



**Universität für Bodenkultur Wien**  
Department für Bautechnik und Naturgefahren  
Institut für konstruktiven Ingenieurbau  
Peter Jordan Strasse 82  
1190 Wien

# Dissertation

Optimierung von Monitoringkonzepten  
für die Erhaltungsplanung von Bogenbrücken

*Alexander Krawtschuk*

Wien, April 2014



---

*universität des lebens*

Ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades Doctor rerum  
naturalium technicarum (Dr. nat. techn.) unter der Leitung von:

Betreuer

**o.Univ.Prof. DI Dr.-Ing.E.h. Konrad Bergmeister MSc., PhD.**  
Institut für konstruktiven Ingenieurbau  
Universität für Bodenkultur Wien

Erstgutachter

**assoc.Prof. DI Dr. Alfred Strauss**  
Institut für konstruktiven Ingenieurbau  
Universität für Bodenkultur Wien

Zweitgutachter

**Priv.-Doz. Dr. Dirk Proske**  
Proske Advanced Risk Investigation Consult  
Dresden

eingereicht von

**DI Alexander Krawtschuk**  
Mat.Nr.: 0340328

Diese Dissertation ist urheberrechtlich geschützt. Die dadurch begründeten Rechte, insbesondere die der Übersetzung, des Nachdruckes, der Entnahme von Abbildungen, der Funksendung, der Wiedergabe auf fotomechanischen oder ähnlichem Wege und der Speicherung in Datenverarbeitungsunterlagen, bleiben auch bei nur auszugsweiser Verwertung vorbehalten. Haftung: Sämtliche Angaben in dieser Dissertation erfolgen, trotz sorgfältiger Bearbeitung und Kontrolle, ohne Gewähr. Eine Haftung des Autors oder der Betreuer und Gutachter aus dem Inhalt dieser Dissertation ist ausgeschlossen. Die Wiedergabe von Handelsnamen, Warenbezeichnungen, usw. in dieser Dissertation berechtigen auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, dass solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutzgesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürfen.

© 2014 Alexander Krawtschuk

Die Text Editierung erfolgte mit L<sup>A</sup>T<sub>E</sub>X<sub>2 $\epsilon$</sub>  unter M<sub>I</sub>K<sub>T</sub>E<sub>X</sub>2.9. Diagramme und Abbildungen wurden mit M<sub>A</sub>T<sub>L</sub>A<sub>B</sub> bzw. C<sub>O</sub>R<sub>E</sub>L D<sub>R</sub>A<sub>W</sub> erstellt.

mit 58 Tabellen  
und  
167 Abbildungen

## Danksagung

Diese Dissertation entstand in den Jahren 2010 bis 2014 unter der Betreuung und Anleitung von *o. Univ. Prof. DI DDr. Dr.-Ing.E.h. Konrad Bergmeister* und unter der Mitbetreuung von *Assoc. Prof. DI Dr. Alfred Strauss* am Institut für konstruktiven Ingenieurbau des Departments für Bautechnik und Naturgefahren an der Universität für Bodenkultur. Mein ganz besonderer Dank gilt vor allem meinem Betreuer *o. Univ. Prof. DI DDr. Dr.-Ing.E.h. Konrad Bergmeister* für die Anregung, Unterstützung und stets konstruktive Kritik zu dieser Arbeit. Weiters gilt mein besonderer Dank meinem 1. Dissertationsgutachter *assoc. Prof. DI Dr. Alfred Strauss* und meinem 2. Dissertationsgutachter *Priv.-Doz. Dr. Dirk Proske*.

Vor allem aber darf ich meinen lieben Kolleginnen und Kollegen am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau danken. Ganz besonders danken möchte ich meinen Kollegen *DI Oliver Zeman* und *DI Dr. Thomas Zimmermann*. Danke für eure Unterstützung und große Hilfsbereitschaft bei dieser Arbeit und auch für die anregenden und informativen Gespräche bei dem ein oder anderen Glas Wein. Ein spezieller Dank gebührt Frau *Evelin Kamper* für Ihre Hilfe bei organisatorischen Problemen und die gute Zuspache. Weiters möchte ich *DI Raimund Hilber* für seine immer rasche und unkomplizierte Hilfe danken. Vielen Dank liebe IKI Familie für die tolle Zeit am Institut.

Dem Institut für Alpine Naturgefahren sei ebenfalls ein besonderer Dank ausgesprochen, da die Ausführung dieser Arbeit ohne die konstruktive und finanzielle Unterstützung nicht möglich gewesen wäre. Ein spezieller Dank gilt *Priv.-Doz. Dr. Dirk Proske, Univ. Prof. DI Dr. Johannes Hübl, DI Dr. Christian Scheidl, DI Dr. Michael Chiari, Ing. Friedrich Zott* und *Monika Stanzer*.

Weiters möchte ich der Firma *Wienerberger* und der Firma *Doka* für die Unterstützung bei den Labortätigkeiten danken. Durch Ihre materielle Unterstützung konnte der maßstäbliche Versuchslaborbogen hergestellt werden.

Der größte Dank gebührt meiner Partnerin *Anke* und meiner Tochter *Annie*, die mich in dieser Zeit so liebevoll und fürsorglich unterstützt haben. Dank aussprechen möchte ich auch meinen Eltern *Friedrich* und *Karin Krawtschuk*. Durch die Ausbildung, die sie mir ermöglicht haben, ist mir erst der Besuch einer Universität und der Abschluss des Doktoratsstudiums möglich geworden. Danken möchte ich auch meiner Schwester *Evelin* und meinen beiden Nichten *Chantal* und *Talisha* für Ihre herzliche Unterstützung.

## Kurzfassung

Im konstruktiven Ingenieurbau sind Instandhaltungsstrategien und die damit verbundenen Investitionskosten von der Bauart, der Qualität der Ausführung und der konstruktiven Durchbildung beeinflusst. Heutzutage neigen Brückenbesitzer und Planer dazu, sogenannte Lebenszyklus-Kosten-Analysen in ihren Entscheidungsprozesse miteinzubeziehen, um die Gesamtkonzeption, die Zuverlässigkeit einer Struktur und die Dauerhaftigkeit im entsprechenden budgetären Rahmen zu optimieren. Die Bemühungen, die Wartungs- und Instandhaltungskosten über die geplante Lebensdauer zu reduzieren, führen zu unbekanntem Risiken. Geschickte, permanente oder kurzfristige Monitoring-Konzepte und Messungen können die damit auftretenden bzw. potentiellen Gefahren durch Beobachtung des Verhaltens der Bauteile während festgelegter Fristen reduzieren.

In den letzten Jahren wurden große Fortschritte in der Konstruktion, Modellierung, Analyse, Überwachung, Wartung und Sanierung von Ingenieurbauwerken erzielt. Diese Entwicklungen gelten als das Herzstück des Bauingenieurwesens, welches sich derzeit in einem Übergang von einer rein konstruktiv basierten zu einer Lebenszyklus- und ausführungsorientierten Konstruktionsphilosophie befindet.

Der eingangs erwähnte allgemeine Begriff „Monitoring“ beschreibt alle Arten der direkten Erfassung, Beobachtung und Überwachung eines Prozesses. Eine der wichtigsten Aufgaben der Überwachung ist der korrigierende Eingriff, wenn alle oder einige der Prozesse, die beobachtet werden, sich nicht wie angenommen entwickeln oder bestimmte Schwellenwerte überschritten werden.

Die Überwachung kann: (a) die Qualitätskontrolle von Werkstoffen, Bauteilen und Strukturen und (b) die Ermittlung und Beobachtung von Alterungs- und Abbauprozessen an Tragwerken durch die gezielte Beobachtung mechanischer, chemischer oder energetischer Vorgänge umfassen. So konzentrieren sich zahlreiche Forschungstätigkeiten in diesem Gebiet auf die Leistungsprognose von Ingenieurbauwerken durch die Beurteilung der aktuellen Schäden, die Schätzung der künftigen Einwirkungen und die Vorhersage der Restnutzungsdauer der Struktur durch Bewertung auf der Grundlage von Messdaten und Erfahrungen aus der Vergangenheit. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird die Entwicklung von geeigneten Monitoringsystemen diskutiert, um ihre Fähigkeit und Leistungsprognose zu erhöhen, mit dem Ziel optimierte und kosteneffiziente Monitoring-Systeme anzuwenden.

Die Ziele dieser Arbeit sind: (a) in-Situ Messungen an ausgewählten Fallbeispielen durchzuführen und entsprechende Modellkalibrierungen vorzunehmen, (b) die wirksame Einbeziehung von Monitoring-Daten in ein Modell durch Einflussflächenkonzepte und die Berücksichtigung von Felderhebungen, (c) die Durchführung von kleinmaßstäblichen Laborversuchen für die Bestimmung der Materialparameter (Ziegel, Mörtel), (d) die Durchführung von Großversuchen an zwei maßstäblichen Modellen einer Brückenstruktur (Brückenpfeiler und Bogenbrücke), (e) die Untersuchung der Funktionalität der Monitoring-Systeme und Möglichkeiten der Optimierung, (f) die Bewertung der Sensor-Eigenschaften, Überwachung der Werte und Beurteilung der Eignung eines neu entwickelten Messsystems.

## Abstract

In structural engineering, maintenance strategies and the resulting costs depend highly on the structural type, the quality of construction execution and the systems redundancy. Nowadays, designers and constructors of large scale structures (e.g. bridges) take seriously into consideration life-cycle-cost-analyses, as part of their design and maintenance strategies, aiming to optimize the overall performance and durability of a structure in terms budgetary restrictions. In an effort to reduce the maintenance and inspection costs throughout the planned lifetime of a structure, unknown risks might be induced. Smart monitoring concepts and measurements, permanently or short-termly applied, can be used as a framework for the reduction of occurring or potential risks, through the observation and recording of a structural components behaviour within predefined time periods. In the last years significant improvements were achieved in the fields of construction, modelling, analysis, inspection, maintenance and monitoring of engineering structures. These developments lead from a purely constructional to a more life-cycle and performance orientated approach of structural design philosophy. By the aforementioned term „monitoring“, a process including all types of instant recording, observation and inspection is described. One of the most important advantages of a monitoring process is the possibility to set certain correcting thresholds (or criteria), the exceeding of which indicates that the monitoring process is not developing as expected. Monitoring consists of (a) the quality control of the components and materials of a structure and (b) the determination of degradation processes on structures though targeted observation of alterations on mechanical, chemical or energy properties. So, the main research activities in this field concern performance prognosis by evaluating actual damages, estimation of future environmental impacts and prediction of the remaining service life of engineering structures. Within this thesis, developed monitoring systems are presented and discussed, aiming to enhance performance prognosis and optimize cost demands. The content of the present thesis can be summarised as following: (a) Performance of in-situ measurements on selected case studies, followed by the calibration of respective analytical numerical models, (b) model updating processes by usage of influence field concepts and field measurements, (c) small scale laboratory tests to determine the mechanical properties of the constitutive materials (bricks, mortar), (d) large scale laboratory tests on two different models of bridge structures (mudflow impact and arch bridge), (e) research regarding the efficiency and possible optimization of monitoring systems and (f) evaluation of sensor characteristics, monitoring of defined measurement values and assessing the suitability of a newly developed measurement system.



# Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis	XI
Tabellenverzeichnis	XIX
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1 Problemstellung . . . . .	1
1.2 Zielsetzung . . . . .	3
1.3 Überblick . . . . .	5
<b>2 Allgemeines über Bogenbrücken</b>	<b>9</b>
2.1 Zeitliche Entwicklung und Geschichte von Mauwerksbauten . . . . .	10
2.2 Aufbau und Stand der Technik . . . . .	11
2.3 Vor- und Nachteile von Bogenbrücken . . . . .	16
<b>3 Grundsätze der Bemessung von Tragwerken</b>	<b>19</b>
3.1 Bemessungssituation . . . . .	20
3.1.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit . . . . .	21
3.1.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit . . . . .	21
3.2 Einwirkungen . . . . .	21
3.2.1 Straßenverkehrslasten . . . . .	21
3.2.1.1 Lastmodell 1 . . . . .	22
3.2.1.2 Lastmodell 2 . . . . .	23
3.2.1.3 Lastmodell 3 . . . . .	23
3.2.1.4 Lastmodell 4 . . . . .	23
3.2.2 Eisenbahnverkehrslasten . . . . .	23
3.2.2.1 Lastmodell 71 . . . . .	24
3.2.2.2 Lastmodell SW/0 und SW/2 . . . . .	25
3.2.2.3 Lastmodell „unbeladener Zug“ . . . . .	25
3.2.2.4 Lastmodell HLSM . . . . .	25
3.2.3 Brems- und Anfahrlasten . . . . .	26
3.2.4 Klimatische Einwirkungen . . . . .	27
3.2.5 Ständige Einwirkungen . . . . .	27

<b>4</b>	<b>Untersuchungsmöglichkeiten von Bogenbrücken</b>	<b>29</b>
4.1	Zerstörende Prüfverfahren . . . . .	29
4.2	Zerstörungsarme Prüfverfahren . . . . .	30
4.3	Zerstörungsfreie Prüfverfahren . . . . .	30
4.3.1	Schallemissionsverfahren . . . . .	30
4.3.2	Impact-Echo . . . . .	31
4.3.3	Ultraschallverfahren . . . . .	32
4.3.4	Radar . . . . .	32
4.3.5	Infrarot Verfahren . . . . .	33
4.3.6	Elektromagnetische Verfahren . . . . .	34
4.3.7	Laservibrometer . . . . .	34
4.3.8	Handaufmaß . . . . .	35
4.3.9	Photogrammetrie . . . . .	35
4.3.10	Laserscanner . . . . .	36
4.3.11	Triangulation . . . . .	36
4.3.12	Tachymeter . . . . .	37
4.3.13	Differentielles GPS . . . . .	37
4.3.14	Vor- und Nachteile der verschiedenen Messsysteme . . . . .	38
4.4	Auftretende Schäden an Bogenbrücken . . . . .	47
<b>5</b>	<b>Monitoringmesstechnik</b>	<b>51</b>
5.1	Allgemeines zu Monitoring-Systemen . . . . .	51
5.2	Monitoringkonzepte . . . . .	52
5.3	Messsysteme . . . . .	54
5.3.1	Georadar („Ground Penetration Radar“) . . . . .	54
5.3.2	Laservibrometer und Laser . . . . .	58
5.3.3	Wegaufnehmer . . . . .	58
5.3.3.1	Kapazitive Wegaufnehmer . . . . .	58
5.3.3.2	Induktive Wegaufnehmer . . . . .	59
5.3.4	Optisches Messsystem . . . . .	60
5.3.5	Dehnungsmessstreifen . . . . .	62
5.3.5.1	Allgemeines . . . . .	62
5.3.5.2	Messprinzip . . . . .	63
5.3.5.3	Anwendungsmöglichkeiten, Vor- und Nachteile von DMS . . . . .	65
<b>6</b>	<b>Erhebung und Auswahl von Bestandsobjekten</b>	<b>67</b>
6.1	Floridsdorfer Hochbahn . . . . .	67
6.1.1	Erkennbare Schädigungsprozesse . . . . .	68
6.1.2	Durchgeführte Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen . . . . .	69
6.2	Strecke Wien Nord – Bernhardsthal . . . . .	70
6.2.1	Weidenbachbrücke . . . . .	70
6.2.2	Bernhardsthaler Viadukt . . . . .	72
6.3	Rohrbachbrücke bei Mattersburg . . . . .	72
6.4	Monitoringsystem Floridsdorfer Hochbahn . . . . .	75

6.5	Monitoringsystem Weidenbachbrücke . . . . .	76
6.6	Monitoringsystem Bernhardsthaler Viadukt . . . . .	78
6.7	Monitoringsystem Rohrbachbrücke . . . . .	79
6.7.1	Georadarmessungen . . . . .	79
6.7.2	Laservibrometermessungen . . . . .	86
6.7.3	Wegaufnehmermessungen . . . . .	88
6.8	Erkenntnisse aus den Monitoringkampagnen der einzelnen Bogentragwerke . . . . .	94
<b>7</b>	<b>Modellbildung von Bogenbrücken</b>	<b>95</b>
7.1	Tragverhalten . . . . .	96
7.1.1	Druck . . . . .	96
7.1.1.1	Druck senkrecht zur Lagerfuge . . . . .	96
7.1.1.2	Druck parallel zur Lagerfuge . . . . .	98
7.1.2	Zug . . . . .	98
7.1.2.1	Zug senkrecht zur Lagerfuge . . . . .	98
7.1.2.2	Zug parallel zur Lagerfuge . . . . .	98
7.2	Materialmodelle . . . . .	99
7.2.1	Materialmodell nach MANN/MÜLLER . . . . .	100
7.2.2	Materialmodell nach GANZ . . . . .	101
7.2.3	Materialmodell SBETA . . . . .	104
7.2.3.1	Spannungs-Dehnungsbeziehung . . . . .	104
7.2.3.2	Zug vor und nach Rissbildung . . . . .	104
7.2.3.3	Druck vor und nach Rissbildung . . . . .	105
7.2.3.4	Druck- und Zugversagen . . . . .	105
7.2.3.5	Bruchmodelle . . . . .	105
7.3	Beschreibung der Modellbildung - Definition der Randbedingungen . . . . .	106
7.3.1	Floridsdorfer Hochbahn . . . . .	106
7.3.2	Weidenbachbrücke und Bernhardsthal Viadukt . . . . .	108
7.3.3	Rohrbachbrücke . . . . .	112
7.4	Lage der Nulllinie im Bogen . . . . .	123
7.5	Erkenntnisse aus den ersten Modellbildungen . . . . .	126
7.6	Überlegungen von einsetzbaren Monitoringsystemen . . . . .	128
<b>8</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen - Kleinversuche</b>	<b>129</b>
8.1	Ziegel Kleinkörperversuche - Bestimmung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Belastungsrichtung . . . . .	129
8.1.1	Richtungsabhängiges Materialverhalten beim Gestein . . . . .	130
8.1.2	Ziegel-Allgemeines . . . . .	132
8.1.3	Herstellung . . . . .	133
8.1.3.1	Händische Herstellung . . . . .	133
8.1.3.2	Industrielle Herstellung . . . . .	133
8.1.4	Versuchsprogramm . . . . .	134
8.1.4.1	Alter und Herkunft der Probekörper . . . . .	134

