichtigung der Variation von Asphaltsteifigkeit und Auflagersteifigkeit geringfügig höhere Ver-formungsunterschiede als bei der alleinigen Variation der Asphalt-schicht. Wie Abbildung 6.16 zeigt, reduziert sich für eine Temperatur von $T = -10 \text{ °C}$ die Verformung um 10.3 % und erhöht sich für eine Temperatur von $T = 40 \text{ °C}$ um 3.7 %, bezogen auf eine Referenztemperatur von $T = 20 \text{ °C}$. Die im Vergleich zu Abbildung 6.14 höheren prozentualen Veränderungen der Ver-formungen entsprechen dem Einfluss der veränderten Federsteifigkeiten der Auflager (Abbil-dung 6.12, Kapitel 6.3).

KAPITEL 6: EINFLUSS DER ASPHALTSCHICHT AUF DIE BEURTEILUNG VON BRÜCKEN

Tabelle 6.4: Materialparameter für die Temperaturvariationsrechnung

Temperatur	-10	0	10	20	30	40	°C
E-Modul Beton	46700	46700	46700	46700	46700	46700	N/mm ²
E-Modul Asphalt	25000	18000	10500	4500	1300	400	N/mm ²
Federsteifigkeiten							
	1935000	1720000	1505000	1290000	1075000	860000	kN/m
linkes Widerlager	2661429	2365714	2070000	1774286	1478571	1182857	kN/m
	3387857	3011429	2635000	2258571	1882143	1505714	kN/m
	4114286	3657143	3200000	2742857	2285714	182/8571	kN/m
linker Pfeiler	1935000	1720000	1505000	1290000	1075000	860000	kN/m
	2661429	2365714	2070000	1774286	1478571	1182857	kN/m
	3387857	3011429	2635000	2258571	1882143	1505714	kN/m
	4114286	3657143	3200000	2742857	2285714	182/8571	kN/m
rechter Pfeiler	1422000	1264000	1106000	948000	790000	632000	kN/m
	1949143	1732571	1516000	1299429	1082857	866286	kN/m
	2476286	2201143	1926000	1650857	1375714	1100571	kN/m
	3002143	2668571	2335000	2001429	1667857	1334286	kN/m
rechtes Widerlager	1422000	1264000	1106000	948000	790000	632000	kN/m
	1949143	1732571	1516000	1299429	1082857	866286	kN/m
	2476286	2201143	1926000	1650857	1375714	1100571	kN/m
	3002143	2668571	2335000	2001429	1667857	1334286	kN/m

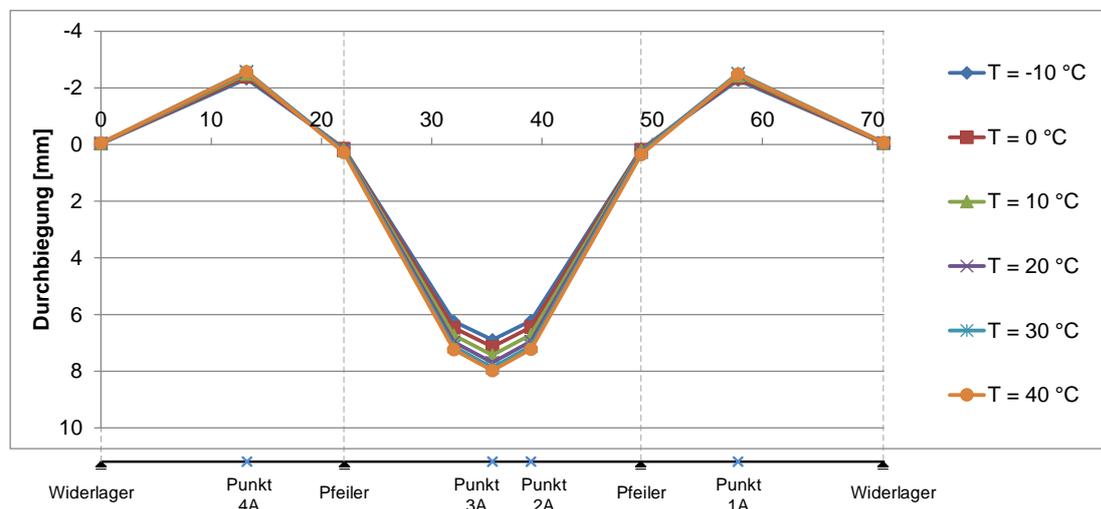


Abbildung 6.15: Durchbiegungen in Abhängigkeit der Temperatur infolge Variation der Asphaltsteifigkeit und der Federsteifigkeiten an den Auflagern

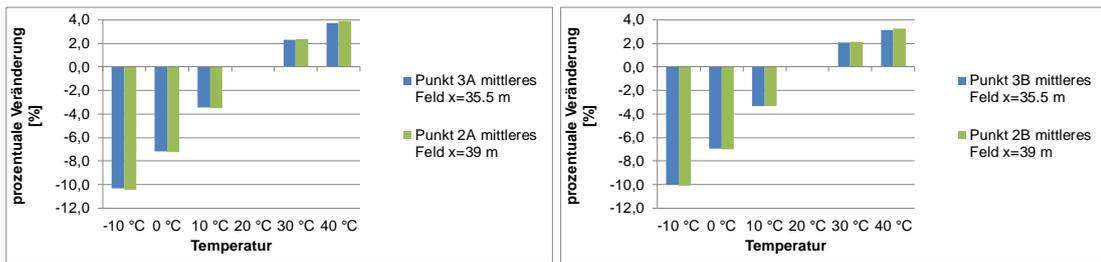


Abbildung 6.16: Prozentuale Veränderung der Durchbiegung im mittleren Feld, bezogen auf die Temperatur $T = 20\text{ °C}$, resultierend aus der Variation der Asphaltsteifigkeit und Variation der Auflagersteifigkeit für Messreihe A (links) und Messreihe B (rechts)

6.5 Zusammenfassung

Die numerischen Untersuchungen an der Brücke in Moestroff zeigen den Einfluss der Asphalt-schicht auf das Verformungsverhalten von Brücken. Bezogen auf eine Referenztemperatur von 20 °C liegt dieser Einfluss zwischen -9% für eine Temperatur von -10 °C und $+2\%$ für eine Temperatur von 40 °C . Neben dem Einfluss aus der Asphalt-schicht wird die Verformung auch noch von der temperaturabhängigen Steifigkeitsveränderung der Auflager beeinflusst, jedoch fällt der Einfluss aus der Auflagersteifigkeit deutlich geringer aus als der Einfluss der variierenden Asphaltsteifigkeit.

Der Effekt der Asphalt-schicht ist demnach in Abhängigkeit der Messgenauigkeit des verwendeten Messsystems erkennbar. Für eine genaue Beurteilung des Bauwerkszustands durch den Vergleich zwischen zwei zu unterschiedlichen Zeitpunkten aufgezeichneten Istzuständen muss daher der Steifigkeitseffekt der Asphalt-schicht und der Effekt der Auflager berücksichtigt werden.

Kapitel 7

7 ZUSTANDBEWERTUNG VON BAUWERKEN

7.1 Einleitung

Die Zustandsbewertung von Bauwerken erfolgt heutzutage immer noch vorzugsweise über regelmäßige visuelle Inspektionen (z. B. in Deutschland geregelt in der DIN 1076 [DIN 1076]). Werden bei diesen Inspektionen schadhafte Stellen am Objekt registriert, erfolgt zumeist eine objektbezogene Schadensanalyse, bei welcher der Schaden genauer untersucht wird. Dabei kommen allerdings zumeist nur lokal eingesetzte Techniken zum Einsatz, die den Schaden genauer verifizieren und dessen Ursache eruieren sollen. Zu diesen Techniken gehören beispielsweise die Rissdetektion mit Ultraschall oder auch Magnetfeld- und Potentialstrommessungen zur Detektion von Bewehrungskorrosion. Diese Methoden werden in der Regel nur lokal nach einer vorangegangenen visuellen Untersuchung eingesetzt, da der flächenhafte Einsatz an Brückenbauwerken zu aufwendig und vor allem sehr zeitintensiv ist.

Ergänzend zu den visuellen Inspektionen werden Bauwerke, die gefährdet sind bzw. sich in einem schlechten Zustand befinden, kontinuierlich durch Messsysteme überwacht. Diese sogenannten Monitoringsysteme basieren auf den Messungen zumeist statischer, aber auch dynamischer Parameter. Durch registrierte Veränderungen dieser Parameter wird auf Zustandsveränderungen des Bauwerks geschlossen.

7.2 Zustandsbewertung nach DIN 1076

Die DIN 1076 [DIN 1076] regelt in Deutschland die Überwachung von Ingenieurbauwerken hinsichtlich ihrer Stand- und Verkehrssicherheit sowie Dauerhaftigkeit. Ziel dieses Regelwerkes ist, durch die Vorgabe von regelmäßigen Prüfungen im Bauwerk aufgetretene Mängel und Schäden rechtzeitig zu erkennen, bevor größere Schäden auftreten.

Das Regelwerk unterscheidet dabei in Bauwerksprüfung und Bauwerksüberwachung. Es werden der zeitliche Abstand und der Aufwand der Bauwerksprüfung bzw. -überwachung beschrieben. Die Bauwerksprüfungen werden unterteilt in:

- Hauptprüfungen,
- einfache Prüfungen,
- Prüfungen aus besonderem Anlass,
- Prüfungen nach besonderen Vorschriften.

Die **Hauptprüfungen** stellen in der Regel die umfangreichste Prüfung dar. Bei ihr sind alle (auch schwer zugängliche) Bauwerksteile „handnah“ zu prüfen. Besondere Sorgfalt ist geboten, um auch versteckte Mängel an Bauwerksteilen zu erkennen. Im Einzelnen sind

- die Tragfähigkeit (durch Zustandsüberprüfungen),
- die Beschilderung,
- Gründungen,
- massive Bauteile (*auf Risse, Ausbauchungen, Durchfeuchtungen Ausblühungen, Rostverfärbungen, Hohlstellen, Abplatzungen und andere Oberflächenveränderungen*),
- Stahl- und Metallkonstruktionen,
- Holzkonstruktionen,
- Lager-, Übergangskonstruktionen und Gelenke,
- Abdichtungen, Fahrbahnen und Entwässerung,
- Wand- und Deckenverkleidungen,
- Schutzvorrichtungen,
- Korrosionsschutz,
- Versorgungsleitungen und
- vermessungstechnische Kontrollen

zu überprüfen. Die erste Hauptprüfung erfolgt vor der Abnahme der Bauleistung, die zweite vor Ablauf der Verjährungsfrist für die Gewährleistung und die darauf folgenden werden spätestens alle sechs Jahre durchgeführt.

Die **einfache Prüfung** stellt eine intensive, erweiterte Sichtprüfung dar. Bei dieser darf, sofern vertretbar, auf die Verwendung von Besichtigungsgeräten verzichtet werden. Geprüft werden die allgemeinen Bauwerksteile sowie Funktionsteile wie Lager, Gelenke und Übergangskonstruktionen. Die Ergebnisse der zurückliegenden Hauptprüfung sind zu berücksichtigen und etwaige vermerkte Mängel oder Schäden zu prüfen. Die einfache Prüfung erfolgt immer drei Jahre nach einer Hauptprüfung.

Die **Prüfung aus besonderem Anlass** erfolgt nur in Sonderfällen, wenn Ereignisse, die den Zustand des Bauwerks beeinflussen können, aufgetreten sind, bzw. wenn die Ergebnisse der Bauwerksüberwachung eine solche Prüfung erforderlich machen. Der Anlass, der diese Prüfung erforderlich macht, regelt den Umfang der Prüfung.

Die **Prüfung nach besonderen Vorschriften** bezieht sich in der Regel auf maschinelle und elektrische Anlagen, die nach gesonderten Prüfvorschriften durchzuführen sind. Es ist sicherzustellen, dass die in diesen Vorschriften beschriebenen Prüf- und Wartungsintervalle eingehalten werden.

In dieser Norm ebenfalls enthalten ist die Aufforderung, dass, wenn Bauarbeiten die Gelegenheit zur Prüfung an sonst unzugänglichen Stellen bieten, diese Gelegenheit wahrzunehmen ist.

Die Bauwerksüberwachung ist unterteilt in:

- Besichtigung und
- laufende Beobachtung.

Die **Besichtigung** wird einmal jährlich ohne größere Hilfsmittel wie Besichtigungsfahrzeuge oder Rüstung durchgeführt. Dabei wird das Bauwerk auf außergewöhnliche Veränderungen und erhebliche Mängel oder Schäden hin besichtigt.

Die **laufende Beobachtung** erfolgt in der Regel zweimal jährlich. Bei dieser ist das Bauwerk ohne besondere Hilfsmittel auf offensichtliche Mängel und Schäden hin zu beobachten. Es sollen nur Mängel oder Schäden protokolliert werden, die die Verkehrs- oder die Standsicherheit gefährden.

7.3 Zustandsbewertung durch Untersuchung statischer Parameter (statische Untersuchungsmethoden)

7.3.1 Einleitung

Die Zustandsbewertung von Bauwerken mittels statischer Parameter basiert auf der Messung von Verformungsgrößen (Durchbiegungen, Dehnungen und Neigungen). Aus diesen Verformungsgrößen kann dann auf die im System vorliegenden Spannungen rückgerechnet werden, sofern auch der Belastungszustand bekannt ist. Die Anregung und Erfassung dieser Verformungsgrößen kann durch kontinuierliche Messung mit Monitoringsystemen (Anregung durch Verkehrsbelastung) oder durch In-Situ Belastungstests erfolgen.

7.3.2 Grundlagen

Die Beurteilung des Bauwerks anhand von Verformungsgrößen basiert auf den Grundlagen der technischen Mechanik (z.B. nach [TAH-03], [ALT-94], [BEC-75] und [GRO-12]). Diese besagt, dass unter Einhaltung von Gleichgewicht, Geometrie und Hooke'schem Gesetz (unter Berücksichtigung von Rand- und Verträglichkeitsbedingungen) der Verformungszustand eines Körpers bestimmt werden kann.

Betrachtet man für ein differenzielles Element eines biegebeanspruchten Balkens die Verformungen (Abbildung 7.1), so ergibt sich folgender Zusammenhang zwischen den Verzerrungen (ϵ und γ) und den Verschiebungen (u , v und w):

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} & \gamma_{yz} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \\
 \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} & \gamma_{xz} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \\
 \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} & \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}
 \end{aligned}
 \tag{7.1}$$

Durch die Elastizitätsgesetze (Gleichung (7.2)) besteht ein Zusammenhang zwischen den Dehnungen und den Normalspannungen bzw. zwischen den Winkeländerungen und den Schubspannungen.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \qquad \tau = G \cdot \gamma \tag{7.2}$$

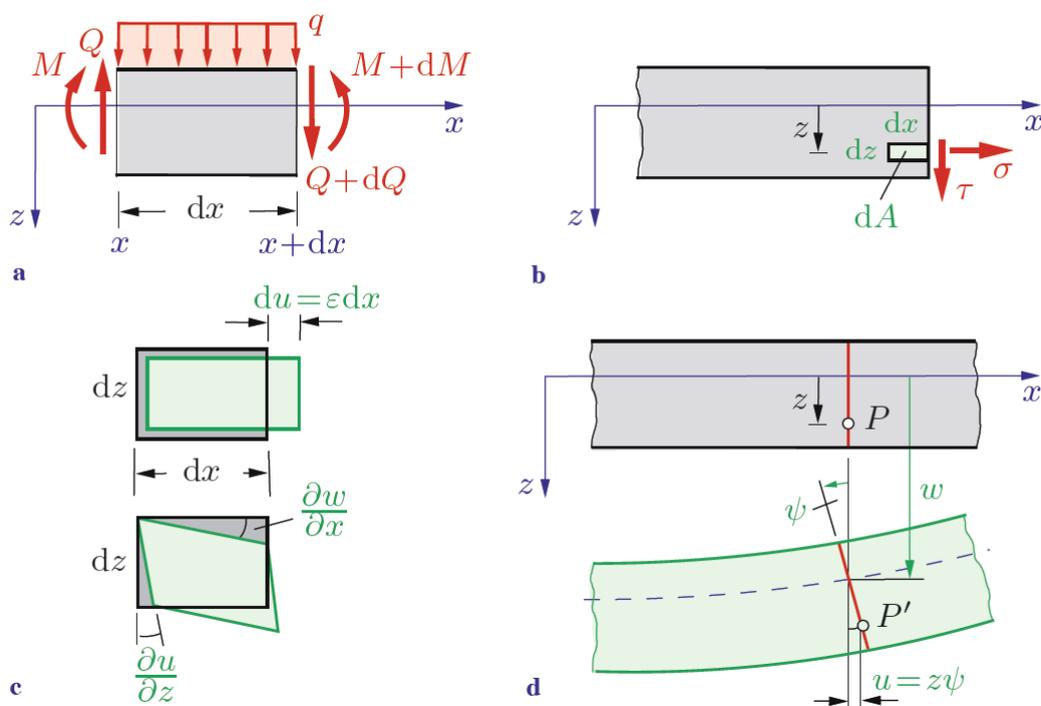


Abbildung 7.1: Zusammenhang von Durchbiegung am Balkenelement und Verzerrung am differentiellen Element [GRO-12]

Allein aus diesen Zusammenhängen lassen sich die Spannungen und die Verzerrungen nicht eindeutig ermitteln. Es werden daher in der technischen Mechanik noch folgende Annahmen getroffen, die eine eindeutige Ermittlung der Spannungen und Verzerrungen ermöglichen:

- Die Verschiebung w ist unabhängig von der Querschnittshöhe z . Dies bedeutet, dass alle Punkte eines Querschnitts die gleiche Verschiebung w erfahren und sich die Balkenhöhe nicht ändert. ($\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} = 0$)

- Das Gesetz von Bernoulli vom Ebenbleiben der Querschnitte. Dies bedeutet, dass ebene Querschnitte auch nach der Deformation noch eben sind. Querschnitte erfahren demnach neben ihrer Absenkung w auch eine reine Drehung um den Winkel $\psi = \psi(x)$. Somit ergibt sich für einen Punkt P im Abstand z von der Balkenachse die Verschiebung $u(x,z) = \psi(x) \cdot z$

Unter Berücksichtigung dieser Annahmen ergeben sich für die Berechnung der Normal- und der Schubspannungen folgende Formeln:

$$\sigma = E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} = E \cdot \psi' \cdot z \quad (7.3)$$

$$\tau = G \cdot \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) = G \cdot (w' + \psi) \quad (7.4)$$

w' ist die Neigung der deformierten Balkenachse. Legt man das Koordinatensystem so, dass die y -Achse im Schwerpunkt des Querschnitts liegt, lassen sich folgende Gleichungen aufstellen:

$$M = EI \cdot w'' \quad \text{und} \quad w' = -\psi \quad (7.5)$$

Nach dieser Gleichung ist die Änderung $d\psi$ des Drehwinkels über die Länge dx proportional zum wirkenden Moment. Abbildung 7.2 zeigt die Verformung eines differentiellen Balkenelements unter der Wirkung eines Moments M . Diese Gleichung (7.5) wird auch als Elastizitätsgesetz für das Biegemoment bezeichnet. EI wird als Biegesteifigkeit bezeichnet.

Abbildung 7.2 zeigt außerdem den Verzerrungszustand des Elements unter Querkraftbeanspruchung.

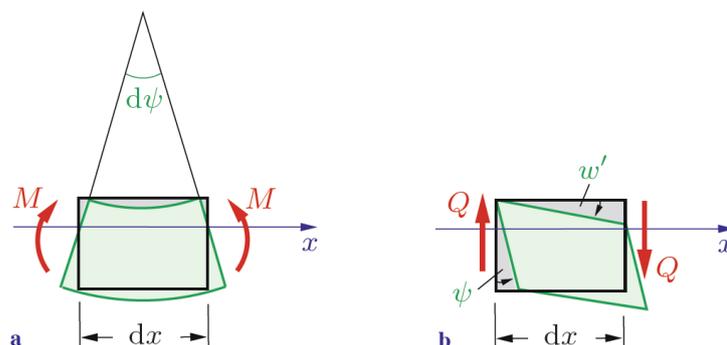


Abbildung 7.2: Verformung eines Balkenelements unter einem einwirkenden Moment M [GRO-12]

7.3.3 Schadensidentifikation und –lokalisierung anhand von Neigungsänderungen und verändertem Verlauf der Biegelinie

In Kapitel 7.3.2 ist der Zusammenhang der Biegelinie und der Neigung für ein differenzielles Element dargestellt. Für einen homogenen Balken folgt daraus ein stetiger Verlauf der Biegelinie und auch des Neigungswinkels. Dies erfordert jedoch, dass die Biegesteifigkeit EI des Systems konstant ist. Tritt an einem Bauwerk eine lokale Schädigung auf (z.B. durch einen Riss im Beton), ist die Biegesteifigkeit des Gesamtsystems nicht mehr konstant. Durch den Riss verändert sich in einem lokalen Bereich die Biegesteifigkeit EI . Dies führt wiederum zu einem veränderten Verlauf der Biegelinie und des Neigungswinkels, aber auch zu einem veränderten Verlauf der Krümmung. Es kommt demnach zu einer zusätzlichen Verdrehung des Systems an der Schadensstelle. Abbildung 7.3 zeigt den Verlauf der Biegelinie, den Verlauf des Neigungswinkels und den Krümmungsverlauf für einen 6 m langen Einfeldträger, welcher durch eine Einzellast in Feldmitte belastet ist. Dargestellt sind die Verläufe im ungeschädigten Zustand (blaue Linie) und im geschädigten Zustand (rote Linie). Die Schädigung wird erzeugt, indem auf einer Länge von 40 cm die Biegesteifigkeit auf 50 % reduziert wird. Die Berechnungen erfolgen für ein System, bestehend aus 10 cm breiten Schalenelementen mit einer Höhe von 10 cm. Der Querschnitt des Systems beträgt demnach 10 x 10 cm. Der linke Teil der Abbildung zeigt die Verläufe für eine Schädigung in Feldmitte, der rechte Teil die Verläufe für eine Schädigung im Viertelpunkt.

Die zusätzliche Verdrehung an der Schadensstelle ist deutlich in den Verläufen des Neigungswinkels und der Krümmung zu erkennen. Dieser Zusammenhang gilt ebenfalls für ein System unter Gleichstreckenlast, wie z.B. einem Einfeldträger unter Eigengewicht.

Durch den differentiellen Zusammenhang zwischen dem Verlauf des Neigungswinkels und der Biegelinie (der Verlauf des Neigungswinkels ist die erste Ableitung der Differentialgleichung der Biegelinie) resultiert aus einer Veränderung des Neigungswinkels auch eine Veränderung der Biegelinie. Abbildung 7.3 zeigt, dass es durch die Schädigung zu einem Anstieg im Verlauf der Biegelinie kommt. Deutlich ist dies erkennbar, wenn der Ort der Schädigung und der Ort des maximalen Biegemomentes zusammenfallen (linke Seite der Abbildung 7.3). Fallen Ort der Schädigung und des maximalen Momentes nicht zusammen, so ist der Effekt weniger stark ausgeprägt (siehe rechte Seite der Abbildung). Stattdessen kommt es vielmehr zu einer Verschiebung der Stelle der maximalen Durchbiegung in Richtung des Ortes der Schädigung (Abbildung 7.4). Die maximale Durchbiegung entsteht jedoch nicht an der gleichen Stelle wie die Schädigung, sodass die Biegelinie für die Lokalisierung der Schädigung nicht herangezogen werden kann. Dafür ist die Betrachtung des Neigungswinkels erforderlich.

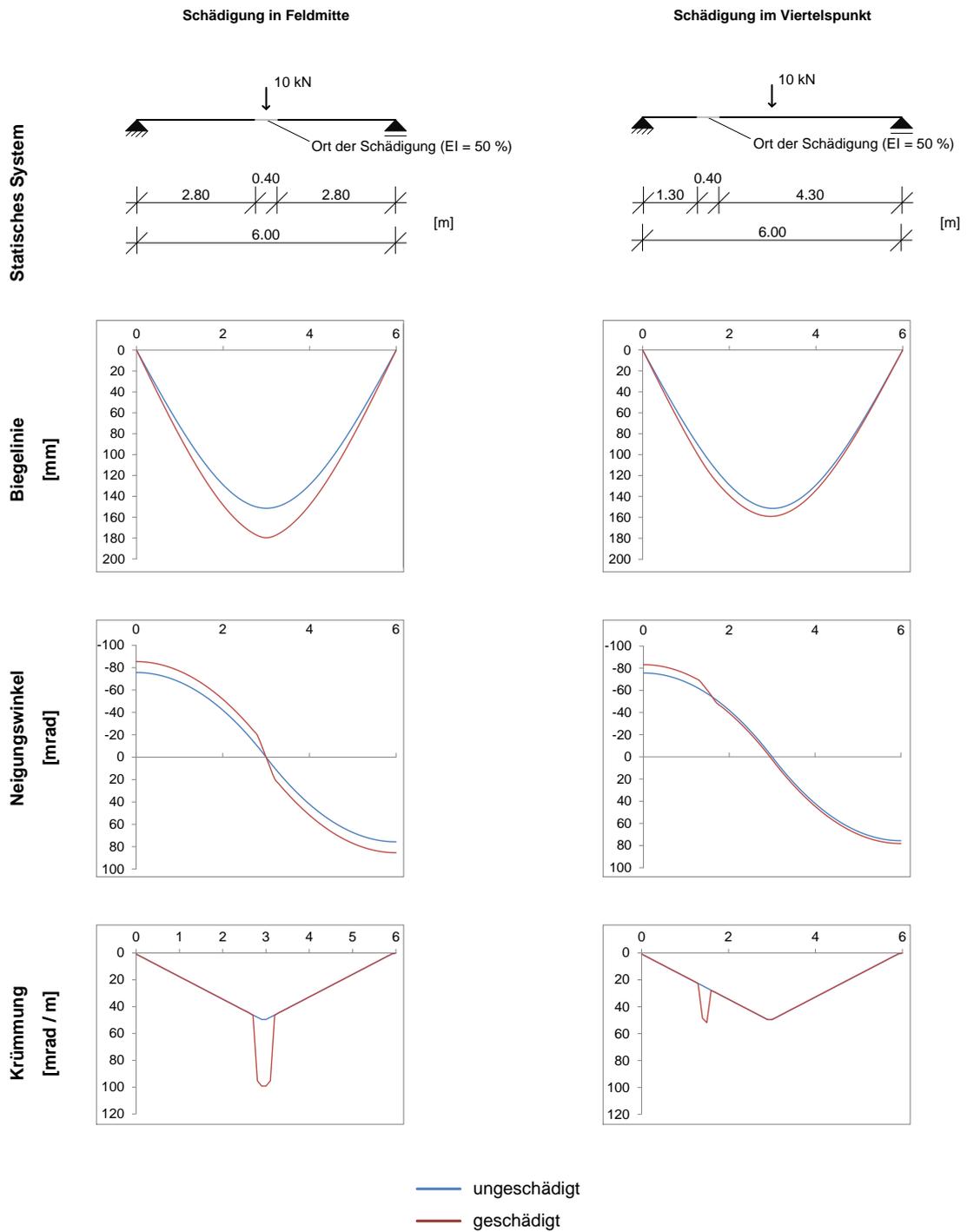


Abbildung 7.3: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für einen 6 m langen Einfeldträger mit Schädigung in Feldmitte (links) und Schädigung im Viertelpunkt (rechts)

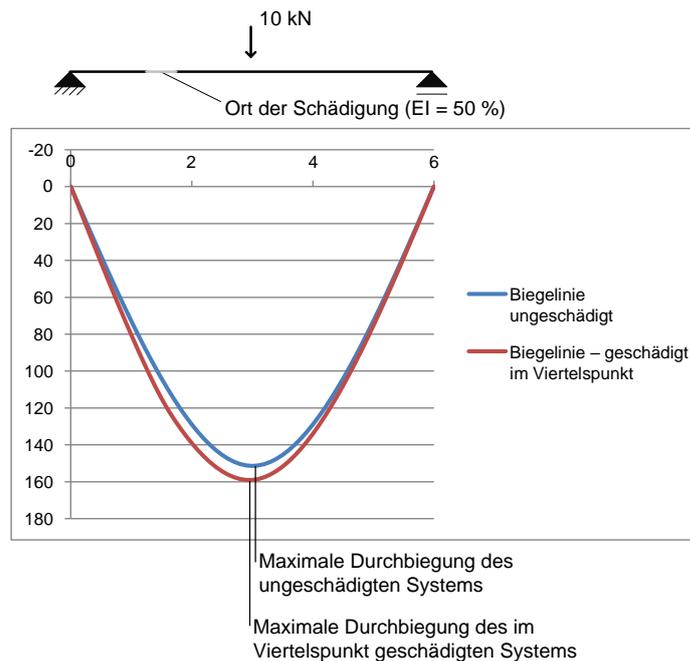


Abbildung 7.4: Verschiebung des Punktes der maximalen Durchbiegung (in mm) in Richtung des Ortes der Schädigung, am Beispiel des im Viertelpunkt geschädigten Einfeldträgers

Eine weitere Möglichkeit der Lokalisierung des Schadens bietet die Betrachtung des Krümmungsverlaufs (Abbildung 7.3 unten). Resultierend aus dem differentiellen Zusammenhang zwischen Krümmungsverlauf und Verlauf des Neigungswinkels (der Krümmungsverlauf ist die Ableitung des Verlaufs des Neigungswinkels) führt eine Veränderung des Neigungswinkels auch zu einer Veränderung des Krümmungsverlaufs.

Die vorangehend beschriebenen Methoden (visuelle Untersuchung und Beurteilung mittels Verformungsmessung) stellen die heute gebräuchlichsten Methoden der Zustandsbewertung dar. Doch sind auch diese nicht immer ganz eindeutig. Zwar haben die Betrachtungen am Einfeldträger gezeigt, dass es durch die Schädigung zu einem Anstieg der Durchbiegungen und zu einer Verschiebung des Maximalwertes in Richtung des Schadens kommt, doch sind die Verformungsänderungen meist derart klein, dass ein Schaden daraus oftmals nur schwer zu erkennen ist. Auch der Verlauf des Neigungswinkels verändert sich durch die zusätzliche Verdrehung im Bereich der Schädigung teilweise nur geringfügig. Diese Effekte sind in Abhängigkeit des statischen Systems mehr oder weniger stark ausgeprägt. Insbesondere die Erkennung von Schäden an den Einspannstellen von Kragarmen ist nicht immer eindeutig möglich. Zur genaueren Erläuterung werden daher im Folgenden numerische Berechnungen für verschiedene statische Systeme und für verschiedene Schadensorte durchgeführt. Es werden die Verläufe der Biegelinie, des Neigungswinkels und der Krümmung für den geschädigten Zustand mit den Verläufen des ungeschädigten Zustands dargestellt und miteinander verglichen. Die Berechnungen eines Einfeldträgers mit Schädigung in Feldmitte und mit Schädigung im Viertelpunkt sind bereits in Abbildung 7.3 dargestellt. Daher werden nachfolgend die Berechnungen für einen 6 m langen Zweifeldträger (Abbildung 7.5) und für einen 6 m langen Einfeldträger, der beidseitig auskragt (Abbildung 7.6), dargestellt. Wie für den Einfeldträger in Abbildung 7.3 wird auch für diese beiden Systeme ein Querschnitt von 10 x 10 cm angesetzt. Für die anschließende Entwicklung der Flächendifferenzmethode werden die drei

Systeme (Einfeldträger, Zweifeldträger und Einfeldträger mit Kragarmen) in Längsrichtung in 60 Abschnitte à 10 cm unterteilt.

Es soll zunächst der Zweifeldträger betrachtet werden, welcher durch zwei Einzellasten belastet ist. Schädigt man diesen in der Mitte des linken Feldes (Abbildung 7.5, links), so folgt daraus ein Anstieg der Durchbiegung im linken Feld und eine leichte Reduktion im rechten Feld. Der Maximalwert der Durchbiegung im linken Feld orientiert sich in Richtung des Ortes der Schädigung. Eindeutiger erkennbar ist der Ort der Schädigung durch die Betrachtung des Verlaufs des Neigungswinkels. Dieser signalisiert eindeutig den Ort der Schädigung. Auch eine Schädigung über dem Mittelaufleger (Abbildung 7.5, rechts) führt ebenfalls zu einem Anstieg der Durchbiegung in den Feldern. Der Ort der Schädigung kann mittels der Biegelinie nicht lokalisiert werden, da sich das Maximum der Durchbiegung lediglich in die Richtung des Ortes der Schädigung verschiebt, nicht aber dort sein Maximum hat. Die Schadenslokalisierung kann auch hier über den Verlauf des Neigungswinkels sowie über den Krümmungsverlauf erfolgen.

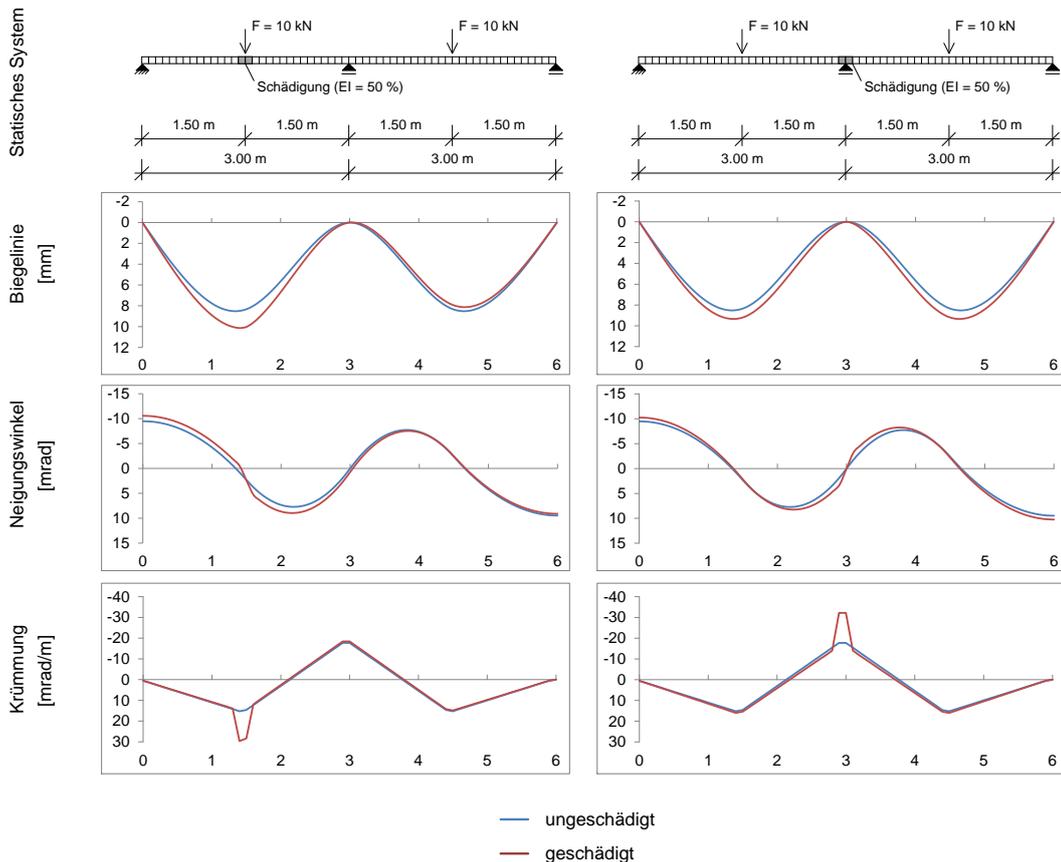


Abbildung 7.5: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zweifeldträger - links: Schädigung in der Mitte des linken Feldes, rechts: Schädigung über dem Mittelaufleger

Etwas anders gestaltet sich dies beim Einfeldträger mit Kragarmen, welcher durch eine Einzellast in der Mitte belastet wird. Für diesen kann nicht pauschal davon ausgegangen werden, dass anhand der Biegelinie, des Neigungswinkels oder der Krümmung der Schaden erkannt und lokalisiert werden kann. Für eine Schädigung im Feld ist das Verhalten von Biegelinie,

Neigungswinkel und Krümmung noch ähnlich dem des Einfeldträgers (Abbildung 7.6, links). Es kommt zu einem Anstieg der Durchbiegung mit Orientierung des Maximums in Richtung der Schädigung und zu einer zusätzlichen Verdrehung an der Stelle der Schädigung. Der Krümmungsverlauf zeigt einen Anstieg im Bereich der Schädigung.

Tritt die Schädigung jedoch am Auflager auf (Abbildung 7.6, rechts), so kommt es dort lediglich zu einer sehr geringen Veränderung des Verlaufs der Biegelinie, des Neigungswinkels und der Krümmung. Für die Biegelinie und den Verlauf des Neigungswinkels ist der Unterschied zwischen dem ungeschädigten und dem geschädigten Zustand unter 0.5 %. In der graphischen Darstellung (Abbildung 7.6, rechts) fallen daher die Verläufe von Biegelinie und Neigungswinkel im ungeschädigten und geschädigten Zustand übereinander, sodass eine Veränderung der Verläufe nicht zu erkennen ist. Trotz der in diesem Beispiel angesetzten Steifigkeitsreduzierung von 50 % im Auflagerbereich zeigt lediglich der Krümmungsverlauf eine geringe Differenz zwischen dem ungeschädigten und dem geschädigten Zustand (Abbildung 7.6, Diagramm unten rechts).

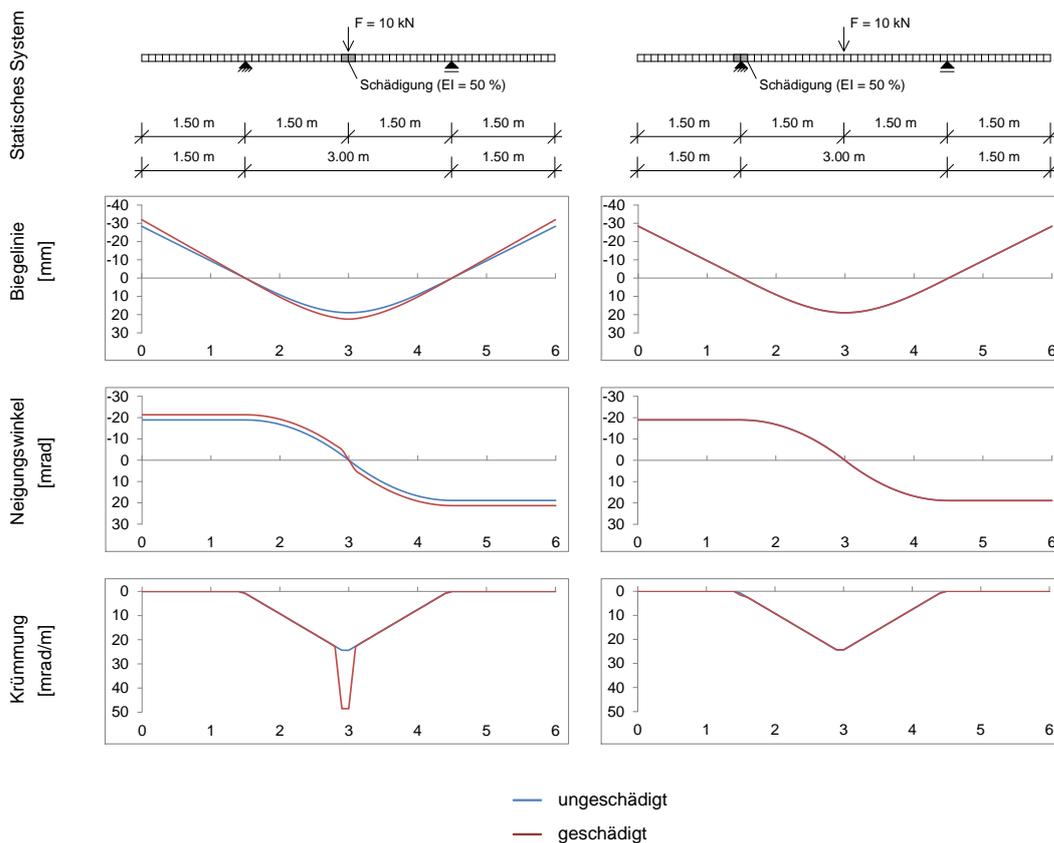


Abbildung 7.6: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Einfeldträger mit Kragarmen - links: Schädigung in der Mitte des Feldes, rechts: Schädigung über dem linken Auflager

Um solche und andere Schäden besser visualisieren und detektieren zu können, ist die nachfolgend beschriebene Flächendifferenzmethode (FDM) entwickelt worden. Insbesondere die Erkennung kleinerer Schäden (Steifigkeitsverlust $< 50\%$) soll durch die Flächendifferenzmethode verbessert werden.

7.4 Tragwerksbeurteilung mittels Flächendifferenzmethode (FDM)

7.4.1 Entwicklung der Flächendifferenzmethode FDM

Die Flächendifferenzmethode (FDM) basiert, wie auch das verformungsbasierte Monitoring, auf dem Vergleich von gemessenen Verformungsgrößen. Sie vergleicht dabei aber nicht direkt den gemessenen Verformungswert (geschädigter Zustand) mit einem Referenzwert (ungeschädigter Zustand), sondern betrachtet die Flächen, welche durch den Verlauf der Verformungsgrößen im geschädigten und im ungeschädigten Zustand eingeschlossen werden.

Am Beispiel eines in 15 Abschnitte aufgeteilten Einfeldträgers mit Schädigung in der Mitte soll dieses Vorgehen erläutert werden: Wie vorangehend erklärt, kommt es durch die Schädigung zu einem veränderten Verlauf der Biegelinie, des Neigungswinkels und der Krümmung. Dieser schließt zusammen mit dem Verlauf des ungeschädigten Zustands eine Fläche ΔA ein, welche berechnet werden kann. Die Überlegung der Flächendifferenzmethode besteht darin, dass man zunächst das Bauwerk in Längsrichtung in mehrere gleichmäßige Abschnitte teilt und für jeden Abschnitt die Teilfläche ΔA_i berechnet, die vom Biegelinien- bzw. Neigungswinkelverlauf oder Krümmungsverlauf des ungeschädigten und des geschädigten Zustands eingeschlossen wird. Diese Teilflächen sollen dann in Relation zur Gesamtfläche ΔA gesetzt werden (siehe Gleichung (7.6)). Gleichung (7.6) gibt am Beispiel des Biegelinienverlaufs an, wie der FDM-Wert des jeweiligen Teilabschnitts berechnet wird:

$$FDM_{i,Biegung} = \frac{\Delta A_{i,Biegung}^2}{\sum_1^n \Delta A_{i,Biegung}^2} \quad (7.6)$$

$FDM_{i,Biegung}$ = Flächendifferenzwert vom Abschnitt i, resultierend aus der Biegelinie

$\Delta A_{i,Biegung}^2$ = Flächendifferenz des Teilsegments i zwischen den betrachteten Biegelinien

$\sum_1^n \Delta A_{i,Biegung}^2$ = Gesamtflächendifferenz, die von den betrachteten Biegelinien eingeschlossen wird

Der FDM-Wert des Neigungswinkelverlaufs wird in gleicher Form nach Gleichung (7.7) berechnet:

$$FDM_{i,Neigungswinkel} = \frac{\Delta A_{i,Neigungswinkel}^2}{\sum_1^n \Delta A_{i,Neigungswinkel}^2} \quad (7.7)$$

$FDM_{i,Neigungswinkel}$ = Flächendifferenzwert vom Abschnitt i, resultierend aus dem Neigungswinkelverlauf

$\Delta A_{i,Neigungswinkel}^2$ = Flächendifferenz des Teilsegments i zwischen den betrachteten Neigungswinkelverläufen

$\sum_1^n \Delta A_{i,Neigungswinkel}^2$ = Gesamtflächendifferenz, die von den betrachteten Neigungswinkelverläufen eingeschlossen wird

Der FDM-Wert des Krümmungsverlaufs wird mit Gleichung (7.8) berechnet:

$$FDM_{i,Krümmung} = \frac{\Delta A_{i,Krümmung}^2}{\sum_{i=1}^n \Delta A_{i,Krümmung}^2} \quad (7.8)$$

$FDM_{i,Krümmung}$ = Flächendifferenzwert vom Abschnitt i, resultierend aus dem Krümmungsverlauf

$\Delta A_{i,Krümmung}^2$ = Flächendifferenz des Teilsegments i zwischen den betrachteten Krümmungsverläufen

$\sum_{i=1}^n \Delta A_{i,Krümmung}^2$ = Gesamtflächendifferenz, die von den betrachteten Krümmungsverläufen eingeschlossen wird

Abbildung 7.7 illustriert die Teilflächen ΔA_i zur Berechnung der FDM-Werte.

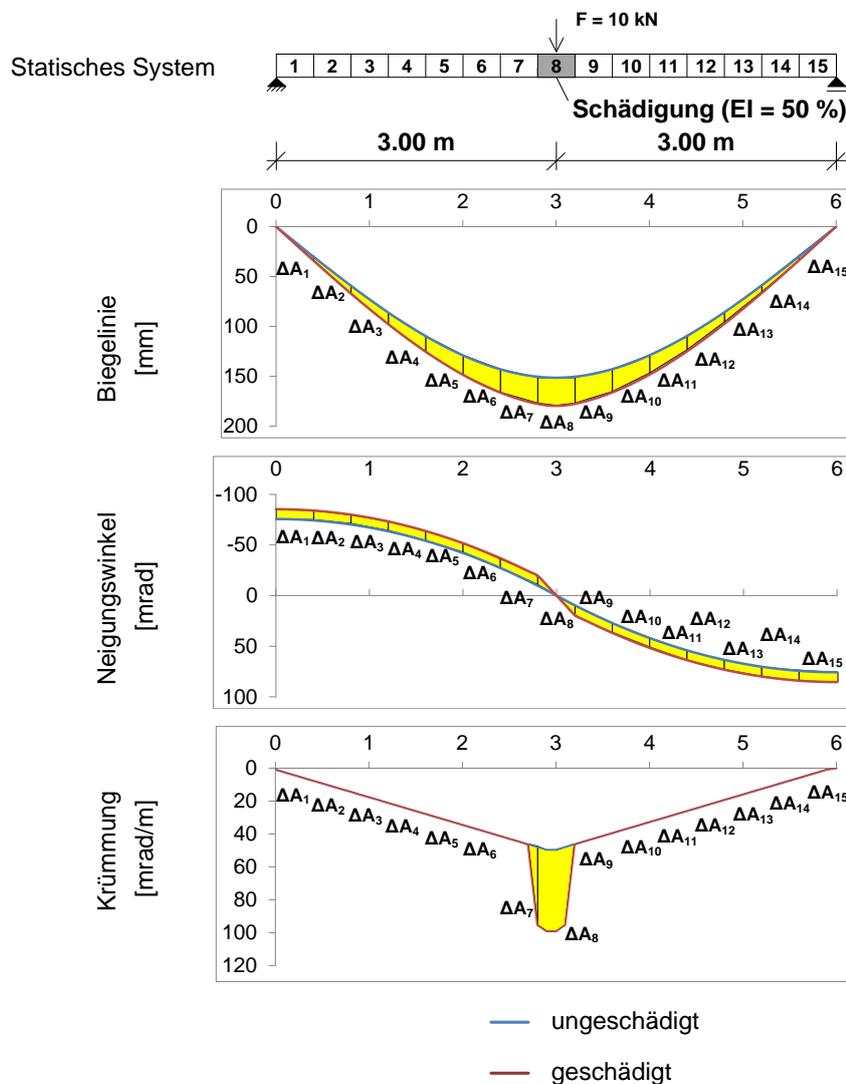


Abbildung 7.7: Darstellung der Flächen zur Bestimmung der FDM-Werte

Zweck dieses Verfahrens ist, dass durch die Veränderung des FDM-Wertes ein Schaden erkannt und lokalisiert werden kann. Je feiner dabei die Unterteilung des Bauwerks vorgenommen wird, desto deutlicher sollte die Schädigung lokalisiert werden können. Im Folgenden werden die FDM-Werte für den zuvor beschriebenen und in 60 Abschnitte (à 10 cm) geteilten Einfeldträger (Abbildung 7.8) sowie für den Zweifeldträger (Abbildung 7.9) und den Einfeldträger mit Kragarmen (Abbildung 7.10) dargestellt.

Für alle drei Systeme zeigt sich, dass, wenn der Schaden im Feld liegt (linke Seite von Abbildung 7.8 bis Abbildung 7.10), die FDM-Werte aus der Biegelinie zur Stelle der Schädigung hin ansteigen. Der Einfeldträger mit Schädigung im Viertelpunkt (Abbildung 7.8, rechts) zeigt aber auch, dass das Maximum des FDM-Wertes nicht zwangsläufig mit der Schädigung zusammenfällt. Anders ist dies bei der Beurteilung der aus dem Verlauf der Neigungswinkel ermittelten FDM-Werte. Diese verzeichnen an der Stelle der Schädigung einen deutlichen Einbruch. Die Schädigung eines Bauteils kann demnach mittels des FDM-Wertes aus dem Neigungswinkelverlauf nicht nur erkannt, sondern auch lokalisiert werden. Eine noch eindeutigere Detektion der Schädigung und deren Lokalisierung ermöglichen die aus den Krümmungsverläufen ermittelten FDM-Werte. Diese weisen sprunghaft veränderte Werte im Bereich der Schädigung auf und haben, wenn kein Temperatureinfluss vorliegt, ihr Maximum am Ort der Schädigung.

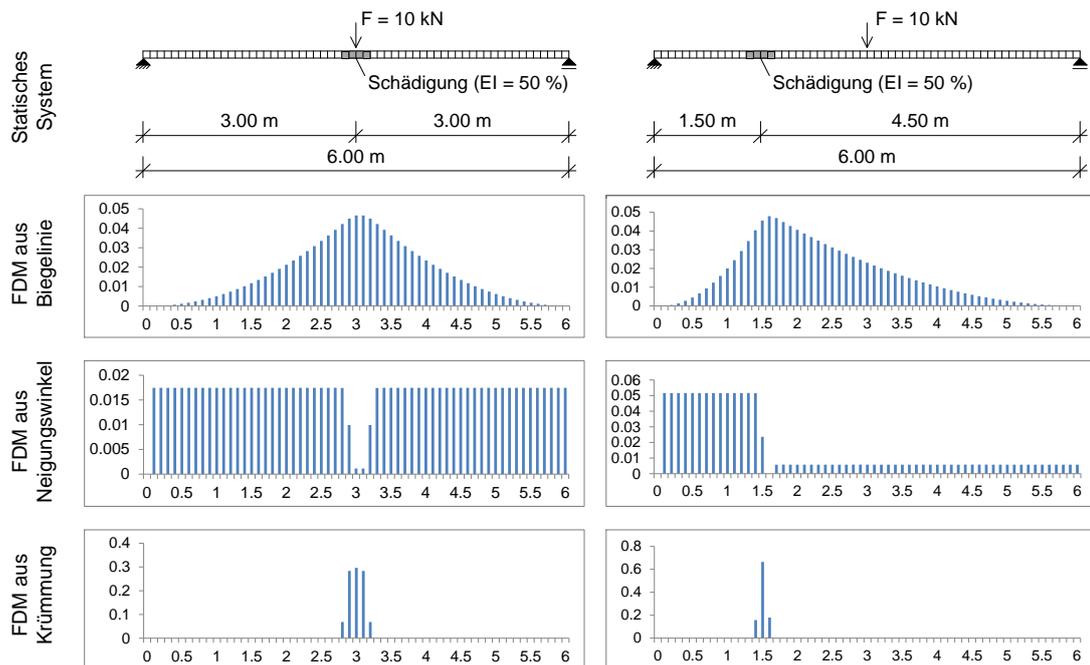


Abbildung 7.8: FDM-Werte für einen Einfeldträger mit Schädigung in Feldmitte (links) und für einen Einfeldträger mit Schädigung im Viertelpunkt (rechts)

Die Betrachtung der FDM-Werte am Zweifeldträger zeigt, dass Schäden am Auflager (Abbildung 7.9, rechts) ebenfalls nicht durch den aus der Biegelinie ermittelten FDM-Wert detektierbar sind. Die Betrachtung des FDM-Wertes aus dem Verlauf des Neigungswinkels zeigt aber, dass es hier, wie schon bei der Schädigung im Feld, zu einem Einbruch des FDM-Wertes kommt. Nutzt man für die Schadenserkennung die FDM-Werte aus dem Krümmungsverlauf,

so kann man durch die vorhandenen Maximalwerte die Schädigung lokalisieren. Somit ist durch den Einbruch der FDM-Werte des Neigungswinkels und auch durch die vorhandenen FDM-Werte aus dem Krümmungsverlauf der Schaden erkennbar und lokalisierbar.

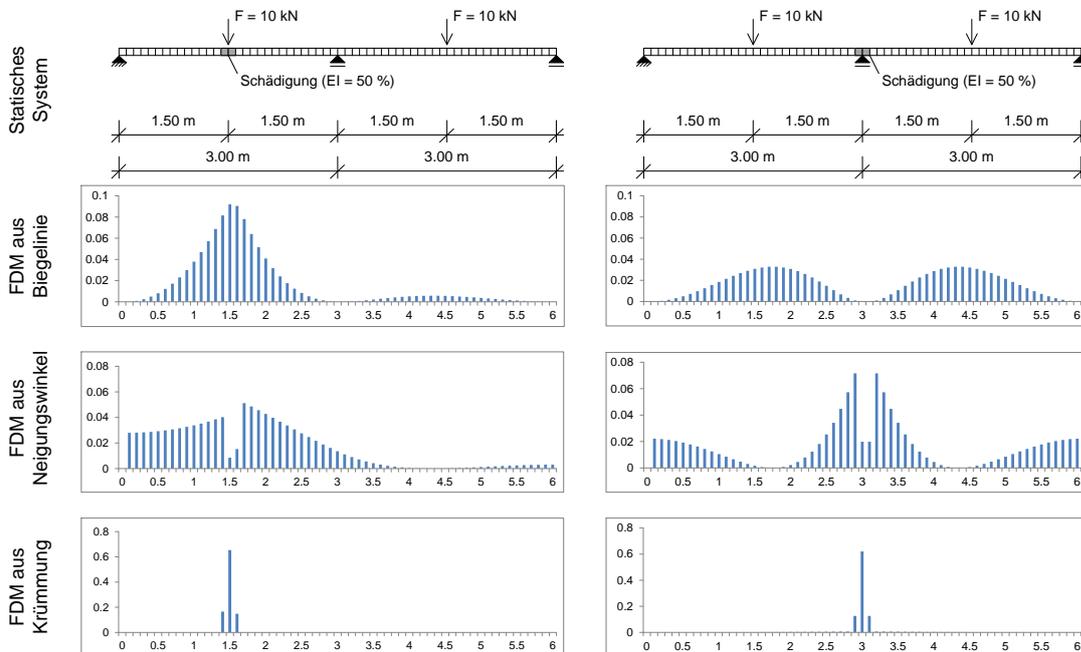


Abbildung 7.9: FDM-Werte für einen Zweifeldträger mit Schädigung in der Mitte des linken Feldes (links) und für einen Zweifeldträger mit Schädigung am mittleren Auflager (rechts)

Ein gesondertes Problem stellt insbesondere die Erkennung von Schäden an der Einspannstelle von Kragarmen dar. Die Betrachtung eines Einfeldträgers mit Kragarmen hat gezeigt, dass eine Schädigung im Bereich der Auflager nur zu einer sehr geringen Veränderung von Biegelinie und Neigungswinkelverlauf führt ($< 0.5\%$) und diese geringe Veränderung nicht direkt sichtbar ist. Selbst die Veränderung des Krümmungsverlaufs ist kaum erkennbar (Abbildung 7.6 rechts unten). Die Flächendifferenzmethode hingegen ermöglicht deren Visualisierung und ermöglicht so die eindeutige Erkennung und Lokalisierung eines Schadens (Abbildung 7.10, rechts). Der aus dem Neigungswinkelverlauf ermittelte FDM-Wert zeigt, wie in den anderen Fällen, an der Stelle der Schädigung einen deutlichen Einbruch. Da jedoch die FDM-Werte im weiteren Verlauf den Wert Null einnehmen, eignet sich die Betrachtung dieser FDM-Werte nur zur Erkennung des Vorhandenseins eines Schadens. Die eindeutige Lokalisierung des Schadens ist erst durch die Betrachtung der FDM-Werte aus dem Krümmungsverlauf möglich. Diese zeigen Werte im Bereich der Schädigung.

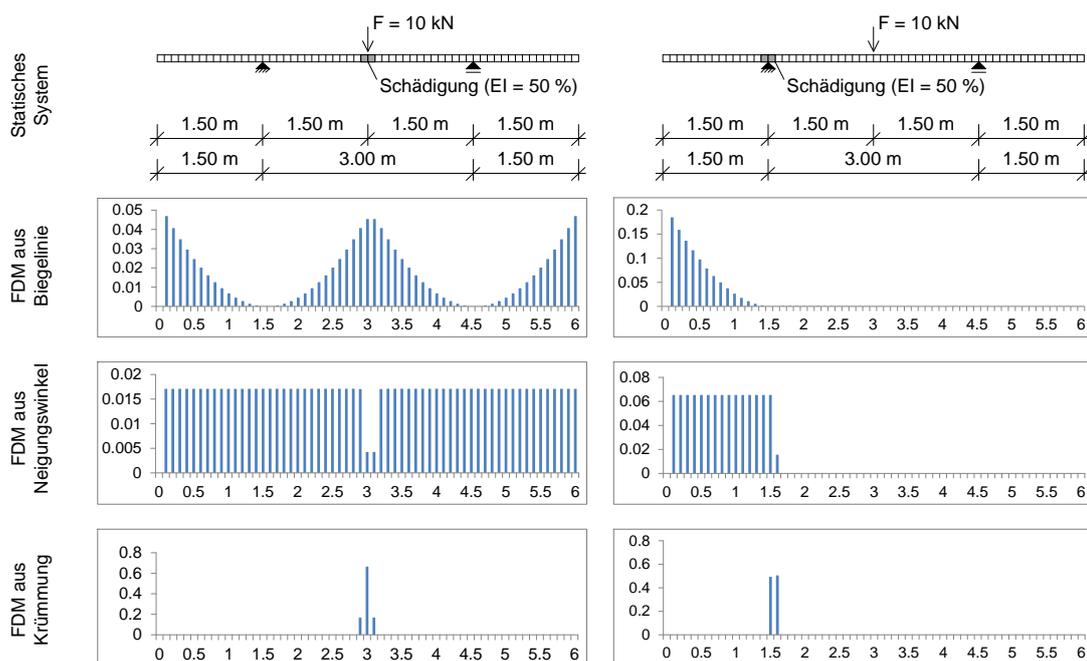


Abbildung 7.10: FDM-Werte für einen Einfeldträger mit Kragarmen - links: mit Schädigung in der Mitte und rechts: mit Schädigung am linken Auflager

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Flächendifferenzmethode eine gute Möglichkeit zur Visualisierung von Schäden darstellt, wenn die FDM-Werte zumindest aus dem Verlauf des Neigungswinkels (erste Ableitung der Biegelinie) ermittelt werden. Die genaue Lokalisierung des Schadens kann anhand der aus dem Krümmungsverlauf (erste Ableitung des Verlaufs des Neigungswinkels) berechneten FDM-Werte vorgenommen werden. Die aus der Biegelinie direkt ermittelten FDM-Werte eignen sich hingegen nicht zur Lokalisierung eines Schadens. Insbesondere wenn die Schäden nur zu sehr geringen Veränderungen des Neigungswinkelverlaufs führen, weist die Flächendifferenzmethode Vorteile auf. Durch den Bezug von Teilfläche zur Gesamtfläche visualisiert diese Methode auch geringe Veränderungen und ermöglicht somit auch die Lokalisierung von Schäden an der Einspannung von Kragarmen.

7.4.2 Einfluss des Schädigungsgrades und der Laststellung auf die Lokalisierung von Schäden mit der Flächendifferenzmethode

Im vorangegangenen Kapitel ist die Flächendifferenzmethode an mehreren Beispielen erläutert worden, in welchen die Schädigung durch bereichsweise Reduzierung der Steifigkeit um 50 % simuliert worden ist. Bei realen Bauwerken führen einzelne Risse jedoch nicht zu einem Steifigkeitsverlust von 50 %. In diesem Kapitel wird nun gezeigt, dass die Flächendifferenzmethode auch bei einer geringeren Steifigkeitsreduzierung (1 % Steifigkeitsverlust) anwendbar ist. Belegt wird dies an denselben Systemen, welche schon in Kapitel 7.4.1 gezeigt worden sind (Einfeldträger, Zweifeldträger und Einfeldträger mit Kragarmen). Betrachtet man von all diesen Systemen zunächst die Verläufe der Biegelinie und des Neigungswinkels (Abbildung 7.11 linke Seite bis Abbildung 7.16 linke Seite), so ist rein aus der visuellen Betrachtung des

ungeschädigten (blaue Linie) und des geschädigten Zustands (rote Linie) die simulierte Schädigung nicht erkennbar, da deren Verläufe (blaue und rote Linie) übereinander liegen. Selbst die Betrachtung des Krümmungsverlaufs ermöglicht keine gesicherte Aussage zu einem vorhandenen Schaden. Für den Einfeldträger mit Schädigung in Feldmitte (Abbildung 7.11) und mit Schädigung im Viertelpunkt (Abbildung 7.12) liegt die Veränderung der Verläufe zwischen ungeschädigtem und geschädigtem Zustand bei unter 1 %. Für den Zweifeldträger (Abbildung 7.13 und Abbildung 7.14) liegt die Veränderung des Verlaufs des Neigungswinkels bei unter 2.5 %. Die Veränderungen der Biegelinie und des Krümmungsverlaufs sind für die hier gewählten Systeme des Zweifeldträgers geringer. Eine visuelle Erkennung der Schädigung ist auch für dieses System nicht möglich.

Die Betrachtung der FDM-Werte für den Einfeldträger (Abbildung 7.11 rechte Seite und Abbildung 7.12 rechte Seite) und den Zweifeldträger (Abbildung 7.13 rechte Seite und Abbildung 7.14 rechte Seite) hingegen ermöglicht die Erkennung der Schädigung (Steifigkeitsreduzierung um 1 %). Insbesondere die FDM-Werte aus den Krümmungsverläufen ermöglichen auch hier die Lokalisierung der Schädigung. Durch die Normierung der Teilflächen ΔA_i über die Gesamtfläche ΔA ist es möglich, auch kleinere Schädigungen zu visualisieren.

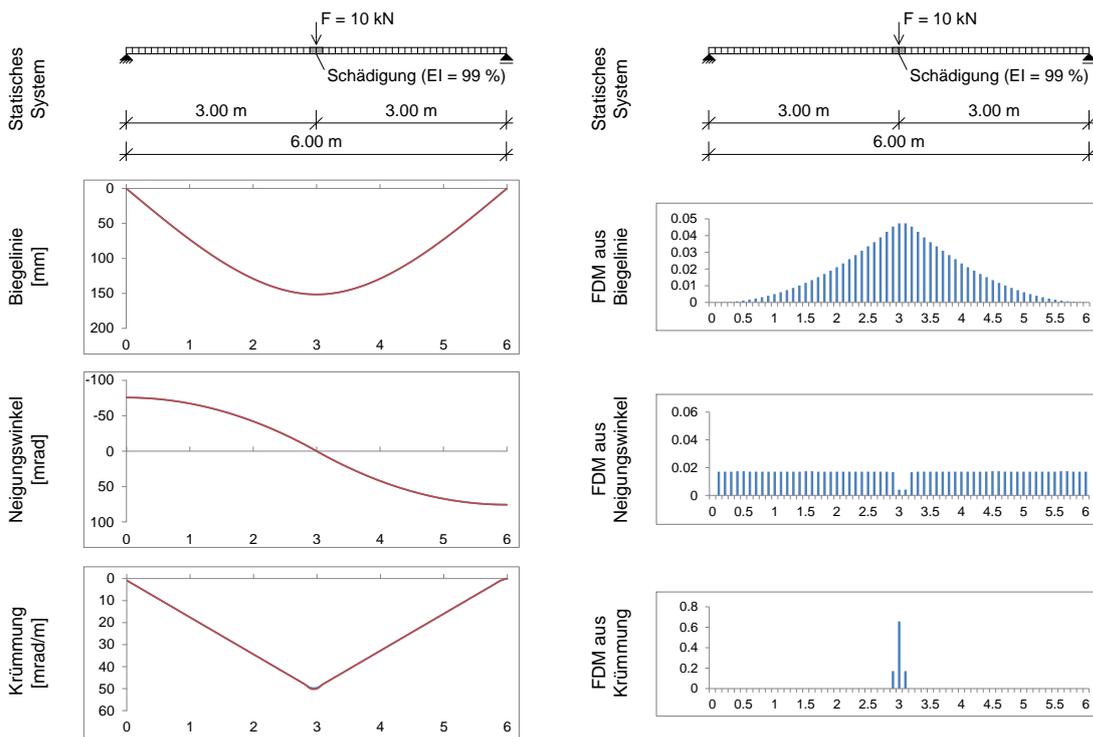


Abbildung 7.11: Einfeldträger mit 1 % Schädigung in Feldmitte – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

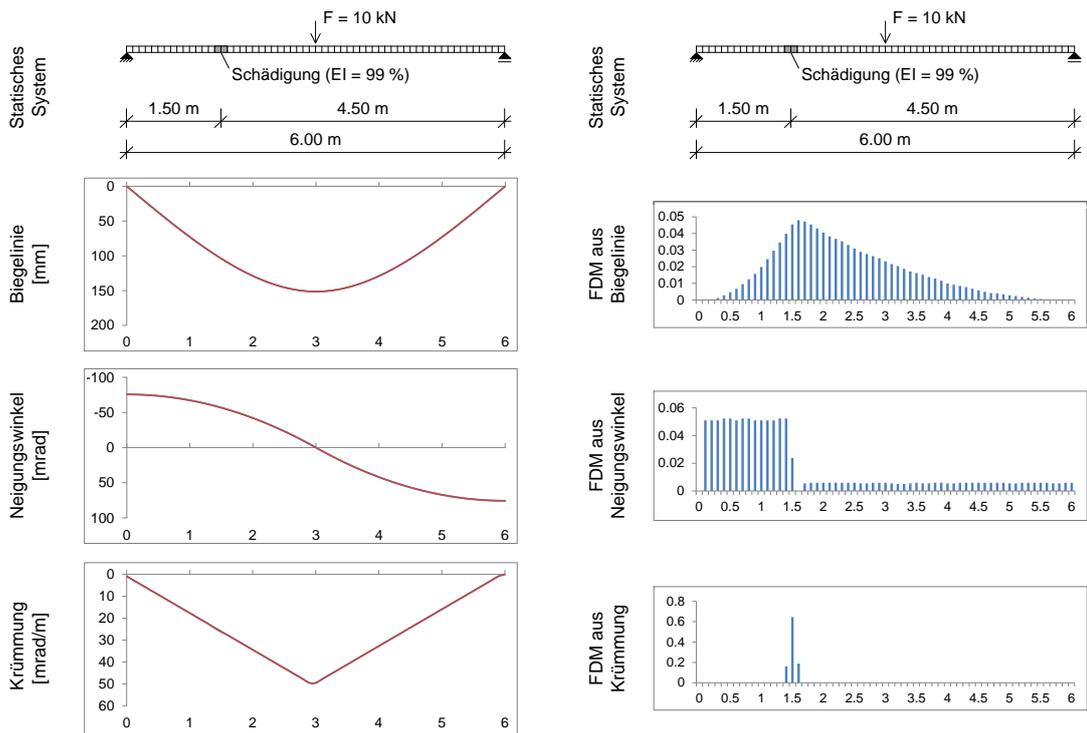


Abbildung 7.12: Einfeldträger mit 1 % Schädigung im Viertelpunkt – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

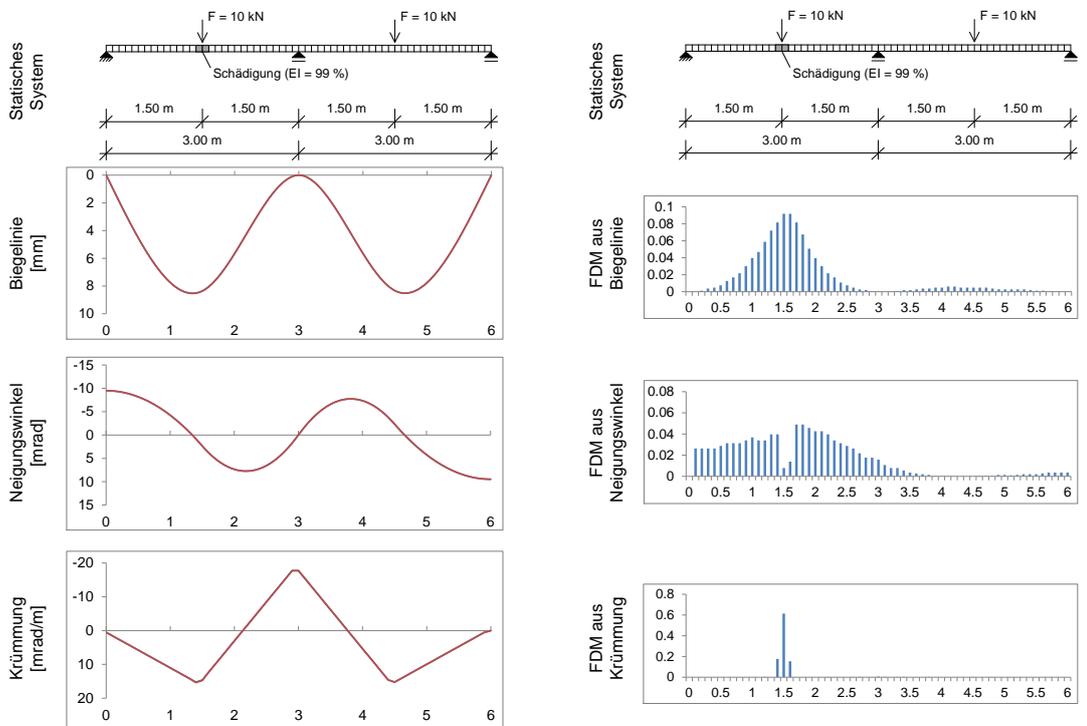


Abbildung 7.13: Zweifeldträger mit 1 % Schädigung im linken Feld – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

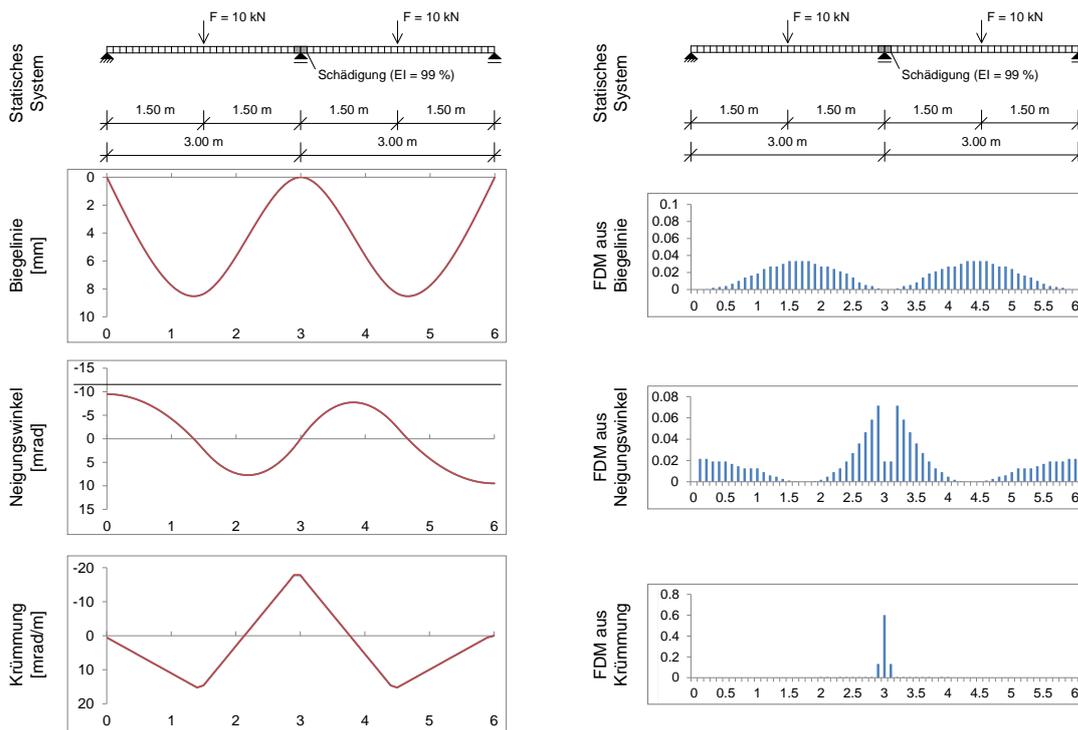


Abbildung 7.14: Zweifeldträger mit 1 % Schädigung am mittleren Auflager – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

Für den Einfeldträger mit Kragarmen und Schädigung in Feldmitte (Abbildung 7.15) gilt selbiges wie für die vorangehend beschriebenen Einfeldträger und Zweifeldträger.

Betrachtet man einen Einfeldträger mit Kragarmen und Schädigung am Auflager (Abbildung 7.16), so fällt auf, dass die Reduzierung der Steifigkeit um 1 % am Auflager weder anhand der Verläufe von Biegelinie, Neigungswinkel und Krümmung, noch anhand der sich daraus ergebenden FDM-Werte erkennbar ist. Dies resultiert daraus, dass die in Feldmitte wirkende Einzellast in diesem Fall zu keiner zusätzlichen Verdrehung am Ort der Schädigung führt. Der Verlauf des Neigungswinkels ist für den ungeschädigten und den geschädigten Zustand gleich. Dass dennoch in Abbildung 7.16 einzelne FDM-Werte angezeigt werden, liegt an den auf die dritte Nachkommastelle gerundeten Rechenwerten für Durchbiegung und Neigungswinkel. Für den Verlauf des Neigungswinkels kommt es daher in diesem Rechenbeispiel vor, dass an Einzelstellen der Wert des Neigungswinkels im ungeschädigten Zustand um 0.001 mrad von dem Wert im geschädigten Zustand abweicht, was rechnerisch zu einem vorhandenen FDM-Wert führt. Simuliert man eine größere Schädigung am Auflager (Reduzierung der Steifigkeit um 10 %) (Abbildung 7.17), so kommt es infolge der Einzellast in Feldmitte im geschädigten Zustand zu einer zusätzlichen Verdrehung am Auflager. Die Verläufe von Biegelinie, Neigungswinkel und Krümmung unterscheiden sich im ungeschädigten und geschädigten Zustand voneinander, sodass eine Berechnung der FDM-Werte möglich ist. Durch Betrachtung der FDM-Werte aus dem Krümmungsverlauf lässt sich die Schädigung auch lokalisieren.

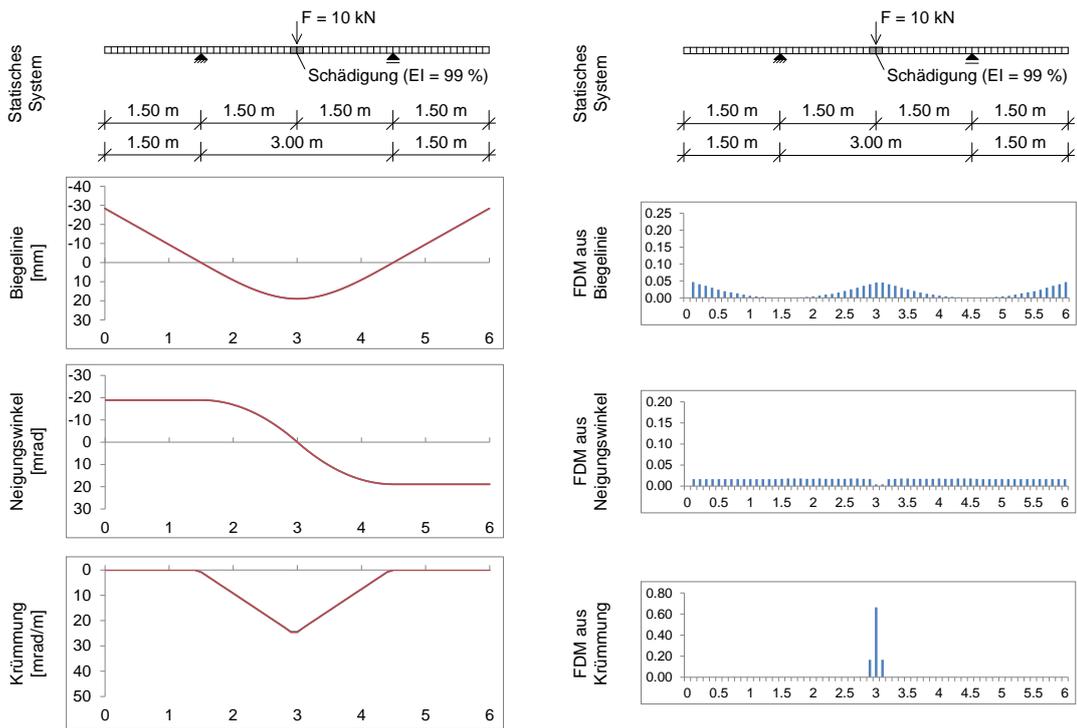


Abbildung 7.15: Einfeldträger mit Kragarmen und 1 % Schädigung in Feldmitte – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

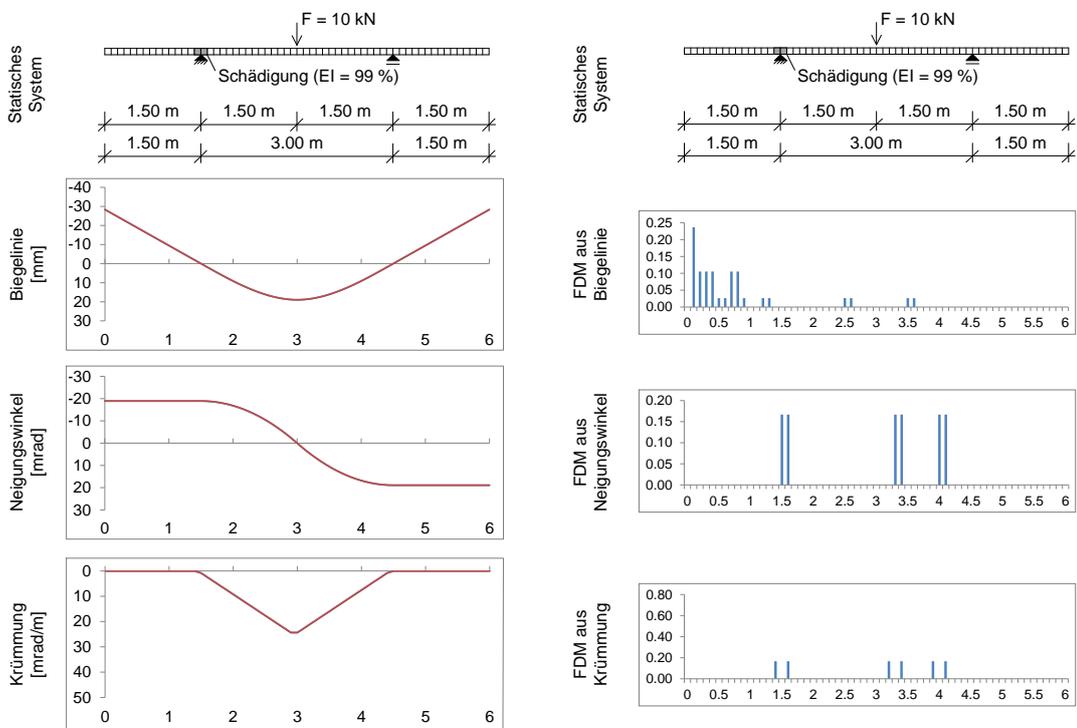


Abbildung 7.16: Einfeldträger mit Kragarmen und 1 % Schädigung am linken Auflager – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

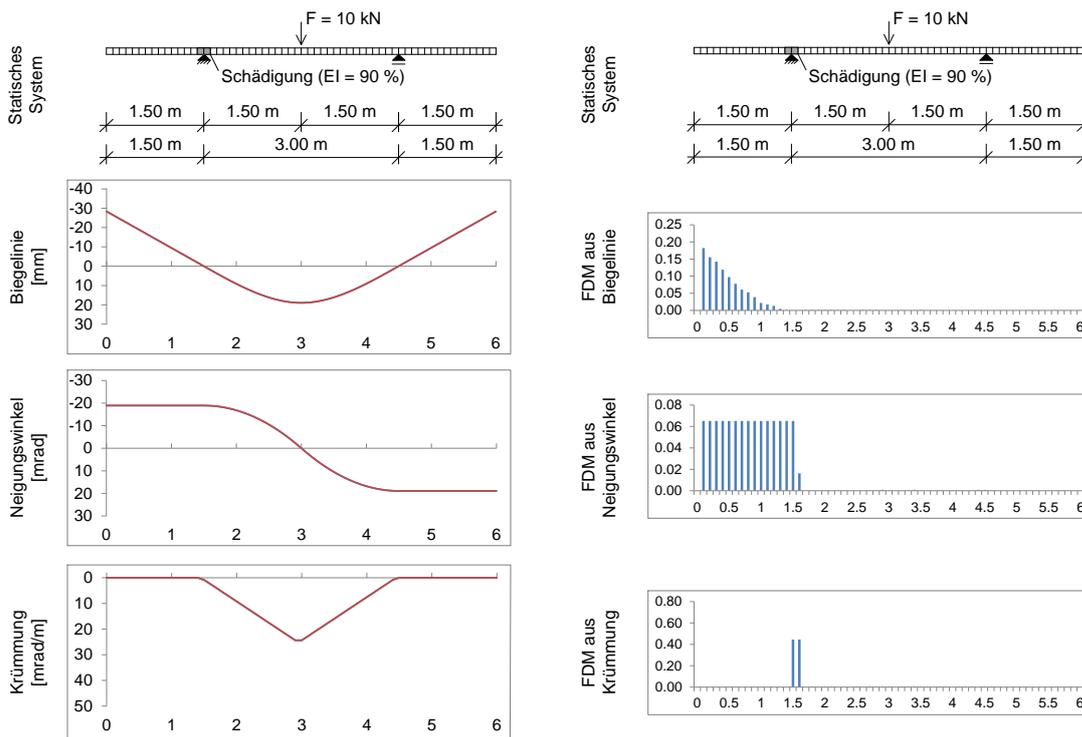


Abbildung 7.17: Einfeldträger mit Kragarmen und 10 % Schädigung am linken Auflager – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

Die vorangehende Betrachtung zeigt nur, dass eine Steifigkeitsreduzierung von 1 % am Auflager nicht mit einer Einzellast in Feldmitte detektierbar ist. Wählt man eine andere Laststellung, so ist auch diese Schädigung erkennbar und lokalisierbar. Abbildung 7.18 zeigt, dass beispielsweise zwei kleinere Einzellasten links und rechts vom geschädigten Auflager ausreichen, um mittels der FDM-Werte die Schädigung zu erkennen und zu lokalisieren. Alternativ dazu ist auch eine Einzellast in der Mitte des Kragarms, welcher an den geschädigten Bereich anschließt, ausreichend (Abbildung 7.19), um die Schädigung zu lokalisieren.

Man kann daher nicht pauschal sagen, dass kleinere Schäden nicht erkennbar sind. Vielmehr sollte vor der Durchführung von Belastungsversuchen eruiert werden, ob die gewählte Laststellung zu einer Verdrehung im Bereich der Schädigung führt. Daraus folgt, dass schon bei der Planung von Versuchsdurchführungen zu überlegen ist, wo mögliche Schäden vorhanden sein könnten und welche Laststellung sinnvollerweise gewählt werden sollte. Gegebenenfalls sind mehrere Belastungsversuche mit unterschiedlichen Laststellungen durchzuführen. Da die Referenzmessung (ungeschädigter Zustand) dieselbe Laststellung aufweisen muss wie die spätere Kontrollmessung (geschädigter Zustand), sind diese Überlegungen bereits vor der Referenzmessung durchzuführen.

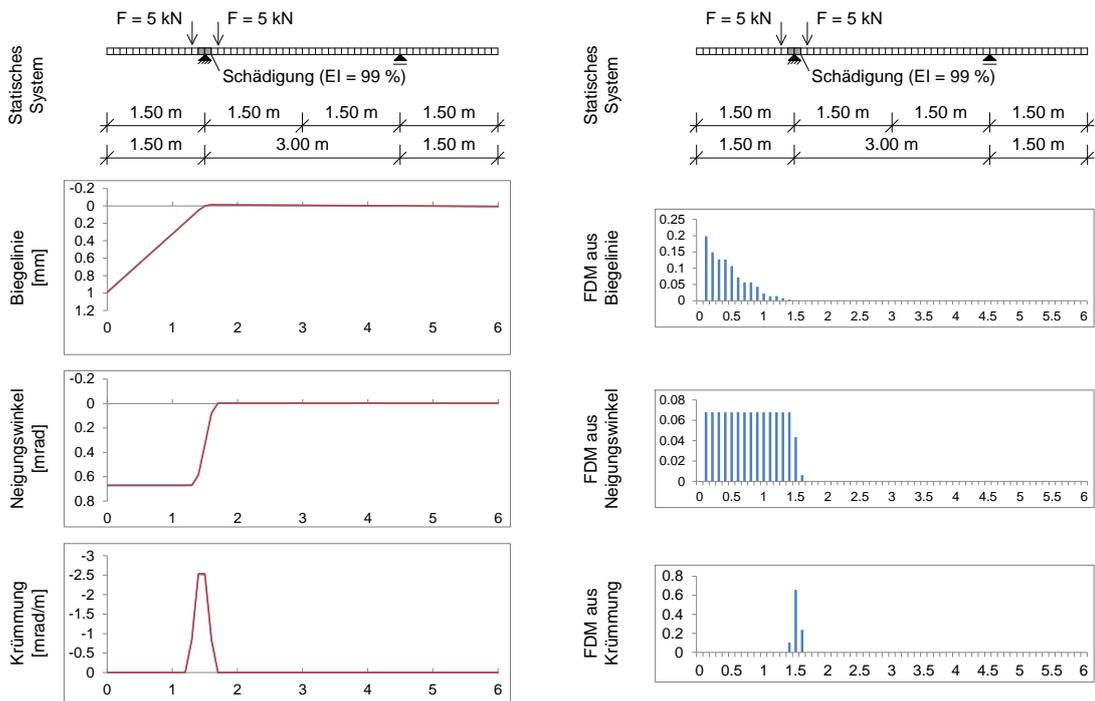


Abbildung 7.18: Links und rechts von der Schädigung belasteter Einfeldträger mit Kragarmen und 1 % Schädigung am linken Auflager – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

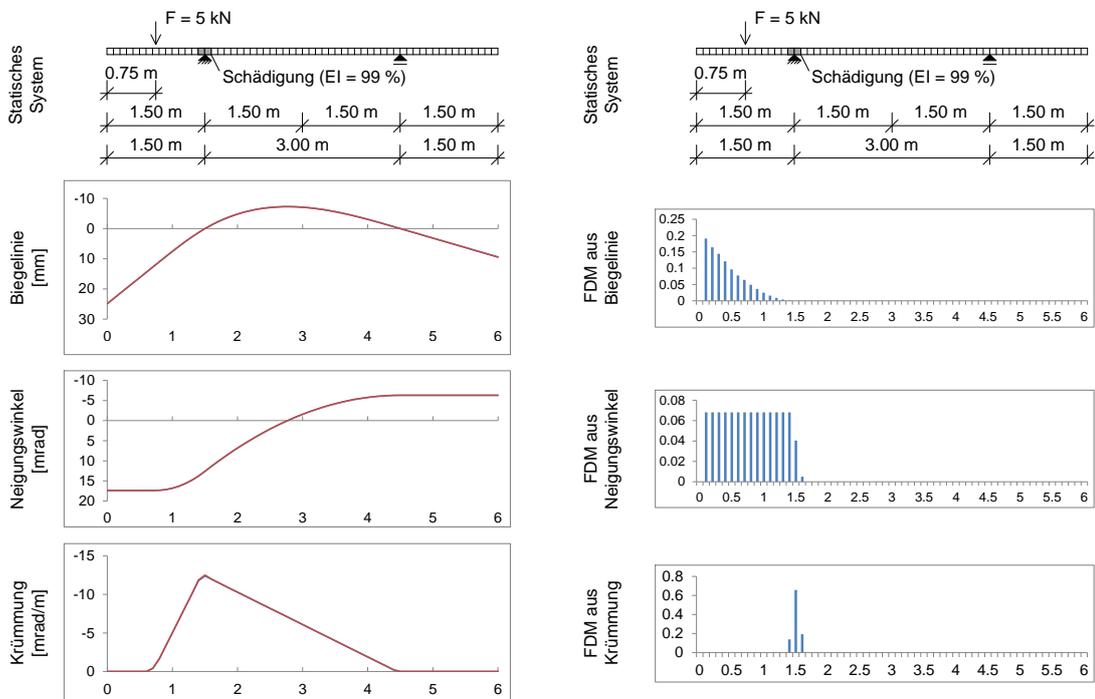


Abbildung 7.19: Kragarmbelasteter Einfeldträger mit Kragarmen und 1 % Schädigung am linken Auflager – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

7.4.3 Lokalisierung mehrerer Schäden mit der Flächendifferenzmethode

Die Flächendifferenzmethode eignet sich nicht nur für die Erkennung einzelner Schäden. Wie die nachfolgenden Beispiele belegen, können bei geeigneter Laststellung und Lastgröße auch mehrere Schäden an unterschiedlichen Orten mit der Flächendifferenzmethode erkannt werden. Voraussetzung dafür ist, dass es an jeder Schädigungsstelle zu einer zusätzlichen Verdrehung des Systems kommt.