	8.1.4.2	Geometrie der Probekörper . . . . .	135
	8.1.4.3	Maschinelle Ausstattung . . . . .	136
8.1.5		Versuchsdurchführung und Versuchsergebnisse . . . . .	137
	8.1.5.1	Historische Ziegel Charge I und II . . . . .	137
	8.1.5.2	Handelsübliche NF-Ziegel . . . . .	139
	8.1.5.3	Beurteilung der Ergebnisse der Druckfestigkeiten . . . . .	140
	8.1.5.4	Bestimmung des Elastizitätsmoduls . . . . .	141
8.2		Mauermörtel - Bestimmung der Materialparameter . . . . .	144
	8.2.1	Motivation . . . . .	144
	8.2.2	Bestimmung der Biegezugfestigkeit des Mauermörtels . . . . .	145
	8.2.2.1	Vorbereitung der Probekörper . . . . .	145
	8.2.2.2	Versuchsaufbau zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit . . . . .	145
	8.2.2.3	Versuchsergebnisse Biegezugfestigkeit Mauermörtel . . . . .	146
	8.2.3	Bestimmung der Druckfestigkeit des Mauermörtels . . . . .	147
	8.2.3.1	Versuchsergebnisse . . . . .	147
	8.2.4	Bestimmung des Elastizitätsmoduls . . . . .	148
8.3		Beurteilung der Versuchsergebnisse . . . . .	148
<b>9</b>		<b>Experimentelle Untersuchungen - Großversuche</b>	<b>151</b>
9.1		Laborversuche zur Ermittlung von Belastungsgrößen bei horizontalen Murstößen . . . . .	151
	9.1.1	Normative Grundlagen . . . . .	152
	9.1.2	Hydraulische Grundlagen . . . . .	152
	9.1.3	Murrutschrinne . . . . .	154
	9.1.3.1	Aufbau . . . . .	154
	9.1.3.2	Messausrüstung . . . . .	157
	9.1.4	Versuchsdurchführung . . . . .	160
	9.1.5	Versuchsergebnisse . . . . .	161
	9.1.5.1	Zeitspanne . . . . .	163
	9.1.5.2	Anpralllasten . . . . .	164
	9.1.5.3	Fließgeschwindigkeiten . . . . .	164
9.2		Laborbogenversuche . . . . .	166
	9.2.1	Herstellung des Laborbogens . . . . .	166
	9.2.2	Hinterfüllung . . . . .	168
	9.2.3	Versuchsaufbau zur Aufbringung vertikaler Belastungen . . . . .	169
	9.2.4	Versuchsprogramm bei Aufbringung vertikaler Lasten . . . . .	172
	9.2.4.1	Statische Vertikallasten . . . . .	172
	9.2.4.2	Wechselnde Vertikallasten . . . . .	174
	9.2.5	Versuchsaufbau zur Aufbringung horizontaler Belastungen . . . . .	176
	9.2.6	Versuchsprogramm bei Aufbringung statischer horizontaler Lasten . . . . .	176
	9.2.7	Außergewöhnliche Lasten . . . . .	178
	9.2.8	Instrumentierung und Messausrüstung . . . . .	179
	9.2.8.1	Messrahmen . . . . .	179

---

9.2.9	Versuchsergebnisse der vertikalen Belastungsversuche . . . . .	187
9.2.9.1	Vertikale Belastung in Punkt IIIa . . . . .	188
9.2.9.2	Vertikale Belastung in Punkt Ia . . . . .	189
9.2.9.3	Vertikale Belastung in Punkt IVm . . . . .	191
9.2.9.4	Vertikale Belastung in Punkt Vz . . . . .	192
9.2.10	Versuchsergebnisse der statischen horizontalen Belastungsversuche . . . . .	194
9.2.10.1	Horizontale Belastung in Punkt H <sub>1</sub> . . . . .	195
9.2.10.2	Horizontale Belastung in Punkt H <sub>6</sub> . . . . .	197
9.2.10.3	Horizontale Belastung in Punkt H <sub>7</sub> . . . . .	198
9.2.11	Versuchsergebnisse der horizontalen Anprallversuche . . . . .	200
9.2.11.1	Versuchsaufbau . . . . .	200
9.2.11.2	Versuchsergebnisse . . . . .	201
9.2.11.3	Ermittlung der Anprallkräfte . . . . .	202
9.2.11.4	Horizontale Verschiebungen zufolge einer Anpralllast . . . . .	204
9.2.11.5	Abschließende Bemerkungen . . . . .	209
9.2.12	Modellbildung Laborbogen . . . . .	211
9.2.13	Horizontale Verschiebungen Laborbogen . . . . .	214
9.2.14	Sensitivitätsanalyse Hinterfüllbereich . . . . .	216
9.2.15	Bewertung der Messmethoden . . . . .	233
9.2.16	Fehleranalyse Messmethoden . . . . .	234
9.3	Zusammenfassung Laborversuche . . . . .	236
<b>10</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>239</b>
<b>A</b>	<b>Statische Belastung</b>	<b>243</b>
A.1	Vertikale Belastung . . . . .	243
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>253</b>
	<b>Symbol- &amp; Abkürzungsverzeichnis</b>	<b>267</b>



# Abbildungsverzeichnis

1.1	Methoden der Bauwerkserhaltung . . . . .	2
1.2	Ablaufschema der Beurteilung einer Bogenbrücke . . . . .	4
1.3	Ablaufschema zur Optimierung von Monitoringkonzepten . . . . .	7
2.1	Entwicklung der Bogenformen . . . . .	10
2.2	Bezeichnungen der Bestandteile einer Bogenbrücke . . . . .	12
2.3	Beschreibung Boden-Bauwerksinteraktion . . . . .	13
3.1	Übersicht über die Eurocode-Normenwerke . . . . .	20
3.2	Aufbringung der Lastmodelle und Nummerierung der Fahrstreifen . . . . .	22
3.3	Maximale Achslasten im historischen Verlauf . . . . .	24
3.4	Lastmodell UIC 71 nach ÖNORM 1991-2 . . . . .	25
3.5	Lastmodell SW/0 nach ÖNORM 1991-2 . . . . .	25
3.6	LLastmodell SW/2 nach ÖNORM 1991-2 . . . . .	25
4.1	Schema des Schallemissionsverfahren . . . . .	31
4.2	Prinzip des Impact-Echo-Verfahrens . . . . .	32
4.3	Verfahren zur Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit . . . . .	33
4.4	Prinzip der elektromagnetischen Bewehrungsprüfung . . . . .	34
4.5	Darstellung der Anwendung der Einbildphotogrammetrie . . . . .	36
4.6	Darstellung einer Totalstation mit Messprinzip . . . . .	37
4.7	Darstellung der Funktionsweise eines differentialen GPS . . . . .	38
4.8	Darstellung der maßgebenden Verwitterungsprozesse . . . . .	47
4.9	Schädigungen an der Rohrbachbrücke bei Mattersburg . . . . .	48
5.1	Darstellung der Entstehung eines Radargrammes . . . . .	55
5.2	Darstellung eines Beispielradargramms . . . . .	57
5.3	Darstellung des Laserfunktionsprinzip und des Originallasers . . . . .	59
5.4	Darstellung des Funktionsprinzip eines Wegaufnehmers . . . . .	60
5.5	Darstellung der verwendeten Kamera für die optischen Verformungs- messungen . . . . .	61
5.6	Prinzipieller Aufbau eines DMS . . . . .	62
5.7	Dehnungseinleitung an einem DMS-Messgitter . . . . .	64
5.8	Schaltbild der Wheatstone'schen Brückenschaltung . . . . .	65
6.1	Streckenübersicht der Floridsdorfer Hochbahn [92]. . . . .	68

6.2	Auszug aus dem Längsschnitt der Floridsdorfer Hochbahn . . . . .	68
6.3	Darstellung von Sanierungsmaßnahmen an der Floridsdorfer Hochbahn	69
6.4	Ansicht der Weidenbachbrücke . . . . .	71
6.5	Darstellung des Bernhardsthal Viadukts . . . . .	72
6.6	Darstellung der Streckenführung und die Luftbildaufnahme der Rohrbachbrücke bei Mattersburg . . . . .	73
6.7	Darstellung der Schienenlage und die reale Ansichtsdarstellung der Rohrbachbrücke bei Mattersburg . . . . .	73
6.8	Historischer Ansichtsplan der Rohrbachbrücke bei Mattersburg . . . .	74
6.9	Darstellung des Messsystems im Bogen 23 der Floridsdorfer Hochbahn	75
6.10	Wegaufnehmermessschriebe einer Lokomotiv- und verschiedener Güterzugüberfahrten auf der Floridsdorfer Hochbahn . . . . .	76
6.11	Darstellung der verwendeten Messsysteme bei der Weidenbachbrücke	77
6.12	Darstellung des optischen Messsystems und der vertikale Messung mit dem Wegaufnehmer beim Bernhardtsthaler Viadukt . . . . .	79
6.13	Darstellung der Vermessung der Rohrbachbrücke bei Mattersburg . .	80
6.14	Darstellung des Georadarmessgerät und der Untersuchungsbereiche an der Rohrbachbrücke bei Mattersburg . . . . .	80
6.15	Darstellung der Georadarmessungen auf der Rohrbachbrücke und in einem Rohrbachbogen . . . . .	81
6.16	Darstellung der Draufsicht der Amplitudenfläche (links) und der Interpretation des Tiefenbereiches (rechts) 0.00 bis 0.50 m. . . . .	81
6.17	Darstellung der Draufsicht der Amplitudenfläche (links) und der Interpretation des Tiefenbereiches (rechts) 0.50 bis 1.00 m. . . . .	82
6.18	Darstellung der Draufsicht der Amplitudenfläche (links) und der Interpretation des Tiefenbereiches (rechts) 1.00 bis 1.50 m. . . . .	82
6.19	Darstellung der Draufsicht der Amplitudenfläche (links) und der Interpretation des Tiefenbereiches (rechts) 1.50 bis 2.00 m. . . . .	83
6.20	Darstellung der Draufsicht der Amplitudenfläche (links) und der Interpretation des Tiefenbereiches (rechts) 2.00 bis 2.50 m. . . . .	84
6.21	Darstellung der Draufsicht der Amplitudenfläche (links) und der Interpretation des Tiefenbereiches (rechts) 4.00 bis 4.50 m. . . . .	84
6.22	3D-Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Rohrbachbrücke . .	85
6.23	Darstellung der beiden Zugtypen 5047 und 5147 der ÖBB . . . . .	85
6.24	Skizze der Zugsabmessungen Typ 5047 . . . . .	85
6.25	Darstellung der Position, der Messrichtung und der Aufzeichnungsgeräte für die Laservibrometermessungen . . . . .	86
6.26	Laservibrometeraufzeichnungen Zugsüberfahrten Rohrbachbrücke . .	88
6.27	Schematische Darstellung der Position der Messkreuze . . . . .	89
6.28	Darstellung der Montage und Messesequenzen der Messkreuze im Rohrbachbogen . . . . .	91
6.29	Darstellung der Messergebnisse der Messkreuze M2, M5 und M6 bei der Zugsüberfahrt um 10:23 Uhr Typ 5047 und Zugsüberfahrten um 12:23 Uhr Typ 5147. . . . .	92

7.1	Vergleich Stand des Wissens und Interpretation der Daten . . . . .	95
7.2	Zugversagen senkrecht zur Lagerfuge . . . . .	98
7.3	Zugversagen parallel zur Lagerfuge . . . . .	99
7.4	Mauerwerksmodellierungsarten . . . . .	100
7.5	Darstellung der Spannungsverteilung am Einzelstein und im Verband	102
7.6	Bruchbedingungen nach GANZ von unbewehrten Mauerwerk, ohne Zugfestigkeiten . . . . .	103
7.7	Erweiterte Bruchbedingungen nach GANZ von unbewehrten Mauer- werk, mit Zugfestigkeiten . . . . .	103
7.8	Materialmodell SBETA . . . . .	105
7.9	SOFISTIK Geometriemodell der Floridsdorfer Hochbahn . . . . .	106
7.10	Verschiebungen der Floridsdorfer Hochbahn laut FE-Modellierung . .	107
7.11	FE-Modell des Bernhardsthaler Viadukts . . . . .	108
7.12	Belastungsschema für Einflussflächenauswertung des Bernhardsthaler Viadukts . . . . .	109
7.13	Darstellung der Einflussflächenplots in M1, M3 und M5 des Bern- hardsthaler Viadukts . . . . .	111
7.14	SOFISTIK Geometriemodell der Rohrbachbrücke bei Mattersburg . . .	112
7.15	Bohrkernentnahmestellen bei der Rohrbachbrücke bei Mattersburg . .	114
7.16	Drehung Koordinatensystem um einen Winkel $\alpha$ . . . . .	116
7.17	Gegenüberstellung der realen zu den modellierten Messdaten in W3, W6 und L1 . . . . .	117
7.18	Darstellung der Trennschicht und Verdichtungsschicht im Kämpfer- bereich der Rohrbachbrücke . . . . .	118
7.19	Gegenüberstellung der realen zu den modellierten Messdaten beim Wegaufnehmer 3 der einzelnen Varianten . . . . .	119
7.20	Gegenüberstellung der realen zu den modellierten Messdaten beim Wegaufnehmer 6 der einzelnen Varianten . . . . .	120
7.21	Gegeüberstellung der realen zu den modellierten Messdaten beim La- ser 1 der einzelnen Varianten . . . . .	121
7.22	Schema der stochastischen Ertüchtigung eines neuronalen Netzwerkes	122
7.23	Schematische Darstellung des Messkreuzes bei der Rohrbachbrücke . .	123
7.24	Ermittlung der Dehnung und der Nulllinienlage . . . . .	124
7.25	Nulllinienauswertung der Messkreuze an der Rohrbachbrücke . . . . .	125
8.1	Spannungs-Dehnungs-Linie für Mauerwerk bei Druckbeanspruchung nach ÖNORM EN 1996-1-1 . . . . .	130
8.2	Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit vom Anstellwinkel . . . .	132
8.3	Strangpresse zur industriellen Ziegelherstellung . . . . .	134
8.4	Historische Ziegelchargen Charge I und Charge II zur Gewinnung der Bohrproben. . . . .	135
8.5	Handelsüblicher neuer Vollziegel und Definition der Richtungen der Bohrkernentnahme (sowohl für historische als auch neue Ziegel) . . .	135
8.6	Versuchsaufbau Ziegelproben . . . . .	136
8.7	Bruchbild bei Bohrkernen aus historischen Mauerziegeln, Charge I .	138

8.8	Bruchbild bei Bohrkernen aus historischen Mauerziegeln, Charge II . . . . .	138
8.9	Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit und Wertebereich von historischen Mauerziegeln vom Anstellwinkel (Charge I) . . . . .	139
8.10	Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit und Wertebereich von historischen Mauerziegeln vom Anstellwinkel (Charge II) . . . . .	139
8.11	Bruchbild bei Bohrkernen aus neuen Mauerziegeln, Charge III . . . . .	140
8.12	Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit und Wertebereich von neuen Mauerziegeln vom Anstellwinkel (Vollziegel, Charge III) . . . . .	141
8.13	Last-Verformungs-Diagramm von NF-Ziegeln unter 90° (Vollziegel) . . . . .	142
8.14	Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von Anstellwinkel bei unterschiedlichen Ziegeltypen . . . . .	143
8.15	Versuchsaufbauten zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit der Mörtelproben . . . . .	146
8.16	Versuchsaufbauten zur Bestimmung der Druckfestigkeit der Mörtelproben . . . . .	147
8.17	Last-Verschiebungs-Kurve bei Bestimmung der Druckfestigkeit der Mörtelproben . . . . .	148
9.1	Schematische Darstellung der Murrutsche . . . . .	156
9.2	Darstellung der einzelnen Abschnitte der Murrutsche . . . . .	157
9.3	Darstellung des Messblock . . . . .	158
9.4	Vollbrückenschaltung der Dehnungsmessstreifen . . . . .	159
9.5	Kalibrierung der Kraftaufnehmer . . . . .	160
9.6	Exemplarische Messaufzeichnung der Anpralllasten aus einer Mure im Modellversuch . . . . .	162
9.7	Stahlrahmen als Unterkonstruktion des Mauerwerkklaborbogens . . . . .	166
9.8	Befestigung der untersten Ziegelschar mittels Klebemörtels zur Nachbildung der Widerlager . . . . .	167
9.9	Mauerwerksverband des Laborbogens . . . . .	167
9.10	Herstellung des Bogens am Lehrgerüst . . . . .	168
9.11	Mauerwerksbogen vor Versuchsbeginn . . . . .	168
9.12	Bogen mit und ohne aufgebrachtem Hinterfüllmaterial in Sandsäcken . . . . .	169
9.13	Servohydraulische Prüfmaschine IKI-02 . . . . .	170
9.14	Theoretische Überlegung zur Umlenkung der Kräfte mittels Hebelgesetz . . . . .	171
9.15	Detaildarstellung des Lasteinleitungsbereiches bei vertikaler Belastung . . . . .	172
9.16	Belastungslinien für vertikale Belastung am Bogen . . . . .	172
9.17	Belastungsschemata für die monoton ansteigende statische Belastung in vertikaler Richtung . . . . .	173
9.18	Belastungsschemata für die dynamische Belastung in vertikaler Richtung . . . . .	175
9.19	Detaildarstellung des Lasteinleitungsbereiches bei horizontaler Belastung . . . . .	176
9.20	Belastungspunkte für horizontale Belastung . . . . .	177
9.21	Belastungsschema für die monoton ansteigende statische Belastung in horizontaler Richtung . . . . .	177

9.22	Darstellung des Messkoffers mit den Messmodulen von GANTNER für die Labormessungen . . . . .	179
9.23	Versuchsanordnung zur Überprüfung der grundsätzlichen Eignung der CFK Lamellen und der Messrahmen zur Bestimmung der auftretenden vertikalen Verformungen . . . . .	181
9.24	Nachweis des Zusammenhangs zwischen der gemessenen Verschiebung mittels induktivem Wegaufnehmer und DMS . . . . .	181
9.25	Darstellung des Messrahmensystems . . . . .	182
9.26	Idealisiertes statisches System des Messrahmens . . . . .	182
9.27	Halbbrückenschaltung der Dehnungsmessstreifen . . . . .	184
9.28	Bestimmung der Verschiebung zufolge der gemessenen Verzerrung an der Einspannstelle . . . . .	184
9.29	Anordnung der Messkreuze an der Untersicht des Bogens bei vertikaler Belastungssituation . . . . .	186
9.30	Schematische Darstellung der Winkel der Messkreuze an den einzelnen Positionen zur globalen z-Richtung . . . . .	187
9.31	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IIIa . . . . .	189
9.32	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt Ia . . . . .	190
9.33	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IVm . . . . .	191
9.34	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt Vz . . . . .	192
9.35	Anordnung der Messsysteme an der Untersicht des Bogens und der Bogenstirnseite bei horizontaler Belastungssituation . . . . .	195
9.36	Horizontale Verschiebung zufolge statischer Belastung im Punkt $H_1$ .	196
9.37	Horizontale Verschiebung zufolge statischer Belastung im Punkt $H_6$ .	197
9.38	Horizontale Verschiebung zufolge statischer Belastung im Punkt $H_7$ .	198
9.39	Belastungskörper für die Anprallversuche . . . . .	200
9.40	Definition der Eingangsgrößen am mathematischen Pendel . . . . .	201
9.41	Horizontale Verschiebungen zufolge Belastung am Punkt $H_1$ zufolge einer Auslenkung von $\varphi = 19^\circ$ . . . . .	205
9.42	Horizontale Verschiebungen zufolge Belastung am Punkt $H_6$ zufolge einer Auslenkung von $\varphi = 19^\circ$ . . . . .	206
9.43	Horizontale Verschiebungen zufolge Belastung am Punkt $H_7$ zufolge einer Auslenkung von $\varphi = 19^\circ$ . . . . .	207
9.44	Horizontale Verschiebungen zufolge Belastung am Punkt $H_1$ zufolge einer Auslenkung von $\varphi = 48^\circ$ . . . . .	208
9.45	Gegenüberstellung realer Laborbogen zu Modelllaborbogen . . . . .	212
9.46	Exemplarischer Vergleich der Verschiebungen zwischen realen Laborbogenmessungen aus Wegaufnehmer und Laser mit den Ergebnissen aus dem FE-Modell . . . . .	213
9.47	Exemplarischer Vergleich der Verschiebungen zwischen realen Laborbogenmessungen aus Wegaufnehmer und DMS-Messrahmen mit den Ergebnissen aus dem FE-Modell für den Punkt $H_1$ . . . . .	214
9.48	Exemplarischer Vergleich der Verschiebungen zwischen realen Laborbogenmessungen aus Wegaufnehmer und DMS-Messrahmen mit den Ergebnissen aus dem FE-Modell für den Punkt $H_6$ . . . . .	215

9.49	Exemplarischer Vergleich der Verschiebungen zwischen realen Laborbogenmessungen aus Wegaufnehmer und DMS-Messrahmen mit den Ergebnissen aus dem FE-Modell für den Punkt H <sub>7</sub> . . . . .	216
9.50	Darstellung des Hinterfüllbereiches für die Sensitivitätsstudie (nicht maßstäblich) . . . . .	217
9.51	Darstellung der vertikalen Durchbiegungen und Spannungen aufgrund der Belastung im Punkt IIIa (Bogenmitte) . . . . .	218
9.52	Darstellung der vertikalen Durchbiegungen und Spannungen aufgrund der Belastung in Punkt Ia (links der Mitte) . . . . .	219
9.53	Darstellung der Sensitivitäten in Abhängigkeit zum Monitoringpunkt bei Belastung in Punkt IIIa (Bogenmitte) . . . . .	220
9.54	Darstellung der Sensitivitäten in Abhängigkeit zum Monitoringpunkt bei Belastung in Punkt Ia (links der Mitte) . . . . .	221
9.55	Darstellung der Belastungsschemata bei den Untersuchungen mit dem Drucker Prager Materialmodell . . . . .	223
9.56	Darstellung der Spannungsverteilung bei Belastung in der Mitte des Bogens . . . . .	223
9.57	Darstellung der Momentenlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung in der Mitte . . . . .	224
9.58	Darstellung der Querkraftlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung in der Mitte . . . . .	224
9.59	Darstellung der Normalkraftlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung in der Mitte . . . . .	225
9.60	Darstellung der Normalkraftlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung in der Mitte . . . . .	227
9.61	Darstellung der Spannungsverteilung bei Belastung links der Mitte des Bogens . . . . .	228
9.62	Darstellung der Momentenlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung links der Mitte . . . . .	228
9.63	Darstellung der Querkraftlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung links der Mitte . . . . .	229
9.64	Darstellung der Normalkraftlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung links der Mitte . . . . .	229
9.65	Darstellung der Normalkraftlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung in der Mitte . . . . .	231
9.66	Überlegungen zum Grenzkriterium bei Ermittlung der Monitoierungs-bereiche . . . . .	232
9.67	Vorschlag für die prioritäre Positionierung der Monitoringsysteme bei unterschiedlichen Belastungen . . . . .	232
A.1	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt Iz . . . . .	243
A.2	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt Im . . . . .	244
A.3	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IIz . . . . .	245
A.4	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IIa . . . . .	246
A.5	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IIm . . . . .	247

---

A.6	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IIIz . . . . .	248
A.7	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IIIm . . . . .	249
A.8	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IVz . . . . .	250
A.9	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IVa . . . . .	251
A.10	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt Va . . . . .	252
A.11	Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt Vm . . . . .	253



# Tabellenverzeichnis

2.1	Vor- und Nachteile ebener Modelle von Bogenbrücken . . . . .	15
3.1	Unterteilung der Fahrbahn in rechnerische Fahrstreifen . . . . .	22
3.2	Lastmodell 1: charakteristische Werte . . . . .	23
4.1	Darstellung der Genauigkeit der einzelnen Messsysteme . . . . .	39
4.2	Darstellung der Interpretation der Ergebnisse . . . . .	40
4.3	Darstellung der Messinformation für die einzelnen Messsysteme . . .	41
4.4	Darstellung der Messmöglichkeiten für die einzelnen Messsysteme . .	42
4.5	Darstellung der Instrumentenposition für die einzelnen Messsysteme .	43
4.6	Darstellung der Installation der einzelnen Messsysteme . . . . .	44
4.7	Darstellung der Empfindlichkeit der einzelnen Messsysteme . . . . .	45
4.8	Darstellung der Kosten der einzelnen Messsysteme . . . . .	46
4.9	Darstellung der Preise der einzelnen Messsysteme . . . . .	46
4.10	Beschädigungsgrad der Steinbogenbrücken der Eisenbahngesellschaften in Europa . . . . .	49
5.1	Darstellung von Näherungswerten für relative Dielektrizität, Leitfähigkeit und Ausbreitungsgeschwindigkeit . . . . .	56
6.1	Zusammenstellung der Zugsüberfahrten mit Uhrzeit, Triebwagenanzahl, Geschwindigkeit, Schwinggeschwindigkeit und Durchbiegung . .	87
6.2	Koordinatendarstellung der Messkreuze im Rohrbachbogen . . . . .	90
6.3	Messergebnisse der einzelnen Messkreuze . . . . .	93
6.4	Darstellung der eingesetzten Messsysteme an den Fallbeispielen . . .	94
7.1	Empfohlene Werte für den Beiwert $K$ und die Exponenten $\alpha$ und $\beta$ .	97
7.2	SOFISTIK-Materialparameter Floridsdorfer Hochbahn . . . . .	107
7.3	SOFISTIK-Materialparameter Bernhardsthaler Viadukt . . . . .	109
7.4	Koordinaten der Monitoringpunkte M1 bis M8 . . . . .	110
7.5	SOFISTIK-Materialparameter Rohrbachbrücke . . . . .	113
7.6	Winkel für die Rotationsmatrix vom globalen ins lokale Koordinatensystem . . . . .	116
8.1	Versuchsergebnisse bei den Untersuchungen mit den historischen Ziegelproben (Charge I und Charge II) . . . . .	137

8.2	Versuchsergebnisse bei den Untersuchungen mit handelsüblichen neuen Vollziegeln . . . . .	140
8.3	Bestimmung des Elastizitätsmoduls an den drei untersuchten Ziegeltypen . . . . .	142
8.4	Materialparameter der verwendeten Ziegel und des Mauermörtels . .	144
8.5	Ergebnisse zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit des Mauermörtels .	146
8.6	Ergebnisse zur Bestimmung der Druckfestigkeit des Mauermörtels . .	147
8.7	Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Mauermörtels . . . . .	148
8.8	Ergebnisse zur Überprüfung der Konformität der verwendeten Materialien mit den in der Leistungserklärung angeführten Nennwerten . .	149
8.9	Ergebnisse zur Überprüfung der Konformität der verwendeten Materialien mit den in der Leistungserklärung angeführten Nennwerten . .	149
9.1	Charakteristische mittlere Fließgeschwindigkeiten $v$ bei Hochwasser in Wildbächen nach ONR 24800 . . . . .	152
9.2	Charakteristische Verlagerungsprozesse in Wildbächen . . . . .	153
9.3	Froude'sche Modellgesetze . . . . .	154
9.4	Zusammensetzung der viskosen und der granularen Mure im Laborversuch . . . . .	155
9.5	Übersicht über die durchgeführten Experimente mit $F_r < 3$ . . . . .	161
9.6	Ergebnisdarstellung der durchgeführten Versuche in der Murrinne . .	163
9.7	Zeitspanne vom Eintreffen der Murfront bis zum Auftreten der Höchstlast auf Grundlage der Modellversuche und des Froude'schen Modellgesetzes . . . . .	164
9.8	Maximal auftretende Anpralllasten auf Grundlage der Modellversuche und des Froude'schen Modellgesetzes . . . . .	164
9.9	Fließgeschwindigkeiten am realen Bauwerk auf Grundlage der Modellversuche und des Froude'schen Modellgesetzes . . . . .	165
9.10	Faktoren zur Umrechnung der aufgebrachtten Zugkräfte . . . . .	171
9.11	Unterschiedliche Höhe der Belastungsstufen bei vertikaler Belastung nach dem Belastungsschema A . . . . .	173
9.12	Übersicht über die verwendeten Laststufen bei dynamischer Belastung nach dem Belastungsschema C . . . . .	174
9.13	Unterschiedliche Höhe der Belastungsstufen bei horizontaler Belastung	177
9.14	Übersicht über die $k$ -Faktoren der Messrahmen . . . . .	186
9.15	Aufgebrachte Höchstlast in den einzelnen Belastungspunkten am Laborbogen . . . . .	188
9.16	Übersicht über die durchgeführten Anprallversuche, Auslenkwinkel und Anprallgeschwindigkeiten . . . . .	202
9.17	Bestimmung der realen Anprallgeschwindigkeiten und der Belastung auf Grundlage der Pendelschlagversuche . . . . .	203
9.18	Anprallgeschwindigkeiten aufgrund von Murreignissen . . . . .	209
9.19	Zusammenfassende Darstellung der Pendelschlagversuche . . . . .	210
9.20	Maximal auftretende Anpralllasten auf Grundlage der Pendelschlagversuche und der Versuche in der Murrutschrinne . . . . .	210

---

9.21	SOFISTIK-Materialparameter für den Laborbogen . . . . .	211
9.22	ATENA-Materialparameter Hinterfüllbereich Modellbogen . . . . .	222
9.23	Darstellung der Momenten-, Querkraft- und Normalkraftgrößen bei den ausgewählten Laststufen . . . . .	225
9.24	Darstellung der Momenten-, Querkraft- und Normalkraftgrößen bei den ausgewählten Laststufen . . . . .	230
9.25	Bewertung der verwendeten Messsystem bei Labor- und in-Situ Mes- sungen . . . . .	233



# Kapitel 1

## Einleitung

In Kapitel 1 soll die Problemstellung für die Optimierung von Monitoringkonzepten bei Erhaltungsbauwerken<sup>1</sup> kurz beschrieben werden und im Rahmen der Zielsetzung sollen die Eventualitäten zur Lösung der Problemstellung abgegrenzt werden.

### 1.1 Problemstellung

Im Ingenieurbau ist die zuverlässigkeits- und sicherheitsorientierte Ausführung von Strukturen von großer Wichtigkeit, da sie die wirtschaftliche und soziale Entwicklung einer modernen Gesellschaft beeinflusst [68]. Aus diesem Grund gewinnt die Erhaltung und Ertüchtigung von bestehenden Bauwerken immer mehr an Bedeutung. Vor allem Betreiber von Infrastruktureinrichtungen, legen aufgrund der häufigen Budgetknappheit, immer mehr Wert auf die wirtschaftliche und ressourcenschonende Erhaltung von Bestandsbauwerken gegenüber einer kompletten Neuerrichtung. Es spielen nicht nur wirtschaftliche und ressourcenschonende Gründe eine wichtige Rolle, auch Aspekte des Denkmalschutz können bei Strukturen (Eisenbahn- bzw. Straßenbrücken), welche teilweise älter als 150 Jahre sind, ein wichtiger Punkt sein. Vor allem Gewölbe- und Stahlbrücken stammen großteils noch aus der Eisenbahnbauzeit des 19. Jahrhunderts, Stahlbetonbrücken bzw. Spannbetonbrücken wurden ab den 1950er Jahren erbaut [116]. Der Neubau von Infrastruktureinrichtungen kann aus ökonomischer Sicht in einigen Fällen logisch erscheinen, der Erhalt des kulturellen Erbes verbietet jedoch in den meisten Fällen den Abtrag bestehender Bausubstanzen [165]. Die Bauwerkserhaltung umfasst viele Aufgaben, welche nachfolgend kurz beschrieben werden. Die Instandhaltung ist nach DIN 31051 [8] „*die Kombination aller technischen und administrativen Maßnahmen sowie Maßnahmen des Managements während des Lebenszyklus einer Betrachtungseinheit zur Erhaltung des funktionsfähigen Zustandes oder Rückführung in diesen, sodass sie die geforderte Funktion erfüllen kann*“. Die Bauwerkunterhaltung wird nach [20] in betrieblichen und baulichen Unterhalt gegliedert. Der betriebliche Unterhalt bezieht sich auf kleinere Maßnah-

---

<sup>1</sup>Die bestehenden Bauwerke weisen einen großen kulturellen und volkswirtschaftlichen Wert auf, den es zu erhalten gilt. Die Bauwerkserhaltung ist zu einem wichtigen Tätigkeitsgebiet vieler Architekten, Bau- und Fachingenieure geworden [37]

men, welcher zur Sicherung der Funktion, Verkehrssicherheit und Substanz dienen. Der bauliche Unterhalt umfasst kleinere bauliche Maßnahmen, ohne jedoch den Gebrauchswert zu heben. Die Instandsetzung umfasst größere bauliche Maßnahmen um den planmäßigen Zustand von Bauteilen oder Bauwerken wieder herzustellen. Die Wartung ist nach DIN 31051 [8] und [136] wie folgt definiert: „Maßnahmen zur Verzögerung des Abbaues des vorhandenen Abnutzungsvorrats“. Hierbei gilt, dass der Ausbau von Verschleißteilen nicht zum Leistungsbild der Wartung gehört. Wichtig für die ordnungsgemäße Durchführung der Bauwerksunterhaltung ist die entsprechende Schadensidentifikation und die Bestimmung des Systemverhaltens. Neben der Bauwerksunterhaltung ist die Bauwerksprüfung und -überwachung ein wesentliches Element in der Bauwerkserhaltung. Hierzu gibt die DIN 1076 [21] ausführliche Anweisungen für die Prüfung von verschiedenen Strukturen wie Brücken, Tunneln, Stützbauwerken, Lärmschutzbauwerken etc. [20]. In Abbildung 1.1 werden die einzelnen Methoden der Bauwerkserhaltung dargestellt.

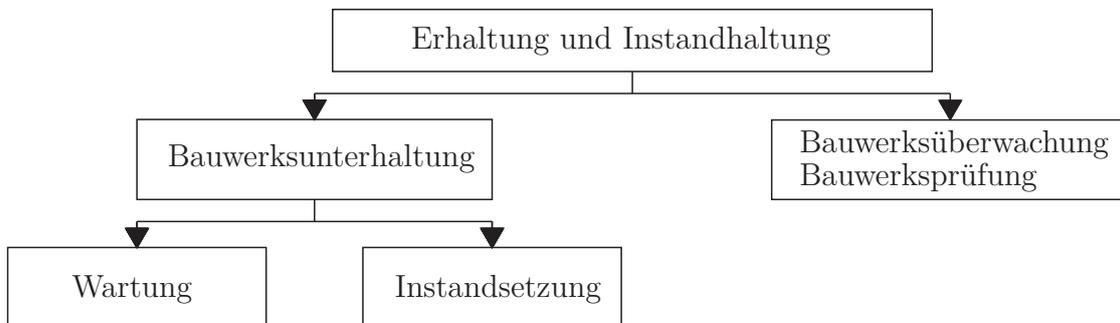


Abbildung 1.1: Methoden der Bauwerkserhaltung [8]

Im österreichischen Eisenbahnnetz existieren ca. 10 000, im europäischen Netz sind es ca. 70 000 Gewölbe- bzw. Bogenbrücken, die teilweise über hundert Jahre alt sind und unter Denkmalschutz stehen [94]. Bogenbrücken müssen nach dieser langen Nutzungsdauer häufig saniert und den neuen Belastungsbedingungen angepasst werden. Nachrechnungen sind auf Grund fehlender Bestandsunterlagen sowie mangelhafter Information über die Materialkennwerte sowie das Zusammenwirken der einzelnen Bauwerkskomponenten nur eingeschränkt möglich. Infolge des Alters und teilweise mangelhafter Erhaltung weisen Bogenbrücken folgende charakteristische Schäden auf:

- Durchfeuchtungen
- Verwitterung und Auslaugung des Fugenmörtels bei Mauerwerk
- Längs-, Schräg- und Querrisse im Bogen
- Stirnringrisse zwischen Bogen und Stirnmauer
- Heraussacken bzw. Herausfallen von Steinen
- Durchsacken der Gewölbe
- Verformungen der Pfeiler

Auf Grund dieser typischen Schäden, besonders jedoch wegen fast immer vorhandener Längs-, Schräg- und Querrisse ist eine zutreffende Berechnung von bestehenden Bogenbrücken aus Ziegelmauerwerk oder Naturstein nur schwer möglich. Unbekannt beim Tragverhalten sind insbesondere auch:

- Die Mitwirkung der Überschüttung bzw. Übermauerung
- Die Mitwirkung der Stirnmauern
- Der Einspanngrad der Gewölbe in den Pfeilern und Widerlagern bzw. der Einspanngrad der Unterbauten in den Baugrund

Der verwendete Baustoff ist weiters nicht isotrop und homogen. Die Biegesteifigkeit für die Krümmungsänderung der Erzeugenden der Tonnenschale ist bei gemauerten Konstruktionen, vor allem bei Ziegelmauerwerk, nicht gleich der Biegesteifigkeit für die Krümmungsänderung des normal zu den Erzeugenden liegenden Gewölbequerschnittes. Die jeweilige Biegesteifigkeit ist abhängig vom Mörtelanteil in der entsprechenden Beanspruchungsrichtung. Der Mörtelanteil ist beim Ziegelmauerwerk in Richtung der Erzeugenden kleiner als in Richtung des Bogens, da die Fugenabstände bei etwa gleicher Fugenbreite in Richtung des Bogens kleiner sind. Verkehrslasten, Horizontalverschiebungen der Pfeilerköpfe oder Widerlager und Temperatureinflüsse können in bestimmten Bereichen des Gewölbes versagende Zugzonen verursachen, die die Biegesteifigkeit um die Erzeugendenachsen noch weiter herabsetzen. Nachträgliche Umbau- und Verstärkungsmaßnahmen wie zum Beispiel das Aufbringen einer Spritzbetonschale unter dem Gewölbe, das Aufbringen einer Betonschale direkt auf das Gewölbe- oder das Herstellen einer Stahlbetonplatte unter dem Fahrbahnbelag oder dem Schotterbett bewirken ebenfalls eine Erhöhung der Tragfähigkeit. Diese Einflüsse sind durch Rechenmodelle ohne weitere Eingangsgrößen nicht erfassbar. Sie können einerseits eine erhebliche Erhöhung der Tragfähigkeit bewirken oder aber auch eine Tragfähigkeitsverminderung herbeiführen. Eine unzutreffende Abschätzung der Tragfähigkeit führt entweder zu einer nicht mehr zu verantwortbaren Herabsetzung der Sicherheit oder zu einer nicht erforderlichen Lastbeschränkung bzw. gar zu einem nicht notwendigen Abbruch der Brücken. Messungen, die Aufschluss über die Dehnungsverteilungen im Gewölbequerschnitt in ausgewählten Abschnitten infolge Belastungsänderungen zeigen, können Rückschlüsse auf das Tragverhalten des Bauwerks erlauben.

## 1.2 Zielsetzung

Ein Ziel und eine Aufgabe ist es, ein zerstörungsfreies optimiertes Prüfverfahren zu entwickeln, das Auskunft über das Tragverhalten und Verformungsverhalten von Bogenbrücken gibt. Damit das Tragverhalten von bestehenden Konstruktionen wirklichkeitsnahe untersucht werden kann, muss eine Bauwerkserkundung durchgeführt werden. Prinzipiell wird zwischen zerstörenden (z.B. Gewinnung von Bohrkernen, etc.) und zerstörungsfreien Prüfverfahren (z.B. Ultraschallverfahren, etc.) unterschieden (siehe Abbildung 1.2 und Kapitel 5). Weiters sind messwertgestützte Un-

tersuchungen sinnvoll, um möglichst viele dieser unbekanntenen Einflussparameter auf die Berechnung durch Messungen erfassen und besser einschätzen zu können.