Abbildung 7.20 zeigt einen Einfeldträger mit Schädigung (1 % reduzierte Steifigkeit) im Viertelpunkt und in Feldmitte, welcher mittels einer Einzellast in Feldmitte belastet ist. Die Lokalisierung der beiden Schädigungen ist durch Betrachtung der aus dem Krümmungsverlauf ermittelten FDM-Werte möglich. Die FDM-Werte in Feldmitte sind deutlich größer ausgeprägt als im Viertelpunkt, da es durch die hier angesetzte Einzellast zu einer größeren Änderung des Neigungswinkels in Feldmitte kommt als im Viertelpunkt. Dass diese Änderungen des Verlaufs des Neigungswinkels nicht in dessen graphischer Darstellung erkennbar sind (Abbildung 7.20, links), liegt an der geringen Veränderung infolge der einprozentigen Reduzierung der Steifigkeit.

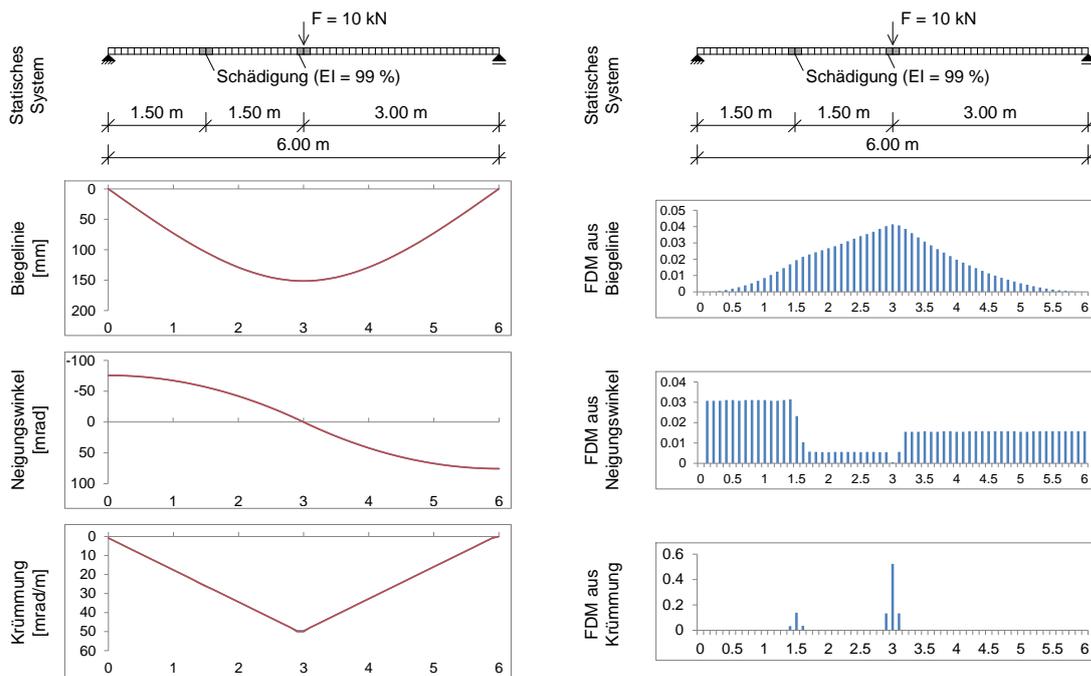


Abbildung 7.20: Einfeldträger mit 1 % Schädigung im Viertelpunkt und in Feldmitte – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

Bei einem Zweifeldträger kann beispielsweise durch entsprechende Belastung in beiden Feldern sowohl eine Schädigung in Feldmitte als auch am mittleren Auflager mittels der FDM-Werte aus dem Krümmungsverlauf lokalisiert werden (Abbildung 7.21).

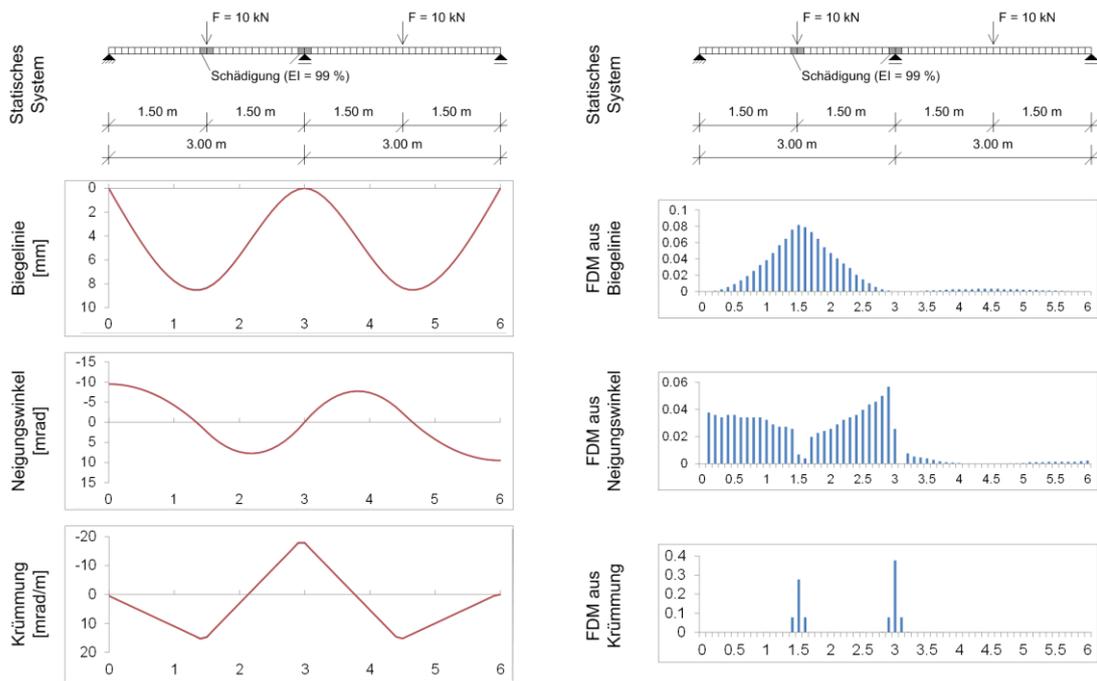


Abbildung 7.21: Zweifeldträger mit 1 % Schädigung in Feldmitte und am mittleren Auflager – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

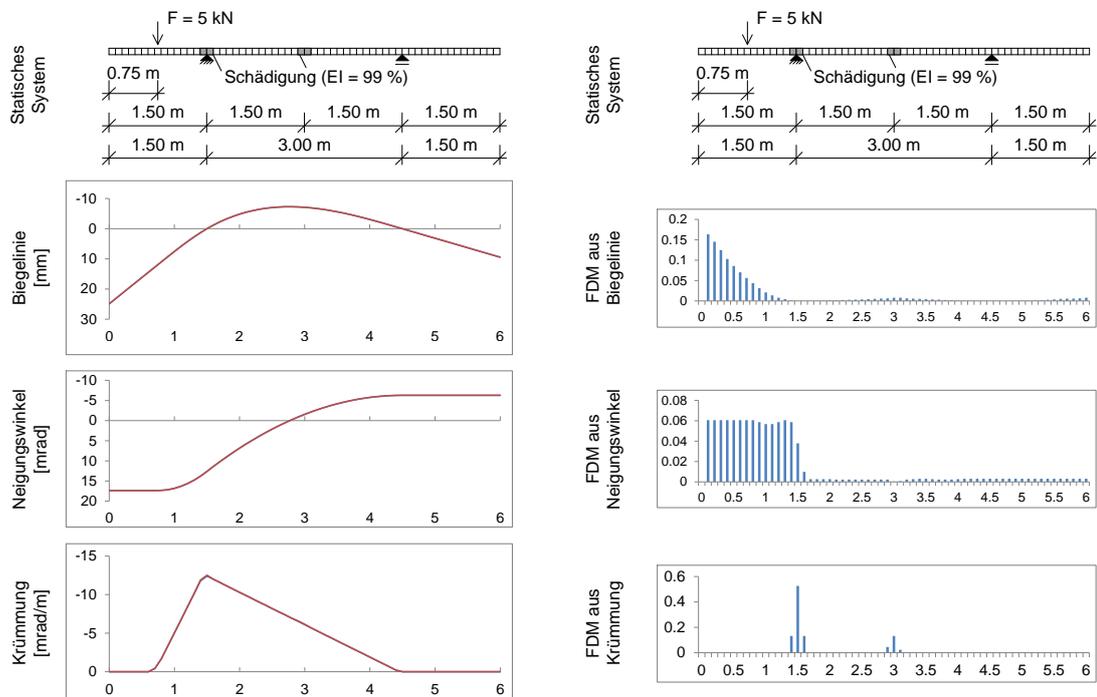


Abbildung 7.22: Kragarmbelasteter Einfeldträger mit Kragarmen und 1 % Schädigung am linken Auflager und in Feldmitte – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

Für einen Einfeldträger, welcher durch eine Einzellast auf dem Kragarm belastet wird (Abbildung 7.22), ist neben der Schädigung am Auflager die Schädigung im Feld nur dann mit der Flächendifferenzmethode erkennbar, wenn diese Schädigung in der Zugzone liegt. Risse in der Druckzone sind nicht zu detektieren, da diese im belasteten Zustand „überdrückt“ sind.

Wie schon in Kapitel 7.4.2 erwähnt, ist die Erkennung der Schädigung von der Wahl der Belastung und deren Laststellung abhängig. Eine anders gewählte Belastung kann zur deutlicheren Darstellung der zweiten Schädigungsstelle führen. Im ungünstigsten Fall kann jedoch eine schlecht gewählte Belastung auch zur Nichterkennung der zweiten Schädigung führen.

7.4.4 Einfluss der Messpunktdichte auf die Lokalisierung von Schäden mit der Flächendifferenzmethode

Die Flächendifferenzmethode basiert auf sich einstellenden Flächen zwischen den Verläufen des ungeschädigten und des geschädigten Zustands. Je kleiner die Abschnittslängen für diese Flächen gewählt werden, desto genauer kann ein Schaden lokalisiert werden. In den vorangegangenen Beispielen ist daher auf einer Gesamtlänge von 6 m eine Abschnittslänge von 0.1 m gewählt worden. An realen Bauwerken ist eine derart feine Netzeinteilung in der Regel nur schwer realisierbar. Die nachfolgenden Beispiele eines Zweifeldträgers mit Schädigung im linken Feld sollen zeigen, wie sich die Schadenserkenkung mit der Flächendifferenzmethode verändert, wenn weniger Messpunkte vorhanden sind. Abbildung 7.23 zeigt zunächst einen Zweifeldträger mit einer Abschnittslänge von 0.4 m. Auf der linken Seite sind die Verläufe von Biegelinie, Neigungswinkel und Krümmung dargestellt. Durch die geringere Anzahl an Messpunkten (16 Messpunkte = 15 Abschnitte à 0.4 m), verglichen mit Abbildung 7.13 (61 Messpunkte = 60 Abschnitte à 0.1 m), und deren linearer Verbindung können die Verläufe nur vereinfacht mit Knicken in den Messpunkten dargestellt werden. Dies wiederum führt zu einer fehlerbehafteten Ermittlung der Flächen zwischen den Verläufen des ungeschädigten und des geschädigten Zustands. Die aus den vereinfachten Verläufen ermittelten Flächen weichen somit von den Flächen ab, welche zwischen den realen Verläufen des ungeschädigten und des geschädigten Zustands ermittelt werden könnten. Des Weiteren sei an dieser Stelle erwähnt, dass der Zahlenwert des FDM-Wertes von der Intervalllänge abhängt und eine größer gewählte Intervalllänge zu einer anderen Größenordnung des FDM-Wertes führt. Daher erscheint es nicht sinnvoll, fixe Grenzwerte der FDM-Werte für die Schadenserkenkung einzuführen. Vielmehr sollte, wie in den vorangehenden Abschnitten durchgeführt, eine intervallbezogene Veränderung des FDM-Wertes betrachtet werden. Betrachtet man nur die intervallbezogene Veränderung der FDM-Werte, so stellt man auch hier für die aus dem Krümmungsverlauf ermittelten FDM-Werte einen sprunghaften Anstieg der FDM-Werte im Bereich der Schädigung fest (Abbildung 7.23 rechte Seite). Eine exakte Lokalisierung der Schädigung ist jedoch durch die in diesem Fall größer gewählte Intervalllänge nicht eindeutig möglich. Bei der hier gewählten Intervalllänge zeigen die FDM-Werte aus dem Krümmungsverlauf eine Schädigung auf dem Intervall von 0.8 m bis 1.2 m und dem Intervall von 1.2 m bis 1.6 m an. Die Schädigung liegt jedoch nur im Bereich von 1.4 m bis 1.6 m vor. Durch die lineare Verbindung der Messpunkte und die daraus resultierende fehlerbehaftete Ermittlung der Teilflächen

erscheint der geschädigte Bereich größer, als er eigentlich ist. Dennoch kann erkannt werden, dass eine Schädigung vorliegt.

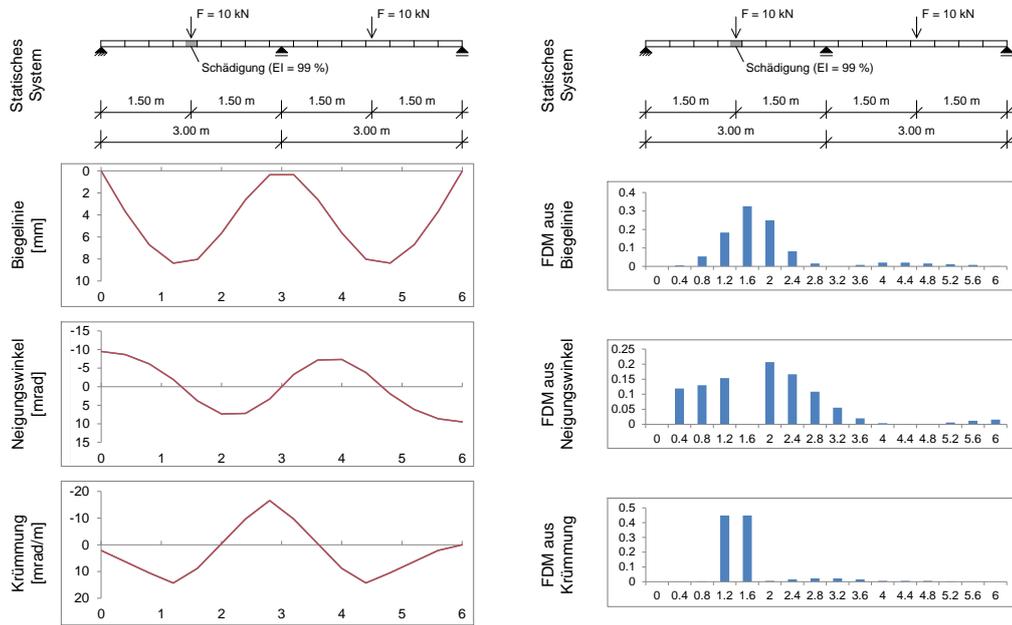


Abbildung 7.23: Zweifeldträger mit 15 Abschnitten à 40 cm und 1 % Schädigung im linken Feld über einen Bereich von 20 cm – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

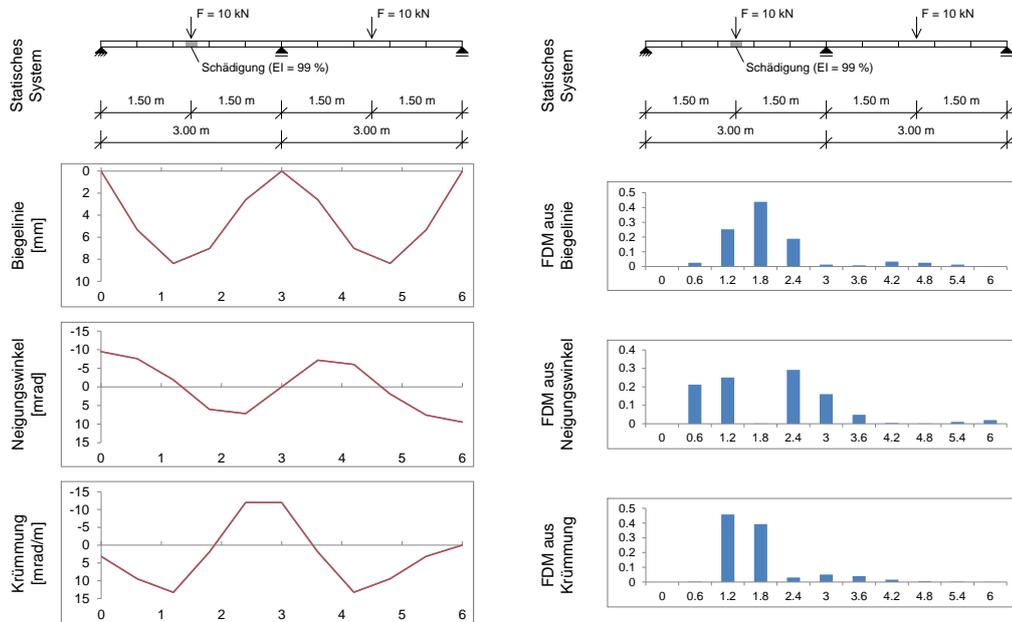


Abbildung 7.24: Zweifeldträger mit 10 Abschnitten à 60 cm und 1 % Schädigung im linken Feld über einen Bereich von 20 cm – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

Eine weitere Vergrößerung der Intervalllänge führt zu einem weiter vergrößerten Bereich, in welchem eine Schädigung angezeigt wird. Abbildung 7.24 zeigt den Zweifeldträger mit einer Intervalllänge von 0.6 m (= 10 Abschnitte → 11 Messstellen). Die FDM-Werte aus dem Krümmungsverlauf zeigen in diesem Fall, dass der geschädigte Bereich die Intervalle von 0.6 m bis 1.2 m und von 1.2 m bis 1.8 m umfasst, obwohl die Schädigung nur im Bereich von 1.4 m bis 1.6 m simuliert wird.

Abbildung 7.25 zeigt vergleichend die FDM-Werte für den Zweifeldträger mit einer Abschnittslänge von 0.1 m (links), 0.4 m (Mitte) und 0.6 m (rechts). Der direkte Vergleich zeigt noch einmal, dass eine höhere Anzahl an Messpunkten zu einer exakteren Lokalisierung der Schädigung führt. Dennoch ist auch bei größeren Distanzen zwischen den Messpunkten das Vorhandensein einer Schädigung zu erkennen und der Bereich des Ortes der Schädigung einzugrenzen.

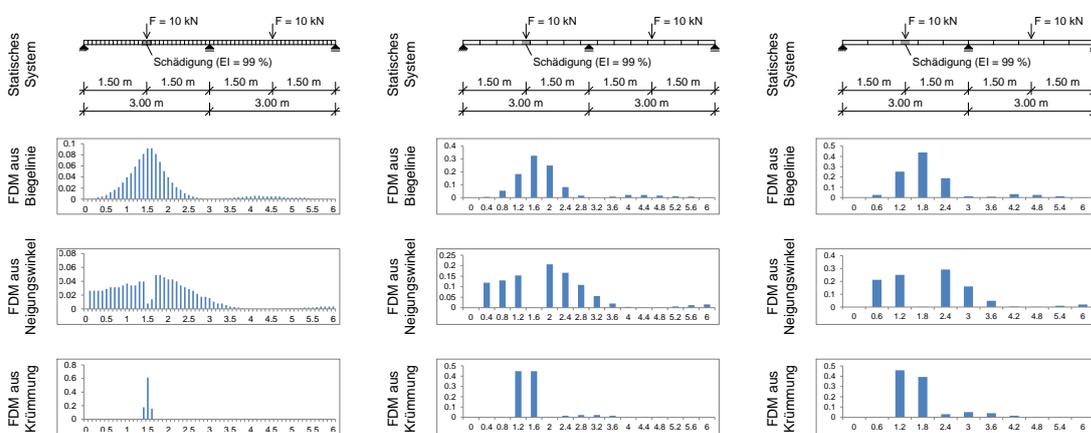


Abbildung 7.25: FDM-Werte für Zweifeldträger mit 1 % Schädigung im linken Feld - links: Unterteilung in 60 Abschnitte à 10 cm, Mitte: Unterteilung in 15 Abschnitte à 40 cm, rechts: Unterteilung in 10 Abschnitte à 60 cm

7.4.5 Einfluss von Temperaturveränderungen auf die Lokalisierung von Schäden mit der Flächendifferenzmethode

Durch Temperaturveränderung kommt es am Bauwerk zu wechselnden Verformungszuständen. Der vertikale Temperaturgradient führt je nach Vorzeichen zu einer zusätzlichen Durchbiegung bzw. zu einer nach oben gerichteten Krümmung. Diese kann beispielsweise der unter Belastung und durch Schädigung hervorgerufenen Durchbiegung entgegenwirken und so die Detektion von Schäden behindern. Die nachfolgenden Beispiele zeigen, dass für einen Einfeldträger trotz des vorhandenen linearen Temperaturgradienten die Erkennung und Lokalisierung von Schäden mit der Flächendifferenzmethode möglich ist. Abbildung 7.26 zeigt einen Einfeldträger mit mittiger Einzellast, welcher zum Zeitpunkt der Referenzmessung (t_0) noch nicht mit einem Temperaturgradienten beaufschlagt ist. Zum Zeitpunkt der zweiten Verformungsmessung (t_1), hier im geschädigten Zustand, ist das System zusätzlich mit einem linearen Temperaturgradienten beaufschlagt. Die Oberseite des Systems ist dabei 10 °C wärmer als die Unterseite. Eine Betrachtung der Verformungswerte (Abbildung 7.26 links) zeigt, dass

es durch den Temperaturgradienten und die Schädigung zu einer Verformung des Systems kommt. Anders als in den vorangegangenen Beispielen kommt es durch den Temperaturgradienten auch zu einer Verschiebung der Krümmungswerte über die gesamte Länge des Systems. Dies führt dazu, dass auch über die gesamte Länge eine Fläche zwischen den Krümmungsverläufen der Zeitpunkte t_0 und t_1 eingeschlossen wird und daraus resultierend über die gesamte Länge FDM-Werte aus dem Krümmungsverlauf vorhanden sind. Die Schädigung kann dennoch erkannt und lokalisiert werden, da es in dem Bereich der Schädigung zusätzlich zu einem veränderten Krümmungsverlauf kommt und somit die Größenordnung der FDM-Werte im Bereich der Schädigung ändert. Anhand des un stetigen Verlaufs der FDM-Werte aus der Krümmung ist die Schädigung detektierbar und lokalisierbar.

Zeitpunkt: Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite:
 t_0 : ungeschädigt $\Delta T_0 = 0 \text{ °C}$ Ober- und Unterseite gleich warm
 t_1 : geschädigt $\Delta T_1 = -10 \text{ °C}$ Oberseite 10 °C wärmer als Unterseite und als System zum Zeitpunkt t_0

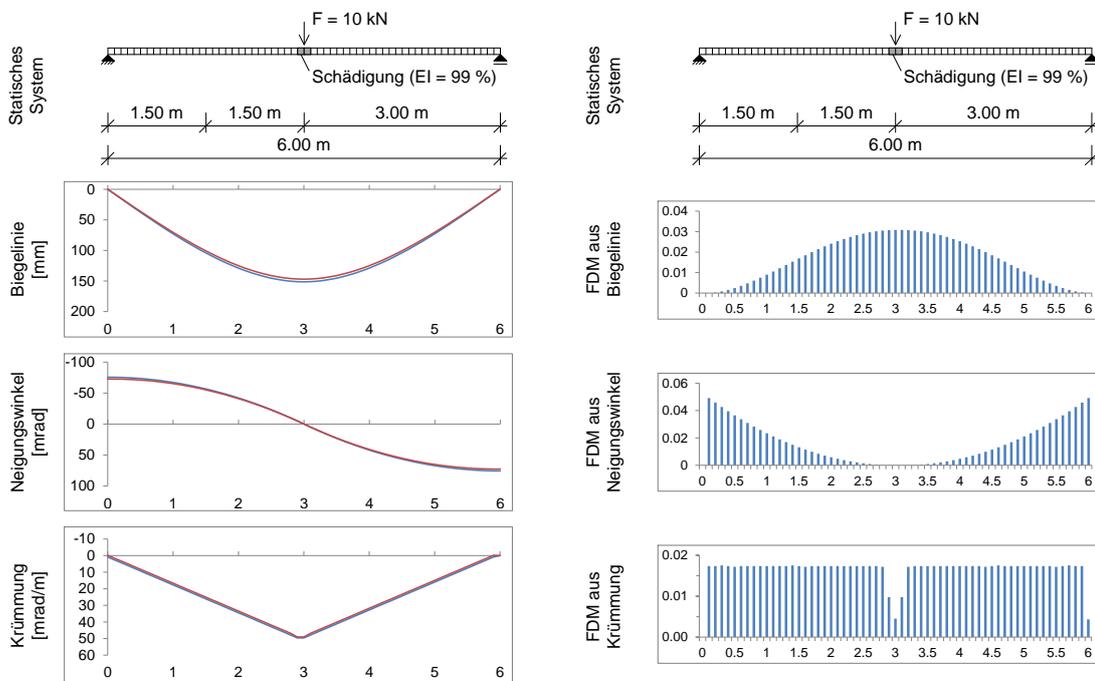


Abbildung 7.26: Einfeldträger mit 1 % Schädigung in Feldmitte und vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -10 \text{ °C}$ im geschädigten Zustand – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

Die Größenordnung der Unstetigkeit im Verlauf der FDM-Werte aus der Krümmung ist jedoch ebenfalls temperaturabhängig. Je stärker die Verformung aus dem Temperaturgradienten der Verformung aus der Schädigung entgegenwirkt, desto geringer fällt die Unstetigkeit im Krümmungsverlauf aus. Abbildung 7.27 zeigt dazu denselben Einfeldträger, bei welchem diesmal zum Zeitpunkt t_1 ein vertikaler Temperaturgradient von $\Delta T = -40 \text{ °C}$ (Oberseite 40 °C wärmer als die Unterseite) angesetzt wird. Es ist deutlich erkennbar, dass die Unstetigkeit im Verlauf der FDM-Werte aus dem Krümmungsverlauf deutlich geringer ausfällt als in Abbildung 7.26. Dennoch ist die Schädigung lokalisierbar.

KAPITEL 7: ZUSTANDBEWERTUNG VON BAUWERKEN

Zeitpunkt: Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite:
 t_0 : ungeschädigt $\Delta T_0 = 0 \text{ °C}$ Ober- und Unterseite gleich warm
 t_1 : geschädigt $\Delta T_1 = -40 \text{ °C}$ Oberseite 40 °C wärmer als Unterseite und als System zum Zeitpunkt t_0

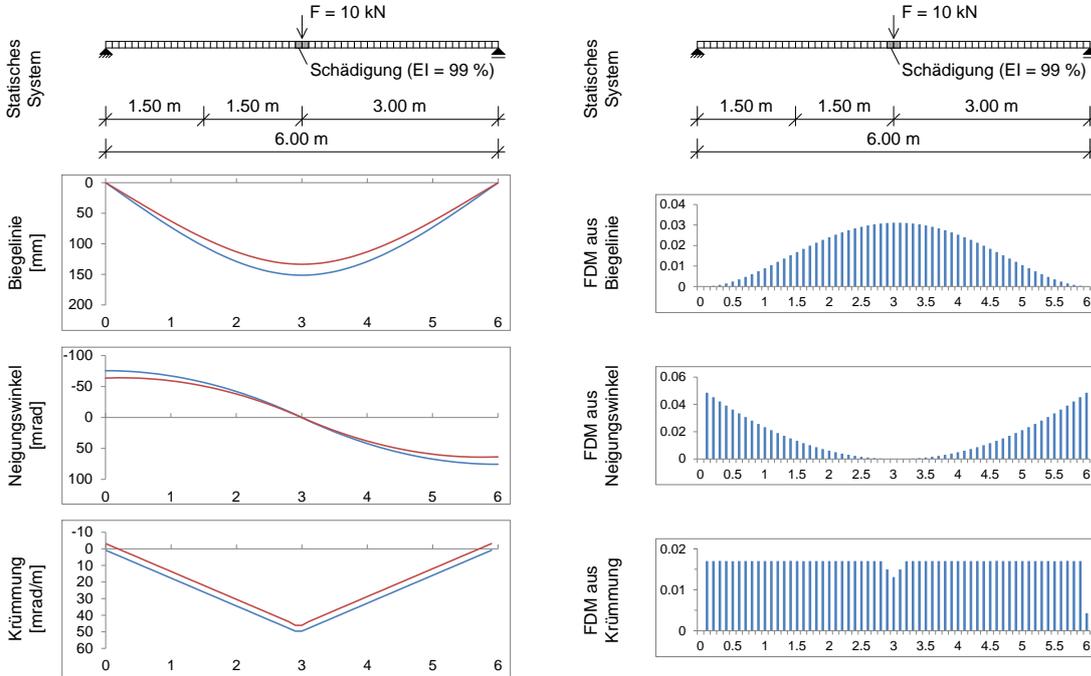


Abbildung 7.27: Einfeldträger mit 1 % Schädigung in Feldmitte und vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -40 \text{ °C}$ im geschädigten Zustand – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

Abbildung 7.28 zeigt, wie sich die FDM-Werte verändern, wenn die Verformung aus dem linearen Temperaturgradienten nicht der Verformung aus der Schädigung entgegenwirkt, sondern diese verstärkt. In diesem Fall wird zum Zeitpunkt t_1 ein Temperaturgradient $\Delta T = 20 \text{ °C}$ (Oberseite kälter als Unterseite) angesetzt. Dabei kommt es zu einer Unstetigkeit im Verlauf der FDM-Werte aus dem Krümmungsverlauf, welche diesmal jedoch in die andere Richtung gerichtet ist. Ein selbiger Verlauf stellt sich ein, wenn ein Temperaturgradient mit umgekehrten Vorzeichen nicht zum Zeitpunkt t_1 sondern zum Zeitpunkt t_0 angesetzt wird (Oberseite zum Zeitpunkt t_0 wärmer als die Unterseite).

Zeitpunkt: Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite:
 t_0 : ungeschädigt $\Delta T_0 = 0 \text{ °C}$ Ober- und Unterseite gleich warm
 t_1 : geschädigt $\Delta T_1 = 20 \text{ °C}$ Oberseite 20 °C kälter als Unterseite und als System zum Zeitpunkt t_0

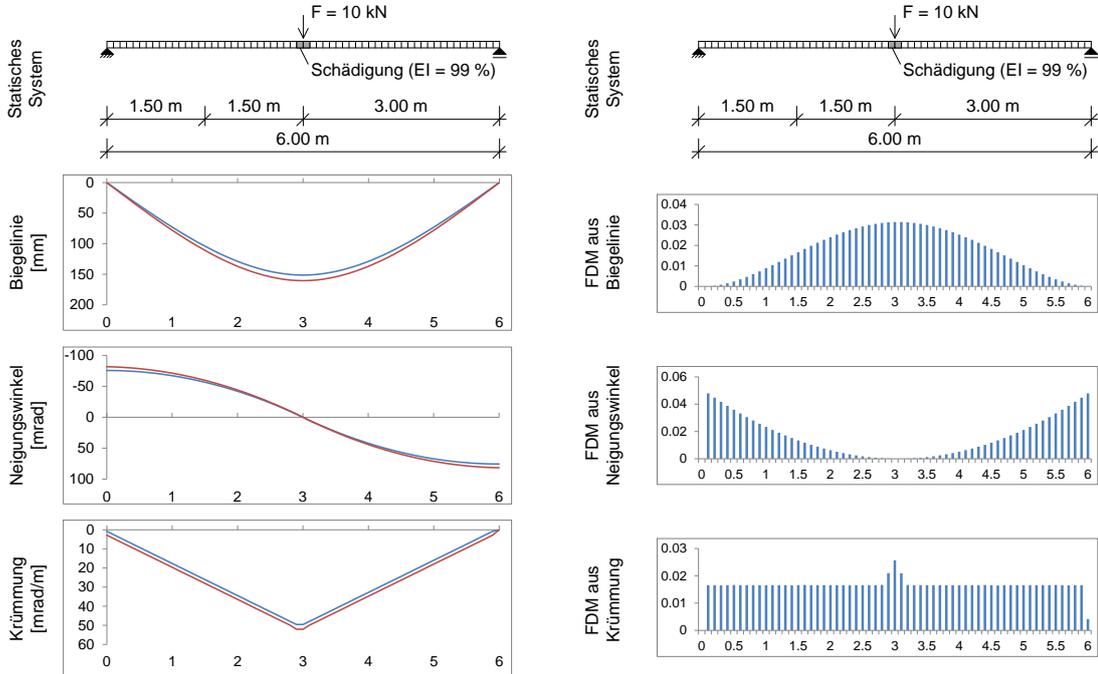


Abbildung 7.28: Einfeldträger mit 1 % Schädigung in Feldmitte und vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = 20 \text{ °C}$ im geschädigten Zustand – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

Abschließend zeigen Abbildung 7.29 und Abbildung 7.30, dass keine Unstetigkeit im Verlauf der FDM-Werte aus dem Krümmungsverlauf auftritt, wenn keine Schädigung vorhanden ist. Für den Zeitpunkt t_1 sind die Systeme genau wie für den Zeitpunkt t_0 ungeschädigt, jedoch wird zum Zeitpunkt t_1 jeweils ein Temperaturgradient von $\Delta T = -10 \text{ °C}$ bzw. $\Delta T = -40 \text{ °C}$ angesetzt. In beiden Fällen ist zum Zeitpunkt t_1 die Oberseite wärmer als die Unterseite. Am Verlauf der FDM-Werte aus dem Krümmungsverlauf ist deutlich erkennbar, dass sich keine Unstetigkeit einstellt.

Es lässt sich daher abschließend sagen, dass sich verändernde Temperaturen und die daraus resultierenden Verformungen die Detektion von Schädigungen mittels der Flächendifferenzmethode zwar beeinflussen, die Lokalisierung der Schädigung für Einfeldträger aber möglich ist.

KAPITEL 7: ZUSTANDBEWERTUNG VON BAUWERKEN

Zeitpunkt: Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite:
 t₀: ungeschädigt $\Delta T_0 = 0 \text{ }^\circ\text{C}$ Ober- und Unterseite gleich warm
 t₁: ungeschädigt $\Delta T_1 = -10 \text{ }^\circ\text{C}$ Oberseite 10 °C wärmer als Unterseite und als System zum Zeitpunkt t₀

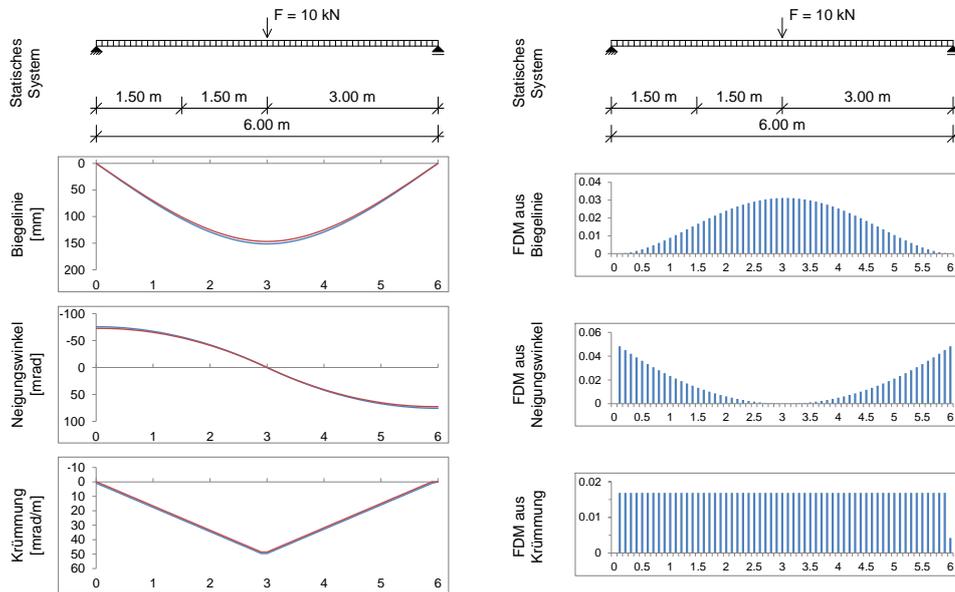


Abbildung 7.29: Ungeschädigter Einfeldträger zum Zeitpunkt t₀ und t₁ mit vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -10 \text{ }^\circ\text{C}$ zum Zeitpunkt t₁ – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den Zeitpunkt t₀ ungeschädigt und ohne Temperaturgradient (blau) und den Zeitpunkt t₁ ungeschädigt mit Temperaturgradient (rot), rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

Zeitpunkt: Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite:
 t₀: ungeschädigt $\Delta T_0 = 0 \text{ }^\circ\text{C}$ Ober- und Unterseite gleich warm
 t₁: ungeschädigt $\Delta T_1 = -40 \text{ }^\circ\text{C}$ Oberseite 40 °C wärmer als Unterseite und als System zum Zeitpunkt t₀

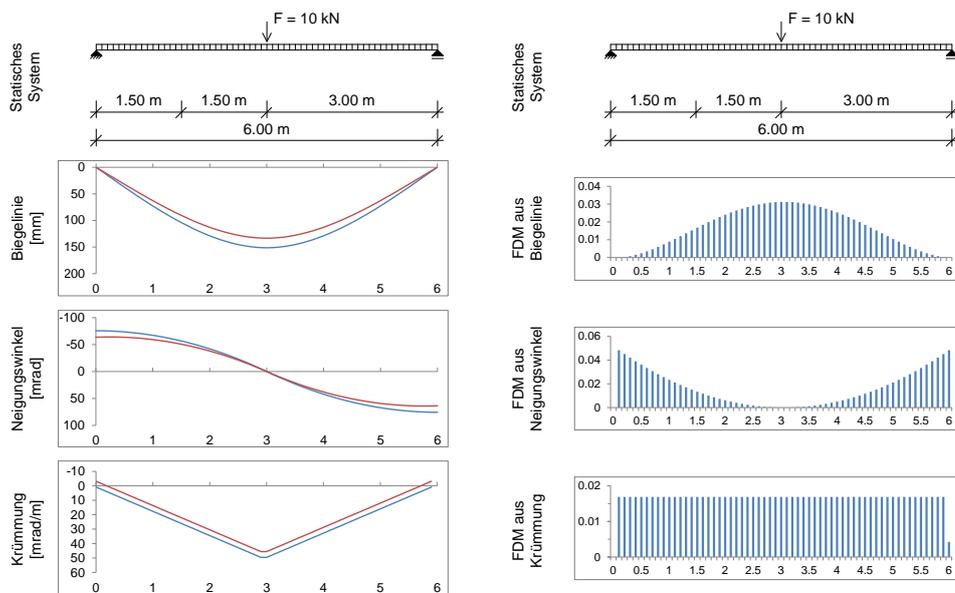


Abbildung 7.30: Ungeschädigter Einfeldträger zum Zeitpunkt t₀ und t₁ mit vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -40 \text{ }^\circ\text{C}$ zum Zeitpunkt t₁ – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den Zeitpunkt t₀ ungeschädigt und ohne Temperaturgradient (blau) und den Zeitpunkt t₁ ungeschädigt mit Temperaturgradient (rot), rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

Um die Allgemeingültigkeit dieser Aussage zu überprüfen, wird nachfolgend noch an einem Zweifeldträger (statisch unbestimmtes System) der Einfluss eines zwischen den Messzeitpunkten veränderlichen Temperaturgradienten auf die Schadenserkenkung untersucht. Abbildung 7.31 zeigt die Verformungsverläufe (Biegung, Neigungswinkel und Krümmung) für einen ungeschädigten Zweifeldträger und einen Zweifeldträger mit 1%iger Schädigung im linken Feld, welcher zusätzlich mit einem linearen Temperaturgradienten von $\Delta T_1 = -10\text{ °C}$ beaufschlagt ist. Die rechte Seite dieser Abbildung zeigt die aus diesen Verläufen errechneten FDM-Werte. Trotz des hier relativ geringen vertikalen Temperaturgradienten von $\Delta T_1 = -10\text{ °C}$ ist augenscheinlich keine Unstetigkeit im Verlauf der aus der Krümmung berechneten FDM-Werte zu erkennen. Der Einfluss der Temperatur ist in diesem Beispiel größer als der Einfluss der Schädigung, sodass diese nicht lokalisiert werden kann. Wäre hingegen kein vertikaler Temperaturgradient angesetzt worden, hätte also der Zweifeldträger zu beiden Zeitpunkten die gleiche Temperatur, wäre die Schädigung eindeutig zu lokalisieren (Abbildung 7.13). In den weiteren Beispielen (Abbildung 7.32 bis Abbildung 7.34) wird deutlich, dass mit zunehmender Schädigung diese selbst bei größerem Temperaturgradienten lokalisierbar ist. In Abbildung 7.32 ist beispielsweise eine 10%ige Schädigung bei einem Temperaturgradienten von $\Delta T_1 = -20\text{ °C}$ erkennbar. Für einen Temperaturgradienten von $\Delta T_1 = -30\text{ °C}$ ist diese Schädigung nicht eindeutig erkennbar (Abbildung 7.33). Erst eine Schädigung von 20 % ist auch bei einem Temperaturgradienten von $\Delta T_1 = -40\text{ °C}$ erkennbar (Abbildung 7.34).

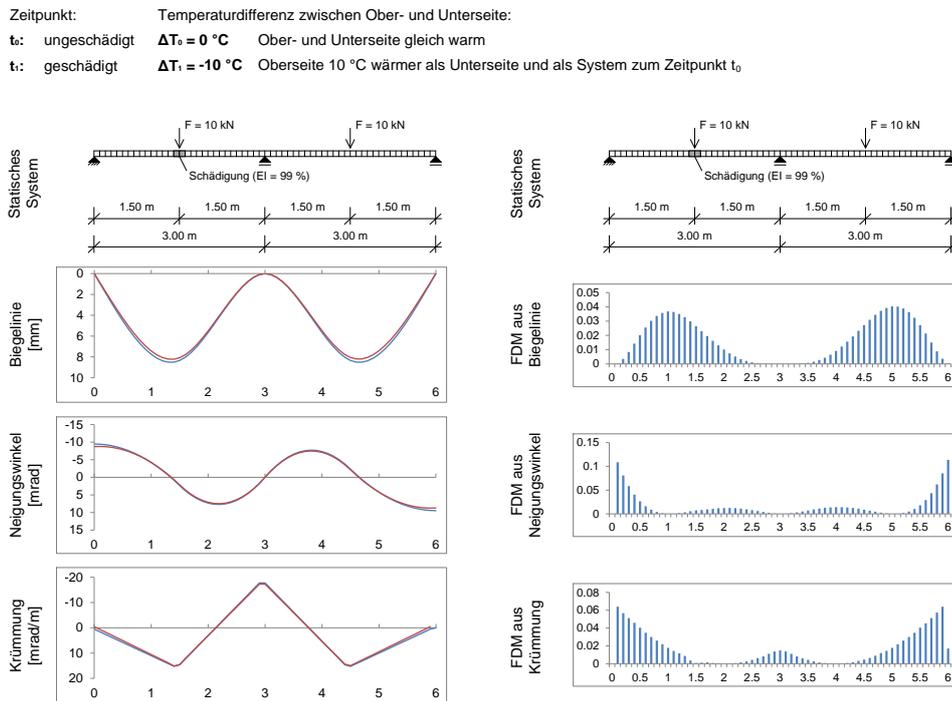


Abbildung 7.31: Zweifeldträger mit 1 % Schädigung in Feldmitte des linken Feldes und vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -10\text{ °C}$ im geschädigten Zustand – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

KAPITEL 7: ZUSTANDBEWERTUNG VON BAUWERKEN

Zeitpunkt: Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite:
 t₀: ungeschädigt $\Delta T_0 = 0 \text{ °C}$ Ober- und Unterseite gleich warm
 t₁: geschädigt $\Delta T_1 = -20 \text{ °C}$ Oberseite 20 °C wärmer als Unterseite und als System zum Zeitpunkt t₀

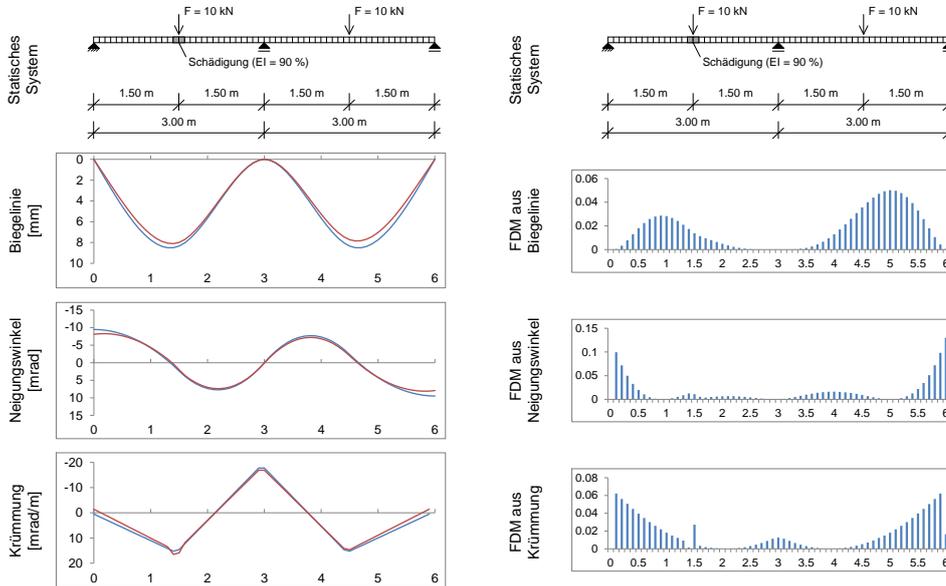


Abbildung 7.32: Zweifeldträger mit 10 % Schädigung in Feldmitte des linken Feldes und vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -20 \text{ °C}$ im geschädigten Zustand – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

Zeitpunkt: Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite:
 t₀: ungeschädigt $\Delta T_0 = 0 \text{ °C}$ Ober- und Unterseite gleich warm
 t₁: geschädigt $\Delta T_1 = -30 \text{ °C}$ Oberseite 30 °C wärmer als Unterseite und als System zum Zeitpunkt t₀

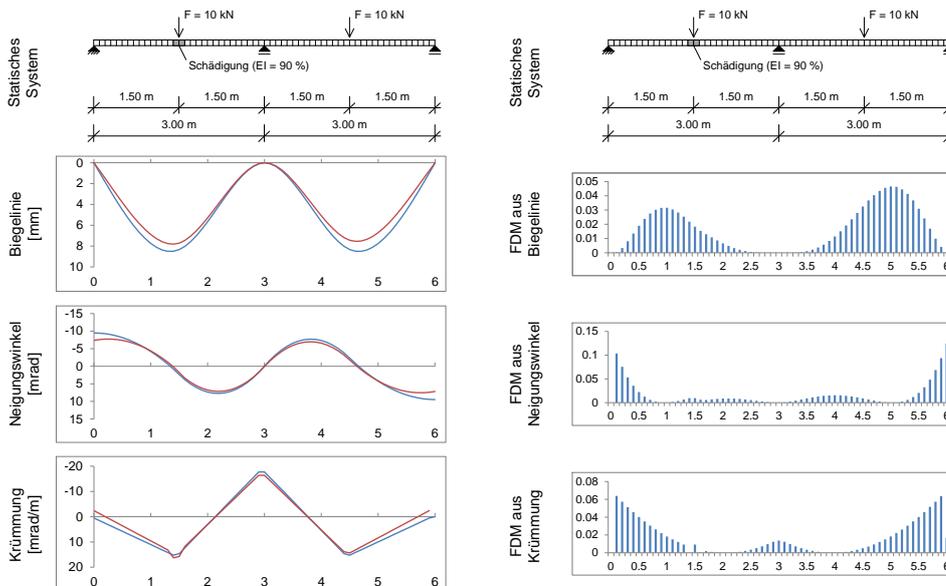


Abbildung 7.33: Zweifeldträger mit 10 % Schädigung in Feldmitte des linken Feldes und vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -30 \text{ °C}$ im geschädigten Zustand – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

Zeitpunkt: Temperaturdifferenz zwischen Ober- und Unterseite:
 t: ungeschädigt $\Delta T_0 = 0 \text{ }^\circ\text{C}$ Ober- und Unterseite gleich warm
 t: geschädigt $\Delta T_1 = -40 \text{ }^\circ\text{C}$ Oberseite $40 \text{ }^\circ\text{C}$ wärmer als Unterseite und als System zum Zeitpunkt t_0

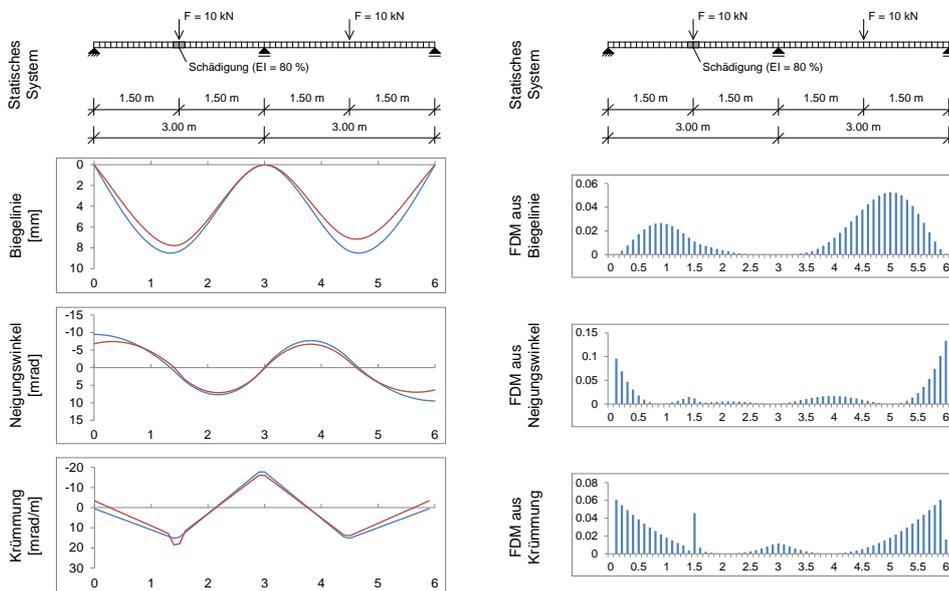


Abbildung 7.34: Zweifeldträger mit 20 % Schädigung in Feldmitte des linken Feldes und vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -40 \text{ }^\circ\text{C}$ im geschädigten Zustand – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Flächendifferenzmethode für statisch unbestimmte Systeme ebenfalls durch sich verändernde Temperaturzustände beeinflusst wird. Dass in diesen Beispielen der Einfluss der Temperatur derart hoch ausfällt, liegt an der in diesen Beispielen gewählten Querschnittshöhe von 0.1 m. Bei größerer Querschnittshöhe wäre aber auch der Einfluss der Schädigung auf die Durchbiegung geringer. Eine Beeinflussung durch die Temperatur ist daher vorhanden, welche mit zunehmender Schädigung in den Hintergrund tritt.

7.4.6 Weitere Einflüsse auf die Lokalisierung von Schäden mit der Flächendifferenzmethode (Sensorwahl und Lagerungseffekte)

Wie einige vorangehende Beispiele zeigen, eignen sich insbesondere die FDM-Werte, welche aus den Krümmungsverläufen ermittelt werden, zur Detektion und Lokalisierung von Schäden. Der Krümmungsverlauf kann jedoch nicht direkt am Bauwerk gemessen werden und ist daher durch Ableitung des Verlaufs des Neigungswinkels zu ermitteln. Der Neigungswinkel selbst kann in einzelnen Messpunkten mittels Neigungswinkelsensoren, den sogenannten Inclinometern, am Bauwerk gemessen werden. Bei ausreichend großer Anzahl an Messpunkten lässt sich so ein angenäherter Verlauf des Neigungswinkels ermitteln. Um an dem hier gewählten Balken die Änderungen im Neigungswinkelverlauf zwischen dem ungeschädigten und dem 1 % geschädigten Zustand eindeutig aufzuzeichnen, wären Neigungssensoren mit einer Auflösung von 0.001 mrad erforderlich. Gängige Neigungssensoren bieten jedoch zumeist nur

eine Auflösung von ≈ 0.2 mrad [SEIKA] an. Sofern zukünftig keine deutlich präziseren Messsysteme zur Verfügung stehen, ist zu empfehlen, die Krümmungen durch Bildung der zweiten Ableitung aus dem Verlauf der Biegelinie zu ermitteln. Die Biegelinie kann bei ausreichender Anzahl an Messpunkten aus den gemessenen vertikalen Verformungen ermittelt werden.

Wie bei den Neigungswinkelsensoren gilt auch hier, dass die Biegelinie genauer abgebildet werden kann, je mehr Messpunkte vorhanden sind. Bei konventioneller Messung mittels am Bauteil angebrachter Sensoren bedeutet dies vor jeder Messung einen erheblichen Zeitaufwand für die Einrichtung der Messstellen und Bestückung mit Sensoren. Als vorteilhaft sind hier, bei entsprechender Genauigkeit des Systems, berührungslose Messsysteme anzusehen. Zu berücksichtigen bleibt ebenfalls, dass es durch die numerische Ableitung zwischen zwei Messpunkten, insbesondere bei großen Abständen zwischen den Messpunkten, zu einem durch die Linearisierung fehlerbehafteten Wert der Ableitung kommt. Basiert die Ermittlung der Krümmung auf den gemessenen Durchbiegungen (zweite Ableitung der Durchbiegungen), so ist dieser Fehler in der ersten Ableitung enthalten und zusätzlich in der zweiten Ableitung. Könnte man bei hinreichender Genauigkeit der Neigungssensoren die Krümmung aus einem gemessenen Neigungswinkelverlauf ableiten, so wäre dieser Fehler nur einmal enthalten.

Ein weiterer Fehler bei der Bestimmung der Krümmungen kann beispielsweise durch lagerungsbedingte Eigenverformung des Systems eintreten. Diese kann zu den unterschiedlichen Messzeitpunkten unterschiedlich stark ausfallen, wenn das Bauwerk beispielsweise elastisch auf Elastomerlagern gelagert ist und deren Steifigkeit temperaturabhängig ist. Werden die Messungen dann bei unterschiedlichen Temperaturzuständen durchgeführt, kommt es in den Belastungstests trotz gleicher Belastung zu unterschiedlich starker vertikaler Verformung an den Auflagern. Für ein statisch bestimmtes System wie den Einfeldträger oder den Einfeldträger mit Kragarmen stellt dies kein Problem dar, da es zu einer linearen Starrkörperverschiebung kommt, welche rechnerisch aus den gemessenen Durchbiegungen eliminiert werden kann. In solchen Fällen bietet sich daher die Ermittlung der Krümmung durch zweimaliges Ableiten aus der Biegelinie an. Bei einem statisch unbestimmten System hingegen stellt sich keine lineare Verformung infolge des Lagerungseffektes ein. Vielmehr liegt hier ein gekrümmter Verformungsverlauf zwischen den Auflagern vor, welcher rechnerisch nicht einfach eliminiert werden kann. Für den baupraktischen Einsatz der Flächendifferenzmethode sollte daher zuvor eine bauwerkspezifische Berechnung dieses Einflusses durchgeführt werden, um die Größenordnung des Lagereinflusses auf die Verformung abzuschätzen. Sollte diese Verformung im Vergleich zur Verformung aus der erwarteten Schädigung nicht vernachlässigbar sein, wird empfohlen, die einzelnen Belastungsversuche unter annähernd gleichen Temperaturbedingungen durchzuführen.

7.5 Zusammenfassung

Das vorliegende Kapitel befasst sich mit Methoden zur Zustandsbewertung von Bauwerken. Es wird zunächst das Grundlegende der DIN 1076 [DIN 1076] beschrieben, nach welcher in Deutschland die Überwachung von Ingenieurbauwerken hinsichtlich Stand-, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit geregelt wird. Daran anschließend wird die auf statischen Parametern basierende Zustandsbewertung beschrieben. Diese kommt teilweise bei der Dauerüberwachung (verformungsbasiertes Monitoring) von Bauwerken zum Einsatz. Anhand einiger Beispiele kann gezeigt werden, dass eine präzise Erkennung von Schäden anhand von gemessenen Durchbiegungen und Neigungswinkeln nicht immer möglich ist. Teilweise kann ein Steifigkeitsverlust von 50 % nicht eindeutig visualisiert werden.

Aus diesem Grund wird im weiteren Verlauf dieses Kapitels die Flächendifferenzmethode (FDM) ausführlich beschrieben. Nachdem zunächst die Grundlagen sowie die Berechnungsformeln für die FDM-Werte beschrieben werden, wird an Beispielen gezeigt, dass insbesondere anhand der aus den Krümmungsverläufen berechneten FDM-Werte eine Schädigung erkannt und lokalisiert werden kann. Auch geringere Schädigungen (Steifigkeitsverlust von 1 %) können in Abhängigkeit von der gewählten Laststellung erkannt werden. Entscheidend ist, dass es durch die gewählte Belastung zu einer zusätzlichen Verdrehung im Bereich der Schädigung kommt. Ist dies der Fall, sind auch mehrere Schädigungen in einem System erkennbar. Wie detailliert der Ort der Schädigung mit dieser Methode eingrenzbar ist, hängt dabei von der gewählten Anzahl an Messpunkten ab, in welchen die Verformungen ermittelt werden. Es wird gezeigt, dass mit abnehmender Anzahl an Messpunkten zwar die Genauigkeit der Lokalisierung des Schadens abnimmt, jedoch der vorhandene Schaden innerhalb eines bestimmten Bereichs immer noch erkennbar ist.

Da Messungen an realen Bauwerken in der Regel durch den zum Messzeitpunkt vorherrschenden Temperaturzustand beeinflusst sind, wird überprüft, ob eine Auswertung mit der Flächendifferenzmethode ebenfalls durch wechselnde Temperaturzustände beeinflusst wird. Anhand von Beispielen am Ein- und Zweifeldträger wird gezeigt, dass für statisch bestimmte Systeme keine Beeinträchtigung durch die Temperatur vorliegt. Anders ist dies bei statisch unbestimmten Systemen. Hier beeinflusst die Temperatur bedingt durch die Verformungsbekämpfung des statisch unbestimmten Systems das Verformungsverhalten derart, dass kleinere Schäden nicht erkannt werden können. So kann beispielsweise erst ein lokaler Steifigkeitsverlust von 20 % bei einem Temperaturgradienten von $\Delta T_1 = -40 \text{ °C}$ im geschädigten Zustand (Oberseite im geschädigten Zustand 40 °C wärmer als Unterseite; Ober- und Unterseite im ungeschädigten Zustand gleich warm) erkannt werden. Zwar sind bei geringeren Temperaturgradienten auch kleinere Schädigungen erkennbar, dennoch liegt eine Beeinflussung durch die Temperatur vor, welche erst bei zunehmender Schädigung in den Hintergrund tritt. Die frühzeitige Erkennung kleinerer Schäden ist jedoch das Hauptziel, wenn es darum geht, anfallende Instandhaltungskosten gering zu halten.

Abschließend wird diskutiert, ob die Messung der Durchbiegungen oder der Neigungswinkel geeigneter für die Beurteilung ist. Zwar kommt es durch die Linearisierung der Verformungsverläufe zu einer fehlerbehafteten Ableitung, doch ist im Hinblick auf die erforderliche Sensorgenauigkeit und auf mögliche ungleichmäßige Lagerverformungen die zweifache Ableitung

der Biegelinie zur Ermittlung des Krümmungsverlaufs gegenüber der einfachen Ableitung des Neigungswinkelverlaufs vorzuziehen.

Da jedoch jedes Bauwerk individuell zu betrachten ist, obliegt es dem sachkundigen Planer abzuschätzen, wie temperaturbeeinflusst das System ist und wie gravierend Einflüsse aus unterschiedlicher Lagerverformung sowie aus der Linearisierung des Verformungsverlaufs zwischen den Messpunkten sind.

Kapitel 8

8 IN-SITU BELASTUNGSTESTS AN DER BRÜCKE CHAMPANGSHIEHL

8.1 Einleitung

In diesem Kapitel soll am Beispiel der Brücke Champangshiehl untersucht werden, ob es möglich ist, Schäden mittels statischer Belastungsversuche zu erkennen und zu lokalisieren. Wie in den theoretischen Grundlagen bereits beschrieben, erhöht sich durch das Auftreten eines Schadens (Riss im Beton) die Durchbiegung, was messtechnisch zu erfassen ist. Die numerischen Untersuchungen am Einfeldträger haben gezeigt, dass sich die Biegelinie des geschädigten Trägers in Richtung der Schädigung verschiebt, bezogen auf den Biegelinienverlauf des ungeschädigten Trägers. Darüber hinaus kommt es durch die schadensbedingt lokal veränderte Steifigkeit zu einem Sprung im Verlauf des Neigungswinkels des Bauwerks.

Untersuchungen von [BUN-11] an einer anderen Brücke haben gezeigt, dass die Detektion von Verformungszuwächsen nicht immer eindeutig möglich ist. Bei geringen Schädigungen des Bauwerks, wie z.B. dem Durchtrennen einzelner Spannglieder, konnten kaum nennenswerte Durchbiegungszuwächse registriert werden. Zumeist können Schäden an den Spanngliedern erst dann detektiert werden, wenn durch die Schädigung auch Risse im Beton entstehen.

An der Brücke Champangshiehl soll nun explizit untersucht werden, ob Schäden mittels Belastungstests erkennbar sind. Dazu wird das Bauwerk stufenweise unterschiedlich stark geschädigt. Die Möglichkeit zur Durchführung der schädigenden Tests hat sich ergeben, da das Bauwerk durch eine städtebaulich veränderte Planung nicht mehr benötigt wird und nach den Tests bereits zum Abriss freigegeben worden ist.

8.2 Beschreibung der Brücke

8.2.1 Tragsystem

Die betrachtete Brücke ist eine im Jahr 1966 aus Spannbeton fertiggestellte Zweifeldbrücke mit einer Gesamtlänge von 103 m. Die Feldlängen sind unterschiedlich und betragen 37.5 m für das kleine Feld und 65.5 m für das große Feld. Die Position der Endauflager ist jeweils 0.5 m ins Feld eingerückt, sodass die statische Länge des Überbaus 102 m beträgt, zusammengesetzt aus den statischen Feldlängen 37 m (kleines Feld) und 65 m (großes Feld). Der Brückenquerschnitt ist ein Spannbetonhohlkastenquerschnitt mit einer Höhe von 2.62 m (Abbildung 8.2).



Abbildung 8.1: Seitenansicht der Brücke Champangshiehl [SCH-11]

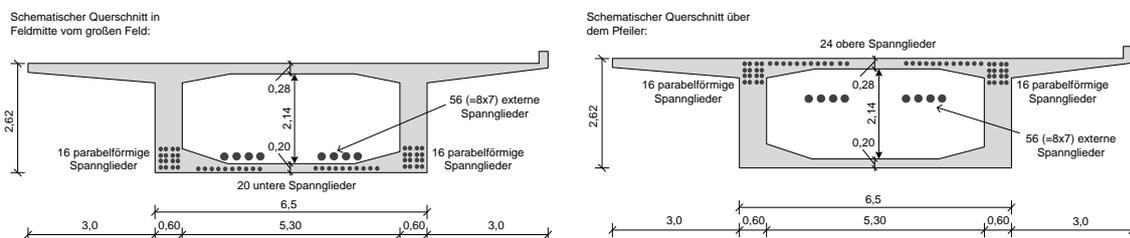


Abbildung 8.2: Querschnitt der Brücke Champangshiehl mit schematischer Angabe der Spannglieder [SCH-11]

Ursprünglich ist das Bauwerk mit

- 32 parabelförmigen Spanngliedern, die über die gesamte Länge verlaufen,
- 20 Spanngliedern, die in der Bodenplatte des großen Feldes verlaufen und
- 24 Spanngliedern, die in der Deckenplatte verlaufen und im kleinen Feld teilweise am Endauflager beginnen und über den Pfeiler ins große Feld hinausgehen,

vorgespannt worden.

1987 ist das Bauwerk im Bereich des großen Feldes mit 56 externen Spannlatzen, die im Inneren des Hohlkastens verlaufen, ergänzt worden. Abbildung 8.3 zeigt den schematischen Verlauf der Spannglieder über die Brückenlänge.

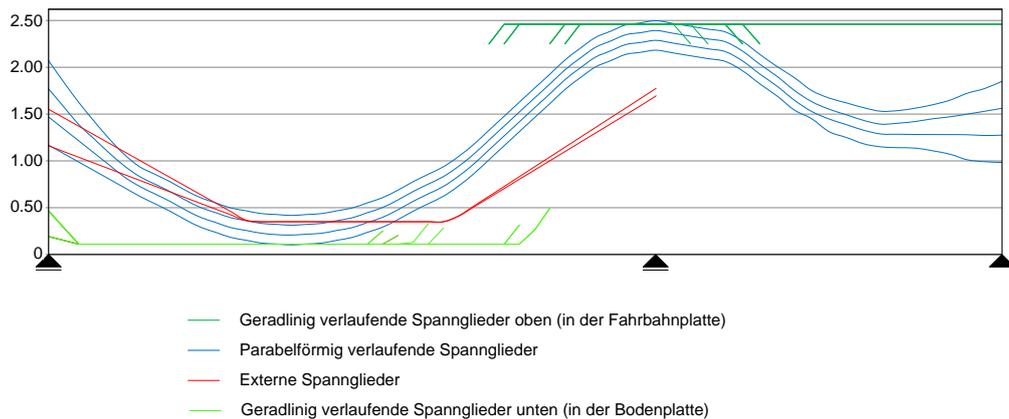


Abbildung 8.3: Schematische Darstellung des Spanngliederverlaufs in Brückenlängsrichtung [SCH-11]

Aufgelagert ist das Bauwerk auf den zwei Widerlagern sowie auf einem Pfeiler (Abbildung 8.1). Das Widerlager am großen Feld ist als bewegliches Lager in Form einer Stahlrolle ausgebildet worden. Das Widerlager am kleinen Feld hingegen ist als unverschiebliches Auflager hergestellt worden. Über dem Pfeiler ist ein Elastomer-Lager zur Auflagerung des Überbaus eingebaut worden.

8.2.2 Materialparameter des Überbaus

Gemäß den Entwurfsunterlagen der Brücke Champangshiehl ist der Überbau aus einem Beton B450 gemäß der DIN 4227 von 1953 [DIN 4227] hergestellt. Die Norm gibt an, dass für die Berechnung ein Elastizitätsmodul von $E = 350000 \text{ kg/cm}^2$ in Rechnung gestellt werden darf. Gemäß der Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) [BMVBS-11] darf für diesen Beton eine charakteristische Druckfestigkeit $f_{ck,cyl} = 30 \text{ N/mm}^2$ angesetzt werden. Der Elastizitätsmodul und die Zugfestigkeit dürfen gemäß den Festlegungen des DIN-Fachberichts 102 [DIN-Fachbericht 102] aus der charakteristischen Druckfestigkeit ermittelt werden.

Zur genaueren Verifizierung der Materialparameter werden nach Beendigung der Belastungsversuche Materialproben aus dem Überbau entnommen. Druckfestigkeitsversuche an Bohrkernen ergeben eine maximale Betondruckfestigkeit von 67 N/mm^2 . Im Spaltzugfestigkeitsversuch wird eine Spaltzugfestigkeit des Betons von $f_{ct,sp} = 4 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Da die Ergebnisse eines Spaltzugfestigkeitsversuchs über der eigentlichen Zugfestigkeit des geprüften Betons liegen, ergibt sich für den Beton die Zugfestigkeit zu $f_{ct} = 3.6 \text{ N/mm}^2$ (die Zugfestigkeit des Betons beträgt 90% der Spaltzugfestigkeit). Der Elastizitätsmodul wird ebenfalls im Labor ermittelt und kann mit $E = 36000 \text{ N/mm}^2$ angegeben werden. Die Dichte des Betons beträgt 2.34 kg/dm^3 .

Entsprechend der Bauwerksunterlagen sind zur Erzeugung der Vorspannung Spannglieder vom Typ ASTM A416 57 T eingesetzt worden. Deren Elastizitätsmodul darf mit $E = 194000 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden. Die Zugfestigkeit dieser Spannglieder beträgt 1730 N/mm^2 . Die Vorspannkraft beträgt mit 1177 kN respektive 1050 N/mm^2 .

8.3 Untersuchung des statischen Tragverhaltens unter Berücksichtigung einer stufenweisen Schädigung

8.3.1 Beschreibung des Testablaufs

Um zu eruieren, wie stark ein Bauwerk geschädigt werden muss, um Verformungszuwächse messtechnisch und analytisch zu registrieren, werden an diesem Bauwerk zerstörende Untersuchungen durchgeführt. Es werden 4 Schädigungsstufen festgelegt, die mittels Durchtrennung der Spannglieder in einem vorgegebenen Schnitt erzeugt werden. In der ersten Schädigungsstufe (#1) werden die geradlinig in der Bodenplatte des Hohlkastens liegenden Spannglieder durchtrennt (Abbildung 8.4 links). Dies entspricht einer Schädigung von 33.7 % der Spannglieder, die in dem Schnitt der Schädigung verlaufen. Die Schädigung erfolgt an der Schädigungsposition 1, welche um $x = 0.45 \cdot l = 29.25 \text{ m}$ ins große Feld eingerückt ist (ausgehend vom Widerlager). Die Position der Schädigung liegt damit zwischen der Feldmitte und der erwarteten Position des maximalen Biegemomentes ($x = 0.4 \cdot l$). In der zweiten Schädigungsstufe (#2) werden 8 geradlinig in der Fahrbahnplatte verlaufende Spannglieder durchtrennt (Abbildung 8.4 rechts), was einer Schädigung von 12.6 % der Spannglieder im Schnitt der Schädigung entspricht. Diese Schädigungsstufe wird an Schädigungsposition 2 realisiert, welche sich 1.5 m vom Pfeiler aus gemessen im großen Feld befindet ($x = 63.5 \text{ m}$). Schädigungsstufe #3 wird erzeugt, indem die externen Spannglieder entfernt werden (Abbildung 8.5 links). Die abschließende vierte Schädigungsstufe (#4) wird realisiert, indem die übrigen geraden Spannglieder in der Fahrbahnplatte und die obere Reihe der parabelförmig verlaufenden Spannglieder durchtrennt werden (Abbildung 8.5 rechts). Die Schädigung erfolgt in Schädigungsposition 2. Tabelle 8.1 fasst die durchgeführten Schädigungen zusammen und gibt die aus der jeweiligen Schädigung resultierende prozentuale Schädigung je Schnittposition an.

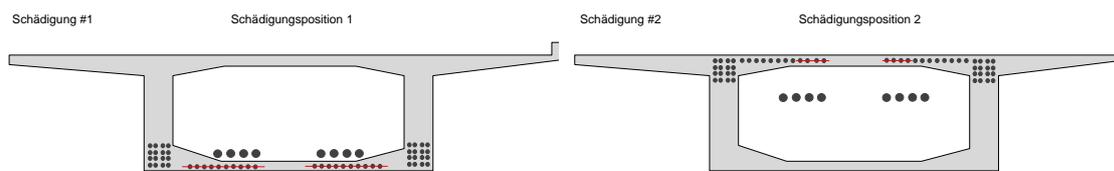


Abbildung 8.4: Schematische Darstellung der Schädigungsstufen; links: Schädigung #1; rechts: Schädigung #2 [SCH-11]

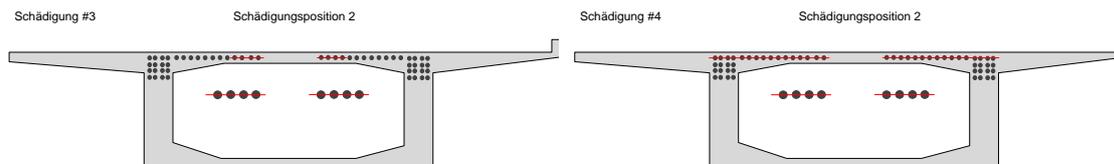


Abbildung 8.5: Schematische Darstellung der Schädigungsstufen; links: Schädigung #3; rechts: Schädigung #4 [SCH-11]

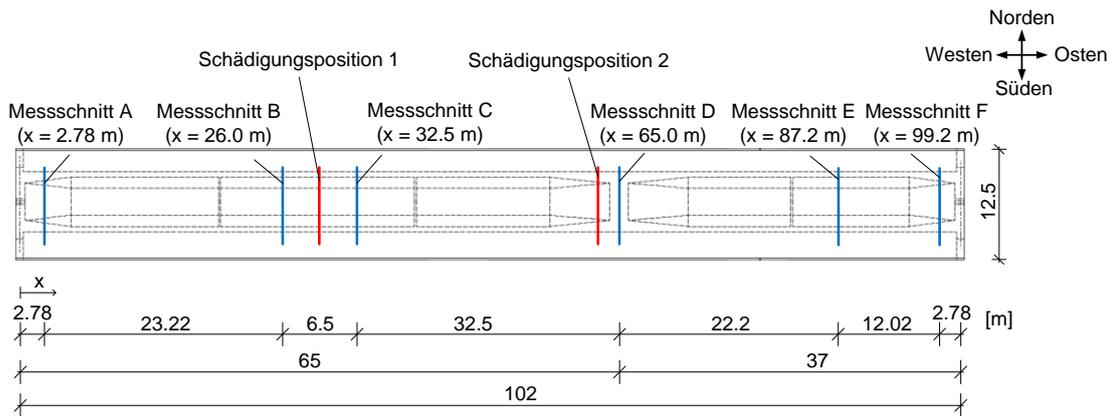


Abbildung 8.6: Draufsicht auf die Brücke mit Angabe der Messstellen (Section A-F) und der Schädigungspositionen [SCH-11]

Tabelle 8.1: Beschreibung der Schädigungsstufen [SCH-11]

Schadensstufe	Beschreibung der Schädigung	% der durchtrennten Spannglieder im Schnitt $x=0.45L$	% der durchtrennten Spannglieder über dem Pfeiler
#0	Keine Schädigung	[-]	[-]
#1	Durchtrennung von 20 geradlinig in der Bodenplatte verlaufenden internen Spanngliedern (100 % der unteren Vorspannung)	33.7 %	0 %
#2	Durchtrennung von 8 geradlinig oben verlaufenden Spanngliedern	33.7 %	12.6 %
#3	Durchtrennung der externen Vorspannung	46.1 %	24.2 %
#4	Durchtrennung 16 weiterer oben geradlinig verlaufender Spannglieder + 8 parabelförmiger Spannglieder.	46.1 %	62.12 %

Abbildung 8.7 bis Abbildung 8.8 zeigen die Durchführung der Schädigungen. In den Schädigungsstufen #1, #2 und #4 werden die internen Spannglieder durchtrennt, indem von außen der Beton und die Spannglieder mittels einer Betonsäge durchgeschnitten werden (Abbildung 8.7). Die Durchtrennung der externen Spannglieder (Schädigung #3) erfolgt, indem durch ein Loch in der Fahrbahnplatte die Spannseile mit einem Schweißbrenner nacheinander durchtrennt werden (Abbildung 8.8).



Abbildung 8.7: Durchführung der Schädigungen - links: Führungsschiene der Betonsäge für Schädigung #1 an der Unterseite der Brücke montiert; rechts: Durchführung der Schädigung #2 bzw. #4 [SCH-11]



Abbildung 8.8: Durchführung der Schädigung #3 - Durchtrennen der externen Spannglieder [SCH-11]

Für den ungeschädigten Zustand (#0) sowie für jede dieser vier Schädigungsstufen (#1 bis #4) wird das Bauwerk mit einer Versuchslast von 245 t belastet. Die Versuchslast wird durch 38 Stahlträger erzeugt (Abbildung 8.9 links), welche jeweils 10 m lang sind und mittels eines Elektromagneten auf die geschädigte bzw. ungeschädigte Brücke gehoben werden (Abbildung 8.9 rechts). Die Positionierung der Stahlträger auf der Brücke wird so gewählt, dass sich deren Schwerpunkt über dem Punkt der ersten Schädigung #1 ($x = 0.45 \cdot l = 29.25$ m vom Widerlager aus) befindet (Abbildung 8.10).



Abbildung 8.9: Stahlträger zur Aufbringung der Versuchslast - links: 31 der 38 Stahlträger; rechts: Auflegen der Stahlträger auf die Brücke mittels Elektromagneten [SCH-11]

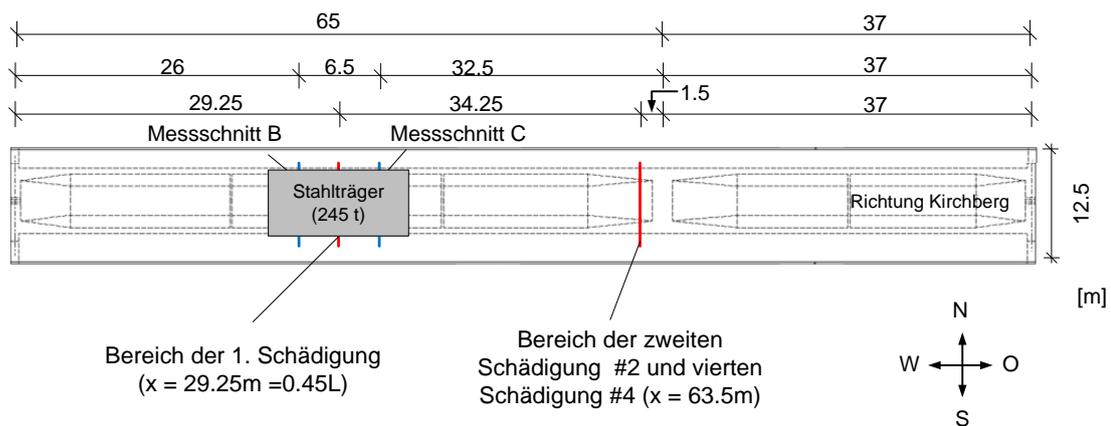


Abbildung 8.10: Positionierung der Stahlträger auf der Brücke [SCH-11]

Für jede der oben beschriebenen Schädigungsstufen (#0 bis #4) werden die vertikalen Verformungen des Brückenüberbaus an verschiedenen Messstellen aufgezeichnet. Zusätzlich messen induktive Wegaufnehmer kontinuierlich die Verformungen während der gesamten Versuchsdauer.

8.3.2 Messtechnik und Sensorpositionierung

Zur Beurteilung der Auswirkungen der durchgeführten Schädigungen auf das Bauwerk, insbesondere auf dessen Last-Verformungsverhalten, werden die Durchbiegungen des Überbaus gemessen. Diese werden mit zwei unterschiedlichen Systemen aufgezeichnet, um später eine Analyse der Schadenserkennung durch das jeweilige System führen zu können.

Die Messung erfolgt einerseits durch ein digitales Nivellement, das die Verformung des Bauwerks zu expliziten Zeiten misst. Mit diesem System erfolgt zunächst eine Referenzmessung im ungeschädigten Zustand. Darauf aufbauend werden jeweils vor und nach der Erzeugung der einzelnen Schädigungen sowie vor und nach der Lastaufbringung die Durchbiegungen gemessen. Um einen Aufschluss über das Last-Verformungsverhalten über die Zeit zu bekommen, wird zusätzlich ca. 18 Stunden nach Lastaufbringung die vertikale Verformung gemessen. Um die Rückverformung zu dokumentieren, erfolgt eine weitere Verformungsmessung unmittelbar nach der Entlastung des Überbaus. Die einzelnen Messzeitpunkte werden im Folgenden als Lastfälle bezeichnet und sind in Tabelle 8.2 zusammengestellt.

Zusätzlich zu der Messung mit dem digitalen Nivellement werden die Durchbiegungen mittels induktiver Wegaufnehmer kontinuierlich während der gesamten Versuchsdauer aufgezeichnet. Im Vergleich zum digitalen Nivellement bietet dieses System den Vorteil, dass das Last-Verformungsverhalten über die Zeit dargestellt und analysiert werden kann. Die Messung mit dem digitalen Nivellement ermöglicht nur die Analyse einzelner Lastfälle (Messzeitpunkte).

Mit den beiden genannten Systemen werden die vertikalen Verformungen an verschiedenen Messstellen aufgezeichnet, um das Verformungsverhalten des gesamten Brückenüberbaus über die Länge darstellen und untersuchen zu können. Dies dient auch der späteren Anpas-

sung des numerischen Rechenmodells. Die Messung der vertikalen Verformung erfolgt dabei an den für das Verformungsverhalten maßgebenden Punkten, in denen das maximale Biegemoment erwartet wird (0.4 L) (Messschnitt B) und in Feldmitte (Messschnitt C) des großen Feldes. Weitere Messpunkte befinden sich 2.78 m von den Auflagerlinien der Widerlager entfernt (Messschnitt A im großen Feld und Messschnitt F im kleinen Feld) und über dem Mittelpfeiler (Messschnitt D). Die Verformung des kleinen Feldes wird an dem Punkt der erwarteten maximalen Verformung des Feldes (0.4 L vom Widerlager aus) gemessen (Messschnitt E). Abbildung 8.11 zeigt die Position der Messschnitte an einer schematischen Seitenansicht des Brückenkörpers.