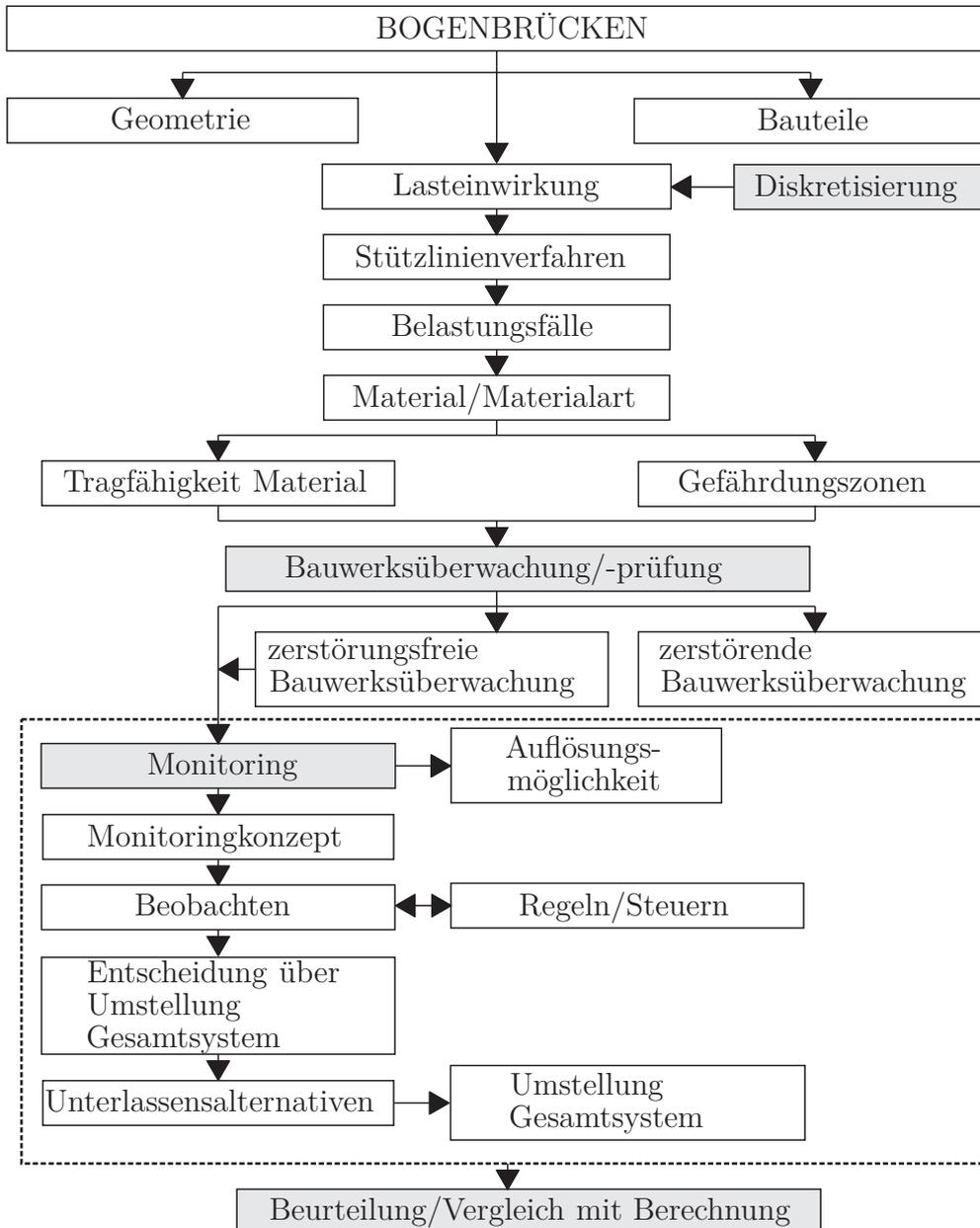


Abbildung 1.2: Ablaufschema der Beurteilung einer Bogenbrücke

Im Zuge der Dissertation sollen Möglichkeiten zur einfachen und optimierten messtechnischen Überwachung bzw. Untersuchung von Bogenbrücken in Hinblick auf eine Nachrechnung des Tragwerks zur Lebenszeitverlängerung entwickelt werden. Im Detail können folgende Einzelziele aus den vorab angeführten Punkten herausgelöst werden:

- Erfassung von Grundlagendaten zur korrekten Bestimmung der Tragfähigkeit,

Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Beurteilung und Definition der notwendigen Parameter für die Messungen

- Bestimmung der Einflussgrößen aus der Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Boden auf Grundlage von Messungen am entsprechenden Objekt welche einen maßgebenden Einfluss auf die Ergebnisqualität einer Nachrechnung ausüben
- Entwicklung eines Messverfahrens zur Bestimmung des Verformungsverhaltens (vertikal) unter statischer Belastung.
- Untersuchung der Möglichkeit für Verformungsmessungen (dynamisch) unter Betrieb des Bauwerks bei Fahrzeugüberfahrt entsprechende Messwerte zu erfassen (Simultane Messung mehrerer Punkte)
- Meßverfahren zur Bestimmung des Verformungsverhaltens (vertikal und horizontal) unter horizontalen Belastungen
- Bestimmung des Tragverhaltens unter außergewöhnlichen Belastungen (Murstoß).
- Zusammenstellung der unterschiedlichen Messverfahren in Hinblick auf die wesentlichen Parameter und Anwendung der Messverfahren im Feld um Ergebnisqualität bzw. Eignung prüfen zu können
- Ableitung von Erkenntnissen für den praktischen Einsatz der einzelnen Messsysteme und Auswahl von geeigneten Verfahren
- Ausarbeitung Kleinkörperversuchen für die Materialparameterermittlung und Modellkalibrierung
- Überprüfen der Messverfahren und deren Anwendung an einem Labormodell (Maßstab 1:2)

### 1.3 Überblick

Die vorliegende Dissertation gliedert sich neben dem Kapitel 1 - *Einleitung* - in 9 weitere Kapitel. In Kapitel 1 wird die Problemstellung der Thematik sowie die Zielsetzung beschrieben. Kapitel 2 beruht im wesentlichen auf den umfangreichen Forschungen von PURTAK et. al [125], PROSKE UND VAN GELDER [124] und beschreibt unter anderem den Aufbau von Bogenbrücken und den Stand der Technik sowie die zeitlichen Entwicklung des Bogenbrückenbaues. In Kapitel 3 werden die Grundsätze der Bemessung nach EUROCODE erläutert. Es wird ein Überblick über das Normenwesen und die Einwirkungen auf Tragstrukturen gegeben. Das Kapitel 4 zeigt die Möglichkeiten der zerstörenden, zerstörungsarmen und zerstörungsfreien Prüfmethode. Es werden die wesentlichen Untersuchungsmethoden vorgestellt und beschrieben. Die angewendeten Monitoringmesstechniken für die Bestandsobjekte und den Laborbogen werden in Kapitel 5 dargestellt. Es wird ein allgemeiner Überblick über Monitoring-Systeme gegeben und die Notwendigkeit von Monitoringkonzepten artikuliert. In Kapitel 6 werden jene Bestandsobjekte beschrieben, welche

für die in-Situ Messungen zur Verfügung standen. Es wird eine allgemeine Beschreibung der Objekte gegeben, der Zustand (bezüglich Schädigungen) der Strukturen beschrieben, die etwaig durchgeführten Sanierungsmaßnahmen erklärt und die angewendeten Monitoringmaßnahmen und die ersten Messergebnisse beschrieben. Die Modellbildungen für die untersuchten Strukturen werden in Kapitel 7 beschrieben. Es wird gezeigt, welche Software für die Modellbildung verwendet wurde und wie gut die in-Situ Messungen mit den kalibrierten Modellbildungen übereinstimmen. Kapitel 8 untersucht die Druckfestigkeit von Normalformatziegeln in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung. Weiters wird die Bestimmung der Materialparameter für Ziegel und Mörtel erklärt. Die Großversuche am Laborbogen und die horizontalen Murstoßversuche werden im Kapitel 9 beschrieben. Hier wird der Aufbau der Murrutsche sowie die entsprechenden durchgeführten Versuche erklärt. Weiters werden die Laborbogenversuche gezeigt und der Aufbau des Bogens. Die Versuchsdurchführung, die verwendeten Messsysteme und die Messergebnisse werden dargestellt. Zum Abschluss wird im Kapitel 10 eine Zusammenfassung der Arbeit gegeben und ein kurzer Ausblick der Thematik aufgezeigt.

Die Abbildung 1.3 zeigt einen kurzen Überblick über die wichtigsten Punkte dieser Arbeit und die Herangehensweise an die Optimierung des Monitoringkonzeptes. Im ersten Schritt wurden Felderhebungen an den einzelnen Fallbeispielen durchgeführt. Die eingesetzten Messsysteme der Fallbeispielen waren das Laservibrometer, das Geradar, das optische Verfahren (Kamerasystem) und die Wegaufnehmermesskreuze. Nach den Felderhebungen wurden die entsprechenden FE-Modelle aufgesetzt und untersucht. Nach diesen Arbeiten wurden die Laborversuche geplant und durchgeführt. Zuerst wurden Materialuntersuchungen an Kleinkörpern unternommen. Nach diesen Kleinkörperuntersuchungen wurde der Laborbogen gemauert und mit den entsprechenden Messsystemen (Wegaufnehmer, DMS-Messkreuze, optisches System (Kamerasystem)) versehen. Nach den Probelastungen im Labor wurde der Laborbogen modelliert und entsprechend genau untersucht. In weiterer Folge wurden die Messungen aus Felderhebung und Labor mit den modellierten Daten verglichen und beschrieben.

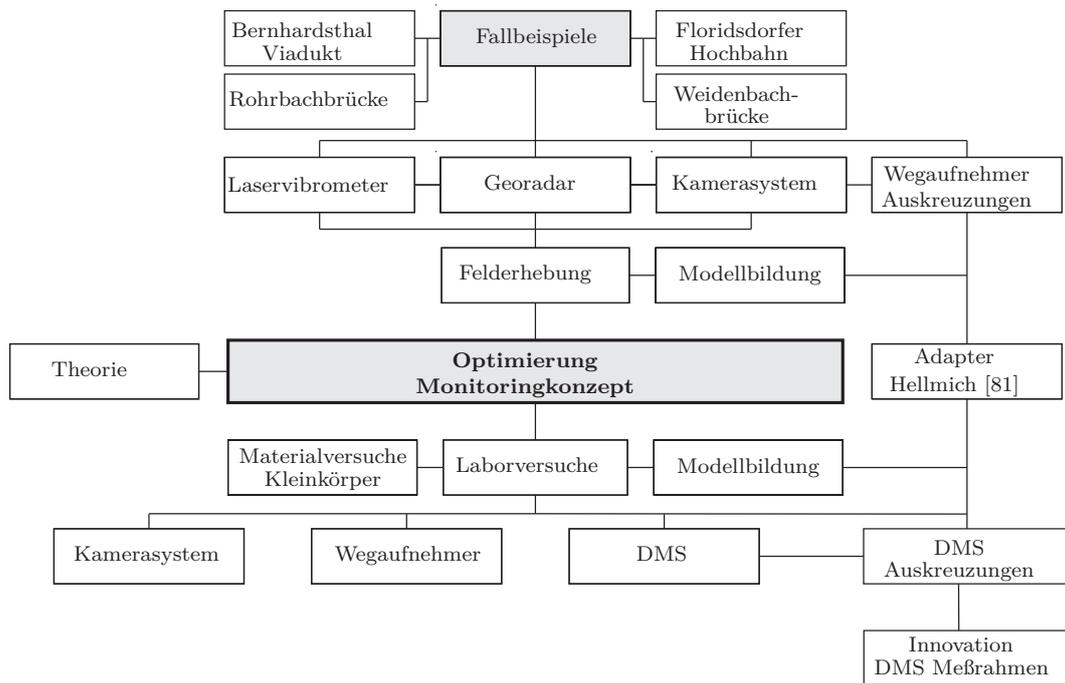


Abbildung 1.3: Ablaufschema zur Optimierung von Monitoringkonzepten



# Kapitel 2

## Allgemeines über Bogenbrücken

Die Idee der Entstehung des Bogens bzw. des Gewölbes entstand wohl aus der Beurteilung natürlicher Tragformen (z.B. Schildkrötenpanzer etc.) [45]. Fest steht aber, dass die Anwendung von Bögen als Überbrückung von Hindernissen (z.B. Fluss), mehrere tausend Jahre alt sind. Es gibt verschiedene Theorien wie es zur Ausbildung von Bögen gekommen ist: Durch Kippvorgänge bei Kragsteingewölben (falschen Gewölben<sup>1</sup>), durch die Aufteilung von Steinbalken in Einzelelemente oder die Verfeinerung von abgestützten Steinplatten [124]. Unter den Etruskern kam es zu einem bedeutenden Entwicklungsschritt im Gewölbebau. Die im nördlichen Mittelitalien lebenden Etrusker werden als die Erfinder des Keilsteingewölbes angesehen. Die von den Etruskern entwickelten breiten Gewölbe benutzen die Römer, um weitgespannte Konstruktion zu entwickeln. Hierbei wurden Spannweiten von bis zu 36 m [124] überspannt. Die Römer entwickelten den Bogen weiter und versuchten die Ausrichtung der Fugen sowie die Entwicklung von fünfeckigen Steinen, um den Stirnmauerwerksanschluss zu verbessern, voranzutreiben. Bei dieser Weiterentwicklung der Bögen, kam auch schon Mörtel als Bindemittel zum Einsatz. Auch in China errichtete man kurze Zeit später Bogenbrücken. In China wurden unter anderem sogenannte schlanke Bogenbrücken gebaut. Diese schlanken Bogenbrücken hatten eine viel geringere Bogensteindicke als jene aus Europa. Aufgrund der raschen Größenentwicklung von Städten und des Aufblühens des Handels wurde die Notwendigkeit von Steinbrücken immer größer. Die Entwicklung der Bogen- bzw. Gewölbebrücken führte in der Renaissance dazu, dass sogenannte Korb- und Kreissegmente (siehe Abbildung 2.1) verwendet wurden. Der Unterschied zwischen Bogen und Gewölbe liegt in der Überspannung des Raumes. Das Gewölbe dient der Raumüberspannung (z.B. Deckengewölbe). Der Vorteil dieser Bogenformen war, dass größere Spannweiten überbrückt werden konnten und eine schönere Linienführung möglich war. Im 19. Jahrhundert änderte sich aufgrund der industriellen Revolution das Umfeld für den Brückenbau. Durch die Erfindung von neuen Verkehrsmitteln kam es zu einer höheren Belastung der Tragwerke. Aufgrund dieser neuen Belastungssituationen für die Brückenbauwerke, setzte sich die wissenschaftliche Herangehensweise an solche ingenieurtechnischen Probleme durch [124]. Kapitel 2 soll einen Überblick über die Geschichte und zeitliche Entwicklung der Bogenbrücken geben. Weiters wird der

---

<sup>1</sup>Ist eine Form des echten Gewölbes und wird als oberer Abschluss eines Raumes bezeichnet.

Stand der Technik und die Vor- und Nachteile von Bogenbrücken erläutert.

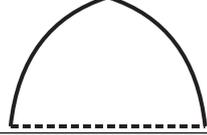
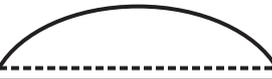
Bezeichnung	Kontinuierlich		
	Steil	Flach	Spitz
Halbkreis und Kreissegment			
Parabelförmig			
Elipsenförmig und Elipsensegment			
Korbbogen			

Abbildung 2.1: Entwicklung der Bogenformen [124]

## 2.1 Zeitliche Entwicklung und Geschichte von Mauerwerksbauten

Mauerwerkskonstruktion zählen zu den ältesten Bauweisen der Menschheit. Bedingt einerseits durch die guten bauphysikalischen Eigenschaften und andererseits durch die einfache Herstellung ist der Ziegel auch heute noch ein viel verwendeter Baustoff. Der Baustoff Ziegel war und ist einfach zu produzieren und musste im Vergleich zu Naturstein nicht auf eine bestimmte Größe zugeschlagen bzw. zugeschnitten werden. In der ältesten Zeit wurde Tonerde in eine Form eingebracht, an der Oberfläche abgestrichen und anschließend luftgetrocknet. In der jüngeren Zeit wurde und wird das Rohmaterial stranggepresst und anschließend im Brennofen gebrannt. Als Verbindungselement zwischen den Einzelkomponenten Ziegel dient Mauermörtel, der sowohl die Funktion einer ausgleichenden Schicht, als auch die Funktion einer Festigkeits- bzw. Stabilitätserhöhung hat [103], [169]. Die Entwicklung des Mauerwerksbaus reicht zurück bis ins Altertum. Mauerwerk wurde und wird immer im Verband (Läuferverband, Binderverband, Blockverband oder Kreuzverband etc.[169] gemauert um eine entsprechend Tragfähigkeit zu gewährleisten. Lehmziegel sind eine der ersten in den frühen Siedlungen der Jungsteinzeit (ca. 8000 bis 6000 v. Chr.) verwendeten Baumaterialien. Die ersten glatt gestrichenen Ziegel, die unter der Verwendung von Formen entstanden, sind aus der Zeit ca. 6300 v. Chr. aus Mesopotamien bekannt. Die ältesten gemörtelten Mauerwerke stammen aus dem Gebiet des heutigen Jordaniens, deren Alter auf etwa 6000 Jahre v. Chr. datiert werden kann.

Bereits in der Antike (vor ca. 5000 Jahren) schufen die Ägypter Tempel und riesige Pyramiden aus Naturstein. Historische Bruchsteinmauern dienten als Fundamente für Bauwerke oder als Gebäudemauern. Über die Jahrhunderte entwickelte sich der Mauerwerksbau immer weiter. Aber nicht nur historische Bauten, sondern auch derzeit noch immer unter Gebrauch stehende Brücken aus Ziegel- und Naturstein (sowohl Eisenbahn-, als auch Straßenbrücken) weisen z.T. ein Alter von mehr als 100 Jahren auf. Diese Bogenbrücken aus Naturstein- und Ziegelmauerwerk zählen heute zu den ältesten meist noch in voller Funktion befindlichen Tragwerken innerhalb von Straßen- und Schienenverkehrswegen. Die Hochkonjunktur der Errichtung von Bogenbrücken lässt sich zwischen 1840 und 1900 einordnen. In dieser Zeit wurde der Großteil der heute noch in Betrieb befindlichen Straßen- und Eisenbahnbrücken gebaut. Es handelt sich dabei meist um Kreis- bzw. Korbbogenbrücken (siehe Abbildung 2.1). Ebenfalls wurden Bögen mit Parabelform, Kettenlinien oder Zykloiden hergestellt. Aufgrund der entsprechenden Bogenform kam es auch zu unterschiedlichen Scheitelüberdeckungshöhen. Die bevorzugten Gesteinsarten für das Mauerwerk waren Sand- und Kalkstein. Ein Problem bei alten Bogenbrücken stellt die oft nicht vorhandene Aufzeichnung von Materialeigenschaften dar. Im deutschen Bahnnetz finden sich ca. 8000 Bogenbrücken [125]. In Österreich sind im Bahnnetz besonders entlang der Südbahnlinie etwa 1000 Gewölbebrücken in Betrieb. In ganz Europa schätzt man den Bestand an gemauerten Eisenbahnbrücken auf etwa 70 000 [125]. Im Zuge von Streckenausbauvorhaben sind in der Vergangenheit teilweise Steinbogenbrücken durch neue Stahl- oder Stahlbetontragwerke ersetzt worden. Auf Grund von Denkmalschutz, Kostenersparnis und Ressourcenschonung wird zunehmend versucht, diese Bauwerke zu erhalten und gegebenenfalls zu ertüchtigen, wodurch Fragestellungen wie Tragfähigkeit, Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit immer wichtiger werden. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist wichtig, jedoch bei Bogenbrücken von untergeordneter Bedeutung [78] [169].

## 2.2 Aufbau und Stand der Technik

Da bei Bogenbrücken einige spezielle Bezeichnungen genutzt werden, soll die Abbildung 2.2 [124] eine visuelle Erläuterung der einzelnen Bestandteile einer Bogenbrücke geben.

Die ersten Bogenbrücken wurden aufgrund von Erfahrungswerten errichtet. In weiterer Folge wurden grafische Verfahren für statische Nachweise ausgearbeitet und Näherungsformeln auf Grundlage der Bogenstützlinie entwickelt. Diese Näherungsformeln dienten im wesentlichen zum Entwurf von Geometrieparametern, wie Stützweite und Bogenform, sowie Scheitel- und Kämpferdicke. Im Jahr 1717 hat *Henri Gautier* fünf Probleme bei der Steinbogenbrückenplanung beschrieben (nach [82] und [124]).