Tabelle 8.2: Messzeitpunkte bzw. Lastfälle der statischen Belastungstests

Lastfall	Schädigungs- zustand	Beschreibung	Datum	Zeit
#0	#0	Initialmessung im ungeschädigten Zustand (Schadensszenario #0)	07.06.11	11:37
#0-L		Messung nach Lastaufbringung	07.06.11	14:45
#0-L-Cr		Messung 19 h nach Lastaufbringung	08.06.11	09:45
#0-U		Messung nach Entlastung der Brücke	08.06.11	13:57
#0-U-Cr		Messung 30 Minuten nach der Entlastung	08.06.11	14:35
#1	#1	Messung nach der ersten Schädigung (Schadensszenario #1)	08.06.11	14:55
#1-Cr		Messung 44 h nach der ersten Schädigung	10.06.11	11:24
#1-L		Messung nach Lastaufbringung	10.06.11	14:05
#1-L-Cr		Messung 19 h nach Lastaufbringung	11.06.11	09:11
#1-U		Messung nach Entlastung der Brücke	11.06.11	11:19
#1-U-Cr		Messung 94 h nach der Entlastung	15.06.11	09:24
#2	#2	Messung nach der zweiten Schädigung (Schadensszenario #2)	15.06.11	15:26
#2-Cr		Messung 19 h nach der zweiten Schädigung	16.06.11	10:31
#2-L		Messung nach Lastaufbringung	16.06.11	14:28
#2-L-Cr		Messung 18 h nach Lastaufbringung	17.06.11	09:04
#2-U		Messung nach Entlastung der Brücke	18.06.11	11:07
#2-U-Cr		Messung 27 h nach der Entlastung	19.06.11	14:07
#3	#3	Messung nach der dritten Schädigung (Schadensszenario #3)	19.06.11	14:35
#3-Cr		Messung 19 h nach der dritten Schädigung	20.06.11	10:04
#3-L		Messung nach Lastaufbringung	20.06.11	13:21
#3-L-Cr		Messung 20 h nach Lastaufbringung	21.06.11	09:24
#3-U		Messung nach Entlastung der Brücke	21.06.11	11:53
#3-U-Cr		Messung 20 h nach der Entlastung	22.06.11	09:15
#4		Messung nach der vierten Schädigung (Schadensszenario #4)	22.06.11	16:26

L = Belasteter Zustand der Brücke

U = Entlasteter Zustand der Brücke

Cr = Berücksichtigung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens

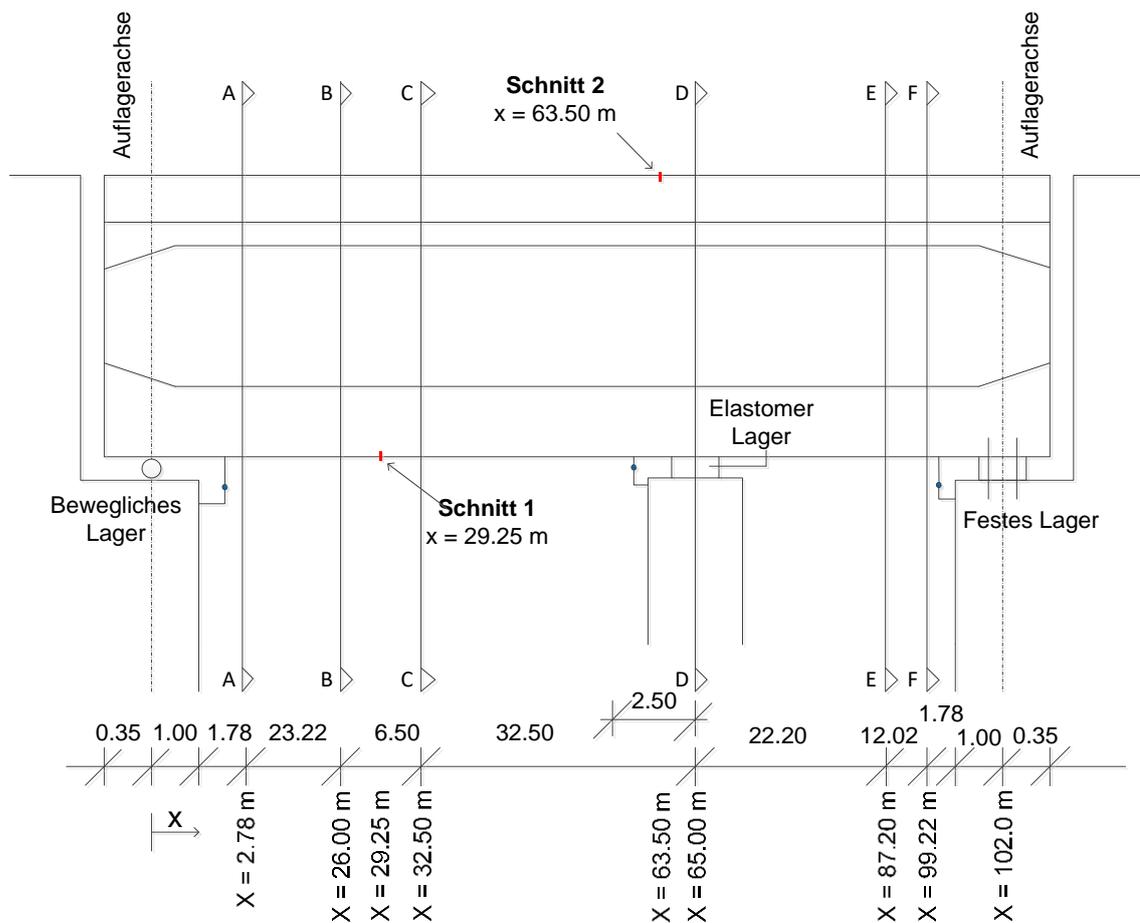


Abbildung 8.11: Schematische Seitenansicht des Brückenüberbaus mit Darstellung der Messschnitte (A-F), in denen die Durchbiegungen gemessen worden sind

Die Anordnung der Wegaufnehmer in den einzelnen Messschnitten erfolgt an der Unterseite der Bodenplatte des Hohlkastenquerschnitts. In Querrichtung betrachtet sind die Sensoren in der Mitte der Bodenplatte angeordnet. Lediglich im Messschnitt B und C ist ein zusätzlicher Wegaufnehmer an der Bodenplatte unterhalb der nördlichen Seitenwand des Hohlkastens angeordnet (Abbildung 8.12). Die Position der Wegaufnehmer ist in dieser Abbildung mit S gekennzeichnet. Die Messung mit dem digitalen Nivellement erfolgt von der Oberseite auf der Fahrbahnplatte des Hohlkastens. In Querrichtung sind die Messstellen über der südlichen Seitenwand des Hohlkastens angeordnet. Abbildung 8.12 zeigt exemplarisch für Messschnitt B die Position der Sensoren über den Querschnitt verteilt.

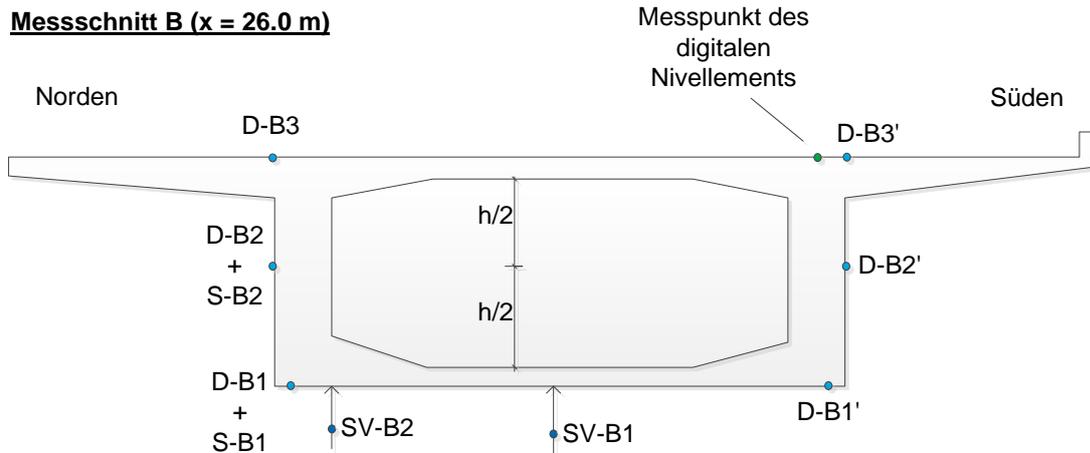


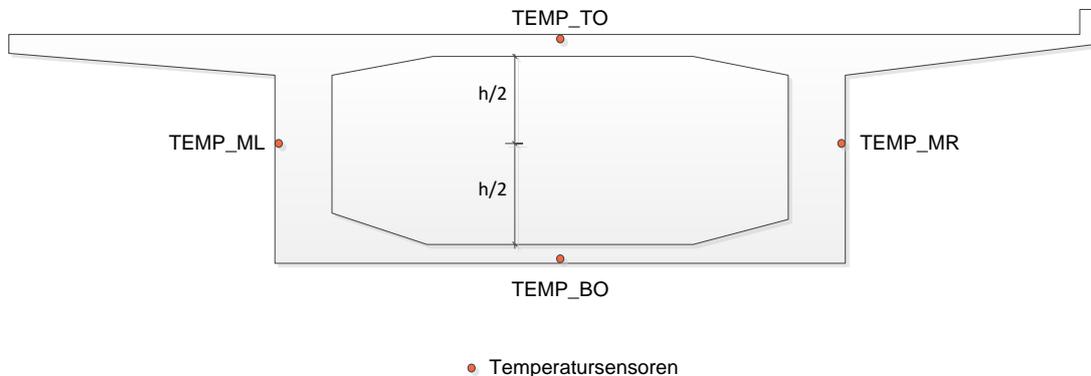
Abbildung 8.12: Schematische Darstellung der Messpositionen im Messschnitt B

Um einen genaueren Eindruck vom Last-Verformungsverhalten zu bekommen, werden zusätzlich die Dehnungen des Überbaus an markanten Punkten gemessen. Die Dehnungsmessung erfolgt für jeden Messschnitt an der Unterseite der Seitenwand des Hohlkastens, auf halber Höhe des Hohlkastens und von oben über der Seitenwand des Hohlkastens. Die Messpositionen der Dehnungsmessstreifen sind ebenfalls in Abbildung 8.12 dargestellt und in dieser mit D bezeichnet.

8.3.2.1 Messung von Temperatureffekten

Wie bereits in den theoretischen Grundlagen beschrieben, unterliegen Brücken Verformungsänderungen durch Sonneneinstrahlung und tageszeitbedingter Temperaturänderung. Um diesen Effekt bei der Auswertung zu berücksichtigen und einen Eindruck über die Auswirkung des Effekts zu erhalten, wird die Temperatur kontinuierlich während der gesamten Testperiode an mehreren Punkten im Messschnitt C (x = 32.5 m – Mitte des großen Feldes) gemessen. In diesem Messschnitt wird ebenfalls die Lufttemperatur unterhalb des Oberbaus, wo der Sensor keiner direkten Sonneneinstrahlung ausgesetzt ist, gemessen.

Die Temperatur des Oberbaus wird in der Mitte der Deckenplatte, in der Mitte beider Seitenwände und in der Mitte der unteren Bodenplatte einige Zentimeter innerhalb des Baubetons (Abbildung 8.13) gemessen.

Temperatursensoren**Abbildung 8.13:** Schematische Position der Temperatursensoren**8.3.3 Vorberechnungen****8.3.3.1 Spannungsberechnungen**

Um einen ersten Eindruck über mögliche Versagenszustände des Bauwerks zu erhalten, wird vor der Testdurchführung eine Berechnung der Spannungen in der Bodenplatte und über dem Pfeiler durchgeführt. Für die Berechnung werden die Schnittkräfte und die Spannungen, welche aus den verschiedenen Spanngliedverläufen, aus dem Eigengewicht und aus der Versuchslast resultieren, separat berechnet und anschließend nach dem Gesetz der Superposition überlagert. Tabelle 8.3 gibt die fünf Lastfälle an, die superponiert werden. Der Schnittkraftverlauf, welcher aus den parabelförmig verlaufenden Spanngliedern resultiert (Lastfall 3), wird von Hand berechnet, um die Reibungsverluste der Vorspannung entsprechend zu berücksichtigen. Die übrigen Lastfälle werden unter Verwendung der Statiksoftware Friedrich + Lochner berechnet. Zusätzlich zu den Handrechnungen werden vergleichende Berechnungen mit dem Berechnungsprogramm ANSYS durchgeführt.

Die Ergebnisse der Spannungsberechnungen am unteren Rand des Hohlkastens an der Stelle der Schädigung ($x = 0.45 L = 29.25 \text{ m}$) bzw. am oberen Rand des Hohlkastens über dem Pfeiler sind in Tabelle 8.5 bzw. Tabelle 8.6 für die einzelnen Schädigungsstufen dargestellt. Abbildung 8.14 und Abbildung 8.15 zeigen die Ergebnisse der Berechnung in graphischer Form. Die grüne und die lilafarbene Linie zeigen den Spannungszustand unter Berücksichtigung von Eigengewicht und Versuchslast. Die rote und die dunkelblaue Linie stellen den Spannungszustand unter Eigengewicht (ohne Versuchslast) dar. Die hellblaue Linie gibt die maximal aufnehmbare Zugspannung von Beton an. Bei Überschreiten dieser Grenze sind Risse im Beton zu erwarten. Die Berechnungen zeigen, dass bereits nach dem Durchtrennen der unteren Spannglieder (Schädigungsstufe #1) und unter Berücksichtigung der Versuchslast die maximale Zugspannung des Betons nahezu erreicht ist. Für die Stelle über dem Pfeiler zeigen die Berechnungen, dass bis zur vierten Schädigungsstufe (#4) keine Risse zu erwarten sind. Der Unterschied in Abbildung 8.14 zwischen der blauen und der roten

Linie in Schädigungsstufe #4 resultiert aus der Elimination der 8 parabelförmigen Spannglieder über die gesamte Bauwerkslänge für die Berechnung der roten Linie.

Tabelle 8.3: Lastfälle für die Spannungsberechnung der Brücke [SCH-11]

Lastfall	Beschreibung
Lastfall 1	Eigengewicht
Lastfall 2	Versuchslast
Lastfall 3	Spannungszustand durch parabelförmig verlaufende Vorspannung
Lastfall 4	Spannungszustand durch geradlinig in der Bodenplatte verlaufende Spannglieder
Lastfall 5	Spannungszustand durch geradlinig in der Fahrbahnplatte verlaufende Spannglieder
Lastfall 6	Spannungszustand durch externe Spannglieder.

Tabelle 8.4: Parameter und Randbedingungen zur Berechnung der Spannungen in Bodenplatte und Fahrbahnplatte [SCH-11]

Beton:	B 450
Querschnittsfläche:	$A = 8.3\text{m}^2$
Flächenträgheitsmoment:	$I_y = 7.8\text{m}^4$
Widerstandsmoment am unteren Rand des Hohlkastens:	$W_y = 4.8\text{m}^3$
E-Modul des Betons:	$E_{cm} = 33000\text{N/mm}^2$
Eigengewicht:	$g_1 = 209.2\text{kN/m}$
Versuchslast:	$g_2 = 245\text{t} = 2403\text{kN}$
Vorspannung der internen Spannkabel:	$120\text{t} \approx 1177\text{kN}$ pro Spannglied ($\sigma=1050\text{MPa}$)
Vorspannung der externen Spannkabel:	$18.2\text{t} \approx 179\text{kN}$ pro Litze (gemessen, $\sigma=1220\text{MPa}$)

Tabelle 8.5: Biegespannungen am unteren Rand des Hohlkastens an der Stelle $x = 29.25 \text{ m} = 0.45 \text{ L}$ für alle Lastfälle und Schadenszustände [SCH-11]

Schadensszenario	Eigengewicht		245t	
	ANSYS [N/mm ²]	Fri + Lo [N/mm ²]	ANSYS [N/mm ²]	Fri + Lo [N/mm ²]
#0	-12.2	-11.9	-7	-6.1
#1 (20 Spannglieder unten)	-3.2	-3.1	3.6 ¹¹	2.7 ¹¹
#2 (#1 + 8 Spannglieder oben)	-3.1	-2.9	(3.7)	(2.9)
#3 (#2 + alle externen Spannglieder)	0.1	0.2	(6.8)	(6.0)
#4 (#3 + alle Spannglieder oben + 8 parabelförmig verlaufende Spannglieder)	1.4 ¹²	4.9 ¹²		

Tabelle 8.6: Biegespannungen am oberen Rand des Hohlkastens über dem Pfeiler für alle Lastfälle und Schadenszustände [SCH-11]

Schadensszenario	Eigengewicht		245t	
	ANSYS [N/mm ²]	Fri + Lo [N/mm ²]	ANSYS [N/mm ²]	Fri + Lo [N/mm ²]
#0	-5.4	-6.4	-3.8	-4.1
#1 (20 Spannglieder unten)	-5.4	-4.6	-3	-2.3
#2 (#1 + 8 Spannglieder oben)	-2.2	-3.8	0	-1.5
#3 (#2 + alle externen Spannglieder)	-0.1	-1.5	1.8	0.8
#4 (#3 + alle Spannglieder oben + 8 parabelförmig verlaufende Spannglieder)	3.8 ¹¹	4.3 ¹¹		

¹¹ In dieser Schädigungsstufe sind erste Biegerisse aufgetreten.

¹² Der Unterschied in diesen Ergebnissen resultiert daraus, dass bei der Berechnung der Spalte 2 (Eigengewicht Fri + Lo) die 8 parabelförmig verlaufenden Spannglieder über die gesamte Bauwerkslänge eliminiert worden sind.

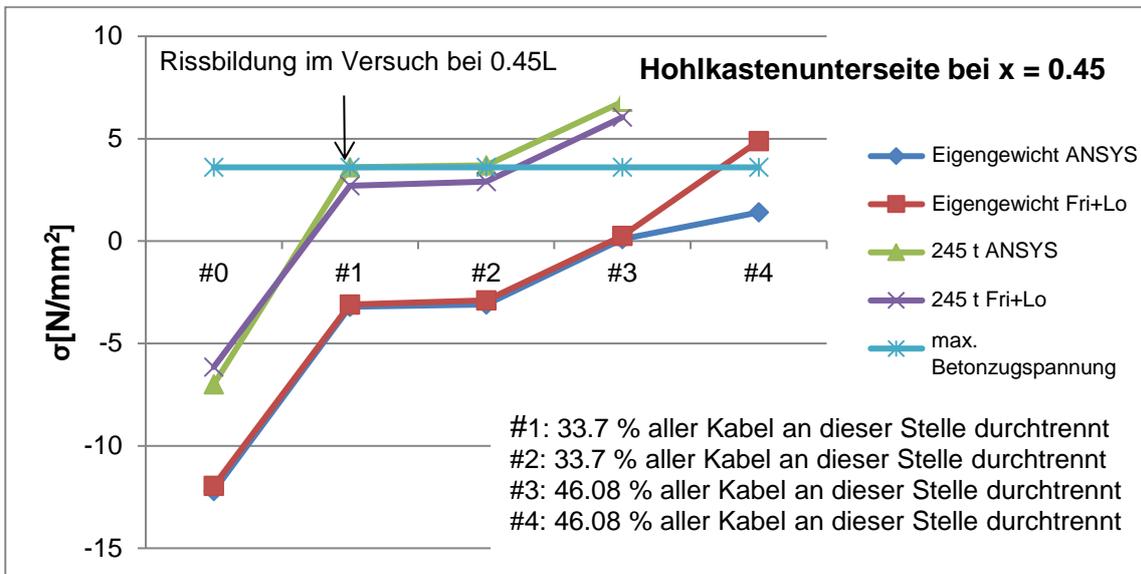


Abbildung 8.14: Biegespannungen am unteren Rand des Hohlkastens an der Stelle $x = 29.25 \text{ m} = 0.45 L$ [SCH-11]¹³

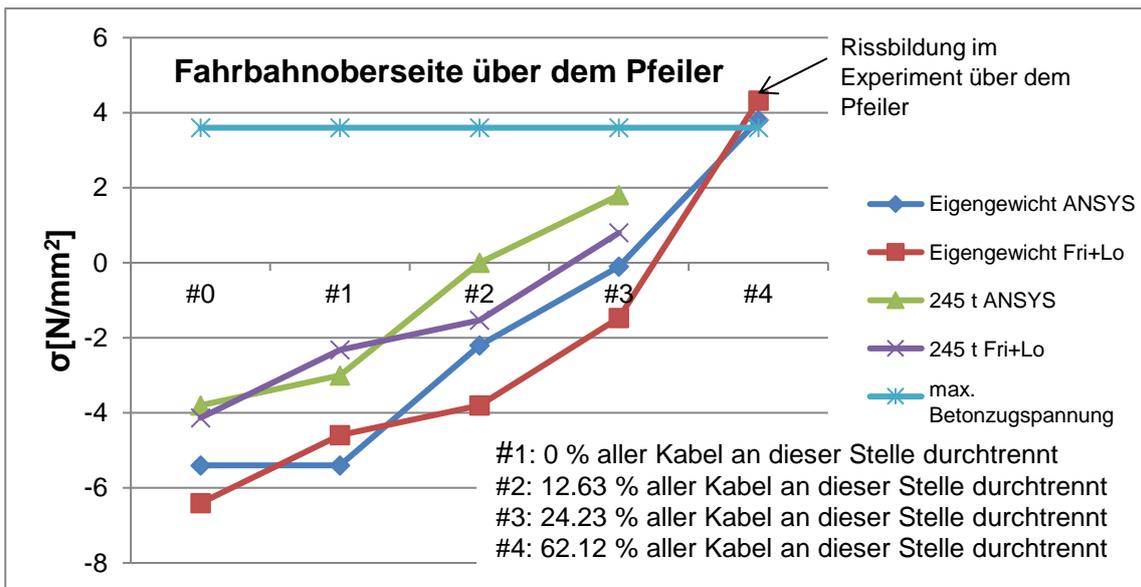


Abbildung 8.15: Biegespannungen am oberen Rand des Hohlkastens über dem Pfeiler [SCH-11]

¹³ Der Unterschied zwischen der blauen und der roten Linie in Schädigungsstufe (#4) resultiert aus der Elimination der 8 parabelförmig verlaufenden Spannglieder über die gesamte Bauwerkslänge für die Berechnung der roten Linie.

8.3.3.2 Berechnung der Durchbiegungen im ungeschädigten Zustand

Um die Versuchsergebnisse bewerten zu können, werden zusätzlich zur Berechnung der Spannungen die Durchbiegungen in den einzelnen Messschnitten, resultierend aus der Versuchslast, für den ungeschädigten Zustand berechnet. Die Ergebnisse dieser Berechnung sind in Tabelle 8.7 angegeben und in Abbildung 8.16 graphisch dargestellt. Für die Feldmitte des großen Feldes ergibt sich demnach eine Durchbiegung von 34.15 mm.

Tabelle 8.7: Berechnete Durchbiegungen für den Lastfall #0-L (ungeschädigter Zustand mit Versuchslast)

Messstelle	Durchbiegung [mm]
X = 0.00 m	0.00
X = 2.78 m (Messschnitt A)	5.00
X = 26.0 m (Messschnitt B)	33.94
X = 32.5 m (Messschnitt C)	34.15
X = 65.0 m (Messschnitt D)	0.00
X = 87.2 m (Messschnitt E)	-5.32
X = 99.2 m (Messschnitt F)	-1.20
X = 102.0 m	0.00

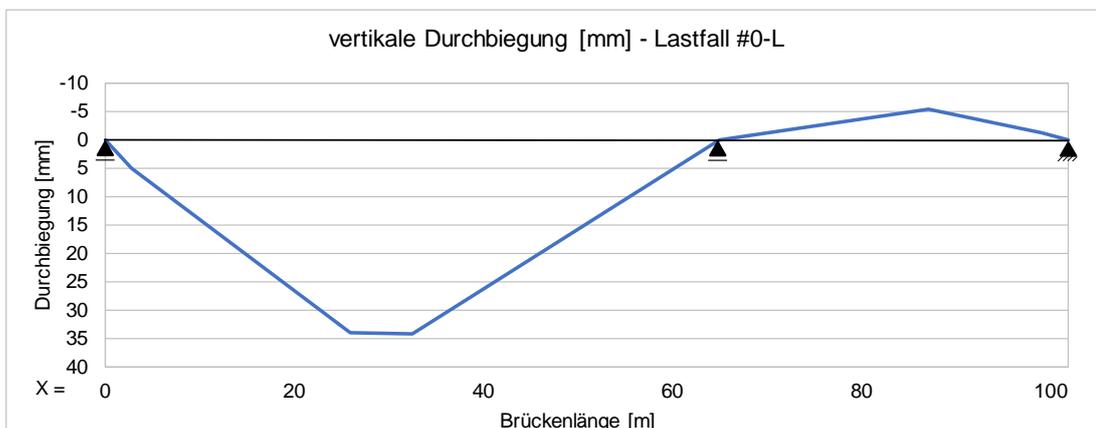


Abbildung 8.16: Berechnete Durchbiegung, aufgetragen über die Längsachse der Brücke für den Lastfall #0-L

8.3.4 Rissentwicklung während der Belastungsversuche

Bevor im nachfolgenden Abschnitt die Resultate der Durchbiegungsmessung vorgestellt werden, werden in diesem Abschnitt zunächst die Risse, welche während der Belastungstests entstanden sind, dargestellt und erläutert. Tabelle 8.8 gibt eine Beschreibung der entstandenen Risse für die jeweilige Schädigungsstufe an. Abbildung 8.17 und Abbildung 8.23 zeigen den Rissverlauf in graphischer Form. Wie schon die Vorberechnungen zeigen, kommt es durch die Belastung in Schädigungsstufe #1-L zu ersten Biegerissen in den Seitenwänden des Hohlkastens, sowie zu weiteren Rissen in der Bodenplatte.

Tabelle 8.8: Rissentwicklung während der Belastungstests für die einzelnen Schädigungsstufen

<i>Schädigungsstufe</i>	<i>Rissbeschreibung</i>
#1	Schubrisse in der Bodenplatte. Durch die Teilung der Spannglieder kommt es, bedingt durch die Rückverankerung der neuen Spannglieder, zu einer lokalen Spannungsüberschreitung im Beton und dadurch zu Rissen. Die blauen Linien in Abbildung 8.17 symbolisieren den Rissverlauf dieser Risse.
#1-L (Brücke belastet)	Es treten weitere Schubrisse in der Bodenplatte auf, die auf die Rückverankerung der durchtrennten Spannglieder zurückzuführen sind. Zusätzlich tritt ein erster Biegeriss in den Seitenwänden des Hohlkastens auf. Die grünen Linien in Abbildung 8.17 symbolisieren die in diesem Zustand hinzugekommenen Risse.
#3	Etliche Risse kommen durch den Ausbau der externen Spannglieder im großen Feld hinzu. Neue Schubrisse in der Bodenplatte und vor allem Biegerisse in den Seitenwänden des Hohlkastens entstehen. Zusätzlich entstehen Risse zwischen den Bohrlöchern in der Fahrbahnplatte. Die roten Linien in Abbildung 8.17 und Abbildung 8.23 symbolisieren diese Risse.
#4	Zunahme der Risse über dem Pfeiler (rote Linien in Abbildung 8.23)

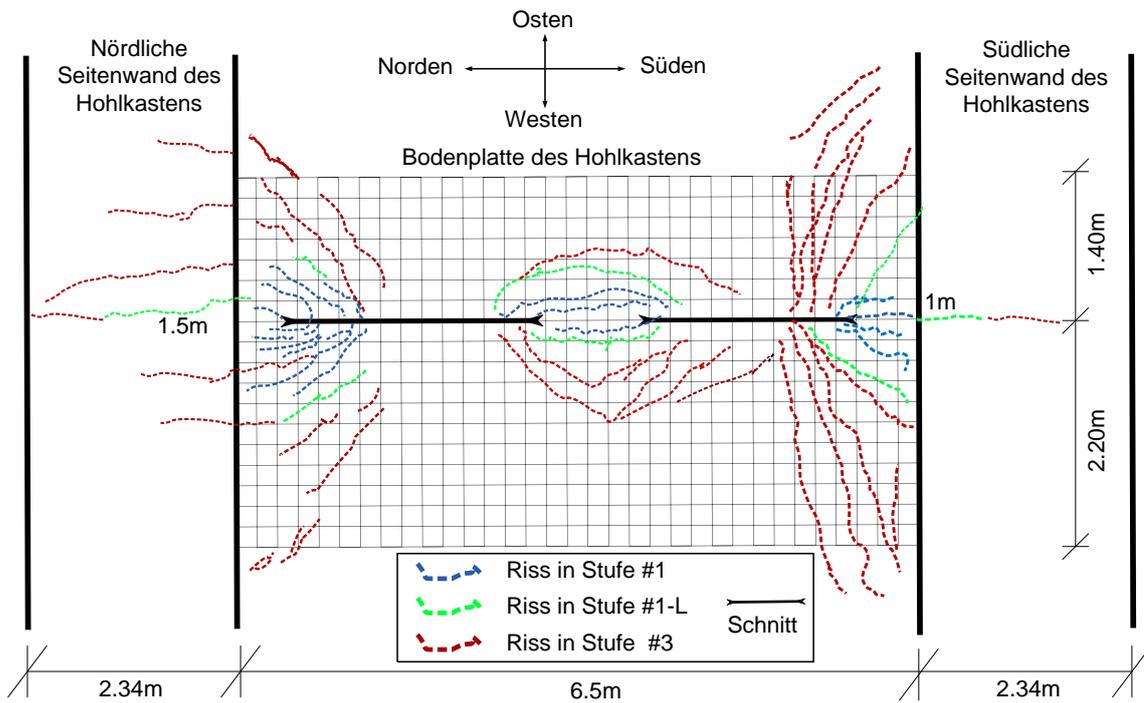


Abbildung 8.17: Schematische Darstellung der Rissentwicklung in der Bodenplatte und den Seitenwänden des Hohlkastens an der Stelle $x = 0.45 L$ [SCH-11]



Abbildung 8.18: Schubrisse in der Bodenplatte an der Stelle $x = 0.45 L$ nach dem Durchtrennen der unteren Spannglieder (Schädigungsstufe #1) [SCH-11]



Abbildung 8.19: Biegerisse in der Seitenwand des Hohlkastens an der Stelle $x = 0.45 L$ für die Schädigungsstufe #1-L (Brücke belastet) [SCH-11]



Abbildung 8.20: Weitere Schubriss in der Bodenplatte im Bereich $x = 0.45 L$ in Schädigungsstufe #3 [SCH-11]



Abbildung 8.21: Anwachsen des Biegerisses in der Seitenwand des Hohlkastens an der Stelle $x = 0.45 \text{ L}$ in Schädigungsstufe #3 [SCH-11]



Abbildung 8.22: Entstehung kleiner Risse zwischen den Bohrlöchern in der Fahrbahnplatte in der Nähe des Pfeilers in Schädigungsstufe #3-L [SCH-11]

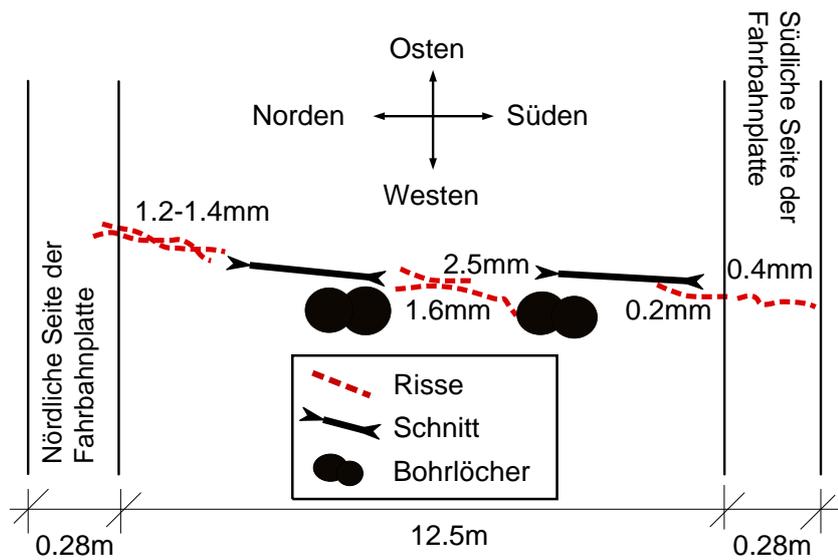


Abbildung 8.23: Schematische Darstellung der Rissentwicklung in der Fahrbahnplatte des Hohlkastens über dem Pfeiler [SCH-11]



Abbildung 8.24: Rissbildung in der Fahrbahnplatte im Bereich des Pfeilers in Schädigungsstufe #4 unter Eigengewicht [SCH-11]

8.3.5 Gemessene Durchbiegungen

8.3.5.1 Verformungsmessung mit induktiven Wegaufnehmern

Bedingt durch die Schädigung des Bauwerks (Spanngliedverluste) und den daraus resultierenden Rissen im Beton kommt es zu einer Zunahme der Verformungen, welche messtechnisch zu erfassen sind. Wie eingangs erläutert, hängt die Erkennbarkeit der Schäden von der Größenordnung dieser ab. Aus diesem Grund werden an dieser Brücke Schädigungen in unterschiedlichem Ausmaß durchgeführt. Die Ergebnisse der Verformungsmessung werden nachfolgend dargestellt und erläutert.

Abbildung 8.25 zeigt die gemessenen vertikalen Verformungen im Messschnitt B ($x = 0.4 L = 26 \text{ m}$) und im Messschnitt C ($x = 0.5 L = 32.5 \text{ m}$) für den gesamten Versuchszeitraum. In einer ersten Betrachtung sind deutlich die Verformungsänderungen, welche aus der Versuchslast resultieren, zu erkennen. Diese sind je Schädigungsstufe unterschiedlich stark ausgeprägt. So entsteht durch die Belastung im ungeschädigten Zustand (#0-L) eine Verformung von 24.97 mm im Messschnitt B. Durch die erste Schädigung (#1) kommt es zu einer Verformungszunahme. Durch die Versuchslast verformt sich das Bauwerk in Schädigungsstufe #1-L an gleicher Stelle um 37.06 mm, was einer Verformungszunahme von 12.09 mm bzw. 48 % entspricht. Die Schädigung, welche zu diesem Verformungszuwachs führt, resultiert aus der Durchtrennung der Spannglieder, aber auch aus der Belastung selbst. Infolge der Belastung dieses geschädigten Systems kommt es zu einer weiteren Schädigung und zu einer weiteren Rissbildung (Abbildung 8.17). Die zweite Schädigungsstufe (#2 – Durchtrennen von acht geradlinig oben verlaufenden Spanngliedern über dem Pfeiler) führt hingegen nicht zu einer Zunahme der Verformung. Hier kommt es sogar zu einer Reduktion der gemessenen vertikalen Verformungen. In Schädigungsstufe #2-L wird durch die Belastung eine Verformung von 35.14 mm im Messschnitt B erzeugt. Dies entspricht einer Reduzierung der Verformung von 1.92 mm im Vergleich zu Schädigung #1-L, was damit begründet werden kann, dass es in Schädigungsstufe #2-L nicht zu einer zusätzlichen Schädigung infolge der Belastung kommt. Betrachtet man den Rückgang der Verformung infolge der Entlastung in der ersten Schädigungsstufe (Übergang von #1-L-Cr nach #1-U), so ist zu sehen, dass der Rückgang der Verformung in etwa der Größenordnung der Verformungszunahme infolge der Belastung in Schädigungsstufe #2-L entspricht. Die dritte Schädigungsstufe erzeugt erneut einen Anstieg der gemessenen vertikalen Verformungen. In Schädigungsstufe #3-L wird eine Durchbiegung von 55.61 mm gemessen, was einer Zunahme von 20.47 mm entspricht.

Auch im unbelasteten Zustand führen die erste (#1) und dritte Schädigung (#3) zu einer Zunahme der Durchbiegung. Allein das Durchtrennen der geradlinig in der Bodenplatte des Hohlkastens verlaufenden internen Spannglieder führt zu einer Zunahme der Durchbiegung von 4.9 mm im Messschnitt B ($x = 0.4 L = 26 \text{ m}$). Aus der dritten Schädigung (#3 – Durchtrennen der externen Spannglieder) resultiert eine Durchbiegungszunahme von 16.4 mm. Bzgl. der zweiten Schädigungsstufe (#2 – Durchtrennen von 8 geradlinig in der Fahrbahnplatte verlaufenden Spanngliedern über dem Pfeiler) kann auch unter Eigengewicht keine Verformungszunahme an der Messstelle B registriert werden. Es liegt stattdessen eine Reduktion der gemessenen Durchbiegung von 1.4 mm vor. Man könnte demnach meinen, dass

die zweite Schädigung das Bauwerk eher entlastet. Die Verformungsmessungen der übrigen Messschnitte sind im Anhang E.1 aufgeführt. Auch die Betrachtung dieser Stellen ermöglicht nicht die Schadensdetektion der zweiten Schädigung (#2). Begründet werden kann der Verformungsrückgang mit einer temperaturbedingten Verformung des Bauwerks, welche der aus der Schädigung resultierenden Verformung entgegenwirkt.

Die Abbildungen (Abbildung 8.25 und Abbildung 8.26) zeigen neben dem Verlauf der Verformungen auch den Verlauf der Temperaturen in der Fahrbahnplatte und in der Bodenplatte des Hohlkastenquerschnitts. Wie in den theoretischen Grundlagen bereits beschrieben, entstehen durch die Temperaturdifferenz im Querschnitt Verformungen des Bauwerks. So führt der Temperaturgradient zwischen Fahrbahnplatte und Bodenplatte zu einer zusätzlichen Durchbiegung des Bauwerks. Abbildung 8.26 zeigt für die Messstelle B ($x = 0.4 L = 26 \text{ m}$), dass im ungeschädigten Zustand (#0) aus einer Veränderung der Temperaturdifferenz von $\Delta T_{\text{dif}} = 6.9 \text{ }^\circ\text{C}$ ein Rückgang der Verformung von $\Delta w = 4.0 \text{ mm}$ entsteht. Kapitel 3.2.1 zeigt den Einfluss der Temperaturveränderung am Beispiel eines Einfeldträgers. Diese Effekte überlagern sich mit den Verformungen aus den Schädigungen und können so beispielsweise eine geringere Verformung resultierend aus der Schädigung egalalisieren. Im weiteren Verlauf der Verformungskurven erkennt man deutlich die Wechselwirkung zwischen Verformungsänderung und Änderung der Temperaturdifferenz in den Bauwerksteilen. Erkennbar ist dies am wellenförmigen Verlauf der gemessenen Verformungen, korrespondierend zu den gemessenen Temperaturschwankungen. Die zu den messtechnisch relevanten Zeitpunkten gemessenen Temperaturen sind in Tabelle 8.9 gegeben. Tabelle 8.10 gibt die Veränderung der Temperatur zwischen den einzelnen Messzeitpunkten für die Fahrbahnplatte, die Seitenwände sowie für die Bodenplatte des Hohlkastenquerschnitts an. Betrachtet man hier explizit die Temperaturveränderung zwischen dem Messzeitpunkt #1-U-Cr (Zeitpunkt vor dem Durchtrennen der 8 oben gradlinig verlaufenden Spannglieder) und dem Messzeitpunkt #2 (Zeitpunkt unmittelbar nach dem Durchtrennen der Spannglieder), so ist ersichtlich, dass sich für den Zeitraum zwischen diesen beiden Messzeitpunkten die Fahrbahnplatte um $8.9 \text{ }^\circ\text{C}$ erwärmt, während sich die Bodenplatte in diesem Zeitraum lediglich um $0.8 \text{ }^\circ\text{C}$ erwärmt. Aus der stärkeren Erwärmung der Fahrbahnplatte und der daraus resultierenden größeren Ausdehnung gegenüber der Bodenplatte folgt eine nach oben gerichtete Verformung des Bauwerks und ist somit einer nach unten gerichteten Verformung aus einer Schädigung entgegengerichtet. Diese temperaturbedingte Verformung erfolgt zeitgleich mit dem Durchführen der zweiten Schädigungsstufe (#2) und der daraus resultierenden Verformung, sodass sich beide Verformungen überlagern. Da die zweite Schädigungsstufe lediglich eine sehr kleine Schädigung ist, welche ihrerseits nur zu sehr geringen Verformungen führt, die Temperaturveränderung jedoch relativ hoch ist, kommt es zu dem gemessenen Rückgang der Verformungen trotz durchgeführter Schädigung.

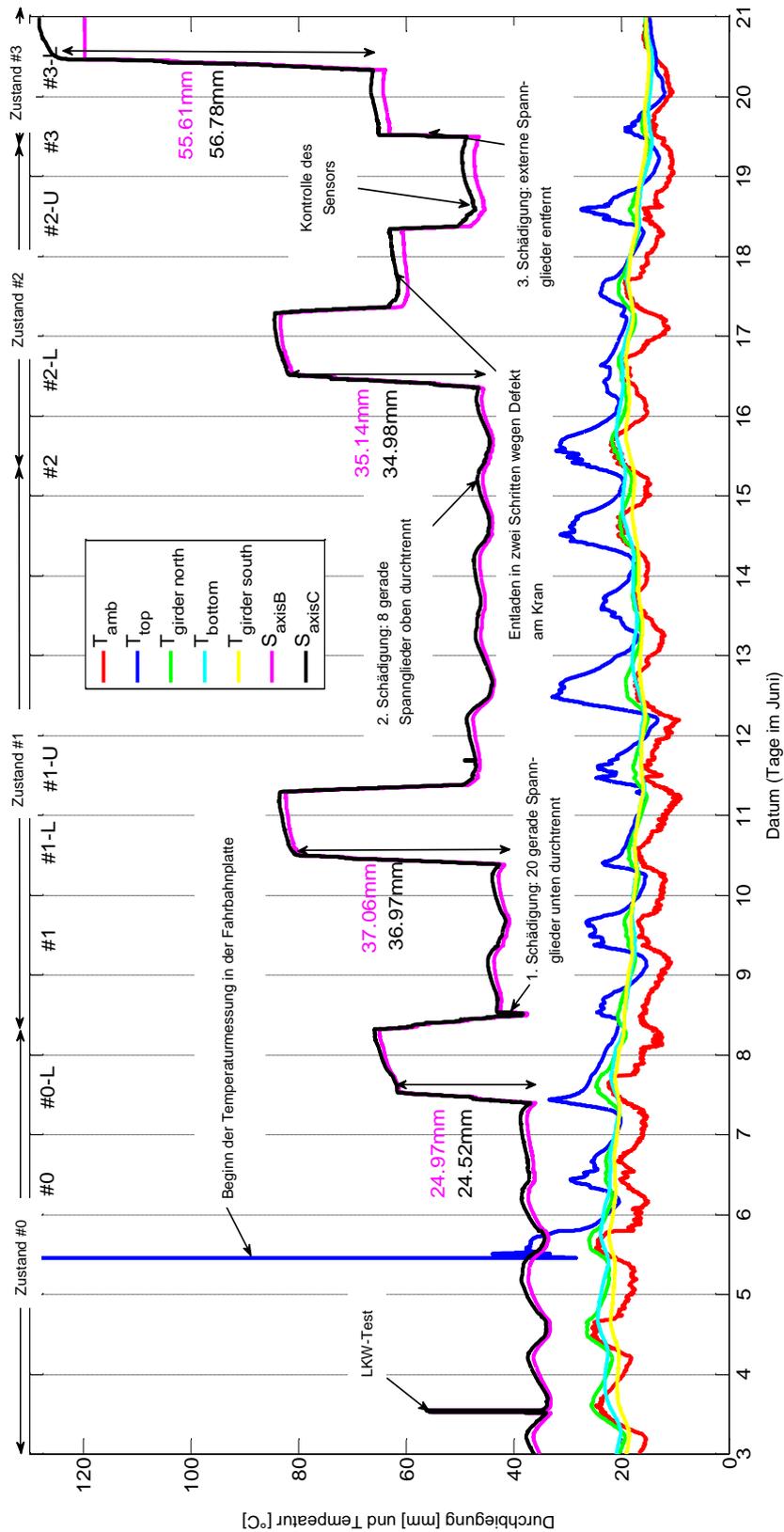


Abbildung 8.25: Darstellung der gemessenen Durchbiegungen in mm im Messschnitt B ($x = 0.4 L$ – magentafarbene Linie) und im Messschnitt C ($x = 0.5 L$ – schwarze Linie) und des Temperaturverlaufs in der Fahrbahnplatte (blaue Linie), der nördlichen Seitenwand (grüne Linie), der südlichen Seitenwand (türkisfarbene Linie), der Bodenplatte (gelbe Linie) des Hohlkastens und der Lufttemperatur (rote Linie) in °C, aufgetragen über den gesamten Versuchszeitraum [SCH-11]

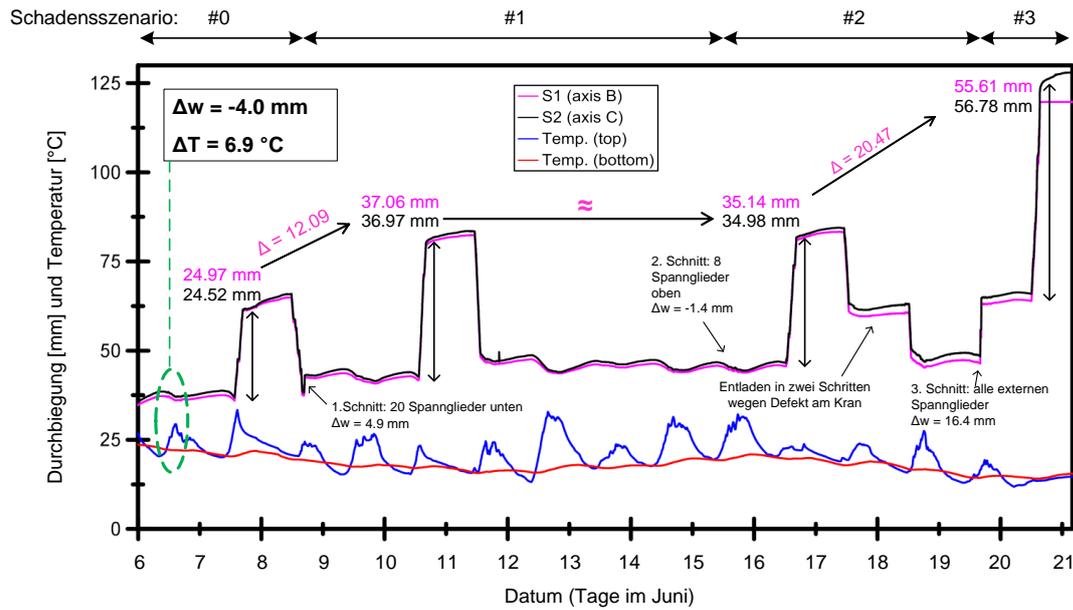


Abbildung 8.26: Einfluss des Temperaturgradienten auf das Verformungsverhalten in Messschnitt B ($x = 0.4 L = 26 \text{ m}$) am Beispiel des ungeschädigten Zustands (#0)

Tabelle 8.9: Temperaturen, gemessen zu den einzelnen Messzeitpunkten - Lastfällen gemäß Tabelle 8.2

Lastfall	Temperatur Luft	Temperatur Fahrbahnplatte	Temperatur nördliche Seitenwand	Temperatur südliche Seitenwand	Temperatur Bodenplatte
	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]
#0	18.8	29.7	21.9	20.4	20.4
#0-L	21.2	27.8	24.1	20.7	21.1
#0-L-Cr	13.9	20.7	19.4	19.5	19.5
#0-U	16.3	23.5	20.7	19.4	19.4
#0-U-Cr	15.7	23.6	20.6	19.4	19.4
#1	15.4	24.5	20.6	19.3	19.3
#1-Cr	15.7	23.1	18.0	17.2	17.2
#1-L	16.6	20.3	18.5	17.4	17.4
#1-L-Cr	10.8	17.0	15.6	16.0	15.8
#1-U	13.7	18.0	16.7	15.9	15.7
#1-U-Cr	17.3	22.3	18.5	17.6	19.3
#2	21.3	31.2	21.1	18.5	20.1
#2-Cr	17.1	22.7	19.3	18.6	19.7
#2-L	18.3	22.2	19.9	18.8	19.7
#2-L-Cr	14.5	19.8	17.7	17.8	17.9
#2-U	13.8	16.7	16.9	17.1	16.7
#2-U-Cr	13.2	16.6	15.4	15.4	14.3
#3	13.8	17.2	15.6	15.4	14.4
#3-Cr	11.6	13.5	14.4	14.9	14.2
#3-L	13.4	13.5	14.6	14.8	14.1
#3-L-Cr	15.6	14.8	15.6	15.4	15.6
#3-U	16.7	16.5	16.1	15.6	15.8

L = Belasteter Zustand der Brücke

U = Entlasteter Zustand der Brücke

Cr = Berücksichtigung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens

Tabelle 8.10: Temperaturdifferenzen zwischen den einzelnen Messzeitpunkten bzw. Lastfällen

Lastfall	$\Delta T_{\text{Fahrbahnplatte}}$ [°C]	$\Delta T_{\text{nördliche Seitenwand}}$ [°C]	$\Delta T_{\text{südliche Seitenwand}}$ [°C]	$\Delta T_{\text{Bodenplatte}}$ [°C]
#0 → #0-L	-1.9	2.2	0.3	0.7
#0-L → #0-L-Cr	-7.1	-4.7	-1.2	-1.6
#0-L-Cr → #0-U	2.8	1.3	-0.1	-0.1
#0-U → #0-U-Cr	0.1	-0.1	0.0	0.0
#0-U-Cr → #1	0.9	0.0	-0.1	-0.1
#1 → #1-Cr	-1.4	-2.6	-2.1	-2.1
#1-Cr → #1-L	-2.8	0.5	0.2	0.2
#1-L → #1-L-Cr	-3.3	-2.9	-1.4	-1.6
#1-L-Cr → #1-U	1.0	1.1	-0.1	-0.1
#1-U → #1-U-Cr	4.3	1.8	1.7	3.56
#1-U-Cr → #2	8.9	2.6	0.9	0.8
#2 → #2-Cr	-8.5	-1.8	0.1	-0.4
#2-Cr → #2-L	-0.5	0.6	0.2	0.0
#2-L → #2-L-Cr	-2.4	-2.2	-1.0	-1.8
#2-L-Cr → #2-U	-3.1	-0.8	-0.7	-1.2
#2-U → #2-U-Cr	-0.1	-1.5	-1.7	-2.4
#2-U-Cr → #3	0.6	0.2	0.0	0.1
#3 → #3-Cr	-3.7	-1.2	-0.5	-0.2
#3-Cr → #3-L	0.0	0.2	-0.1	-0.1
#3-L → #3-L-Cr	1.3	1.0	0.6	1.5
#3-L-Cr → #3-U	1.7	0.5	0.2	0.2

L = Belasteter Zustand der Brücke
 U = Entlasteter Zustand der Brücke
 Cr = Berücksichtigung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens

8.3.5.2 Verformungsmessung mit digitalem Nivellement

Vergleichend zu den Messungen mit den induktiven Wegaufnehmern werden in den entsprechenden Messschnitten Verformungsmessungen mit dem digitalen Nivellement durchgeführt. Abbildung 8.27 zeigt die mit dem digitalen Nivellement gemessenen Verformungen, bezogen auf eine Referenzmessung (eingerahmte Werte), welche im ungeschädigten Zustand (Zustand #0) vor Aufbringung der Versuchslast durchgeführt worden ist. Die gemessenen Verformungen sind ihrerseits aufgeteilt in die Anteile aus der Versuchslast (roter Balken), den Anteil aus der Schädigung (blauer Balken) und einen Restanteil nach der Entlastung des Bauwerks (grüner Balken). Betrachtet man nur die Anteile aus der Versuchslast und vergleicht diese mit den Ergebnissen der induktiven Wegsensoren, stellt man eine annähernde Übereinstimmung beider Systeme fest. Die beiden Systeme weichen maximal um 3 mm (Schädigungsstufe #3-L) ab, was einer Differenz von 6 % entspricht. Die Abweichung des digitalen Nivellements vom induktiven Wegaufnehmer liegt damit schon im Bereich des Temperatureinflusses auf das Last-Verformungsverhalten, wenn sich die Temperaturdifferenz zwischen Fahrbahnplatte und Bodenplatte um 7 °C erwärmt.

Mit diesem Messsystem ist ebenfalls erkennbar, dass in Schädigungsstufe #2-L die Verformung aus der Versuchslast (35.76 mm - roter Balken) annähernd gleich dem Verformungsrückgang nach Entlastung des Systems in Schädigungsstufe #1 (35.07 mm – Übergang von #1-L-Cr nach #1-U) ist. Der Rückgang der Verformung nach Entlastung in Schädigungsstufe #2 (35.80 mm – Übergang von #2-L-Cr nach #2-U) ist ebenfalls gleich der Verformungszunahme aus der Belastung in Schädigungsstufe #2-L (35.76 mm). Somit kann belegt werden, dass es durch das Aufbringen der Versuchslast in Schädigungsstufe #2-L nicht zu einer wei-

teren Rissbildung gekommen ist. Gut erkennbar ist, dass es in Schädigungsstufe #1-L und in Schädigungsstufe #3-L jeweils zu einer Schädigung infolge des Aufbringens der Versuchslast kommt. Gezeigt werden kann dies auch anhand des Restwertes der Verformungen nach der Entlastung des Systems (grüner Balken). So führt die Belastung in Schädigungsstufe #1 zu einer plastischen Verformung von 5 mm (grüner Balken von Schädigungsstufe #1-U) und in Schädigungsstufe #3 zu einer plastischen Verformung von 16.2 mm (grüner Balken von Schädigungsstufe #3-U), wohingegen in Schädigungsstufe #2 lediglich eine plastische Verformung von 2.4 mm (grüner Balken in Schädigungsstufe #2-U) bleibt. Zu berücksichtigen ist, dass in diesen Werten ein Verformungsanteil aus Kriechen sowie aus Temperaturänderung enthalten ist, was den geringen Wert von Schädigungsstufe #2-U erklärt.

Betrachtet man die gemessenen Verformungen bezogen auf die Referenzmessung (eingerahmte Werte), so kann auch mit diesem Messsystem ein Rückgang der Verformungen zwischen Schädigungsstufe #1-U-Cr (9.3 mm) und Schädigungsstufe #2 (7.7 mm) festgestellt werden. Unter Einbeziehung der Temperaturveränderung zwischen diesen Zeitpunkten ist ersichtlich, dass der Rückgang der Verformungen auf die Temperaturveränderung zurückzuführen ist. Besonders deutlich wird dies, wenn man die Schädigungsstufe #2-Cr (Zeitpunkt unmittelbar vor der Belastung in Schädigungsstufe #2) in die Betrachtung einbezieht. Für diese Schädigungsstufe #2-Cr kann eine Verformung von 9.6 mm registriert werden, welche somit um 0.3 mm größer ist als die Verformung in Schädigungsstufe #1-U-Cr. Betrachtet man die zu diesen Zeitpunkten gemessenen Temperaturen (Tabelle 8.9), so stellt man fest, dass sowohl die Lufttemperatur als auch die Temperaturen in Fahrbahn- und Bodenplatte der Brücke für beide Zeitpunkte (#1-U-Cr und #2-Cr) annähernd identisch sind. Dies belegt, dass die geringeren Verformungen in Schädigungsstufe #2 auf den größeren Anstieg der Temperatur in der Fahrbahnplatte gegenüber der Temperatur in der Bodenplatte zurückzuführen ist.

Ein Nachteil des digitalen Nivellements gegenüber den induktiven Wegaufnehmern ist darin zu sehen, dass die Verformungen mit dem digitalen Nivellement nur zu festgelegten Einzelzeitpunkten gemessen werden. Der Einfluss wechselnder Verformungen aus Temperaturschwankungen kann dadurch nicht eindeutig registriert werden. Der Vorteil dieses Systems liegt aber in der schnellen und kurzen Einsatzzeit dieses Systems, da aufwendige Vorarbeiten wie Einrüsten und Verkabeln des Bauwerks entfallen können.

Abbildung 8.28 zeigt schematisch den Verlauf der Biegelinie des Brückenüberbaus in Abhängigkeit der Schädigung an. Der Verlauf ist aus den Messungen mit dem digitalen Nivellement in den einzelnen Messschnitten zusammengestellt. Zwischen diesen erfolgt eine lineare Verbindung der Durchbiegungswerte. Die Abbildung zeigt deutlich, dass mit zunehmender Schädigung die gemessenen Verformungen zunehmen. Insbesondere Schädigungsstufe #1 und #3, welche die umfangreichsten Schädigungsmaßnahmen darstellen, beeinflussen die Verformungszunahme deutlich. Wie bereits an den Einzelmessungen erläutert, zeigt sich zwischen den Schädigungsstufen #1 und #2 keine nennenswerte Veränderung.

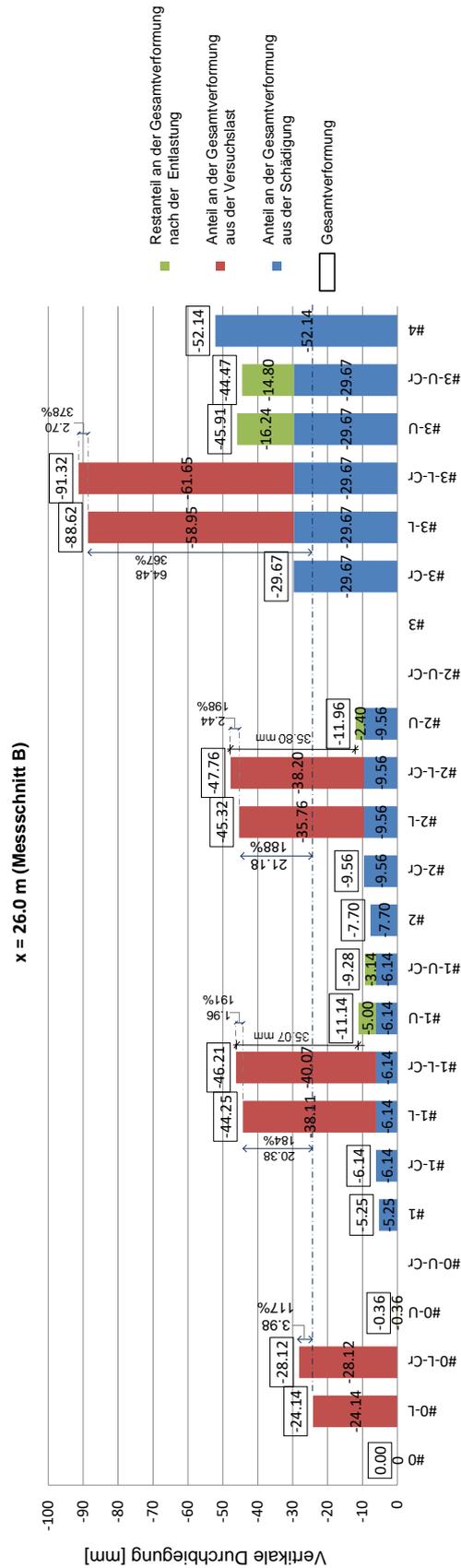


Abbildung 8.27: Mit digitalem Nivellement gemessene Durchbiegungen im Messschnitt B ($x = 0.4 L$) für die jeweiligen Schädigungs- und Belastungszustände

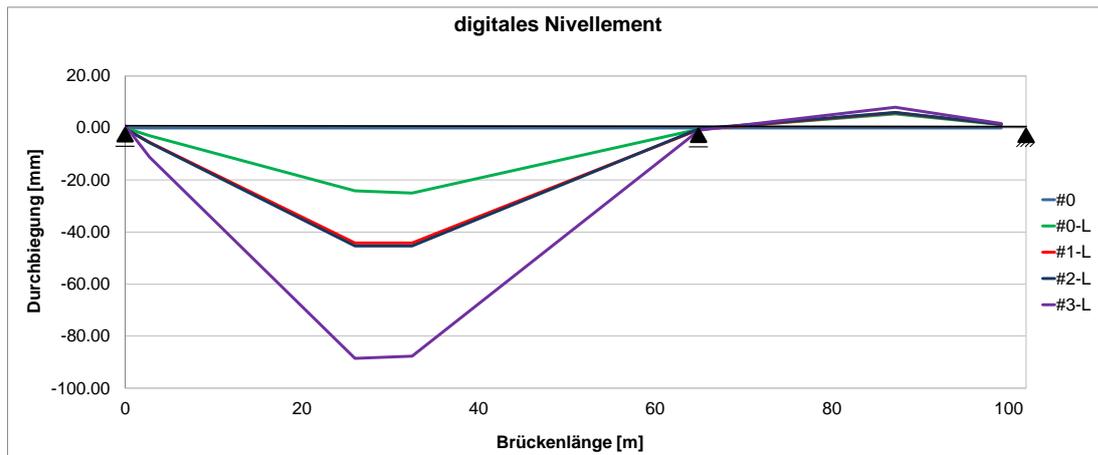


Abbildung 8.28: Schematischer Biegelinienvverlauf der einzelnen Schadensstufen im belasteten Zustand, gemessen mit dem digitalen Nivellement

8.3.6 Flächendifferenzmethode anhand von Messwerten

In Kapitel 7 ist bereits der Einfluss des Messrasters auf die Aussagekraft der Flächendifferenzmethode beschrieben. In diesem Abschnitt soll nun eruiert werden, ob es prinzipiell auch möglich wäre, die Flächendifferenzmethode auf die gemessenen Verformungswerte anzuwenden. Als nachteilig ist dabei jedoch zu sehen, dass es aufgrund der geringen Anzahl an Messpunkten, insbesondere für die Lokalisierung der Schädigung, sehr ungenau ist. Als weiterer möglicher Nachteil ist zu sehen, dass der Verlauf des Neigungswinkels rechnerisch aus der ersten Ableitung der Biegelinie ermittelt werden muss, was aufgrund der geringen Anzahl an Messpunkten zu einer Abweichung vom realen Verlauf des Neigungswinkels führen kann. Selbiges gilt für die Berechnung des Verlaufs der Krümmung.

Abbildung 8.29 zeigt zunächst den vereinfachten Verlauf der Durchbiegungen für den ungeschädigten Zustand #0-L und die erste Schädigung #1-L. Die Abbildung basiert auf den Werten der Verformungsmessung mit dem digitalen Nivellement. Aufgrund der geringen Anzahl an Messpunkten ist zwischen diesen nur eine lineare Verbindung möglich, welche den realen Verlauf der Biegelinie nur stark vereinfacht widerspiegelt. Während für den ungeschädigten Zustand 0-L die Aufstellung einer stetigen Funktion möglich wäre, ist für den geschädigten Zustand #1-L aufgrund des zunächst unbekanntes Ortes der Schädigung nur eine bereichsweise Linearisierung zwischen den Messpunkten möglich. Die folgende Berechnung basiert somit auf linearen, stetigen Teilfunktionen zwischen den Messstellen. Abbildung 8.30 und Abbildung 8.31 zeigen die vereinfachten Verläufe des Neigungswinkels und der Krümmung. Die bereichsweise Linearisierung der Biegelinie zwischen den Messpunkten führt dazu, dass infolge der Ableitung der Biegelinie der Verlauf des Neigungswinkels zwischen den Messpunkten als konstant anzunehmen ist. Eine weitere Ableitung der Teilfunktionen führt dazu, dass der Verlauf der Krümmung über die gesamte Länge zu Null wird. Somit stehen aufgrund der geringen Anzahl an Messpunkten und der daraus folgenden Linearisierung lediglich die Verläufe der Biegelinie und des Neigungswinkels zur Verfügung. Es ist ersichtlich, dass die Verläufe des ungeschädigten Zustandes #0-L und des geschädigten Zustandes

#1-L jeweils eine Fläche einschließen, aus welcher abschnittsweise die FDM-Werte berechnet werden können. Diese können dann in Abbildung 8.32 und Abbildung 8.33 aufgetragen werden. Da hier die Verläufe der Krümmung Null sind, resultieren daraus in diesem Fall auch keine FDM-Werte. Für die Auswertung können also lediglich die FDM-Werte aus den Verläufen der Biegelinie und des Neigungswinkels herangezogen werden. Betrachtet man die Verläufe der FDM-Werte so stellt man fest, dass die erste Schädigung zwar erkannt und lokalisiert werden kann, jedoch gegenüber einem engeren Messraster (wie beispielsweise nach der FE-Berechnung, Abbildung 8.54) deutlich unpräziser ist. Des Weiteren zeigen die aus dem Verlauf des Neigungswinkels berechneten FDM-Werte (Abbildung 8.33) einen sprunghaften Rückgang an der Stelle $x = 65$ m (Stelle des Pfeilers). Dieser sprunghafte Rückgang ist in dieser Schädigungsstufe nicht auf einen Schaden am Bauwerk zurückzuführen, sondern resultiert aus der geringen Anzahl an Messpunkten. Durch den linearisierten Verlauf der Biegelinie zwischen den Messpunkten weist diese an den einzelnen Messpunkten Knicke aus, wodurch es zu Sprüngen im Verlauf des Neigungswinkels kommt. Aus diesen Sprüngen resultiert dann eine Veränderung im Verlauf der daraus berechneten FDM-Werte.

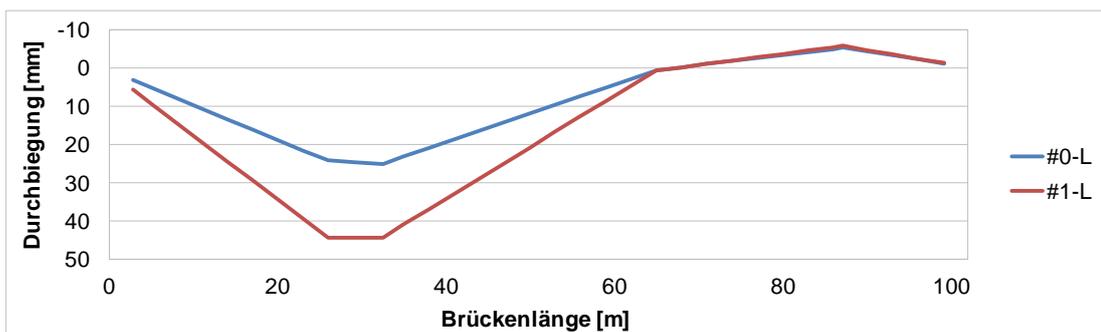


Abbildung 8.29: Vereinfachter Biegelinienvorlauf aus den gemessenen Verformungen von Schädigung #0-L und Schädigung #1-L

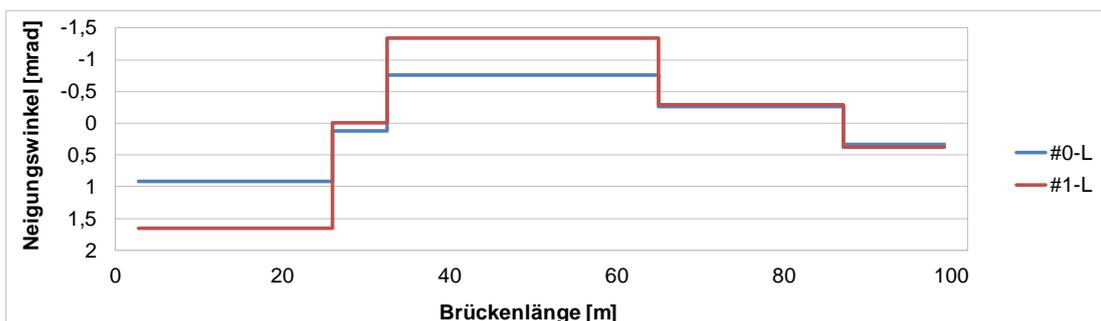


Abbildung 8.30: Vereinfachter errechneter Verlauf des Neigungswinkels aus den gemessenen Verformungen von Schädigung #0-L und Schädigung #1-L

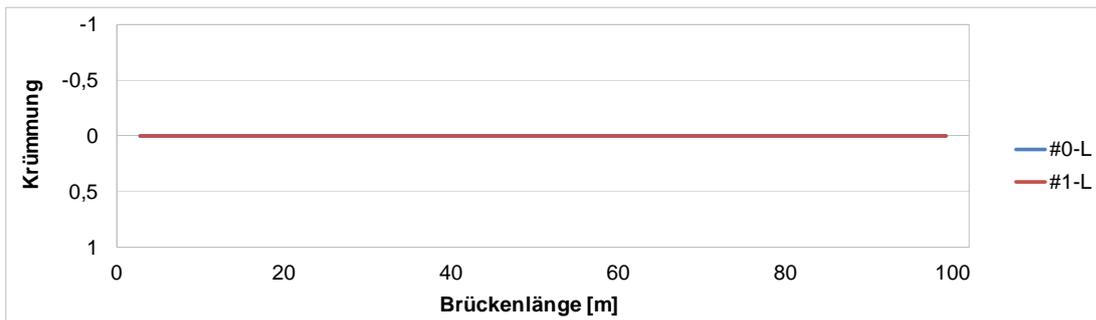


Abbildung 8.31: Vereinfachter errechneter Verlauf der Krümmung aus den gemessenen Verformungen von Schädigung #0-L und Schädigung #1-L

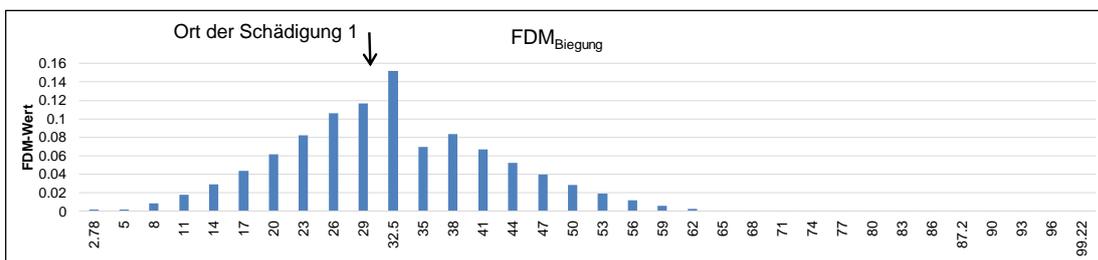


Abbildung 8.32: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus dem ungeschädigten Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

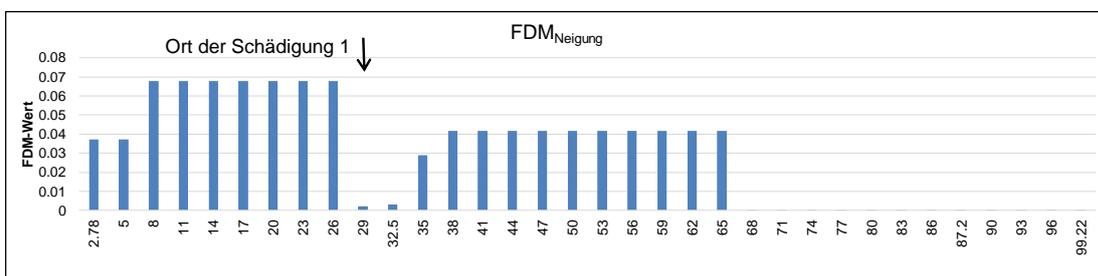


Abbildung 8.33: FDM-Werte aus dem Verlauf des Neigungswinkels für die Differenz aus dem ungeschädigten Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

Betrachtet man bei der zweiten Schädigung für die Veränderung zwischen der ersten und der zweiten Schädigung die FDM-Werte aus dem Verlauf des Neigungswinkels (Abbildung 8.35), so suggeriert diese Abbildung zwar die Lokalisierung der zweiten Schädigung, vergleicht man die FDM-Werte jedoch mit den FDM-Werten aus der ersten Schädigung #1-L (Abbildung 8.33), so ist zwischen diesen Abbildungen kaum ein Unterschied auszumachen. Es kann lediglich registriert werden, dass sich aufgrund des veränderten Schadensbildes die Werte verändert haben. So fallen die FDM-Werte im Bereich zwischen $x = 0$ m und $x = 26$ m kleiner und im Bereich zwischen $x = 35$ m und $x = 65$ m größer aus. Für eine hinreichend genaue Erkennung der zweiten Schädigung ist dies jedoch zu ungenau. Um eine genaue Untersuchung der zweiten Schädigung durchzuführen, wäre eine Betrachtung der aus dem Krümmungsverlauf berechneten FDM-Werte wünschenswert. Wie in Kapitel 7 bereits dargestellt, ist die Schadenserkenkung und -lokalisierung anhand der aus den Krümmungsverläufen berechneten FDM-Werte deutlich präziser, sofern die Anzahl an Messpunkten die realen

Verformungsverläufe hinreichend genau abbilden. Im weiteren Verlauf dieses Kapitels (Abschnitt 8.4.4) wird anhand eines FE-Modells mit engerem Messraster gezeigt, dass bei ausreichender Anzahl an Messpunkten auch die Erkennung derart kleiner Schäden (wie die hier vorliegende zweite Schädigungsstufe #2-L) möglich ist (Abbildung 8.57).

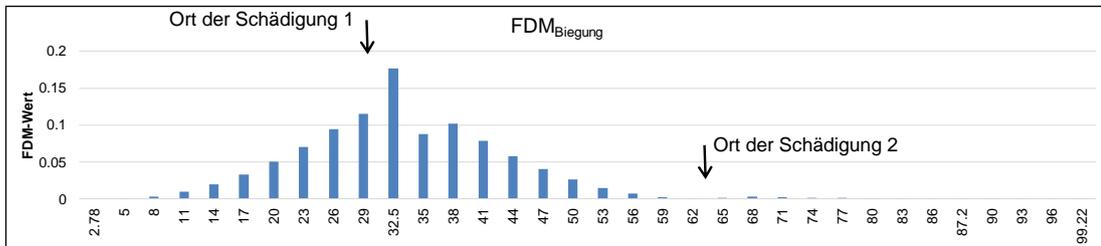


Abbildung 8.34: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

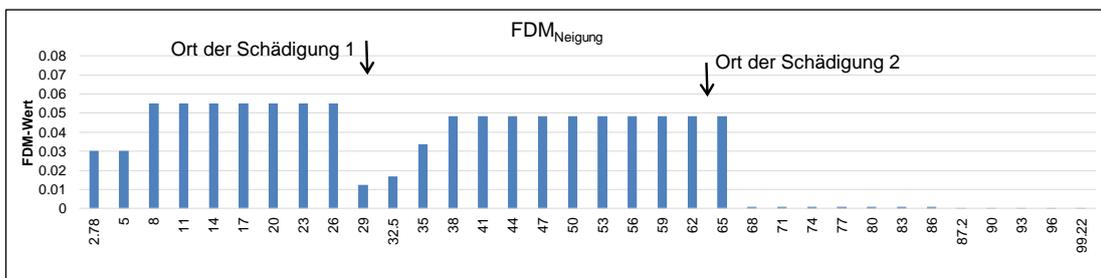


Abbildung 8.35: FDM-Werte aus dem Verlauf des Neigungswinkels für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

Die dritte Schädigung (#3-L) ist eine recht umfangreiche Schädigung, welche in ihrer Größenordnung annähernd der ersten Schädigung (#1-L) entspricht und daher ähnlich gut zu erkennen ist. In Abbildung 8.36 und Abbildung 8.37 sind die FDM-Werte aus den Verläufen der Biegung und des Neigungswinkels dargestellt. Auch in dieser Schädigungsstufe zeigen sich die erwähnten Nachteile des groben Messrasters. Dennoch ist der Ort der dritten Schädigung erkennbar.

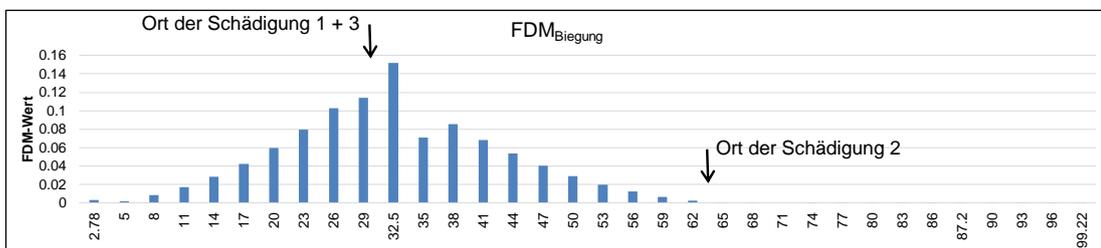


Abbildung 8.36: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

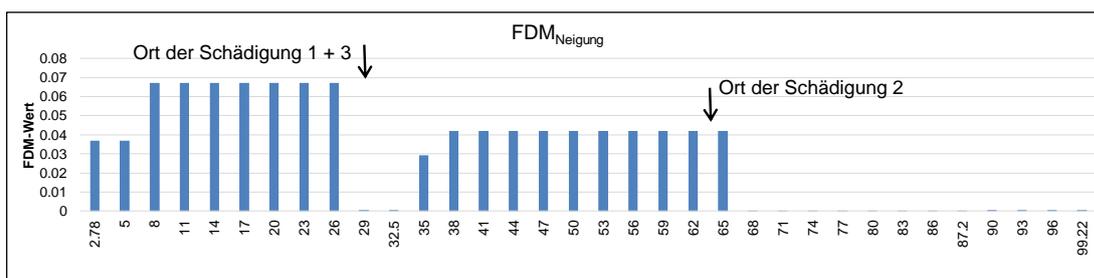


Abbildung 8.37: FDM-Werte aus dem Verlauf des Neigungswinkels für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

8.3.7 Zusammenfassung der Verformungsmessung

Wie die statischen Belastungstests zeigen, sind umfangreiche Schädigungen durch einen Anstieg der Verformungen im Belastungsversuch erkennbar. Die Schädigung, welche dem System durch das Aufbringen der Versuchslast zugeführt worden ist, kann durch bleibende Verformungen nach der Entlastung detektiert werden. Ein Vergleich mit den Rissbildern zeigt, dass für diese Schädigungsstufen (#1-L und #3-L) jeweils Biegerisse in den Seitenwänden des Hohlkastens festzustellen sind. Geringere Schädigungen, wie zum Beispiel Schädigungsstufe #2, die nicht zu einem Riss führen, sind durch die Verformungsmessung nicht erkennbar. Für diese Schädigungsstufe zeigt sich sogar ein Rückgang des gemessenen lastabhängigen Verformungsanteils (roter Balken in Abbildung 8.27) im belasteten Zustand (Schädigungsstufe #2-L gegenüber #1-L), was darauf zurückzuführen ist, dass es in dieser Schädigungsstufe nicht zu einer zusätzlichen, aus der Belastung resultierenden Schädigung gekommen ist.

Darüber hinaus ist mit dem Durchtrennen der acht geradlinig oben verlaufenden Spannglieder (Schädigung #2) untypischerweise ein Rückgang der Verformung zu beobachten. Eine mögliche Ursache könnte die sich verändernde Temperatur in den Bauwerksteilen sein. Um diesen Effekt genauer zu untersuchen, werden nachfolgend numerische Berechnungen des Bauwerks durchgeführt. Anhand dieser Berechnungen soll der Einfluss der zweiten Schädigungsstufe (#2) genauer untersucht werden. Darüber hinaus soll eruiert werden, ob bei einem engeren Messraster die zweite Schädigung detektierbar ist.

Die Anwendung der Flächendifferenzmethode anhand weniger Messpunkte und demnach an einem entsprechend groben Messraster führt nicht zur gewünschten eindeutigen Erkennung der Schädigungsstufe #2-L. Aufgrund der geringen Anzahl an Messpunkten ist nur eine lineare Verbindung zwischen den gemessenen Durchbiegungen möglich. Dies bedingt, dass nur FDM-Werte aus den Verläufen der Durchbiegung und des Neigungswinkels für die Auswertung zur Verfügung stehen. Die Erkennung umfangreicherer Schädigungen, wie z.B. der ersten und der dritten Schädigung, welche auch zu Rissen führen, ist anhand dieser FDM-Werte möglich. Für die Erkennung kleinerer Schäden, wie Schädigungsstufe #2, welche nicht zu Rissen im Bauwerk führen, ist die Auswertung auf der Grundlage von Durchbiegung und Neigungswinkel jedoch zu ungenau. Eine höhere Genauigkeit ließe sich durch die Auswertung der aus den Krümmungsverläufen berechneten FDM-Werte erzielen, wofür jedoch

ein engeres Messraster erforderlich ist. Die nachfolgend beschriebenen numerischen Untersuchungen stellen dieses engere Messraster zur Verfügung. Somit soll nachfolgend auch eruiert werden, ob es möglich ist, mit der Flächendifferenzmethode kleine Schädigungen bei entsprechend engem Messraster zu erkennen.

8.4 Numerische Untersuchungen der Brücke Champangshiehl

Zur genaueren Analyse der durchgeführten Belastungstests und zur Verifizierung unerwarteter Effekte (Entlastung des Bauwerks durch Schädigungsstufe #2) werden numerische Berechnungen an der Brücke Champangshiehl durchgeführt. Dazu erfolgt zunächst eine Anpassung des Rechenmodells an die Versuchsergebnisse, sodass die Durchtrennung der Spannglieder sowie die Entstehung von Rissen im Beton berücksichtigt werden. Die Anpassung erfolgt schädigungs- und belastungsstufenabhängig in einzelnen, sogenannten „Bauphasen“. Die Auswertung der numerischen Berechnungen erfolgt durch den Vergleich der Biegelinien und des Verlaufs des Neigungswinkels für den ungeschädigten und den geschädigten Zustand. Abschließend erfolgt die Analyse der Schädigungsstufen mittels der Flächendifferenzmethode (FDM). Die Flächendifferenzmethode zeigt, welcher Schaden zu erkennen und auch zu lokalisieren ist.

8.4.1 Finite Element Modell

Das Finite Element Modell wird mit der Berechnungssoftware Sofistik erstellt und für die Brücke Champangshiehl aus Flächenelementen modelliert. Dies sind Elemente mit 4 Knoten, denen man in den Knoten eine definierte Höhe zuweisen kann. Abbildung 8.38 und Abbildung 8.39 zeigen das Modell der Brücke in der dreidimensionalen Ansicht bzw. in der Seitenansicht. Wie man den Abbildungen entnehmen kann, werden die Auflager durch Federelemente modelliert. Die horizontale Unverschieblichkeit des Bauwerks am Festlager (Widerlager des kleinen Feldes) wird durch ein horizontales Festlager abgebildet. Abbildung 8.40 zeigt den Querschnitt der Brücke, wie er der Berechnung zugrunde liegt, ohne Visualisierung der Elementhöhen.

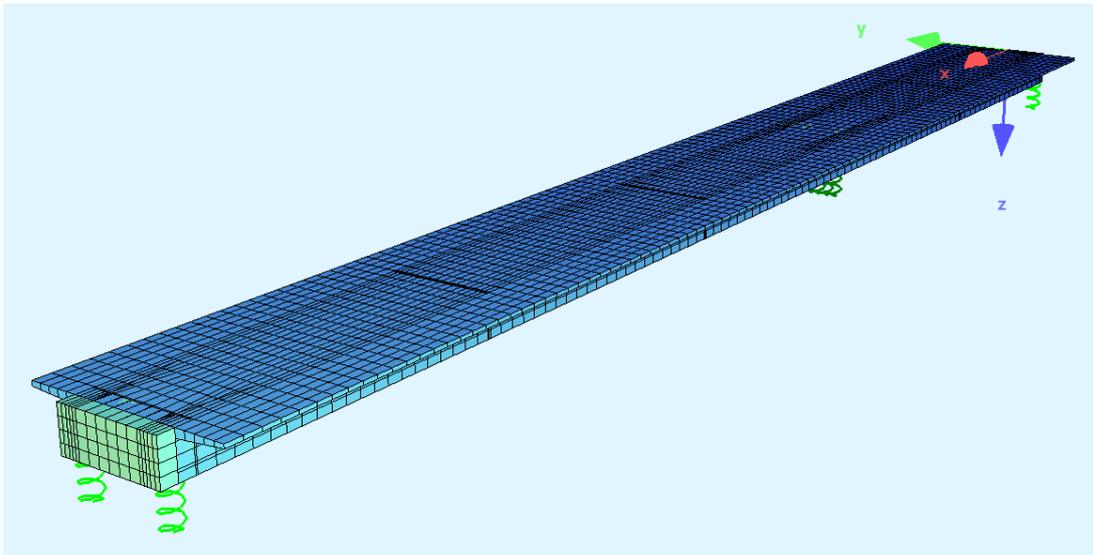


Abbildung 8.38: Modell der Brücke Champangshiehl, bestehend aus Flächenelementen (4-Knotenelemente) mit visualisiertem Elementquerschnitt



Abbildung 8.39: Modell der Brücke Champangshiehl in der Seitenansicht

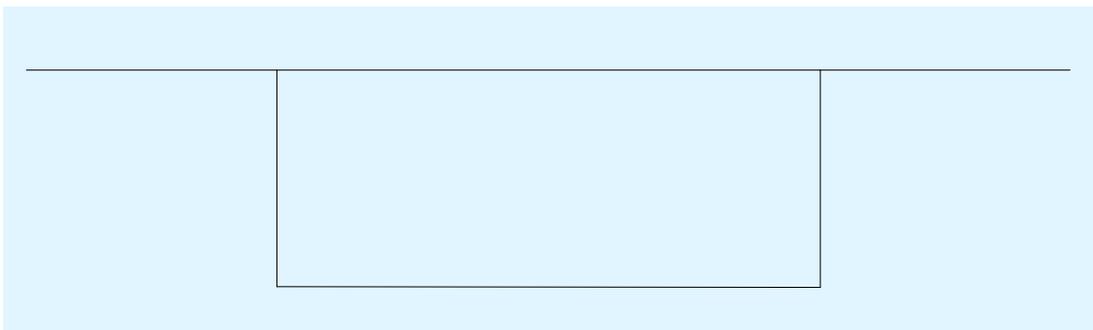


Abbildung 8.40: Querschnitt des FE-Modells ohne Visualisierung der Elementhöhe

Die Berechnung der einzelnen Schädigungszustände erfolgt hintereinandergeschaltet in ihrer zeitlichen Abfolge, sodass die aus den vorangegangenen Schädigungen entstehenden Spannungszustände bei der Berechnung der jeweiligen Schädigungsstufe mitberücksichtigt werden. Eine Berücksichtigung der Vorschädigung ist somit möglich.

Um mit der Berechnung den Versuch möglichst genau abzubilden, sind in der Berechnung die Schädigungen der Spannglieder in ihrer zeitlichen Abfolge berücksichtigt. Durch ein lokales Ausschalten der Spannglieder an der entsprechenden Schädigungsstelle über eine Länge von 50 cm wird das Durchtrennen der Spannglieder modelliert. Durch Anpassung der

Steifigkeit verschiedener Betonelemente erfolgt die Berücksichtigung von Rissen im Beton. Daraus resultierend werden die Rechenergebnisse an die Messwerte angepasst. Im Bereich der Schädigungen werden die Steifigkeiten der Elemente so angepasst, dass die rechnerisch ermittelten Verformungen mit den im Versuch gemessenen Verformungen möglichst übereinstimmen. Diese Form der Modellanpassung entspricht quasi einem manuellen Model-Updating.

8.4.2 Anpassung des FE-Modells an die Messwerte der Belastungstests

Zur Anpassung des Rechenmodells ist zunächst eine Ausgangsmessung möglichst im intakten Zustand des Bauwerkes erforderlich. Dies entspricht in unserem Fall der Messung der Verformungen, resultierend aus der Belastung durch die Stahlgewichte, im ungeschädigten Zustand (#0-L). Die Messwerte sowie die in diesen Punkten errechneten Verformungen sind in Abbildung 8.41 dargestellt, wobei positive Durchbiegungswerte einer Durchbiegung nach unten entsprechen. Der Vergleich vom Rechenwert zu den Messwerten zeigt, dass das oben beschriebene Rechenmodell den Versuch hinreichend genau abbildet.

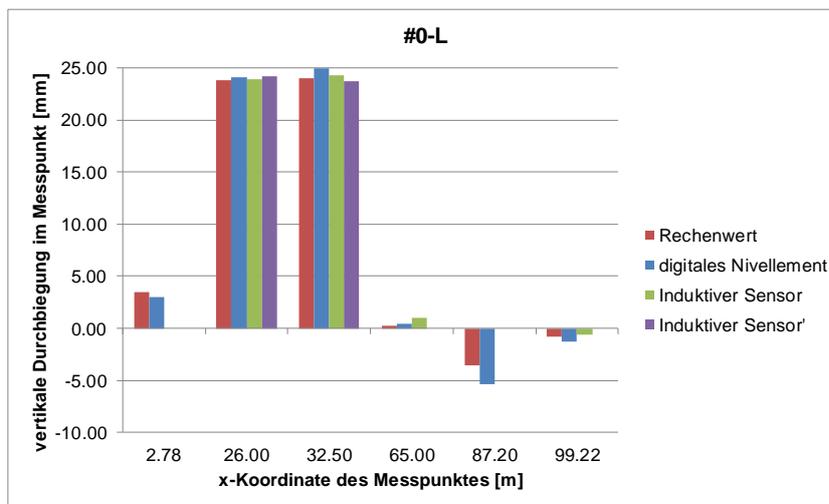


Abbildung 8.41: Gemessene Durchbiegungen und errechnete Durchbiegungen in den Messschnitten für den ungeschädigten Zustand unter Belastung (#0-L)

Auf diesen Ausgangszustand aufbauend, erfolgt eine schrittweise Anpassung der weiteren Schädigungsstufen. Neben der Berücksichtigung der stufenweise durchtrennten Spannglieder erfolgt auch eine Anpassung der Steifigkeiten einzelner Elemente, um so eine manuelle Modellanpassung vorzunehmen. Die Modellierung der durchgetrennten internen Spannglieder erfolgt dabei durch eine bereichsweise Elimination der Spannglieder an der Stelle des jeweiligen Schnittes. Da die externen Spannglieder beim Durchtrennen über die gesamte Spanngliedlänge ausfallen, werden diese in der entsprechenden Schädigungsstufe komplett eliminiert. Die Anpassung der Steifigkeit einzelner Elemente erfolgt dabei in Anlehnung an das während der Versuchsdurchführung beobachtete Rissbild (Abbildung 8.17). Tabelle 8.11 gibt an, in welchem Ausmaß die Steifigkeit einzelner Elemente in Abhängigkeit der Schädigungs-

gungsstufen verändert wird. Die Lage der einzelnen Elemente ist in Abbildung 8.44 (Detail 1) und in Abbildung 8.45 (Detail 2) dargestellt. Die Position des Detailausschnitts 1 ist in Abbildung 8.42 angegeben. Es handelt sich dabei um den Bereich, in dem die erste Schädigung durchgeführt wird (an der Stelle $x = 29.25$ m). Die Position des Detailausschnitts 2 ist in Abbildung 8.43 angegeben und stellt den Bereich der Fahrbahnplatte über dem Mittelaufleger, also den Bereich der zweiten Schädigung, dar. In diesem Bereich ($x = 63.50$ m) werden nur die mittleren Elemente der Fahrbahnplatte modifiziert über eine Länge von 1.08 m ($x = 62.92$ m – 64 m).