- Abschätzung der Form des Bogens
- Abschätzung der Dicke des Bogens im Scheitelpunkt
- Abschätzung der Dicke der Fundamente und Pfeiler aller Arten von Brücken

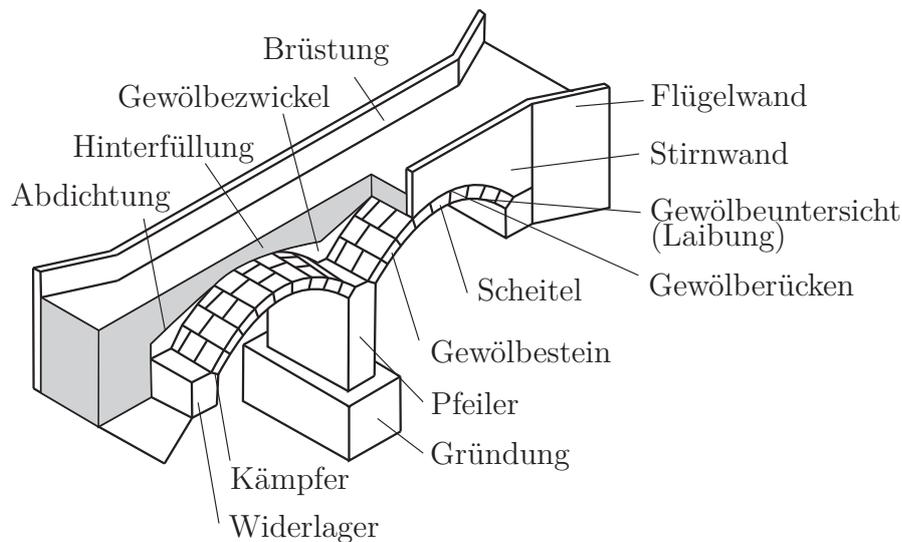


Abbildung 2.2: Bezeichnungen der Bestandteile einer Bogenbrücke

- Abschätzung der Dicke innerer Pfeiler in Abhängigkeit von den Abmessungen des Bogens
- Abschätzung der Dicke der Flügelwände, um die Erde zurückzuhalten

Mit Hilfe von Erfahrungswerten (empirische Regeln) versuchten damalige Baumeister und Wissenschaftler diese Problemstellungen zu lösen. Basierend auf den Geometriebeziehungen der einzelnen Bogenbrückenbauteile, konnte die Tragfähigkeit mit diesen empirischen Regeln beschrieben werden. Unter anderem entwickelten GENIO CIVILE, GAUTIER, KAVENS, BUSCH UND ZUMPE, PERRONET, HUSTE, ALBERTI, LESGUILLIER, PALLADIO, DJARDIN, RESAL, SERLIO, CROIZETTE-DESOYERS, DUPUIT, L'VEVILLE diese Formeln aus Erfahrungswerten (nach [55], [56], [53]). Eine ausführliche Dokumentation und die Anwendung dieser Formeln ist in [124] gegeben. Als erste grobe Abschätzung für alte Bogenbrücken werden diese Formeln aufbauend auf den Geometrieparametern auch heute noch gerne verwendet. Da sich im Laufe der Zeit die Lastannahmen für diese Strukturen stark geändert haben, sind Beurteilungen der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit auf Grundlage von gültigen Lastansätzen und Normen heutzutage ein wichtiger Aspekt. Da die meisten dieser Bogenbrücken noch vollständig in den Straßen- bzw. Eisenbahnbetrieb eingebunden sind, ist es wichtig notwendige Probelastungen bzw. definierte Bauwerksanregungen für etwaige Berechnungen kostensparend einzusetzen und das Erscheinungsbild der Brücke nicht zu verändern. Für eine statische Nachrechnung bzw. Modellierung sind entsprechende Bogenbrückenparameter erforderlich. Diese Parameter erhält man durch zielgerichtete Bauwerkserkundungen. Bei neu errichteten Bauwerken ist zu erkennen, dass die Konstruktion dem statischen System folgt. Bei bestehenden Bauwerken ist der umgekehrte Weg anzuwenden. Hier ist die Konstruktion zu untersuchen um das statische System zu erfassen [125]. Am Anfang solcher Untersuchungen liegen oft unzureichende Daten vor:

- Geometrische Daten sind unbekannt
- Fehlende Informationen über den inneren Aufbau der Konstruktion
- Fehlende Berechnungsgrundlage des Bauwerkes (heutige Normen nicht anwendbar)
- Materialeigenschaften unbekannt und teilweise schwer zu bestimmen
- Art und Weise der Herstellung des Bauwerkes unbekannt
- Mechanische Eigenschaften der Materialien unterliegen großen Streuungen (aufgrund der Bauweise oder wegen Naturbaustoffen)

Für die nachträgliche Ermittlung der Tragfähigkeit von Brücken genügt in der Regel bei bekannter Konstruktion und bei bekannten Materialeigenschaften eine statische Nachrechnung. Dies trifft besonders für Brücken neuerer Bauart zu, die aus Beton, Stahl oder Holz errichtet wurden. Bogenbrücken, die aus Natursteinen oder Ziegeln gebaut wurden, können durch Algorithmen oft nicht zutreffend erfasst werden, da zu viele Einflüsse die Tragfähigkeit beeinflussen. Für Brückenverwaltungen ist die Angabe der Tragfähigkeit der Brücken notwendig, um in Hinblick auf die Lebenszyklusplanung unter Berücksichtigung von steigenden Belastungen (z.B. Achslasten) eine Lastbeschränkung, eine Verstärkung oder gar einen Ersatz für das Bauwerk zu veranlassen. Eine konventionelle Nachrechnung von Bogenbrücken mit den bekannten Rechenverfahren der Elastizitätstheorie kann Ergebnisse liefern, die erheblich von der tatsächlichen Belastbarkeit abweichen. Horizontale Kämpferbewegungen und Schwachstellen im Bogen setzen die Tragfähigkeit herab, die Mitwirkung der Stirnmauern, der Schüttung und des anstehenden Bodens erhöhen die Tragkraft da diese bei der Lastabtragung erheblich mitwirken. Fragen der Bauwerks-Boden-Wechselwirkung sind daher besonders für Bogenbrücken wesentlich, die jedoch rechnerisch auf Grundlage von Bestandsplänen oder visuellen Untersuchungen nicht korrekt erfasst werden können. Diese Wechselwirkungen sind wie folgt in Abbildung 2.3 zusammengefasst [16]:

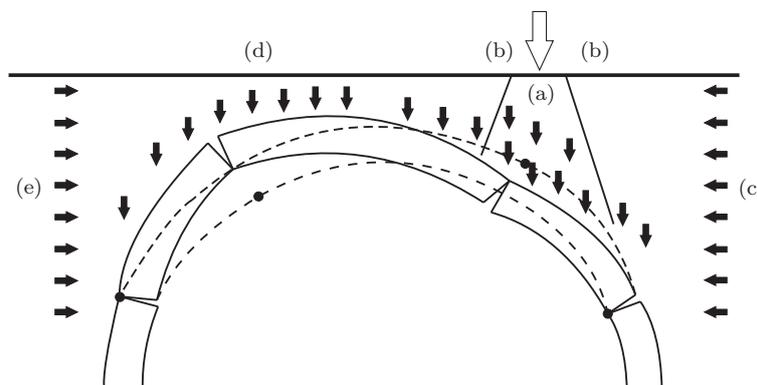


Abbildung 2.3: Beschreibung der Boden-Bauwerksinteraktion nach [16]

- (a) Die Verkehrslast wird über die Tiefe seitlich verteilt, die Verteilung ist abhängig von der Scherfestigkeit und Steifigkeit der Verfüllung

- (b) Das Eigengewicht der Verfüllung wirkt als destabilisierende Kraft auf den Bogen auf Seite der Verkehrslast
- (c) Horizontalkomponente auf der belasteten Bogenseite durch Scherfestigkeit, Steifigkeit und Eigengewicht der Verfüllung sowie der Verkehrslast
- (d) Stabilisierende Wirkung des Eigengewichts der Verfüllung auf der unbelasteten Seite des Bogens
- (e) Horizontalkomponente auf der unbelasteten Bogenseite durch Scherfestigkeit, Steifigkeit und Eigengewicht der Verfüllung sowie der Verkehrslast

Die Praxis hat jedoch gezeigt, dass Steinbögen bzw. Mauerwerksbögen bei entsprechendem Bauwerkszustand auf Grund der oben beschriebenen Einflüsse beachtliche Tragreserven aufweisen können und damit meist den heutigen Sicherheitsansprüchen entsprechen. Die Entwicklung der Bemessung solcher Tragwerke ist inzwischen sehr weit fortgeschritten und ermöglicht es, sowohl geometrische als auch physikalische nichtlineare Bauwerkseigenschaften mit einzubeziehen. Da es sich bei alten Bogenbrücken jedoch um sehr komplexe Konstrukte handelt, wo viele Einflussfaktoren (Materialparameter, Herstellungsart etc.) mitspielen, konnte bis jetzt noch kein Mauerwerksmodell gefunden werden, welches alle Einflüsse berücksichtigt. Auch die vorhandenen Normen lassen nur eine allgemeine Beurteilung der Widerstandsgrößen (Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit) zu. Hier zeigt sich ein entsprechender Mangel zwischen mechanischer Modellierung und den vorhandenen Sicherheitsnachweisen. LU [102] zeigt in seiner Arbeit einige Ansätze zur Lösung dieser Probleme.

Mit der Weiterentwicklung von computergestützten Modellierungsprogrammen (Finite Elemente (FE)-Programme) ist man heutzutage in der Lage, die Realität in einer guten Approximation nachzubilden. Viele FE-Programme bedienen sich der Vereinfachung, dass sie räumliche Tragwerke auf einen 1 m breiten ebenen Bogenquerschnitt reduzieren. Wichtig bei der Berechnung ist es die Lastverteilung so wirklichkeitsnah wie möglich zu erfassen. GERSTNER (1831) („*Handbuch der Mechanik*“, [70]) entwickelte das grafische Stützlinienverfahren, welches die Basis für die Weiterentwicklung verschiedener Rechentechniken bildete. Weitere Verbesserungen in der Modellierung, wurden durch die Anwendung der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie gemacht. Eine Problematik, die der „klaffenden Fuge“, bleibt jedoch. Es gibt Programme welche diese Problematik gut auflösen. Jedoch sind diese Verfahren mit großen Rechenzeiten verbunden und die Richtigkeit der Ergebnisse, da in den meisten Fällen die Randbedingungen unbekannt sind, ist zu hinterfragen. Trotzdem gibt es neben der Möglichkeit, wie vorab erwähnt, die Konstruktion in einen Meterstreifen aufzuteilen und den Nachweis zu führen, auch die Variante am räumlichen System mit physikalisch nichtlinearen Systemen zu arbeiten. Sieht man vom erhöhten Rechenaufwand ab, gibt es Möglichkeiten, solche Berechnungen durchzuführen. Hierzu werden sogenannte Kontinuums- und Diskontinuumsmodelle verwendet. Siehe hierzu den ausführlichen Forschungsbeitrag von PURTKA et. al. [125]. In der nachfolgenden Tabelle 2.1 sollen die Vor- und Nachteile der erwähnten Berechnungsmethoden kurz aufgezeigt werden.

Tabelle 2.1: Vor- und Nachteile ebener Modelle zum Nachweis von Bogenbrücken, nach [125]

Vorteil		Nachteil
<b>Grafische Lösung (Stützlinienverfahren)</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>- min./max. Stützlinienlage anschaulich darstellbar</li> <li>- beliebige Geometrie</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dreigelenkbogen für vereinfachtes statisch bestimmtes System mit gesetzten Gelenken bilden Zwangspunkte für Stützlinienlage</li> <li>- hoher Aufwand versch. Laststellungen</li> <li>- LF Temperatur nicht nachweisbar</li> </ul>
<b>Stabwerksmodell als Kontinuum</b>		
Elastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> <li>- verschiedene statische Systeme möglich (eingespannt/gelenkig)</li> <li>- Nutzung üblicher Stabwerkprogramme mit einfacher Modellbildung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- keine „klaffende Fuge“ möglich</li> <li>- Spannungsverteilung vorgegeben</li> <li>- LF Temperatur nicht nachweisbar</li> </ul>
Plastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fließgelenktheorie möglich</li> <li>- „Gelenke“ bilden sich automatisch</li> <li>- Zwängungen bauen sich automatisch ab (z.B.infolge Temperatur)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- keine echte „klaffende Fuge“ möglich</li> <li>- Annahme plastisches Material, obwohl in der Realität nur in den Fugen möglich</li> </ul>
<b>Scheibenmodell als Kontinuum</b>		
Elastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> <li>- einfache Modellbildung</li> <li>- Eigenlasten automatisch</li> <li>- Lastverteilung in Längsrichtung automatisch</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- keine „klaffende Fuge“ möglich</li> <li>- LF Temperatur nicht nachweisbar</li> </ul>
Plastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Eigenlasten automatisch</li> <li>- „Gelenke“ bilden sich automatisch</li> <li>- Fließzonentheorie möglich</li> <li>- Zwängungen bauen sich automatisch ab</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- keine echte „klaffende Fuge“ möglich</li> <li>- Annahme plastischen Materials des Mauerwerks, obwohl Realität nur in den Fugen möglich und die Fugen ein Diskontinuum bewirken</li> </ul>
<b>Stabwerksmodell als Diskontinuum</b>		
Elastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Eigenlasten automatisch</li> <li>- „klaffende Fugen“ bilden sich automatisch</li> <li>- Zwängungen bauen sich automatisch ab</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- hoher Modellierungsaufwand wegen Kontaktproblemen</li> </ul>
Plastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Verhalten mit realen Stein- und Mörtel­eigenschaften</li> <li>- „klaffende Fugen“ bilden sich automatisch</li> <li>- Zwängungen bauen sich automatisch ab</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- hoher Modellierungsaufwand wegen Kontaktproblemen und speziellen Materialgesetzen</li> </ul>

Neben der Wahl der Berechnungsmodelle existieren noch weitere Faktoren die für die Beurteilung von Bogenbrücken einen entscheidenden Einfluss haben.

- Berücksichtigung der Auffüllung
- Laststellung der vertikalen Verkehrslasten
- Ermittlung der Stützlinie
- Ermittlung der Beanspruchbarkeit des Mauerwerks

Ist es möglich die Hinterfüllung bzw. Auffüllung realitätsnah zu modellieren, kommt es zu einer gleichmäßigen Verteilung der örtlichen Verkehrslasten und zu einer Vergleichmäßigung der am Bogen angreifenden Kräfte. Modellieren kann man dies als Stabwerk, finites Scheibenelement oder als Last auf den Brückenbogen. Entscheidend dafür, welches Verfahren gewählt wird, ist, mit welcher Genauigkeit die Hinterfüllung und die Verkehrslasten in den Bogen eingebracht werden sollen. Je nach Material der Hinterfüllung (z.B. Magerbeton) kann diese eine Tragfunktion im Bogen übernehmen und somit die Bogenkonstruktion entlasten. Werden Bogenkonstruktionen zu einem hohen Maß bis zu ihrer Tragfähigkeitsgrenze ausgenutzt, ist die genaue Bestimmung der Lastsituation von enormer Wichtigkeit. In den meisten Fällen ist die ungünstigste Laststellung im Viertelpunkt der Bogenspannweite. Es kommt hier zu einem größer werdenden unsymmetrischen Beanspruchungszustand, welcher einen höheren Ausnutzungsgrad mit sich bringt. Der Lastverteilungswinkel bei Einzellasten ist mit  $60^\circ$  anzunehmen. Bei der grafischen Ermittlung der Stützlinie für einen Bogen ist es notwendig die Druckspannungsverteilung über die Bogendicke, an entsprechenden Aufzeichnungspunkten, durch Integration zu bestimmen. Verbindet man die einzelnen Schwerpunkte der Druckspannungsverteilungsflächen, so erhält man die Stützlinie für die entsprechende Bogenkonstruktion. Bei der Ermittlung der Beanspruchbarkeit des Mauerwerkes bedient man sich normativer Hilfsmittel. Als Beispiel seien hier die DIN 1053-100 [10] und der UIC Kodex 778-3 [16] erwähnt.

### 2.3 Vor- und Nachteile von Bogenbrücken

Neben dem Vorteil der Ästhetik und Anmut von Bogenbrücken (siehe [49]) gibt es nach WEBER [156] weitere Vorteile:

- Unter Verkehrsbelastungen entstehen geringe Verformungen
- Verwendung von lückenlosen Gleisen auf Grund der geringen Verformungen (keine Schienenauszüge notwendig)
- Hohe Ausfallsicherheit und Robustheit, Unempfindlichkeit gegen unplanmäßige Einwirkungen
- Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung sind irrelevant (die Gesamtbeanspruchungen liegen oft im Druckschwellenbereich)
- Hohe Schadenstoleranz (neuerdings verwendet man dafür auch den Begriff *Fitness*: ein System besitzt eine hohe Fitness, wenn es trotz einer großen Anzahl auftretender Fehler funktionstüchtig bleibt)

- Frühzeitiges Anzeigen von Versagen
- Hohes Lebens- und Nutzungsalter
- Bogenbrücken gewährleisten wie alle Deckbrücken den Reisenden eine ungestörte Sicht
- Die Baumaterialien können umweltgerecht entsorgt bzw. wieder verwendet werden
- Hervorragende Einfügung in die Landschaft

Die Nachteile bei Bogenbrücken laut WEBER [156] sind folgende:

- Deutliche Verringerung der Tragfähigkeit durch Auflagerverschiebungen (diese Aussage gilt aber eigentlich für alle Brücken)
- Der Lichtraum unter der Brücke ist nicht konstant
- Komplizierter Rückbau

Die Zusammenstellung von Vor- und Nachteilen ist immer als subjektiv anzusehen. Man kann aber deutlich erkennen, daß die Vorteile gegenüber den Nachteilen überwiegen. Der deutliche Überschuß der Vorteile gegenüber den Nachteilen rechtfertigt somit das Ziel der „*Erhaltung dieser Bauwerke*“ [124].



## Kapitel 3

# Grundsätze der Bemessung von Tragwerken nach Eurocode

Aufgrund des oftmals geringen Budgets der öffentlichen Hand, erfährt die Erhaltung und Ertüchtigung von bestehenden Bauwerken immer mehr an Relevanz. Hier wird vor allem auf die Wirtschaftlichkeit, Ressourcenschonung und die Erhaltung der Funktionsfähigkeit solcher Bauwerke Bedacht genommen, welche an die Stelle der Neuerrichtung treten. Bestehende Eisenbahn- und Straßenbrücken können oft älter als 150 Jahre sein und sind aus diesem Grund aus Denkmalschutzgründen zu erhalten. Oft mag es aus wirtschaftlicher und ökonomischer Sicht sinnvoll erscheinen einen Neubau einer Infrastruktureinrichtung zu bevorzugen, jedoch verbietet in vielen Fällen die Sorge um das kulturelle Erbe den Abtrag solcher Baustrukturen. Im Zuge der Belastungsänderungen über die Jahre, oder aufgrund einer statischen Überprüfung von alten Bauwerken, ist es erforderlich das Tragverhalten dieser Bauwerke zu bestimmen um eine Aussage über das Tragverhalten zu erlangen. Aufgrund der Normenwerke EUROCODE hat sich die Nachweissituation verändert. Das Teilsicherheitskonzept, welches unter anderem im Eurocode 0 [22] vorhanden ist, erlaubt die getrennte Betrachtung der Materialparameter und auf das Tragwerk angreifende Einwirkungen. Wird nun der Letztstand der Normen für die Nachrechnung alter Bogenstrukturen verwendet, kann eine Tragfähigkeitsbeurteilung problematisch werden. In Abbildung 3.1 ist eine Übersicht über die aktuellen 10 Eurocode Regelwerke dargestellt. Mit Inkrafttreten der 10 Eurocodes (siehe Abbildung 3.1) wurden die nationalen Normen abgelöst. Diese nationalen Normen sind nach Ablauf der Übergangsfrist zurückzuziehen. Das bisher gebräuchliche deterministische Sicherheitskonzept (Bemessung auf Gebrauchs- und Traglast), welches für Österreich in der vorher angewendeten Normenreihe ÖNORM B 4200 [17] festgelegt war, wurde bereits in der Normenausgabenreihe ÖNORM B 4700 [19] durch das semiprobabilistische Sicherheitskonzept ersetzt. Mit der Wirksamkeit der Eurocode Reihe ist die Bauwerksbemessung endgültig auf eine grundlegende neue Basis gestellt worden [25]. Die Anforderungen an ein Tragwerk sind nach ÖNORM EN 1990 [22] wie folgt definiert: Ein Tragwerk muss während der Errichtung und der für das Bauwerk vorgesehenen Nutzungszeit den möglichen Einwirkungen standhalten und die Gebrauchseigenschaften gewährleisten. Bei der Berechnung des Bauwerkes ist auf die

ausreichende Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit Rücksicht zu nehmen. Weiters müssen auch außergewöhnliche Lastsituationen wie Anprall, Explosionen oder menschliches Versagen dahingehend berücksichtigt werden, dass daraus keine unverhältnismäßigen Schadensfolgen entsteht. Auch eine entsprechende Feuerwiderstandsdauer, welche je nach Bauwerkswichtigkeit festgesetzt wird, muss im Brandfall eine ausreichende Tragsicherheit gewährleisten. In Kapitel 3 werden die Bemessungsgrundsätze nach Eurocode beschrieben und erläutert.