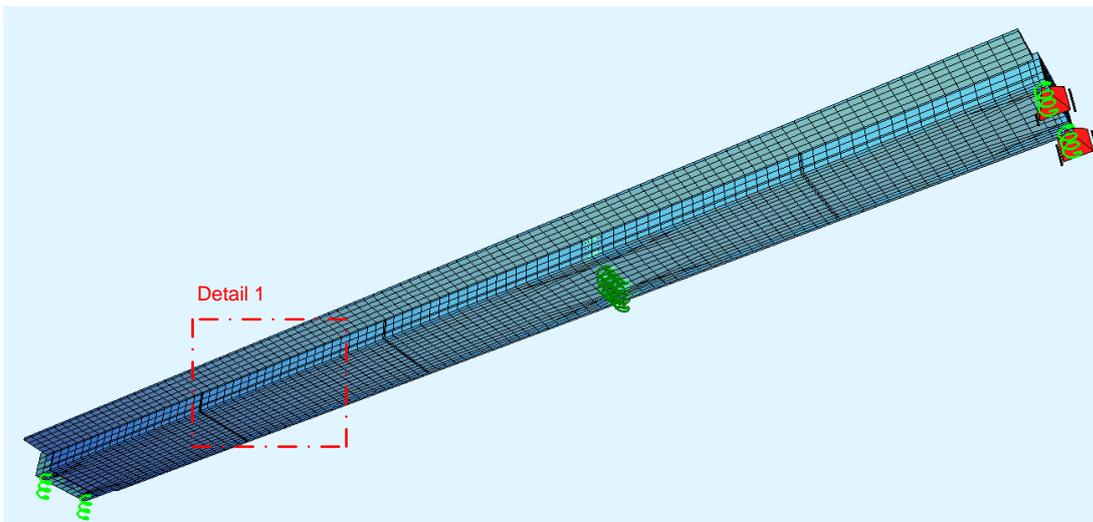


Abbildung 8.42: Ansicht des Brückenmodells mit Blick auf die Unterseite und die Seitenwand des Hohlkastens - Angabe der Position des Detailausschnitts 1 - erste Schädigung

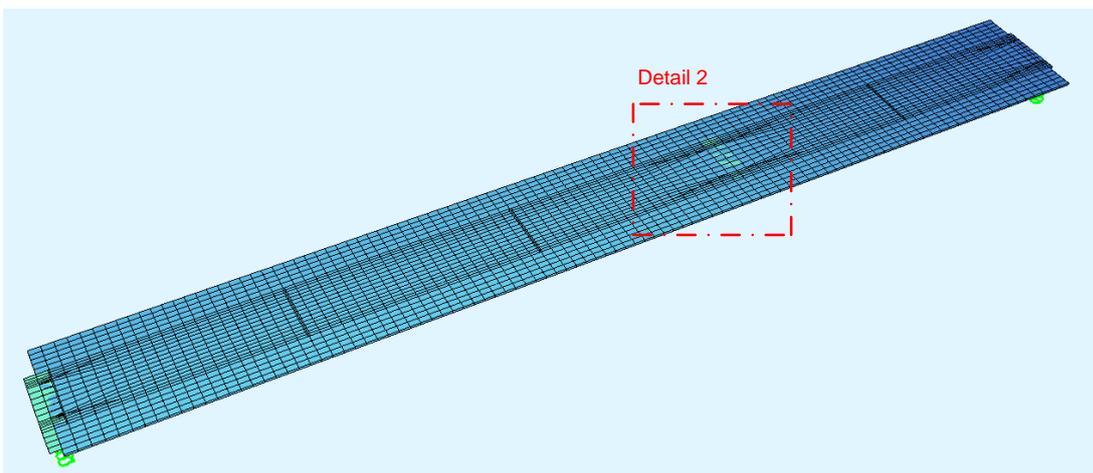


Abbildung 8.43: Draufsicht auf die Fahrbahnplatte des Brückenmodells - Angabe der Position des Detailausschnitts 2 - zweite Schädigung

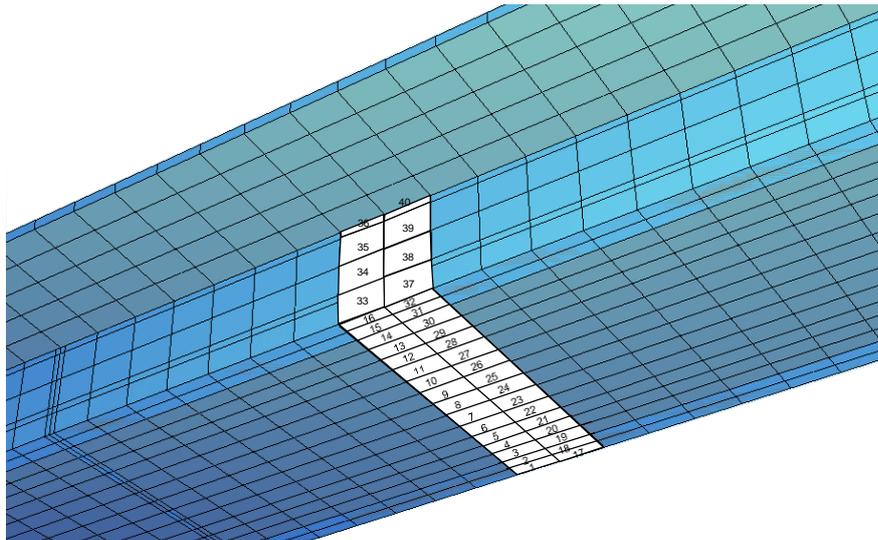


Abbildung 8.44: Detailausschnitt 1- Schädigung #1 gemäß Abbildung 8.42 mit Elementnummerierung gemäß Tabelle 8.11

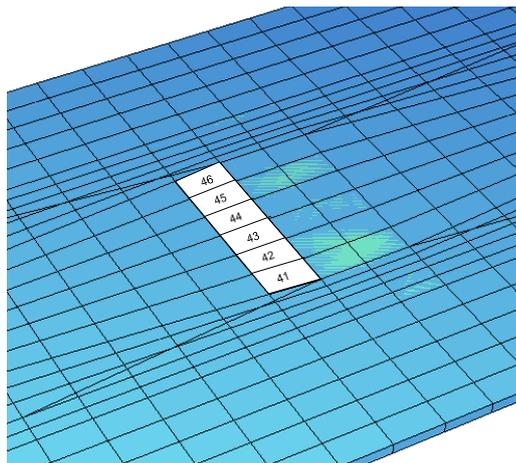


Abbildung 8.45: Detailausschnitt 2 – Schädigung #2 gemäß Abbildung 8.43 mit Elementnummerierung gemäß Tabelle 8.11

Tabelle 8.11: Elementsteifigkeiten in %, bezogen auf deren Ausgangsteifigkeit

Element	Elementsteifigkeit bezogen auf die Ausgangsteifigkeit in %					
	#1	#1-L	#2	#2-L	#3	#3-L
1	17	15	15	15	15	0
2	17	15	15	15	15	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	9	9	9	9	9	1
7	9	9	9	9	9	1
8	12	10	10	10	10	5
9	12	10	10	10	10	5
10	9	9	9	9	9	1
11	9	9	9	9	9	1
12	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0
15	17	15	15	15	15	0
16	17	15	15	15	15	0
17	39	39	39	39	39	0
18	39	39	39	39	39	0
19	40	40	40	40	40	15
20	40	40	40	40	40	15
21	40	40	40	40	40	15
22	40	40	40	40	40	20
23	40	40	40	40	40	20
24	35	35	35	35	35	30
25	35	35	35	35	35	30
26	40	40	40	40	40	20
27	40	40	40	40	40	20
28	40	40	40	40	40	15
29	40	40	40	40	40	15
30	40	40	40	40	40	15
31	39	39	39	39	39	0
32	39	39	39	39	39	0
33	100	0	0	0	0	0
34	100	62	62	62	62	36
35	100	98	98	98	90	47
36	100	100	100	100	95	90
37	100	100	100	100	98	87
38	100	100	100	100	100	88
39	100	100	100	100	100	100
40	100	100	100	100	100	100
41	100	100	100	100	100	80
42	100	100	100	100	100	80
43	100	100	100	100	100	0
44	100	100	100	100	100	0
45	100	100	100	100	100	80
46	100	100	100	100	100	80

Für die erste Schädigungsstufe (#1) bedeutet dies, dass neben der Berücksichtigung der unten durchtrennten Spannglieder zusätzlich im Bereich der ersten Schädigung die Steifigkeit der Flächenelemente in der Bodenplatte zu reduzieren ist. Die Tabelle 8.11 gibt an, dass für einen Abgleich des Modells zu Messwerten in einer Elementreihe der Bodenplatte die Steifigkeit der Elemente auf 0 – 17 % der Ausgangsteifigkeit reduziert wird und in einer zweiten Elementreihe die Steifigkeit auf 35 – 40 %. Die prozentualen Werte beziehen sich auf die Ausgangsteifigkeit des vollständig intakten Elements. Die Variation der Steifigkeit erfolgt nur für eine bestimmte Auswahl der Elemente. Modifiziert werden im Bereich der ersten Schädigung ($x = 29.25$ m) die Elemente der Bodenplatte im Bereich von $x = 28.5$ m – 30.5 m (Detailausschnitt 1). Die Steifigkeit der übrigen Elemente bleibt unverändert bei 100 %. Abbildung 8.46 zeigt für Schädigungsstufe #1 die rechnerischen sowie die gemessenen Veränderungen der Verformungen, bezogen auf den Ausgangszustand #0. Dabei weicht die rechnerische Verformung an der Stelle $x = 32.50$ m um maximal 0.64 mm von der gemessenen Verformung ab. In Schädigungsstufe #1-L werden zusätzlich auch Elemente der Seitenwän-

de des Hohlkastens modifiziert, um die Rissbildung in den Seitenwänden zu berücksichtigen. Abbildung 8.47 zeigt den Vergleich der rechnerischen und der gemessenen Verformungen.

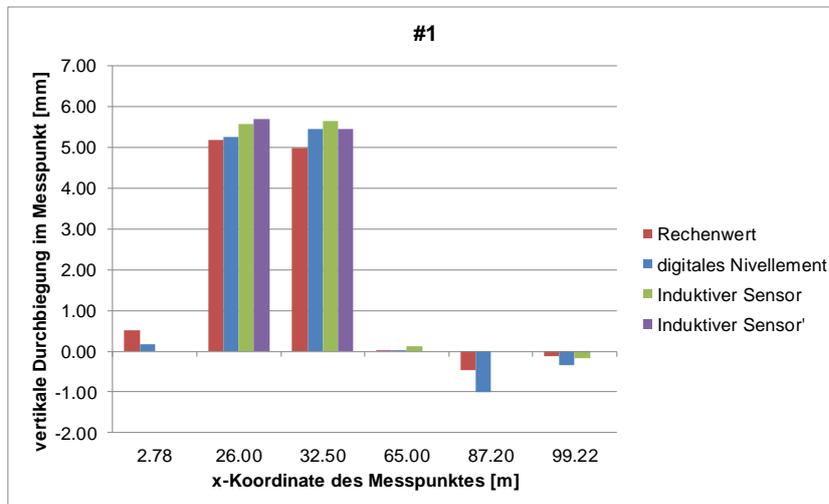


Abbildung 8.46: Vergleich von rechnerisch ermittelten und gemessenen Durchbiegungen für die Schädigungsstufe #1 im unbelasteten Zustand

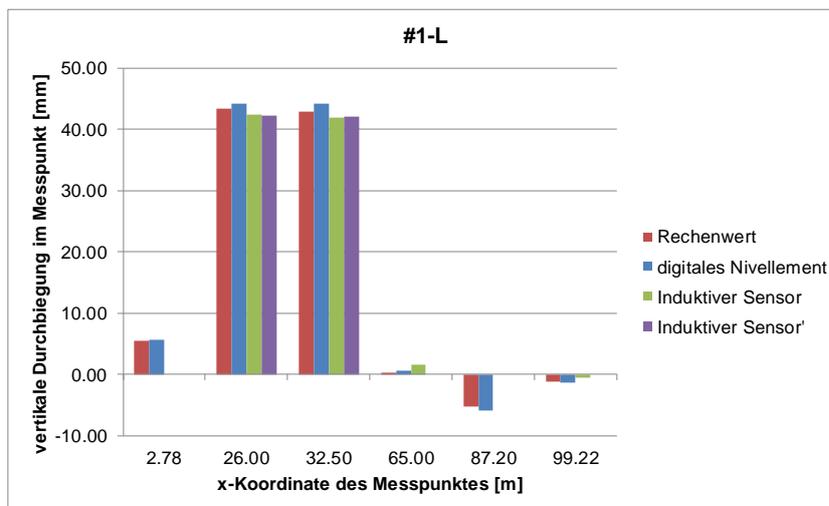


Abbildung 8.47: Vergleich von rechnerisch ermittelten und gemessenen Durchbiegungen für die Schädigungsstufe #1-L im belasteten Zustand

Durch ein weiteres Anpassen der Steifigkeiten der Elemente und die Berücksichtigung der durchtrennten Spannglieder erfolgt die Modellanpassung für die übrigen Schädigungsstufen. Für Schädigungsstufe #2 erfolgt keine weitere Veränderung der einzelnen Elemente, da keine weiteren Risse zu beobachten sind. Lediglich das Durchtrennen acht geradlinig oben verlaufender Spannglieder wird berücksichtigt. Abbildung 8.48 zeigt, dass für diese Schädigungsstufe das Modell nicht mit den gemessenen Verformungen übereinstimmt. Bedingt durch den gemessenen Rückgang der Verformungen zwischen Schädigungsstufe #1-U-Cr und Schädigungsstufe #2 liegen in den Messpunkten $x = 26.00$ m und $x = 32.50$ m die rechnerischen Verformungen deutlich über den gemessenen Verformungen. Demnach hat es anhand der gemessenen Werte den Anschein, dass das System trotz Schädigung steifer

werden müsste, was nicht der Realität entspricht. Wahrscheinlicher ist, dass es durch die Veränderung der Temperatur im Bauteil zu einer Reduzierung der Verformungen kommt, was später explizit untersucht wird. Im belasteten Zustand (Schädigungsstufe #2-L) zeigt sich dann wieder eine hinreichende Übereinstimmung von Rechenwerten zu Messwerten (Abbildung 8.49).

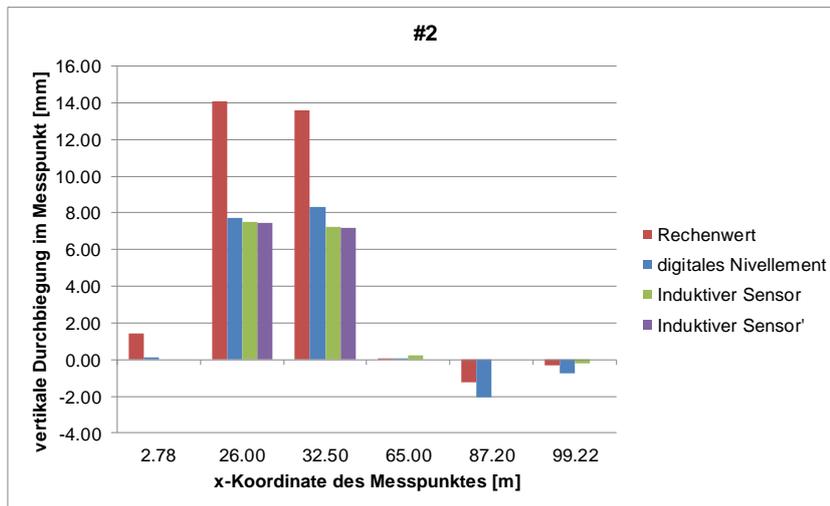


Abbildung 8.48: Vergleich von rechnerisch ermittelten und gemessenen Durchbiegungen für die Schädigungsstufe #2 im unbelasteten Zustand

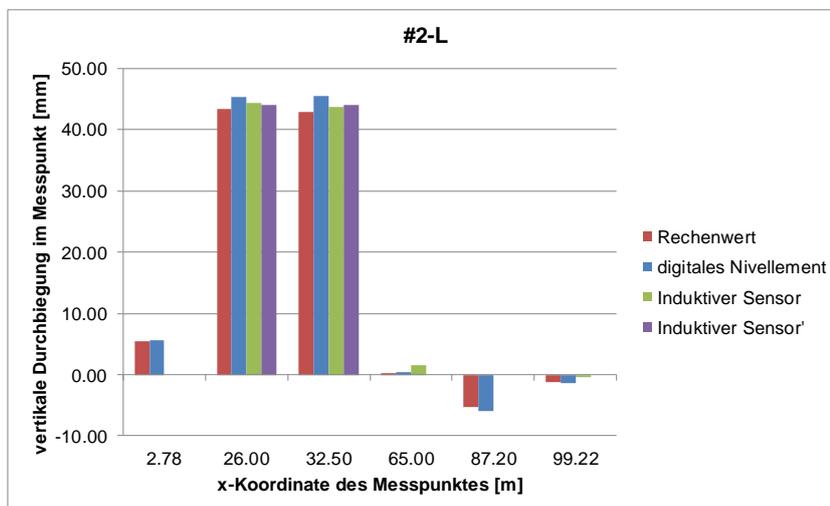


Abbildung 8.49: Vergleich von rechnerisch ermittelten und gemessenen Durchbiegungen für die Schädigungsstufe #2-L im belasteten Zustand

Für die Schädigungsstufe #3 stimmen die rechnerischen Verformungen ebenfalls weitestgehend mit den gemessenen Verformungen überein, sodass davon ausgegangen werden darf, dass das Modell für diese Schädigungsstufe den Versuch hinreichend genau abbildet. Die graphischen Darstellungen des Vergleichs von rechnerisch ermittelter und gemessener Verformung sind im Anhang E.3.1 angegeben.

Zusammenfassend lässt sich daher sagen, dass das Rechenmodell den Versuch für die Schädigungsstufen #0, #1 und #3 hinreichend genau abbildet. Lediglich die unbelastete zweite Schädigungsstufe (#2) ist mit diesem Rechenmodell nicht abzubilden.

8.4.3 Berechnete Verformungsgrößen

Hintergrund der Berechnungen ist, Schäden am Bauwerk zu detektieren und zu lokalisieren. Wie in Kapitel 7 beschrieben wird, kommt es durch die Schädigung, wenn Risse auftreten, zu einer Steifigkeitsreduzierung und somit zu einem veränderten Verlauf der Biegelinie und des Neigungswinkels. Um deren Verläufe qualitativ hinreichend genau darstellen zu können, ist ein entsprechend feines Messraster erforderlich, was aufgrund begrenzter Sensorik und entsprechendem Aufwand meist nicht zu realisieren ist. In solchen Fällen liefert eine FE-Berechnung die nötigen Informationen, sofern diese das reale Tragwerksverhalten hinreichend genau abbildet, was durch die Modellanpassung an die Versuchswerte in den entsprechenden Messpunkten erfolgt. Die FE-Berechnung ermöglicht somit, Durchbiegungen nicht nur in den Messpunkten, sondern in mehreren über die Bauwerkslänge verteilten Messpunkten zu ermitteln. Zusätzlich ermöglicht die Berechnung auch die Darstellung des Neigungswinkelverlaufs. Nachfolgend werden die Durchbiegungen und der Neigungswinkelverlauf an der Unterkante des Hohlkastens betrachtet. Sie werden jeweils für den ungeschädigten und die drei geschädigten Zustände unter Last (#0-L, #1-L, #2-L, #3-L) ermittelt. Abbildung 8.50 zeigt für diese vier Zustände den Biegelinienverlauf der Brücke unter dem Einfluss der Versuchslast. Die Zunahme der Durchbiegung mit auftretendem Schaden zeigt an, dass eine Schädigung vorliegt. Der Unterschied zwischen der blauen Kurve, welche den ungeschädigten Zustand (#0-L) darstellt, und der grünen Kurve, welche die erste Schädigung (#1-L) illustriert bzw. der identisch verlaufenden schwarzen Kurve (Schädigung #2-L), zeigt deutlich das Vorhandensein eines Schadens. Eine Aussage über den Ort der Schädigung kann allein aus der Biegelinie nicht getroffen werden. Zur genaueren Lokalisierung der Schädigung ist der Verlauf des Neigungswinkels zu betrachten (siehe Kapitel 7). Wie schon aus den Versuchen abgeleitet, führt die zweite Schädigungsstufe (#2-L) nicht zu einer weiteren Rissbildung am Bauwerk. In der dritten Schädigungsstufe (#3-L) kommt es dann wieder zu einem deutlichen Anstieg der Verformungen, resultierend aus dem Durchtrennen der externen Spannglieder und den in dieser Stufe auftretenden Rissen.

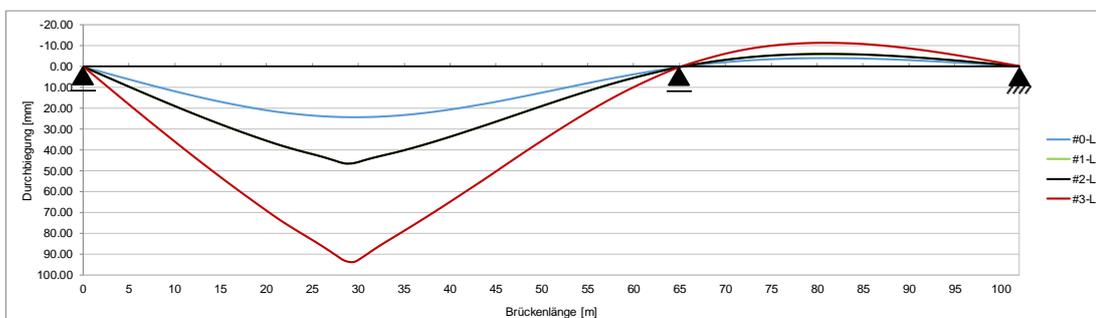


Abbildung 8.50: Errechneter Biegelinienverlauf für die 4 Belastungsphasen (#0-L, #1-L, #2-L, #3-L)

Abbildung 8.51 stellt den Verlauf des Neigungswinkels unter der Versuchslast für den ungeschädigten Zustand und die ersten drei Schädigungsstufen dar. Durch einen Sprung im Verlauf des Neigungswinkels wird die Stelle der Schädigung angezeigt. Betrachtet man Abbildung 8.51, erkennt man deutlich die erste Schädigungsstelle. Die kontinuierlich verlaufende blaue Linie stellt den ungeschädigten Zustand (#0-L) dar. Der Sprung im Verlauf des Neigungswinkels der geschädigten Zustände ist auf den Steifigkeitsverlust der Betonelemente zurückzuführen.

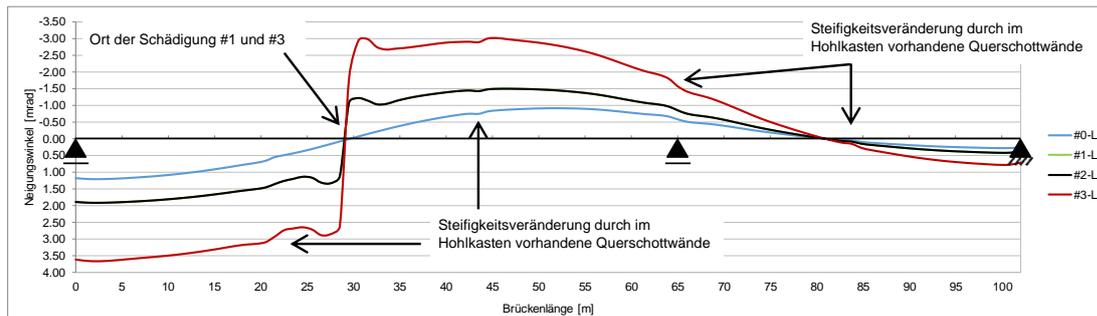


Abbildung 8.51: Errechneter Neigungswinkelverlauf für die 4 Belastungsphasen (#0-L, #1-L, #2-L, #3-L)

Betrachtet man den Verlauf der zweiten Schädigungsstufe, insbesondere die Stelle $x = 63.5$ m (Ort der zweiten Schädigung; 8 durchtrennte Spannglieder oben), kann hier kein Sprung im Verlauf des Neigungswinkels festgestellt werden. Der Verlust von Vorspannkraft führt demnach nicht zu einem deutlich veränderten Neigungswinkel. Somit ist auch anhand des Neigungswinkels ein verhältnismäßig kleiner Schaden nicht zu detektieren.

8.4.4 Numerische Auswertung mittels Flächendifferenzmethode (FDM)

Mittels der Flächendifferenzmethode werden die einzelnen Schädigungsstufen erneut untersucht. Als Grundlage dienen dafür die mit dem FE-Modell berechneten Verformungswerte. Betrachtet werden dabei die belasteten Zustände (#0-L, #1-L, #2-L, #3-L). Es soll zum einen die Praxistauglichkeit der Methode untersucht werden und zum anderen geprüft werden, ob mit dieser Methode die Schädigung #2 erkennbar ist. Die im Folgenden dargestellten FDM-Werte werden, wie in Kapitel 7 beschrieben, mittels der Gleichungen (7.6), (7.7) und (7.8) berechnet.

8.4.4.1 Analyse der Brücke Champangshiehl mit der Flächendifferenzmethode (FDM)

In Abbildung 8.52 und Abbildung 8.53 sind die Flächendifferenzwerte aus der Biegelinie und dem Neigungswinkelverlauf für den Vergleich des ungeschädigten Zustands (#0-L) mit der ersten Schädigung (#1-L) aufgetragen. Bei der Betrachtung des FDM-Wertes aus der Biegelinie ist deutlich der Anstieg im Bereich der Schädigung zu erkennen. Dass der Maximalwert hier genau im Bereich der Schädigung auftritt liegt daran, dass der Ort der Schädigung und

der Ort der maximalen Durchbiegung zusammenfallen. Man kann aus dem Maximum aber nicht den Ort der Schädigung ablesen. Dafür wird der FDM-Wert aus dem Neigungswinkelverlauf benötigt. Betrachtet man den Verlauf dieses Wertes, dann stellt man eindeutig den Schaden und auch dessen Ort fest. Dies wird signalisiert durch die Unstetigkeit im Verlauf des FDM-Wertes aus dem Neigungswinkel. Eine noch eindeutigere Lokalisierung des Ortes der Schädigung ist durch Einbeziehung des FDM-Wertes aus dem Verlauf der Krümmung möglich (Abbildung 8.54). Das Maximum dieser FDM-Werte zeigt eindeutig den Ort der Schädigung.

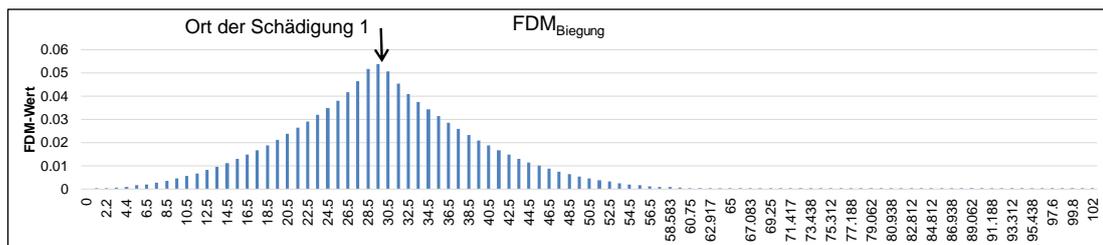


Abbildung 8.52: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

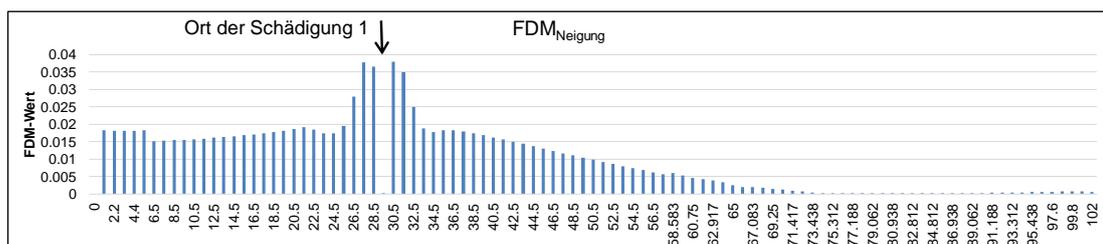


Abbildung 8.53: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

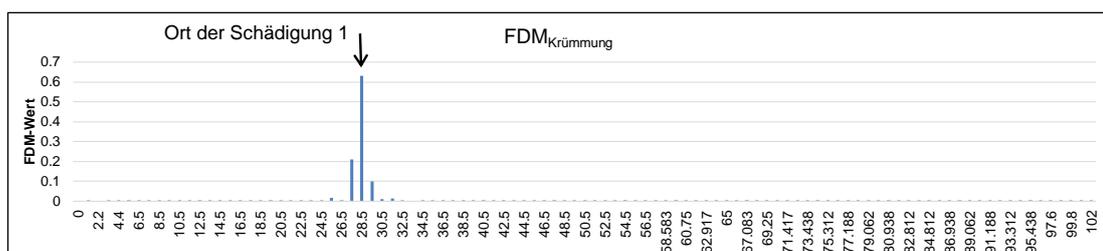


Abbildung 8.54: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

Abbildung 8.55 und Abbildung 8.56 sollen Aufschluss bringen, ob die zweite Schädigungsstufe mittels der Flächendifferenzmethode erkennbar ist. Die beiden Abbildungen zeigen den FDM-Wert aus der Biegelinie bzw. aus dem Neigungswinkelverlauf für den Vergleich der ersten Schädigungsstufe (#1-L) mit der zweiten Schädigungsstufe (#2-L). Zur genaueren Verifizierung der Schädigung werden die FDM-Werte, welche aus dem Verlauf der Neigungswinkel berechnet werden, herangezogen. Abbildung 8.56 gibt jedoch in diesem Fall keinen eindeutigen Aufschluss über den Ort der Schädigung, da der Verlauf dieser FDM-Werte mehrere Unstetigkeiten aufweist. Betrachtet man jedoch die FDM-Werte aus dem Verlauf

der Krümmung (Abbildung 8.57), so ist es in diesem Fall möglich, anhand des Maximums der FDM-Werte die zweite Schädigung zu lokalisieren. Dass die FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung die erste Schädigung nicht anzeigen, liegt daran, dass in diesem Fall die Krümmungen der zweiten Schädigungsstufe (#2-L) mit den Krümmungen der ersten Schädigungsstufe (#1-L) verglichen werden. Somit liegt für den Vergleichszustand (Schädigungsstufe #1-L) eine Vorschädigung vor, welche ebenfalls in Schädigungsstufe #2-L enthalten ist und sich somit rechnerisch herauskürzt. Die FDM-Werte berechnen sich lediglich aus der Fläche, welche sich zwischen diesen beiden Verformungen einstellt.

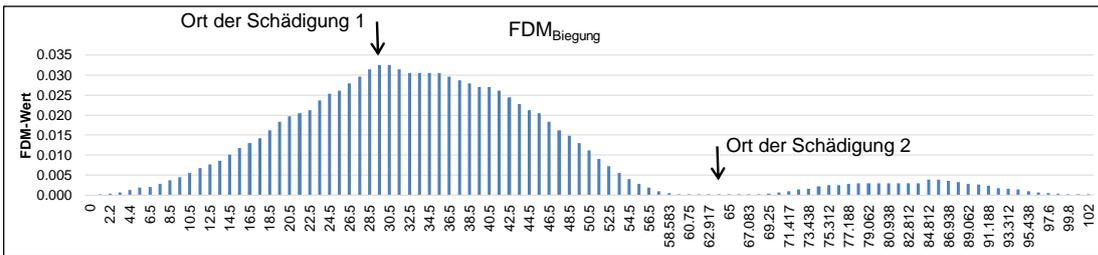


Abbildung 8.55: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

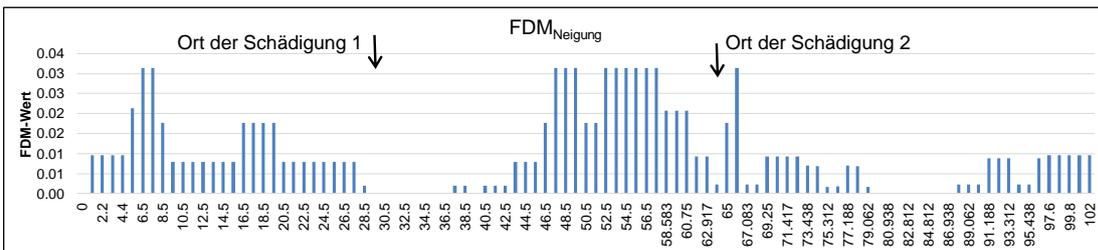


Abbildung 8.56: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

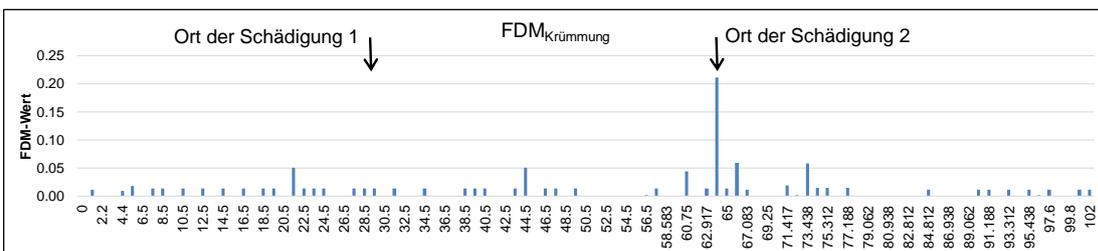


Abbildung 8.57: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

Vergleicht man stattdessen die zweite Schädigungsstufe (#2-L), in welcher die erste Schädigungsstufe (#1) ebenfalls enthalten ist, mit dem ungeschädigten Zustand (#0-L), so ist nur die erste Schädigung #1 zu detektieren und zu lokalisieren (Abbildung 8.58). Dies liegt daran, dass die erste Schädigung (#1) gegenüber der zweiten Schädigung (#2) deutlich umfangreicher ist.

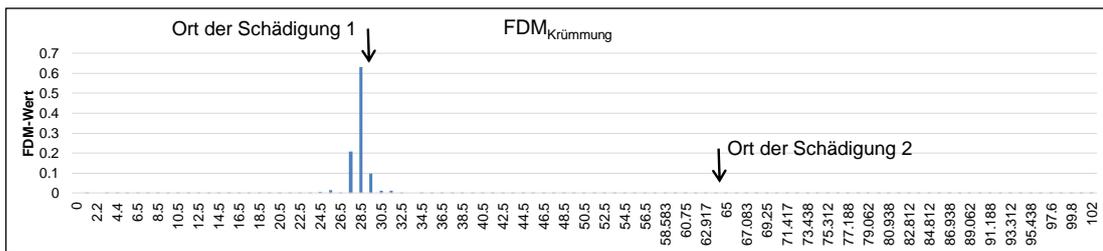


Abbildung 8.58: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus dem ungeschädigten Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

Auch ein etwas weiter gefasstes Messraster mit weniger Verformungspunkten ermöglicht keine genauere Erkennung der ersten und zweiten Schädigungsstufe (siehe Anhang E.4 Abbildungen E.7 bis E.42). Vielmehr führt ein gröberes Messraster zu einer vergleichsweise ungenaueren Darstellung. Als weiterer Nachteil ist zu sehen, dass sich bedingt durch das gröbere Messraster die Lokalisierung einer Schädigung auf ein größeres Intervall bezieht und somit ungenauer wird (vgl. Kapitel 7.4.4).

Die dritte Schädigung (#3-L) ist im Vergleich zu Schädigung #2-L eine deutlich umfangreichere Schädigung, welche zu deutlichen Verformungsänderungen führt. Sie ist daher bereits anhand der FDM-Werte aus dem Verlauf des Neigungswinkels erkennbar und lokalisierbar. In Abbildung 8.59 und Abbildung 8.60 sind die FDM-Werte der Biegelinie und des Neigungswinkels für den Vergleich der zweiten (#2-L) mit der dritten Schädigungsstufe (#3-L) angegeben. Noch eindeutiger wird die Lokalisierung durch die Betrachtung der FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung (Abbildung 8.61). Dieser zeigt eindeutig den Ort der Schädigung 3 an. Dass der Ort der zweiten Schädigung (#2) in diesen Grafiken nicht angezeigt wird liegt zum einen daran, dass die dritte Schädigung (#3) im Vergleich zur zweiten Schädigung (#2) deutlich stärker ist, und zum anderen daran, dass hier die dritte Schädigungsstufe (#3-L) mit der zweiten Schädigungsstufe (#2-L) verglichen wird und somit der Anteil der zweiten Schädigung schon im Vergleichszustand enthalten ist.

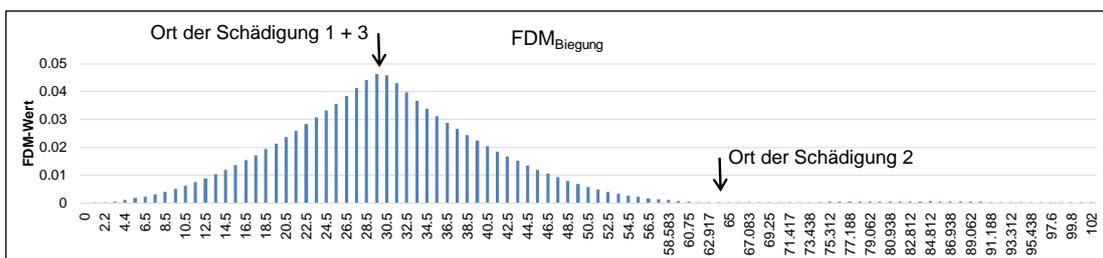


Abbildung 8.59: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

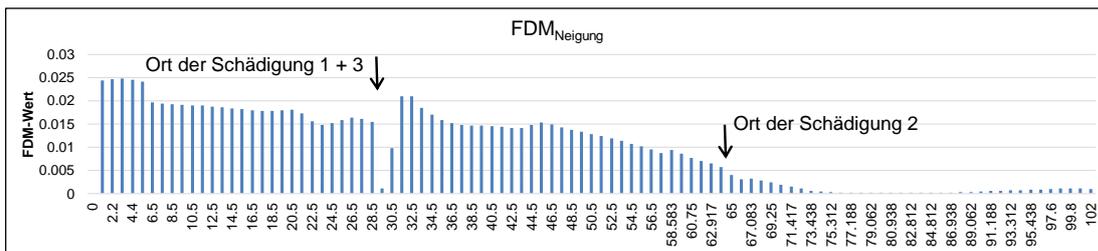


Abbildung 8.60: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

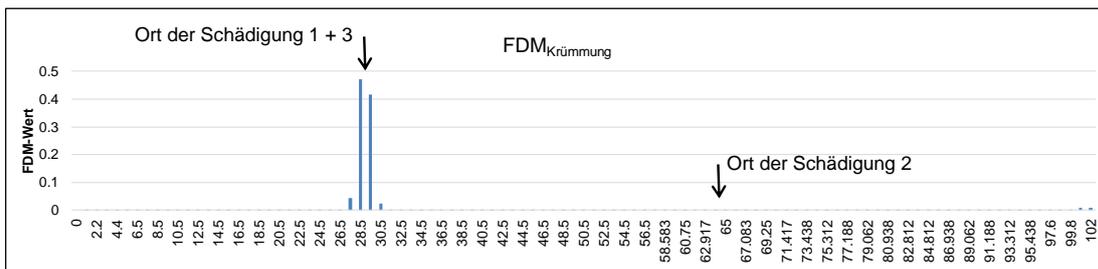


Abbildung 8.61: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass durch die FDM-Methode eine Schädigung, welche zu Rissen und somit zu einer veränderten Verformung führt, durchaus zu erkennen und zu lokalisieren ist. Insbesondere die Betrachtung der aus den Verläufen der Krümmung resultierenden FDM-Werte ermöglicht eine gute Lokalisierung der Schädigung. Diese ermöglichen sogar die Lokalisierung geringer Schädigungen, selbst wenn diese nicht zu einer messbaren Zunahme der Verformungen führen. Kommen jedoch weitere umfangreichere Schäden hinzu, können diese eine kleinere Schädigung überdecken, sodass diese nicht mehr ohne Weiteres erkennbar ist.

8.4.5 Separate Betrachtung der Schädigungsstufe #2

In den vorangehenden Abschnitten ist dargestellt, dass zusammen mit der Schädigungsstufe #2 untypischerweise ein Rückgang der Verformung eintritt. Im nachfolgenden Abschnitt sollen nun mögliche Gründe für diese Bauwerksreaktion erörtert werden.

Am rechnerischen Beispiel eines Zweifeldträgers wird zunächst gezeigt, dass es durch Schädigungsstufe #2 nicht, wie es die Messergebnisse suggerieren, zu einer Entlastung des Bauwerks kommt. Gewählt wird ein 25 m langer Zweifeldträger mit unterschiedlichen Stützweiten von 16 m und 9 m (Abbildung 8.62). Der Rechteckquerschnitt des Systems hat eine Höhe von 80 cm und eine Breite von 50 cm. Der Querschnitt ist mit einem 10 cm unterhalb der Oberkante geradlinig verlaufenden Spannglied versehen, welches wie bei der Brücke Champangshiehl im großen Feld beginnt und über das gesamte kleine Feld durchläuft (Abbildung 8.62). Zur Simulation der Spanngliedschädigung wird das Spannglied zwischen den Koordinaten $x = 15.4$ m und $x = 15.9$ m entfernt.

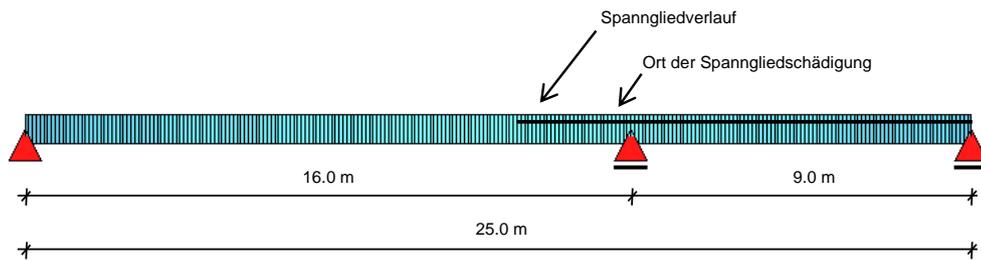


Abbildung 8.62: Statisches System des Zweifeldträgers mit Visualisierung der Querschnittshöhe und Darstellung des Spanngliedverlaufs

Betrachtet man die Verformungsverläufe für den ungeschädigten und den geschädigten Zustand, stellt man sowohl für die Durchbiegung unter Eigengewicht (Abbildung 8.63) als auch für die Durchbiegung unter zusätzlicher Belastung (Abbildung 8.64) jeweils eine Zunahme der Verformung fest. Unter Eigengewicht steigt die Verformung um 0,30 mm von 1,95 mm (Zustand #0) auf 2,25 mm (Zustand #1). Unter der zusätzlichen Belastung steigt die Verformung um 0,31 mm von 2,62 mm (Zustand #0-L) auf 2,93 mm (Zustand #1-L). Demnach müsste es auch an der Brücke Champangshiehl durch die zweite Schädigungsstufe (#2) eher zu einer Zunahme der Verformungen kommen. Der gemessene Rückgang der Verformung kann demnach nicht auf das Durchtrennen der oberliegenden Spannglieder (Schädigungsstufe #2) zurückgeführt werden.

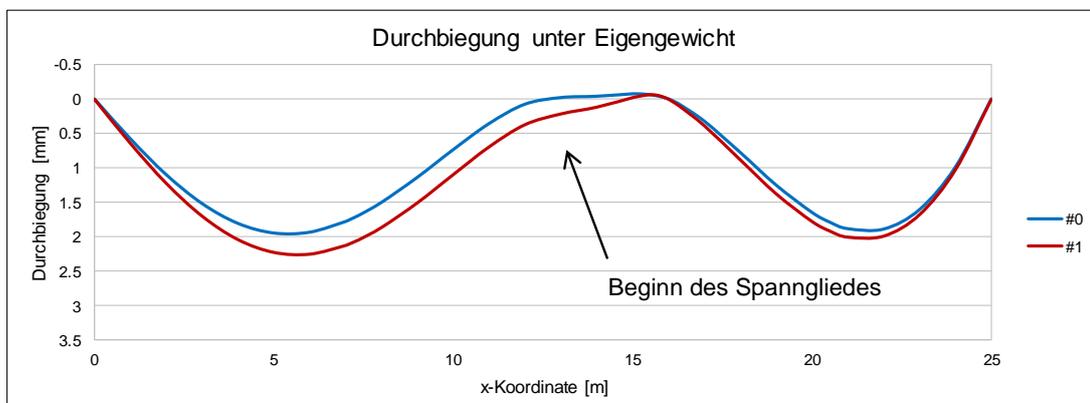


Abbildung 8.63: Durchbiegung des Zweifeldträgers unter Eigengewicht

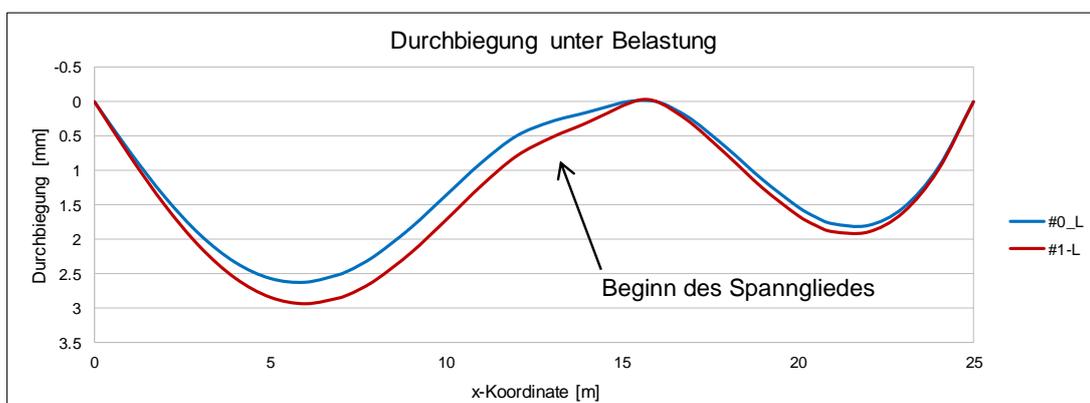


Abbildung 8.64: Durchbiegung des Zweifeldträgers unter zusätzlicher Belastung

Simuliert man am ungeschädigten FE-Modell der Brücke Champangshiehl die Schädigungsstufe #2 (hierbei werden in der Simulation lediglich die 8 geradlinig verlaufenden Spannglieder durchtrennt) und berechnet die Verformungen unter der Versuchslast, so stellt man in der Verformungsfigur keine Veränderung fest (Abbildung 8.65). Der Verlauf der Kurven des geschädigten (#2-L) und des ungeschädigten Systems (#0-L) verlaufen exakt übereinander. Der Einfluss dieser Schädigung ist demnach derart gering, dass es nicht zu einem Anstieg der Verformung kommt. Es ist zu erwähnen, dass es aber auch nicht zu einem Rückgang der Verformungen kommt, wie es die Messwerte suggerieren. Die Hypothese, dass es durch den Schnitt der zweiten Schädigungsstufe (#2) zu einer Entlastung des Bauwerks gekommen ist, kann daher widerlegt werden.

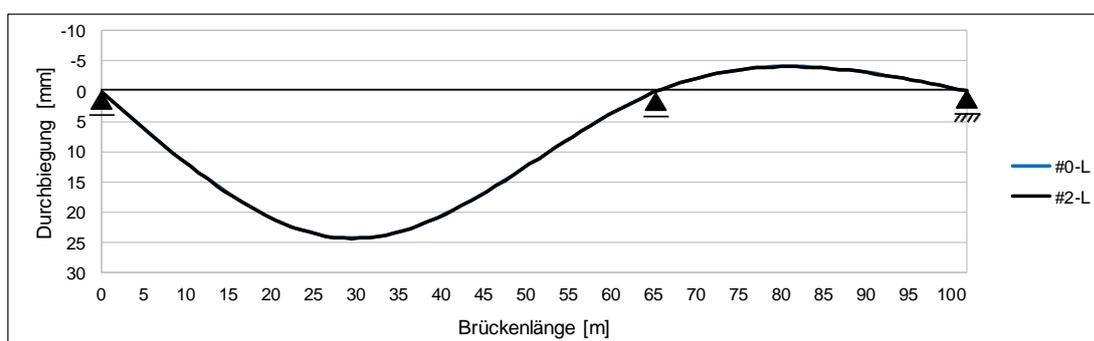


Abbildung 8.65: Biegelinie der Brücke Champangshiehl infolge der Versuchslast für den ungeschädigten Zustand (#0-L) und für die separate Betrachtung der zweiten Schädigung (#2-L)

Als weitere Hypothese für den gemessenen Rückgang der Verformung ist bereits der Einfluss aus wechselnden Temperaturen formuliert worden. Wie Tabelle 8.10 angibt, hat sich beim Übergang von Schädigungsstufe #1-U-Cr zu Schädigungsstufe #2 die Fahrbahn der Brücke Champangshiehl um 8.1 °C stärker erwärmt als die Bodenplatte des Hohlkastenquerschnitts. Dieser Temperaturgradient aus der unterschiedlichen Erwärmung von Fahrbahnplatte und Bodenplatte führt demnach zu einer temperaturbedingten Verformung, welche der Verformung aus der Schädigung entgegenwirken kann. Betrachtet man noch einmal den oben vorgeschannten Zweifeldträger und berechnet für den ungeschädigten Zustand die Verformung infolge eines linearen Temperaturgradienten von $\Delta T = -8.0 \text{ °C}$ (die Oberseite des Rechteckquerschnitts erwärmt sich stärker als die Unterseite), so ist deutlich der Rückgang der Biegelinie zu erkennen. Sowohl unter Eigengewicht (Abbildung 8.66) als auch unter zusätzlicher Belastung (Abbildung 8.67) liegt in diesem Beispiel der Biegelinienverlauf des geschädigten Systems (#1 bzw. #1-L) über dem Verlauf des ungeschädigten Systems (#0 bzw. #0-L).

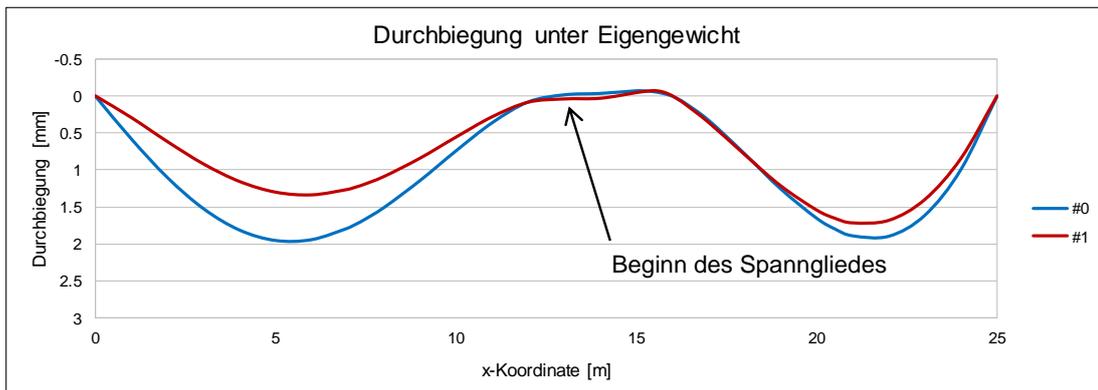


Abbildung 8.66: Durchbiegung des Zweifeldträgers unter Eigengewicht mit Berücksichtigung eines linearen Temperaturgradienten $\Delta T = -8.0 \text{ }^\circ\text{C}$

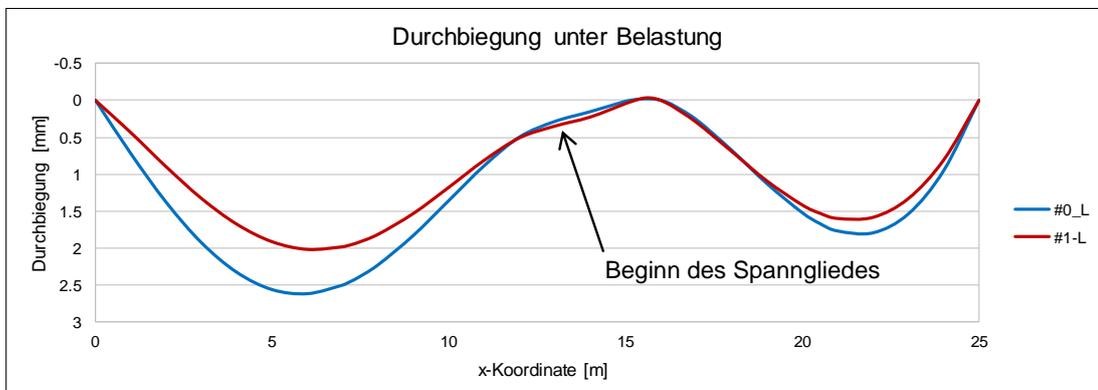


Abbildung 8.67: Durchbiegung des Zweifeldträgers unter zusätzlicher Belastung mit Berücksichtigung eines linearen Temperaturgradienten $\Delta T = -8.0 \text{ }^\circ\text{C}$

Vergleicht man am Beispiel der Brücke Champangshiehl erneut nur den ungeschädigten Zustand (#0) mit der zweiten Schädigungsstufe (#2) ohne einen Schaden aus der ersten Stufe (#1) zu simulieren und berücksichtigt man dabei die Temperaturveränderung zwischen Stufe #1-U-Cr und Stufe #2 in den Bauteilen (Tabelle 8.10), so ist auch am Beispiel der Brücke Champangshiehl ein deutlicher Rückgang der Verformungen zu beobachten. Trotz der Schädigung des Systems ergibt sich im unbelasteten Zustand eine negative Verformung von maximal -5.29 mm resultierend aus den veränderten Temperaturen in den Bauwerksteilen (Abbildung 8.68). Da die zweite Schädigungsstufe (#2) nicht zu einer veränderten Verformung gegenüber dem ungeschädigten System führt, resultiert aus dem Temperatureinfluss auch am belasteten System eine negative Verformung von maximal -5.29 mm , als maximale Differenz zwischen den Verformungsverläufen von Schädigungsstufe #0-L und #2-L (Abbildung 8.69).

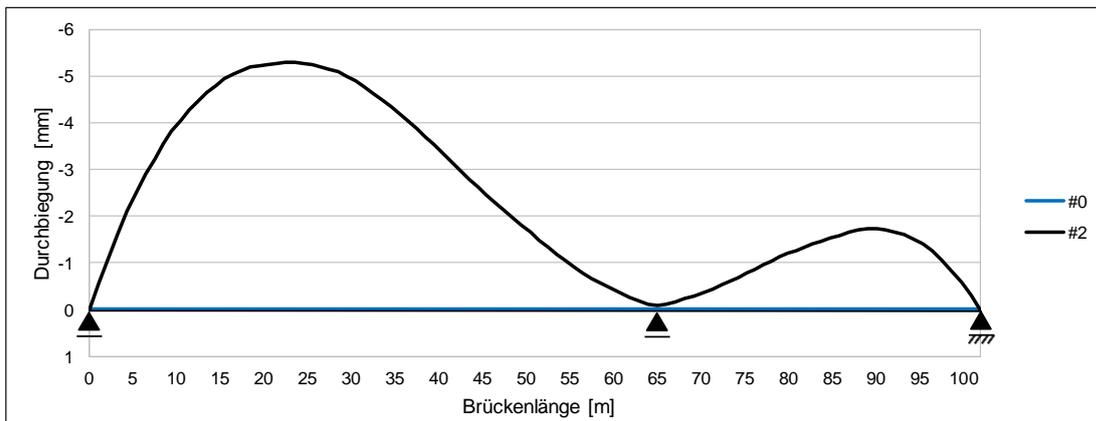


Abbildung 8.68: Verformungsfigur der Brücke Champangshiehl im unbelasteten Zustand infolge Schädigung #2 und veränderter Temperatur in Fahrbahnplatte, Bodenplatte und Seitenwänden des Hohlkastens

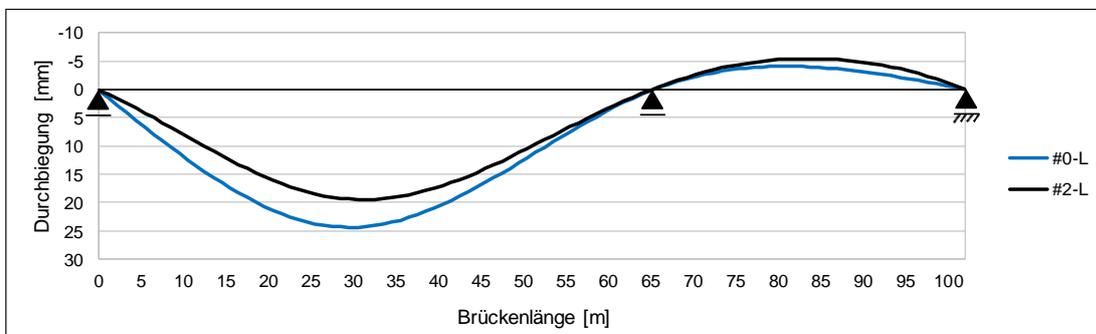


Abbildung 8.69: Verformungsfigur der Brücke Champangshiehl unter Versuchslast infolge Schädigung #2 und veränderter Temperatur in Fahrbahnplatte, Bodenplatte und Seitenwänden des Hohlkastens

Dass die hier berechneten Verformungen aus Temperaturveränderung mit maximal -5.29 mm größer ausfallen als der im Versuch gemessene Verformungsrückgang von $\Delta w = 1.4 \text{ mm}$ (Abbildung 8.26) ist damit zu begründen, dass die Temperaturen nur in einem Messschnitt des Bauwerks gemessen werden. Es ist davon auszugehen, dass sich das Bauwerk sowohl über die Länge als auch über die Höhe nicht gleichmäßig erwärmt oder abkühlt. Es sind unterschiedliche Wärmefelder zu erwarten, wodurch es zu einer ungleichmäßigen und möglicherweise weniger starken Verformung des Bauwerks kommt. Darüber hinaus ist zu bedenken, dass der Temperatursensor in der Fahrbahnplatte von oben in diese eingelassen worden ist. Trotz des anschließenden Verfüllens des Bohrloches ist es möglich, dass die von diesem Sensor gemessenen Temperaturänderungen etwas über den eigentlichen Temperaturänderungen der Fahrbahnplatte liegen, zumal die Fahrbahnplatte der direkten Sonneneinstrahlung ausgesetzt war. Auch aus diesem Grund wäre eine umfangreichere Temperatureaufzeichnung in einem deutlich feineren Messraster für weitere Untersuchungen nötig.

Anhand der hier durchgeführten Berechnungen kann dennoch eindeutig belegt werden, dass veränderte Temperaturen in den Bauwerksteilen und die sich daraus ergebenden Verformungen des Bauwerks ausschlaggebend für den Rückgang der Verformungen in Schädigungsstufe #2 sind.

8.5 Zusammenfassung der Untersuchungen am Bauwerk Brücke Champangshiehl

Mit den an der Brücke Champangshiehl durchgeführten statischen Belastungstests wird gezeigt, dass Schäden am Bauwerk, bedingt durch die Belastungstests, erkennbar sind. Schäden, die zu Rissen im Beton und somit zu einer Zunahme der Verformungen führen, können erkannt werden. Kleinere Schäden, wie z. B. der lokale Ausfall einzelner Spannglieder (Schädigungsstufe #2), können jedoch nicht detektiert werden. Die Schädigungsstufen #1 und #3 führen zu einem deutlichen Anstieg der gemessenen Durchbiegungen. Schädigung #1 führt zu einem Anstieg von 4.9 mm und Schädigung #3 zu einem Anstieg von 16.4 mm der gemessenen Durchbiegungen. Auch die Betrachtung der aus der Versuchslast resultierenden Verformung je Laststufe zeigt, dass die erste und dritte Schädigung zu einem Anstieg der Verformung führt. Die gemessenen Verformungen aus der Versuchslast in Schädigungsstufe #2-L sind jedoch geringer als die gemessenen Verformungen aus Schädigungsstufe #1-L. Dies liegt daran, dass es durch die Belastung in Schädigungsstufe #1-L zu einer zusätzlichen Schädigung mit zusätzlicher Rissbildung und bleibender Verformung gekommen ist, während es in Schädigungsstufe 2-L nicht zu einer zusätzlichen Schädigung infolge der Belastung kommt.

Durch die numerische Berechnung und die Anpassung des Rechenmodells an die Versuchsergebnisse lassen sich die statischen Belastungsversuche gut abbilden und nachrechnen. Anhand der errechneten Biegelinien und Neigungswinkel sind die erste und dritte Schädigungsstufe (#1-L und #3-L) im belasteten Zustand deutlich zu erkennen. Anhand des Neigungswinkelverlaufs lassen sich sogar die Bereiche, in denen Biegerisse auftreten, lokalisieren. Die zweite Schädigungsstufe hingegen lässt sich nicht erkennen, da im belasteten Zustand weder die Biegelinie noch der Neigungswinkelverlauf einen sichtbaren Anstieg zeigen. In diesem Fall erweist sich die Anwendung der Flächendifferenzmethode als vorteilhaft, da diese auch kleinste Unterschiede zwischen den Verformungsverläufen zweier Schädigungsstufen darstellen kann. Betrachtet man die Veränderungen der Verformungen bezogen auf die Referenzmessung #0 zwischen der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L im belasteten Zustand und betrachtet die aus den Verläufen der Krümmung ermittelten FDM-Werte, so ist in diesem Fall die Detektion der zweiten Schädigung möglich. Kommt jedoch ein weiterer umfangreicher Schaden hinzu, wie z.B. Schädigungsstufe #3, so tritt dieser in den Vordergrund und verhindert die Erkennung der zweiten Schädigung. Die erste und dritte Schädigung, welche beide zu einem Anstieg der Verformungen im großen Feld und zu Schäden im Bereich von $x = 0.45 L = 29.25 \text{ m}$ führen, können mit der Flächendifferenzmethode eindeutig erkannt und lokalisiert werden.

Die Anwendung der Flächendifferenzmethode (FDM) ist auch direkt auf die Messwerte möglich. Insbesondere umfangreiche Schäden können mit dieser Methode detektiert werden. Als nachteilig ist jedoch die hier vorhandene geringe Anzahl an Messpunkten zu sehen. Daraus resultierend ist in diesem Beispiel nur eine lineare Darstellung der gemessenen Durchbiegungswerte möglich. Da der Verlauf des Neigungswinkels und der Verlauf der Krümmung differenziell mit dem Verlauf der Durchbiegung verbunden sind, ist lediglich eine stark vereinfachte und bereichsweise konstante Darstellung des Verlaufs des Neigungswinkels möglich. Somit ist bei sehr geringer Anzahl an Durchbiegungswerten nur die Berechnung der FDM-

Werte aus der Durchbiegung und dem Verlauf des Neigungswinkels möglich. Für die exakte Lokalisierung kleinerer Schäden, wie zum Beispiel Schädigung #2, ist jedoch die Berechnung der FDM-Werte aus dem Krümmungsverlauf erforderlich. Die Anwendung der Flächendifferenzmethode anhand der numerischen Berechnung zeigt, dass bei ausreichender Anzahl an Durchbiegungswerten auch die Erkennung kleinerer Schäden, wie zum Beispiel der zweiten Schädigungsstufe #2, möglich ist.

Neben den Verformungen wird an diesem Bauwerk auch der Einfluss der Temperatur auf das Verformungsverhalten betrachtet. So kann im ungeschädigten Zustand festgestellt werden, dass die Veränderung des linearen Temperaturgradienten um 6.9 °C zwischen Oberseite und Unterseite der Brücke zu einem Rückgang von 4 mm der gemessenen Verformung im großen Feld führt. Vergleicht man dies mit den 4.9 mm Verformungszuwachs durch die erste Schädigung ist ersichtlich, dass die Verformung, welche durch eine Schädigung entsteht, von der Verformung aus der Temperaturveränderung überlagert werden kann. Für das hier genannte Beispiel könnten 82 % der Verformung aus der Schädigung durch die Verformung aus der Temperaturänderung egalisiert werden. Anhand numerischer Berechnungen an einem Zweifeldträger und am numerischen Modell der Brücke Champangshiehl wird der Einfluss der Temperatur auf das Verformungsverhalten genauer untersucht. Die Berechnungen zeigen, dass die temperaturbedingten Verformungen sogar größer sein können als die Verformungen aus einer Schädigung. So kann auch erklärt werden, dass trotz des Durchtrennens von 8 geradlinig oben verlaufenden Spanngliedern ein Rückgang der Verformungen zu beobachten ist. Vergleicht man in diesem Zusammenhang die Temperaturen und Verformungen von Lastfall #1-U-Cr (Zeitpunkt unmittelbar vor der zweiten Schädigung) mit den Temperaturen und Verformungen von Lastfall #2-Cr (Zeitpunkt 19 h nach Erzeugung der zweiten Schädigung #2), stellt man fest, dass bei ähnlichen Temperaturen ein geringer Anstieg der Verformung vorliegt. Im Gegensatz dazu stellt man für Lastfall #2 (Zeitpunkt unmittelbar nach Erzeugung der zweiten Schädigung #2) einen Rückgang der Verformung bei gleichzeitig höheren Temperaturen fest. Sowohl die Betrachtung dieser Lastfälle, als auch die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen zeigen, dass die Beurteilung eines Bauwerks anhand von Verformungswerten deutlich temperaturabhängig ist und dass Verformungen kleinerer Schäden durch temperaturbedingte Verformungen überlagert werden können.

Für die Beurteilung von Bauwerken anhand von Verformungsmessungen und die Anwendbarkeit von Belastungstests zur Schadenserkennung bedeutet dies, dass ein intensives Temperatur-Monitoring und die Berücksichtigung temperaturabhängiger Verformungen erforderlich sind. Die Anwendung der Flächendifferenzmethode stellt hier ein gutes Hilfsmittel zur Verfügung, da diese durch die Normalisierung der Werte weniger sensitiv auf Temperaturveränderungen reagiert. Dennoch zeigen die in Kapitel 7.4.5 betrachteten Beispiele eines Zweifeldträgers, dass auch die Flächendifferenzmethode von einer Veränderung des linearen Temperaturgradienten (Bauwerksoberseite erwärmt sich stärker bzw. schwächer als die Bauwerksunterseite) beeinflusst wird. Somit ist trotz geringerer Temperatursensitivität auch für die Anwendung der Flächendifferenzmethode ein Temperatur-Monitoring ratsam.

Kapitel 9

9 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Brücken stellen das Herzstück unseres Infrastrukturnetzes dar. Die Erhaltung dieser Bauwerke ist daher eine der Kernaufgaben zur Sicherung der bestehenden Mobilität. Um die Erhaltung dieser Bauwerke zielgerichtet durchführen zu können, werden diese regelmäßig mittels visueller Untersuchung überprüft. In besonderen Fällen erfolgen messtechnisch unterstützte Untersuchungen und in Einzelfällen eine kontinuierliche Überwachung der Brücken. Entscheidend dabei ist die korrekte Beurteilung der Messergebnisse. Diese können beispielsweise durch die zum Messzeitpunkt vorliegenden klimatischen Bedingungen beeinflusst werden, indem sich durch wechselnde Randbedingungen die Steifigkeit des Bauwerks verändert. Dies trifft insbesondere für die Berücksichtigung der Asphaltenschicht zu. In der Literatur wird der Einfluss der Asphaltenschicht auf das Tragwerk weitestgehend vernachlässigt.

Die hier vorliegende Arbeit befasst sich mit dieser Thematik. In Kapitel 4 werden Last-Verformungs-Untersuchungen an Laborproben unter definierten klimatischen Randbedingungen durchgeführt. Die Untersuchungen zeigen, dass die Asphaltenschicht durchaus in Abhängigkeit der klimatischen Randbedingungen einen Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten der Gesamtstruktur ausübt, der nicht zu vernachlässigen ist. Es wird dargelegt, dass dieser Einfluss in einer Größenordnung von bis zu 53 % liegt, wenn die Temperatur von 20 °C auf -10 °C reduziert wird. Für eine Erhöhung der Temperatur von 20 °C auf 40 °C kann eine Zunahme der gemessenen Verformungen von 12 % beobachtet werden. Darüber hinaus wird in diesem Kapitel gezeigt, dass auch die Haftzugfestigkeit zwischen der Betonschicht und dem Asphaltaufbau nicht konstant ist, sondern in Abhängigkeit der Temperatur variiert. Da die Haftzugfestigkeit einen qualitativen Hinweis auf die Verbundfestigkeit gibt, ist anzunehmen, dass auch die Verbundfestigkeit des hier untersuchten Schichtaufbaus in Abhängigkeit der Temperatur variiert.

Um zu überprüfen, ob die in den Klimakammertests gewonnenen Erkenntnisse der Beeinflussung des Last-Verformungsverhaltens durch die Asphaltenschicht auch bei einem realen Bauwerk vorliegen, werden in Kapitel 5 Untersuchungen an zwei unterschiedlichen Brücken in Luxemburg durchgeführt. Dabei handelt es sich zum einen um eine Stahl-Beton-

Verbundbrücke, welche eine untypisch hohe Asphaltsschichtdicke aufweist, und zum anderen um eine Plattenbrücke in Spannbetonbauweise mit üblicher Asphalhhöhe. An beiden Bauwerken werden sowohl im Sommer als auch im Winter Belastungstests durchgeführt und das Last-Verformungsverhalten an ausgewählten Stellen untersucht. Für die Stahl-Beton-Verbundbrücke werden im Wintertest 12 % geringere Verformungen gemessen als im Sommer. Für die Spannbeton-Plattenbrücke beträgt der gemessene Unterschied 20 %. Somit kann an beiden Bauwerken belegt werden, dass die Asphaltsschicht einen Einfluss auf das Verformungsverhalten des Bauwerks hat.

Durch numerische Untersuchungen am Beispiel der Spannbeton-Plattenbrücke wird im Kapitel 6 der Einfluss der Asphaltsschicht auf das Last-Verformungsverhalten der Brücke genauer untersucht. Ziel der Untersuchung ist, unter Berücksichtigung der in Kapitel 4 (Klimakammer-tests) gewonnenen Erkenntnisse den Einfluss der Asphaltsschicht in Abhängigkeit verschiedener Temperaturstufen genauer zu beschreiben. Die Berechnungen ergeben, dass für eine Reduzierung der Temperatur von 20 °C auf -10 °C eine 9 % geringere Verformung zu erwarten ist. Eine Erhöhung der Temperatur von 20 °C auf 40 °C führt hingegen nur zu einer Verformungszunahme von 2 %. Die Berechnungen zeigen deutlich, dass gerade für die Messung der Verformungen bei tiefen Temperaturen der Einfluss der Asphaltsschicht größer ist als mögliche Messungenauigkeiten und somit berücksichtigt werden sollte.

Neben den Untersuchungen des Temperatureinflusses auf die Steifigkeit von Asphaltsschichten und damit auf das Last-Verformungsverhalten von Brücken liegt ein weiterer Schwerpunkt dieser Arbeit in der Erkennung von Schäden am Bauwerk. Ziel dieser Arbeit ist es, eine möglichst kostengünstige und zeitsparende Methode zu entwickeln, welche die Erkennung von Schäden ermöglicht. Grundlage für eine solche Methode soll ein Belastungsversuch sein. Anders als bisher angewendet, soll dieser nicht eine gewünschte Zieltragfähigkeit bestätigen, sondern durch Messung des Last-Verformungsverhaltens unter definierter Last mögliche Schäden anzeigen. Durch Veränderungen der gemessenen Durchbiegungen soll so eine Schädigung der Struktur erkannt werden. In Kapitel 8 werden daher zerstörende Untersuchungen an einer Hohlkastenbrücke in Luxemburg vorgenommen. Durch die sukzessive Schädigung des Bauwerks (indem bestimmte Spannglieder durchtrennt worden sind) und die Durchführung von Belastungsversuchen zwischen den Schädigungsstufen wird untersucht, ob durch die Belastungsversuche Schäden erkannt werden können. Die Untersuchungen ergeben, dass nur Schäden, welche auch zu Rissen im Beton und somit zu einer Reduzierung der Steifigkeit führen, mittels der Belastungstests und den sich daraus ergebenden Verformungsgrößen erkannt werden können. Das Durchtrennen einzelner Spannglieder, das nicht zu Rissen im Beton führt, kann nicht erkannt werden.

Selbst bei reduzierter Steifigkeit (Risse im Beton) kommt es in Abhängigkeit des Schädigungsortes nicht zwangsläufig zu einer eindeutigen Veränderung der Durchbiegung und des Verlaufs des Neigungswinkels. Um solche Schäden eindeutiger visualisieren zu können, wird in Kapitel 7 anhand numerischer Berechnungen das Verfahren der Flächendifferenzmethode entwickelt. Es zeigt sich, dass diese Methode auch Änderungen der Durchbiegung und des Neigungswinkels, welche kleiner als 0.5 % sind, erkennen kann. Die Anwendung der Flächendifferenzmethode auf die sich unter Belastung einstellenden Verläufe der Krümmung ermöglicht zumeist nicht nur die Erkennung, sondern auch die Lokalisierung der

Schädigung. Als hilfreich für die Erkennung kleinerer Schäden hat sich darüber hinaus eine sinnvolle Wahl der Laststellung erwiesen. So wird am Beispiel des Einfeldträgers mit Kragarmen gezeigt, dass bei entsprechender Wahl der Laststellung auch ein 1%iger Steifigkeitsverlust über dem Auflager erkennbar ist, welcher bei einer anderen Laststellung nicht ohne Weiteres erkennbar wäre. Anhand weiterer Beispiele am Einfeld- und am Zweifeldträger wird gezeigt, dass auch mehrere, an unterschiedlichen Orten vorhandene Schädigungen erkennbar sind, sofern diese eine ähnliche Größenordnung haben. Weicht das Ausmaß der Schädigungen stärker voneinander ab, kann es vorkommen, dass auch die Flächendifferenzwerte aus den Krümmungsverläufen an den Schädigungsstellen sehr stark voneinander abweichen und nur die größere Schädigung erkennbar und visualisierbar ist. Um in solchen Fällen die kleinere Schädigung dennoch zu erkennen, ist eine entsprechend angepasste Skalierung der Darstellung erforderlich. Da auch die zweite, kleinere Schädigung aus einer lokalen Steifigkeitsveränderung resultiert und somit zu einer Veränderung des Verlaufs der Krümmung führt, ergibt sich aus dieser auch eine Veränderung der FDM-Werte. Diese ist wiederum bei entsprechender Skalierung der Darstellung visualisierbar, was die Erkennung der Schädigung ermöglicht. Als temperaturunabhängig kann auch diese Methode nicht angesehen werden, da am statisch unbestimmten System die Erkennung kleinerer Schäden bei gleichzeitiger temperaturbedingter Verformungsänderung nicht zweifelsfrei möglich ist. Die Untersuchungen zeigen jedoch, dass die Flächendifferenzmethode weniger sensitiv auf Temperaturveränderungen reagiert. Bedingt durch die Normalisierung der FDM-Werte kann der Einfluss des über die Bauwerkslänge gleichbleibende Temperaturanteil reduziert werden. Der über die Bauteilhöhe linear veränderliche Temperaturanteil hingegen beeinflusst gerade bei statisch unbestimmten Systemen die Flächendifferenzmethode, was die Erkennung von Schäden erschwert. Daher ist auch bei Anwendung der Flächendifferenzmethode die Aufzeichnung von Temperatur und deren Verteilung im Bauteil ratsam.

In Kapitel 8 wird an der beschriebenen Hohlkastenbrücke gezeigt, dass die Anwendung der Flächendifferenzmethode selbst auf die Verformungswerte weniger Messpunkte prinzipiell möglich ist. Basiert die Methode auf gemessenen Durchbiegungen, führt eine zu geringe Anzahl an Messpunkten jedoch dazu, dass nur eine lineare Verbindung zwischen den einzelnen Durchbiegungswerten möglich ist. Daraus resultieren jeweils bereichsweise konstante Neigungswinkel, was dazu führt, dass eine Ermittlung des Krümmungsverlaufes nicht möglich ist. Für die Erkennung umfangreicherer Schäden ist zumeist die Ermittlung der FDM-Werte aus dem Verlauf des Neigungswinkels ausreichend. Die Erkennung kleinerer Schäden, wie zum Beispiel das Durchtrennen einzelner Spannglieder, benötigt jedoch die Ermittlung der FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmungen. Für eine genaue Erkennung von Schäden, insbesondere kleinerer Schäden, ist demnach eine ausreichende Anzahl an Durchbiegungswerten, welche den realen Verlauf der Verformungsfigur hinreichend genau wiedergeben, erforderlich. Eine numerische Simulation des Bauwerks inklusive der Schadensszenarien und der daraus resultierenden Vielzahl an Verformungswerten (engmaschigeres Messraster) ermöglicht mit Hilfe der Flächendifferenzmethode auch die Bestimmung von kleineren Schäden.

Darüber hinaus wird an dieser Brücke anhand von Messungen und anhand von numerischen Berechnungen gezeigt, dass übliche Temperaturänderungen zu Bauwerksverformungen führen, welche der Verformung aus der Schädigung entgegengerichtet sein können. Ei-

ne zweifelsfreie Erkennung der Schädigung anhand von Verformungsmessungen ist dann nicht ohne Weiteres möglich.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass durch den Einsatz von Belastungsversuchen Schäden am Bauwerk erkennbar sind, sofern diese Schäden eine Veränderung der Steifigkeit zur Folge haben. Die Erkennung solcher Schäden erfolgt, indem die Verformungsgrößen zweier Messungen miteinander verglichen werden. Durch den Anstieg der Verformungsgrößen bzw. durch die Berechnung der FDM-Werte kann so ein Schaden detektiert werden.

Dennoch wird in dieser Arbeit auch gezeigt, dass es durch veränderte klimatische Randbedingungen auch ohne das Vorhandensein eines Schadens zu einer Veränderung der Verformungsgrößen kommt. Wie vorangehend bereits beschrieben, darf dieser klimatische Effekt bei der Beurteilung der Verformungsgrößen nicht außer Acht gelassen werden.

Ausblick:

In der hier vorliegenden Arbeit wird gezeigt, dass sich die Asphaltdecke durchaus am Lastabtrag von Bauwerken beteiligt und dessen Verformungsverhalten in Abhängigkeit der klimatischen Randbedingungen beeinflusst. Da die materialspezifischen Eigenschaften einer Asphaltdecke von deren Zusammensetzung abhängen, erscheint es sinnvoll, den Einfluss der Asphaltdruckfestigkeit auf das Last-Verformungsverhalten genauer zu eruiieren. Bei den in dieser Arbeit durchgeführten Laborversuchen (Kapitel 4) lag ein Schichtaufbau gemäß ZTV-Ing vor. Da ältere Bauwerke möglicherweise einen anderen Schichtaufbau aufweisen, sollte ebenfalls der Einfluss einer unterschiedlichen Verbundfuge genauer eruiert werden. Ein weiterer Schwerpunkt sollte die Verbindung zwischen Beton und Asphalt und deren temperaturabhängiger Einfluss sein. Denkbar wäre dabei die Erarbeitung spezieller Scherversuche, welche auf die Materialien Beton und Asphalt abgestimmt sind. Die Auswertung solcher, unter wechselnden klimatischen Bedingungen durchzuführenden Scherversuche könnte Aufschluss über die Schubübertragung zwischen den einzelnen Schichten geben und so die Beurteilung von Verformungsmessungen verbessern.

Bezüglich der Erkennung von Schäden sollten weitere Untersuchungen unter Einbeziehung von Belastungstests durchgeführt werden und anhand kleinerer Schäden die Genauigkeit der Schadenserkenntnis verbessert werden. Auch die Flächendifferenzmethode sollte diesbezüglich angewendet und verifiziert werden. Sinnvoll könnte in diesem Zusammenhang die Anwendung der Flächendifferenzmethode anhand gemessener Neigungswinkel sein, was zumindest die Ermittlung bereichsweise konstanter Krümmungsverläufe ermöglicht. Sofern in weiteren Untersuchungen die Messung von Neigungswinkeln unter praxisrelevanten Bedingungen möglich ist, könnte dies auch die Erkennung kleiner Schäden anhand von Messwerten mittels der Flächendifferenzmethode ermöglichen. Ein weiterer Schwerpunkt zukünftiger Untersuchungen sollte auch auf bereits lokal verstärkte Bauwerke gelegt werden. Es sollte untersucht werden, inwieweit sich das Last-Verformungsverhalten bei beispielsweise mit CFK-Lamellen verstärkten Bauwerken unter Last, aber auch unter dem Einfluss wechselnder klimatischer Randbedingungen verändert.

LITERATURVERZEICHNIS

- [ALT-94] Altenbach, J., Altenbach, H.: Einführung in die Kontinuumsmechanik, B.G. Teubner, Stuttgart, 1994
- [BEC-75] Becker, E., Bürger, W.: Kontinuumsmechanik, Teubner, Darmstadt, 1975
- [BMVBS-11] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 2011
- [BOL-99] Bolle, G.: Zur Bewertung des Belastungsgrades biegebeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen anhand von Last-Verformungs-Informationen, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 1999
- [BRE-12] Bretschneider, N., Fiedler, L., Kapphahn, G., Slowik, V.: Technische Möglichkeiten der Probelastung von Massivbrücken, Bautechnik, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2012
- [BRO-81] Browne, R.D., Bamforth, P.B.: The use of concrete for cryogenic storage - a summary of research, past and present, First International Conference on Cryogenic Concrete, Newcastle, 1981
- [BUD-89] Budelmann, H.: Verhalten von Beton bei mäßig erhöhten Betriebstemperaturen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 404, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1989
- [BUN-07] Bungard, V., Waltering, M.: Report III, interner Jahresbericht vom Projekt „Development and validation of dynamic testing methods to assess the state of civil constructions and their comparison with known assessment techniques“, Universität Luxemburg, 2007, unveröffentlicht

LITERATURVERZEICHNIS

- [BUN-08] Bungard, V., Waltering, M., Waldmann, D., Maas, S., Zürbes, A., De Roeck, G.: Structural Health Monitoring of a composite bridge, 26th International Modal Analysis Conference (IMAC-XXVI), 4-7 February 2008, Orlando, Florida USA
- [BUN-10a] Bungard, V., Mahowald, J., Waldmann, D., Maas, S.; Zürbes, A., De Roeck, G.: Ambient Vibration and Forced Excitation Tests of a Composite Bridge – Environmental influences and nonlinear effects on the dynamic properties, International Conference on Noise and Vibration Engineering (ISMA), 20-22 September 2010, Leuven, Belgien
- [BUN-10b] Bungard, V., Mahowald, J., Waldmann, D., Maas, S., Zürbes, A.: Dynamische Zustandsbewertung einer Verbundbrücke: Beobachtung äußerer und nichtlinearer Einflüsse auf die modalen Eigenschaften, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 8, August 2010, Berlin
- [BUN-11] Bungard, V.: Condition assessment of concrete structures and bridges using vibration monitoring in comparison to changes in their static properties, Dissertation, Universität Luxembourg, Shaker Verlag, Aachen, 2011
- [BUN-11b] Bungard, V., Scherbaum, F., Mahowald, J., Waldmann, D., Maas, S., Zürbes, A.: Detection and localization of damage in civil engineering structures by using static and dynamic assessment methods; First Middle East Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures (SMAR 2011); 8-10 February 2011, Dubai, UAE
- [DAfStb 00] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DAfStb-Richtlinie - Belastungsversuche an Betonbauwerken, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2000
- [DID-08] Didier, L.: Analyse und Steifigkeitsuntersuchungen bei verschiedenen Temperaturen technisch hergestellter Asphalte im Straßen- und Brückenbau, Bachelor-Thesis an der Universität Luxemburg, 2008, unveröffentlicht
- [DIN 1045-1] Deutsches Institut für Normung: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2008
- [DIN 1076] Deutsches Institut für Normung: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1999
- [DIN 4227] Deutsches Institut für Normung: Spannbeton – Richtlinien für Bemessung und Ausführung, Beuth-Vertrieb GmbH, Berlin, 1953
- [DIN EN 1427] Deutsches Institut für Normung: Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel - Bestimmung des Erweichungspunktes - Ring- und Kugel-Verfahren, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2007
- [DIN EN ISO 527-1] Deutsches Institut für Normung: Plastics, General principles for the determination of tensile properties, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1996

- [DIN EN ISO 527-2] Deutsches Institut für Normung: Determination of tensile properties of plastics, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1996
- [DIN-Fachbericht 101] Deutsches Institut für Normung: DIN-Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2009
- [DIN-Fachbericht 102] Deutsches Institut für Normung: DIN-Fachbericht 102 - Betonbrücken, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2009
- [EC-2] Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2011
- [GOT-79] Goto, Y., Miura, T.: Experimental studies on properties of concrete cooled to absolut minus 160°C, Technology Reports Tohoku University, Vol. 44, 1979
- [GRO-12] Gross, D., Hauger, W., Schröder, J., Wall, W.: Technische Mechanik 2 - Elastostatik, 11. bearbeitete Auflage, Springer Verlag, Heidelberg, 2012
- [GUO-02] Guo, W.: Ein Modell zur wirklichkeitsnahen instationären Berechnung von Stahl- und Spannbetonstrukturen im Tieftemperaturbereich, Dissertation, Bergische Universität Wuppertal, 2002
- [GUT-02] Gutermann, M.: Ein Beitrag zur experimentell gestützten Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken, Dissertation, Technische Universität Dresden, 2002
- [GUT-11] Gutermann, M., Schröder, C.: 10 Jahre Belastungsfahrzeug BELFA - Entstehung, Erfahrungen und Ausblick, Bautechnik, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2011
- [HÄR-95] Härtel, F., Wange, H., Kreisel, T.: Mitwirkung von Deckschichten auf Stahlbetonkonstruktionen, Diplomarbeit, Hochschule für Technik Wirtschaft und Kultur, Leipzig, 1995
- [HAS-93] Hase, M.: Zur Zugviskosität von Asphalten bei hohen und tiefen Temperaturen, Bitumen, 1993
- [HOH-03] Hohmann, R., Setzer, M.J., Wehling, M.: Bauphysikalische Formeln und Tabellen, Werner Verlag, Haltern am See, Essen und Dorsten, 2003
- [KLI-82] Klingsch, W.: Materialeigenschaften von Beton im Tieftemperaturbereich. Forschungsbericht (unveröffentlicht), Institut für Baustofftechnologie und Brandschutz, Fachbereich Bauingenieurwesen der Bergischen Universität Wuppertal, 1982
- [KRI-95] Krieger, J., Rath, E.: Untersuchungen am Brückenbelag einer orthotropen Fahrbahnplatte, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft B 8, Bergisch Gladbach, 1995

- [LEH-04] Lehmann, S.: Untersuchungen zur Bewertung von Verbundbauteilen aus Brettstapelelementen im Flächenverbund mit mineralischen Deckschichten, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2004
- [LUR-11] Lura, P.: Skript Werkstoffeigenschaften FS10, Vorlesungsunterlagen zum Kurs Werkstoffe I (Materialeigenschaften), Institute For Building Materials, ETH – Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich, 2011
- [MAH-13] Mahowald, J.: Evaluation of dynamic damage indicators on real-life civil engineering structures: Measurement uncertainty and environmental influences considered, Dissertation, Universität Luxembourg, 2013
- [MAR-13] Marx, S., von der Haar, C., Liebig, J. P., Grünberg, J.: Bestimmung der Verkehrseinwirkung auf Brückentragwerke aus Messungen an Fahrbahnübergangskonstruktionen, Bautechnik, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2013
- [MC-10] CEB-FIB Model Code 2010, fib Model Code for Concrete Structures 2010, Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2010
- [MC-90] CEB-FIB Model Code 1990, CEB Bulletin No. 203, 1991
- [MOL-08] Mollenhauer, K.: Dimensionierungsrelevante Prognose des Ermüdungsverhaltens von Asphalt mittels einaxialer Zug-Schwellversuche, Dissertation, Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, 2008
- [NOV-03] Novák, B., Gabler, M.: Leitfaden zum DIN Fachbericht 101 Einwirkungen auf Brücken, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2003
- [OBE-41] Obert, L., Duvall, W.I.: Discussion of dynamic methods of testing concrete with suggestions for standardization, Proceedings of the ASTM, 1941
- [RET-07] Retze, U.: Beispielhafte Untersuchung zum Einsatz von Monitoringmethoden an einer Brücke, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München – Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, München, 2007
- [RIE-04] Rieche, G.: Neue Wege der Feuchtemessung und Beurteilung von Estrichen und Betonen, Beton- und Stahlbetonbau, Ernst und Sohn Verlag, Volume 99 Heft 10, pp. 794-797, Berlin, 2004
- [RIE-08] Rieche, G.: Bewertung der Belegreife von Estrichen mit hygrometrischen Verfahren, Schriftreihe des Institut für Bautenschutz, Baustoffe und Bauphysik, Heft 85, 2008
- [RIE-11] Rieche, G., Ziegler, D.: Belegreife von Estrichen - Grenzwerte für die Hygrometrische Feuchtemessung, Schriftreihe des Institut für Bautenschutz, Baustoffe und Bauphysik, Heft 94, 2011

- [SCH-84] Schäper, M.: Tieftemperaturbeanspruchte Spannbetonbehälter, Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen, Nr. 27, Universität-Gesamthochschule-Essen, 1984
- [SCH-87] Scheuermann, J.: Zum Einfluss tiefer Temperatur auf Verbund und Rissbildung von Stahlbetonbauteilen, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987
- [SCH-02] Schneider, K.-J.: Bautabellen für Ingenieure, 15. Auflage, Werner Verlag GmbH & Co.KG, Düsseldorf, 2002
- [SCH-08] Schindler, K.: Untersuchung des Verformungsverhaltens von Asphalt zur Bestimmung von Materialkennwerten für die Dimensionierung, Dissertation, Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, 2008
- [SCH-11] Scherbaum, F., Mahowald, J.: Report Bridge Champangshiehl 2, Bericht der Universität Luxemburg, Luxemburg, 2011, unveröffentlicht
- [SEIKA] Produktdatenblatt zum Neigungssensor NG360 der Firma SEIKA Mikrosystemtechnik
- [STE-99] Steffens, K.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauten in situ, Veröffentlichung im Berichtsband der Fachtagung Bauwerksdiagnose - Praktische Anwendung zerstörungsfreier Prüfungen der Deutschen Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung, München, 1999
- [TAH-03] Taheri, Z.: Führer durch die räumliche Elastizitätstheorie, Iconeon, Wien, 2003
- [THI-08] Thienel, K.-Ch.: Werkstoffe des Bauwesens Festbeton, Vorlesungsskript des Instituts für Werkstoffe des Bauwesens, Universität der Bundeswehr München, 2008
- [THI-11] Thienel, K.-Ch.: Werkstoffe des Bauwesens Bituminöse Baustoffe, Vorlesungsskript des Instituts für Werkstoffe des Bauwesens, Universität der Bundeswehr München, 2011
- [WEL-84] Welsch, J.: Zentrischer Temperaturzwang von Stahlbeton und Spannbeton bei Abkühlung auf sehr niedrige Temperatur, Technisch wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 84, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1984
- [WEL-07] Wellner, F.; Ascher, D.: Untersuchungen zur Wirksamkeit des Haftverbundes und dessen Auswirkungen auf die Lebensdauer von Asphaltbefestigungen, Schlussbericht zum AiF-Projekt Nr. 13589 BR/1, Technische Universität Dresden, Dresden, 2007
- [WIE-82] Wiedemann, G.: Zum Einfluss tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, Heft 55, 1982

LITERATURVERZEICHNIS

- [WIN-10] Winkler, H.: Über mechanische Eigenschaften von normalfestem und hochfestem Beton unter besonderer Berücksichtigung des Elastizitätsmoduls, Forschungsbericht 288, BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin, 2010
- [ZTV-ING 03] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Bundesanstalt für Straßenwesen, FGSV Verlag, Köln, Januar 2003

VERZEICHNISSE

Abbildungsverzeichnis:

Abbildung 1.1:	Flussdiagramm zum Aufbau der Arbeit	3
Abbildung 2.1:	Zunahme der Steifigkeiten des Tragwerks, abhängig von T [°C] und der Verbundwirkung (Schutz-/Asphaltbetondicke $d_{Sb} = 10$ cm, $d_{As} = 13$ cm) – aus [GUT- 02]	14
Abbildung 2.2:	Schematische Darstellung der Superposition von kryogenen und mechanogenen Spannungen - aus [MOL-08]	15
Abbildung 3.1:	Anteile des Temperaturprofils aus [DIN-Fachbericht 101].....	20
Abbildung 3.2:	Einfeldträger mit ungleichmäßiger Erwärmung an Ober- und Unterseite	21
Abbildung 3.3:	Prozentualer Einfluss der Temperatur auf den E-Modul von Beton für die zuvor aufgeführten Ansätze	23
Abbildung 3.4:	Burgers-Modell zur Beschreibung visko-elastischen Materialverhaltens [MOL-08]	25
Abbildung 3.5:	Prozentualer Einfluss der Asphaltschicht auf die Biegesteifigkeit, bezogen auf die Biegesteifigkeit der reinen Tragstruktur	27
Abbildung 4.1:	Querschnitt der vorgespannten Hohlkörperdiele mit Lage der Spannglieder	31
Abbildung 4.2:	Lage des ideellen Schwerpunkts (S_{iv}) in vertikaler Richtung und vertikaler Abstand der Spannglieder zum ideellen Schwerpunkt	31
Abbildung 4.3:	Zwischenschritte beim Herstellen der Grundierung und Versiegelung; links: Betonplatte mit aufgebrachtener Grundierung; Mitte: Betonplatte grundiert mit eingestreutem Sand; rechts: Betonplatte mit Versiegelung (zweite Reaktionsharzschicht).....	32
Abbildung 4.4:	Betonplatte mit aufgebrachtener Abdichtung; links: Aufbringen der Bitumen-Schweißbahn; rechts: Platte mit fertiger Abdichtung	32

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 4.5:	Einbau der Gussasphaltschicht; links: Platte während des Gussasphaltauftrags; rechts: Platte nach vollständig aufgebrachtem Gussasphalt.....	33
Abbildung 4.6:	Querschnitt der Beton-Asphalt-Verbundplatte.....	33
Abbildung 4.7:	Versuchsaufbau der statischen Tests ohne Asphaltschicht (links) und mit Asphaltschicht (rechts).....	35
Abbildung 4.8:	Darstellung des Versuchsaufbaus der statischen Tests.....	35
Abbildung 4.9:	Kraft-Weg-Diagramm für die analytisch berechneten Durchbiegungen in Feldmitte (Sensor W-2).....	36
Abbildung 4.10:	Sensorpositionierung im Längsschnitt (Legende siehe Abbildung 4.11).....	38
Abbildung 4.11:	Sensorpositionierung im Querschnitt	38
Abbildung 4.12:	Positionierung der Wegsensoren und Dehnungsmessstreifen (Draufsicht auf die Platte).....	38
Abbildung 4.13:	Position der Feuchtesonde	39
Abbildung 4.14:	Versuchsablauf der statischen Belastungstests der Platte ACCS-1 ohne Asphalt	40
Abbildung 4.15:	Kraft-Weg-Diagramm für die Durchbiegung in Feldmitte in Abhängigkeit von der temperaturbedingten Steifigkeit des Asphalts und des Betons für den Fall, dass die Asphaltschicht keinen Einfluss auf das Verformungsverhalten des Gesamtsystems hat (linke Abbildung) und für den Fall, dass eine vollständige Kraftübertragung zwischen den Schichten möglich ist (rechte Abbildung)	43
Abbildung 4.16:	Anteil der Asphaltschicht am Flächenträgheitsmoment des Gesamtquerschnitts für vollständigen Verbund in Abhängigkeit der Temperatur für Platte ACCS-1	44
Abbildung 4.17:	Darstellung des Kraftverlaufs und des Verformungsverlaufs in der Klimastufe K-1 (20 °C); links: Kraft über die Versuchszeit aufgetragen; rechts: Durchbiegung W-2 in Feldmitte über die Versuchszeit aufgetragen.....	45
Abbildung 4.18:	Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 ohne Asphalt für den Sensor W-2 (Durchbiegung in Feldmitte) in der Klimastufe K-1 (20 °C)	45
Abbildung 4.19:	Definition der E-Module [LUR-11]	46
Abbildung 4.20:	Gemessene Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-1 ohne Asphalt - Vergleich des Temperatureinflusses	47
Abbildung 4.21:	Kraft-Weg-Diagramm für die Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-1 - Vergleich des Temperatureinflusses	48
Abbildung 4.22:	Detail der obersten Laststufe im Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 ohne Asphalt für die Durchbiegung in Feldmitte	48
Abbildung 4.23:	Sensorenbezogene Abweichung der Klimastufe K-4 (-10 °C) (links) bzw. K-7 (40 °C) (rechts) von der Klimastufe K-1 (20 °C) (Referenzmessung) für die Platte ACCS-1.....	49
Abbildung 4.24:	Errechneter E-Modul der Platte ACCS-1 für die Sensoren in Feldmitte	50
Abbildung 4.25:	Durchbiegungen in Feldmitte (Sensor W-2) nach Entlastung für die Platten ACCS-1 ohne Asphaltschicht (linke Abbildung) und ACCS-2 ohne Asphaltschicht (rechte Abbildung), aufgetragen über die Versuchszeit	51

Abbildung 4.26:	Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-1 (20 °C) – Einzelmessungen	52
Abbildung 4.27:	Gemessene Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-1 mit Asphalt - Vergleich des Temperatureinflusses	53
Abbildung 4.28:	Kraft-Weg-Diagramm für die Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-1 mit Asphalt - Vergleich des klimatischen Einflusses	54
Abbildung 4.29:	Prozentuale klimastufenabhängige Veränderung der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-1 ohne Asphalt (blau) und mit Asphalt (rot) in Bezug auf Klimastufe K-1 (20 °C)	55
Abbildung 4.30:	Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-1 mit Asphalt (blau) und ohne Asphalt (rot) für Klimastufe K-1 (20 °C)	56
Abbildung 4.31:	Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-1 mit und ohne Asphalt für Klimastufe K-4 (-10 °C)	57
Abbildung 4.32:	Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-1 mit und ohne Asphalt für Klimastufe K-7 (40 °C).....	57
Abbildung 4.33:	Einfluss der Asphaltsschicht auf die gemessenen Verformungen für die untersuchten Klimastufen – Abweichung der Platte mit Asphalt zur Platte ohne Asphalt	58
Abbildung 4.34:	Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-1 (20 °C)	59
Abbildung 4.35:	Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-2 (10 °C)	60
Abbildung 4.36:	Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-3 (0 °C)	60
Abbildung 4.37:	Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-4 (-10 °C)	60
Abbildung 4.38:	Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-5 (20 °C)	61
Abbildung 4.39:	Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-6 (30 °C)	61
Abbildung 4.40:	Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-7 (40 °C)	61
Abbildung 4.41:	Vergleich der Durchbiegung in Feldmitte der Platten ACCS-2 mit Asphalt (blau) und ACCS-2 ohne Asphalt (rot) für die Klimastufe K-8 (20 °C)	62
Abbildung 4.42:	Durchbiegungen in Feldmitte (Sensor W-2) nach Entlastung für die Platten ACCS-1 mit Asphalt (linke Abbildung) und ACCS-2 mit Asphalt (rechte Abbildung), aufgetragen über die Versuchszeit.....	63
Abbildung 4.43:	Abweichungen der Sensoren von Reproduzierbarkeitstest R-1 zu K-1 (links) und von Reproduzierbarkeitstest R-2 zu K-4 (rechts) bei einer Kraft $F = 33 \text{ kN}$	64
Abbildung 4.44:	Kraft-Weg-Diagramme in Feldmitte der Reproduzierbarkeitstests R-1 (links) und R-2 (rechts) im Vergleich mit den korrespondierenden Klimastufen K-1 (20 °C) bzw. K-4 (-10 °C).....	64

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 4.45:	Klimastufenabhängige Veränderung der E-Module von Asphalt und Beton sowie die Veränderung der Verformung in Bezug auf Klimastufe K-1 (20 °C) in [%]	66
Abbildung 4.46:	Sensorpositionierung der Beschleunigungssensoren und Position der Schwingungsanregungen (Hammerschlagposition)	68
Abbildung 4.47:	Lagerung der Spannbetonplatte ohne Asphalt-schicht für die Bestimmung der modalen Parameter.....	69
Abbildung 4.48:	Schalenmodell der vorgespannten Hohlkörperdiele - ohne Visualisierung der Elementquerschnitte	69
Abbildung 4.49:	Volumenmodell der vorgespannten Hohlkörperdiele ohne Asphalt-schicht.....	70
Abbildung 4.50:	Eigenformen der Betonplatte - für Schalenmodell (links) und Volumenmodell (rechts).....	71
Abbildung 4.51:	Eigenfrequenz zur ersten Biegeform B1 der Platte ACCS-1 ohne Asphalt	73
Abbildung 4.52:	Eigenfrequenz zur ersten Torsionsform T1 der Platte ACCS-1 ohne Asphalt.....	73
Abbildung 4.53:	Klimaabhängige Veränderung der Eigenfrequenzen (EF) B1 und T1 in Relation zur Klimastufe K-1 für die Platte ACCS-1 ohne Asphalt.....	73
Abbildung 4.54:	Eigenfrequenz zur ersten Biegeform B1 der Platte ACCS-1 mit Asphalt	77
Abbildung 4.55:	Eigenfrequenz zur ersten Torsionsform T1 der Platte ACCS-1 mit Asphalt.....	77
Abbildung 4.56:	Eigenfrequenz zur zweiten Biegeform B2 der Platte ACCS-1 mit Asphalt	77
Abbildung 4.57:	Eigenfrequenz zur zweiten Torsionsform T2 der Platte ACCS-1 mit Asphalt.....	77
Abbildung 4.58:	Klimaabhängige Veränderung der Eigenfrequenzen (EF) B1, T1, B2 und T2 in Relation zur Klimastufe K-1 für die Platte ACCS-1 mit Asphalt	78
Abbildung 4.59:	Prozentuale Veränderung der Eigenfrequenzen B1 und T1 der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Bezug auf die Eigenfrequenzen B1 und T1 der Platte ACCS-1 ohne Asphalt	78
Abbildung 4.60:	Schematische Draufsicht auf die Platte ACCS-4 mit Markierung der Probekörper a) bis e)	80
Abbildung 4.61:	Entstehungsprozess der Probekörper a) bis e); links: Probekörper mit vollem Betonquerschnitt, Mitte: Probekörper nach Entfernung der Betonstege, rechts: Probekörper mit Ringnut und Stahlstempel.....	81
Abbildung 4.62:	Prüfaufbau Oberflächenhaftzugfestigkeit / Abzugversuch für Beton-Asphalt-Elemente.....	81
Abbildung 4.63:	Graphische Darstellung der maximal gemessenen Zugfestigkeiten aus den Probekörpern a) bis e)	83
Abbildung 4.64:	Abgezogene Stempel bei 40 °C	83
Abbildung 4.65:	Abgezogene Stempel bei 30 °C	84
Abbildung 4.66:	Abgezogene Stempel bei 20 °C	84
Abbildung 4.67:	Abgezogene Stempel bei 10 °C	84
Abbildung 4.68:	Abgezogene Stempel bei 0 °C	84
Abbildung 4.69:	Abgezogene Stempel bei -10 °C	85

Abbildung 5.1:	Seitenansicht der Brücke in Useldange [BUN-11].....	88
Abbildung 5.2:	Querschnitt [BUN-11]	88
Abbildung 5.3:	Längsansicht der Brücke [BUN-07]	89
Abbildung 5.4:	Lagerbedingungen [BUN-11].....	89
Abbildung 5.5:	LKW-Positionierung auf der Brücke in Useldange	90
Abbildung 5.6:	LKW-Positionierung in der Draufsicht.....	90
Abbildung 5.7:	LKW-Positionierung in der Seitenansicht	91
Abbildung 5.8:	Messstellen oben auf der Betonplatte (digitales Nivellement)	92
Abbildung 5.9:	Messstellen unter dem Hauptträger (induktive Wegaufnehmer + einmal digitales Nivellement)	93
Abbildung 5.10:	Messstellen – Seitenansicht.....	94
Abbildung 5.11:	Messstellen im Querschnitt	95
Abbildung 5.12:	Durchbiegung der Fahrbahn in Achse 1, gemessen mit dem digitalen Nivellement	97
Abbildung 5.13:	Durchbiegung der Fahrbahn in Achse 4, gemessen mit dem digitalen Nivellement	98
Abbildung 5.14:	Vertikale Verformung im großen Feld (Wintertest 24.02.12), gemessen mit induktivem Wegaufnehmer (Achse 1 = rot; Achse 4 = blau)	99
Abbildung 5.15:	Vertikale Verformung im großen Feld (Sommertest 28.08.12 T1 + T2), gemessen mit induktivem Wegaufnehmer (Achse 1 = rot; Achse 4 = Blau).....	100
Abbildung 5.16:	Vergleich induktiver Wegaufnehmer (W) und digitales Nivellement (N)	101
Abbildung 5.17:	Prozentuale Zunahme der Verformung für eine Temperaturveränderung von 10 °C auf 23.5 °C - Vergleich der Brücke in Useldange mit den Klimakammertests.....	102
Abbildung 5.18:	Brücke in Moestroff im Belastungsversuch mit LKWs als Versuchslast	104
Abbildung 5.19:	Querschnitt der Brücke in Moestroff [Technische Zeichnungen der Brücke in Moestroff]	105
Abbildung 5.20:	Längsansicht der Brücke in Moestroff [Technische Zeichnungen der Brücke in Moestroff]	105
Abbildung 5.21:	Lagerbedingungen [Statik zur Brücke in Moestroff].....	105
Abbildung 5.22:	Brückenführung in der Draufsicht [Technische Zeichnungen der Brücke in Moestroff]	106
Abbildung 5.23:	LKW-Positionierung auf der Brücke	107
Abbildung 5.24:	Messpunkte für digitales Nivellement Brücke in Moestroff	107
Abbildung 5.25:	Durchbiegung der Brücke in Reihe A resultierend aus der LKW-Belastung und den vorhandenen Steifigkeiten des jeweiligen Testtags.....	110
Abbildung 5.26:	Durchbiegung der Brücke in Reihe B resultierend aus der LKW-Belastung und den vorhandenen Steifigkeiten des jeweiligen Testtags.....	111

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 5.27:	Prozentuale Zunahme der Verformung für ein $\Delta T = 35 \text{ °C}$ an der Brücke in Moestroff (Mittelwerte der Punkte 3A und 3B bzw. 2A und 2B) und für ein $\Delta T = 30 \text{ °C}$ für die Klimakammertests	113
Abbildung 6.1:	FE-Modell der Brücke in Moestroff.....	116
Abbildung 6.2:	Seitenansicht auf das FE-Modell der Brücke in Moestroff.....	116
Abbildung 6.3:	Lastaufteilung der LKW-Lasten des Belastungsversuchs vom 07.03.2012 (Wintertest mit voller Asphalthöhe)	117
Abbildung 6.4:	Gemessene und berechnete Durchbiegungen in Messreihe A für den Wintertest (07.03.2012)	117
Abbildung 6.5:	Gemessene und berechnete Durchbiegungen in Messreihe B für den Wintertest (07.03.2012)	118
Abbildung 6.6:	Gemessene und berechnete Durchbiegungen in Messreihe A für den Sommer-test (26.07.2012)	119
Abbildung 6.7:	Gemessene und berechnete Durchbiegungen in Messreihe B für den Sommer-test (26.07.2012)	119
Abbildung 6.8:	Prozentuale Abweichung des Messwerts vom Rechenwert für Messreihe A (links) und Messreihe B (rechts).....	119
Abbildung 6.9:	Durchbiegungen analog zu den Messpunkten der Belastungstests unter Berücksichtigung verschiedener Federsteifigkeiten der Auflager für die Messpunkte in Reihe A	121
Abbildung 6.10:	Federsteifigkeitsabhängige prozentuale Veränderung der vertikalen Verformung in den Brückenfeldern, bezogen auf die Federsteifigkeiten des Wintertests für Messreihe A (links) und Messreihe B (rechts)	121
Abbildung 6.11:	Durchbiegungen unter Berücksichtigung verschiedener temperaturabhängiger Federsteifigkeiten der Auflager für die Messpunkte in Reihe A.....	123
Abbildung 6.12:	Federsteifigkeitsabhängige prozentuale Veränderung der vertikalen Verformung im mittleren Brückenfeld, bezogen auf die linear interpolierten Federsteifigkeiten der Temperaturstufe $T = 20 \text{ °C}$ für Messreihe A (links) und Messreihe B (rechts).....	123
Abbildung 6.13:	Durchbiegungen infolge der temperaturabhängigen Steifigkeitsvariation der Asphalt-schicht.....	125
Abbildung 6.14:	Prozentuale Veränderung der Durchbiegung im mittleren Feld, bezogen auf die Temperaturstufe $T = 20 \text{ °C}$, resultierend aus der Variation der Asphaltsteifigkeit für Messreihe A (links) und Messreihe B (rechts).....	125
Abbildung 6.15:	Durchbiegungen in Abhängigkeit der Temperatur infolge Variation der Asphaltsteifigkeit und der Federsteifigkeiten an den Auflagern.....	126
Abbildung 6.16:	Prozentuale Veränderung der Durchbiegung im mittleren Feld, bezogen auf die Temperatur $T = 20 \text{ °C}$, resultierend aus der Variation der Asphaltsteifigkeit und Variation der Auflagersteifigkeit für Messreihe A (links) und Messreihe B (rechts)	127
Abbildung 7.1:	Zusammenhang von Durchbiegung am Balkenelement und Verzerrung am differenziellen Element [GRO-12].....	132

Abbildung 7.2:	Verformung eines Balkenelements unter einem einwirkenden Moment M [GRO-12].....	133
Abbildung 7.3:	Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für einen 6 m langen Einfeldträger mit Schädigung in Feldmitte (links) und Schädigung im Viertelpunkt (rechts)	135
Abbildung 7.4:	Verschiebung des Punktes der maximalen Durchbiegung (in mm) in Richtung des Ortes der Schädigung, am Beispiel des im Viertelpunkt geschädigten Einfeldträgers	136
Abbildung 7.5:	Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zweifeldträger - links: Schädigung in der Mitte des linken Feldes, rechts: Schädigung über dem Mittelauf- lager	137
Abbildung 7.6:	Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Einfeldträger mit Kragarmen - links: Schädigung in der Mitte des Feldes, rechts: Schädigung über dem linken Auflager.....	138
Abbildung 7.7:	Darstellung der Flächen zur Bestimmung der FDM-Werte.....	140
Abbildung 7.8:	FDM-Werte für einen Einfeldträger mit Schädigung in Feldmitte (links) und für einen Einfeldträger mit Schädigung im Viertelpunkt (rechts)	141
Abbildung 7.9:	FDM-Werte für einen Zweifeldträger mit Schädigung in der Mitte des linken Feldes (links) und für einen Zweifeldträger mit Schädigung am mittleren Auflager (rechts).....	142
Abbildung 7.10:	FDM-Werte für einen Einfeldträger mit Kragarmen - links: mit Schädigung in der Mitte und rechts: mit Schädigung am linken Auflager	143
Abbildung 7.11:	Einfeldträger mit 1 % Schädigung in Feldmitte – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biege- linie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	144
Abbildung 7.12:	Einfeldträger mit 1 % Schädigung im Viertelpunkt – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	145
Abbildung 7.13:	Zweifeldträger mit 1 % Schädigung im linken Feld – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	145
Abbildung 7.14:	Zweifeldträger mit 1 % Schädigung am mittleren Auflager – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf..	146

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 7.15:	Einfeldträger mit Kragarmen und 1 % Schädigung in Feldmitte – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf.....	147
Abbildung 7.16:	Einfeldträger mit Kragarmen und 1 % Schädigung am linken Auflager – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	147
Abbildung 7.17:	Einfeldträger mit Kragarmen und 10 % Schädigung am linken Auflager – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	148
Abbildung 7.18:	Links und rechts von der Schädigung belasteter Einfeldträger mit Kragarmen und 1 % Schädigung am linken Auflager – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	149
Abbildung 7.19:	Kragarmbelasteter Einfeldträger mit Kragarmen und 1 % Schädigung am linken Auflager – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	149
Abbildung 7.20:	Einfeldträger mit 1 % Schädigung im Viertelpunkt und in Feldmitte – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	150
Abbildung 7.21:	Zweifeldträger mit 1 % Schädigung in Feldmitte und am mittleren Auflager – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	151
Abbildung 7.22:	Kragarmbelasteter Einfeldträger mit Kragarmen und 1 % Schädigung am linken Auflager und in Feldmitte – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	151
Abbildung 7.23:	Zweifeldträger mit 15 Abschnitten á 40 cm und 1 % Schädigung im linken Feld über einen Bereich von 20 cm – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf.....	153

Abbildung 7.24:	Zweifeldträger mit 10 Abschnitten á 60 cm und 1 % Schädigung im linken Feld über einen Bereich von 20 cm – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf.....	153
Abbildung 7.25:	FDM-Werte für Zweifeldträger mit 1 % Schädigung im linken Feld - links: Unterteilung in 60 Abschnitte á 10 cm, Mitte: Unterteilung in 15 Abschnitte á 40 cm, rechts: Unterteilung in 10 Abschnitte á 60 cm	154
Abbildung 7.26:	Einfeldträger mit 1 % Schädigung in Feldmitte und vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -10$ °C im geschädigten Zustand – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	155
Abbildung 7.27:	Einfeldträger mit 1 % Schädigung in Feldmitte und vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -40$ °C im geschädigten Zustand – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	156
Abbildung 7.28:	Einfeldträger mit 1 % Schädigung in Feldmitte und vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = 20$ °C im geschädigten Zustand – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	157
Abbildung 7.29:	Ungeschädigter Einfeldträger zum Zeitpunkt t_0 und t_1 mit vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -10$ °C zum Zeitpunkt t_1 – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den Zeitpunkt t_0 ungeschädigt und ohne Temperaturgradient (blau) und den Zeitpunkt t_1 ungeschädigt mit Temperaturgradient (rot), rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	158
Abbildung 7.30:	Ungeschädigter Einfeldträger zum Zeitpunkt t_0 und t_1 mit vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -40$ °C zum Zeitpunkt t_1 – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den Zeitpunkt t_0 ungeschädigt und ohne Temperaturgradient (blau) und den Zeitpunkt t_1 ungeschädigt mit Temperaturgradient (rot), rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	158
Abbildung 7.31:	Zweifeldträger mit 1 % Schädigung in Feldmitte des linken Feldes und vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -10$ °C im geschädigten Zustand – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	159

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 7.32:	Zweifeldträger mit 10 % Schädigung in Feldmitte des linken Feldes und vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -20 \text{ °C}$ im geschädigten Zustand – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	160
Abbildung 7.33:	Zweifeldträger mit 10 % Schädigung in Feldmitte des linken Feldes und vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -30 \text{ °C}$ im geschädigten Zustand – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	160
Abbildung 7.34:	Zweifeldträger mit 20 % Schädigung in Feldmitte des linken Feldes und vertikalem Temperaturgradienten $\Delta T_1 = -40 \text{ °C}$ im geschädigten Zustand – links: Biegelinie, Verlauf des Neigungswinkels und Krümmungsverlauf für den ungeschädigten (blau) und den geschädigten (rot) Zustand, rechts: FDM-Werte berechnet aus der Biegelinie, dem Verlauf des Neigungswinkels und dem Krümmungsverlauf	161
Abbildung 8.1:	Seitenansicht der Brücke Champangshiehl [SCH-11].....	166
Abbildung 8.2:	Querschnitt der Brücke Champangshiehl mit schematischer Angabe der Spannglieder [SCH-11]	166
Abbildung 8.3:	Schematische Darstellung des Spanngliedverlaufs in Brückenlängsrichtung [SCH-11]	167
Abbildung 8.4:	Schematische Darstellung der Schädigungsstufen; links: Schädigung #1; rechts: Schädigung #2 [SCH-11].....	168
Abbildung 8.5:	Schematische Darstellung der Schädigungsstufen; links: Schädigung #3; rechts: Schädigung #4 [SCH-11].....	168
Abbildung 8.6:	Draufsicht auf die Brücke mit Angabe der Messstellen (Section A-F) und der Schädigungspositionen [SCH-11]	169
Abbildung 8.7:	Durchführung der Schädigungen - links: Führungsschiene der Betonsäge für Schädigung #1 an der Unterseite der Brücke montiert; rechts: Durchführung der Schädigung #2 bzw. #4 [SCH-11].....	170
Abbildung 8.8:	Durchführung der Schädigung #3 - Durchtrennen der externen Spannglieder [SCH-11]	170
Abbildung 8.9:	Stahlträger zur Aufbringung der Versuchslast - links: 31 der 38 Stahlträger; rechts: Auflegen der Stahlträger auf die Brücke mittels Elektromagneten [SCH-11]	170
Abbildung 8.10:	Positionierung der Stahlträger auf der Brücke [SCH-11].....	171
Abbildung 8.11:	Schematische Seitenansicht des Brückenüberbaus mit Darstellung der Messschnitte (A-F), in denen die Durchbiegungen gemessen worden sind	173
Abbildung 8.12:	Schematische Darstellung der Messpositionen im Messschnitt B.....	174
Abbildung 8.13:	Schematische Position der Temperatursensoren.....	175

Abbildung 8.14:	Biegespannungen am unteren Rand des Hohlkastens an der Stelle x = 29.25 m = 0.45 L [SCH-11].....	178
Abbildung 8.15:	Biegespannungen am oberen Rand des Hohlkastens über dem Pfeiler [SCH-11]	178
Abbildung 8.16:	Berechnete Durchbiegung, aufgetragen über die Längsachse der Brücke für den Lastfall #0-L.....	179
Abbildung 8.17:	Schematische Darstellung der Rissentwicklung in der Bodenplatte und den Seitenwänden des Hohlkastens an der Stelle x = 0.45 L [SCH-11].....	181
Abbildung 8.18:	Schubrisse in der Bodenplatte an der Stelle x = 0.45 L nach dem Durchtrennen der unteren Spannglieder (Schädigungsstufe #1) [SCH-11]	181
Abbildung 8.19:	Biegerisse in der Seitenwand des Hohlkastens an der Stelle x = 0.45 L für die Schädigungsstufe #1-L (Brücke belastet) [SCH-11].....	182
Abbildung 8.20:	Weitere Schubrisse in der Bodenplatte im Bereich x = 0.45 L in Schädigungs- stufe #3 [SCH-11].....	182
Abbildung 8.21:	Anwachsen des Biegerisses in der Seitenwand des Hohlkastens an der Stelle x = 0.45 L in Schädigungsstufe #3 [SCH-11].....	183
Abbildung 8.22:	Entstehung kleiner Risse zwischen den Bohrlöchern in der Fahrbahnplatte in der Nähe des Pfeilers in Schädigungsstufe #3-L [SCH-11].....	183
Abbildung 8.23:	Schematische Darstellung der Rissentwicklung in der Fahrbahnplatte des Hohlkastens über dem Pfeiler [SCH-11].....	184
Abbildung 8.24:	Rissbildung in der Fahrbahnplatte im Bereich des Pfeilers in Schädigungs- stufe #4 unter Eigengewicht [SCH-11]	184
Abbildung 8.25:	Darstellung der gemessenen Durchbiegungen in mm im Messschnitt B (x = 0.4 L – magentafarbene Linie) und im Messschnitt C (x = 0.5 L – schwarze Linie) und des Temperaturverlaufs in der Fahrbahnplatte (blaue Linie), der nörd- lichen Seitenwand (grüne Linie), der südlichen Seitenwand (türkisfarbene Linie), der Bodenplatte (gelbe Linie) des Hohlkastens und der Lufttemperatur (rote Linie) in °C, aufgetragen über den gesamten Versuchszeitraum [SCH-11].	187
Abbildung 8.26:	Einfluss des Temperaturgradienten auf das Verformungsverhalten in Mess- schnitt B (x = 0.4 L = 26 m) am Beispiel des ungeschädigten Zustands (#0).....	188
Abbildung 8.27:	Mit digitalem Nivellement gemessene Durchbiegungen im Messschnitt B (x = 0.4 L) für die jeweiligen Schädigungs- und Belastungszustände	191
Abbildung 8.28:	Schematischer Biegelinienverlauf der einzelnen Schädigungsstufen im belas- teten Zustand, gemessen mit dem digitalen Nivellement	192
Abbildung 8.29:	Vereinfachter Biegelinienverlauf aus den gemessenen Verformungen von Schädigung #0-L und Schädigung #1-L	193
Abbildung 8.30:	Vereinfachter errechneter Verlauf des Neigungswinkels aus den gemessenen Verformungen von Schädigung #0-L und Schädigung #1-L.....	193
Abbildung 8.31:	Vereinfachter errechneter Verlauf der Krümmung aus den gemessenen Verformungen von Schädigung #0-L und Schädigung #1-L.....	194

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 8.32:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus dem ungeschädigten Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks.....	194
Abbildung 8.33:	FDM-Werte aus dem Verlauf des Neigungswinkels für die Differenz aus dem ungeschädigten Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks	194
Abbildung 8.34:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks	195
Abbildung 8.35:	FDM-Werte aus dem Verlauf des Neigungswinkels für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks.....	195
Abbildung 8.36:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks	195
Abbildung 8.37:	FDM-Werte aus dem Verlauf des Neigungswinkels für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks.....	196
Abbildung 8.38:	Modell der Brücke Champangshiehl, bestehend aus Flächenelementen (4-Knotenelemente) mit visualisiertem Elementquerschnitt	198
Abbildung 8.39:	Modell der Brücke Champangshiehl in der Seitenansicht.....	198
Abbildung 8.40:	Querschnitt des FE-Modells ohne Visualisierung der Elementhöhe.....	198
Abbildung 8.41:	Gemessene Durchbiegungen und errechnete Durchbiegungen in den Messschnitten für den ungeschädigten Zustand unter Belastung (#0-L).....	199
Abbildung 8.42:	Ansicht des Brückenmodells mit Blick auf die Unterseite und die Seitenwand des Hohlkastens - Angabe der Position des Detailausschnitts 1 – erste Schädigung	200
Abbildung 8.43:	Draufsicht auf die Fahrbahnplatte des Brückenmodells - Angabe der Position des Detailausschnitts 2 – zweite Schädigung	200
Abbildung 8.44:	Detailausschnitt 1 – Schädigung #1 gemäß Abbildung 8.42 mit Elementnummerierung gemäß Tabelle 8.11	201
Abbildung 8.45:	Detailausschnitt 2 – Schädigung #2 gemäß Abbildung 8.43 mit Elementnummerierung gemäß Tabelle 8.11	201
Abbildung 8.46:	Vergleich von rechnerisch ermittelten und gemessenen Durchbiegungen für die Schädigungsstufe #1 im unbelasteten Zustand.....	203
Abbildung 8.47:	Vergleich von rechnerisch ermittelten und gemessenen Durchbiegungen für die Schädigungsstufe #1-L im belasteten Zustand.....	203
Abbildung 8.48:	Vergleich von rechnerisch ermittelten und gemessenen Durchbiegungen für die Schädigungsstufe #2 im unbelasteten Zustand.....	204
Abbildung 8.49:	Vergleich von rechnerisch ermittelten und gemessenen Durchbiegungen für die Schädigungsstufe #2-L im belasteten Zustand.....	204

Abbildung 8.50:	Errechneter Biegelinienvverlauf für die 4 Belastungsphasen (#0-L, #1-L, #2-L, #3-L).....	205
Abbildung 8.51:	Errechneter Neigungswinkelverlauf für die 4 Belastungsphasen (#0-L, #1-L, #2-L, #3-L).....	206
Abbildung 8.52:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks	207
Abbildung 8.53:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks	207
Abbildung 8.54:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks	207
Abbildung 8.55:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks	208
Abbildung 8.56:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks	208
Abbildung 8.57:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks	208
Abbildung 8.58:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus dem ungeschädigten Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks.....	209
Abbildung 8.59:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks	209
Abbildung 8.60:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks	210
Abbildung 8.61:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks	210
Abbildung 8.62:	Statisches System des Zweifeldträgers mit Visualisierung der Querschnittshöhe und Darstellung des Spanngliedverlaufs	211
Abbildung 8.63:	Durchbiegung des Zweifeldträgers unter Eigengewicht	211
Abbildung 8.64:	Durchbiegung des Zweifeldträgers unter zusätzlicher Belastung	211
Abbildung 8.65:	Biegelinie der Brücke Champangshiehl infolge der Versuchslast für den ungeschädigten Zustand (#0-L) und für die separate Betrachtung der zweiten Schädigung (#2-L).....	212
Abbildung 8.66:	Durchbiegung des Zweifeldträgers unter Eigengewicht mit Berücksichtigung eines linearen Temperaturgradienten $\Delta T = -8.0 \text{ }^\circ\text{C}$	213

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 8.67:	Durchbiegung des Zweifeldträgers unter zusätzlicher Belastung mit Berücksichtigung eines linearen Temperaturgradienten $\Delta T = -8.0 \text{ }^\circ\text{C}$	213
Abbildung 8.68:	Verformungsfigur der Brücke Champangshiehl im unbelasteten Zustand infolge Schädigung #2 und veränderter Temperatur in Fahrbahnplatte, Bodenplatte und Seitenwänden des Hohlkastens	214
Abbildung 8.69:	Verformungsfigur der Brücke Champangshiehl unter Versuchslast infolge Schädigung #2 und veränderter Temperatur in Fahrbahnplatte, Bodenplatte und Seitenwänden des Hohlkastens	214
Abbildung A.1:	Formeln verschiedener Autoren zur mathematischen Vorausberechnung [WIN-10].....	254
Abbildung C.1:	Kraft-Weg-Diagramm in Feldmitte - Vergleich analytische und FE-Berechnung..	260
Abbildung C.2:	Vergleich der analytisch berechneten Durchbiegungen in Feldmitte für $E = 35700 \text{ N/mm}^2$ und $E = 37427 \text{ N/mm}^2$	262
Abbildung C.3:	Sorptionsisothermen für Beton, Backstein, Porenbeton, Zementmörtel, Kalkzementputz und Holz [HOH-03]	263
Abbildung C.4:	Feuchtesonde - links: Feuchtesonde separat; rechts: Feuchtesonde im Bohrloch (mit Abdecknete abgedichtet).....	264
Abbildung C.5:	Position der Feuchtesonde	264
Abbildung C.6:	Abweichung der Sensoren der Platte ACCS-1 ohne Asphalt für die einzelnen Klimastufen, bezogen auf Klimastufe K-1 (Referenzmessung)	265
Abbildung C.7:	Gemessene Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-2 ohne Asphalt - Vergleich des Temperatureinflusses	267
Abbildung C.8:	Kraft-Weg-Diagramm für die Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-2 ohne Asphalt - Vergleich des Temperatureinflusses	268
Abbildung C.9:	Sensorenbezogene Abweichung der Klimastufe K-3 ($0 \text{ }^\circ\text{C}$) (links) bzw. K-7 ($40 \text{ }^\circ\text{C}$) (rechts) von der Klimastufe K-1 ($20 \text{ }^\circ\text{C}$) (Referenzmessung) für die Platte ACCS-2 ohne Asphalt.....	268
Abbildung C.10:	Abweichung der Sensoren der Platte ACCS-2 ohne Asphalt für die einzelnen Klimastufen, bezogen auf Klimastufe K-1 ($20 \text{ }^\circ\text{C}$) (Referenzmessung).....	269
Abbildung C.11:	Errechneter E-Modul der Platte ACCS-2 für die Sensoren in Feldmitte	271
Abbildung C.12:	Kraft-Weg-Diagramm für den Sensor W-2 in Klimastufe K-1 ($20 \text{ }^\circ\text{C}$; Referenzmessung) - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 mit der analytischen Berechnung für $E = 35700 \text{ N/mm}^2$	273
Abbildung C.13:	Abweichung der Platte ACCS-2 zu ACCS-1 in Laststufe #6 für verschiedene Sensoren in Klimastufe K-1 ($20 \text{ }^\circ\text{C}$ Referenzmessung)	274
Abbildung C.14:	Kraft-Weg-Diagramm für den Sensor W-2 in Klimastufe K-1 ($20 \text{ }^\circ\text{C}$; Referenzmessung) - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 mit der analytischen Berechnung für $E = 39400 \text{ N/mm}^2$	276
Abbildung C.15:	Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphalt für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-1 ($20 \text{ }^\circ\text{C}$ Referenzmessung)	276

Abbildung C.16:	Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphalttschicht für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-2 (10 °C)	277
Abbildung C.17:	Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphalttschicht für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-3 (0 °C)	277
Abbildung C.18:	Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphalttschicht für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-4 (-10 °C)	278
Abbildung C.19:	Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphalttschicht für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-5 (20 °C)	278
Abbildung C.20:	Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphalttschicht für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-6 (30 °C)	279
Abbildung C.21:	Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphalttschicht für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-7 (40 °C)	279
Abbildung C.22:	Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphalttschicht für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-8 (20 °C)	280
Abbildung C.23:	Abweichungen der Platte ACCS-2 zu ACCS-1 in Laststufe #6 für verschiedene Sensoren und Klimastufen (K-1 bis K-8)	281
Abbildung C.24:	Temperaturvergleich der Platten ACCS-1 mit Asphalttschicht zu ACCS-1 ohne Asphalttschicht für die jeweiligen Klimastufen	283
Abbildung C.25:	Feuchtevergleich der Platten ACCS-1 mit Asphalttschicht zu ACCS-1 ohne Asphalttschicht für die jeweiligen Klimastufen	283
Abbildung C.26:	Temperaturvergleich der Platten ACCS-2 mit Asphalttschicht zu ACCS-2 ohne Asphalttschicht für die jeweiligen Klimastufen	284
Abbildung C.27:	Feuchtevergleich der Platten ACCS-2 mit Asphalttschicht zu ACCS-2 ohne Asphalttschicht für die jeweiligen Klimastufen	284
Abbildung C.28:	Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-2 (10 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) – Einzelmessungen	285
Abbildung C.29:	Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-3 (0 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) – Einzelmessungen	285
Abbildung C.30:	Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-4 (-10 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) – Einzelmessungen	286
Abbildung C.31:	Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-5 (20 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) – Einzelmessungen	286

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung C.32:	Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-6 (30 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) – Einzelmessungen	287
Abbildung C.33:	Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-6a (20 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) – Einzelmessungen	287
Abbildung C.34:	Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-7 (40 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) – Einzelmessungen	288
Abbildung C.35:	Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-8 (20 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) – Einzelmessungen	288
Abbildung C.36:	Abweichung der Sensoren der Platte ACCS-1 mit Asphalt für die einzelnen Klimastufen, bezogen auf Klimastufe K-1 (Referenzmessung)	289
Abbildung C.37:	Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-2 - Betondehnung Plattenunterseite in Feldmitte	290
Abbildung C.38:	Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-6 - Betonstauchung 2.5 cm unterhalb der Betonoberfläche in Feldmitte	291
Abbildung C.39:	Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-1 - Betondehnung an der Betonunterseite	291
Abbildung C.40:	Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-3 - Betondehnung an der Betonunterseite	292
Abbildung C.41:	Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-4 - Betondehnung an der Betonunterseite	292
Abbildung C.42:	Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-5 - Betonstauchung 2.5 cm unterhalb der Betonoberseite	293
Abbildung C.43:	Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-7 - Betonstauchung 2.5 cm unterhalb der Betonoberseite	293
Abbildung C.44:	Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-8 - Betonstauchung 2.5 cm unterhalb der Betonoberseite	294
Abbildung C.45:	Dehnungen über die Querschnittshöhe in Feldmitte, dargestellt für die Platte ACCS-1 ohne Asphalt (links) und die Platte ACCS-1 mit Asphalt (rechts)	295
Abbildung C.46:	Dehnungsverteilung im Betonquerschnitt der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Feldmitte (Sensor D-2 und D-6) in Abhängigkeit der Klimastufe	295
Abbildung C.47:	Dehnungen über die Querschnittshöhe, dargestellt für die Platte ACCS-1 ohne Asphalt (links) und die Platte ACCS-1 mit Asphalt (rechts)	296
Abbildung C.48:	Gemessene Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-2 mit Asphalt - Vergleich des Temperatureinflusses	297
Abbildung C.49:	Kraft-Weg-Diagramm für die Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-2 mit Asphalt-schicht - Vergleich des klimatischen Einflusses	298

Abbildung C.50:	Prozentuale klimastufenabhängige Veränderung der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-2 ohne Asphalt (blau) und mit Asphalt (rot) in Bezug auf Klimastufe K-1 (20 °C)	299
Abbildung C.51:	Prozentuale Abweichung der gemessenen Verformungen W-2, W-8, W-9, D-2, D-3, D-6 und D-7 in Bezug auf Klimastufe K-1 (20 °C) für die Platte ACCS-2 mit Asphalt	300
Abbildung C.52:	Dehnungen der Platte ACCS-2 mit Asphalt an der Plattenunterseite (Sensor D-2)	301
Abbildung C.53:	Dehnungen der Platte ACCS-2 mit Asphalt an der Plattenunterseite (Sensor D-3)	301
Abbildung C.54:	Dehnungen der Platte ACCS-2 mit Asphalt 2.5 cm unterhalb der Betonoberkante (Sensor D-6).....	302
Abbildung C.55:	Dehnungen der Platte ACCS-2 mit Asphalt 2.5 cm unterhalb der Betonoberkante (Sensor D-7).....	302
Abbildung C.56:	Dehnungsverteilung im Betonquerschnitt der Platte ACCS-2 mit Asphalt in Feldmitte (Sensor D-2 und D-6) in Abhängigkeit der Klimastufe	303
Abbildung C.57:	Prozentuale Veränderung der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2), bezogen auf Klimastufe K-1 (20 °C) für die Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt	304
Abbildung C.58:	Eigenfrequenz zur ersten Biegeform B1 der Platte ACCS-2 ohne Asphalt	306
Abbildung C.59:	Eigenfrequenz zur ersten Torsionsform T1 der Platte ACCS-2 ohne Asphalt	306
Abbildung C.60:	Eigenfrequenz zur zweiten Biegeform B2 der Platte ACCS-2 ohne Asphalt	306
Abbildung C.61:	Eigenfrequenz zur zweiten Torsionsform T2 der Platte ACCS-2 ohne Asphalt....	307
Abbildung C.62:	Klimaabhängige Veränderung der Eigenfrequenzen (EF) B1, T1, B2 und T2 in Relation zur Klimastufe K-1 für die Platte ACCS-2 ohne Asphalt.....	307
Abbildung C.63:	Vergleich der Eigenfrequenz B1 der Platte ACCS-1 ohne Asphalt mit der Eigenfrequenz B1 der Platte ACCS-2 ohne Asphalt für die Klimastufen K-1 bis K-8	308
Abbildung C.64:	Vergleich der Eigenfrequenz T1 der Platte ACCS-1 ohne Asphalt mit der Eigenfrequenz T1 der Platte ACCS-2 ohne Asphalt für die Klimastufen K-1 bis K-8.....	308
Abbildung C.65:	Vergleich der Eigenfrequenzen der Platte ACCS-2 zur Platte ACCS-1 jeweils ohne Asphalt für die Klimastufen K-1 bis K-8	308
Abbildung C.66:	Vergleich der klimastufenabhängigen prozentualen Veränderung der Eigenfrequenz B1 für die Platten ACCS-1 ohne Asphalt und ACCS-2 ohne Asphalt	309
Abbildung C.67:	Vergleich der klimastufenabhängigen prozentualen Veränderung der Eigenfrequenz T1 für die Platten ACCS-1 ohne Asphalt und ACCS-2 ohne Asphalt	309
Abbildung C.68:	Eigenfrequenz zur ersten Biegeform B1 der Platte ACCS-2 mit Asphalt.....	310
Abbildung C.69:	Eigenfrequenz zur ersten Torsionsform T1 der Platte ACCS-2 mit Asphalt	311
Abbildung C.70:	Eigenfrequenz zur zweiten Biegeform B2 der Platte ACCS-2 mit Asphalt	311
Abbildung C.71:	Eigenfrequenz zur zweiten Torsionsform T2 der Platte ACCS-2 mit Asphalt	311

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung C.72:	Klimaabhängige Veränderung der Eigenfrequenzen (EF) B1, T1, B2 und T2 in Relation zu Klimastufe K-1 für die Platte ACCS-2 mit Asphalt	312
Abbildung C.73:	Vergleich der klimastufenabhängigen prozentualen Veränderung der Eigenfrequenz B1 für die Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt	313
Abbildung C.74:	Vergleich der klimastufenabhängigen prozentualen Veränderung der Eigenfrequenz T1 für die Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt.....	313
Abbildung C.75:	Vergleich der klimastufenabhängigen prozentualen Veränderung der Eigenfrequenz B2 für die Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt	314
Abbildung C.76:	Vergleich der klimastufenabhängigen prozentualen Veränderung der Eigenfrequenz T2 für die Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt.....	314
Abbildung D.1:	Temperaturverlauf in den Schichten an der Brücke in Useldange für den Wintertest am 24.02.12 (Schichtanordnung hier um 90° gedreht) (Quelle: www.u-wert.net)	315
Abbildung D.2:	Temperaturverlauf in den Schichten an der Brücke in Useldange für den Sommertest am 28.08.12 (Schichtanordnung hier um 90° gedreht) (Quelle: www.u-wert.net)	315
Abbildung D.3:	Temperaturverlauf in den Schichten an der Brücke in Moestroff für den Wintertest am 07.03.12 (Schichtanordnung hier um 90° gedreht) (Quelle: www.u-wert.net)	316
Abbildung D.4:	Temperaturverlauf in den Schichten an der Brücke in Moestroff für den Sommertest am 26.07.12 (Schichtanordnung hier um 90° gedreht) (Quelle: www.u-wert.net)	316
Abbildung E.1:	Gemessene Durchbiegungen in mm im Messschnitt A (oben), aufgetragen über die Versuchsdauer, und der Temperaturverlauf in Fahrbahnplatte und Bodenplatte in °C im gleichen Zeitintervall (unten)	317
Abbildung E.2:	Gemessene Durchbiegungen in mm über dem Pfeiler im Messschnitt D (oben), aufgetragen über die Versuchsdauer, und der Temperaturverlauf in Fahrbahnplatte und Bodenplatte in °C im gleichen Zeitintervall (unten)	317
Abbildung E.3:	Gemessene Durchbiegungen in mm im Messschnitt F (oben), aufgetragen über die Versuchsdauer, und der Temperaturverlauf in Fahrbahnplatte und Bodenplatte in °C im gleichen Zeitintervall (unten)	318
Abbildung E.4:	Berechnete Dehnungsverteilung in ‰ unter Versuchslast für die Stelle $x = 29.25$ m (Messschnitt B).....	318
Abbildung E.5:	Vergleich von rechnerisch ermittelten und gemessenen Durchbiegungen für die Schädigungsstufe #3 im unbelasteten Zustand.....	319
Abbildung E.6:	Vergleich von rechnerisch ermittelten und gemessenen Durchbiegungen für die Schädigungsstufe #3-L im belasteten Zustand.....	319
Abbildung E.7:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte.....	320

Abbildung E.8:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte.....	320
Abbildung E.9:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte.....	320
Abbildung E.10:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte.....	321
Abbildung E.11:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte.....	321
Abbildung E.12:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte.....	321
Abbildung E.13:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte.....	322
Abbildung E.14:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte.....	322
Abbildung E.15:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte.....	322
Abbildung E.16:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte.....	323
Abbildung E.17:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte.....	323
Abbildung E.18:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte.....	323
Abbildung E.19:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte.....	324

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung E.20:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte.....	324
Abbildung E.21:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte.....	324
Abbildung E.22:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte.....	325
Abbildung E.23:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte.....	325
Abbildung E.24:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte.....	325
Abbildung E.25:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte.....	326
Abbildung E.26:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte.....	326
Abbildung E.27:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte.....	326
Abbildung E.28:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte.....	327
Abbildung E.29:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte.....	327
Abbildung E.30:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte.....	327
Abbildung E.31:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte.....	328

Abbildung E.32:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte.....	328
Abbildung E.33:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte.....	328
Abbildung E.34:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte.....	329
Abbildung E.35:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte.....	329
Abbildung E.36:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte.....	329
Abbildung E.37:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte.....	330
Abbildung E.38:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte.....	330
Abbildung E.39:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte.....	330
Abbildung E.40:	FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte.....	331
Abbildung E.41:	FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte.....	331
Abbildung E.42:	FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte.....	331

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1:	Variation des E-Moduls unter Berücksichtigung verschiedener Ansätze	23
Tabelle 3.2:	Elastizitätsmodul der Asphaltschicht für verschiedene Asphalttemperaturen (nach [GUT-02]).....	26
Tabelle 3.3:	Biegesteifigkeiten verschiedener Tragwerke ohne Asphaltschicht und mit Asphaltschicht (für verschiedene Asphalttemperaturen).....	27
Tabelle 3.4:	Prozentualer Einfluss der Asphaltschicht auf die Biegesteifigkeit, bezogen auf die Biegesteifigkeit der reinen Tragstruktur	27
Tabelle 4.1:	Gewicht und Dichte der Spannbetonplatten	31
Tabelle 4.2:	Gesamtgewicht der Verbundplatten inklusive Asphaltschicht und errechnetes Asphaltgewicht.....	33
Tabelle 4.3:	Abmessungen und Dichte der Gussasphaltschicht.....	34
Tabelle 4.4:	Laststufen der statischen Belastung	36
Tabelle 4.5:	Rechnerische Durchbiegung für die einzelnen Laststufen	36
Tabelle 4.6:	Klimastufen der Versuchsdurchführung	41
Tabelle 4.7:	Querschnittswerte und E-Module der Beton- und Asphaltschicht.....	42
Tabelle 4.8:	E-Module der Platte ACCS-1	50
Tabelle 4.9:	Abweichung der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Relation zur Klimastufe K-1 (20 °C Referenzmessung)	55
Tabelle 4.10:	Absolutwerte der gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte (Sensor W-2) für die Platten ACCS-1 ohne Asphalt und ACCS-1 mit Asphalt für den Lastfall #6 mit 33 kN	56
Tabelle 4.11:	Verformungsveränderung durch die Asphaltschicht in Relation zur Klimastufe für die Platte ACCS-1.....	65
Tabelle 4.12:	Klimastufenabhängige Veränderung der E-Module von Asphalt und Beton sowie klimaabhängige Veränderung der Verformung in Bezug auf Klimastufe K-1 in [%]	66
Tabelle 4.13:	Berechnete Eigenfrequenzen des Systems für das Schalenmodell und das Volumenmodell	70
Tabelle 4.14:	Eigenfrequenzen und Betontemperatur der Platte ACCS-1 ohne Asphalt.....	72
Tabelle 4.15:	Prozentuale Veränderung der Eigenfrequenzen, bezogen auf die Klimastufe K-1 (für Platte ACCS-1 ohne Asphalt)	74
Tabelle 4.16:	Berechnete Eigenfrequenzen für verschiedene Temperaturen (Schalenmodell und Volumenmodell).....	75
Tabelle 4.17:	Eigenfrequenzen und Betontemperatur der Platte ACCS-1 mit Asphalt.....	76
Tabelle 4.18:	Prozentuale Veränderung der Eigenfrequenzen, bezogen auf die Klimastufe K-1 (für Platte ACCS-1 mit Asphalt)	78
Tabelle 4.19:	Haftzugfestigkeitsversuch an separaten Probekörpern für verschiedene Temperaturen	82

Tabelle 5.1:	Oberflächentemperaturen der Brücke in Useldange für die zwei Versuchstage	95
Tabelle 5.2:	Realistische mittlere Schichttemperaturen an der Brücke in Useldange für die zwei Versuchstage	96
Tabelle 5.3:	Versuchslasten in [kg] für die Brücke in Useldange	96
Tabelle 5.4:	Durchbiegung an den Messpunkten in Achse 1, gemessen mit dem digitalen Nivellement auf der Fahrbahnoberseite	97
Tabelle 5.5:	Durchbiegung an den Messpunkten in Achse 4, gemessen mit dem digitalen Nivellement auf der Fahrbahnoberseite	98
Tabelle 5.6:	Vergleich induktiver Wegaufnehmer und digitales Nivellement, gemessen im großen Feld bei $x=10.25$ m	101
Tabelle 5.7:	Veränderung der Randbedingungen der Brücke in Moestroff	108
Tabelle 5.8:	Realistische mittlere Schichttemperaturen an der Brücke in Moestroff für die beiden Testtage mit vollständiger Asphaltsschicht	109
Tabelle 5.9:	Versuchslasten in [kg] für die Brücke in Moestroff	109
Tabelle 5.10:	Durchbiegung in Messpunktreihe A	110
Tabelle 5.11:	Durchbiegung in Messpunktreihe B	111
Tabelle 6.1:	Federsteifigkeiten für die Ermittlung des Einflusses variierender Federsteifigkeiten .	120
Tabelle 6.2:	Materialparameter für die temperaturabhängige Lagervariationsrechnung.....	122
Tabelle 6.3:	Materialparameter für die Berechnung des temperaturabhängigen Steifigkeitseinflusses der Asphaltsschicht	124
Tabelle 6.4:	Materialparameter für die Temperaturvariationsrechnung	126
Tabelle 8.1:	Beschreibung der Schädigungsstufen [SCH-11].....	169
Tabelle 8.2:	Messzeitpunkte bzw. Lastfälle der statischen Belastungstests.....	172
Tabelle 8.3:	Lastfälle für die Spannungsberechnung der Brücke [SCH-11].....	176
Tabelle 8.4:	Parameter und Randbedingungen zur Berechnung der Spannungen in Bodenplatte und Fahrbahnplatte [SCH-11]	176
Tabelle 8.5:	Biegespannungen am unteren Rand des Hohlkastens an der Stelle $x = 29.25$ m = 0.45 L für alle Lastfälle und Schadenszustände [SCH-11].....	177
Tabelle 8.6:	Biegespannungen am oberen Rand des Hohlkastens über dem Pfeiler für alle Lastfälle und Schadenszustände [SCH-11]	177
Tabelle 8.7:	Berechnete Durchbiegungen für den Lastfall #0-L (ungeschädigter Zustand mit Versuchslast)	179
Tabelle 8.8:	Rissentwicklung während der Belastungstests für die einzelnen Schädigungsstufen	180
Tabelle 8.9:	Temperaturen, gemessen zu den einzelnen Messzeitpunkten - Lastfällen gemäß Tabelle 8.2	188
Tabelle 8.10:	Temperaturdifferenzen zwischen den einzelnen Messzeitpunkten bzw. Lastfällen ...	189
Tabelle 8.11:	Veränderung der Elementsteifigkeiten in %, bezogen auf deren Ausgangssteifigkeit	202

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle B.1:	Verformungskriterien und ihre messtechnische Erfassung [DAfStb 00].....	257
Tabelle C.1:	Rechnerische Durchbiegung der einzelnen Laststufen.....	260
Tabelle C.2:	Rechnerische Dehnungen an der Unterseite (D-1 bis D-4) und 2.5 cm unterhalb der Betonoberfläche (D-5 bis D-8) (aus analytischer Berechnung).....	260
Tabelle C.3:	Rechnerische Durchbiegung der einzelnen Laststufen für $E = 37427 \text{ N/mm}^2$	261
Tabelle C.4:	Rechnerische Dehnungen an der Unterseite (D-1 bis D-4) und 2.5 cm unterhalb der Betonoberfläche (D-5 bis D-8) (aus analytischer Berechnung) für $E = 37427 \text{ N/mm}^2$	261
Tabelle C.5:	Messwerte der Durchbiegung W-2 und der Dehnungen D-1 bis D-8 – zugehörig zur Kraft $F = 33 \text{ kN}$	266
Tabelle C.6:	E-Module der einzelnen Klimastufen für Platte ACCS-1 ohne Asphalt (errechnet aus den einzelnen Sensoren)	266
Tabelle C.7:	Mittelwerte der aus den Messwerten der Sensoren ermittelten E-Module der Platte ACCS-2 ohne Asphalt und berechnete E-Module nach den Ansätzen aus [MC-90] und [BUD-89].....	270
Tabelle C.8:	Messwerte der Durchbiegung W-2 und der Dehnungen D-1 bis D-8 – zugehörig zur Kraft $F = 33 \text{ kN}$	271
Tabelle C.9:	E-Module der einzelnen Klimastufen für Platte ACCS-2 ohne Asphalt (errechnet aus den einzelnen Sensoren)	272
Tabelle C.10:	Abweichung der Verformungen von Platte ACCS-2 zu ACCS-1 in Feldmitte (Sensor W-2) für Klimastufe K-1 (20 °C Referenzmessung).....	274
Tabelle C.11:	Betontemperatur und Betonfeuchte der einzelnen Klimastufen für die Platte ACCS-1 ohne Asphalt.....	274
Tabelle C.12:	Betontemperatur und Betonfeuchte der einzelnen Klimastufen für die Platte ACCS-2 ohne Asphalt.....	275
Tabelle C.13:	Abweichung der Verformungen in Feldmitte (Sensor W-2) von Platte ACCS-2 ohne Asphalt zu ACCS-1 ohne Asphalt für alle Klimastufen in [%].....	281
Tabelle C.14:	Betontemperatur und Betonfeuchte der einzelnen Klimastufen für die Platte ACCS-1 mit Asphalt.....	282
Tabelle C.15:	Betontemperatur und Betonfeuchte der einzelnen Klimastufen für die Platte ACCS-2 mit Asphalt.....	284
Tabelle C.16:	Abweichung der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-2 mit Asphalt in Relation zur Klimastufe K-1 (20 °C)	298
Tabelle C.17:	Absolutwerte der gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte (Sensor W-2) für die Platten ACCS-1 ohne Asphalt und ACCS-1 mit Asphalt für den Lastfall #6 mit 33 kN	299
Tabelle C.18:	Abweichung der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt in Relation zur Klimastufe K-1 (20 °C).....	304
Tabelle C.19:	Temperatur und Feuchte während der Reproduzierbarkeitskontrolle	305
Tabelle C.20:	Eigenfrequenzen, Betontemperatur und Feuchtegehalt der Platte ACCS-2 ohne Asphalt.....	305

Tabelle C.21: Eigenfrequenzen, Betontemperatur und Feuchtegehalt der Platte ACCS-2 mit Asphalt.....	310
Tabelle C.22: Prozentuale Veränderung der Eigenfrequenzen, bezogen auf die Klimastufe K-1 (für Platte ACCS-2 mit Asphalt)	312

Formelverzeichnis

(3.1):	Durchbiegungsberechnung eines Stabelements infolge eines linearen Temperaturgradienten	21
(3.2):	Elastizitätsmodulberechnung in Abhängigkeit der Temperatur nach [MC-90].....	22
(3.3):	Elastizitätsmodulberechnung in Abhängigkeit der Temperatur nach [BUD-89].....	22
(4.1):	Durchbiegungsberechnung eines Stabelements infolge einer mittig angreifenden Einzel- last	86
(4.2):	Berechnung der Eigenfrequenz	86
(7.1):	Zusammenhang zwischen den Verzerrungen (ϵ und γ) und den Verschiebungen (u , v und w) eines differenziellen Elementes eines biegebeanspruchten Balkens	132
(7.2):	Elastizitätsgesetze (Zusammenhang zwischen Dehnung und Normalspannung bzw. zwischen Winkeländerung und Schubspannung)	132
(7.3):	Berechnung der Normalspannung aus dem Elastizitätsgesetz und der Verzerrung	133
(7.4):	Berechnung der Schubspannung aus dem Elastizitätsgesetz und der Verzerrung.....	133
(7.5):	Zusammenhang zwischen der Biegelinie und dem Biegemomentenverlauf	133
(7.6):	Abschnittsweise Berechnung der aus der Biegelinie ermittelbaren FDM-Werte	139
(7.7):	Abschnittsweise Berechnung der aus dem Verlauf des Neigungswinkels ermittelbaren FDM-Werte	139
(7.8):	Abschnittsweise Berechnung der aus dem Verlauf der Krümmung ermittelbaren FDM- Werte	140
(A.1):	Berechnung des Zuwachses der Druckfestigkeit unter Berücksichtigung der Temperatur und des Feuchtegehalts nach [GOT-79]	255
(A.2):	Berechnung der temperaturbedingten Zylinderdruckfestigkeit von Beton nach [SCH-87]	255
(C.1):	Näherungsweise Berechnung der Zylinderdruckfestigkeit aus der im Versuch ermittelten Würfeldruckfestigkeit von Beton.....	259
(C.2):	Berechnung des E-Moduls aus der Zylinderdruckfestigkeit von Beton	259

ANHANG

A Auswertung der Literaturansätze

A.1 Korrespondenz zwischen Betonfestigkeit und Elastizitätsmodul

In den technischen Regelwerken finden sich immer wieder Formeln zur Berechnung des Elastizitätsmoduls von Beton in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit. Auch die Literatur weist weitere Formeln aus, die zur Berechnung des E-Moduls herangezogen werden können. Die Gültigkeit des Zusammenhangs zwischen Festigkeit und E-Modul lässt sich sogar statistisch belegen [WIN-10]. Dennoch beschreibt Winkler, dass ein so vorausberechneter E-Modul um bis zu $\pm 30\%$ vom gemessenen E-Modul abweichen kann [WIN-10]. Die nachfolgend aufgeführte Abbildung zeigt einige Formeln, die zur Berechnung des E-Moduls aufgestellt worden sind.

Quelle	Formel	Anmerkung
Normalbeton		
ENV 206 [37] / EC 2 [38]	$E_{cm} = 9.500 * (f_{ck} + 8)^{1/3}$	E_{cm}, f_{ck} in MPa
MC 90 [20]	$E_{cm} = 10.000 * (f_{ck} + 8)^{1/3}$	E_{cm}, f_{ck} in MPa
ACI [1]	$E_c = 4.733 * (f_c)^{1/2}$	E_c, f_c in MPa
Oluokun [86]	$E_c = 5.232 * (f_c)^{1/2}$	E_c, f_c in MPa
[85]	$E = 1.615 * \sigma^{0,82} + 639$	E_c, f_c in MPa
[70]	$E = 3.060 * \sigma^{0,5}$	E_c, f_c in MPa
[6]	$E = E_0 * \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^{0,7}$	σ ... Vorhandene Druckspannung σ_0 ... Druckfestigkeit
[96]	$E = 5,5 \cdot 10^4 \cdot \frac{\sigma}{150 + \sigma}$	σ ... Vorhandene Druckspannung
[47]	$E = \frac{6 \cdot 10^4}{0,6 - 2,5 \sqrt{\frac{\sigma}{1160}} + 0,7}$	σ ... Vorhandene Druckspannung
Gehler [60]	$E = \frac{555.000 * W_b}{W_b + 200}$	W_b Würfelfestigkeit in kp/cm^2
Bach, Schüle, Graf, Ros [93]	$E = \frac{588.000 * W_b}{W_b + 177}$	W_b Würfelfestigkeit in kp/cm^2
Bach, Schüle, Graf, Ros [34]	$E = \frac{1.000.000}{1,7 + \frac{300}{W_b}}$	W_b Würfelfestigkeit in kp/cm^2
Graf [54]	$E = \frac{1.000.000}{1 + \frac{300}{W_b}}$	W_b Würfelfestigkeit in kp/cm^2
Bach, Schüle, Graf, Ros [34]	$E = \frac{550.000}{150 + K_b} * K_b$	K_b Prismenfestigkeit in kp/cm^2
Bach, Schüle, Graf, Ros [34]	$E = \frac{585.000}{133 + K_b} * K_b$	K_b Prismenfestigkeit in kp/cm^2
Bach, Schüle, Graf, Ros [34]	$E = \frac{E_0}{\alpha + K_b} (\alpha * K_b - \sigma)$	α ... freie wählbare Konstante σ ... Vorhandene Druckspannung
Neue franz. Formel [60]	$E = c * \sqrt{\beta_w}$	C ... Beiwert zwischen 16.000 und 23.000 im Mittel 18.000
Ritter-Mörsch [34]	$E = 1.000 (1,25 * K_b - \sigma)$	σ ... Vorhandene Druckspannung
Byfors [16]	$E_c = E_0 * (f_c)^{a_1}$ Oder $E_c = \frac{E_{0,1} * f_c^{a_1}}{1 + \frac{E_{0,1}}{E_{0,2}} * f_c^{a_1 - a_2}}$	$f_c \leq 1$ MPa: $E_{0,1} = 9.930$ MPa, $a_1 = 2,675$ $f_c > 1$ MPa: $E_{0,1} = 7.250$ MPa, $a_2 = 0,471$ E_c, f_c in MPa
Walz/Wischers [115]	$E = 4.000 * \rho^{1,5} * \beta^{0,5}$	Gilt für Prüfspannungen bis 0,4 β ρ in kg/m^3 E, β in kp/cm^2
CEB/FIP-Richtlinie [20] [70]	$E = 21.000 * \sqrt{\beta_w}$	Gilt für Prüfspannungen bis 0,35 β β_w Betonwürfelfestigkeit an einem Würfel mit 20 cm Kantenlänge E, β in kp/cm^2
Saliger [99]	$E = 23.000 * \sqrt{K_b}$	K_b Betonwürfelfestigkeit
[55]	$E = 5.600 * \sqrt{\beta_w}$	β_w Betonwürfelfestigkeit E, β_w in MPa
Bael, Bpel [69]	$E_{id} = 11.000 * \sqrt[3]{f_{cd}}$	Gilt bis Beton C 60 E_{id}, f_{cd} in MPa
ACI 318 (USA) [1]	$E_{cd} = 5.000 * \sqrt{f_{cd}}$	Gilt für Normalbeton E_{cd}, f_{cd} in MPa
Klink [63]	$E_c = 0,3 * \rho^{1,75} * f_c^{0,5}$	ρ in kg/m^3 E_c, f_c in MPa
Hochfester Beton		
Carrasquillo/Nilson/Slate [17], ACI 363R-23 [1]	$E_c = 3.320 * \sqrt{f_c} + 6900$	Gilt für 21 MPa < f_c < 83 MPa E_c, f_c in MPa
NS 3473 (Norwegen) [51]	$E = 10.000 * (\beta_c)^{0,3}$	β_c Zylinderdruckfestigkeit \varnothing 150 mm / 300 mm E, β_c in MPa
Held [51]	$E = 12.500 * (\beta_c)^{0,3}$	In Anlehnung an NS 3473 mit Splitt statt Kies

Abbildung A.1: Formeln verschiedener Autoren zur mathematischen Vorausberechnung [WIN-10]

A.2 Einfluss von Temperatur und Feuchte auf die Druckfestigkeit von Beton

Da E-Modul und Druckfestigkeit rechnerisch miteinander verbunden sind, ist es nicht verwunderlich, dass in der Vergangenheit Ansätze zur Berücksichtigung der Temperatur und des Feuchtegehalts aufgestellt worden sind.

Nach [GUO-02] sind in der Vergangenheit verschiedene Ansätze zur Beschreibung des Temperatur- und Feuchteinflusses auf die Druckfestigkeit von Beton aufgestellt worden. Diese werden im Folgenden diskutiert:

In [GOT-79] wird folgender Ansatz beschrieben:

$$\Delta f_{c,T} = \begin{cases} \left[12 - \frac{1}{2700} (T + 180)^2 \right] \cdot U_m, & -120^\circ\text{C} < T \leq 20^\circ\text{C} \\ 10.7 \cdot U_m, & -196^\circ\text{C} < T \leq -120^\circ\text{C} \end{cases} \quad (\text{A.1})$$

Mit $\Delta f_{c,T}$ = Zuwachs der Druckfestigkeit in N/mm^2

U_m = Mittlerer Betonfeuchtegehalt in Gew. %

Dieser Ansatz zeigt deutlich, dass die Druckfestigkeit von Temperatur und Feuchtegehalt des Materials abhängig ist.

[GUO-02] beschreibt als weiteren Ansatz einen Ansatz aus [SCH-87]:

$$f_{c,T} = f_{c,0} + 12U_m \left[1 - \left(\frac{T + 170}{190} \right)^2 \right] \quad (\text{A.2})$$

Mit $f_{c,T}$ = Temperaturbedingte Zylinderdruckfestigkeit von Beton in N/mm^2

$f_{c,0}$ = Zylinderdruckfestigkeit von Beton bei 20°C in N/mm^2

U_m = Mittlerer Betonfeuchtegehalt in Gew. %

[SCH-87] weist ebenfalls auf die Gleichung (A.1) aus [GOT-79] hin und schreibt, dass die Ergebnisse nach Gleichung (A.1) etwas geringer ausfallen als die nach Gleichung (A.2).

B Zustandsbewertung durch Belastungstests

Eine Möglichkeit der Bewertung von Bauwerken ist die Durchführung sogenannter Belastungstests. Eine Grundlage für die Durchführung von Belastungstests stellt die Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton [DAfStb 00] zur Verfügung. Ziel dieser Richtlinie ist, weniger den aktuellen Zustand hinsichtlich Schäden am Bauwerk zu bewerten, sondern viel mehr die Tragfähigkeit abzuschätzen. Die Beurteilung des Istzustandes soll durch Inaugenscheinnahme (visuelle Untersuchung), durch zerstörungsfreie und/oder durch zerstörende Prüfverfahren (sofern erforderlich) erfolgen. Nach den Vorgaben der Richtlinie darf ein Belastungsversuch den Standsicherheitsnachweis ergänzen, wenn der Standsicherheitsnachweis trotz gründlicher Bauwerksuntersuchung rechnerisch nicht erbracht werden konnte. Die Durchführung von Belastungsversuchen ist nur zulässig, wenn Vorsorge gegen unangekündigtes Versagen getroffen worden ist. Die Belastungsversuche sollen zerstörungsfrei durchgeführt werden und dürfen nicht bis zum Versagen des Bauwerks geführt werden.

Der rechnerische Nachweis erfolgt auf der Grundlage der Nachweisführung mit Teilsicherheitsbeiwerten für die Einwirkungen und die Festigkeiten. Sind durch Untersuchungen die ständigen Einwirkungen sowie die charakteristischen Festigkeiten bekannt, so dürfen deren Teilsicherheitsbeiwerte von den im Eurocode beschriebenen Teilsicherheitsbeiwerten abweichen. In diesem Fall dürfen folgende Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt werden:

- ständige Einwirkungen: $\gamma_G = 1.15$
- für Beton: $\gamma_C = 1.40$
- für Betonstahl: $\gamma_S = 1.10$

Im Einzelfall dürfen auch weitergehende Abminderungen der Teilsicherheitsbeiwerte vorgenommen werden, sind aber fallspezifisch zu begründen.

Nach dieser Richtlinie dienen Belastungsversuche nicht direkt zur Detektion von Schäden, können aber die visuelle Untersuchung ergänzen bei unzureichender Kenntnis des Einflusses von Schäden im Istzustand oder unzureichender Kenntnis weiterer Faktoren wie z.B. dem Zusammenwirken von Bauteilen oder der Wirksamkeit durchgeführter Verstärkungsmaßnahmen. In diesen Fällen wird der Belastungsversuch in der Regel zur Überprüfung von Berechnungsannahmen durchgeführt.

Soll durch den Belastungsversuch die Tragsicherheit für eine weitere Nutzung des Bauwerks nachgewiesen werden, so wird der Belastungsversuch in der Regel bis zum Erreichen einer Versuchsziellast durchgeführt.

Bei der Belastungsanordnung der Versuchslast ist darauf zu achten, dass diese entweder den Einwirkungen des nachfolgenden Nutzungszeitraums entspricht oder bei Überprüfung von Berechnungsannahmen der in der Berechnung gewählten Belastung entspricht.

Als maximal zulässige Belastung im Versuch ist die Versuchsgrenzlasterlast anzunehmen. Diese gilt als erreicht, wenn eines der Verformungskriterien nach Tabelle B.1 erreicht ist, oder wenn

- Messwerte auf kritische Veränderungen schließen lassen, die bei weiterer Laststeigerung zu einer Schädigung des Bauwerks führen,
- eine Gefährdung der Standsicherheit zu erkennen ist, oder wenn
- kritische Auflagerverschiebungen auftreten.

Für die Auswertung des Belastungsversuchs sind die Messergebnisse den rechnerischen Ergebnissen gegenüberzustellen und zu bewerten. Die Richtlinie besagt, dass bei der Auswertung der Einfluss der Umgebungsbedingungen auf die Messergebnisse des Belastungsversuchs zu berücksichtigen ist. Detailliertere Angaben dazu werden nicht gegeben.

Tabelle B.1: Verformungskriterien und ihre messtechnische Erfassung [DAfStb 00]

	Verformungsart	Verformungskriterium	messtechnische Erfassung
1	Betondehnung	$\epsilon_c < \epsilon_{c,lim} - \epsilon_{c0}$ ϵ_c gemessene Betondehnung während des Belastungsversuchs $\epsilon_{c,lim}$ Grenzwert der Betondehnung 0.6 ‰; er darf für $\geq B25$ bis maximal 0.8 ‰ vergrößert werden ϵ_{c0} rechnerisch ermittelte Kurzzeitdehnung des Betons nach Abschnitt 4.4 infolge der vor dem Belastungsversuch vorhandenen ständigen Einwirkungen	Messung der Dehnung des Betons, Schallemissionsmessung ¹⁴
2	Dehnung des Betonstahls	$\epsilon_{s2} < 0.7 f_{ym} / E_s - \epsilon_{s02}$ wenn genauere σ - ϵ -Linie vorliegt: $\epsilon_{s2} < 0.9 f_{0,01m} / E_s - \epsilon_{s02}$ f_{ym} Mittelwert der Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze $f_{0,01m}$ Mittelwert der Festigkeit des Betonstahls an der 0.01% Dehngrenze (Elastizitätsgrenze) E_s Elastizitätsmodul für Betonstahl ϵ_{s2} gemessener oder aus den Messwerten umgerechneter Wert der Betonstahldehnung im Riss während des Belastungsversuchs ϵ_{s02} rechnerisch im Zustand II ermittelte Betonstahldehnung im Riss nach Abschnitt 4.4 infolge der vor dem Belastungsversuch vorhandenen ständigen Einwirkungen	Messung der Dehnung des Betonstahls oder mittlere Dehnung der Zugzone

¹⁴ Als begleitende Messung empfohlen [DAfStb 00].

ANHANG

3	Lastabhängige Rissbreite bzw. Rissbreitenänderung	<p>Vorhandene Risse $\Delta w \leq 0.3$ mm</p> <p>Rissbreitenzunahme nach Entlastung $\leq 0.2 \Delta w$</p> <p>Neu entstandene Risse $w \leq 0.5$ mm</p> <p>Rissbreite nach Entlastung $\leq 0.3 w$</p> <p>Unter Gebrauchslast sind die zulässigen Rissbreiten einzuhalten.</p>	Messung der Rissbreite bzw. Rissbreitenänderung
4	Durchbiegung	<p>Im gerissenen Zustand:</p> <p>Deutliches Anwachsen des nichtlinearen Verformungsanteils; mehr als 10 % bleibende Verformungen nach Entlastung</p>	Online-Beobachtung des Last-Durchbiegungsdiagramms
5	Verformung im Schubbereich schubbewehrter Balken	60 % der Kriterien nach Zeile 1	Messung der Verformung in den Betondruckstreben
		50 % der Kriterien nach Zeile 2	Messung der Dehnung der Schubbewehrung

C Klimakammertests

C.1 Rechnerische Ermittlung des Elastizitätsmoduls aus der versuchstechnisch ermittelten Druckfestigkeit.

Aus der produktionseigenen Qualitätskontrolle hat sich für die Betondruckfestigkeit ein Wert von $f_{ck,cube} = 66.44 \text{ N/mm}^2$ ergeben. Daraus lässt sich näherungsweise die Zylinderdruckfestigkeit bestimmen, aus welcher im Anschluss der E-Modul bestimmt werden kann:

$$f_{ck,cyl} \approx 0.8 \cdot f_{ck,cube} \quad (C.1)$$

$$\approx 0.8 \cdot 66.44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \approx 53.15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{com} = 9500 \cdot (f_{ck,cyl} + 8)^{1/3} \quad (C.2)$$

$$= 9500 \cdot (53.15 + 8)^{\frac{1}{3}} = 37427 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Aus der im Versuch ermittelten Betondruckfestigkeit ergibt sich demnach ein Elastizitätsmodul von $E = 37427 \text{ N/mm}^2$. Da es sich bei den Formeln für die Berechnung um Näherungsformeln handelt, ist zu erwähnen, dass dieser errechnete E-Modul ebenfalls nur ein angenäherter E-Modul ist. Vergleicht man diesen E-Modul mit dem für diesen Beton in der Norm angegebenen E-Modul ($E = 35700 \text{ N/mm}^2$), so stellt man fest, dass diese beiden um 4.8 % voneinander differieren.

C.2 Analytische Berechnung und FE-Berechnung der Verformungen

C.2.1 Rechnerische Durchbiegungen und Dehnungen mittels FE-Berechnung für $E = 35700 \text{ N/mm}^2$

Tabelle C.1 gibt die berechneten Durchbiegungen in Feldmitte und in den Viertelpunkten für die FE-Berechnung und für die analytische Berechnung an. Abbildung C.1 verdeutlicht die modellbedingte Abweichung der FE-Berechnung von der analytischen Berechnung. In der analytischen Berechnung werden der Schubmodul und daraus bedingte Steifigkeiten nicht mitberücksichtigt. Diese sind in der FE-Berechnung mit einbezogen. Tabelle C.2 zeigt die analytisch berechneten Dehnungen in Feldmitte und in den Viertelpunkten an der Betonunterseite (Viertelpunkt: D-1 und D-4, Feldmitte: D-2 und D-3) und 2.5 cm unterhalb der Betonoberseite (Viertelpunkt: D-5 und D-8, Feldmitte: D-6 und D-7).

Tabelle C.1: Rechnerische Durchbiegung der einzelnen Laststufen

Laststufe		#0	#1	#2	#3	#4	#5	#6
Analytische Berechnung	W-8 [mm]	0.000	0.110	0.165	0.221	0.276	0.331	0.375
	W-2 [mm]	0.000	0.160	0.241	0.321	0.401	0.481	0.545
	W-9 [mm]	0.000	0.110	0.165	0.221	0.276	0.331	0.375
FE-Berechnung	W-8 [mm]	0.000	0.111	0.167	0.222	0.278	0.334	0.378
	W-2 [mm]	0.000	0.163	0.244	0.326	0.408	0.489	0.554
	W-9 [mm]	0.000	0.111	0.167	0.222	0.278	0.334	0.378

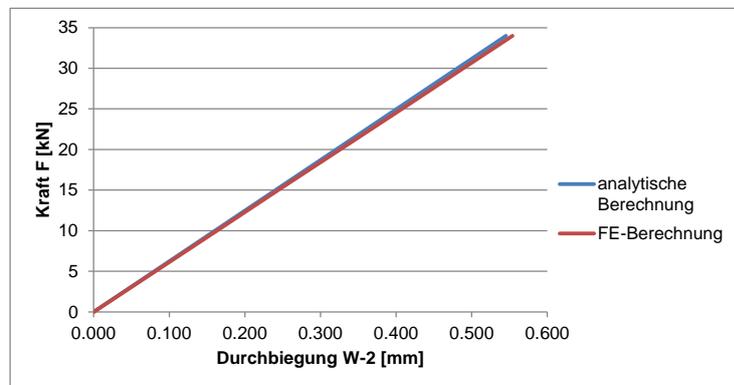


Abbildung C.1: Kraft-Weg-Diagramm in Feldmitte - Vergleich analytische und FE-Berechnung

Tabelle C.2: Rechnerische Dehnungen an der Unterseite (D-1 bis D-4) und 2.5 cm unterhalb der Betonoberfläche (D-5 bis D-8) (aus analytischer Berechnung)

Laststufe		#0	#1	#2	#3	#4	#5	#6
D-1	[‰]	0.000	0.027	0.041	0.055	0.069	0.082	0.093
D-2	[‰]	0.000	0.055	0.082	0.110	0.137	0.165	0.187
D-3	[‰]	0.000	0.055	0.082	0.110	0.137	0.165	0.187
D-4	[‰]	0.000	0.027	0.041	0.055	0.069	0.082	0.093
D-5	[‰]	0.000	-0.020	-0.029	-0.039	-0.049	-0.059	-0.066
D-6	[‰]	0.000	-0.039	-0.059	-0.078	-0.098	-0.117	-0.133
D-7	[‰]	0.000	-0.039	-0.059	-0.078	-0.098	-0.117	-0.133
D-8	[‰]	0.000	-0.020	-0.029	-0.039	-0.049	-0.059	-0.066

C.2.2 Rechnerische Durchbiegungen und Dehnungen für $E = 37427 \text{ N/mm}^2$ (aus Druckfestigkeit errechneter E-Modul)

Tabelle C.3: Rechnerische Durchbiegung der einzelnen Laststufen für $E = 37427 \text{ N/mm}^2$

Laststufe		#0	#1	#2	#3	#4	#5	#6
Analytische Berechnung	W-8 [mm]	0.000	0.105	0.158	0.210	0.263	0.316	0.358
	W-2 [mm]	0.000	0.153	0.230	0.306	0.383	0.459	0.520
	W-9 [mm]	0.000	0.105	0.158	0.210	0.263	0.316	0.358

Tabelle C.4: Rechnerische Dehnungen an der Unterseite (D-1 bis D-4) und 2.5 cm unterhalb der Betonoberfläche (D-5 bis D-8) (aus analytischer Berechnung) für $E = 37427 \text{ N/mm}^2$

Laststufe		#0	#1	#2	#3	#4	#5	#6
D-1	[‰]	0.000	0.026	0.039	0.052	0.065	0.079	0.089
D-2	[‰]	0.000	0.052	0.079	0.105	0.131	0.157	0.178
D-3	[‰]	0.000	0.052	0.079	0.105	0.131	0.157	0.178
D-4	[‰]	0.000	0.026	0.039	0.052	0.065	0.079	0.089
D-5	[‰]	0.000	-0.019	-0.028	-0.037	-0.047	-0.056	-0.063
D-6	[‰]	0.000	-0.037	-0.056	-0.075	-0.093	-0.112	-0.127
D-7	[‰]	0.000	-0.037	-0.056	-0.075	-0.093	-0.112	-0.127
D-8	[‰]	0.000	-0.019	-0.028	-0.037	-0.047	-0.056	-0.063

Berechnungen für den aus dem Druckfestigkeitsversuch errechneten Elastizitätsmodul ergeben für die Durchbiegungen und Dehnungen Werte, die um 4.8 % geringer sind als die für einen E-Modul von 35700 N/mm^2 errechneten Durchbiegungen und Dehnungen. Abbildung C.2 zeigt den Vergleich der für beide E-Module errechneten Durchbiegungen in Feldmitte.