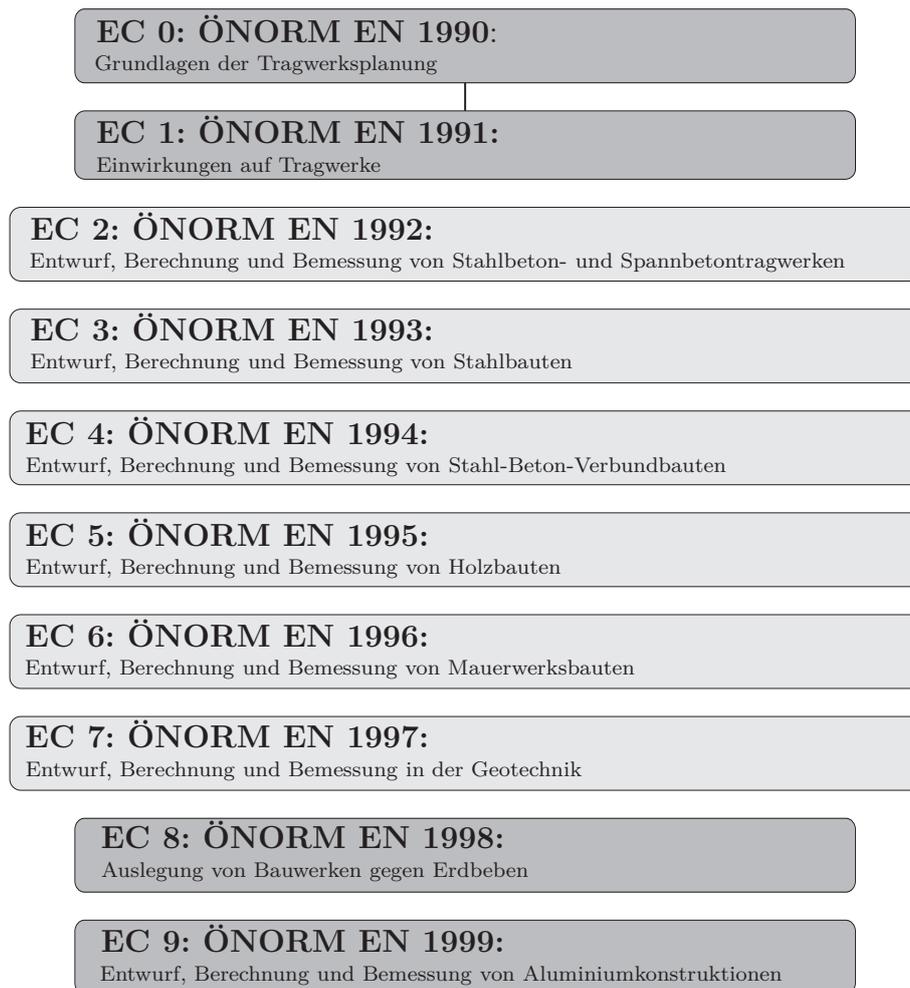


Abbildung 3.1: Übersicht über die Eurocode-Normenwerke [44] [165]

### 3.1 Bemessungssituation

Als Bemessungssituation wird jene Situation verstanden, bei der das Tragwerk, unter Berücksichtigung der Gegebenheiten, seine Funktion erfüllen muss. Nach Eurocode 0 [22] werden folgende Grenzzustände unterschieden:

### 3.1.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Unter den Grenzzustand der Tragfähigkeit fallen all jene Situationen, welche die Sicherheiten des Tragwerks betreffen und/oder wenn die Sicherheit von Personen nicht mehr gewährleistet ist. Ebenso werden sämtliche Zustände vor Eintritt des Bauteilversagens als Grenzzustand der Tragfähigkeit betrachtet. Darunter fallen der Verlust der Lagersicherheit des Tragwerkes oder zu große Verformungen des Bauwerks oder von Bauwerksteilen. Es ist nachzuweisen, dass folgende Bedingung erfüllt ist:

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

$E_d$  entspricht dem Bemessungswert der Einwirkung und  $R_d$  dem Bemessungswert der zugehörigen Tragfähigkeit.

### 3.1.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die ÖNORM EN 1990 [22] zählt zu den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit jene, welche die Funktion des Tragwerkes unter normalen Gebrauchsbedingungen beschreibt. Die Gebrauchstauglichkeit übt einen Einfluss auf das Wohlbefinden der Nutzer und das Erscheinungsbild des Bauwerkes aus. Es wird dabei in umkehrbare und nicht mehr umkehrbare Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit unterschieden. Dabei handelt es sich um Verformungen, Verschiebungen, Schwingungen und Schäden, die das Tragwerk in seiner Funktionsfähigkeit beeinflussen.

## 3.2 Einwirkungen

### 3.2.1 Straßenverkehrslasten

Die anzusetzenden Nutzlasten für den Straßenverkehr, Einwirkungen durch Fußgänger und den Schienenverkehr legt die ÖNORM EN 1991-2 [28] fest. In der ÖNORM sind sämtliche Einwirkungen, Fliehkräfte, dynamische Effekte, Bremskräfte, Anfahrkräfte und außergewöhnliche Belastungssituationen abgedeckt. Abschnitt 4 der ÖNORM EN 1991-2 [28] beschreibt die maßgebenden Einwirkungen für Straßenbrücken. Hier sind unter anderem die Lastmodelle definiert welche für Straßenbrücken mit einer Spannweite kleiner 200 m angewendet werden sollen. Die Bemessung mit den Lastmodellen wird in Tabelle 3.1 und Abbildung 3.2 erklärt. Die Bemessung beruht auf der Aufteilung der Fahrbahn in Bemessungsfahrstreifen, wobei die Breite und Anzahl der Fahrstreifen von der Fahrbahnbreite  $w$  abhängig sind und sich auch eine Restfläche ausbilden kann.

Tabelle 3.1: Unterteilung der Fahrbahn in rechnerische Fahrstreifen nach [28]

Fahrbahnbreite $w$	Anzahl der rechn. Fahrstreifen	Breite $w_l$ der rechn. Fahrstreifen	Breite der Restfläche
$w < 5.4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5.4 \text{ m} \leq w \leq 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \cdot n_l$

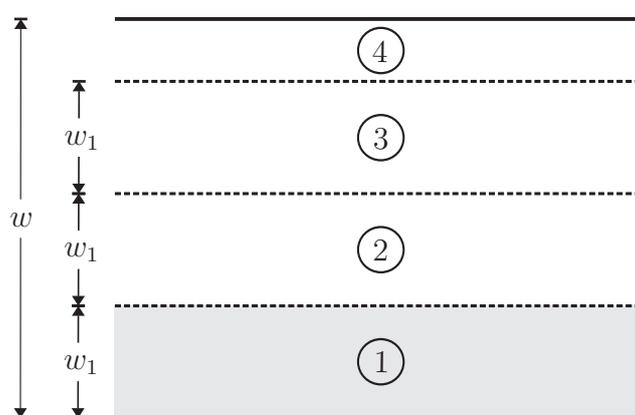


Abbildung 3.2: Aufbringung der Lastmodelle und Nummerierung der Fahrstreifen

Die Fahrstreifennummerierung nach ÖNORM EN 1991-2 [28] beginnt mit der fortlaufenden Nummerierung am ungünstigsten wirkenden Fahrstreifen. Sind auf einem gemeinsamen Tragwerk getrennte Richtungsfahrbahnen, so soll für die gesamte Fahrbahn eine Nummerierung vorgenommen werden. Bei unabhängig voneinander wirkenden Überbauten ist jeder Teil als eine Fahrbahn anzusehen.

### 3.2.1.1 Lastmodell 1

Nach ÖNORM EN 1991-2 [28] besteht das Lastmodell 1 aus:

- einer Doppelachse TS (Tandem-System) mit Achslasten der Größe  $Q_k$
- einer gleichmäßig verteilten Belastung  $q_k$

Für jeden Fahrstreifen ist nur eine Doppelachse in ungünstigster Stellung und die gleichmäßig verteilte Last in ungünstiger Länge anzunehmen. Wenn ein globaler Nachweis geführt wird, ist die Doppelachse in der Mitte des jeweiligen Fahrstreifen anzusetzen. Die ÖNORM EN 1991-2 [28] gibt die charakteristischen Werte für  $Q_k$  und  $q_k$  in Abhängigkeit von der Fahrstreifennummer an. Der Anpassungsfaktor  $\alpha_i$  wird auf nationaler Ebene festgelegt und dient der Anpassung des Verkehrsaufkommens. In der folgenden Tabelle 3.2 werden die charakteristischen Größen für die Achslasten  $Q_k$  und der gleichmäßig verteilten Belastung  $q_k$  dargestellt.

Tabelle 3.2: Lastmodell 1: charakteristische Werte nach [28]

Position	Doppelachsen TS	Gleichmäßig verteilte Last
	Achslast $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}, q_{rk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Fahrstreifen 1	300	9
Fahrstreifen 2	200	2.5
Fahrstreifen 3	100	2.5
andere Fahrstreifen	0	2.5
verbleibende Restfläche $q_{rk}$	0	2.5

### 3.2.1.2 Lastmodell 2

Das Lastmodell 2 besteht aus einer Einzelachse mit typischer Reifenaufstandsfläche. Diese Reifenaufstandsfläche entspricht einem Zwillingsreifen und berücksichtigt die Einwirkungen des Verkehrs bei Bauteilen mit kurzen Stützweiten. Auch das Lastmodell 2 wird auf nationaler Ebene durch einen Anpassungsfaktor  $\beta_Q$  an die zu erwartende Verkehrsbelastung angepasst. Der charakteristische Wert der Belastung  $Q_{ak}$  einschließlich der dynamischen Wirkungen beträgt 400 kN. Auf der Fahrbahn kann die Einzelachse des Lastmodells 2 überall angeordnet werden. Ist es notwendig die ungünstigste Auswirkung zu erhalten, so kann auch nur eine Radlast von  $Q_{ak} = 200$  kN berücksichtigt werden. Beim Lastmodell 2 ist innerhalb einer Entfernung von 6 m zu einem Fahrbahnübergang ein dynamischer Beiwert zu berücksichtigen. Je nach Abstand des betrachteten Querschnittes vom entsprechenden Fahrbahnübergang liegt dieser dynamische Beiwert zwischen 1.0 – 1.3.

### 3.2.1.3 Lastmodell 3

Das Lastmodell 3 ist nach ÖNORM EN 1991-2 [28] in Österreich für hochrangige Straßen (Autobahn, Schnellstraße etc.), auf denen Schwertransporter verkehren, zu berücksichtigen. Das im Anhang A der ÖNORM EN 1991-2 [28] definierte Standardmodell ist im Nationalen Anhang der ÖNORM B 1991-2 [26] als das wesentlichste Modell mit einem Gesamtgewicht von 3000 kN definiert.

### 3.2.1.4 Lastmodell 4

Im Lastmodell 4 werden, wenn erforderlich, Menschenansammlungen durch eine gleichmäßig verteilte Last von  $q = 5$  kN/m<sup>2</sup> berücksichtigt. Die Anwendung ist im Einzelfall festzulegen und wird nur für globale Nachweise verwendet.

## 3.2.2 Eisenbahnverkehrslasten

Die ersten Vorschriften für Lasten auf Eisenbahnbrücken in Österreich wurden im Jahr 1870 erstellt. Infolge der fortschreitenden Entwicklung der verwendeten Mate-

rialien und den steigenden Belastungen wurden diese Bedingungen neu reguliert. In Abbildung 3.3 wird ein Überblick über die zulässigen Grenzachslasten von 1870 bis heute gegeben [141]. Die ersten Regelungen kamen vom österreichischen Eisenbahnministerium, in weiterer Folge von der Deutschen Reichsbahn während des Zweiten Weltkrieges, vom Verkehrsministerium nach dem Zweiten Weltkrieg, dann aus dem österreichischen Normungsinstitut und die letzte Spezifikation ist die ÖNORM EN 1991-2 [28].

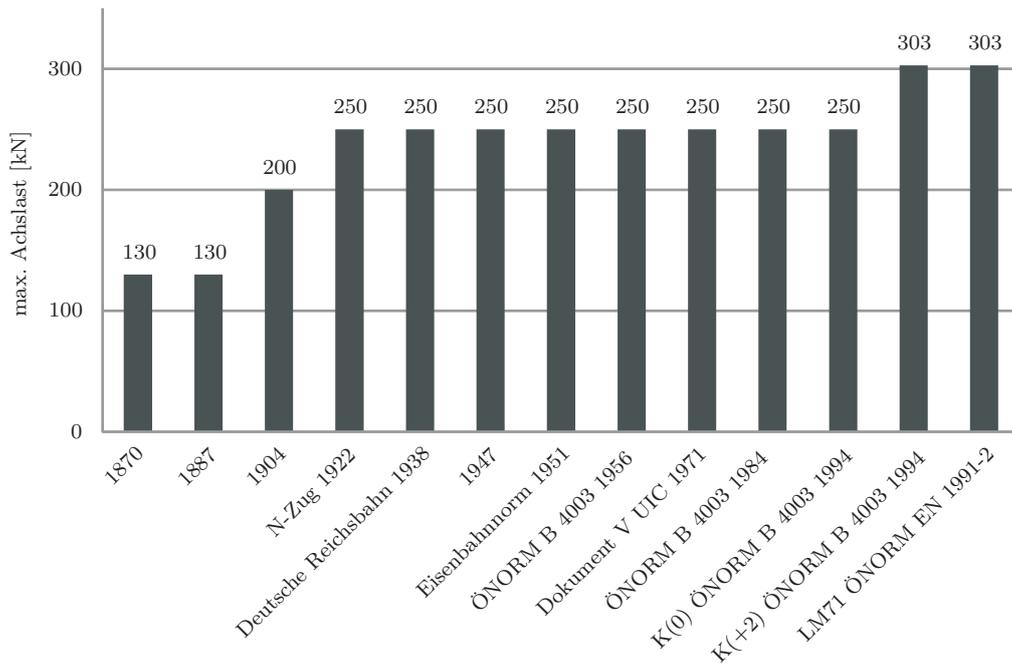


Abbildung 3.3: Maximale Achslasten im historischen Verlauf [141]

Nach der ÖNORM EN 1991-2 [28] sind heutzutage die folgenden Lastmodelle anzusetzen:

- (a) Lastmodell 71
- (b) Lastmodell Schwerwagen SW/0 und Schwerwagen SW/2
- (c) Lastmodell „unbeladener Zug“
- (d) Lastmodell HLSM (Lasten aus Hochgeschwindigkeitsverkehr)

### 3.2.2.1 Lastmodell 71

Das Lastmodell 71 (siehe Abbildung 3.4) entspricht den Lasten aus dem Regelverkehr. Für die Anpassung des Lastmodells 71 an den tatsächlich zu erwartenden Verkehr, wurde ein Lastklassenbeiwert  $\alpha_{71} = 1.21^n$  eingeführt. In Österreich ist für den Nachweis der Ermüdung laut ÖNORM B 1991-2 [26]  $\alpha = 1.0$  anzunehmen.

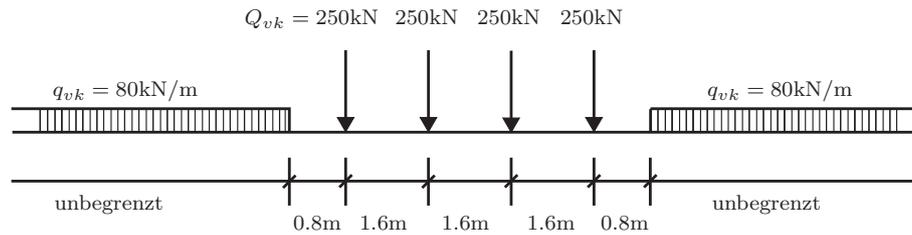


Abbildung 3.4: Lastmodell UIC 71 nach ÖNORM 1991-2 [26]

### 3.2.2.2 Lastmodell SW/0 und SW/2

Das Lastmodell Schwerwagen SW/0 (siehe Abbildung 3.5) stellt den statischen Anteil der Vertikallast des Regelverkehrs auf Durchlaufträgerbrücken dar. Das Lastmodell Schwerwagen SW/2 (siehe Abbildung 3.6) ist zusätzlich zum Lastmodell 71 anzusetzen und stellt den statischen Anteil der Vertikallast des Schwerververkehrs dar. Der Vertikalanteil des Schwerververkehrs ist mit 150 kN/m anzusetzen [28].

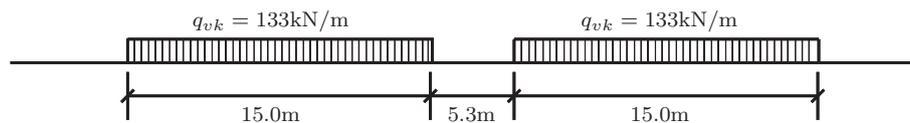


Abbildung 3.5: Lastmodell SW/0 nach ÖNORM 1991-2 [26]

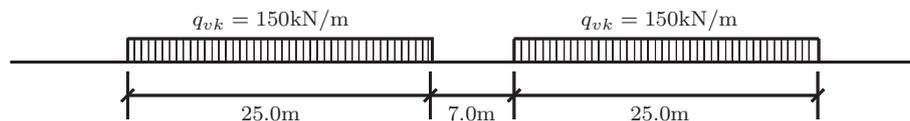


Abbildung 3.6: Lastmodell SW/2 nach ÖNORM 1991-2 [26]

### 3.2.2.3 Lastmodell „unbeladener Zug“

Das Lastmodell „unbeladener Zug“ entspricht dem charakteristischen Wert einer Gleichlast von 10 kN/m und ist bei günstig wirkenden Verkehrslasten aus Kontinuitätsgründen anzusetzen.

### 3.2.2.4 Lastmodell HLSM

Das Lastmodell HLSM ist zusätzlich zu den voran gegangenen Lastmodellen anzusetzen, wenn auf Eisenbahnstrecken mit hohen Betriebsgeschwindigkeiten verkehrt wird. Um bei hohen Betriebsgeschwindigkeiten Schwingungen an Brücken, welche zu erhöhten Durchbiegungen, Instabilitäten im Schotterbett oder verhältnismäßig großen Spannungen führen können, zu vermeiden, wird das Lastmodell HLSM angesetzt.