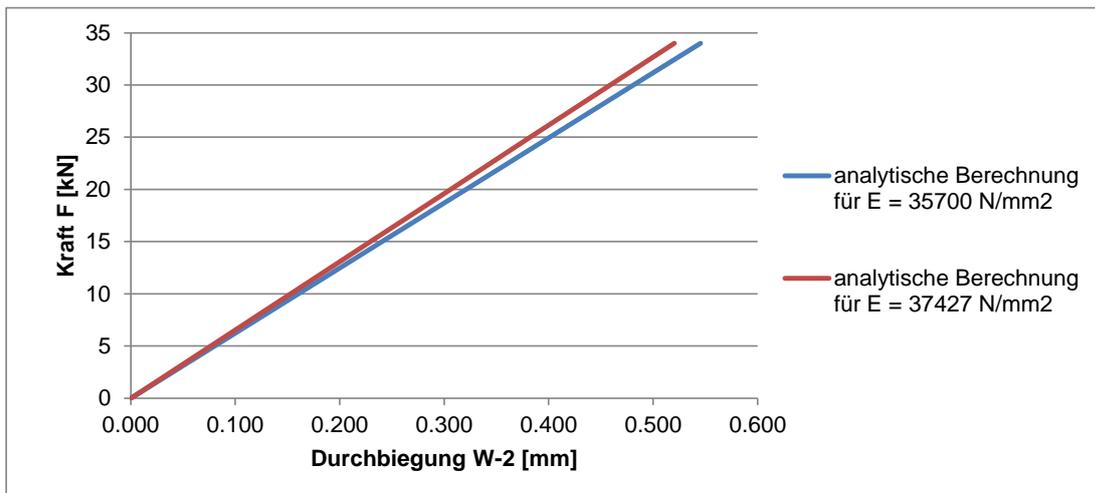


Abbildung C.2: Vergleich der analytisch berechneten Durchbiegungen in Feldmitte für $E = 35700 \text{ N/mm}^2$ und $E = 37427 \text{ N/mm}^2$

C.3 Messtechnik und Sensorpositionierung

C.3.1 Messung der klimatischen Gegebenheiten im Beton (Temperatur und Feuchtegehalt)

Zur Messung der Feuchtigkeit von zementgebundenen Baustoffen wie zum Beispiel Beton oder Estrich stehen verschiedene Möglichkeiten zur Verfügung, deren baupraktischer Einsatz seit einiger Zeit diskutiert wird. Gerade bei Estrichbelägen ist die Bestimmung des Feuchtegehalts wichtig, um eine Aussage über die Belegreife des Estrichs vornehmen zu können [RIE-04]. Rieche nennt in seiner Veröffentlichung als standardmäßige Messverfahren zur Feuchtebestimmung die Darr-Methode und die CM-Methode. Beide Methoden haben aber den Nachteil, dass eine Probe bzw. ein Probenstück aus dem Estrich bzw. aus dem Beton entfernt werden muss, um den Feuchtegehalt zu bestimmen. Diese beiden Methoden sind demnach nicht zerstörungsfrei und führen zu Fehlstellen, die nachträglich ausgebessert werden müssten [RIE-04].

In den hier vorliegenden Versuchen sind solche Fehlstellen jedoch zu vermeiden, da diese Diskontinuitäten im System darstellen und somit in Abhängigkeit ihrer Lage die Beurteilung des Verformungsverhaltens beeinflussen. Eine Messmethode, die den Querschnitt nicht verändert, wäre also im Hinblick auf die Analyse der Ergebnisse besser geeignet.

Eine solche Methode ist die Messung der Luftausgleichsfeuchte. Diese Methode wird ebenfalls in [RIE-04] vorgestellt. Das Prinzip dieser Messung beruht darauf, dass Materialien durch Sorption Wasser aus der umgebenden Luft aufnehmen oder aber an diese abgeben. Wie viel Feuchtigkeit ein Material aus der Luft aufnimmt oder abgibt, ist abhängig von dem zur Verfügung stehenden Wasserangebot, also der relativen Luftfeuchte [RIE-04]. Es wird gerade so viel Feuchtigkeit aufgenommen, bis sich ein Gleichgewichtszustand einstellt. Im Gleichgewichtszustand besteht über die sogenannten Sorptionsisothermen ein Zusammenhang zwischen der Feuchte des Baustoffs und der relativen Luftfeuchte der umgebenden

Luft bei einer bestimmten Temperatur. Dieser Zusammenhang gilt nicht nur für den Ausgleich zwischen Material und umgebender Luft, sondern in gleichem Maße auch für den Ausgleich der Feuchte zwischen Material und der Luft im Inneren eines Hohlraums im Material [RIE-08], [RIE-11]. Man kann demnach in einem Hohlraum die Luftfeuchtigkeit messen und somit über die Sorptionsisothermen den Feuchtegehalt des Baustoffs ermitteln. Diese Sorptionsisothermen sind materialspezifisch. Diagramme für verschiedene Materialien (z. B. Beton, Kalksandstein, diverse Putzarten, etc.) sind in [HOH-03] gegeben (siehe Abbildung C.3).

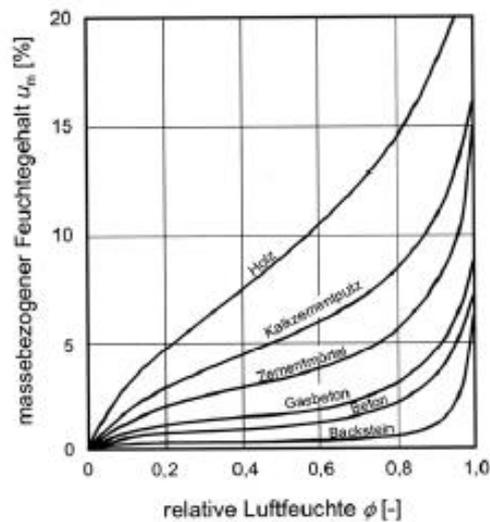


Abbildung C.3: Sorptionsisothermen für Beton, Backstein, Porenbeton, Zementmörtel, Kalkzementputz und Holz [HOH-03]

Ein entsprechender Hohlraum kann auch durch Bohrung künstlich erzeugt werden. Es ist darauf zu achten, dass das Bohrloch entsprechend abgedichtet ist, um eine Beeinflussung aus der äußeren Umgebungsluft zu vermeiden.

In den im Folgenden beschriebenen Laborversuchen wird die Bauteilfeuchte nach diesem Prinzip ermittelt. In ein Bohrloch an der Stirnseite der Betonplatte wird eine Feuchtesonde, welche gleichzeitig die Temperatur im Bohrloch misst, eingeführt und das Bohrloch anschließend mit entsprechender Abdeckknete versiegelt. Abbildung C.4 zeigt die Feuchtesonde. In Abbildung C.5 sind der Beton-Querschnitt des Versuchskörpers (ohne Asphalt-schicht) und die Position der Feuchtesonde dargestellt.



Abbildung C.4: Feuchtesonde - links: Feuchtesonde separat; rechts: Feuchtesonde im Bohrloch (mit Abdeckknete abgedichtet)

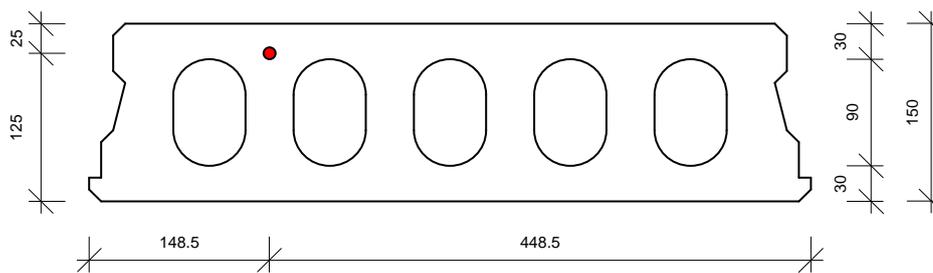


Abbildung C.5: Position der Feuchtesonde

C.4 Abweichung der Sensoren der Platte ACCS-1 ohne Asphalt für die einzelnen Klimastufen, bezogen auf Klimastufe K-1 (Referenzmessung)

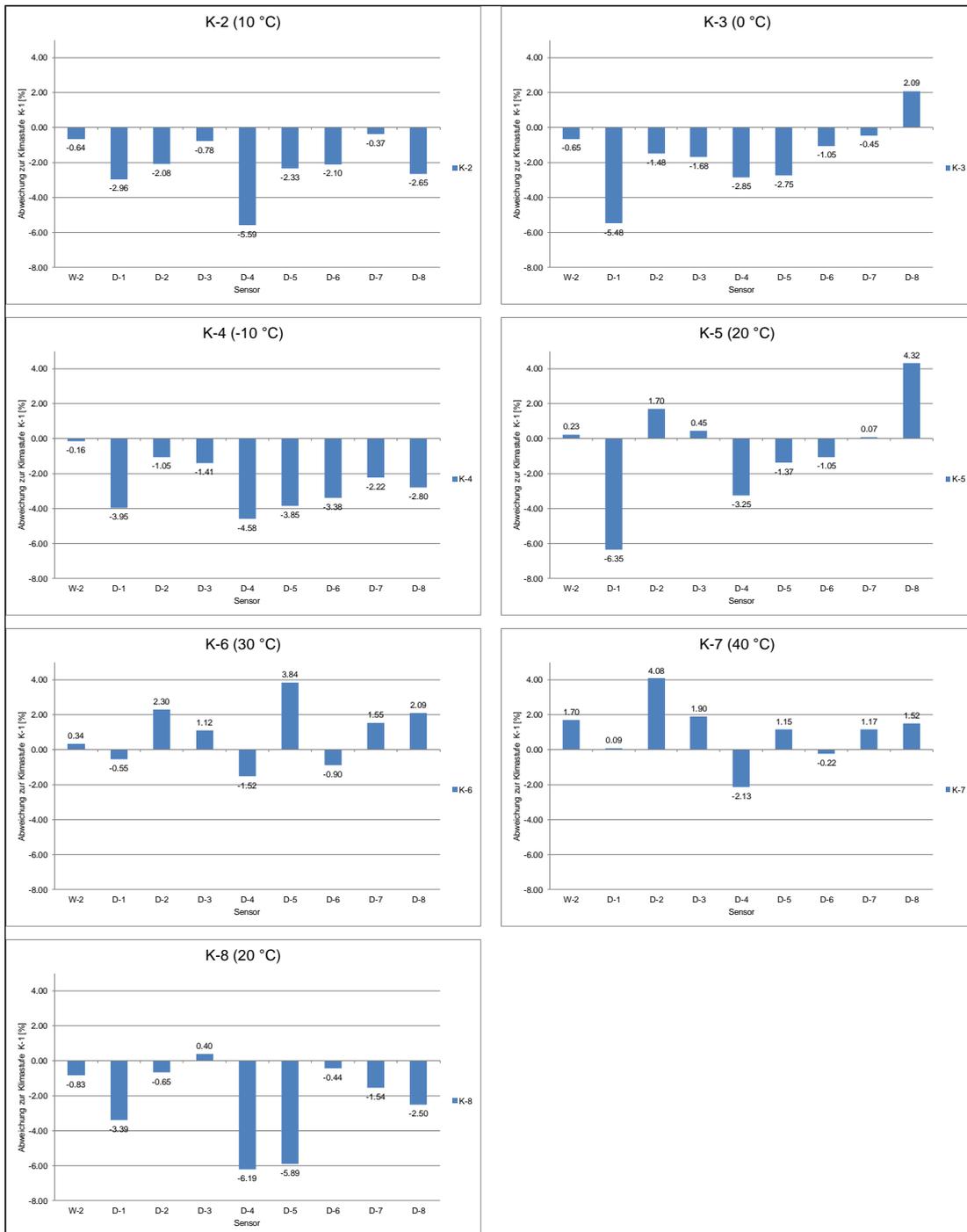


Abbildung C.6: Abweichung der Sensoren der Platte ACCS-1 ohne Asphalt für die einzelnen Klimastufen, bezogen auf Klimastufe K-1 (Referenzmessung)

C.5 Errechneter Elastizitätsmodul der Platte ACCS-1 ohne Asphalt

Tabelle C.5: Messwerte der Durchbiegung W-2 und der Dehnungen D-1 bis D-8 - zugehörig zur Kraft F = 33 kN

Klimastufe	W-2 [mm]	D-1 [m/m]	D-2 [m/m]	D-3 [m/m]	D-4 [m/m]	D-5 [m/m]	D-6 [m/m]	D-7 [m/m]	D-8 [m/m]
K-4 (-10 °C)	0.53149	8.5048·10 ⁻⁵	0.00017530	0.00017076	9.1101·10 ⁻⁵	-6.781·10 ⁻⁵	-0.0001248	-0.0001283	-6.733·10 ⁻⁵
K-3 (0 °C)	0.52884	8.3693·10 ⁻⁵	0.00017453	0.00017028	9.2753·10 ⁻⁵	-6.858·10 ⁻⁵	-0.0001278	-0.0001306	-7.072·10 ⁻⁵
K-2 (10 °C)	0.52889	8.5926·10 ⁻⁵	0.00017347	0.00017184	9.0136·10 ⁻⁵	-6.888·10 ⁻⁵	-0.0001265	-0.0001307	-6.744·10 ⁻⁵
K-1 (20 °C)	0.53232	8.8545·10 ⁻⁵	0.00017715	0.00017319	9.5473·10 ⁻⁵	-7.052·10 ⁻⁵	-0.0001292	-0.0001312	-6.927·10 ⁻⁵
K-5 (20 °C)	0.53354	8.2921·10 ⁻⁵	0.00018016	0.00017397	9.2369·10 ⁻⁵	-6.955·10 ⁻⁵	-0.0001278	-0.0001313	-7.227·10 ⁻⁵
K-8 (20 °C)	0.52793	8.5543·10 ⁻⁵	0.00017600	0.00017388	8.9558·10 ⁻⁵	-6.637·10 ⁻⁵	-0.0001286	-0.0001291	-6.754·10 ⁻⁵
K-6 (30 °C)	0.53412	8.8061·10 ⁻⁵	0.00018123	0.00017513	9.4019·10 ⁻⁵	-7.323·10 ⁻⁵	-0.0001280	-0.0001332	-7.072·10 ⁻⁵
K-7 (40 °C)	0.54137	8.8625·10 ⁻⁵	0.00018439	0.00017649	9.3437·10 ⁻⁵	-7.133·10 ⁻⁵	-0.0001289	-0.0001327	-7.032·10 ⁻⁵

Tabelle C.6: E-Module der einzelnen Klimastufen für Platte ACCS-1 ohne Asphalt (errechnet aus den einzelnen Sensoren)

Klima- stufe	E(W-2) [N/mm ²]	E(D-2) [N/mm ²]	E(D-3) [N/mm ²]	E(D-6) [N/mm ²]	E(D-7) [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]	Standart- abw.	[%]
K-4 (-10 °C)	35586	36930	37912	36926	35932	36657	921	2.51
K-3 (0 °C)	35769	37098	38023	36062	35296	36450	1100	3.02
K-2 (10 °C)	35785	37345	37700	36468	35289	36518	1016	2.78
K-1 (20 °C)	35669	36686	37525	35817	35272	36194	906	2.50
K-5 (20 °C)	35500	35986	37266	36108	35159	36004	802	2.23
K-8 (20 °C)	35855	36813	37262	35865	35713	36301	693	1.91
K-6 (30 °C)	35431	35743	36987	36022	34619	35760	864	2.42
K-7 (40 °C)	34945	35118	36689	35765	34737	35451	792	2.23

C.6 Messwerte der Platte ACCS-2 ohne Asphalt

Abbildung C.7 zeigt die gemessenen Verformungen in Feldmitte der Platte ACCS-2 ohne Asphalt, aufgetragen über die Versuchszeit. Abbildung C.8 stellt das Kraft-Weg-Diagramm dieser Platte dar. In beiden Abbildungen ist ersichtlich, dass zwar ein temperaturbedingter Einfluss auf das Verformungsverhalten vorhanden ist, dieser jedoch gering ist. Für Platte ACCS-2 variiert die Verformung für die Klimastufe K-3 (0 °C) bzw. K-7 (40 °C) am stärksten von der Klimastufe K-1 (20 °C / Referenzmessung). Klimastufe K-3 (0 °C) weicht im Mittel um -1.05 % von den Verformungen der Klimastufe K-1 (20 °C) ab und Klimastufe K-7 (40 °C) um 5.64 % (siehe Abbildung C.9). Die Abweichungen der übrigen Klimastufen von der Klimastufe K-1 (20 °C / Referenzmessung) sind in Abbildung C.10 gegeben.

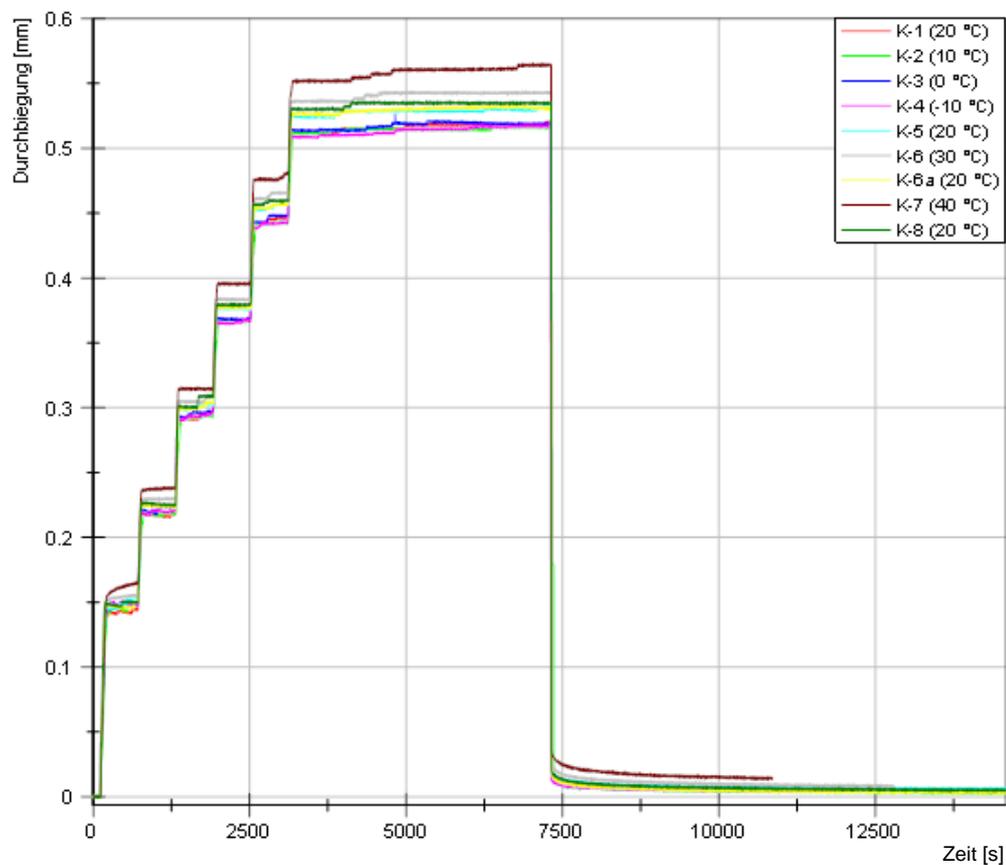


Abbildung C.7: Gemessene Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-2 ohne Asphalt - Vergleich des Temperatureinflusses

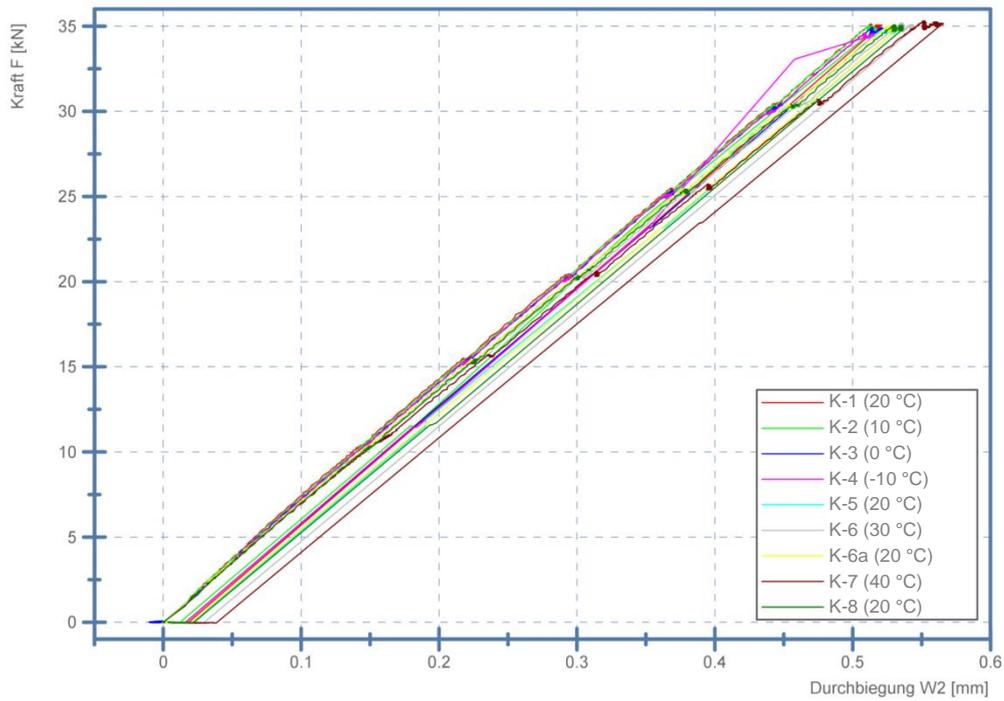


Abbildung C.8: Kraft-Weg-Diagramm für die Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-2 ohne Asphalt - Vergleich des Temperatureinflusses¹⁵

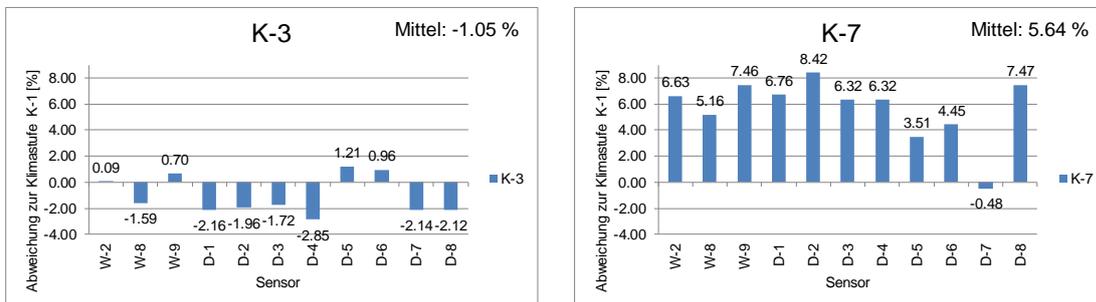


Abbildung C.9: Sensorenbezogene Abweichung der Klimastufe K-3 (0 °C) (links) bzw. K-7 (40 °C) (rechts) von der Klimastufe K-1 (20 °C) (Referenzmessung) für die Platte ACCS-2 ohne Asphalt

¹⁵ Knick im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelergebnissen erfolgt die Entlastung schlagartig.

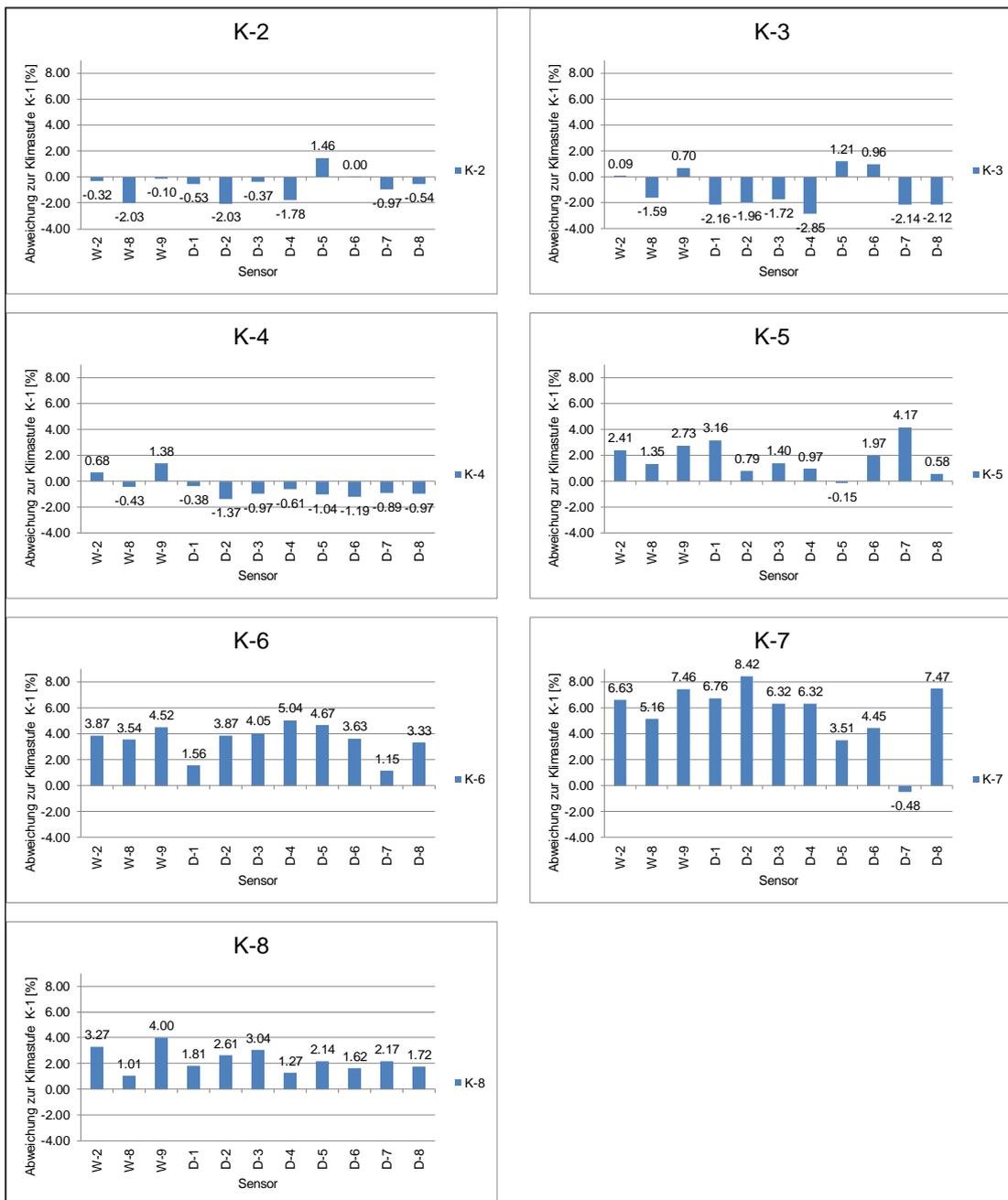


Abbildung C.10: Abweichung der Sensoren der Platte ACCS-2 ohne Asphalt für die einzelnen Klimastufen, bezogen auf Klimastufe K-1 (20 °C) (Referenzmessung)

Die Mittelwerte der aus den Messwerten berechneten E-Module der Platte ACCS-2 ohne Asphalt sind in Tabelle C.7 dargestellt. Der E-Modul dieser Platte fällt höher aus als der der Platte ACCS-1 ohne Asphalt. Die aus den einzelnen Sensoren berechneten E-Module sind in Tabelle C.9 gegeben. Ein Vergleich der E-Module zeigt auch hier tendenziell einen Anstieg des E-Moduls bzw. der Steifigkeit bei fallender Temperatur und eine Reduktion des E-Moduls bei steigender Temperatur. Wie schon bei der Platte ACCS-1 sind auch hier die Unterschiede zwischen den einzelnen Klimastufen sehr gering. In Klimastufe K-4 (-10 °C) weicht der E-Modul von dem aus Klimastufe K-1 (20 °C) um 0.7 % ab. Verglichen dazu

weicht der E-Modul durch die Erwärmung in Klimastufe K-7 (40 °C) um 4.8 % ab. Die Betrachtung der E-Module bei 20 °C ergibt, dass der E-Modul in Klimastufe K-5 (20 °C) und in Klimastufe K-8 (20 °C) jeweils niedriger ist als der in Klimastufe K-1 (20 °C), die maximale Differenz liegt hier bei 2.7 %. Tabelle C.7 zeigt außerdem die nach den Ansätzen von Budelmann [BUD-89] und Model Code 90 [MC-90] ermittelten E-Module. Bei der Berechnung nach [MC-90] und [BUD-89] wird von einem Referenz-E-Modul von 39083 N/mm² ausgegangen, da dieser den E-Modul für die Platte ACCS-2 in Klimastufe K-1 (20 °C) hinreichend genau beschreibt. Die Ansätze zur Berechnung des E-Moduls nach [MC-90] und nach [BUD-89] führen zwischen Klimastufe K-3 (0 °C) und K-1 (20 °C) zu einer Differenz des E-Moduls von 6.0 % bzw. 5.7 % und somit zu 6.0 % bzw. 5.7 % geringeren Verformungen. Der E-Modul von Klimastufe K-7 (40 °C) ist um 6.0 % bzw. 5.7 % geringer und daraus resultierend sind die Verformungen um den entsprechenden Prozentsatz höher als die von Klimastufe K-1 (20 °C). Die Verformungsdifferenz zwischen K-7 (40 °C) und K-1 (20 °C) lässt sich demnach relativ gut durch die Ansätze nach [MC-90] und [BUD-89] beschreiben. Für die Erklärung der Steifigkeitszunahme durch Abkühlung der Temperatur sind diese Ansätze nicht ausreichend. Ein Vergleich dieser Werte mit den aus den Messwerten ermittelten E-Modulen (Mittelwerte) zeigt, dass der E-Modul durch die Ansätze nach [MC-90] und [BUD-89] überschätzt wird. Nach diesen Ansätzen wäre das System steifer, als dies im Versuch tatsächlich der Fall ist. Abbildung C.11 zeigt die errechneten E-Module der einzelnen Sensoren und deren Mittelwert in Abhängigkeit der Temperatur für die Platte ACCS-2.

Tabelle C.7: Mittelwerte der aus den Messwerten der Sensoren ermittelten E-Module der Platte ACCS-2 ohne Asphalt und berechnete E-Module nach den Ansätzen aus [MC-90] und [BUD-89]

Klimastufe	Mittelwert	E-Modul nach	E-Modul nach
	E-Modul [N/mm ²]	[MC-90] [N/mm ²]	[BUD-89] [N/mm ²]
K-4 (-10 °C)	39369	42600	42433
K-3 (0 °C)	39301	41428	41316
K-2 (10 °C)	39252	40255	40200
K-1 (20 °C)	39083	39083	39083
K-5 (20 °C)	38130	39083	39083
K-8 (20 °C)	38047	39083	39083
K-6 (30 °C)	37707	37911	37966
K-7 (40 °C)	37206	36738	36849

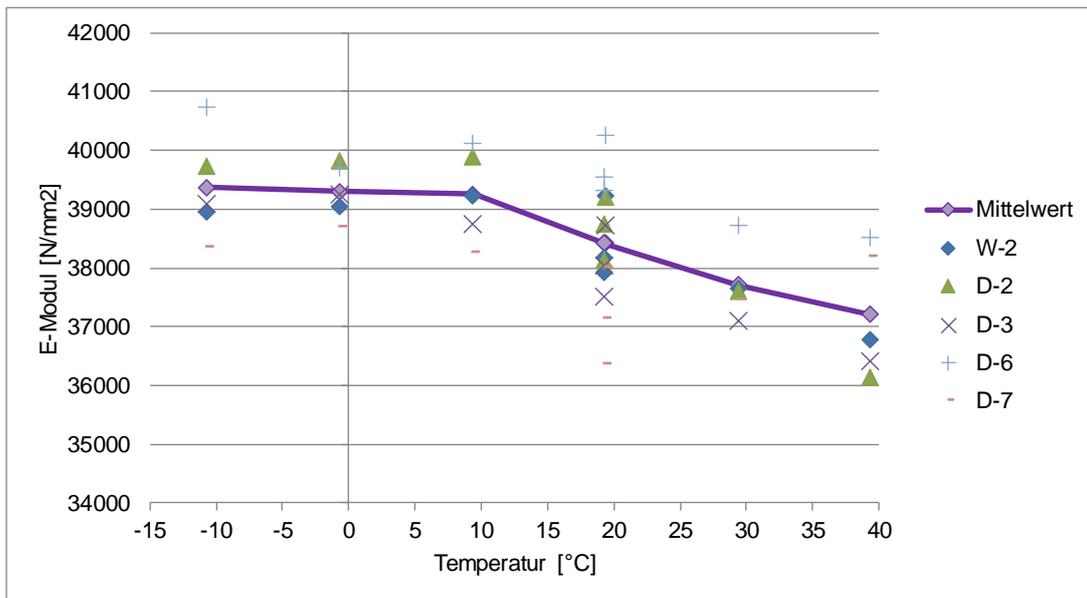


Abbildung C.11: Errechneter E-Modul der Platte ACCS-2 für die Sensoren in Feldmitte

Tabelle C.8: Messwerte der Durchbiegung W-2 und der Dehnungen D-1 bis D-8 - zugehörig zur Kraft F = 33 kN

Klimastufe	W-2 [mm]	D-1 [m/m]	D-2 [m/m]	D-3 [m/m]	D-4 [m/m]	D-5 [m/m]	D-6 [m/m]	D-7 [m/m]	D-8 [m/m]
K-4 (-10 °C)	0.48710	8.0386·10 ⁻⁵	0.00016347	0.00016613	7.9784·10 ⁻⁵	-6.075·10 ⁻⁵	-0.0001135	-0.0001205	-5.734·10 ⁻⁵
K-3 (0 °C)	0.48421	7.8956·10 ⁻⁵	0.00016250	0.00016487	7.7984·10 ⁻⁵	-6.213·10 ⁻⁵	-0.0001160	-0.0001190	-5.667·10 ⁻⁵
K-2 (10 °C)	0.48225	8.0267·10 ⁻⁵	0.00016237	0.00016713	7.8840·10 ⁻⁵	-6.229·10 ⁻⁵	-0.0001149	-0.0001205	-5.759·10 ⁻⁵
K-1 (20 °C)	0.48379	8.0696·10 ⁻⁵	0.00016574	0.00016776	8.0272·10 ⁻⁵	-6.139·10 ⁻⁵	-0.0001149	-0.0001216	-5.790·10 ⁻⁵
K-5 (20 °C)	0.49543	8.3246·10 ⁻⁵	0.00016705	0.00017011	8.1054·10 ⁻⁵	-6.130·10 ⁻⁵	-0.0001171	-0.0001267	-5.824·10 ⁻⁵
K-8 (20 °C)	0.49962	8.2154·10 ⁻⁵	0.00017006	0.00017286	8.1294·10 ⁻⁵	-6.270·10 ⁻⁵	-0.0001168	-0.0001246	-5.890·10 ⁻⁵
K-6 (30 °C)	0.50252	8.1956·10 ⁻⁵	0.00017216	0.00017456	8.4314·10 ⁻⁵	-6.426·10 ⁻⁵	-0.0001191	-0.0001230	-5.983·10 ⁻⁵
K-7 (40 °C)	0.51585	8.6149·10 ⁻⁵	0.00017969	0.00017836	8.5344·10 ⁻⁵	-6.354·10 ⁻⁵	-0.0001200	-0.0001210	-6.223·10 ⁻⁵

Tabelle C.9: E-Module der einzelnen Klimastufen für Platte ACCS-2 ohne Asphalt (errechnet aus den einzelnen Sensoren)

Klima- stufe	E(W-2) [N/mm ²]	E(D-2) [N/mm ²]	E(D-3) [N/mm ²]	E(D-6) [N/mm ²]	E(D-7) [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]	Standart- abw.	[%]
K-4 (-10 °C)	38952	39726	39090	40725	38350	39369	902	2.29
K-3 (0 °C)	39039	39818	39243	39708	38698	39301	466	1.19
K-2 (10 °C)	39232	39883	38748	40125	38272	39252	771	1.96
K-1 (20 °C)	39229	39194	38723	40251	38019	39083	815	2.09
K-5 (20 °C)	38166	38744	38047	39329	36365	38130	1111	2.91
K-8 (20 °C)	37917	38129	37512	39536	37142	38047	914	2.40
K-6 (30 °C)	37646	37611	37095	38718	37465	37707	606	1.61
K-7 (40 °C)	36776	36137	36407	38519	38189	37206	1079	2.90

C.7 Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphalt-schicht für verschiedene Klimastufen

Abbildung C.12 zeigt für die Klimastufe K-1 (20 °C; Referenzmessung) ein Kraft-Weg-Diagramm für den Sensor W-2, welcher die Durchbiegung in Feldmitte aufzeichnet. Dargestellt sind die Verläufe für die Platten ACCS-1 und ACCS-2 sowie der Verlauf der analytischen Berechnung. Die in dieser Abbildung ebenfalls erkennbaren Sprünge der gemessenen Verformung während der Entlastung sind entstanden durch die Mittelwertbildung dreier nicht identischer Entlastungszeitpunkte. In den Einzelversuchen ist die Entlastung jeweils durch plötzliche Wegnahme der Belastung (schlagartige, vollständige Entlastung) durchgeführt worden. Die analytische und die FE-Berechnung sind mit einem E-Modul von 35700 N/mm² durchgeführt worden. Ein Vergleich der Messergebnisse mit den berechneten Durchbiegungen zeigt eine relativ gute Übereinstimmung des Versuchsergebnisses der Platte ACCS-1 mit der analytischen Berechnung. Für die Referenzmessung bei 20 °C (Klimastufe K-1 (20 °C)) unterschreitet die analytische Berechnung in Laststufe #6 den Messwert um 0.4 %. In den unteren Laststufen ist die Differenz zwischen Messung und Berechnung größer. In Laststufe #1 ist die berechnete Verformung um 4.0 % größer als die gemessene Verformung.

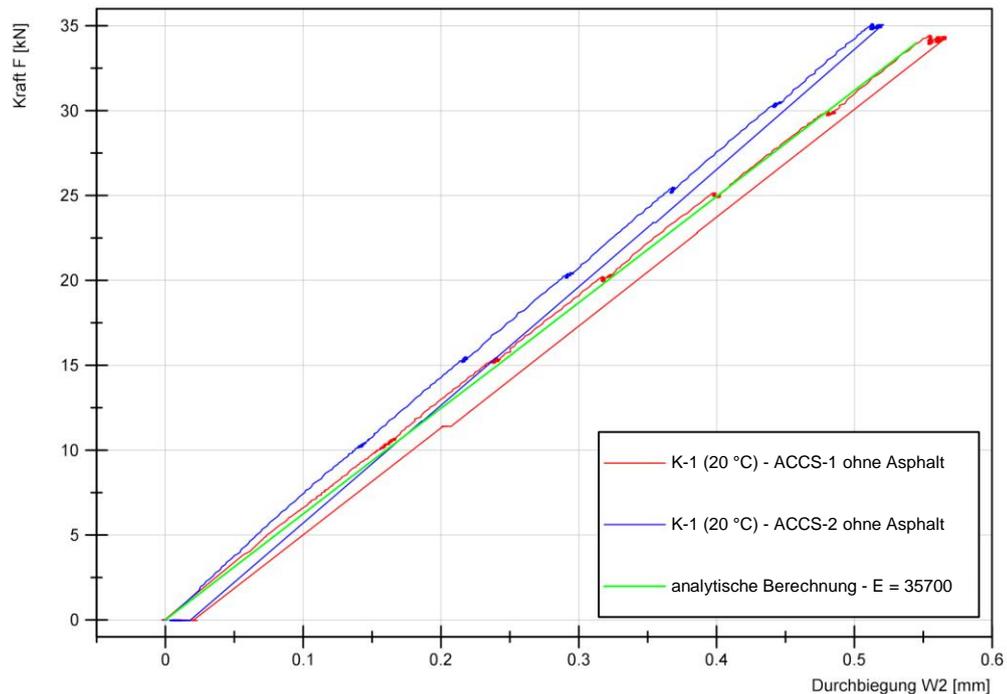


Abbildung C.12: Kraft-Weg-Diagramm für den Sensor W-2 in Klimastufe K-1 (20 °C; Referenzmessung) - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 mit der analytischen Berechnung für $E = 35700 \text{ N/mm}^2$

Abbildung C.12 zeigt ebenfalls, dass das Last-Verformungsverhalten der Platten ACCS-1 und ACCS-2 differiert. Für die Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) weichen die beiden Platten um 9.12 % in Laststufe #6 voneinander ab. Ähnlich den Differenzen zwischen Messwert und Berechnung ist die Differenz zwischen den beiden Platten in den unteren Laststufen größer als in Laststufe #6. Beispielsweise in Laststufe #1 differieren die beiden Platten um 11.8 %. Tabelle C.10 zeigt die Abweichung der beiden Platten für die Klimastufe K-1 (20 °C – Referenzmessung) in Abhängigkeit der Laststufe. Die übrigen Sensoren (Dehnungsmessstreifen D-1 bis D-8) zeigen ebenfalls Abweichungen zwischen den Platten ACCS-1 und ACCS-2. Die je nach Sensor unterschiedlich hohe Abweichung der Sensoren zueinander liegt an den relativ niedrigen Messwerten. Ein Vergleich des Sensors D-3 zeigt eine Differenz von 3.14 % ($\Delta\varepsilon = 0.005 \text{ ‰}$) zwischen beiden Platten, während der Sensor D-8 eine Differenz von 16.41 % ($\Delta\varepsilon = 0.011 \text{ ‰}$) anzeigt. Im Mittel differieren die zwei Platten um 10.13 % (siehe Abbildung C.13). Eine Betrachtung der weiteren Klimastufen zeigt, dass auch in diesen die Verformungen beider Platten unterschiedlich sind (Abbildung C.23).

Eine Begründung für diese Abweichung könnten zum einen herstellungsbedingte Toleranzen sein. Bedingt durch eine abweichende Spanngliedlage variiert die Biegesteifigkeit beider Platten und somit das Last-Verformungsverhalten. Eine Berechnung der Verformung der Laststufen unter Berücksichtigung der genauen Lage der Spannglieder ergibt, dass das ideale Flächenträgheitsmoment der Platte ACCS-2 mit 14891.49 cm^4 geringer ist als das der Platte ACCS-1 ($I = 14899.38 \text{ cm}^4$). Daraus folgt, dass die Platte ACCS-2 eigentlich eine geringere Steifigkeit und somit höhere Verformungen haben müsste. Somit resultiert die höhere Steifigkeit dieser Platte nicht aus der Spanngliedlage.

Tabelle C.10: Abweichung der Verformungen von Platte ACCS-2 zu ACCS-1 in Feldmitte (Sensor W-2) für Klimastufe K-1 (20 °C Referenzmessung)

Laststufe	#0	#1	#2	#3	#4	#5	#6
Abweichung [%]	0	11.8	9.4	9.9	8.6	9.2	9.1

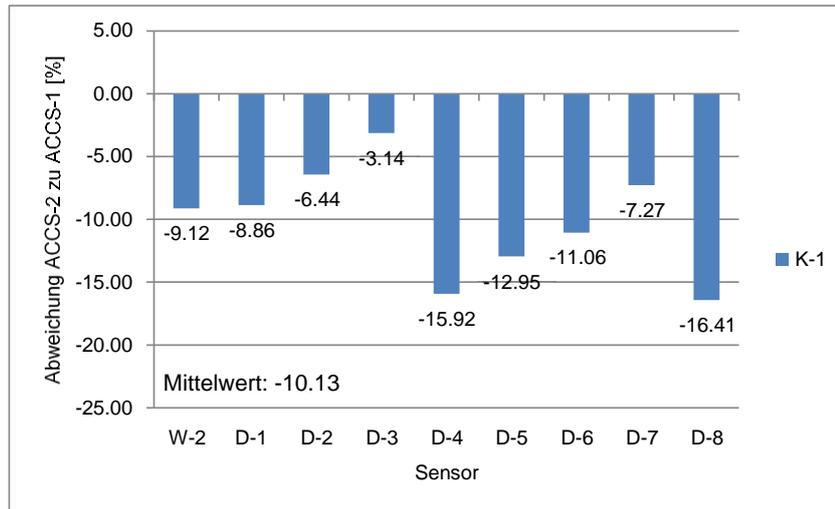


Abbildung C.13: Abweichung der Platte ACCS-2 zu ACCS-1 in Laststufe #6 für verschiedene Sensoren in Klimastufe K-1 (20 °C Referenzmessung)

Als weitere mögliche Ursache des unterschiedlichen Verformungsverhaltens beider Platten könnte die Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls des Betons von der Temperatur und der Feuchte angenommen werden. [RET-07] und [GUO-02] beschreiben in ihren Arbeiten diese Abhängigkeit (siehe Kapitel 2). Betrachtet man die gemessene Betontemperatur und die Feuchte beider Platten, so ist ersichtlich, dass die Temperaturen beider Platten annähernd gleich sind. Auch die geringe Variation des Feuchtegehalts (siehe Tabelle C.11 und Tabelle C.12) führt nicht zu einer derartigen Abweichung des E-Moduls beider Platten zueinander.

Tabelle C.11: Betontemperatur und Betonfeuchte der einzelnen Klimastufen für die Platte ACCS-1 ohne Asphalt

Klimastufe	Temperatur Datalogger [°C]	Feuchte Datalogger [%-rel. LF]	Massenbezogener
			Feuchtegehalt [%]
K-4 (-10 °C)	-10.5	65.5	1.04
K-3 (0 °C)	-0.5	61.9	1.00
K-2 (10 °C)	9.4	66.1	1.05
K-1 (20 °C)	19.6	70.1	1.10
K-5 (20 °C)	19.4	70.3	1.11
K-6a (20 °C)	-	-	-
K-8 (20 °C)	19.4	72	1.30
K-6 (30 °C)	29.4	75.5	1.50
K-7 (40 °C)	39.5	80.6	2.00

Tabelle C.12: Betontemperatur und Betonfeuchte der einzelnen Klimastufen für die Platte ACCS-2 ohne Asphalt

Klimastufe	Temperatur Datalogger	Feuchte Datalogger	Massenbezogener
	[°C]	[%-rel. LF]	Feuchtegehalt [%]
K-4 (-10 °C)	-10.7	58.8	0.94
K-3 (0 °C)	-0.6	56.2	0.90
K-2 (10 °C)	9.4	60.7	0.95
K-1 (20 °C)	19.4	65.1	1.04
K-5 (20 °C)	19.3	66.5	1.05
K-6a (20 °C)	19.3	68.2	1.07
K-8 (20 °C)	19.3	69.1	1.09
K-6 (30 °C)	29.4	72.3	1.30
K-7 (40 °C)	39.4	77.9	1.80

Nachrechnungen des Elastizitätsmoduls unter Berücksichtigung der Temperatur und des Feuchtegehaltes nach den in [SCH-87] und [GUO-02] angegebenen Ansätzen zeigen, dass der E-Modul in Klimastufe K-1 (20 °C) nicht nennenswert variiert. Die Ansätze nach Model Code 90 [MC-90] und nach Budelmann [BUD-89] berücksichtigen nur den Einfluss der Temperaturvarianz auf den E-Modul und können bei gleicher Temperatur der beiden Platten nicht den vorliegenden Steifigkeitsunterschied erklären.

Es ist daher davon auszugehen, dass eine höhere Steifigkeit bzw. ein höherer E-Modul der Platte ACCS-2 vorliegt. Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass der E-Modul von Beton, wie von Winkler [WIN-10] beschrieben, generell großen Streuungen unterworfen ist. Auch wenn beide Platten einer Charge entstammen und somit keine Einflüsse geänderter Zuschlags oder geänderter Betonzusammensetzung vorliegen, ist zu berücksichtigen, dass Beton eine inhomogene Struktur ist. Dies bedingt, dass lokal unterschiedlich hohe Verformungen/Dehnungen auftreten und somit entgegen den Erwartungen unterschiedliche Werte aus den verschiedenen Sensoren resultieren. Dies begründet auch die divergierenden Messungen der Sensoren an einer Platte.

Hauptgrund für die unterschiedlichen Steifigkeiten beider Platten ist eine vermutlich unterschiedliche Verdichtung des Betons in der Produktion.

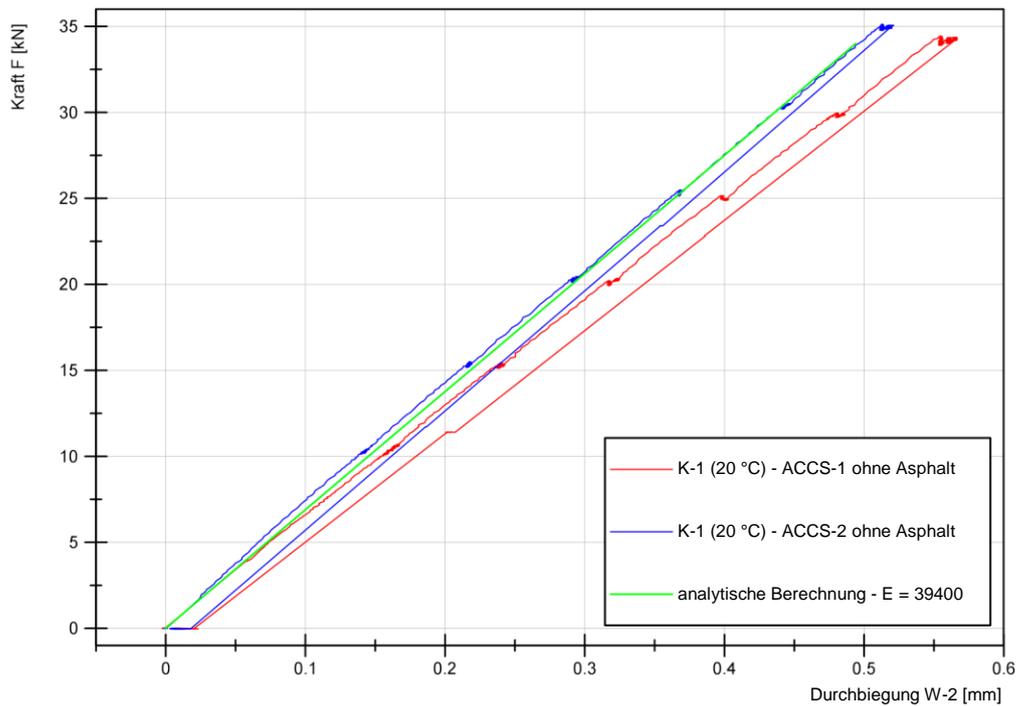


Abbildung C.14: Kraft-Weg-Diagramm für den Sensor W-2 in Klimastufe K-1 (20 °C; Referenzmessung) - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 mit der analytischen Berechnung für $E = 39400 \text{ N/mm}^2$

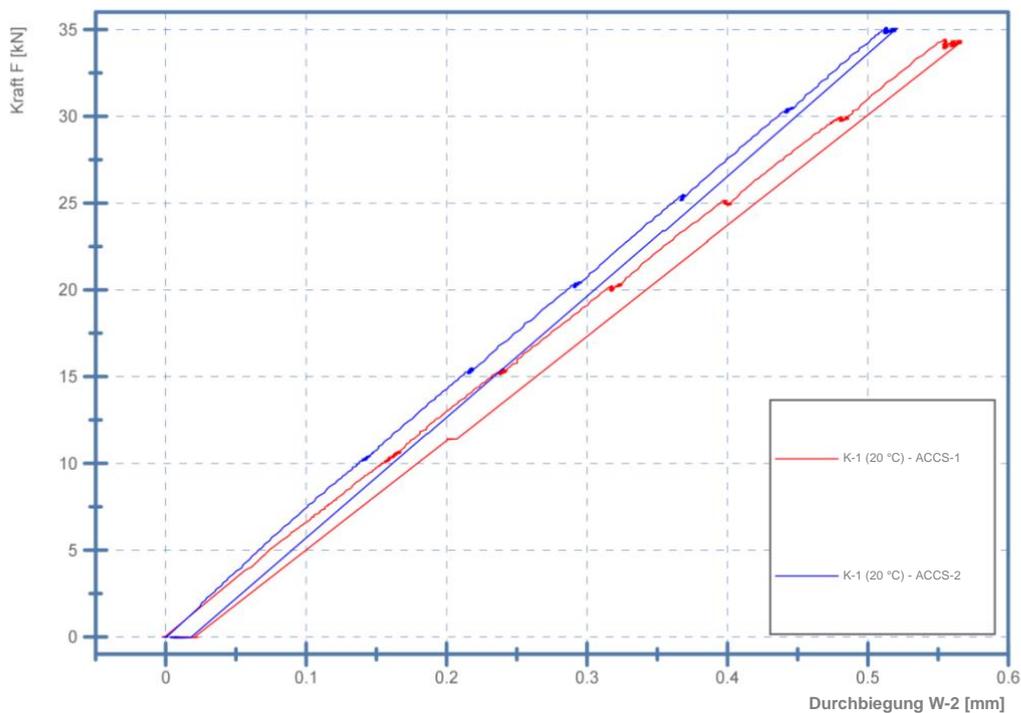


Abbildung C.15: Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphalt für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-1 (20 °C Referenzmessung)¹⁶

¹⁶ Knick im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelsversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

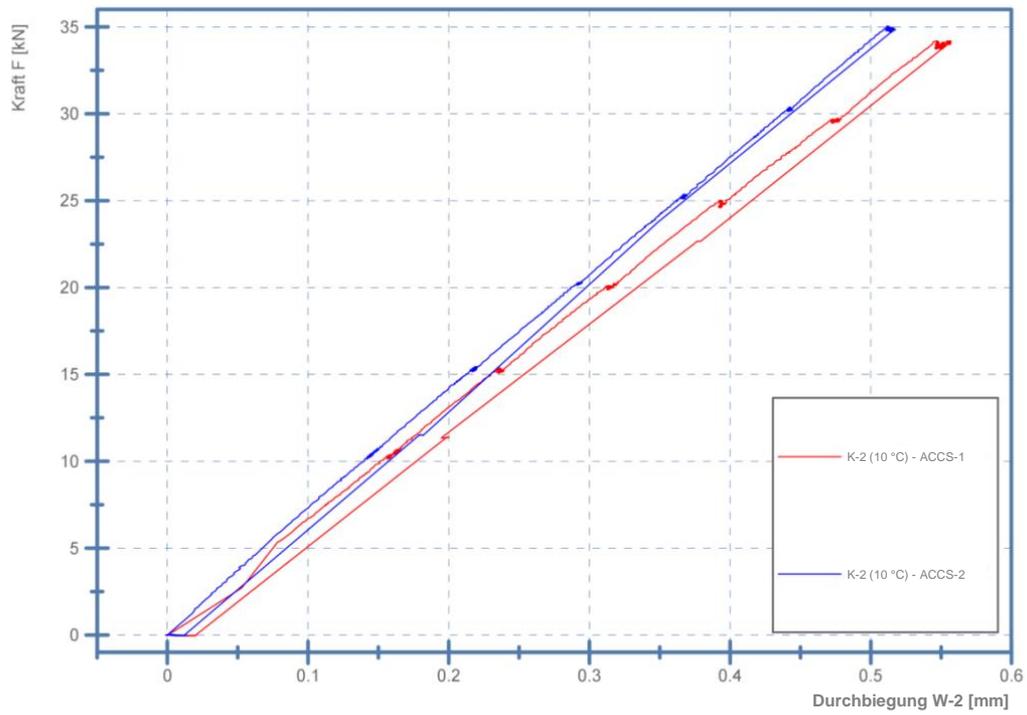


Abbildung C.16: Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphaltsschicht für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-2 (10 °C)¹⁶

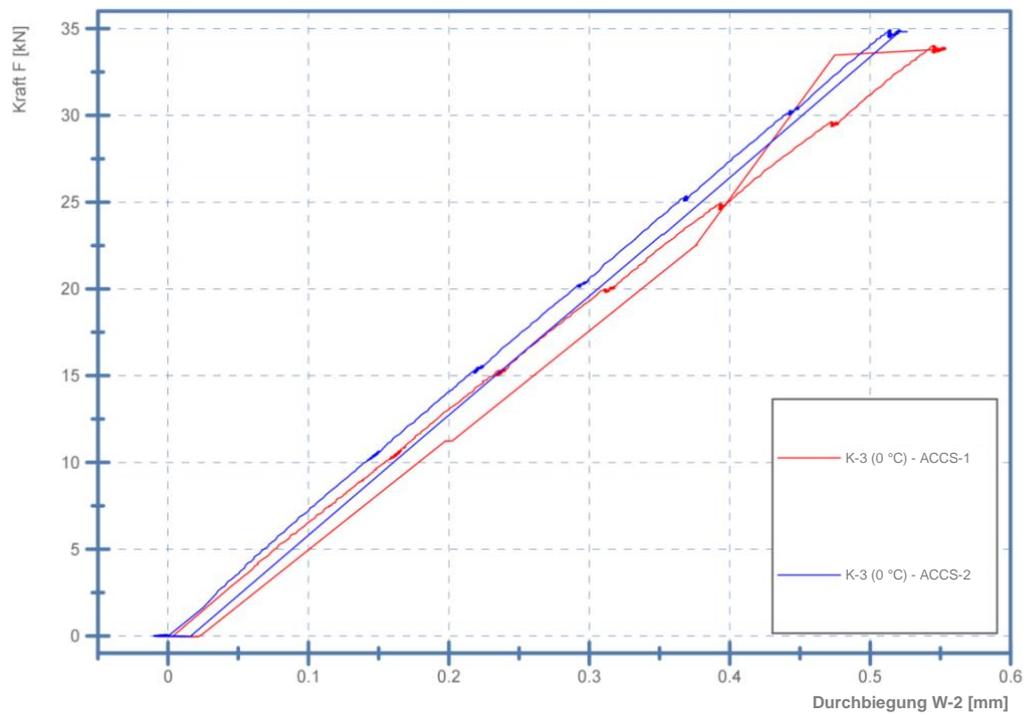


Abbildung C.17: Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphaltsschicht für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-3 (0 °C)¹⁶

¹⁶ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

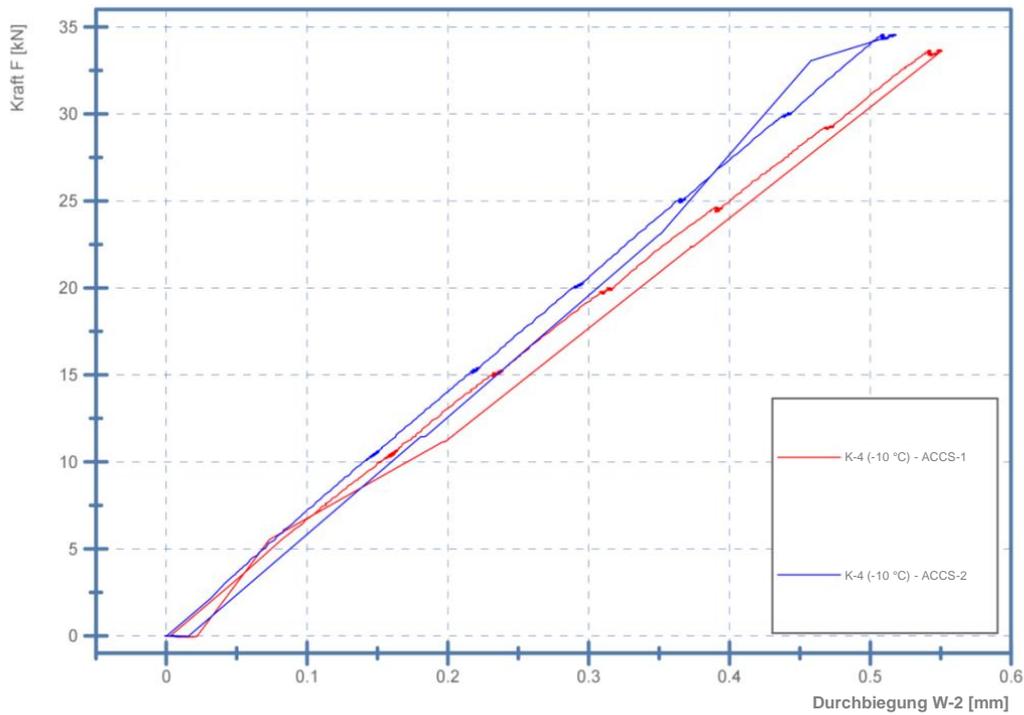


Abbildung C.18: Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphaltsschicht für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-4 (-10 °C)¹⁶

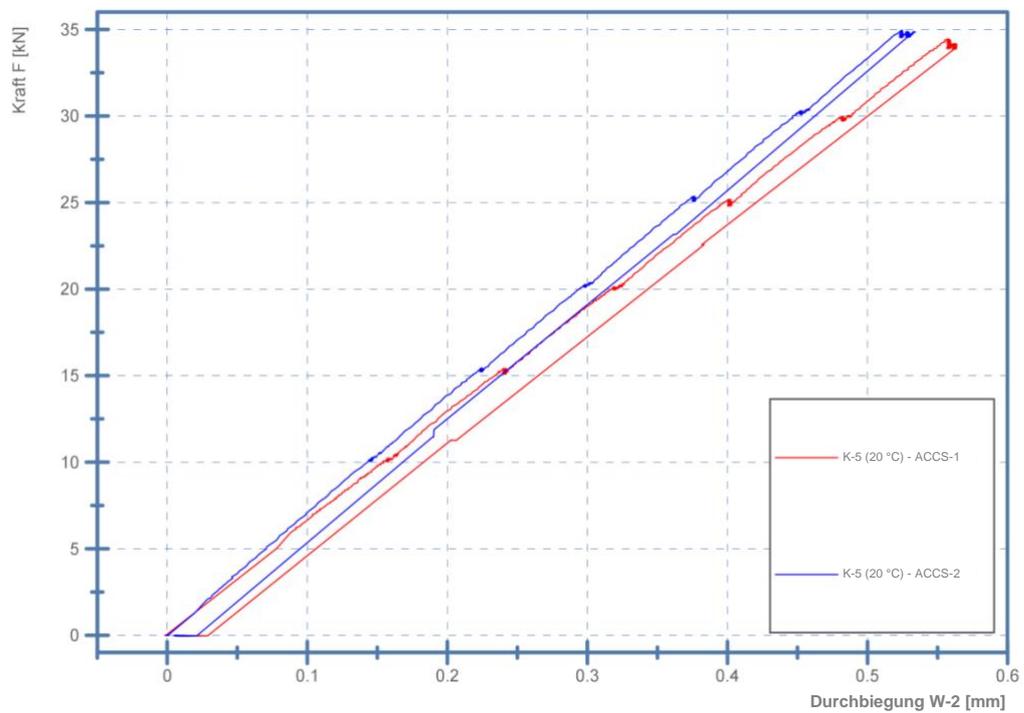


Abbildung C.19: Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphaltsschicht für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-5 (20 °C)¹⁶

¹⁶ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

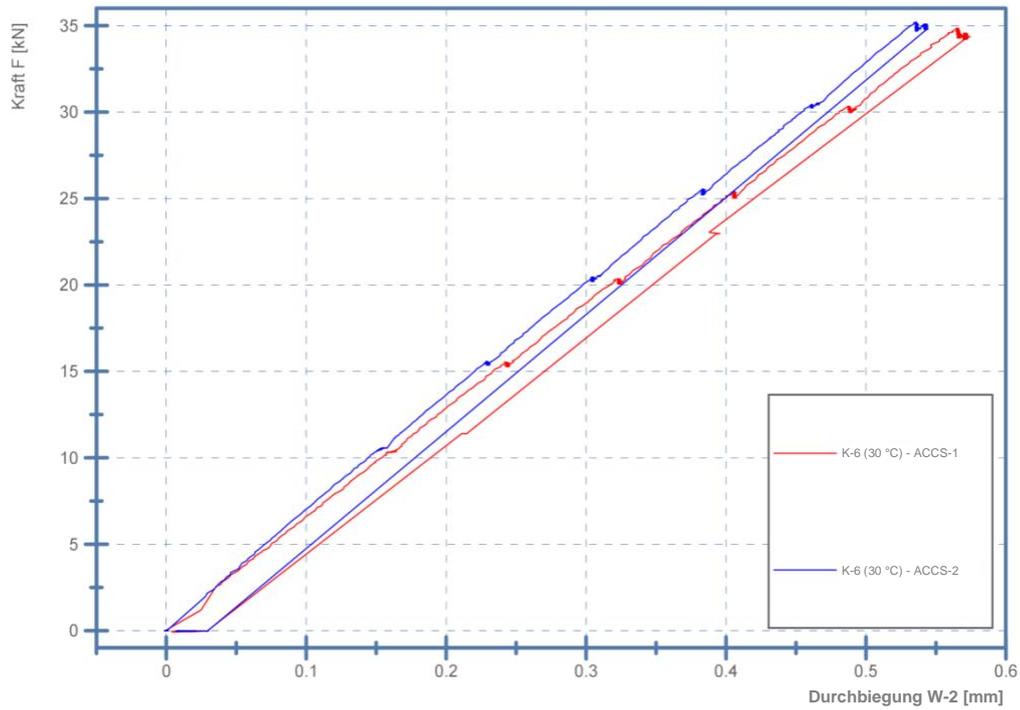


Abbildung C.20: Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphaltsschicht für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-6 (30 °C)¹⁶

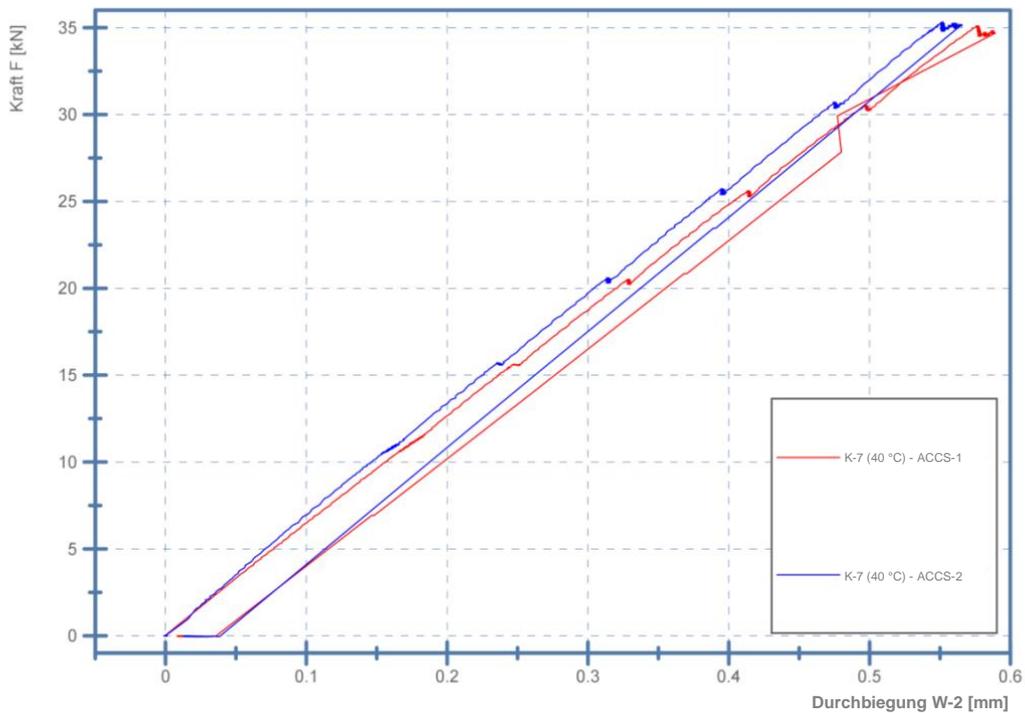


Abbildung C.21: Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphaltsschicht für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-7 (40 °C)¹⁶

¹⁶ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

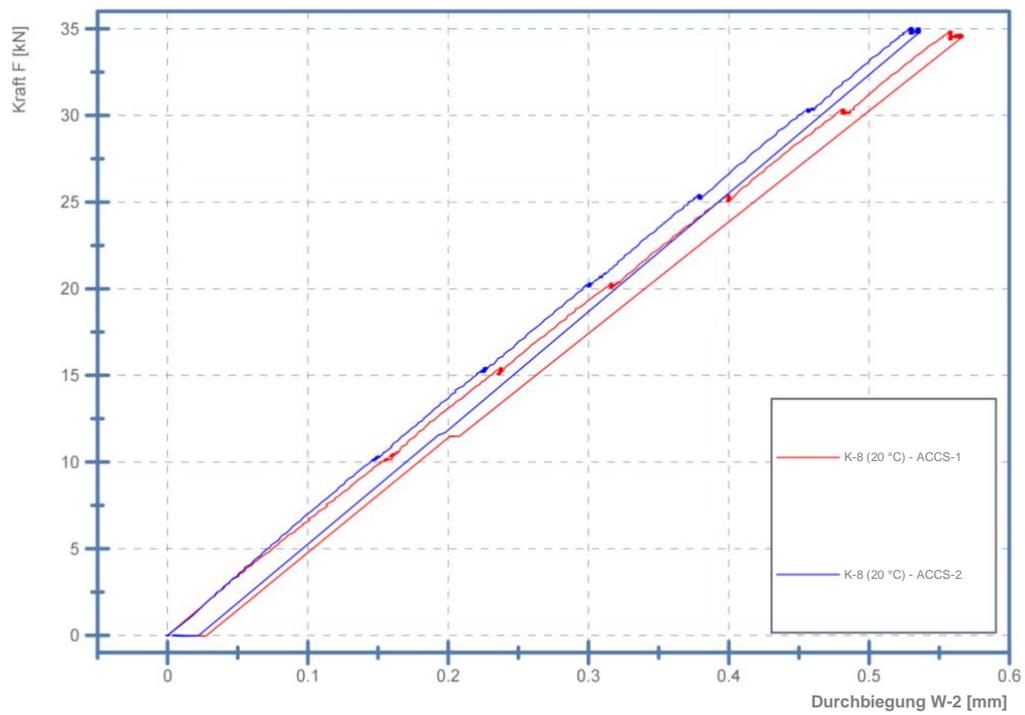


Abbildung C.22: Kraft-Weg-Diagramm – Sensor W-2 - Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphalt-schicht für die Durchbiegung in Feldmitte in Klimastufe K-8 (20 °C)¹⁶

¹⁶ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

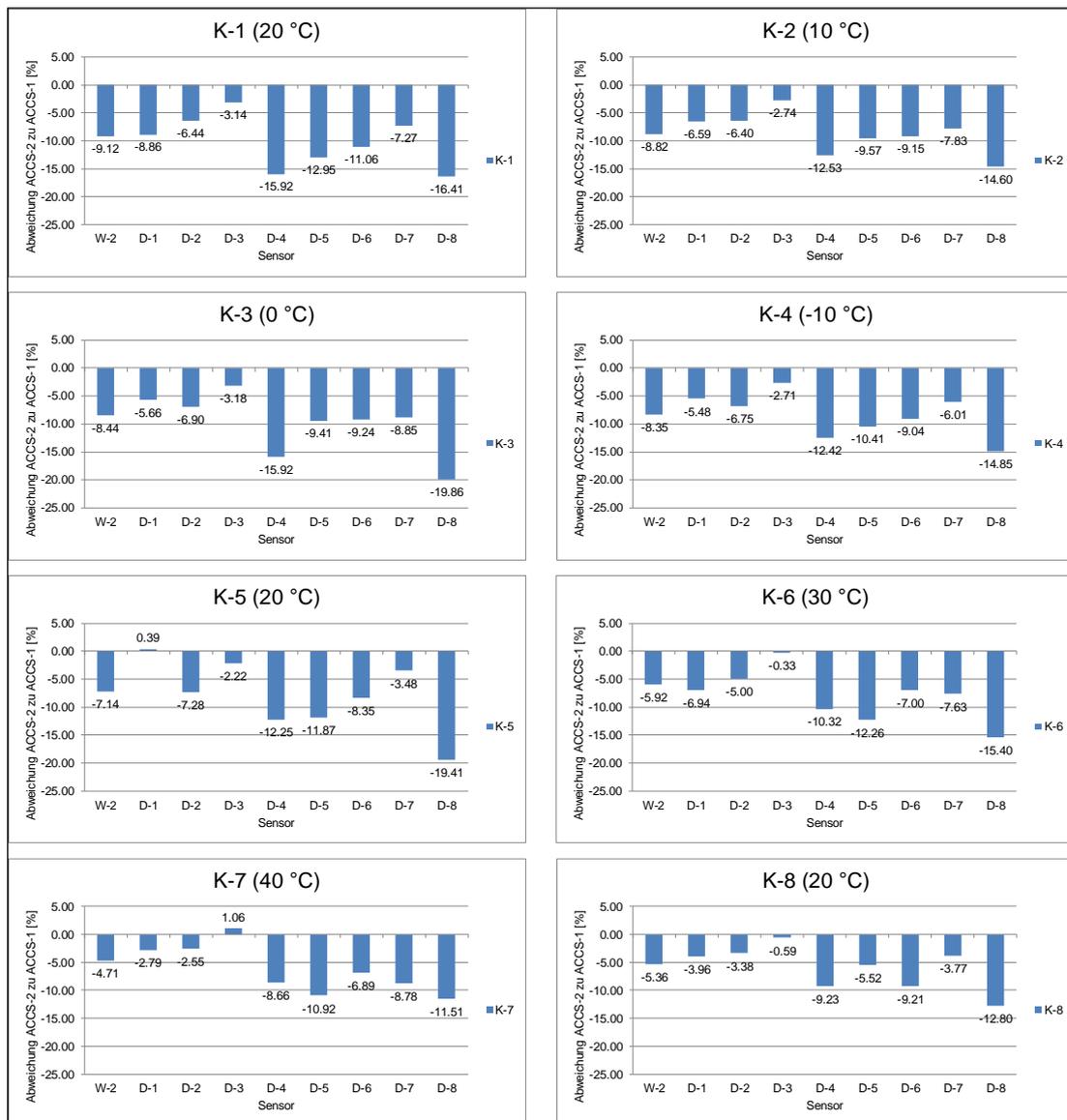


Abbildung C.23: Abweichungen der Platte ACCS-2 zu ACCS-1 in Laststufe #6 für verschiedene Sensoren und Klimastufen (K-1 bis K-8)

Tabelle C.13: Abweichung der Verformungen in Feldmitte (Sensor W-2) von Platte ACCS-2 ohne Asphalt zu ACCS-1 ohne Asphalt für alle Klimastufen in [%]

Laststufe	#0	#1	#2	#3	#4	#5	#6
Klimastufe K-4 (-10 °C)	0	7.4	7.0	7.3	8.0	8.3	8.4
Klimastufe K-3 (0 °C)	0	8.9	7.9	6.9	7.7	7.8	8.4
Klimastufe K-2 (10 °C)	0	7.4	7.8	7.6	7.8	8.5	8.8
Klimastufe K-1 (20 °C)	0	11.8	9.4	9.9	8.6	9.2	9.1
Klimastufe K-5 (20 °C)	0	6.9	7.3	7.5	6.8	7.2	7.1
Klimastufe K-8 (20 °C)	0	4.4	4.7	4.4	5.1	5.6	5.4
Klimastufe K-6 (30 °C)	0	6.2	6.0	5.5	5.9	5.6	5.9
Klimastufe K-7 (40 °C)	0	6.0	4.7	4.2	4.8	4.7	4.7

C.8 Temperatur- und Feuchtevergleich der Platten mit und ohne Asphalt-schicht

Tabelle C.14 stellt die Betontemperatur und die Betonfeuchte für die jeweilige Klimastufe der Platte ACCS-1 mit Asphalt-schicht dar. Ein Vergleich dieser Tabelle mit Tabelle C.11 zeigt, dass die Betontemperaturen der Platte ACCS-1 mit und ohne Asphalt-schicht kaum voneinander abweichen, auch die massenbezogene Betonfeuchte der einzelnen Klimastufen variiert kaum. Abbildung C.24 zeigt den Temperaturvergleich der Platte ACCS-1 mit Asphalt-schicht zur Platte ACCS-1 ohne Asphalt-schicht. Es ist ersichtlich, dass für beide Versuchsreihen die Temperaturen nahezu identisch sind. Abbildung C.25 zeigt den Vergleich der Feuchtemessung der Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-1 ohne Asphalt. Auch hier stimmen die Werte aus beiden Versuchsreihen nahezu überein. Für die Temperatur liegt der maximale Unterschied beider Messreihen bei 2 %, für die Feuchte beträgt dieser 5 %. Aufgrund der annähernden Übereinstimmung kann davon ausgegangen werden, dass für die jeweilige Klimastufe der gleiche E-Modul des Betons für die Platte ACCS-1 mit Asphalt-schicht angesetzt werden darf wie für die Platte ACCS-1 ohne Asphalt-schicht. Für die Bewertung der Verformungen und für die Beurteilung des Einflusses der Asphalt-schicht werden daher für den E-Modul des Betons die aus den Messungen zurückgerechneten E-Module der Platte ACCS-1 ohne Asphalt-schicht angesetzt.

Tabelle C.14: Betontemperatur und Betonfeuchte der einzelnen Klimastufen für die Platte ACCS-1 mit Asphalt

Klimastufe	Beton-Temperatur [°C]	gemessene Aus- gleichsfeuchte [%-rel. LF]	Massenbezogener Feuchtegehalt [%]
K-4 (-10 °C)	-10.6	62.2	1.00
K-3 (0 °C)	-0.8	59.3	0.95
K-2 (10 °C)	9.3	63.3	1.01
K-1 (20 °C)	19.2	67.0	1.06
K-5 (20 °C)	19.3	69.2	1.09
K-6a (20 °C)	19.3	70.3	1.10
K-8 (20 °C)	19.3	71.8	1.30
K-6 (30 °C)	29.2	74.1	1.45
K-7 (40 °C)	39.2	79.6	1.95

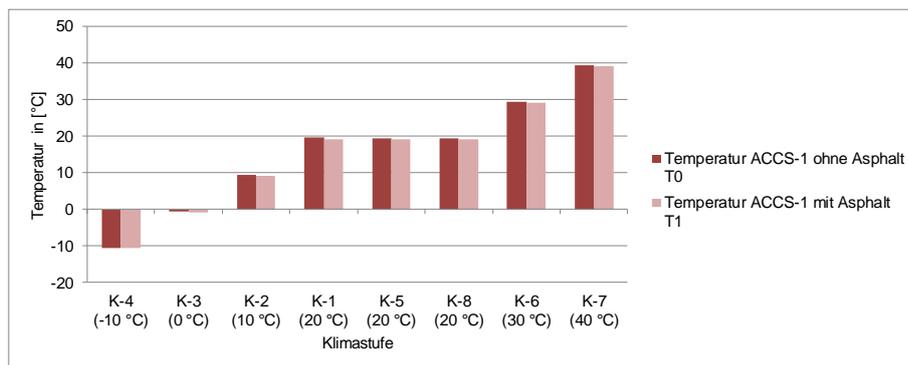


Abbildung C.24: Temperaturvergleich der Platten ACCS-1 mit Asphalt-schicht zu ACCS-1 ohne Asphalt-schicht für die jeweiligen Klimastufen

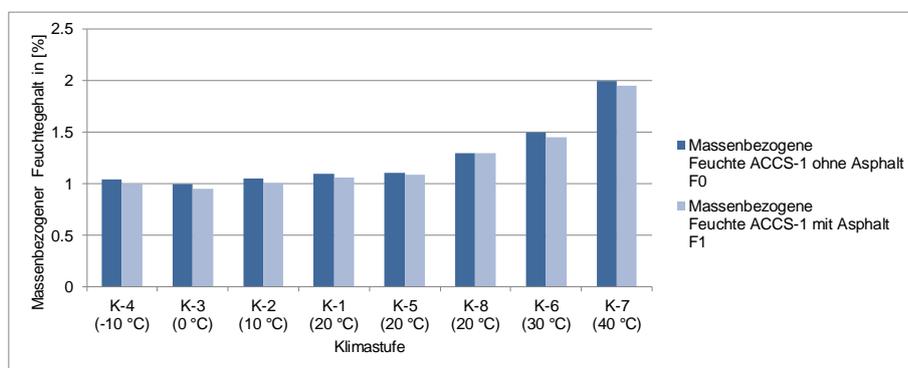


Abbildung C.25: Feuchtevergleich der Platten ACCS-1 mit Asphalt-schicht zu ACCS-1 ohne Asphalt-schicht für die jeweiligen Klimastufen

Für die Platte ACCS-2 zeigt sich ebenfalls eine annähernde Übereinstimmung. Für die Platte mit Asphalt stellen sich annähernd die gleichen Temperaturen ein wie für die Platte ohne Asphalt. Die massenbezogene Feuchte der Platte ACCS-2 mit Asphalt ist ebenfalls annähernd gleich, auch wenn für diese Platte vereinzelt der massenbezogene Feuchtegehalt 0.3 % unter dem der Platte ACCS-2 ohne Asphalt in der gleichen Klimastufe liegt. Wie der Berechnungsansatz nach [SCH-87] zeigt, hat dieser geringe Feuchteunterschied keinen Einfluss auf den E-Modul von Beton. Die graphische Darstellung des Temperatur- und Feuchtevergleichs der Platte ACCS-2 mit und ohne Asphalt ist nachfolgend gegeben.

Tabelle C.15: Betontemperatur und Betonfeuchte der einzelnen Klimastufen für die Platte ACCS-2 mit Asphalt

Klimastufe	Beton-Temperatur [°C]	Gemessene Aus- gleichsfeuchte [%-rel. LF]	Massenbezogener Feuchtegehalt [%]
K-4 (-10 °C)	-10.8	54.3	0.85
K-3 (0 °C)	-0.7	52.2	0.8
K-2 (10 °C)	9.3	56.1	0.9
K-1 (20 °C)	19.3	59.5	0.95
K-5 (20 °C)	19.3	63.1	1.01
K-6a (20 °C)	19.3	65.1	1.04
K-8 (20 °C)	19.3	67.2	1.06
K-6 (30 °C)	29.3	68.7	1.08
K-7 (40 °C)	39.2	75.1	1.5

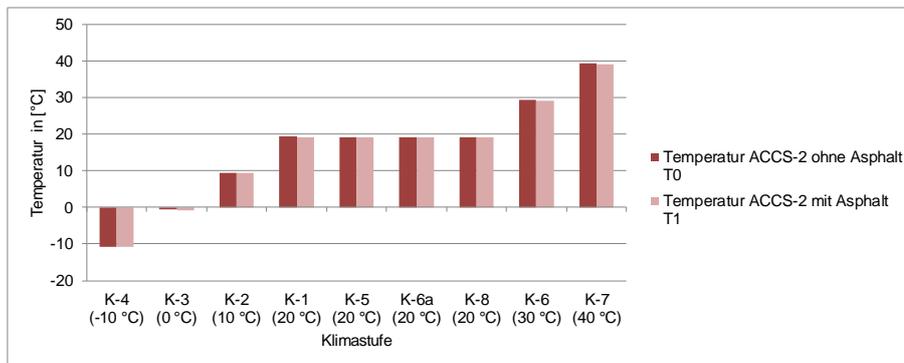


Abbildung C.26: Temperaturvergleich der Platten ACCS-2 mit Asphalt-schicht zu ACCS-2 ohne Asphalt-schicht für die jeweiligen Klimastufen

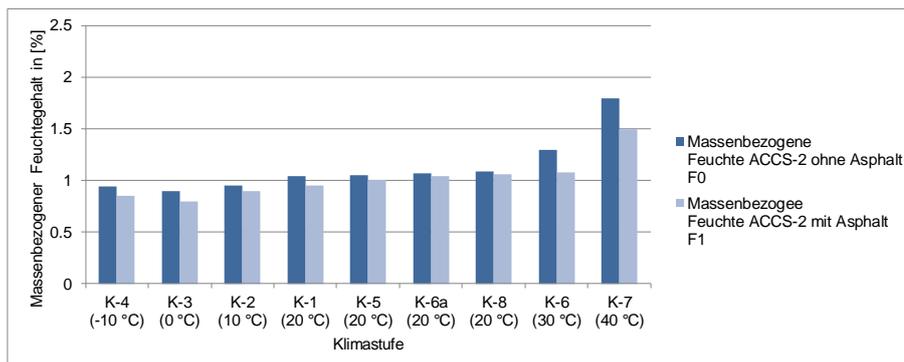


Abbildung C.27: Feuchtevergleich der Platten ACCS-2 mit Asphalt-schicht zu ACCS-2 ohne Asphalt-schicht für die jeweiligen Klimastufen

C.9 Verformungsmessung der Platte ACCS-1 mit Asphalt

C.9.1 Einzelmessungen der Platte ACCS-1 mit Asphalt

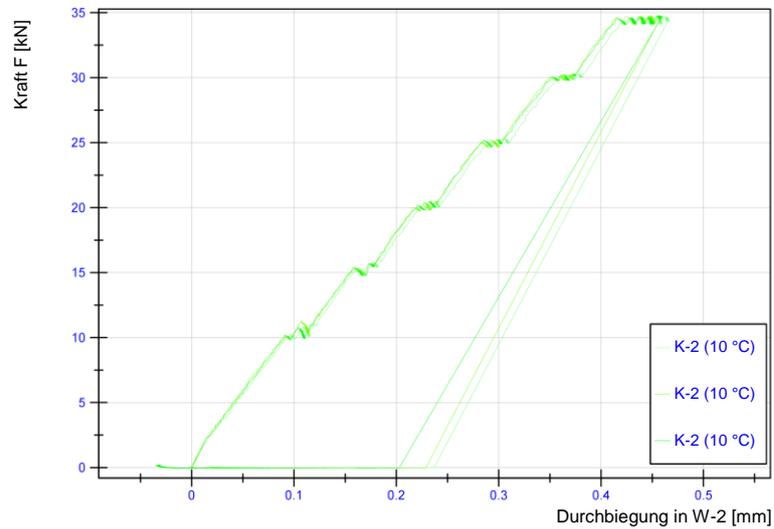


Abbildung C.28: Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-2 (10 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) - Einzelmessungen

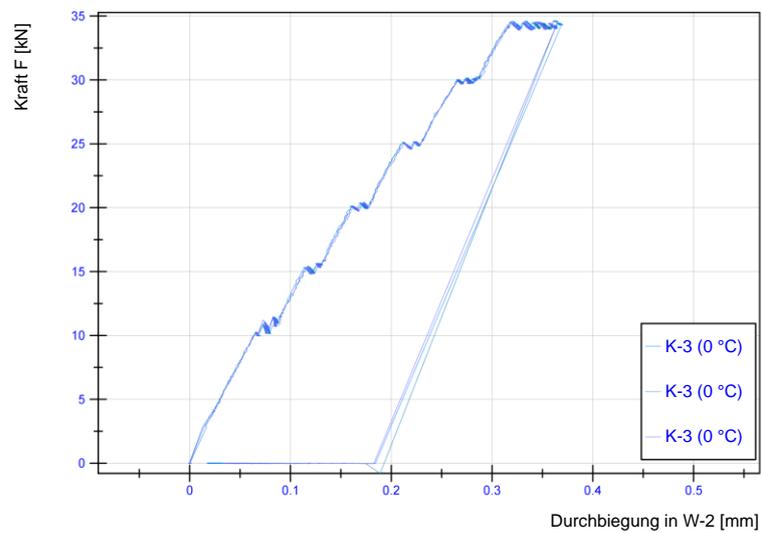


Abbildung C.29: Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-3 (0 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) - Einzelmessungen

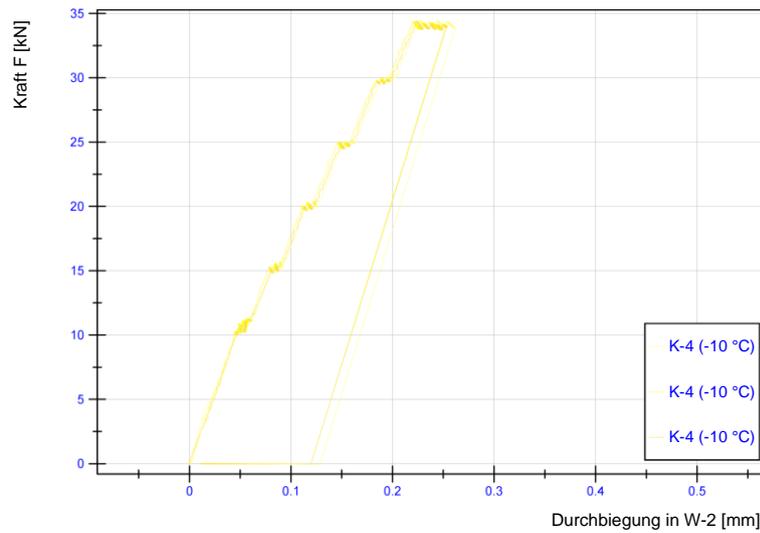


Abbildung C.30: Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-4 (-10 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) - Einzelmessungen

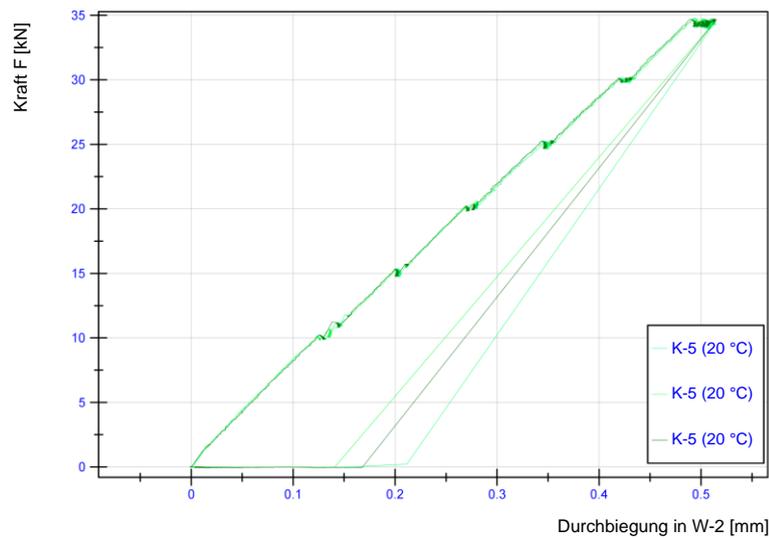


Abbildung C.31: Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-5 (20 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) - Einzelmessungen

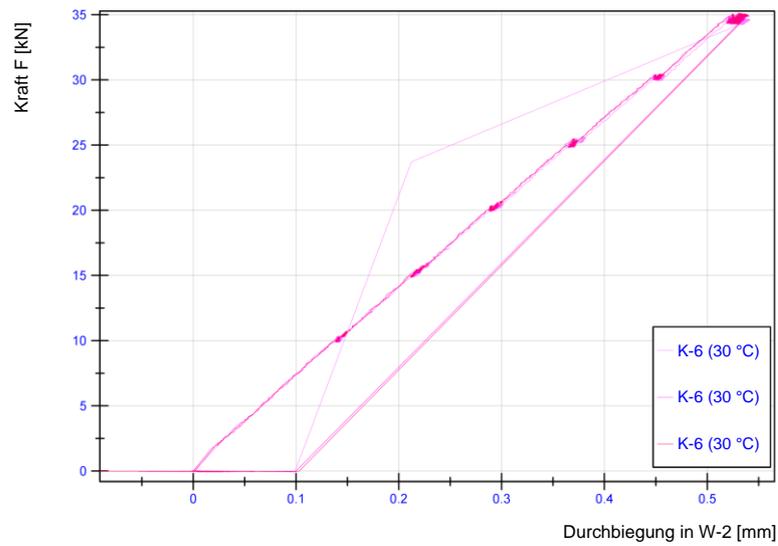


Abbildung C.32: Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-6 (30 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) - Einzelmessungen

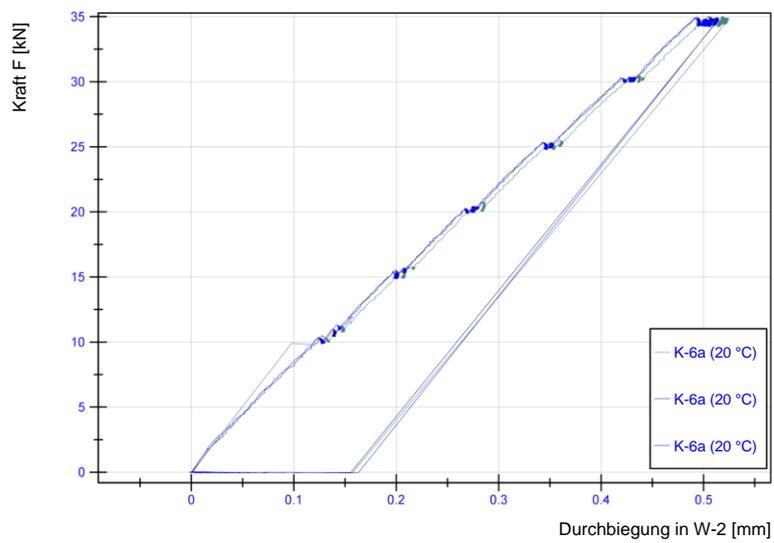


Abbildung C.33: Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-6a (20 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) - Einzelmessungen

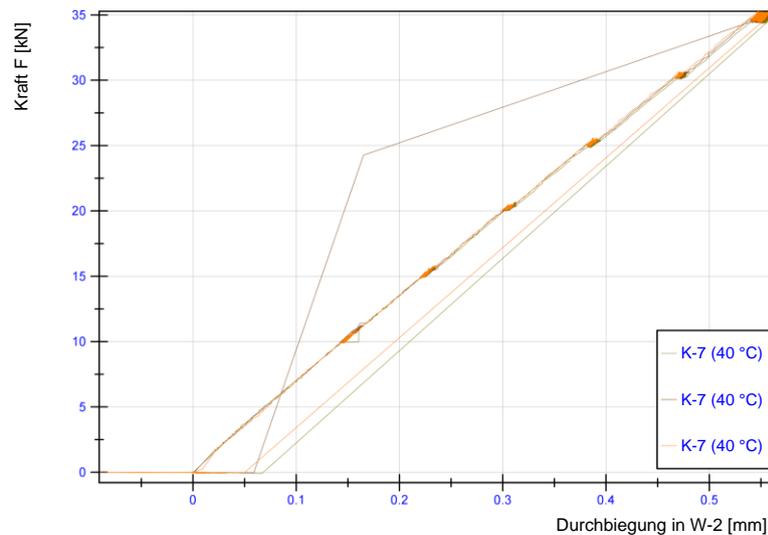


Abbildung C.34: Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-7 (40 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) - Einzelmessungen

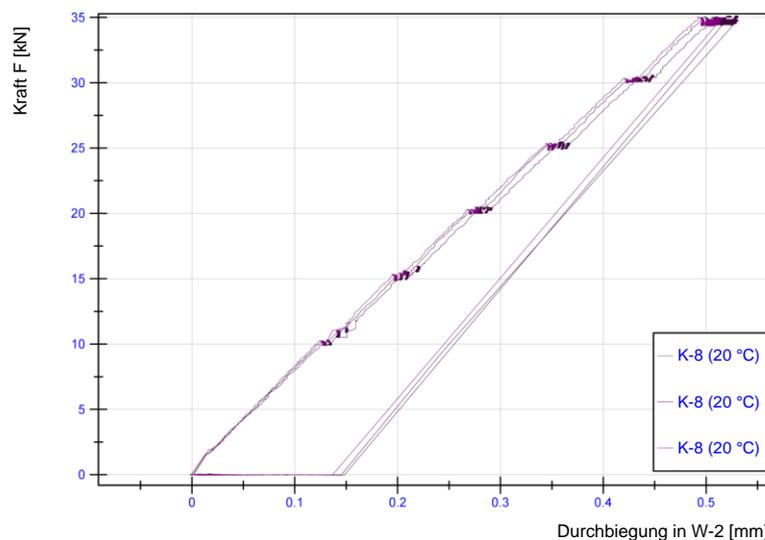


Abbildung C.35: Kraft-Weg-Diagramm der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Klimastufe K-8 (20 °C) für die in Feldmitte gemessenen Durchbiegungen (Sensor W-2) - Einzelmessungen

C.9.2 Klimabedingte Veränderung der Messwerte der Platte ACCS-1 mit Asphalt

Abbildung C.46 gibt die prozentualen Abweichungen der jeweiligen Klimastufe in Bezug zu Klimastufe K-1 (20 °C / Referenzmessung) für alle Sensoren an. Man erkennt an allen Sensoren deutlich, dass mit fallender Temperatur die Verformungen der Sensoren deutlich geringer ausfallen. So sind die Verformungen in Klimastufe K-2 (10 °C) im Mittel um 12,5 % geringer als in Klimastufe K-1 (20 °C). In Klimastufe K-4 (-10 °C) beträgt der Unterschied zu Klimastufe K-1 (20 °C) im Mittel 54,2 %. Mit steigender Temperatur steigen auch die gemessenen Verformungen dieser Platte. So sind die Verformungen in Klimastufe K-6 (30 °C) im

Mittel um 6.8 % und in Klimastufe K-7 (40 °C) im Mittel um 11.1 % höher als in Klimastufe K-1 (20 °C).



Abbildung C.36: Abweichung der Sensoren der Platte ACCS-1 mit Asphalt für die einzelnen Klimastufen, bezogen auf Klimastufe K-1 (Referenzmessung)¹⁷

¹⁷ **Hinweis:** Die angegebenen Mittelwerte sind nur aus den Sensoren W-2, W-8, W-9 und D-1 bis D-8 gebildet. Die Sensoren auf dem Asphalt sind wegen des temperaturanfälligen Fehlers (viskose Dehnung der oberen Randfaser) nicht in die Mittelwertberechnung mit einbezogen worden.

C.9.3 Dehnungsmessung der Platte ACCS-1 mit Asphalt

Auch die Ergebnisse der Dehnungsmessstreifen zeigen eine deutlich stärkere Abhängigkeit der Verformung von der Klimastufe als bei der Platte ohne Asphalt. Abbildung C.37 zeigt ein Kraft-Dehnungs-Diagramm für den Sensor D-2, welcher die Dehnungen in Feldmitte an der Betonunterseite (in der Zugzone) misst. Korrespondierend dazu ist in Abbildung C.38 das Kraft-Dehnungs-Diagramm für den Sensor D-6 (in der Druckzone des Betons) dargestellt. Beide Sensoren zeigen die Abhängigkeit der gemessenen Verformung von der Klimastufe. In den Abbildungen C.39 bis C.44 sind die gemessenen Dehnungen der übrigen Dehnungsmessstreifen an der Plattenunterseite und 2.5 cm unterhalb der Betonoberfläche, gemessen in nachträglich verfüllten Schlitzen, angegeben.

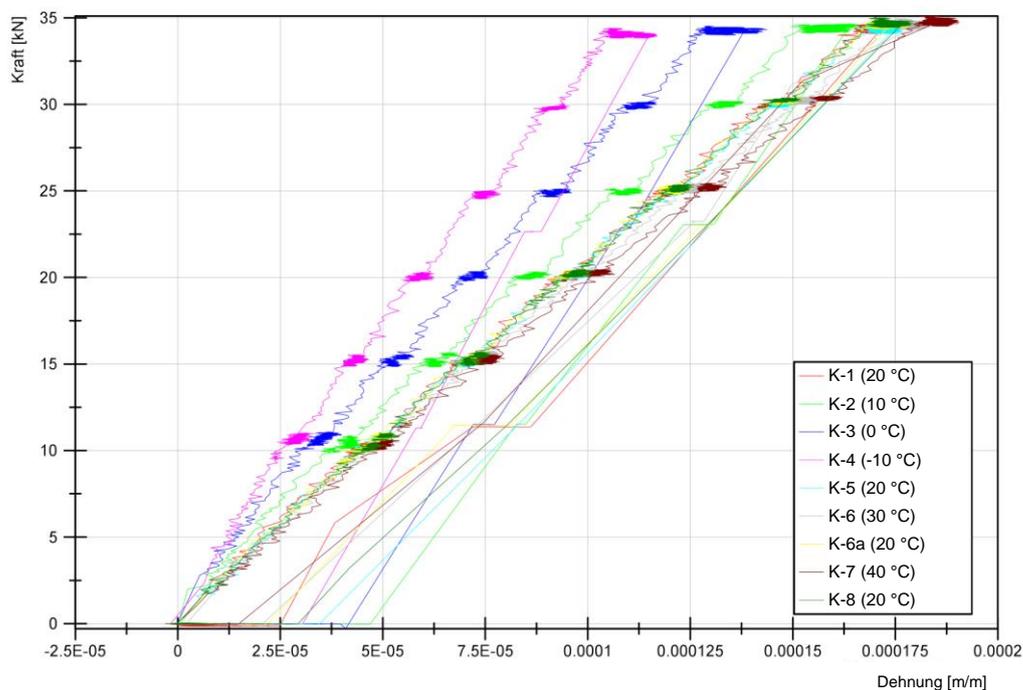


Abbildung C.37: Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-2 – Betondehnung Plattenunterseite in Feldmitte¹⁸

¹⁸ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Dehnungs-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

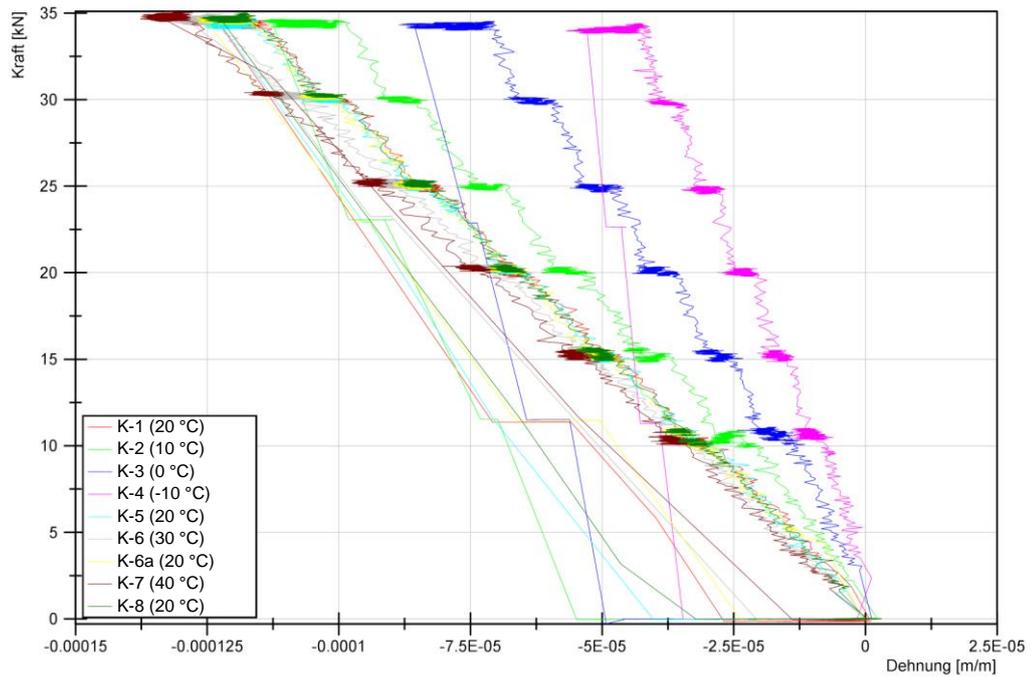


Abbildung C.38: Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-6 - Betonstauchung 2.5 cm unterhalb der Betonoberfläche in Feldmitte^{18,19}

Dehnungen gemessen an der Unterseite der Platte ACCS-1 mit Asphaltsschicht:

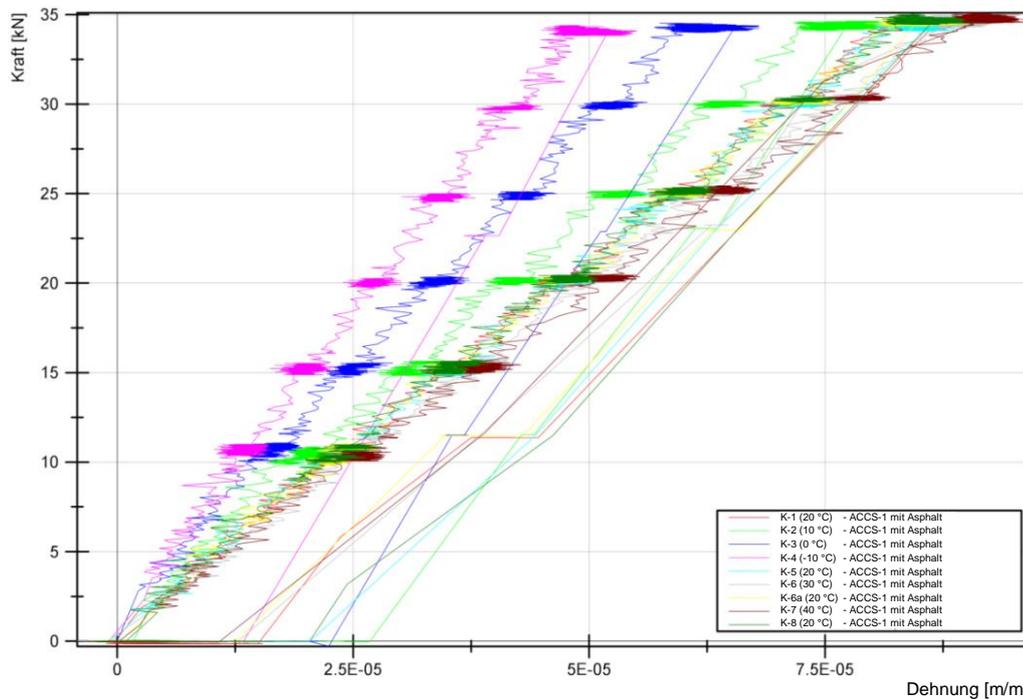


Abbildung C.39: Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-1 - Betondehnung an der Betonunterseite¹⁸

¹⁸ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Dehnungs-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

¹⁹ Dehnungsmessung in nachträglich verfüllten Schlitzen 2.5 cm unterhalb der Betonoberfläche

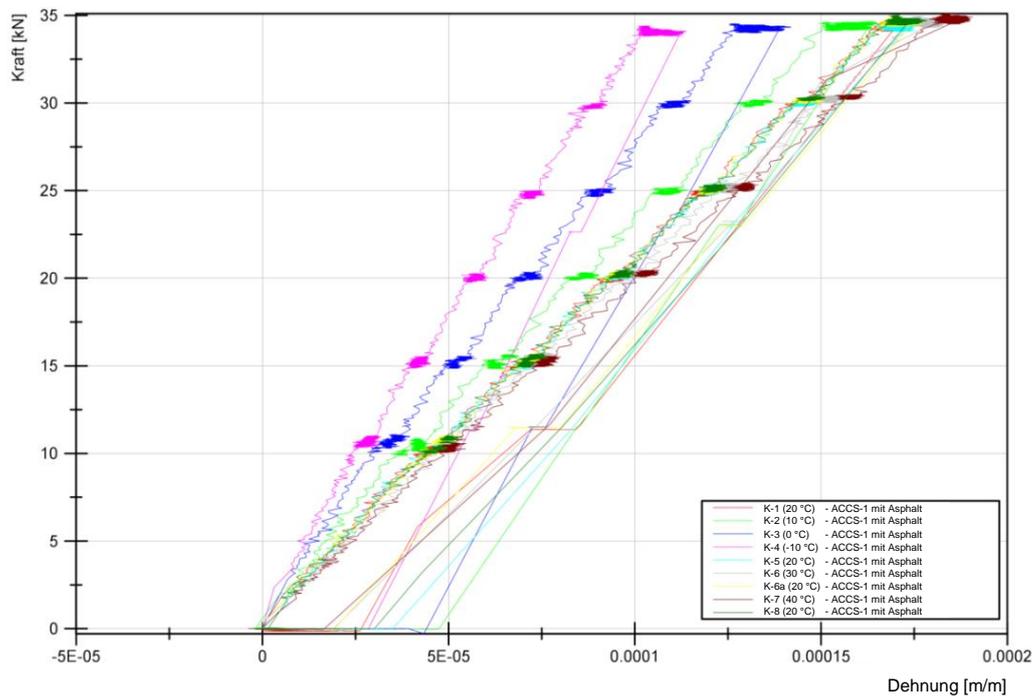


Abbildung C.40: Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-3 - Betondehnung an der Betonunterseite¹⁸

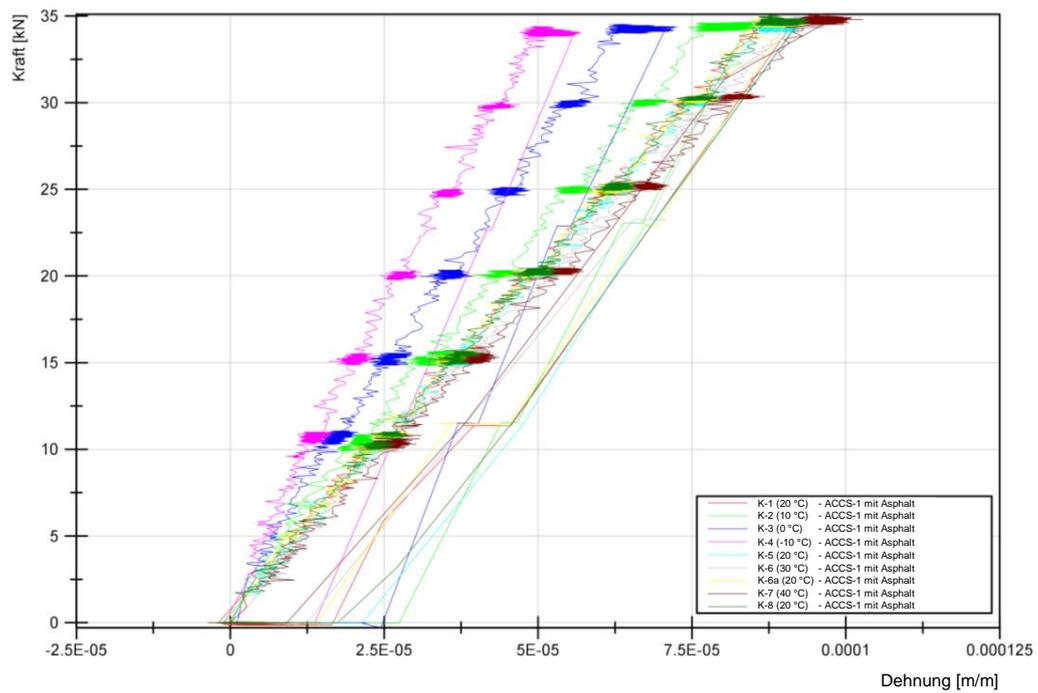


Abbildung C.41: Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-4 - Betondehnung an der Betonunterseite¹⁸

¹⁸ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Dehnungs-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

Dehnungen gemessen 2.5 cm unterhalb der Betonoberfläche der Platte ACCS-1 mit Asphalttschicht:

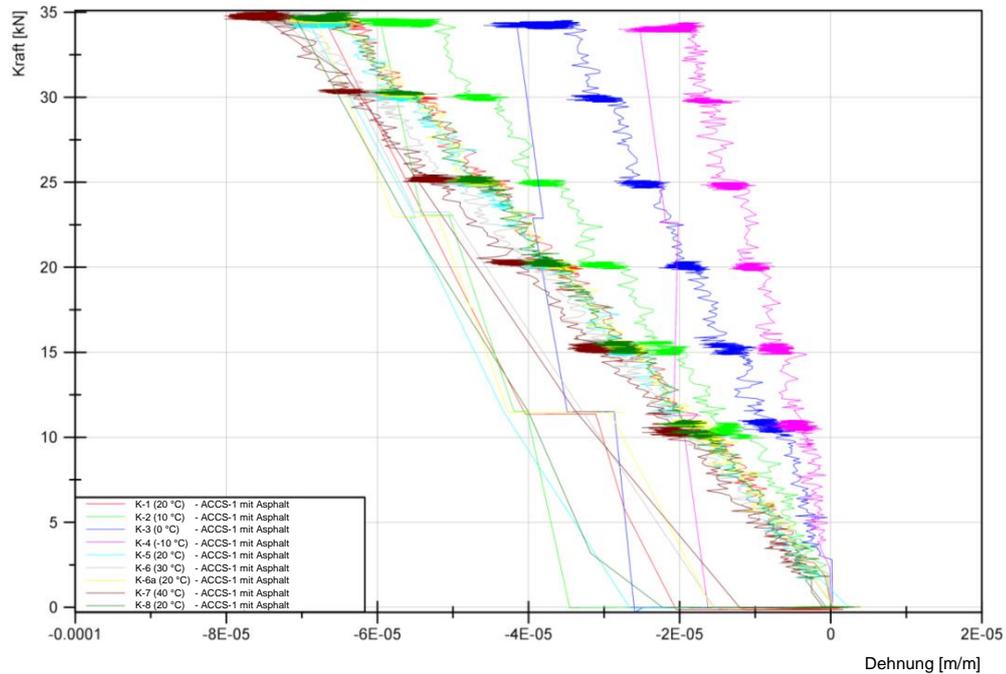


Abbildung C.42: Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-5 - Betonstauchung 2.5 cm unterhalb der Betonoberseite^{18, 19}

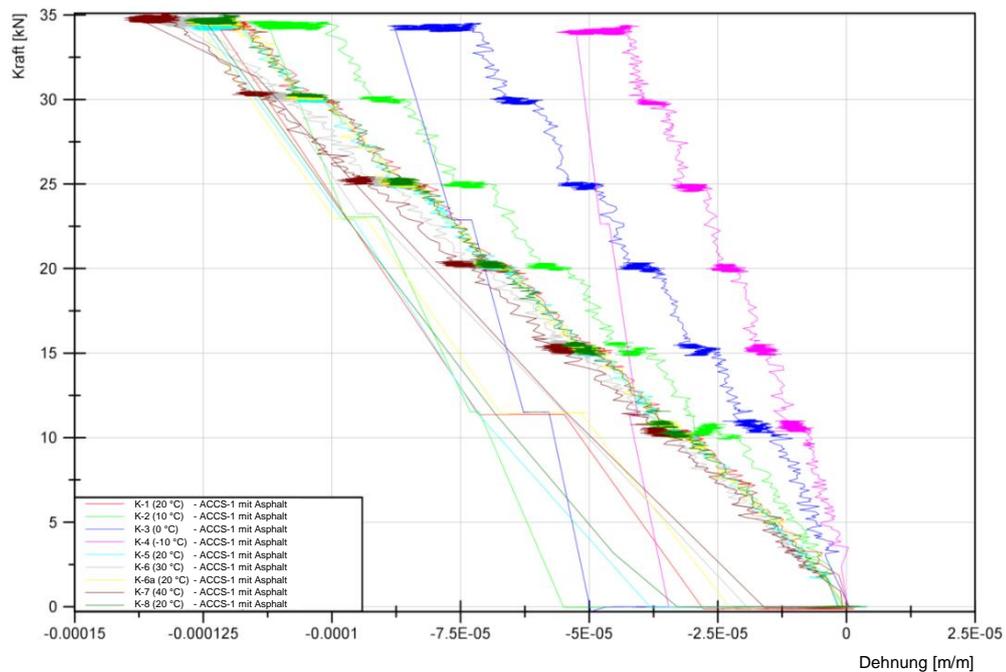


Abbildung C.43: Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-7 - Betonstauchung 2.5 cm unterhalb der Betonoberseite^{18, 19}

¹⁸ Knickte im Entlastungsbereich der Kraft-Dehnungs-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

¹⁹ Dehnungsmessung in nachträglich verfüllten Schlitzten 2.5 cm unterhalb der Betonoberfläche

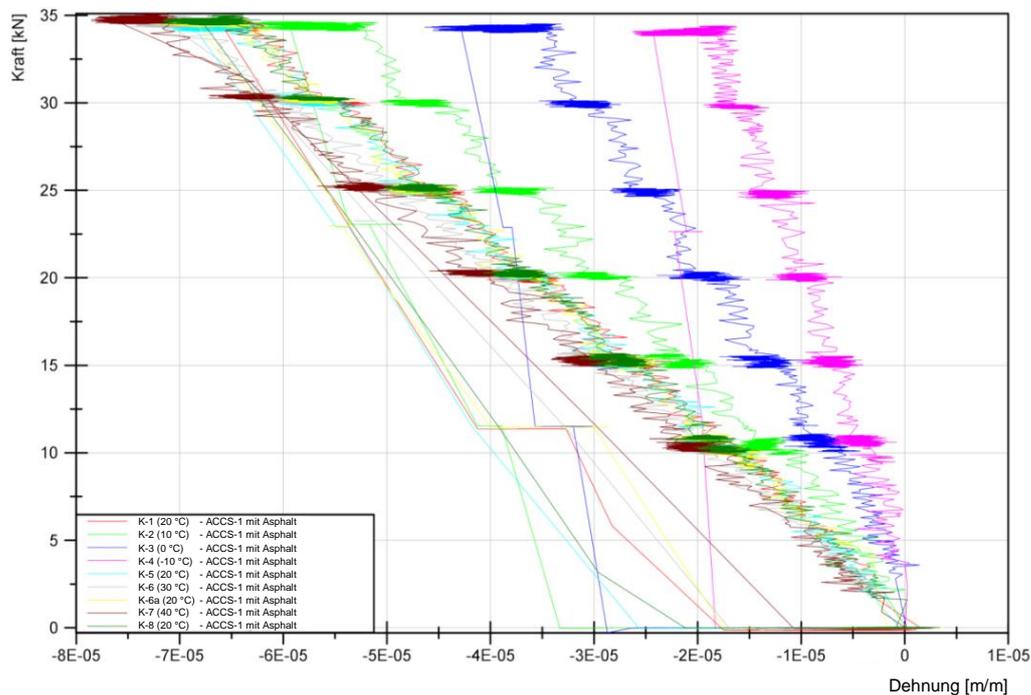


Abbildung C.44: Kraft-Dehnungs-Diagramm - Sensor D-8 - Betonstauchung 2.5 cm unterhalb der Betonoberseite^{18, 19}

Abschließend wird noch die Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe im Beton betrachtet. Abbildung C.45 zeigt die Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe für die Platte ACCS-1 ohne Asphalt (linke Abbildung) und für die Platte ACCS-1 mit Asphalt (rechte Abbildung). Die Dehnungsverteilungen resultieren aus den gemessenen Dehnungen unter einer Belastung von $F = 33 \text{ kN}$ in Feldmitte an der Plattenunterseite (Sensor D-2) und den gemessenen Dehnungen in der Druckzone (2.5 cm unterhalb der Betonoberfläche; Sensor D-6). Die Dehnungsverteilungen sind für die Klimastufen K-1 (20 °C) bis K-8 (20 °C) dargestellt. Während für die Platte ohne Asphalt die Dehnungen für alle Klimastufen nahezu gleich sind ($\epsilon_1 = 0.17 - 0.18 \text{ ‰}$ für D-2 und $\epsilon_2 = -0.12 - -0.13 \text{ ‰}$ für Sensor D-6), variieren die Dehnungen der Platte mit Asphalt in Abhängigkeit der Klimastufe. Die Dehnungen variieren zwischen $\epsilon_1 = 0.10 \text{ ‰}$ (K-4 (-10 °C)) und 0.17 ‰ (K-7 (40 °C)) für Sensor D-2 bzw. zwischen $\epsilon_2 = -0.04 \text{ ‰}$ (K-4 (-10 °C)) und -0.12 ‰ (K-7 (40 °C)) für Sensor D-6.

Die rechte Abbildung zeigt außerdem deutlich, dass sich mit sinkender Temperatur und damit steifer werdendem System der Schwerpunkt des Verbundsystems (Dehnungsnulldurchgang) innerhalb der Betonplatte nach oben verschiebt. Abbildung C.46 zeigt die Lage der Dehnungsnulldurchgänge und die Dehnungsverteilungen der Platte ACCS-1 mit Asphalt separat für alle Klimastufen.

¹⁸ Knicke im Entlastungsbereich der Kraft-Dehnungs-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

¹⁹ Dehnungsmessung in nachträglich verfüllten Schlitzen 2.5 cm unterhalb der Betonoberfläche

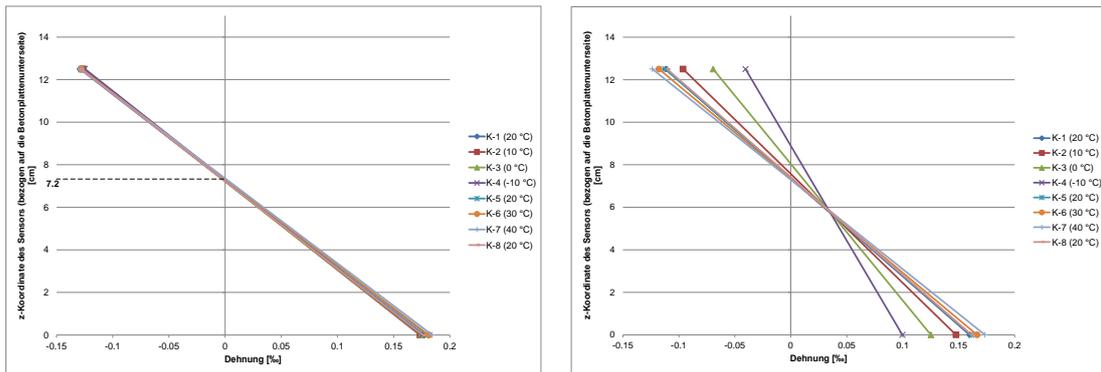


Abbildung C.45: Dehnungen über die Querschnittshöhe in Feldmitte, dargestellt für die Platte ACCS-1 ohne Asphalt (links) und die Platte ACCS-1 mit Asphalt (rechts)

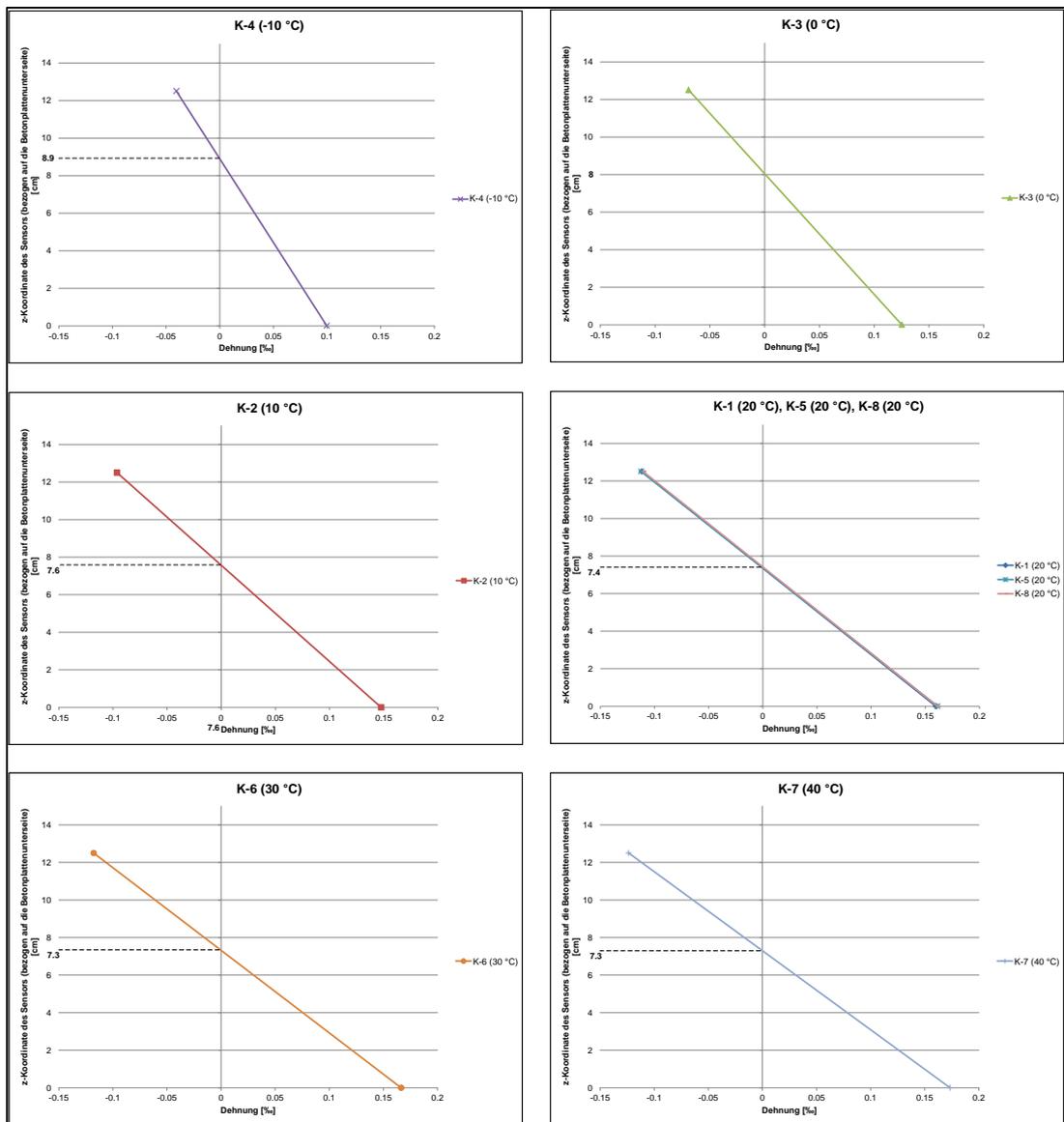
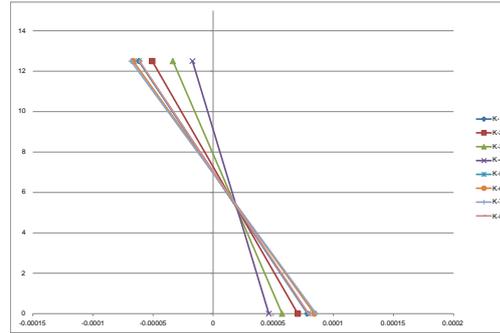
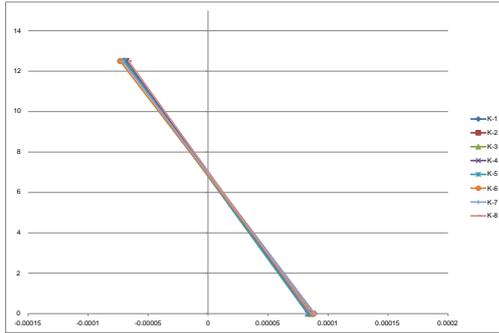


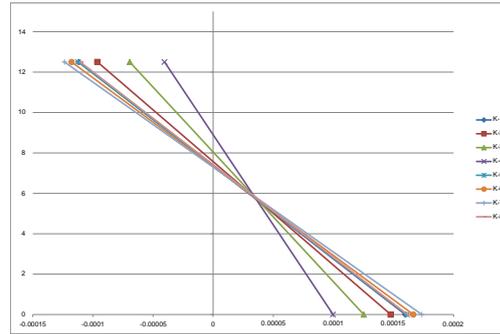
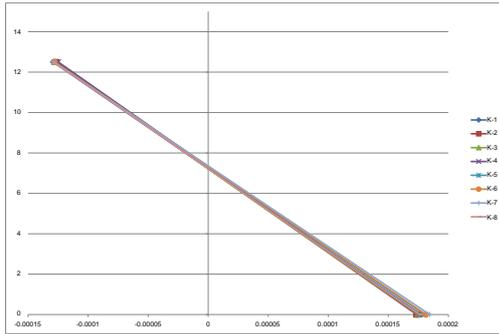
Abbildung C.46: Dehnungsverteilung im Betonquerschnitt der Platte ACCS-1 mit Asphalt in Feldmitte (Sensor D-2 und D-6) in Abhängigkeit der Klimastufe

ANHANG

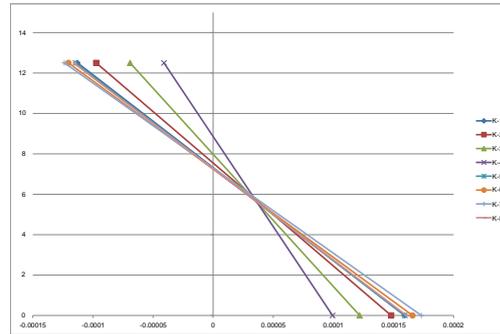
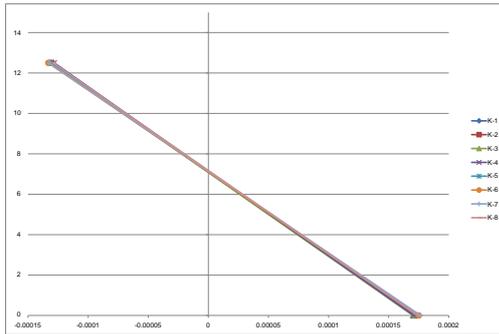
Dehnungen im Viertelpunkt - nahe Festlager



Dehnungen in Feldmitte



Dehnungen in Feldmitte



Dehnungen im Viertelpunkt - nahe Loslager

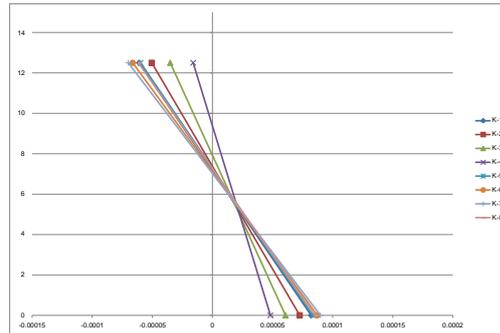
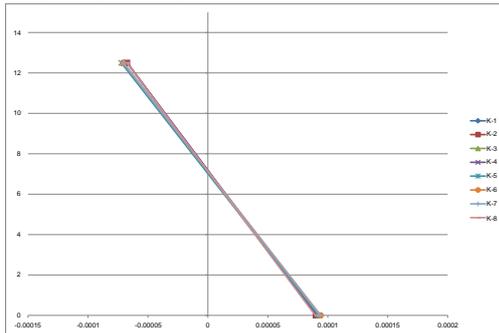


Abbildung C.47: Dehnungen über die Querschnittshöhe, dargestellt für die Platte ACCS-1 ohne Asphalt (links) und die Platte ACCS-1 mit Asphalt (rechts)

C.10 Verformungsmessung der Platte ACCS-2 mit Asphalt

Untersuchungen der Platte ACCS-2 mit Asphalt ergeben ebenfalls eine Temperaturabhängigkeit der Verformung, bedingt durch die Steifigkeit der Asphaltschicht. Abbildung C.48 gibt für die Klimastufen K-1 bis K-8 die gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte an, aufgetragen über die Versuchsdauer. Abbildung C.49 zeigt die Kraft-Weg-Verläufe für die Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) in Relation zur Klimastufe. Wie für die Platte ACCS-1 mit Asphalt ist auch hier der Einfluss durch die Klimastufe zu erkennen. Für tiefe Temperaturen ($T < 20\text{ °C}$) ist eine deutliche Reduktion der gemessenen Verformung und eine daraus resultierende Steifigkeitszunahme zu beobachten. Für die Klimastufe K-4 (-10 °C) ist die Verformung um 47 % niedriger als in Klimastufe K-1 (20 °C). Für Klimastufe K-7 (40 °C) hingegen liegt die gemessene Verformung um 7 % über der in Klimastufe K-1 (20 °C) (Tabelle C.16). Vergleichend sei erwähnt, dass sich die Verformung der Platte ACCS-2 ohne Asphalt in Klimastufe K-4 (-10 °C) um 0.6 % und in Klimastufe K-7 (40 °C) um 6.6 % gegenüber der Verformung in Klimastufe K-1 (20 °C) verändert hat. Abbildung C.50 zeigt die klimastufenabhängige Veränderung der Durchbiegung in Feldmitte für die Platte ACCS-2 mit Asphalt und vergleichend für dieselbe Platte ohne Asphalt. Es ist ersichtlich, dass in Bezug auf Klimastufe K-1 (20 °C), insbesondere für Temperaturen unter 20 °C , die Veränderung der gemessenen Verformungen durch die Asphaltschicht deutlich ausgeprägter ist als bei der Platte ohne Asphaltschicht. Dies zeigt, dass gerade bei tiefen Temperaturen eine Steifigkeitszunahme durch die Asphaltschicht zu erwarten ist. Daraus folgt, dass der Einfluss der klimastufenabhängigen Steifigkeitsänderung auf die Asphaltschicht zurückzuführen ist.

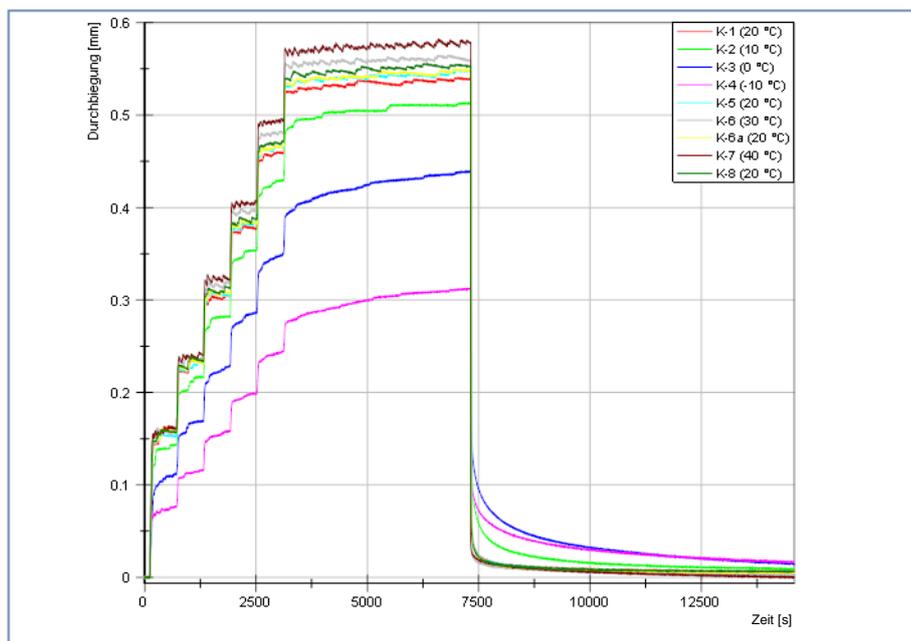


Abbildung C.48: Gemessene Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-2 mit Asphalt - Vergleich des Temperatureinflusses

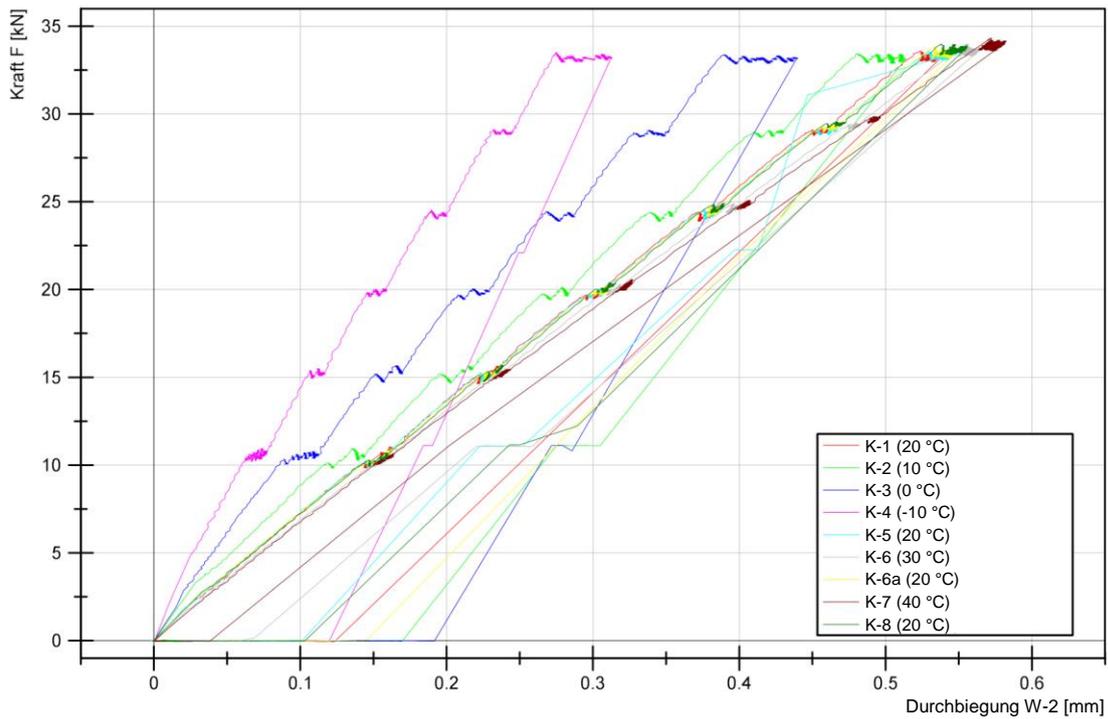


Abbildung C.49: Kraft-Weg-Diagramm für die Durchbiegung in Feldmitte der Platte ACCS-2 mit Asphalt-schicht - Vergleich des klimatischen Einflusses²⁰

Tabelle C.16: Abweichung der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-2 mit Asphalt in Relation zur Klimastufe K-1 (20 °C)

Klimastufe	Abweichung der Durchbiegung in Feldmitte in Bezug auf Klimastufe K-1 (20 °C) [%]
K-4 (-10 °C)	-47.17
K-3 (0 °C)	-25.04
K-2 (10 °C)	-7.42
K-1 (20 °C)	-
K-5 (20 °C)	1.32
K-6a (20 °C)	1.36
K-8 (20 °C)	1.81
K-6 (30 °C)	4.93
K-7 (40 °C)	7.08

²⁰ Knickpunkte im Entlastungsbereich der Kraft-Weg-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

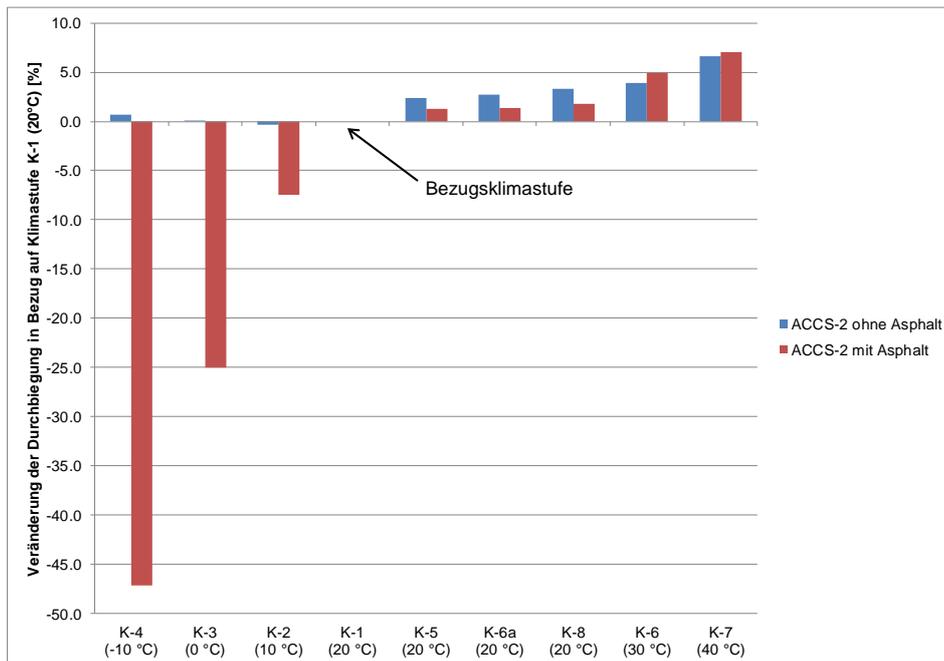


Abbildung C.50: Prozentuale klimastufenabhängige Veränderung der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platte ACCS-2 ohne Asphalt (blau) und mit Asphalt (rot) in Bezug auf Klimastufe K-1 (20 °C)

Tabelle C.17: Absolutwerte der gemessenen Durchbiegungen in Feldmitte (Sensor W-2) für die Platten ACCS-1 ohne Asphalt und ACCS-1 mit Asphalt für den Lastfall #6 mit 33 kN

Klimastufe	ACCS-2 ohne Asphalt	ACCS-2 mit Asphalt
	Durchbiegung W-2 [mm]	Durchbiegung W-2 [mm]
K-4 (-10 °C)	0.487	0.272
K-3 (0 °C)	0.484	0.385
K-2 (10 °C)	0.482	0.476
K-1 (20 °C)	0.484	0.514
K-5 (20 °C)	0.495	0.521
K-6a (20 °C)	0.497	0.521
K-8 (20 °C)	0.500	0.523
K-6 (30 °C)	0.503	0.539
K-7 (40 °C)	0.516	0.550

Eine Betrachtung der Sensoren W-8 und W-9 (Durchbiegung in den Viertelpunkten) sowie der Sensoren D-2, D-3 (Dehnungen an der Plattenunterseite in Feldmitte), D-6 und D-7 (Dehnungen 2.5 cm unterhalb der Betonoberkante in Feldmitte) ergeben annähernd die gleichen prozentualen Abweichungen der jeweiligen Klimastufe zu Klimastufe K-1 (20 °C) (Abbildung C.51). Die gemessenen Dehnungen sowie die Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe sind nachfolgend gegeben (Abbildung C.52 bis Abbildung C.56).

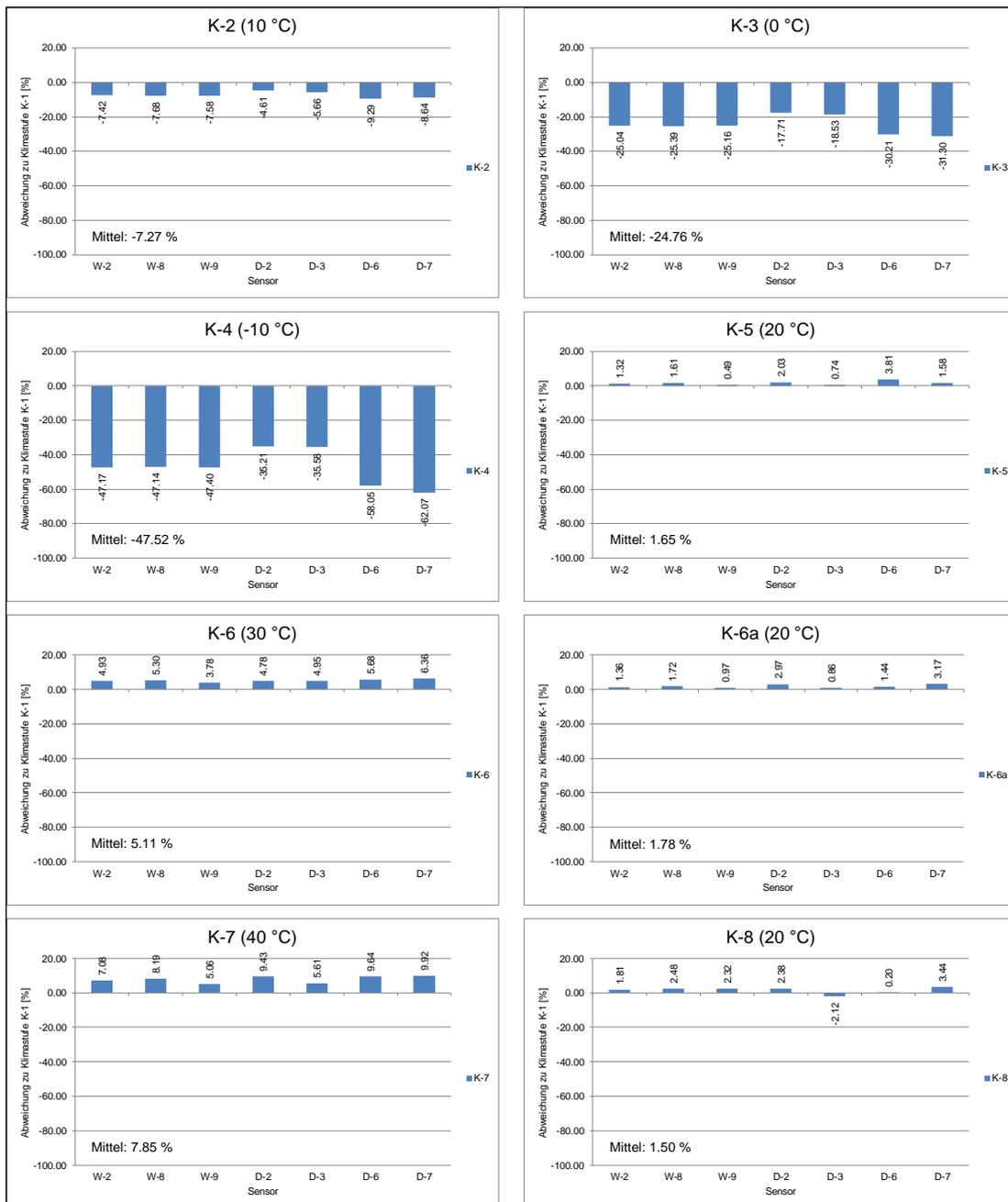


Abbildung C.51: Prozentuale Abweichung der gemessenen Verformungen W-2, W-8, W-9, D-2, D-3, D-6 und D-7 in Bezug auf Klimastufe K-1 (20 °C) für die Platte ACCS-2 mit Asphalt

C.10.1 Dehnungen der Platte ACCS-2 mit Asphalt in Feldmitte

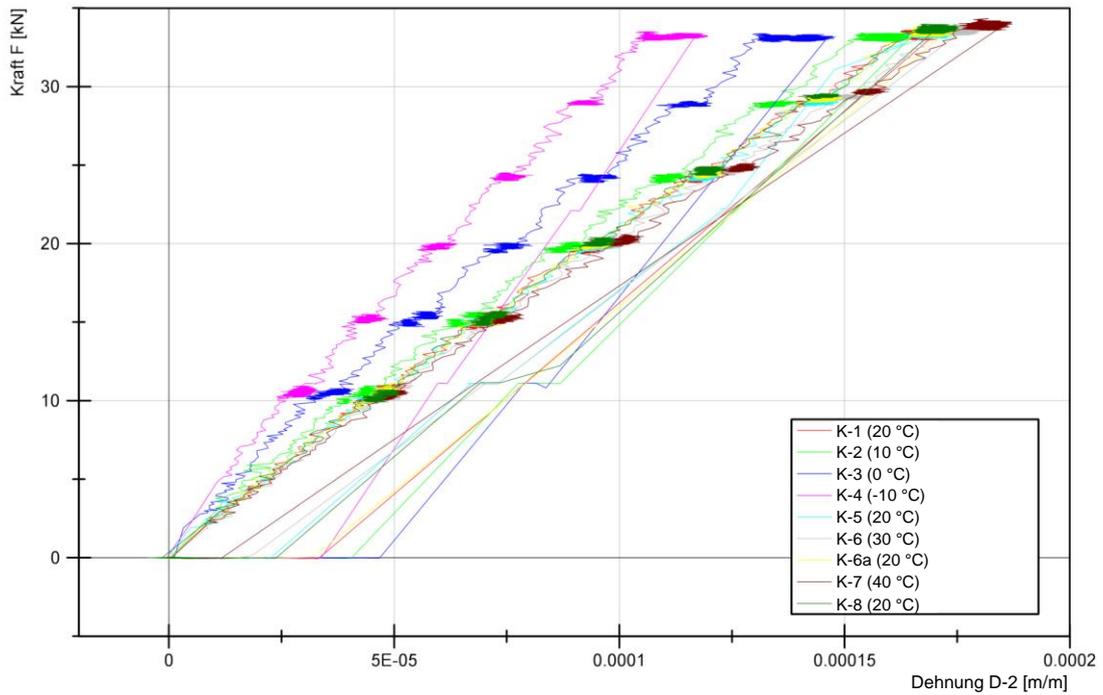


Abbildung C.52: Dehnungen der Platte ACCS-2 mit Asphalt an der Plattenunterseite (Sensor D-2)²¹

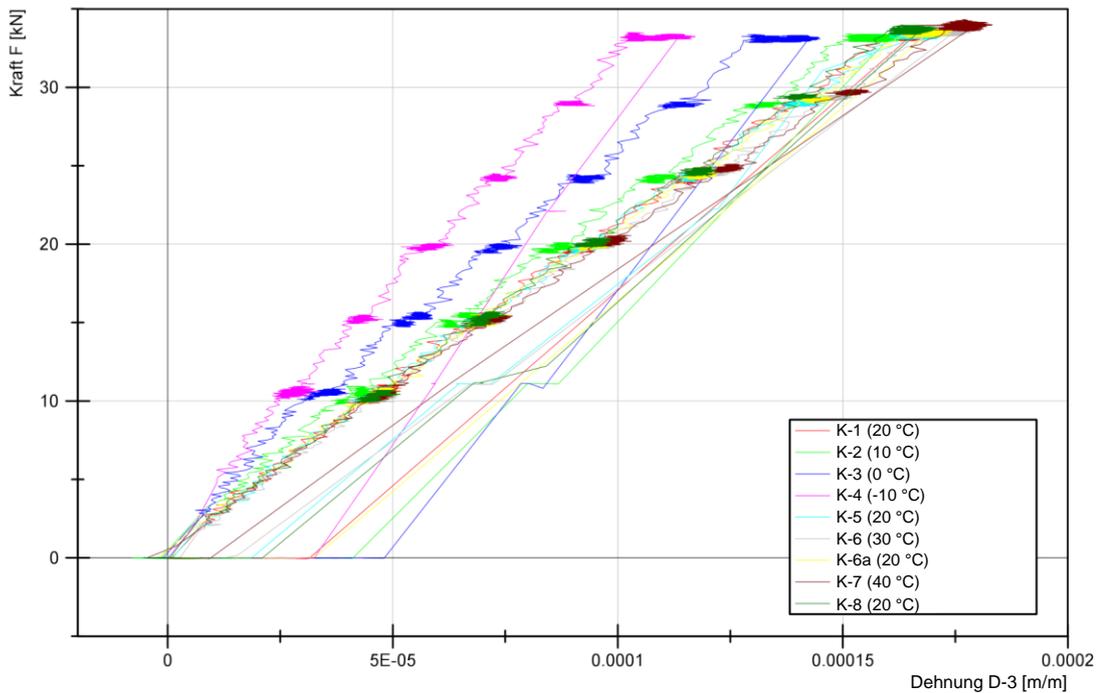


Abbildung C.53: Dehnungen der Platte ACCS-2 mit Asphalt an der Plattenunterseite (Sensor D-3)²¹

²¹ Knick im Entlastungsbereich der Kraft-Dehnungs-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

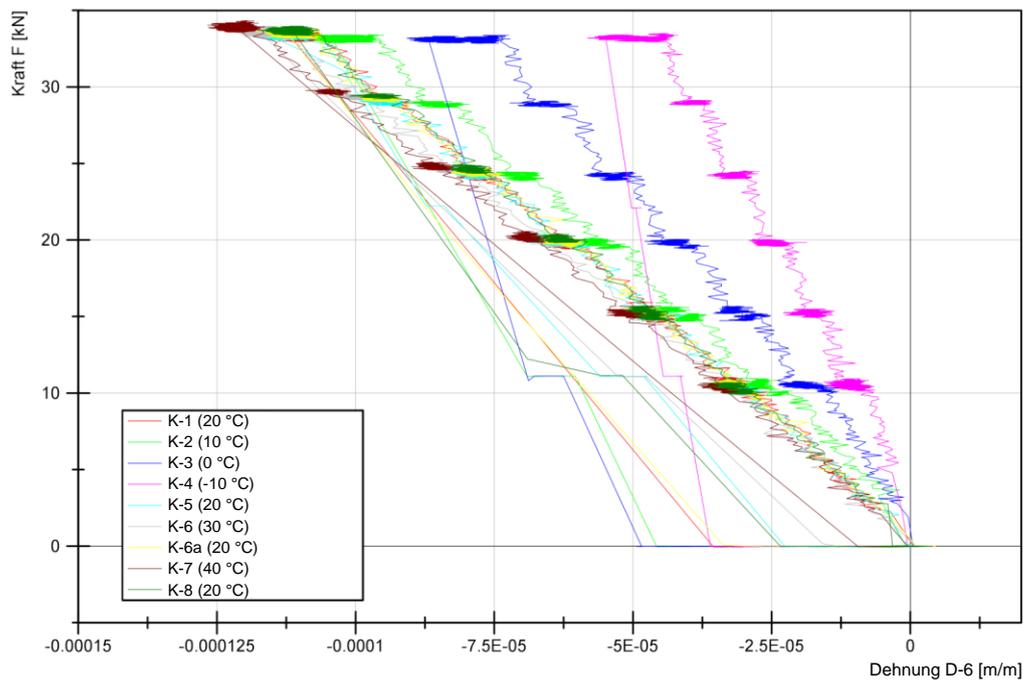


Abbildung C.54: Dehnungen der Platte ACCS-2 mit Asphalt 2.5 cm unterhalb der Betonoberkante (Sensor D-6)^{21, 22}

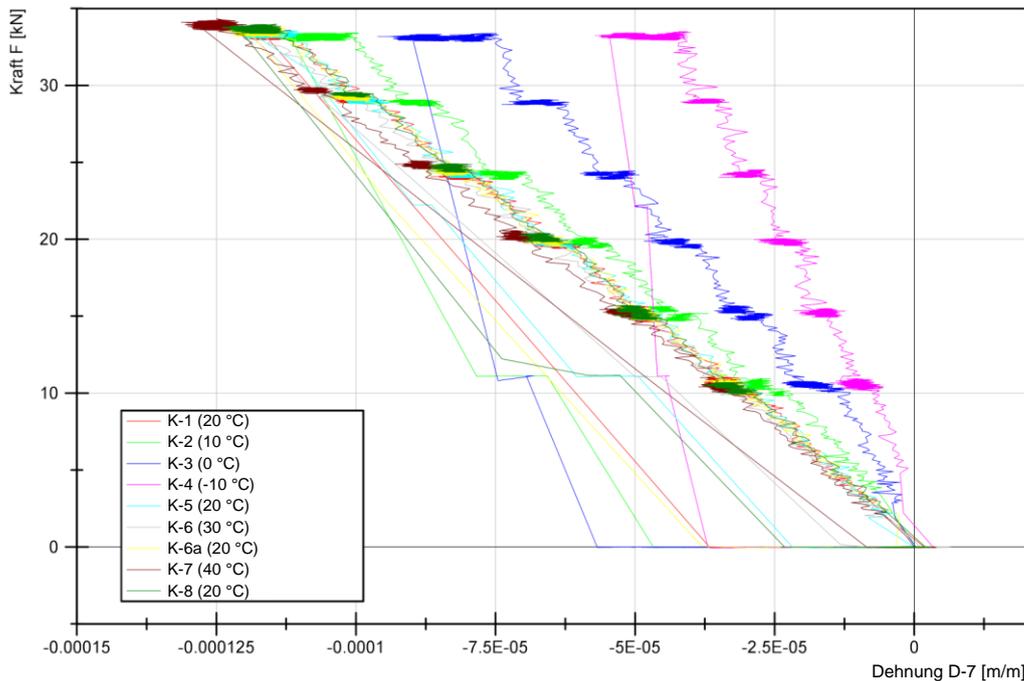


Abbildung C.55: Dehnungen der Platte ACCS-2 mit Asphalt 2.5 cm unterhalb der Betonoberkante (Sensor D-7)^{21, 22}

²¹ Knickpunkte im Entlastungsbereich der Kraft-Dehnungs-Diagramme sind Folge der Mittelwertbildung aus drei Einzelmessungen. In den Einzelversuchen erfolgt die Entlastung schlagartig.

²² Dehnungsmessung in nachträglich verfüllten Schlitzen 2.5 cm unterhalb der Betonoberfläche

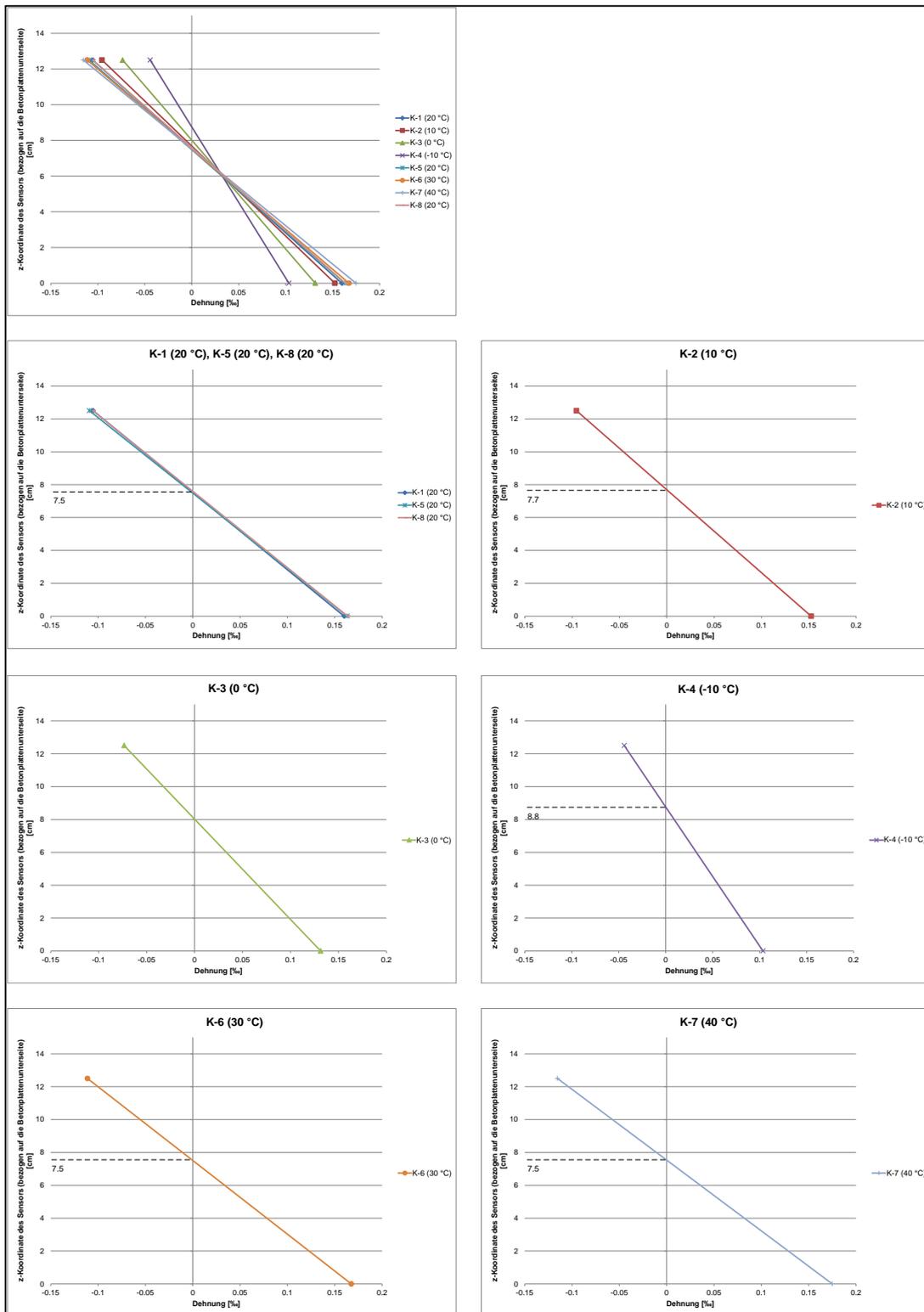


Abbildung C.56: Dehnungsverteilung im Betonquerschnitt der Platte ACCS-2 mit Asphalt in Feldmitte (Sensor D-2 und D-6) in Abhängigkeit der Klimastufe

C.11 Durchbiegungsveränderung der Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt

Betrachtet man vergleichend zu Platte ACCS-2 mit Asphalt die prozentuale Verformungsänderung (in Bezug auf die Verformung von K-1 (20 °C)) der Platte ACCS-1 mit Asphalt so wird deutlich, dass sich diese in einem ähnlichen Maß verändert (Abbildung C.57). Beide Platten weisen ein deutlich durch die klimatischen Randbedingungen beeinflusstes Verformungsverhalten auf. Jedoch ist für die Platte ACCS-2 der Einfluss der Asphalttschicht, bezogen auf das Verformungsverhalten, in Relation zur Klimastufe K-1 (20 °C) etwas geringer als bei Platte ACCS-1.

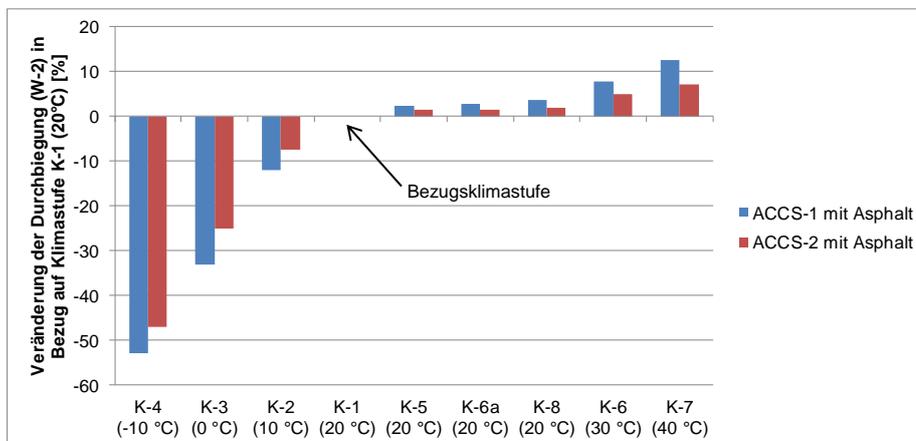


Abbildung C.57: Prozentuale Veränderung der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2), bezogen auf Klimastufe K-1 (20 °C) für die Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt

Tabelle C.18: Abweichung der Durchbiegung in Feldmitte (Sensor W-2) der Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt in Relation zur Klimastufe K-1 (20 °C)

Klimastufe	Abweichung der Durchbiegung in Feldmitte in Bezug auf Klimastufe K-1	
	ACCS-1 mit Asphalt [%]	ACCS-2 mit Asphalt [%]
K-4 (-10 °C)	-52.96	-47.17
K-3 (0 °C)	-33.25	-25.04
K-2 (10 °C)	-11.96	-7.42
K-1 (20 °C)	-	-
K-5 (20 °C)	2.25	1.32
K-6a (20 °C)	2.77	1.36
K-8 (20 °C)	3.49	1.81
K-6 (30 °C)	7.81	4.93
K-7 (40 °C)	12.53	7.08

C.12 Reproduzierbarkeit der Versuche

Tabelle C.19: Temperatur und Feuchte während der Reproduzierbarkeitskontrolle

Klimastufe	Temperatur	Feuchte	Massenbezogener
	Datalogger [°C]	Datalogger [%-rel. LF]	Feuchtegehalt [%]
Reproduzierbarkeitskontrolle 1 (T=20 °C)	19.3	72.1	1.30
Reproduzierbarkeitskontrolle 2 (T=-10 °C)	-10.7	66.8	1.05

C.13 Dynamische Tests an den Platten ohne Asphaltsschicht

C.13.1 Analyse der Platte ACCS-2 ohne Asphaltsschicht

Die Analyse der Platte ACCS-2 ohne Asphalt zeigt nur bedingt eine klimaabhängige Veränderung der Eigenfrequenzen dieser Platte. Die Eigenfrequenzen der ersten Torsionsform T1 (Abbildung C.59) und die der zweiten Biegeform B2 (Abbildung C.60) zeigen, dass mit steigender Temperatur die Eigenfrequenz fällt. Die Eigenfrequenzen der ersten Biegeform B1 (Abbildung C.58) und der zweiten Torsionsform T2 (Abbildung C.61) zeigen dies nicht. Tabelle C.20 zeigt die Eigenfrequenzwerte der ersten und zweiten Biegeform B1 und B2 sowie der ersten und zweiten Torsionsform T1 und T2. Zusätzlich gibt die Tabelle die Betontemperatur an. Für die Eigenfrequenz B1 fällt auf, dass die Klimastufe K-4 (-10 °C) wider Erwarten um 4 % kleiner ist als die von K-1 (20 °C). Die weiteren Variationen der Eigenfrequenzen liegen innerhalb der Messgenauigkeit (< 2 %).

Tabelle C.20: Eigenfrequenzen, Betontemperatur und Feuchtegehalt der Platte ACCS-2 ohne Asphalt

Klimastufe	Temperatur	B 1 [Hz]	T 1 [Hz]	B 2 [Hz]	T 2 [Hz]
K-4 (-10 °C)	-10.7	220	373	587	731
K-3 (0 °C)	-0.2	231	370	585	729
K-2 (10 °C)	9.3	232	369	583	727
K-1 (20 °C)	19.3	229	367	581	723
K-5 (20 °C)	19.3	232	367	581	722
K-6a (20 °C)	19.3	230	368	581	723
K-8 (20 °C)	19.3	-	369	581	723
K-6 (30 °C)	29.4	230	366	579	720
K-7 (40 °C)	39.3	230	365	576	717

ANHANG

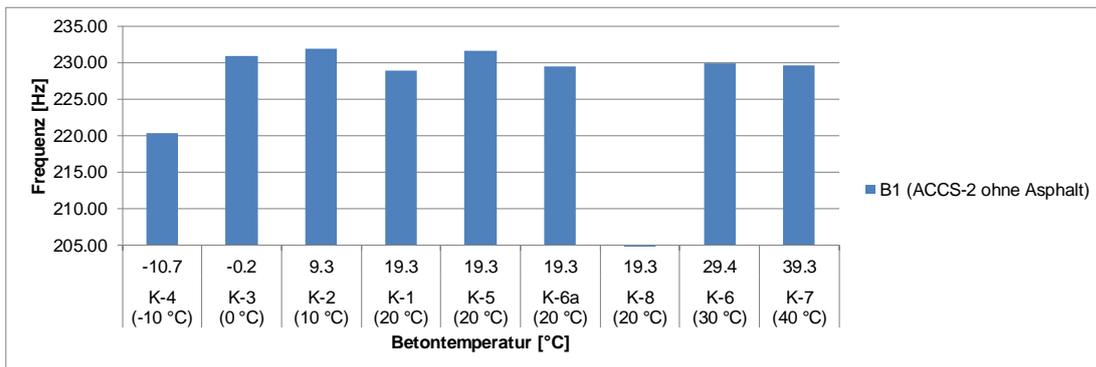


Abbildung C.58: Eigenfrequenz zur ersten Biegeform B1 der Platte ACCS-2 ohne Asphalt

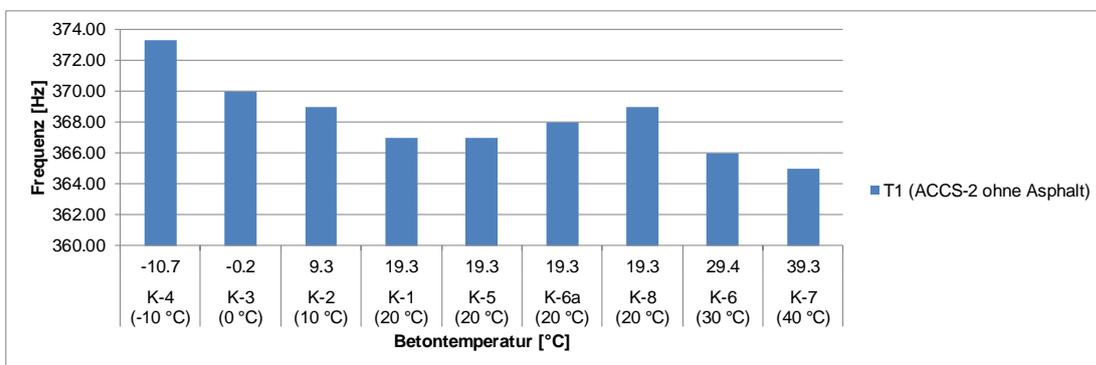


Abbildung C.59: Eigenfrequenz zur ersten Torsionsform T1 der Platte ACCS-2 ohne Asphalt

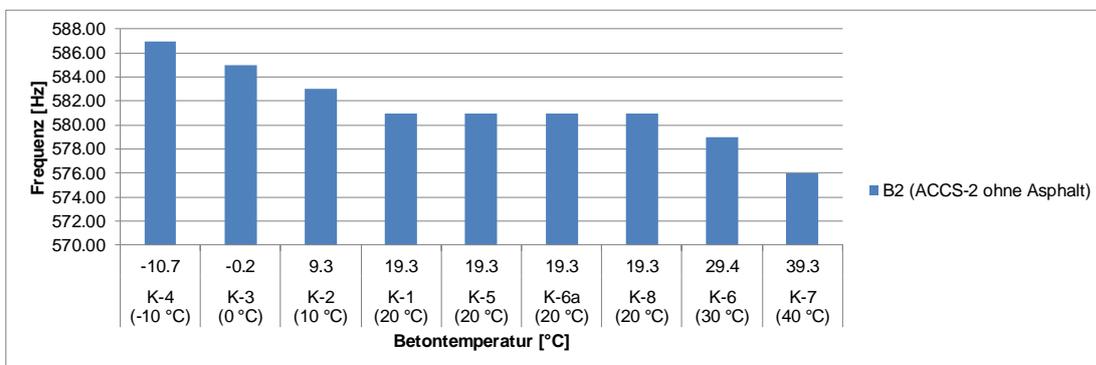


Abbildung C.60: Eigenfrequenz zur zweiten Biegeform B2 der Platte ACCS-2 ohne Asphalt

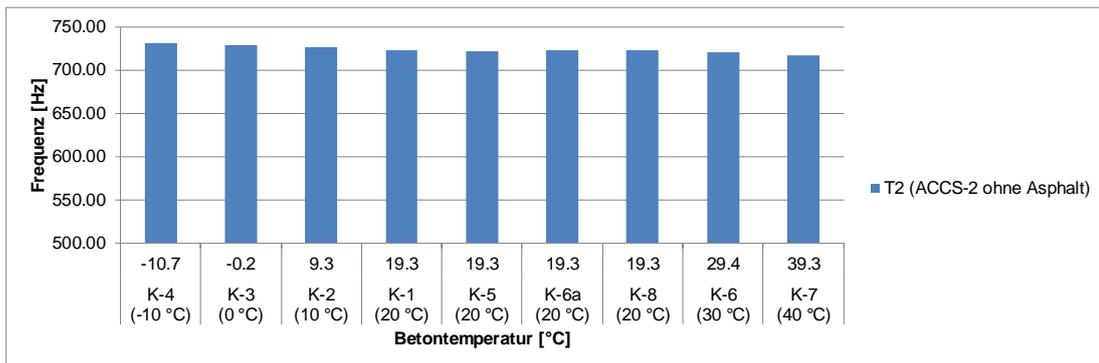


Abbildung C.61: Eigenfrequenz zur zweiten Torsionsform T2 der Platte ACCS-2 ohne Asphalt

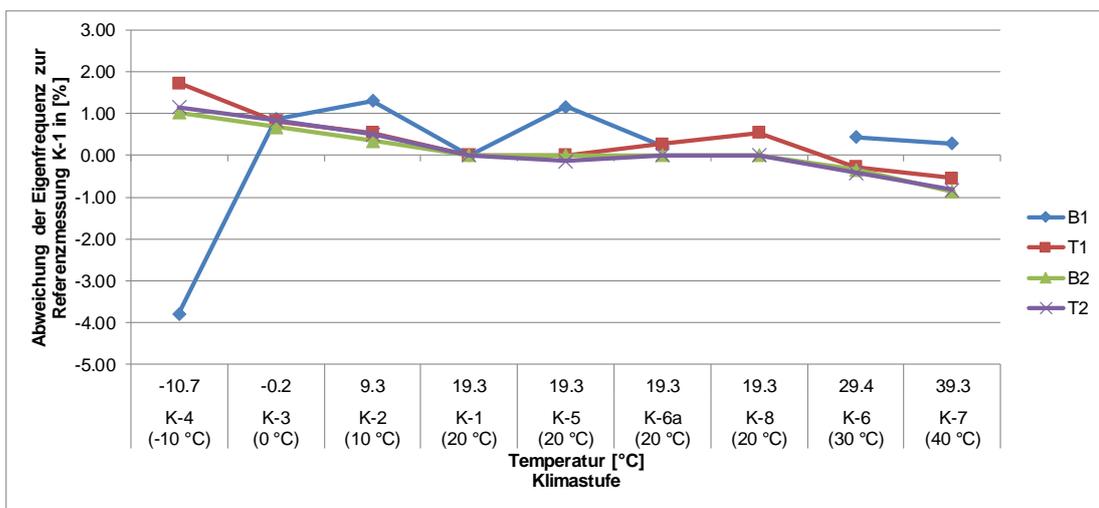


Abbildung C.62: Klimaabhängige Veränderung der Eigenfrequenzen (EF) B1, T1, B2 und T2 in Relation zur Klimastufe K-1 für die Platte ACCS-2 ohne Asphalt

C.13.2 Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 ohne Asphalt

Ein Vergleich der Platte ACCS-2 mit der Platte ACCS-1 zeigt, dass die Eigenfrequenz B1 größer ist als die der Platte ACCS-1 (Abbildung C.63). Dies war zu erwarten, da die statischen Tests bereits gezeigt haben, dass die Platte ACCS-2 eine höhere Steifigkeit besitzt im Vergleich zur Platte ACCS-1. Somit liegen die Eigenfrequenzen dieser Platte über denen der Platte ACCS-1. Für die Eigenfrequenz T1 (Abbildung C.64) der ersten Torsionsform gilt dies nicht. Diese ist kleiner als die der Platte ACCS-1 ohne Asphalt. Abbildung C.65 zeigt das Verhältnis der Eigenfrequenzen B1 und T1 der Platte ACCS-2 zur Platte ACCS-1 (jeweils ohne Asphalt). Es ist erkennbar, dass die Eigenfrequenzen B1 beider Platten je nach Klimastufe zwischen 0.5 und 9.4 % zueinander differieren. Die Eigenfrequenzen T1 variieren zwischen 2.0 und 4.9 %. Die höhere Steifigkeit der Platte ACCS-2 kann nicht durch unterschiedliche klimatische Randbedingungen begründet werden. Die Temperaturen unterscheiden sich nur geringfügig voneinander. Die Untersuchung der modalen Parameter bestätigt somit die aus den statischen Untersuchungen gewonnene Erkenntnis, dass die Steifigkeiten beider Platten geringfügig voneinander abweichen. Abschließend ist in Abbildung C.66 und

Abbildung C.67 die klimastufenabhängige prozentuale Veränderung der Eigenfrequenzen B1 und T1 in Bezug auf Klimastufe K-1 (20 °C) beider Platten einander gegenübergestellt.