### 3.2.3 Brems- und Anfahrlasten

Bei Straßenbrücken ist in der Höhe des fertigen Belages ist eine entsprechende horizontale Verkehrslast, die sogenannte Bremslast  $Q_{lk}$ , zu berücksichtigen. Die Bremslast ist an jedem rechnerischen Fahrstreifen entlang der Mittellinie wirkend, solange Exzentrizitätsprobleme keine Rolle spielen, anzunehmen. Die Bremslast ist gleichmäßig verteilt über die Belastungslänge anzunehmen. Die Bremslast  $Q_{lk}$  ist für die gesamte Brückenbreite auf 900 kN begrenzt und beträgt [28]:

$$\begin{aligned} Q_{lk} &= 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \\ Q_{lk} &\geq 180 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.2)$$

wobei  $L$  die Länge des Überbaues bzw. bei in Längsrichtung getrennten Überbauten den zu berücksichtigenden Teil der Überbaulänge in Meter,  $w_1$  der Fahrbahnbreite des Fahrstreifens 1 in Meter und  $Q_{1k}$  und  $q_{1k}$  der charakteristische Wert des Lastmodell 1 für den Fahrstreifen 1 entspricht.

Anfahrlasten sind in der gleichen Art und Weise wie die Bremslasten anzusetzen. Was bedeutet, dass  $Q_{1k}$  in beide Fahrtrichtungen anzusetzen ist [28]. Werden Bauteile nur durch eine Achse beansprucht bzw. an Fahrbahnübergängen, wird eine horizontale Kraft mit der Größe

$$Q_{lk} = 0.6 \cdot Q_{1k} \quad (3.3)$$

angesetzt [71].

Bei Eisenbahntragwerken entstehen in Längsrichtung, in der Höhe der Schienenoberkante, entsprechende Kräfte durch Anfahren und Bremsen. Die charakteristischen Anfahrkräfte je Gleis für die Lastmodelle 71, SW/2 und HSLM betragen:

$$Q_{lak} = 33 \text{ kN/m} \cdot L_{ab} \leq 1000 \text{ kN} \quad (3.4)$$

Für die Bremskräfte je Gleis entstehen folgende charakteristischen Werte:

$$\begin{aligned} Q_{lak} &= 20 \text{ kN/m} \cdot L_{ab} \leq 6000 \text{ kN} && \text{bei den Lastmodellen 71, SW/0 und HSLM} \\ Q_{lak} &= 35 \text{ kN/m} \cdot L_{ab} && \text{bei Lastmodell SW/2} \end{aligned} \quad (3.5)$$

$L_{ab}$  beschreibt die zugehörige Einflusslänge in Metern der Anfahr- und Bremswirkung für das jeweilige Bauteil. Es entspricht der Länge des Überbaues bzw. der Gesamtlänge jener Überbauten, welcher in horizontaler Richtung, auf dem betrachteten Bauteil fest gelagert sind (z.B. Widerlager). Bei den Lastmodellen SW/0 und SW/2 brauchen nur die belasteten Bauteile berücksichtigt werden.

Mit dem entsprechenden Lastklassenbeiwert  $\alpha$  sind die Brems- und Anfahrkräfte zu multiplizieren und mit dem zugehörigen Lastbild in ungünstigster Kombination je Gleis und vorgeschriebener Fahrtrichtung anzusetzen. Besteht ein Tragwerk aus mehreren Gleisen, so sind die Anfahrts- und Bremskräfte gleichzeitig auf je zwei Gleisen zu berücksichtigen, man spricht dabei vom sogenannten Gleiswechselbetrieb [71].

### 3.2.4 Klimatische Einwirkungen

Zu den klimatischen Einwirkungen zählen Schnee-, Windlasten und Temperaturänderungen. Die dazugehörenden Einwirkungen und Berechnungsgrundlagen sind den entsprechenden Normen für Schnee ÖNORM EN 1991-1-3 [29], für Wind ÖNORM EN 1991-1-4 [30], und für Temperatureinwirkungen ÖNORM EN 1991-1-5 [27] zu entnehmen.

### 3.2.5 Ständige Einwirkungen

Bei den ständigen Einwirkungen unterscheidet man zwischen der Eigenlast der Konstruktion und der Eigenlast von nicht tragenden Bauteilen, welche Teil der Konstruktion sind. Gemäß ÖNORM EN 1991-1-1 (Anhang A) [23] und dem zugehörigen Nationalen Anhang ÖNORM B 1991-1-1/A1 [31] können die Nennwerte der Wichten von Baustoffen bestimmt werden [71].



# Kapitel 4

## Untersuchungsmöglichkeiten von Bogenbrücken

Damit das Tragverhalten bestehender Konstruktionen realitätsnah beschrieben werden kann, müssen Bauwerkserkundungen durchgeführt werden. Prinzipiell wird hier zwischen zerstörenden, zerstörungsarmen und zerstörungsfreien Prüfverfahren unterschieden.

### 4.1 Zerstörende Prüfverfahren

Zerstörenden Prüfverfahren sind nach [75] als jene Verfahren definiert, bei denen Prüfkörper aus bestehenden Bauwerken entnommen werden, um daran die Druckfestigkeit zu prüfen. Da es auch notwendig ist, abgesehen von der Geometrie, Materialkennwerte der zu untersuchenden Struktur zu kennen, müssen dafür „Probekörper“ entnommen werden. Die Herstellung von Bohrkernproben aus Bestandsobjekten und die Prüfung der Druckfestigkeit wird für Beton in der DIN EN 12504-1 [35] geregelt. Bei Mauerwerksbogenbrücken besteht auch die Möglichkeit ganze Steine aus dem Mauerwerk zu entfernen, wenn diese nicht benötigt werden [144]. Die herkömmliche Variante ist jedoch, Bohrkern zu ziehen ([47], [144]). Einige Fachleute zeigen jedoch Unsicherheiten bei der Gewinnung von Materialfestigkeiten auf, die aus Proben von Bohrkernen ermittelt wurden. Es kann nämlich bei der Bohrung schon zur Überschreitung der Festigkeit und der Zerstörung des Materials kommen. Die Entnahme der Proben erfolgt mit einem Kernbohrgerät und ist in der DIN EN 12504-1 [35] geregelt. Die Ebenheit wird durch Schleifen oder Abgleichen erreicht, die Prüfung der Druckfestigkeit selbst erfolgt nach DIN EN 12390 [34]. Es ist möglich, während des Bohrvorganges auf den Porenraum des Mauerwerkes zu schließen durch den „Verlust an Kühlflüssigkeit“. Weiter bestimmbare Parameter sind: chemische Eigenschaften, physikalische Eigenschaften und wie vorab schon erwähnt Festigkeitseigenschaften durch Entnahme von Proben für die Materialversuche. Am Tragwerk selbst darf durch die Entnahme der Bohrkern keine Beeinträchtigung entstehen [51]. Eine Entnahme in der Nähe von Fugen bzw. Kanten oder an Stellen mit statisch wirksamer Bewehrung ist daher abzulehnen. Ist es das Ziel, für ein Tragwerk

die Gebrauchstauglichkeit zu bestimmen, so sind laut [51] bei Betonstrukturen die Bohrkernproben an Stellen mit geringer Festigkeit zu nehmen. Bei Mauerwerksbauten muss versucht werden, die Proben aus dem Ziegel bzw. Naturstein zu ziehen. Soll jedoch primär die Tragfähigkeit bestimmt werden, so sind tragfähigkeitsrelevante Proben am Bauwerk zu entnehmen und es soll darauf geachtet werden, dass keine unrepräsentativen Proben entnommen werden. Zur Bewertung der Druckfestigkeit sollten in einem Bereich zur statistischen Aussagekraft so viele Bohrkernproben wie sinnvollerweise möglich herangezogen werden.

## 4.2 Zerstörungsarme Prüfverfahren

Laut [124] und [65] gehören zu den zerstörungsarmen Prüfverfahren folgende drei:

- Pull-out test
- Pull-off test
- Penetration test (Schmidthammer)

Eine detaillierte Erklärung zu den zerstörungsarmen Prüfverfahren gibt [11].

## 4.3 Zerstörungsfreie Prüfverfahren

### 4.3.1 Schallemissionsverfahren

Das Schallemissionsverfahren beruht auf der Detektion von Wellen. Es ist eine seit Jahrzehnten eingesetzte und sehr leistungsstarke zerstörungsfreie Prüfmethode [76]. Die ZfP Norm EN 1330-9 [36] verwendet für die Schallemission die Abkürzung „AE“, Acoustic Emission. Feste Werkstoffe und Materialien zeigen ein elastisches Verhalten. Dieses Verhalten zeigt sich dadurch, dass sie sich bei Belastung stauchen oder dehnen und nach der Entlastung zurückfedern. Steigert man die Belastung, steigt auch die gespeicherte elastische Energie. Untersucht man einen elastisch gedehnten Versuchskörper, der einen Fehler oder Defekt aufweist, dann kommt es an dieser Fehlstelle zu Spannungskonzentrationen und es entstehen Risse im Material, welche zu einer ruckartigen Entlastung führen. Ein sogenanntes Schallemissionsereignis entsteht. Man spricht auch von einem Bewegungsstoß, welcher eine elastische Welle verursacht. Dieses Signal kann mit den entsprechenden Messgeräten aufgezeichnet und interpretiert werden. Riss- und Reibungsvorgänge sind mit der Schallemissionsanalyse rasch erkennbar, dadurch können entstehende Schädigungen im Objekt frühzeitig geortet werden ([118], [130]). Im Gegensatz zum Ultraschallverfahren ist das Schallemissionsverfahren ein passives Verfahren. Das bedeutet, dass zur Anregung kein akustisches Signal benötigt wird, sondern eine mechanische Belastung. Die Belastung führt dazu, dass entsprechend vorhandene Fehlstellen wachsen bzw. sich bewegen und somit Schall erzeugen. Bei der Anwendung der Schallemissionsanalyse haben sich piezoelektrische Sensoren, welche eine Übertragungscharakteristik von

20 bis 250 kHz haben, durchgesetzt. Diese Sensoren weisen eine sehr hohe Empfindlichkeit auf und sind des weiteren sehr robust. Bei der Aufzeichnung solcher Untersuchungen, wird das sogenannte „Triggern“ zur Hilfe genommen um große Datenmengen zu vermeiden. Die Messungen finden nur dann statt wenn obere und untere Schwellenwerte überschritten werden. Ein weiterer wichtiger Punkt ist die lokale Ortung von Fehlstellen. Dies passiert auf dem Prinzip von Laufzeitunterschieden zu den einzelnen Sensorpositionen (siehe Abbildung 4.1). Die Momententensorinversion (RMTI) ermöglicht es von AE-Quellen die Abstrahlcharakteristik zu bestimmen und somit können unterschiedliche Quellmechanismen gefunden werden [57].

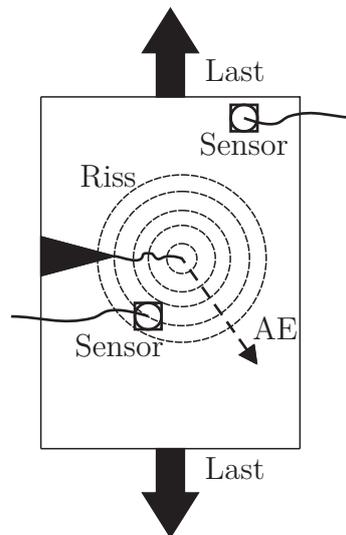


Abbildung 4.1: Schema des Schallemissionsverfahren [130]

### 4.3.2 Impact-Echo

Das Impact-Echo Verfahren beruht auf der Idee, dass im ungestörten Material eine bessere Wellenausbreitung als im gestörten Material erfolgt. Mit Hilfe eines sogenannten Impaktors (z. B. Stahlkugel, Hammer) wird an das zu prüfende Bauteil ein Impuls weiter gegeben. Durch diesen Impuls kommt es zu einer Wellenausbreitung. Es wird zwischen R<sup>-1</sup>, P<sup>-2</sup> und S-Wellen<sup>3</sup> unterschieden. Diese Wellen werden an Begrenzungsflächen des Bauteils und Fehlstellen im Bauteil zurückgeworfen. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit und die Resonanzfrequenz (300HZ - 1000Hz [124]) des Materials geben Aufschluss über den Zustand des untersuchten Baukörpers. Eine Anwendungsmöglichkeit des Impact-Echo Verfahrens, ist die Verwendung von zwei Aufnehmern. Hier wird von einem Aufnehmer die Geschwindigkeit der Kompressionswelle aufgezeichnet und der zweite Aufnehmer detektiert die Geschwindigkeit der Oberflächenwelle. Dadurch kann unter anderem der dynamische Elastizitätsmodul

<sup>1</sup>Rayleighwellen (Oberflächenwellen)

<sup>2</sup>Longitudinalwellen (Kompressionswellen, engl. pressure)

<sup>3</sup>Transversalwellen (Scherwellen, engl. shear)

bestimmt werden, Verdichtungsmängel im Beton festgestellt werden, Bewehrungs-eisen und -matten geortet werden, Fehlverpressungen in Spanngliedern festgestellt und auch die Dicke von Betonkörpern messbar gemacht werden.

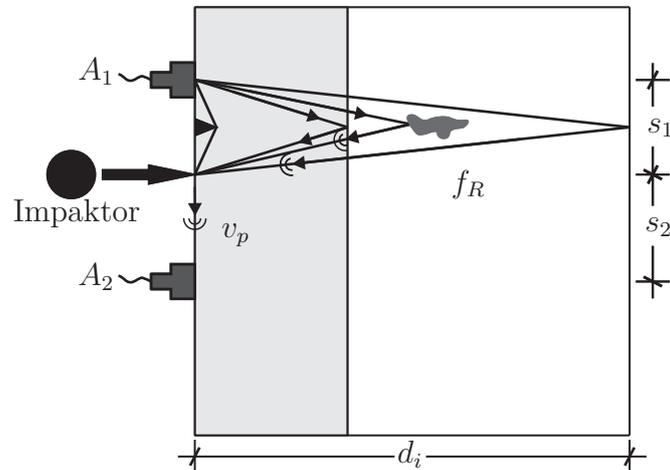


Abbildung 4.2: Prinzip des Impact-Echo-Verfahrens[130]

Die Prinzipskizze in Abbildung 4.2 stellt eine entsprechende Möglichkeit der Anwendung dar. Der Aufnehmer  $A_1$  bestimmt die Tiefe  $d_i$  des Reflexionshorizontes und der Aufnehmer  $A_2$  ermittelt die P-Wellengeschwindigkeit  $v_p$  im Prüfkörper bei bekannten Abständen  $s_1$  bzw.  $s_2$ . Die Frequenz  $f_R$ , welche man als Messgröße erhält, und die Kompressionswellengeschwindigkeit ermöglichen es nun, die entsprechende Tiefe einer Reflexion zu ermitteln ( $d_i = v_p/2f_R$ ) [77].

### 4.3.3 Ultraschallverfahren

Die Ultraschallprüfung zählt zu den klassischen zerstörungsfreien Prüfmethoden. Dabei werden piezoelektrische Elemente zur Anregung verwendet. Diese geben einen Ultraschallimpuls an die Bauteiloberfläche, welcher an Fehlstellen und Diskontinuitäten zurückgeworfen wird. Der vorhandene Empfänger arbeitet ebenfalls mit piezoelektrischen Elementen, welcher durch die reflektierten Signale zur Oszillation gebracht wird. Das Messprinzip beruht auf der Messung der Umlaufzeit vom ausgesandten zum empfangenen Signalpfad und ermöglicht es so Fehlstellen im Bauteil zu eruieren [107]. In der Praxis treten Störfaktoren, wie z.B. Feuchtigkeit auf, die die Ultraschallgeschwindigkeit beeinflussen. Auf diese Problematik muss bei solchen Messungen Rücksicht genommen werden. Die DIN 12504-4 [24] unterscheidet drei Untersuchungsmethoden: Die direkte, die halbdirekte und die indirekte Durchschallung, welche in Abbildung 4.3 dargestellt sind.

### 4.3.4 Radar

Auf dem gleichen Prinzip, wie das Impuls-Echo-Verfahren, baut das Radar-Verfahren auf. Eine Sendeantenne gibt einen kurzen elektrischen Impuls mit einer Halbwertsbreite von  $< 1$  ns an den zu untersuchenden Baukörper ab. Dieser Impuls wird

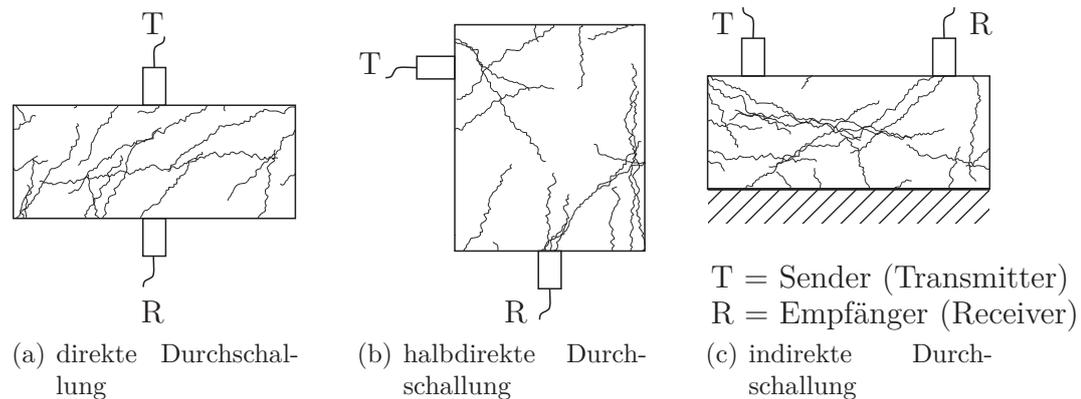


Abbildung 4.3: Verfahren zur Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit

durch einen sogenannten Impulsgenerator erzeugt. Kommt es zu einer Änderung des dielektrischen Zustandes im Material, so wird der ausgesendete elektromagnetische Impuls reflektiert und von einer Empfangsantenne aufgezeichnet [85]. Diese Reflexionen treten vor allem an der Oberfläche, der Rückseite und an Fehlstellen des zu untersuchenden Baukörpers auf. Die dielektrischen Eigenschaften bestimmen die Stärke der Reflexion sowie auch die Laufzeit. Um das Reflexionszentrum in einem Material zu bestimmen, muss die Ausbreitungsgeschwindigkeit des Materials sowie die Laufzeit bekannt sein. Bei der Messung mit dem Radar-Verfahren ist es wichtig, die Temperatur und den Feuchtegehalt des zu untersuchenden Objektes zu kennen, da die Dielektrizitätszahl und somit die Ausbreitungsgeschwindigkeit stark von diesen beiden Parametern abhängen [104]. Das Georadar (Ground-Penetrating-Radar (GPR)) ist eine Anwendungsmöglichkeit des Radar-Verfahrens an Bauwerken. Das GPR-Verfahren wird in Kapitel 6 näher beschrieben.

### 4.3.5 Infrarot Verfahren

Das Infrarot-Verfahren (IR-Verfahren) ist ein bildgebendes Verfahren, welches Infrarotstrahlungen, die von einem Baukörper abgegeben werden, misst. Im Bereich des Bauwesens wird die Infrarotthermographie, für Untersuchungen im Wärmeschutzbereich, sehr häufig angewendet [130]. Weitere typische Einsatzgebiete für das IR-Verfahren sind auch die Erkundung von Defekten und Feuchtigkeitsschäden nahe der Bauteiloberfläche, die sich durch unterschiedliche Wärmeabstrahlungen abzeichnen und das Auffinden von verborgenen Konstruktionsteilen unter der Bauteiloberfläche [132]. Um unter der Oberfläche liegende metallische Bauteile (z.B. Bewehrungsseisen etc.) zu finden, bedient man sich des sogenannten Induktions-Thermographen. Durch elektromagnetische Induktionen werden die metallischen Bauteile erhitzt und diese Temperaturerhöhung der Eisenteile wird an der Bauwerksoberfläche aufgezeichnet und ausgewertet. Ein weiterer Bereich der IR-Verfahren ist die Infrarot-Reflektorgraphie. Dieses Verfahren wird vor allem bei der Feuchtigkeitsmessung an Bauwerken verwendet. Es ist bekannt, dass Wasser die Infrarotstrahlung in einem speziellen Bereich absorbiert und sich dadurch auch der Reflexionskoeffizient der

Oberfläche ändert. Aufgrund, dieses Prinzips lassen sich trockene und feuchte Stellen im Prüfkörper unterscheiden. Weiters können mit Hilfe der Infrarot-Reflektorgraphie auch Risse an Bauteilen festgestellt werden [88].