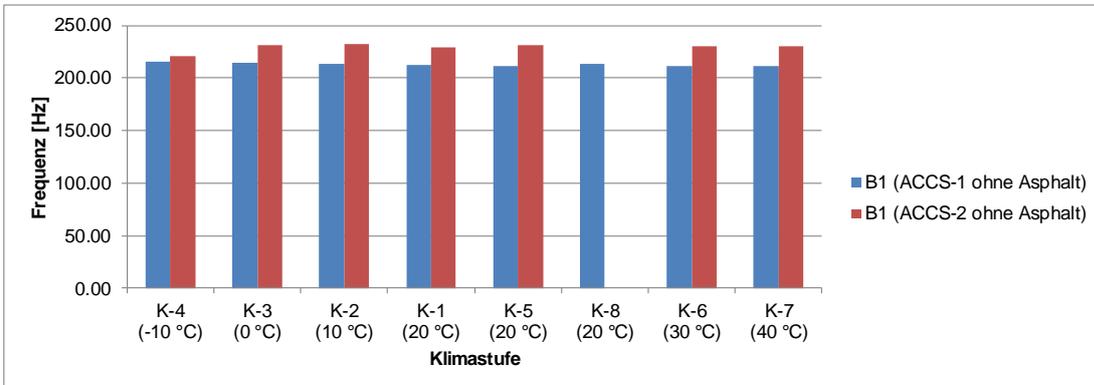


Abbildung C.63: Vergleich der Eigenfrequenz B1 der Platte ACCS-1 ohne Asphalt mit der Eigenfrequenz B1 der Platte ACCS-2 ohne Asphalt für die Klimastufen K-1 bis K-8

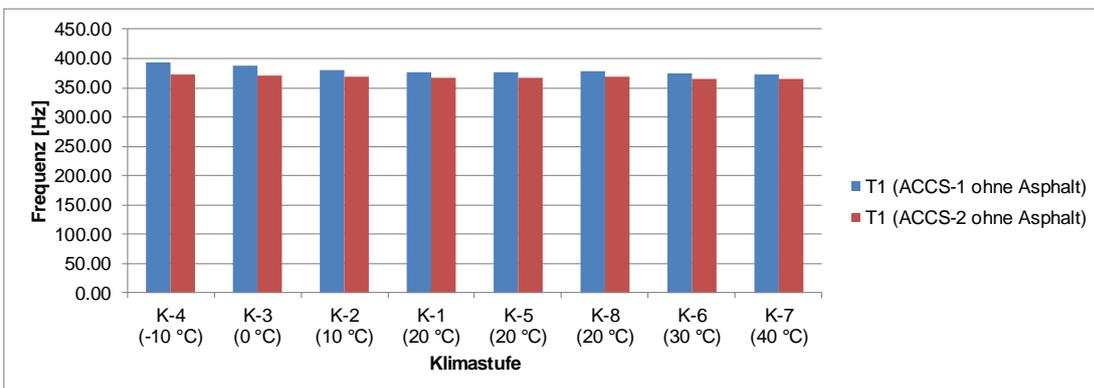


Abbildung C.64: Vergleich der Eigenfrequenz T1 der Platte ACCS-1 ohne Asphalt mit der Eigenfrequenz T1 der Platte ACCS-2 ohne Asphalt für die Klimastufen K-1 bis K-8

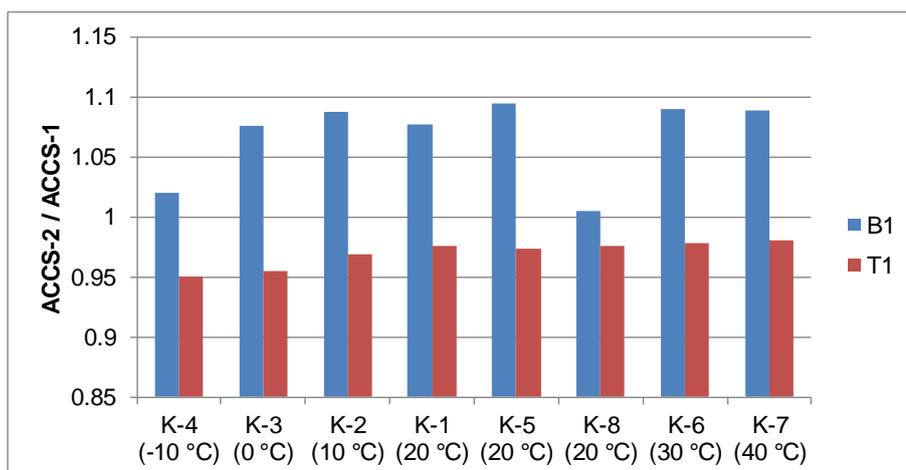


Abbildung C.65: Vergleich der Eigenfrequenzen der Platte ACCS-2 zur Platte ACCS-1 jeweils ohne Asphaltsschicht für die Klimastufen K-1 bis K-8

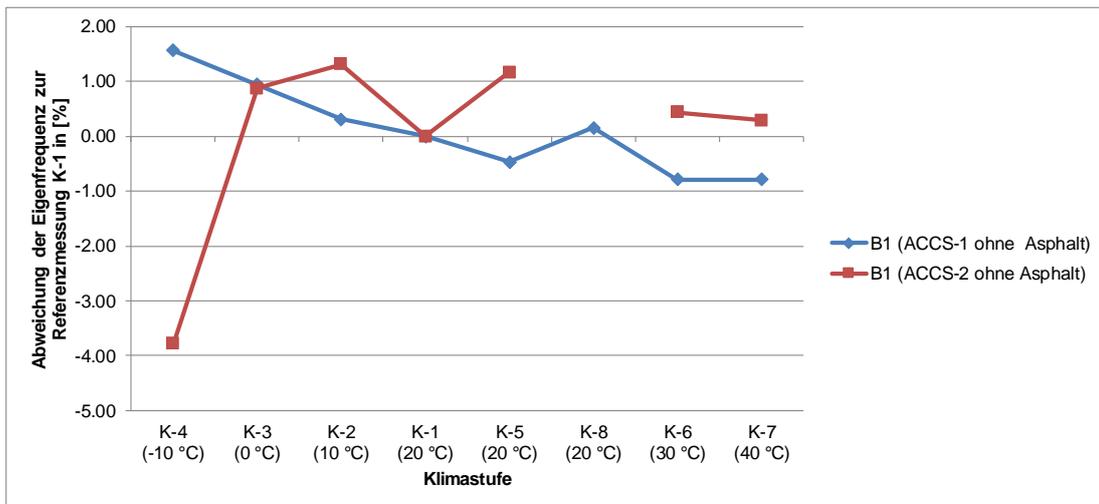


Abbildung C.66: Vergleich der klimastufenabhängigen prozentualen Veränderung der Eigenfrequenz B1 für die Platten ACCS-1 ohne Asphalt und ACCS-2 ohne Asphalt

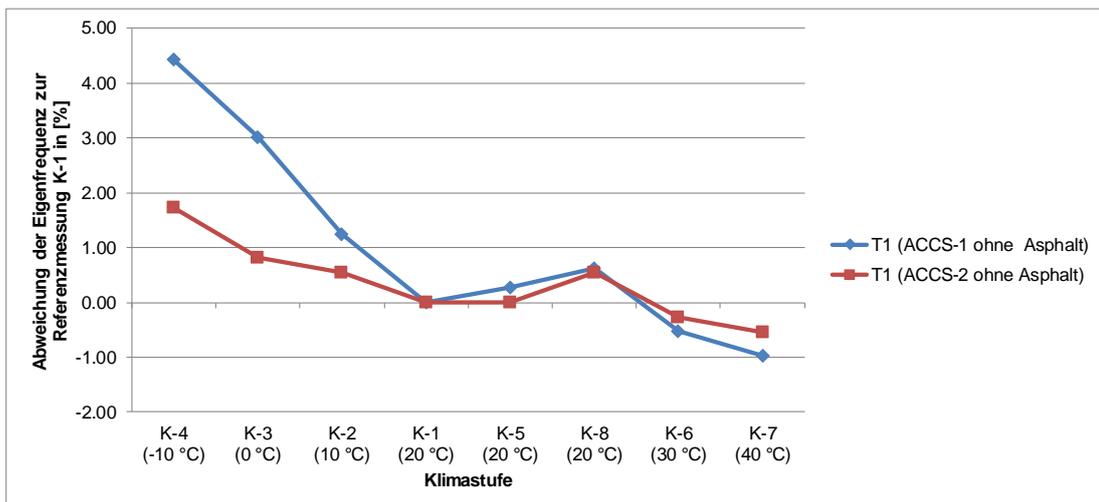


Abbildung C.67: Vergleich der klimastufenabhängigen prozentualen Veränderung der Eigenfrequenz T1 für die Platten ACCS-1 ohne Asphalt und ACCS-2 ohne Asphalt

C.14 Dynamische Tests an den Platten mit Asphaltsschicht

C.14.1 Analyse der dynamischen Parameter der Platte ACCS-2 mit Asphalt

Die Tabelle C.21 sowie die Abbildungen C.68 bis C.71 zeigen die Eigenfrequenzen B1, T1, B2 und T2 in Abhängigkeit der Klimastufen für die Platte ACCS-2 mit Asphalt. Wie schon für die Platte ACCS-1 mit Asphalt, fallen auch bei dieser Platte (ACCS-2 mit Asphalt) die Eigenfrequenzen mit zunehmender Temperatur. Die Temperaturabhängigkeit ist für jede der vier gemessenen Eigenfrequenzen ersichtlich. Außerdem ist erkennbar, dass sich für die Klimastufen K-1, K-5, K-6a und K-8 (alle $T = 19.4\text{ °C}$) jeweils annähernd die gleichen Eigenfrequenzen einstellen. Lediglich für die Eigenfrequenz T1 weicht die gemessene Eigenfrequenz in Klimastufe K-5 (20 °C) um -5 Hz von der in Klimastufe K-1 (20 °C) ab, was einer Abwei-

chung von 1.4 % entspricht. Die Klimastufe K-8 (20 °C) weicht um 3 Hz bzw. 0.9 % von der in Klimastufe K-1 (20 °C) gemessenen Eigenfrequenz T1 ab. Beide Abweichungen können als unbedeutend betrachtet werden, da diese innerhalb der Messtoleranz liegen. Die prozentuale Veränderung der Eigenfrequenzen in Abhängigkeit der Temperatur ist in Abbildung C.72 und Tabelle C.22 dargestellt. Die prozentuale Abweichung ist bezogen auf die Referenzmessung in Klimastufe K-1 (20 °C). Für die Klimastufe K-4 (-10 °C) ist die Eigenfrequenz der ersten Biegeform (B1) um 24 % größer als in Klimastufe K-1 (20 °C). Für T1 und B2 sind es 27 % und für die Eigenfrequenz T2 beträgt die Abweichung 18 %. Durch die Erwärmung auf 40 °C (K-7 (40 °C)) verringert sich die Eigenfrequenz B1 um -22 % in Bezug auf die Referenzmessung K-1 (20 °C). Die Eigenfrequenzen in T1, B2 und T2 verringern sich bei gleicher Temperaturveränderung um -19 %, -17 % und -16 %.

Tabelle C.21: Eigenfrequenzen, Betontemperatur und Feuchtegehalt der Platte ACCS-2 mit Asphalt

Klimastufe	Temperatur	B 1 [Hz]	T 1 [Hz]	B 2 [Hz]	T 2 [Hz]
K-4 (-10 °C)	-10.0	301	429	727	834
K-3 (0 °C)	-0.2	287	403	689	824
K-2 (10 °C)	9.4	267	370	632	775
K-1 (20 °C)	19.4	242	337	572	709
K-5 (20 °C)	19.4	240	332	571	707
K-6a (20 °C)	19.4	242	340	571	709
K-8 (20 °C)	19.4	241	339	571	708
K-6 (30 °C)	29.3	214	307	517	648
K-7 (40 °C)	39.2	188	275	472	597

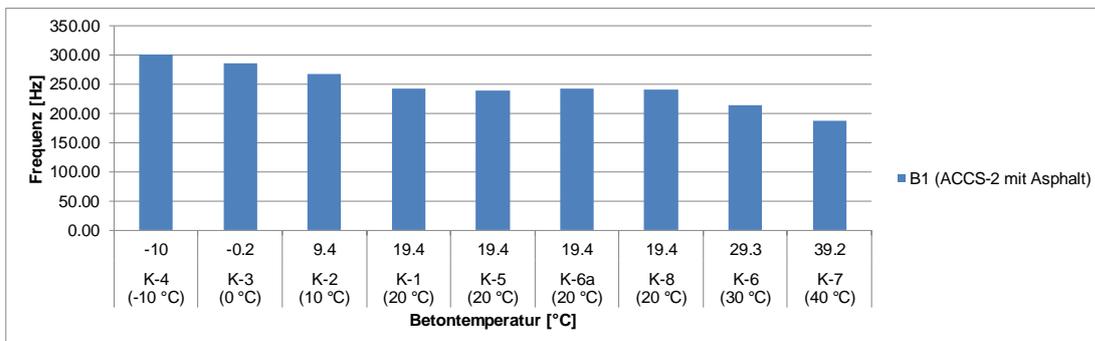


Abbildung C.68: Eigenfrequenz zur ersten Biegeform B1 der Platte ACCS-2 mit Asphalt

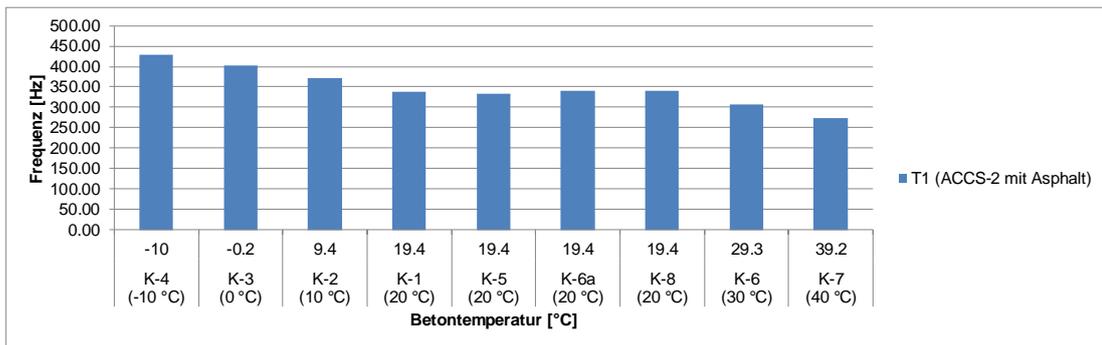


Abbildung C.69: Eigenfrequenz zur ersten Torsionsform T1 der Platte ACCS-2 mit Asphalt

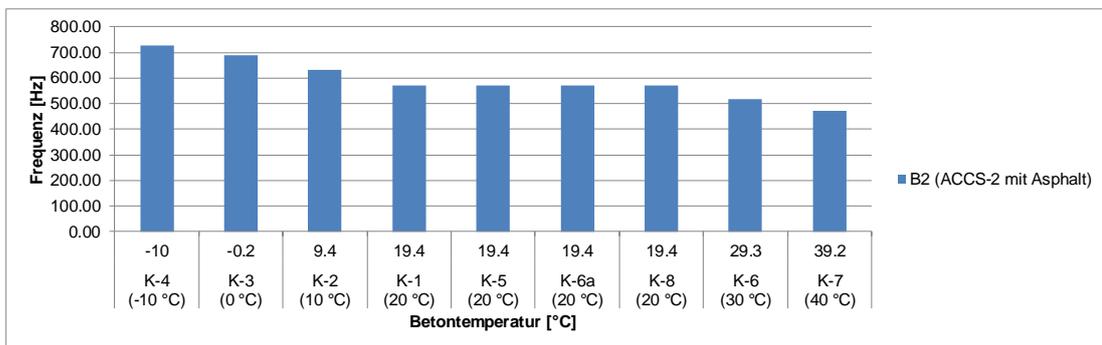


Abbildung C.70: Eigenfrequenz zur zweiten Biegeform B2 der Platte ACCS-2 mit Asphalt

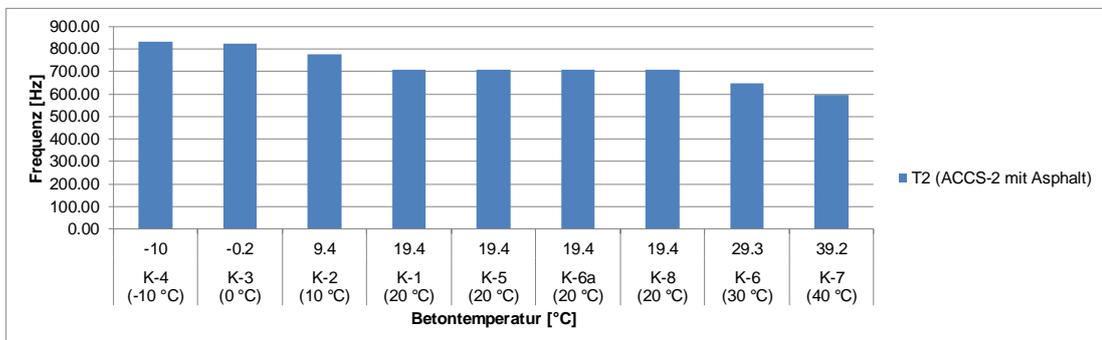


Abbildung C.71: Eigenfrequenz zur zweiten Torsionsform T2 der Platte ACCS-2 mit Asphalt

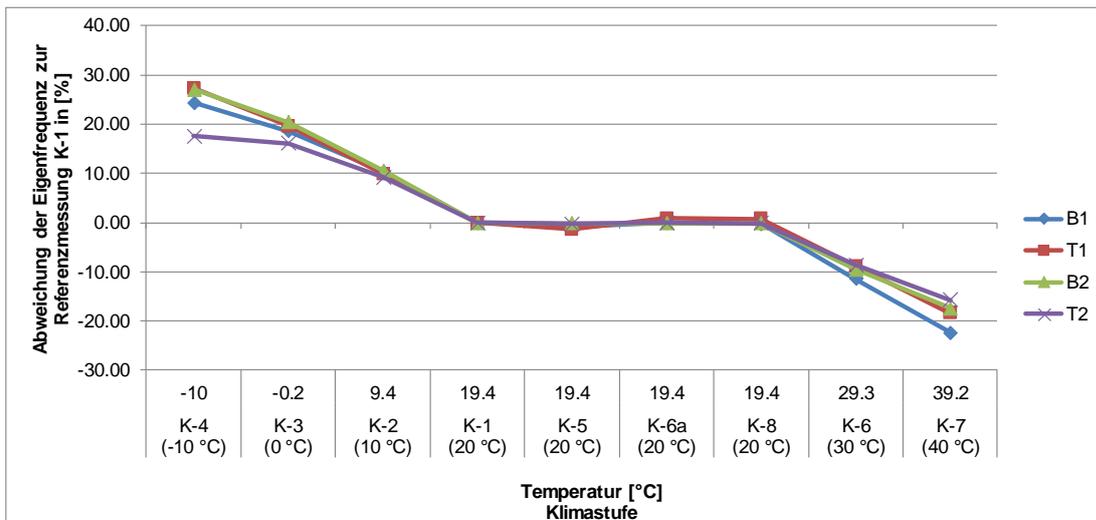


Abbildung C.72: Klimaabhängige Veränderung der Eigenfrequenzen (EF) B1, T1, B2 und T2 in Relation zu Klimastufe K-1 für die Platte ACCS-2 mit Asphalt

Tabelle C.22: Prozentuale Veränderung der Eigenfrequenzen, bezogen auf die Klimastufe K-1 (für Platte ACCS-2 mit Asphalt)

Klimastufe	Temperatur	B 1 [%]	T 1 [%]	B 2 [%]	T 2 [%]
K-4 (-10 °C)	-10.0	24	27	27	18
K-3 (0 °C)	-0.2	19	20	20	16
K-2 (10 °C)	9.4	10	10	11	9
K-1 (20 °C)	19.4	0	0	0	0
K-5 (20 °C)	19.4	-1	-1	0	0
K-6a (20 °C)	19.4	0	1	0	0
K-8 (20 °C)	19.4	0	1	0	0
K-6 (30 °C)	29.3	-11	-9	-10	-9
K-7 (40 °C)	39.2	-22	-19	-17	-16

C.14.2 Vergleich der Platten ACCS-1 und ACCS-2 mit Asphalt

Ein Vergleich der Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt zeigt, dass die Eigenfrequenzen beider Platten prozentual ähnlich variieren in Bezug auf die Temperaturveränderung. Lediglich die Eigenfrequenz der ersten Biegeform B1 der Platte ACCS-1 mit Asphalt wird etwas stärker durch die Temperaturabsenkung auf 0 °C (K-3 (0 °C)) bzw. auf -10 °C (K-4 (-10 °C)) beeinflusst als die der Platte ACCS-2 mit Asphalt. Die zweite Torsionsform T2 der Platte ACCS-1 mit Asphalt reagiert geringfügig schwächer als die der Platte ACCS-2 mit Asphalt auf die Temperaturabsenkung.

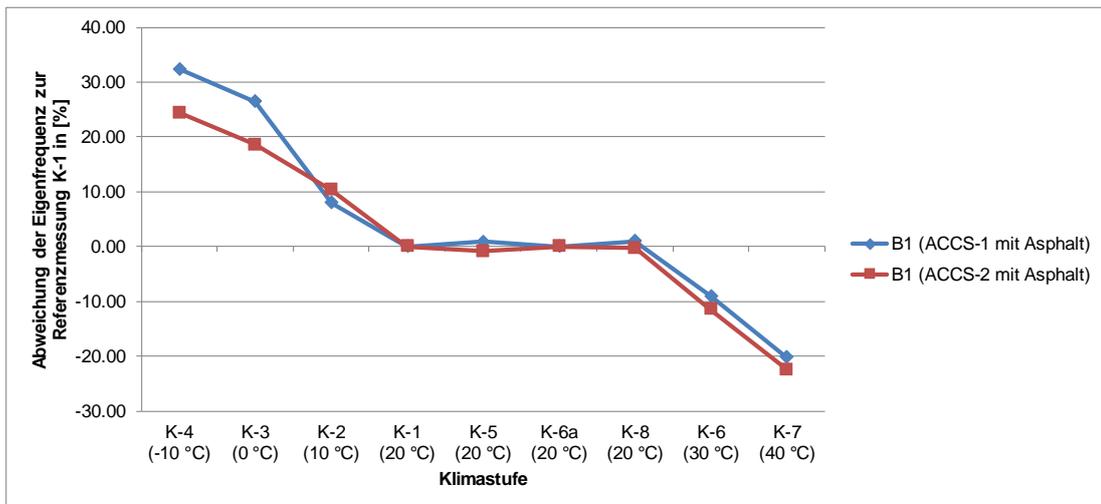


Abbildung C.73: Vergleich der klimastufenabhängigen prozentualen Veränderung der Eigenfrequenz B1 für die Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt

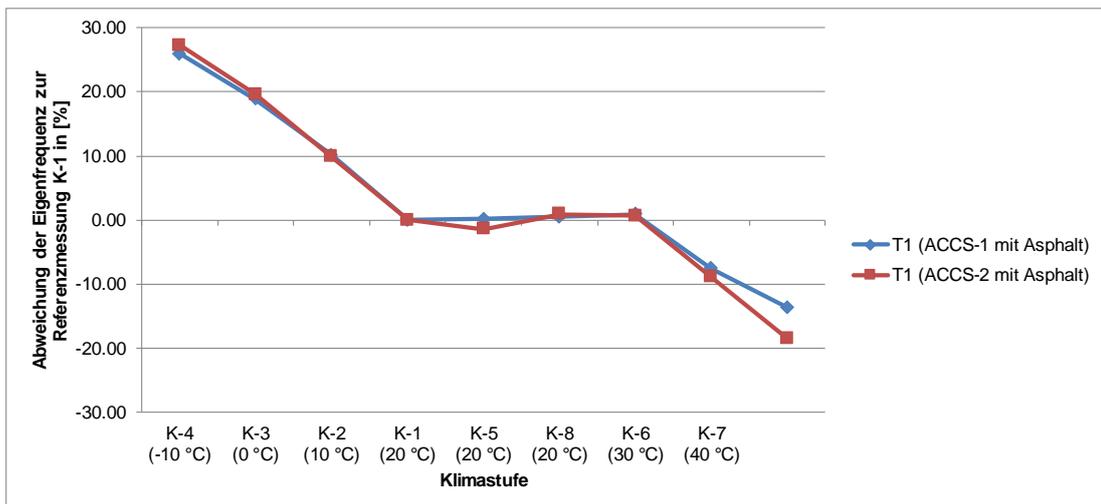


Abbildung C.74: Vergleich der klimastufenabhängigen prozentualen Veränderung der Eigenfrequenz T1 für die Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt

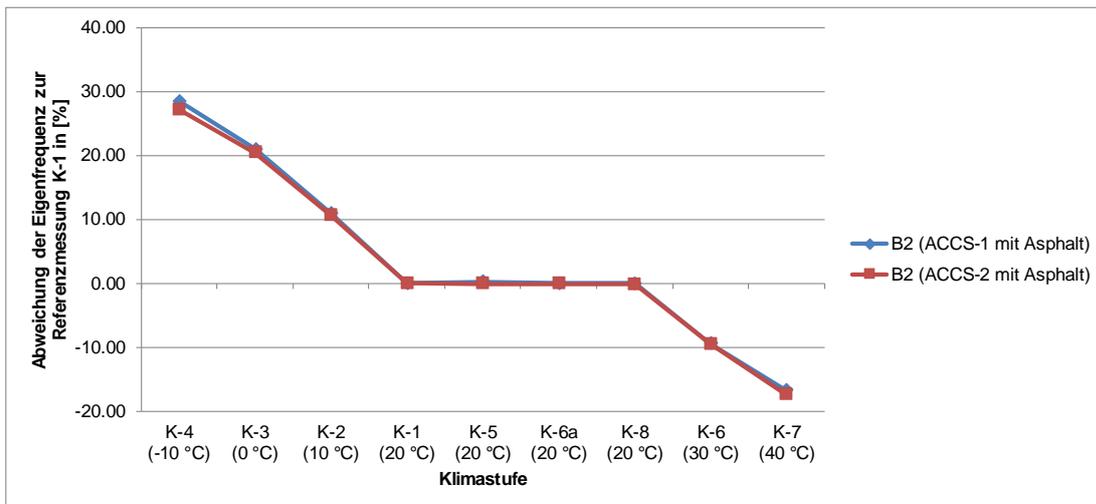


Abbildung C.75: Vergleich der klimastufenabhängigen prozentualen Veränderung der Eigenfrequenz B2 für die Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt

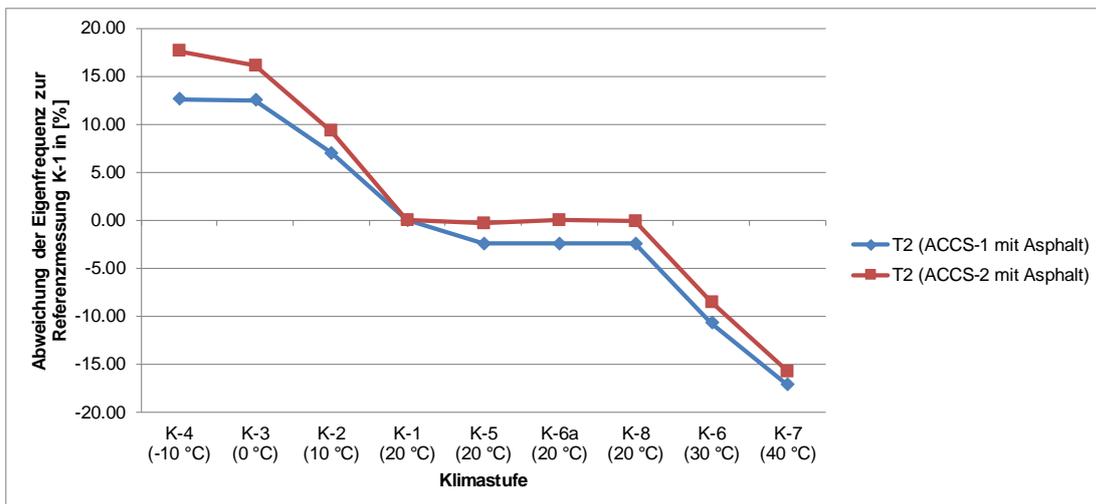


Abbildung C.76: Vergleich der klimastufenabhängigen prozentualen Veränderung der Eigenfrequenz T2 für die Platten ACCS-1 mit Asphalt und ACCS-2 mit Asphalt

D Klimatischer Einfluss auf das Verformungsverhalten von Brücken (am Beispiel der Brücken in Useldange und in Moestroff)

D.1 Diagramme zur Ermittlung der Schichttemperaturen für die Brücke in Useldange

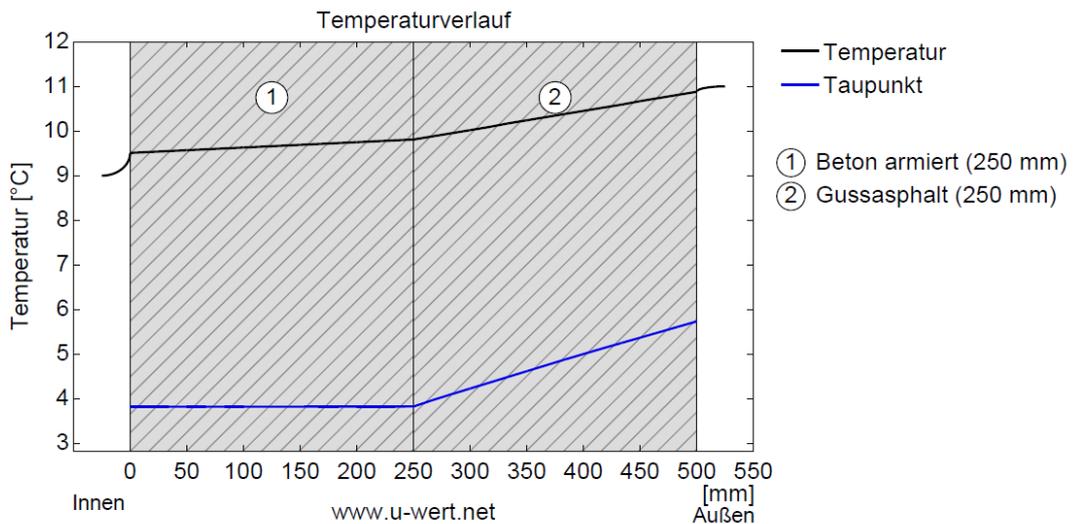


Abbildung D.1: Temperaturverlauf in den Schichten an der Brücke in Useldange für den Wintertest am 24.02.12 (Schichtanordnung hier um 90° gedreht) (Quelle: www.u-wert.net)

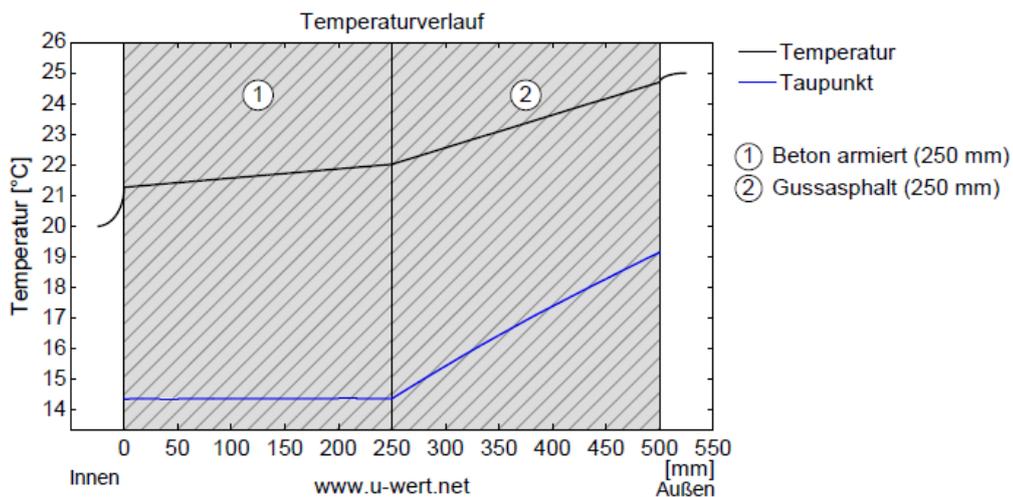


Abbildung D.2: Temperaturverlauf in den Schichten an der Brücke in Useldange für den Sommertest am 28.08.12 (Schichtanordnung hier um 90° gedreht) (Quelle: www.u-wert.net)

D.2 Diagramme zur Ermittlung der Schichttemperaturen für die Brücke in Moestroff

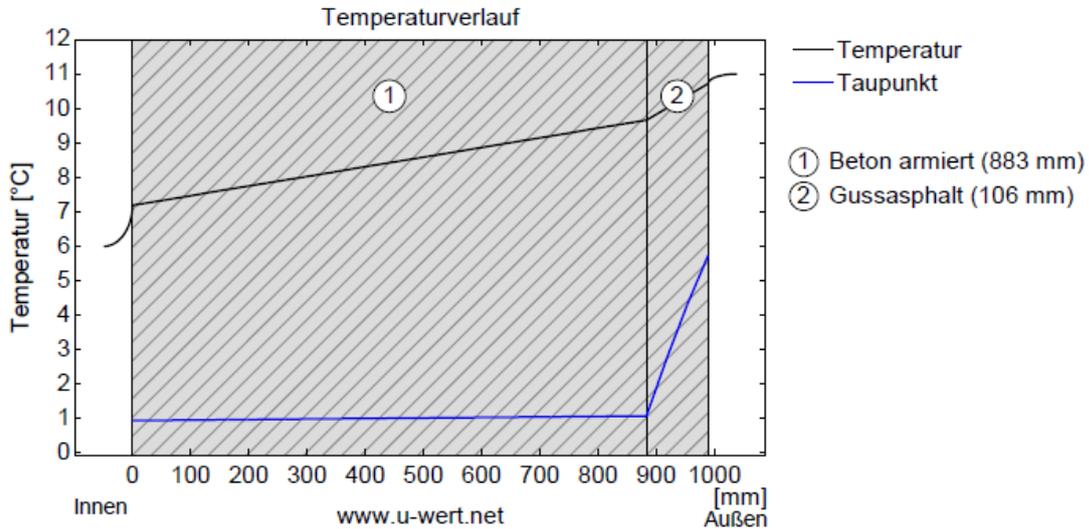


Abbildung D.3: Temperaturverlauf in den Schichten an der Brücke in Moestroff für den Wintertest am 07.03.12 (Schichtanordnung hier um 90° gedreht) (Quelle: www.u-wert.net)

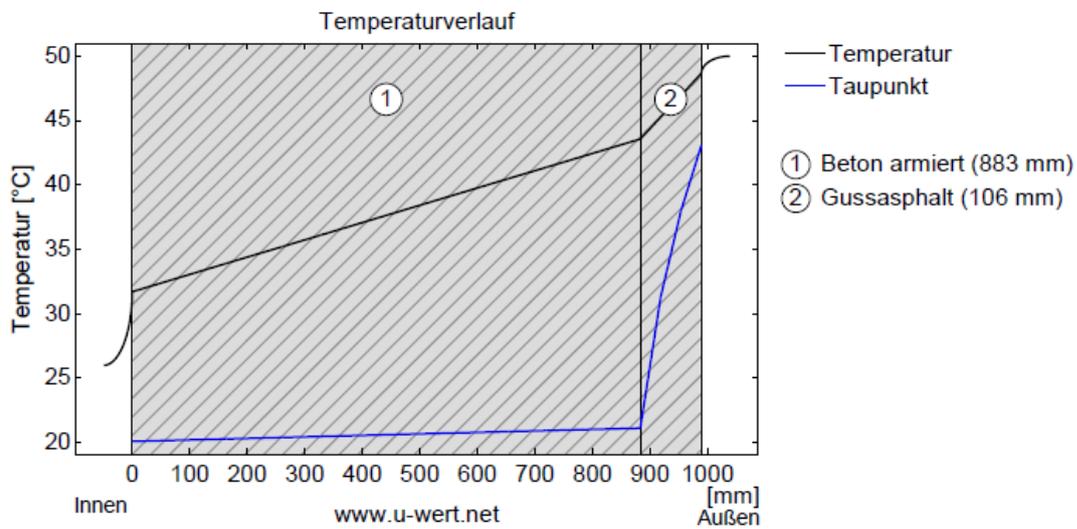


Abbildung D.4: Temperaturverlauf in den Schichten an der Brücke in Moestroff für den Sommertest am 26.07.12 (Schichtanordnung hier um 90° gedreht) (Quelle: www.u-wert.net)

E In-Situ Belastungstests an der Brücke Champangshiehl

E.1 Verformungsmessung (Durchbiegung) in verschiedenen Messschnitten

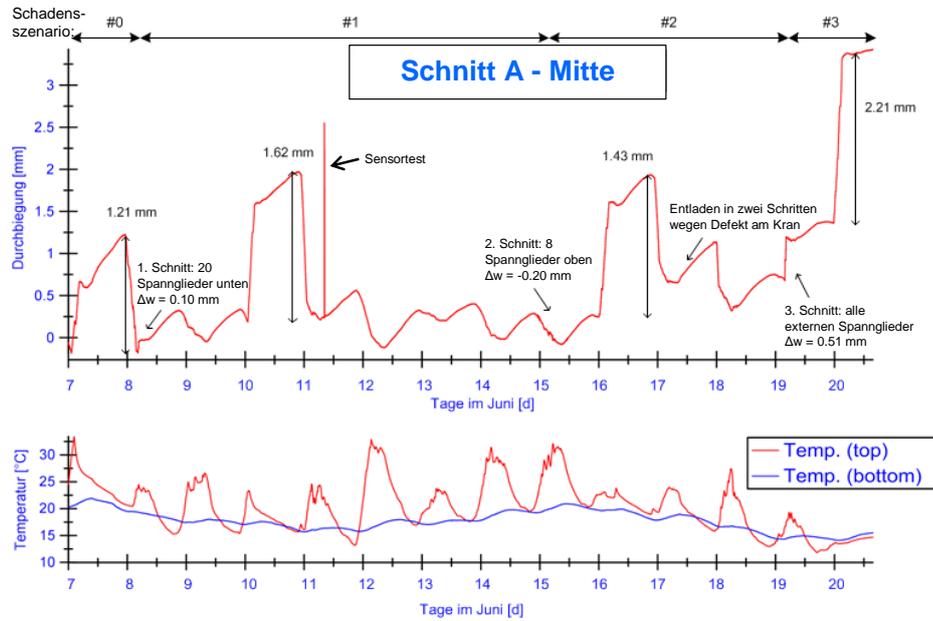


Abbildung E.1: Gemessene Durchbiegungen in mm im Messschnitt A (oben), aufgetragen über die Versuchsdauer, und der Temperaturverlauf in Fahrbahnplatte und Bodenplatte in °C im gleichen Zeitintervall (unten)

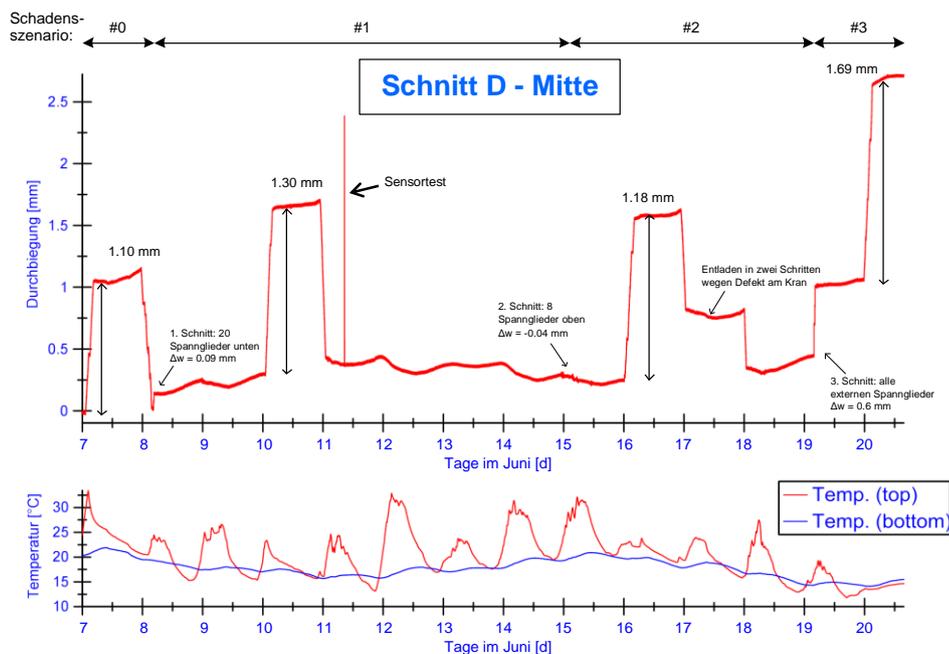


Abbildung E.2: Gemessene Durchbiegungen in mm über dem Pfeiler im Messschnitt D (oben), aufgetragen über die Versuchsdauer, und der Temperaturverlauf in Fahrbahnplatte und Bodenplatte in °C im gleichen Zeitintervall (unten)

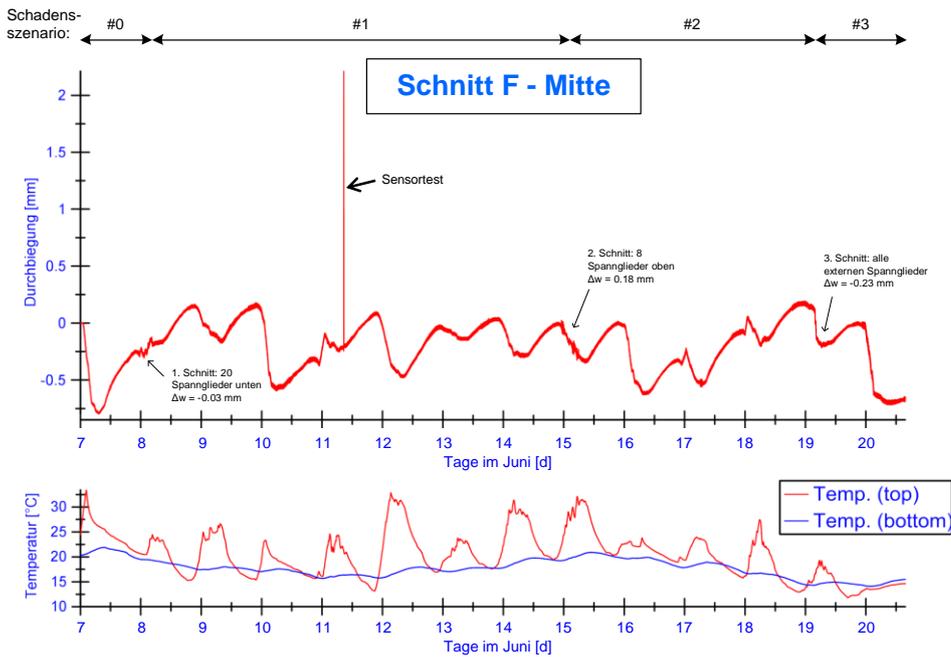


Abbildung E.3: Gemessene Durchbiegungen in mm im Messschnitt F (oben), aufgetragen über die Versuchsdauer, und der Temperaturverlauf in Fahrbahnplatte und Bodenplatte in °C im gleichen Zeitintervall (unten)

E.2 Berechnete Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe für den ungeschädigten Zustand

Zur Kontrolle der gemessenen Dehnungen wird vorab die Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe, resultierend aus der Versuchslast, für den ungeschädigten Zustand (Lastfall #0-L), berechnet. Aus der Normalkraft und dem Biegemoment, welche aus der Versuchslast (245 t) resultieren, wird über die Spannungsgleichung $\left(\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I_y} \cdot z\right)$ und mittels des Hookschen Werkstoffgesetzes ($\sigma = E \cdot \varepsilon$) die Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe ermittelt. Abbildung E.4 gibt die idealisierte Dehnungsverteilung eines Stabelements mit den Querschnittswerten des Hohlkastenquerschnitts über die Querschnittshöhe für die Stelle $x = 29.25$ m (Messschnitt B) an.

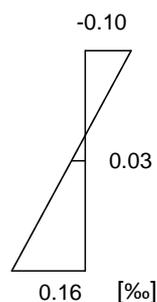


Abbildung E.4: Berechnete Dehnungsverteilung in ‰ unter Versuchslast für die Stelle $x = 29.25$ m (Messschnitt B)

E.3 Numerische Berechnungen

E.3.1 Anpassung des FE-Modells für die Schädigungsstufen #3 und #3-L

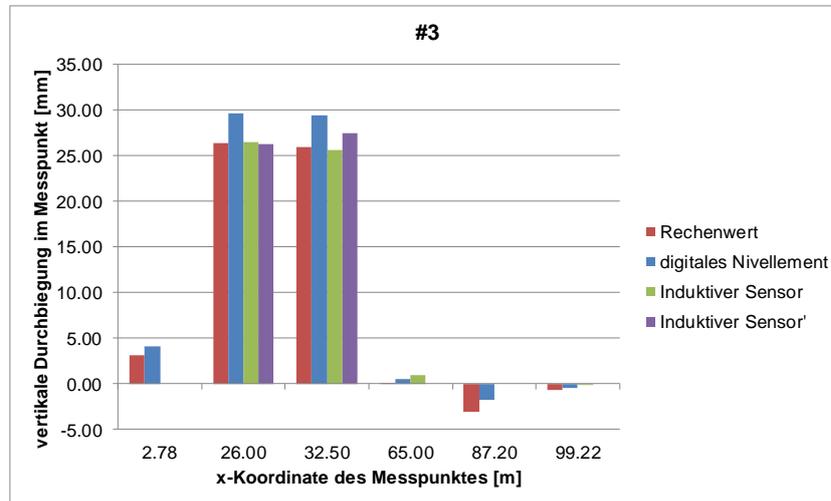


Abbildung E.5: Vergleich von rechnerisch ermittelten und gemessenen Durchbiegungen für die Schädigungsstufe #3 im unbelasteten Zustand

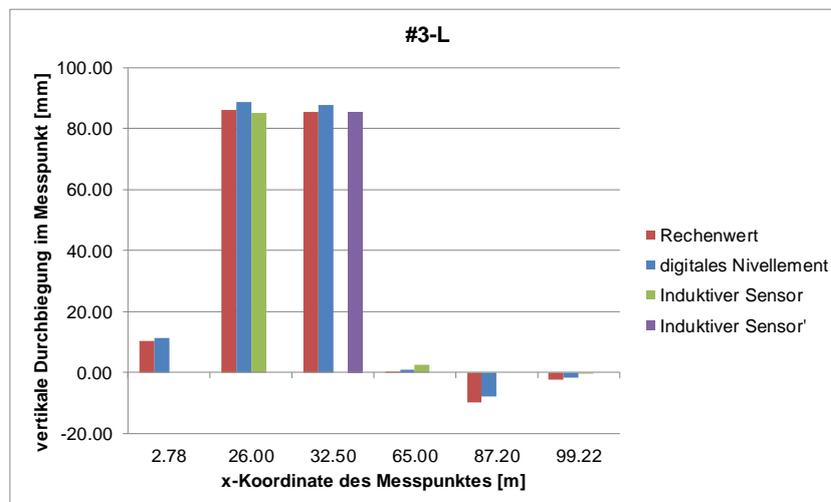


Abbildung E.6: Vergleich von rechnerisch ermittelten und gemessenen Durchbiegungen für die Schädigungsstufe #3-L im belasteten Zustand

E.4 Numerische Auswertung mittels Flächendifferenzmethode (FDM)

In Kapitel 8.4.4 ist bereits die Flächendifferenzmethode anhand numerisch berechneter Verformungen zur Schadenserkenkung angewendet worden. Die Berechnung der FDM-Werte basiert dabei auf einer Unterteilung des Bauwerks in 100 Abschnitte. Um auszuschließen, dass diese Unterteilung zu feinmaschig ist, erfolgt nachfolgend die Berechnung der FDM-Werte, basierend auf einer Unterteilung in 50 Abschnitte (Abbildung E.7 bis E.18), 25 Abschnitte (Abbildung E.19 bis E.30) und 10 Abschnitte (Abbildung E.31 bis E.42). Dargestellt

werden jeweils die aus den Durchbiegungen, den Neigungswinkeln und den Krümmungen berechneten FDM-Werte. Analog zu Kapitel 8.4.4 werden dabei der ungeschädigte Zustand (#0-L) mit der ersten Schädigung (#1-L), die erste Schädigung (#1-L) mit der zweiten Schädigung (#2-L), der ungeschädigte Zustand (#0-L) mit der zweiten Schädigung (#2-L) und die zweite Schädigung (#2-L) mit der dritten Schädigung (#3-L) verglichen.

E.4.1 Flächendifferenzmethode basierend auf 50 Abschnitte

Vergleich des ungeschädigten Zustands (#0-L) mit der ersten Schädigung (#1-L):

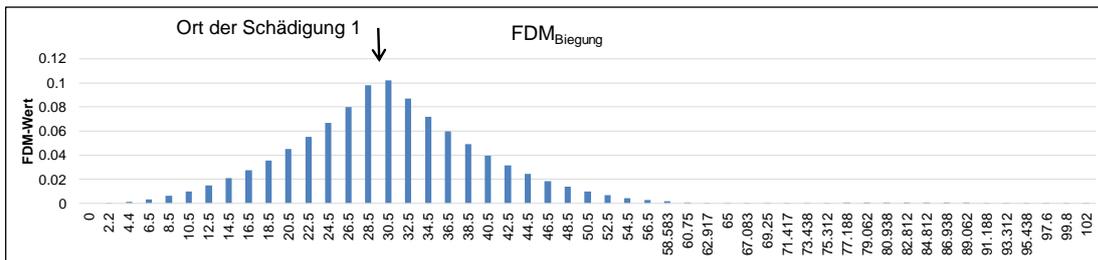


Abbildung E.7: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte

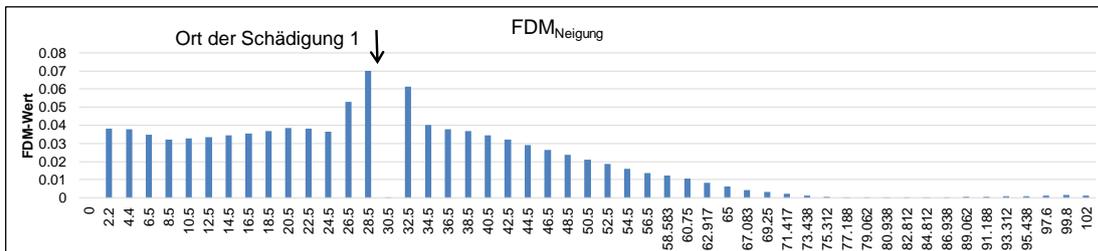


Abbildung E.8: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte

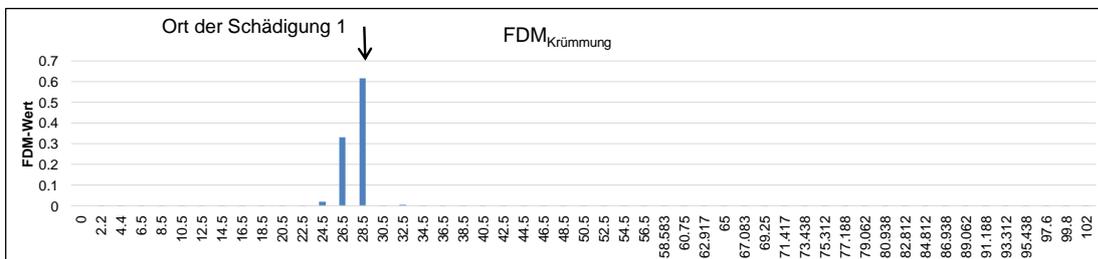


Abbildung E.9: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte

Vergleich der ersten Schädigung (#1-L) mit der zweiten Schädigung (#2-L):

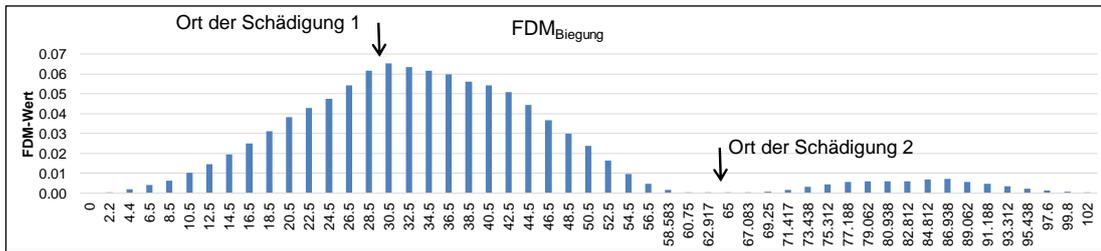


Abbildung E.10: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte

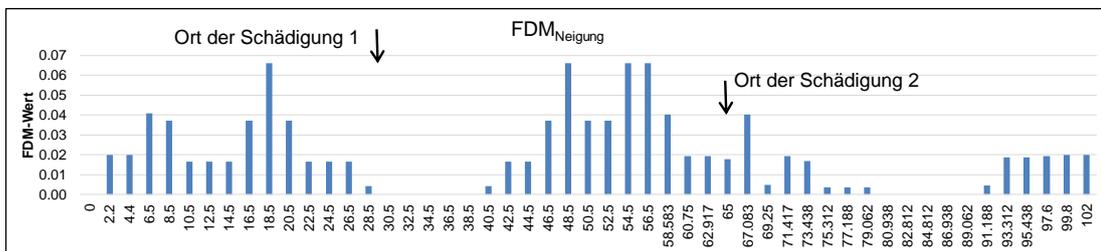


Abbildung E.11: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte

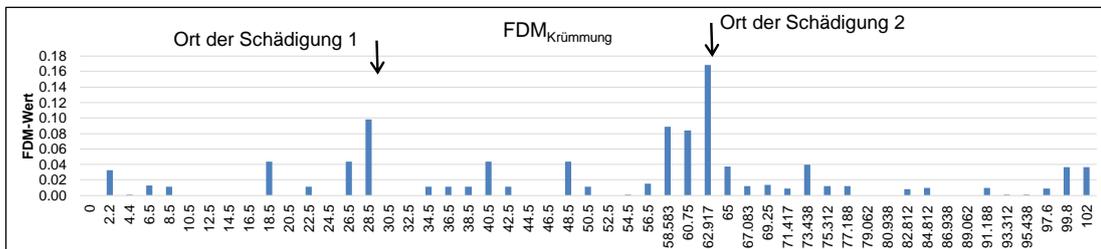


Abbildung E.12: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte

Vergleich des ungeschädigten Zustands (#0-L) mit der zweiten Schädigung (#2-L):

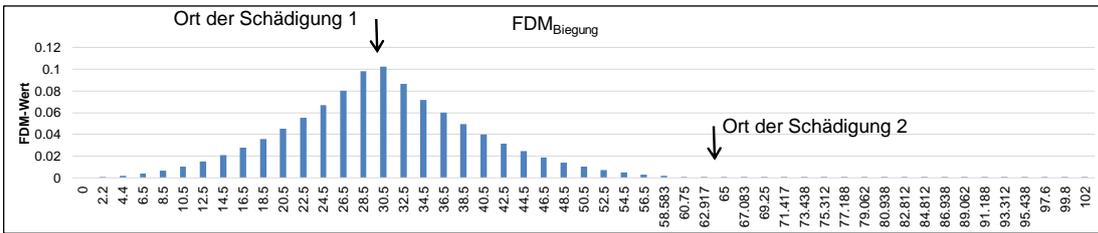


Abbildung E.13: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte

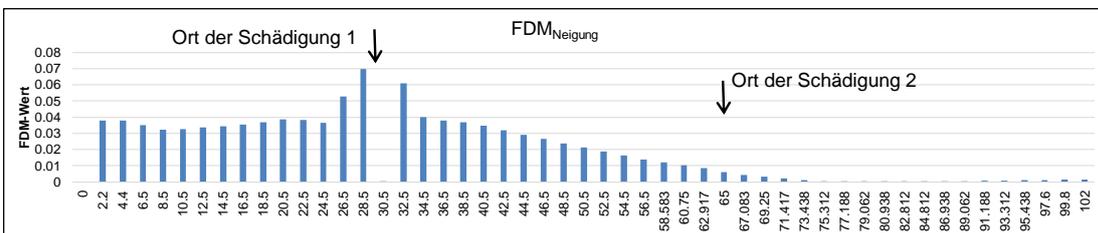


Abbildung E.14: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte

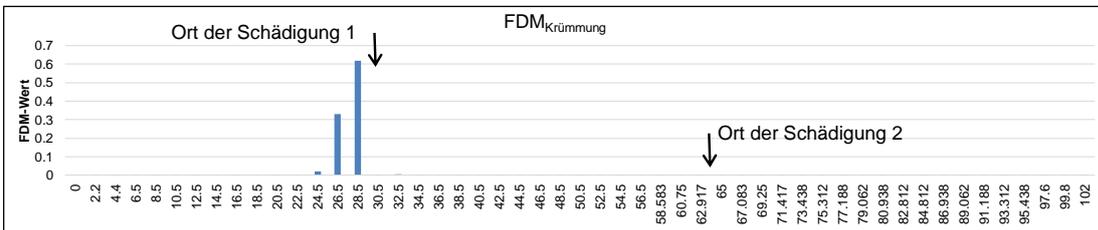


Abbildung E.15: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte

Vergleich der zweiten Schädigung (#2-L) mit der dritten Schädigung (#3-L):

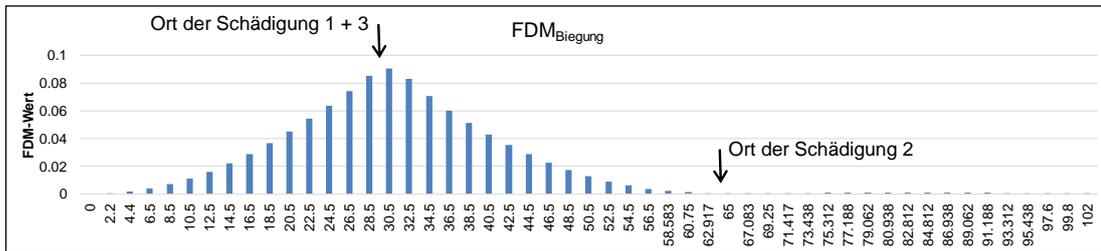


Abbildung E.16: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte

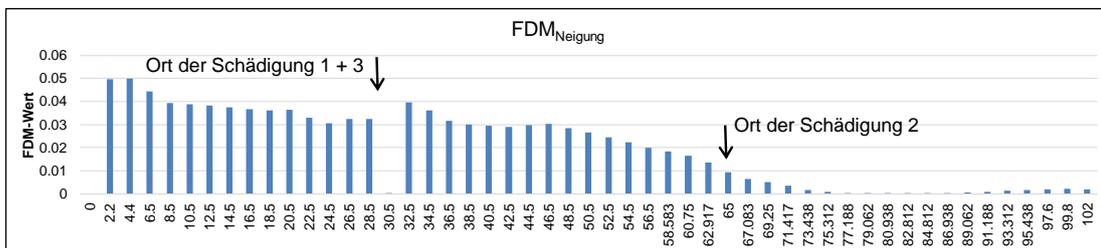


Abbildung E.17: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte

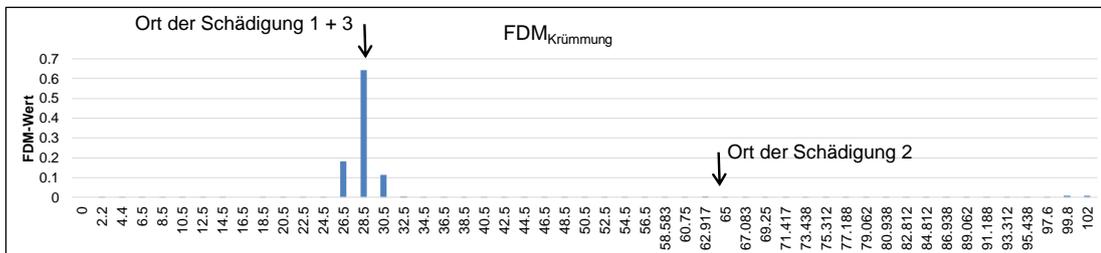


Abbildung E.18: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 50 Abschnitte

E.4.2 Flächendifferenzmethode basierend auf 25 Abschnitte

Vergleich des ungeschädigten Zustands (#0-L) mit der ersten Schädigung (#1-L):

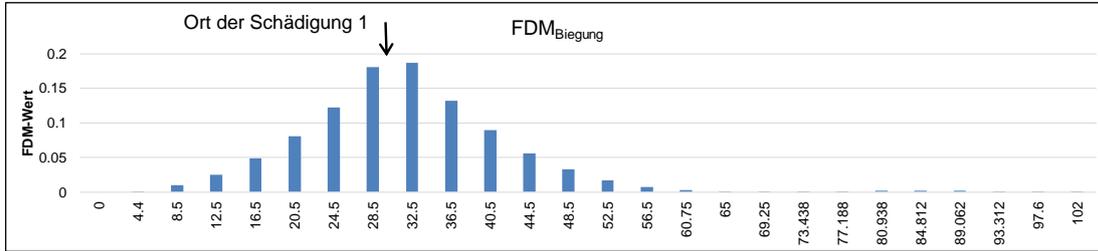


Abbildung E.19: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte

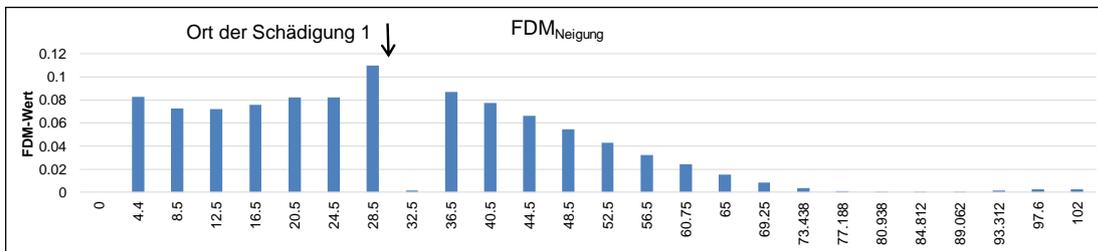


Abbildung E.20: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte

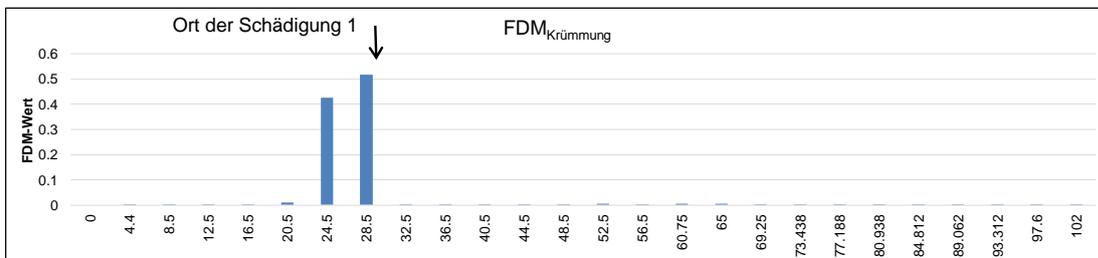


Abbildung E.21: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte

Vergleich der ersten Schädigung (#1-L) mit der zweiten Schädigung (#2-L):

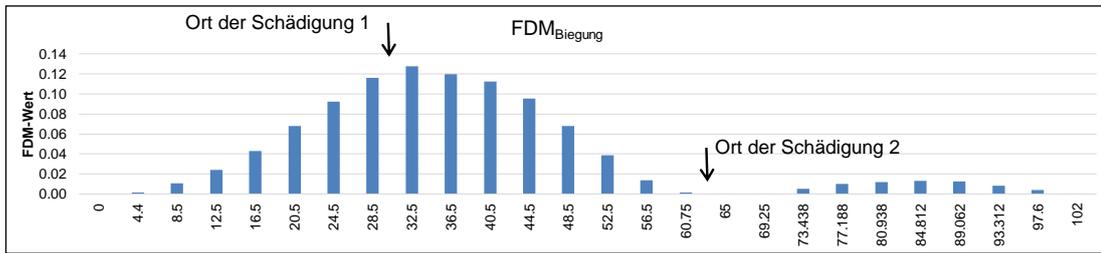


Abbildung E.22: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte

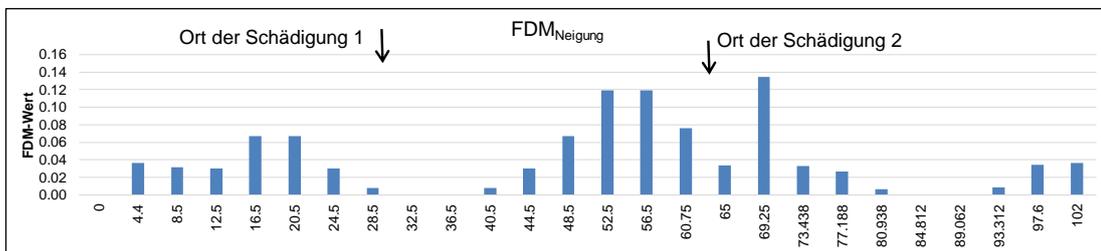


Abbildung E.23: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte

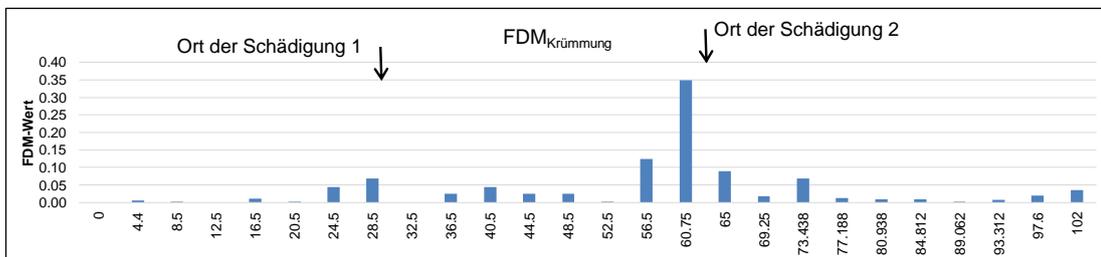


Abbildung E.24: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte

Vergleich des ungeschädigten Zustands (#0-L) mit der zweiten Schädigung (#2-L):

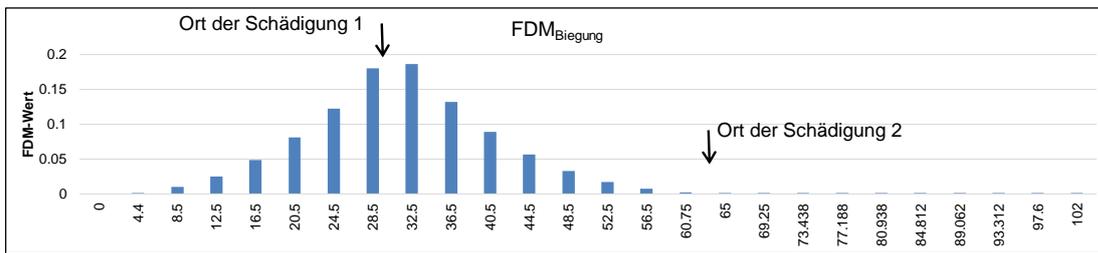


Abbildung E.25: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte

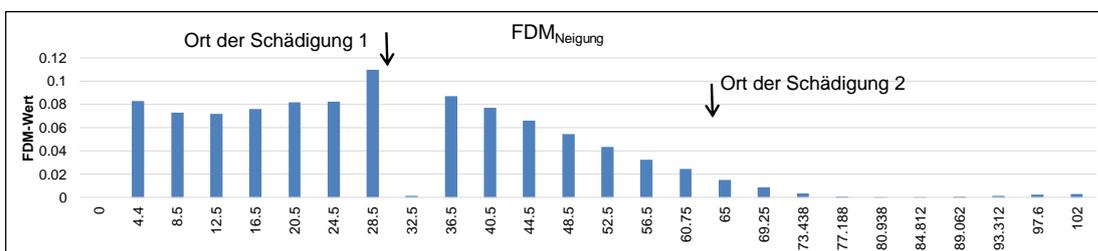


Abbildung E.26: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte

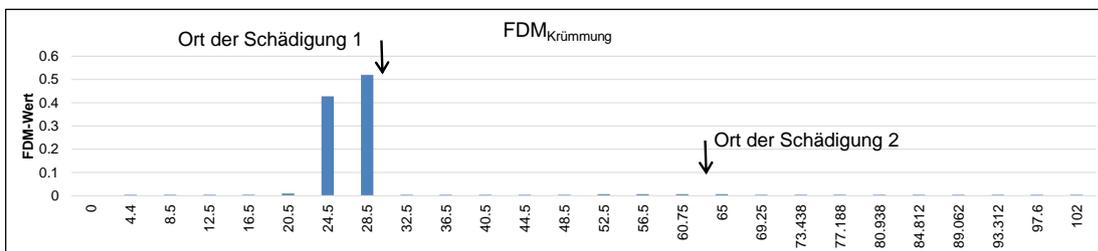


Abbildung E.27: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte

Vergleich der zweiten Schädigung (#2-L) mit der dritten Schädigung (#3-L):

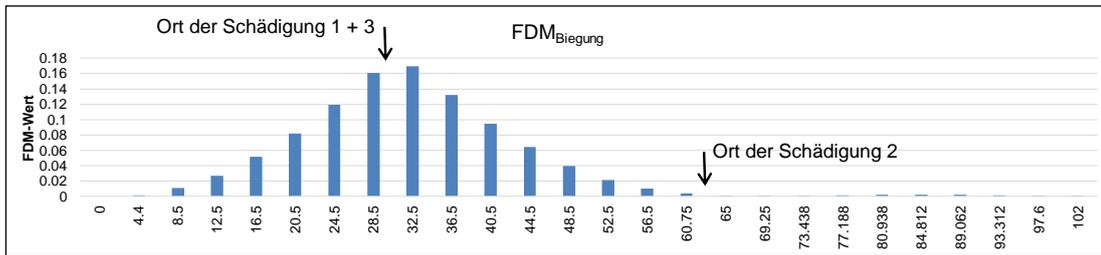


Abbildung E.28: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte

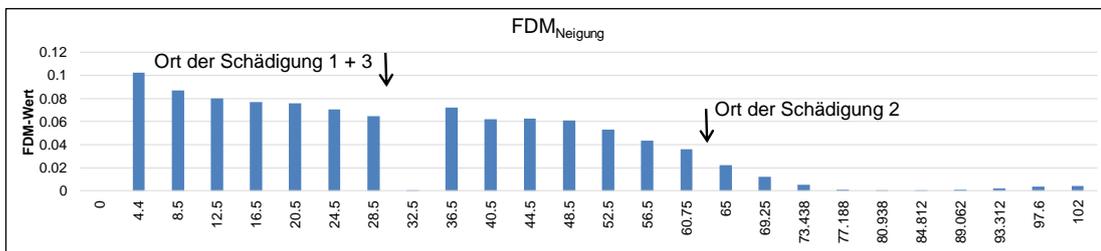


Abbildung E.29: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte

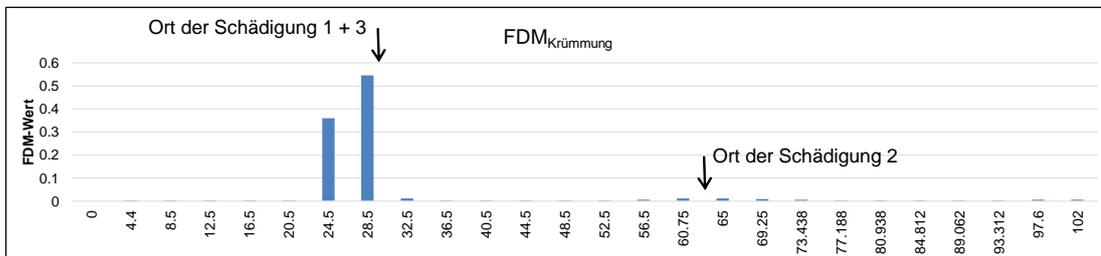


Abbildung E.30: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 25 Abschnitte

E.4.3 Flächendifferenzmethode basierend auf 10 Abschnitte

Vergleich des ungeschädigten Zustands (#0-L) mit der ersten Schädigung (#1-L):

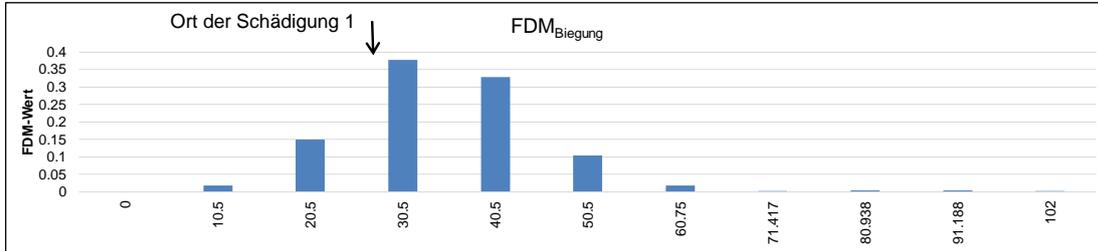


Abbildung E.31: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte

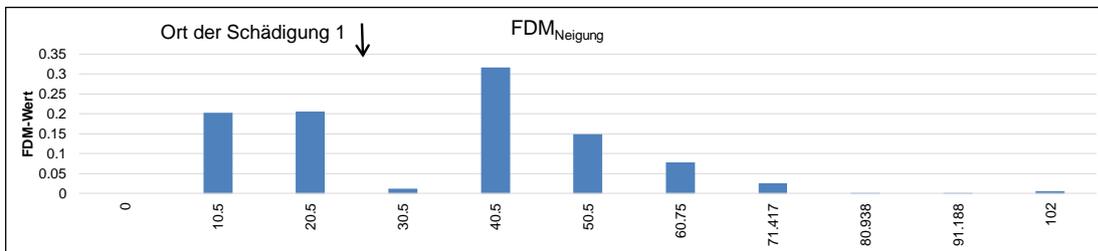


Abbildung E.32: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte

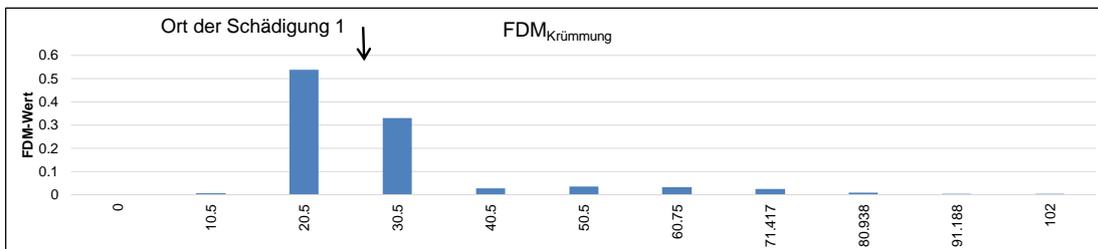


Abbildung E.33: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der ersten Schädigung #1-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte

Vergleich der ersten Schädigung (#1-L) mit der zweiten Schädigung (#2-L):

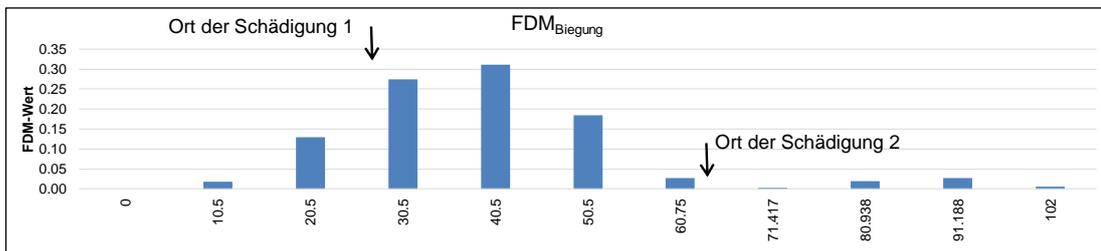


Abbildung E.34: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte

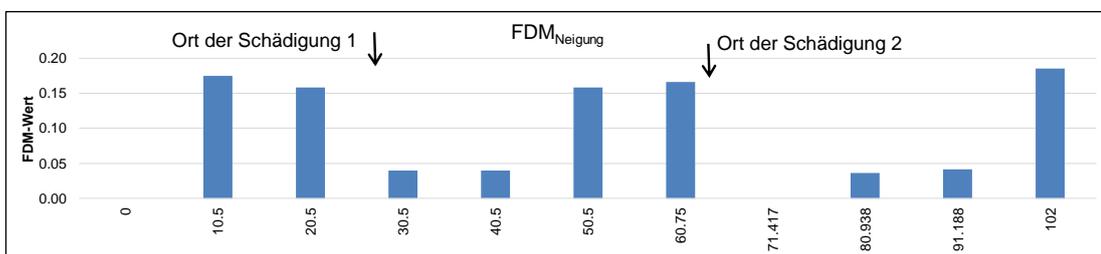


Abbildung E.35: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte

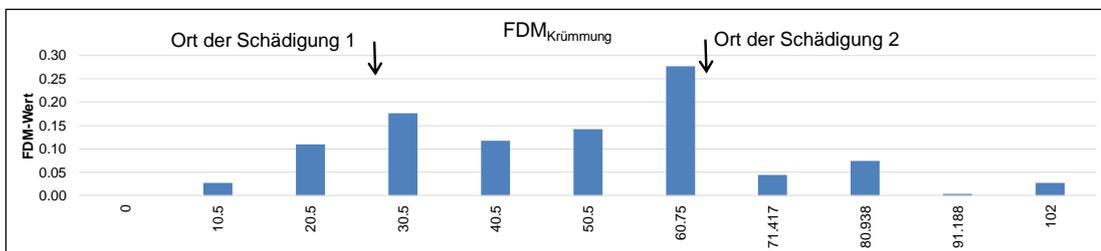


Abbildung E.36: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der ersten Schädigung #1-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte

Vergleich des ungeschädigten Zustands (#0-L) mit der zweiten Schädigung (#2-L):

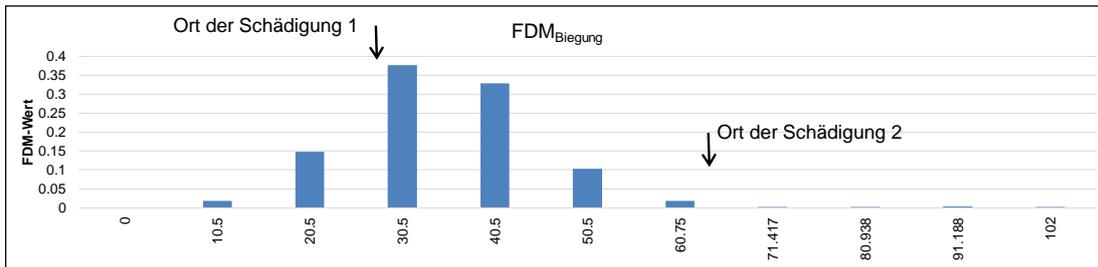


Abbildung E.37: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte

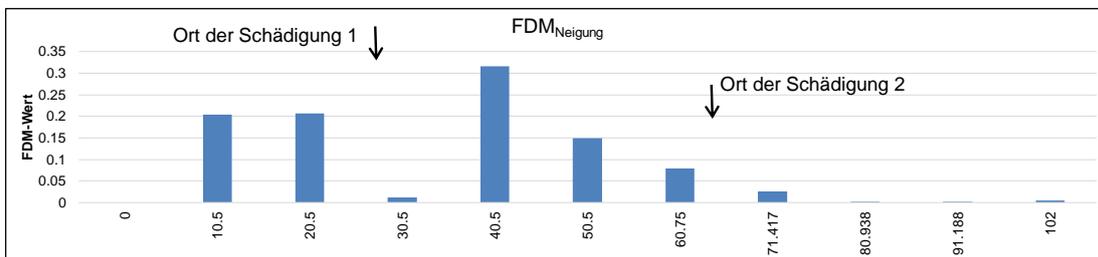


Abbildung E.38: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte

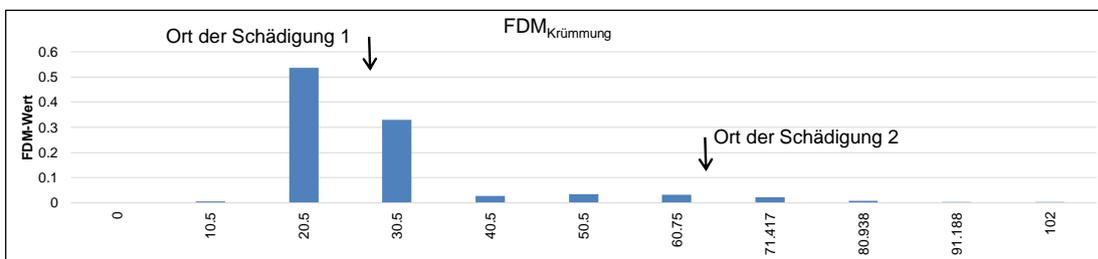


Abbildung E.39: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus ungeschädigtem Zustand #0-L und der zweiten Schädigung #2-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte

Vergleich der zweiten Schädigung (#2-L) mit der dritten Schädigung (#3-L):

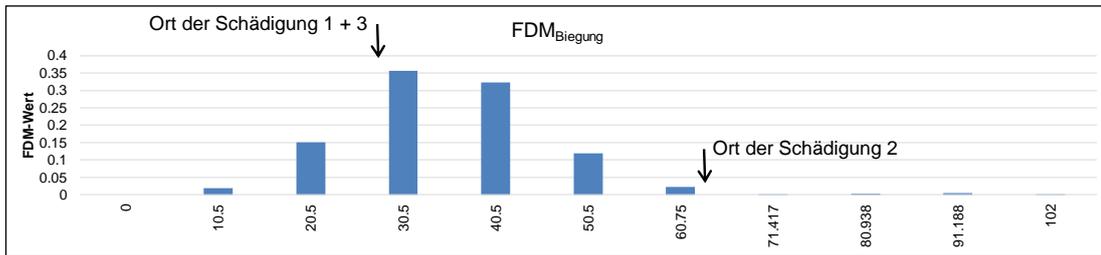


Abbildung E.40: FDM-Werte aus der Biegelinie für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte

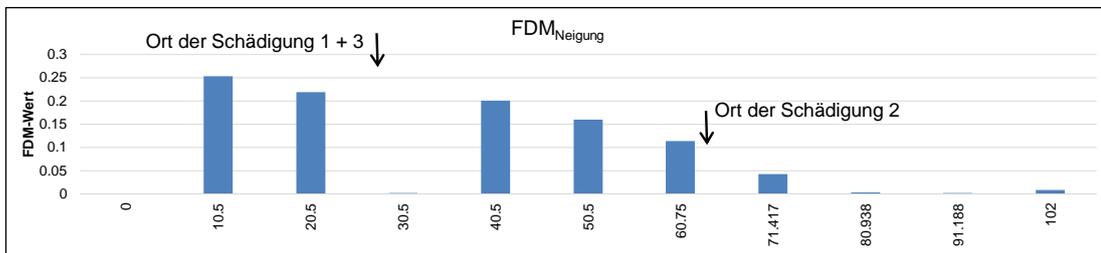


Abbildung E.41: FDM-Werte aus dem Neigungswinkelverlauf für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte

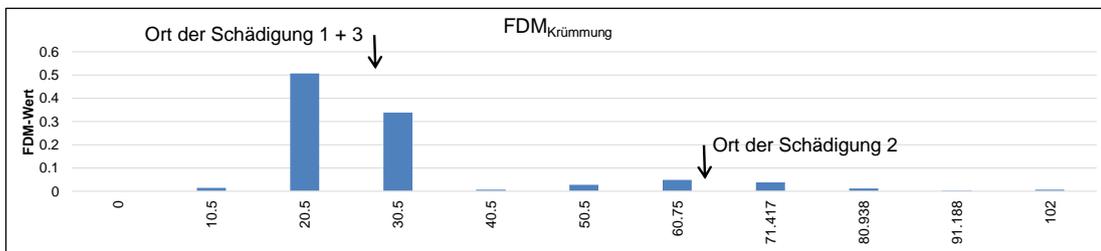


Abbildung E.42: FDM-Werte aus dem Verlauf der Krümmung für die Differenz aus der zweiten Schädigung #2-L und der dritten Schädigung #3-L, aufgetragen über die Längsachse des Bauwerks, basierend auf einer Unterteilung des Bauwerks in 10 Abschnitte