### 4.3.6 Elektromagnetische Verfahren

Bei der Detektion von Bewehrungseisen und Bewehrungslagen werden unterschiedliche elektromagnetische Verfahren angewendet. Unterschieden werden diese Verfahren aufgrund der angewendeten Messmethode und der Art des Magnetfeldes. Bei den Magnetfeldern gibt es einerseits die Methode des magnetischen Gleichfeldes und andererseits die Streufeldmessung. Bei der Messung mit dem magnetischen Gleichfeld kann durch die Anziehungskraft des magnetisierbaren Bewehrungsstahl und einem Permanentmagneten die Betondeckung überprüft werden. Bei der Streufeldmessung wird mit einem Magnetgleichfeld-Detektor, dass durch die Bewehrung verursachte gestreute Magnetfeld gemessen. Vergleicht man diese Messung mit einer Kalibriermessung, so kann die Betondeckung eruiert werden. Werden Geräte verwendet, welche nach dem Prinzip der magnetischen Induktion nach dem Wechselfeldverfahren arbeiten, ist es möglich die Betonüberdeckung und die Lage der metallischen Bauteile eingeschränkt zu bestimmen (siehe Abbildung4.4) [18].



Abbildung 4.4: Prinzip der elektromagnetischen Bewehrungsprüfung [130]

### 4.3.7 Laservibrometer

Das Grundprinzip des Laservibrometers baut auf der Laserinterferometrie (Lichtquelle HeNe-Laser) auf [99]. Mit Hilfe eines Strahlteilers wird der Laserstrahl in einen Objekt- und Referenzstrahl geteilt. Der Objektstrahl trifft auf eine bewegte Oberfläche. Von dieser Oberfläche wird Licht reflektiert und passiert abermals den Strahlenteiler und interferiert mit dem Referenzstrahl. Bewegt sich nun das Messobjekt, kommt es zu einer Modulation der Lichtintensität, die proportional der Schwinggeschwindigkeit ist. Wenn die Intensität einen Hell-Dunkel-Zyklus durchläuft, hat sich das Messobjekt um die halbe Wellenlänge des HeNe-Lasers ( $l = 0,316 \mu\text{m}$ ) bewegt. Mit Hilfe eines sehr lichtempfindlichen Detektors wird die Änderung der Intensitätsschwankung in ein elektronisches Signal umgewandelt [130].

Weiters gibt es bei den zerstörungsfreien Prüfmethode die sogenannten geodätischen Überwachungsverfahren, die einen wesentlichen Bestandteil in der Methodik der Bauwerksüberwachung darstellen. Hierbei geht es grundsätzlich um die Erfassung der Geometrie des Bauwerkes und ihre Veränderungen. Gegenstand der Messung sind globale und lokale Bauwerksverformungen wie Verschiebungen, Verdrehungen, Verbiegungen, Verbeulungen, zum anderen aber natürlich auch Erfordernisse der Bauwerksdokumentation. Abgesehen von Spezialverfahren stehen die nachfolgenden beschriebenen geodätischen Methoden zur Verfügung, die sich für die Bauwerksanalyse eignen.

### 4.3.8 Handaufmaß

Zum sogenannten Handaufmaß zählen neben den typischen Handmaßwerkzeugen wie Lot, Zollstock, Schnurgerüst und Bandmaß, auch heutzutage vielfach verwendete berührungslos arbeitende elektronische Hand-Distanzmesser. Objekte, welche mit diesen Hilfsmitteln vermessen werden, sollten wegen der ungünstigen Varianzfortpflanzung, d.h. wegen des ungünstigen Zusammenwirkens von Messabweichungen, nicht zu groß und ausgedehnt sein. Je komplizierter das Bauwerk ist, desto mehr Sorgfalt und Sachkenntnis sind erforderlich. Somit liegen die Nachteile in der Genauigkeit der Ergebnisse. Die Vorteile des Handaufmaßes sind die kostengünstigen Gerätschaften, sowie die einfache Einsetzbarkeit und Handhabung dieser Messwerkzeuge [130].

### 4.3.9 Photogrammetrie

Bei der Photogrammetrie werden zwei spezielle Bereiche unterschieden:

- Einbildphotogrammetrie
- Mehrbildphotogrammetrie

Die Einbildphotogrammetrie (siehe Abbildung 4.5) ist eng mit den Schlagwörtern „Entzerrung, Orthophoto, Aufrichten“ verknüpft, die Mehrbildphotogrammetrie mit den Begriffen „Stereobild, Bildverband, Bündelblockausgleichung, u.a.“ [130]. Bei der Einbildphotogrammetrie wird das zentralperspektivische Schrägbild anhand von koordinierten Passpunkten in eine Orthogonalperspektive überführt. Es handelt sich dabei um eine sogenannte Bildentzerrung. Bei der Mehrbildphotogrammetrie muss ein Objekt von mindestens zwei Standpunkten aus fotografiert werden. Die Aufnahmesituation, wird zur Auswertung, mathematisch nachgebildet. Aus dem Schnitt der Richtungen von den zwei Aufnahmestandpunkten zu den in beiden Bildern vorhandenen Objektpunkten werden die Koordinaten bestimmt. Die photogrammetrische Messmethode bietet die Möglichkeit eine große Anzahl von Zielpunkten für die 2D- und 3D-Koordinatenmessung, berührungslos und gleichzeitig, mit einer hohen Messgenauigkeit zur Verfügung zu stellen. Weitere Vorteile sind der geringe Zeitaufwand bei der Messung, die Visualisierungsfreundlichkeit und die verhältnismäßig geringen Ausrüstungskosten. Ein Nachteil besteht in der optimalen Ausleuchtung, welche vorhanden sein muss [39] und [130].

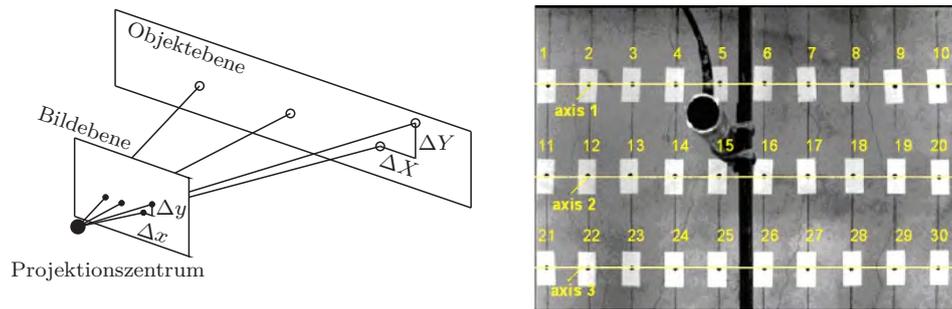


Abbildung 4.5: Darstellung der Anwendung der Einbildphotogrammetrie [130]

### 4.3.10 Laserscanner

Analog zur Methodik der polaren tachymetrischen Punktbestimmung werden der Horizontalwinkel, der Vertikalwinkel und die Strecke ermittelt. Ein System von Drehspiegeln lenkt den distanzmessenden Strahl ab und überstreicht das Objekt nacheinander in Vertikalebene. Das Messobjekt wird dabei azimuthal (um einen Horizontalwinkel) gedreht. Gemessen wird die Distanz, die den Ablenkwinkeln zugeordnet ist. Es werden so polare Objektkoordinaten bestimmt. Als Ergebnis erhält man vorab eine Punktwolke, welche zunächst keinen exakten Bezug zum Objekt hat. Manuell gestützte Auswertungen führen beim Bauwerk zu den markanten, das Objekt beschreibenden Eckkoordinaten bzw. Formen. Bei der Bauart dieser Scanner werden zwei Arten unterschieden, der Kamerascanner und der Panoramascanner. Der Kamerascanner wird wie eine normale Kamera aufgestellt und nimmt nur einen Bildausschnitt auf. Der Panoramascanner wird wie ein Theodolit aufgebaut und kann um die vertikale Achse gedreht werden, wodurch die ganze Sphäre abgebildet werden kann. Der große Vorteil des Laserscanners ist die hohe Erfassungsgeschwindigkeit. Diese bringt jedoch einen limitierenden Faktor bei der Genauigkeit mit sich. Weitere Nachteile sind die aufwändige Extraktion der objektrelevanten Punkte, sowie die voluminösen und teuren Geräte für diese Messmethode [112].

### 4.3.11 Triangulation

Die Triangulation ist eine eher selten eingesetzte Variante des Scannens. Es wird nach dem Prinzip des parallaktischen Dreiecks gearbeitet, d.h. mit einer Basis fester Länge im Standpunkt (Triangulationsprinzip). Zwei Methoden lassen sich unterscheiden:

- Ein Laserlichtfleck wird von einem Basisende auf das Objekt projiziert und die Lage des reflektierten Lichtflecks meist auf einer CCD-Zeile am anderen Basisende detektiert
- Ein (Streifen)-Muster wird auf das Objekt projiziert und dieses wird synchron von zwei Digitalkameras aufgenommen, die an den Enden einer Basis angeordnet sind

Aus den distanzadäquaten parallaktischen Verschiebungen wird die Entfernungskomponente berechnet. Die hohe Lagegenauigkeit im Nahbereich (Submillimeter) nimmt verfahrenstypisch überproportional zur Entfernung ab (auf z.B. ca. 5 mm bei 10 mm). Man braucht eine ausreichende Signalintensität und einen entsprechenden Kontrast. Entscheidend sind also die Reflexionseigenschaften des Objekts und die Umgebungshelligkeit [112].

#### 4.3.12 Tachymeter

Die polare Einzelpunkterfassung wurde seit dem Aufkommen der Totalstation stetig weiter entwickelt. Die Punktgenauigkeit bei der Aufnahme auch ausgedehnter komplexer Objekte ist mit wenigen Millimetern vergleichsweise sehr gut und homogen, praktisch unabhängig von der Objektgröße [62]. Zwei Gerätetypen stehen hier zur Verfügung: Totalstationen, die manuell zum Zielpunkt ausgerichtet werden und solche, die mit Servomotoren ausgerüstet sind, also per Notebook extern steuerbare Totalstationen (siehe Abbildung 4.6). Diese Methode wird zur Zeit jedoch noch rudimentär verwendet. Mit Hilfe von Tachymetermessungen können statische und dynamische Brückenbelastungsmessungen durchgeführt werden, aber auch automatische Beobachtungen der Widerlager und permanente Deformationsmessungen.

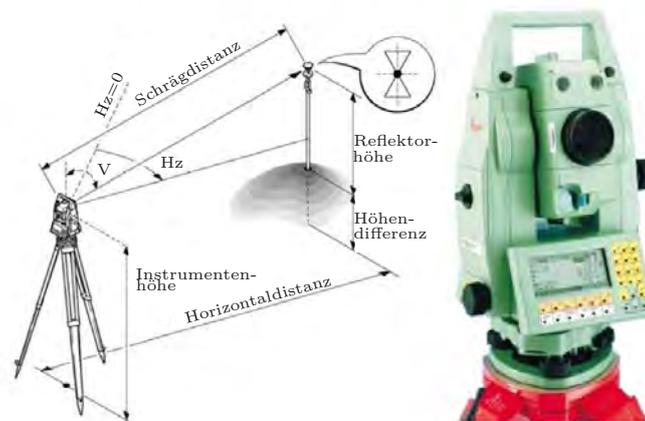


Abbildung 4.6: Darstellung einer Totalstation mit Messprinzip (Beispiel TPS100 Totalstation Leica) [130]

#### 4.3.13 Differentielles GPS

Für die effiziente Bestimmung der Bewegung von Hauptpunkten in Relation zu Referenzpunkten eines Objektes, kann man die dauerhafte GPS-Messung einsetzen. Limitierender Faktor ist bei diesem System das Auflösungsvermögen, die dynamische Bandbreite des Verfahrens und das zu überwachende Objekt darf nicht allzu große Abschattungen gegenüber den Satelliten aufweisen. Bei der satellitengestützten Vermessung (siehe Abbildung 4.7) liegt der Vorteil in der möglichen Bestimmung von „absoluten“ Koordinaten eines Objektes mit differentielltem Bezug

auf einen oder mehrere Referenzpunkte. Viele Effekte beeinflussen die Phasenmessung der Satelliten für die Distanz zwischen Satelliten und GPS-Empfängern. Durch das sogenannte Basislinienverfahren, bei dem eine einfache Differenz zwischen zwei GPS-Empfängern gebildet wird, können solche Einflüsse beseitigt werden. Durch die Bildung von Doppeldifferenzen zwischen zwei Satelliten und zwei GPS-Empfängern werden weitere Unstetigkeiten reduziert. Es bleiben aber noch sehr große Abweichungen in den Zeitreihen der Koordinaten vorhanden. Es werden sogenannte Stundenmittelwerte mit einem robusten Schätzer berechnet, die Wiederholbarkeitspräzision liegt dann in einem Bereich von 2 bis 10 mm [161].

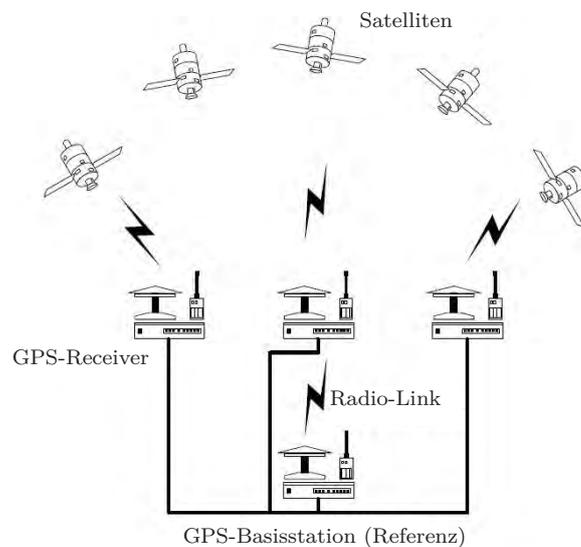


Abbildung 4.7: Darstellung der Funktionsweise eines differentialen GPS [130]

#### 4.3.14 Vor- und Nachteile der verschiedenen Messsysteme

In diesem Abschnitt werden die zuvor beschriebenen Messsysteme systematisch zusammengefasst und es werden die Eigenschaften von bestimmten Punkten verglichen. Die Daten sind in einem Tabellenformat für jede der folgenden Punkte aufgelistet [52]:

- Genauigkeit (siehe Tabelle 4.1)
- Interpretation der Ergebnisse (siehe Tabelle 4.2)
- Aus den Messungen erhaltene Information (siehe Tabelle 4.3)
- Messung automatisch, halbautomatisch oder manuell (siehe Tabelle 4.4)
- Robustheit (siehe Tabelle 4.5)
- Installation (siehe Tabelle 4.6)

- Wechselwirkung mit dem Verkehr (siehe Tabelle 4.7)
- Kosten (siehe Tabelle 4.8)
- geschätzter Preis für Ausrüstung (siehe Tabelle 4.9)

In der Tabelle 4.1 wird die Messgenauigkeit für Messdistanzen von 10 m, 30 m und 100 m, im Millimeterbereich angegeben, sowie das Auflösungsvermögen der Messsysteme beschrieben und zusammengefasst.

Tabelle 4.1: Darstellung der Genauigkeit der einzelnen Messsysteme (aus [52])

Messsystem	Auflösung	Messgenauigkeit in [mm]			Hinweise
		10m	30m	100m	
Nivellment geometrisch		0.10	0.20	0.30	Radius von 15m
Winkelmessung	$\pm 0.5$ gon	0.10	0.20	0.80	Transversalfehler
Tachymeter		1.00	1.00	2.00	
Telemetrie Laser		1.00	1.00	2.00	
Relativedistanzmessung		0.30			
Vertikaloptik		0.10	0.30	0.50	Bestimmung in 4 Positionen konstante Genauigkeit, Rasternetz 0.5 mm
Nivellment hydrostatisch		0.50	1.00	10.0	
Lage per Satelliten- Global Navigation Satellite System (GNSS)		statisch 3,00 kinematisch 10,00			
Photogrammetrie		2.00	2.00	6.00	
Videogrammetrie		20,0	20.0	60.0	
Laserscan		3.00	5.00	15.0	
Inklinometer	1 Mikroradian	1.00			Genauigkeit abhängig von Anzahl der Neigungssensoren
Faseroptische Sensoren	2 Mikron	1.00			
Extensometer/DMS	10 Mikron				Genauigkeit abhängig von Anzahl der Zellen lokale Messungen

Die Handhabung der Messgeräte und die erforderliche Qualifikation des Anwenders wird in Tabelle 4.2 beschrieben.

Tabelle 4.2: Darstellung der Interpretation der Ergebnisse (aus [52])

Messsystem	Anwender	Handhabung
Nivellment geometrisch	Geometer	Kann von einzelner sachkundiger Person bedient werden
Winkelmessung	Geometer	Kann von einzelner sachkundiger Person bedient werden
Tachymeter	Geometer	Einfache Erfassung, Post-Processing spezialisierte Arbeit
Telemetrie Laser	Geometer	Einfache Erfassung, Post-Processing spezialisierte Arbeit
Relativedistanzmessung	Geometer	Kann von einzelner sachkundiger Person bedient werden
Vertikaloptik	Geometer/Ingenieur	Kann von einzelner sachkundiger Person bedient werden
hydrostatisches Nivellment	Ingenieur	Kann von einzelner sachkundiger Person bedient werden
Lage per Satelliten-GNSS	Geometer	Einfache Erfassung, Post-Processing spezialisierte Arbeit
Photogrammetrie	Spezialist	spezielle Arbeit
Videogrammetrie	Spezialist	spezielle Arbeit
Laserscan	Spezialist/Ingenieur	Einfache Erfassung, Post-Processing spezialisierte Arbeit
Inklinometer	Spezialist	spezialisierte Arbeit, Wiederaufnahme durch eine andere Firma sehr schwierig
Faseroptische Sensoren	Spezialist	spezialisierte Arbeit, Wiederaufnahme durch eine andere Firma sehr schwierig
Extensometer/DMS	Spezialist	spezialisierte Arbeit, Wiederaufnahme durch eine andere Firma sehr schwierig

In der nachstehenden Tabelle 4.3 wird die Hauptaussage, die jedes Messsystem liefert, sowie die Datenverarbeitung und Messdauer dargestellt.

Tabelle 4.3: Darstellung der Messinformation für die einzelnen Messsysteme (aus [52])

Messsystem	Hauptinformation	Datenverarbeitung	Messzeit	Hinweise
Nivellment geometrisch	Höhe von jedem Messpunkt	Nivellement	10 Minuten	Entfernung zwischen den Punkten max. 10-20m
Winkelmessung	Winkelabweichungen für jeden Messpunkt	Messreihe der Richtung	10 Minuten	
Tachymeter	Position (x,y,z) jedes Punktes	Tachymetrie	10 Minuten	
Telemetrie Laser	Abstand zwischen jeden Punkt der Messung	Distanz	Momentanwert	
Relativdistanzmessung	Abstand zwischen jeden Punkt der Messung	Distanz	10 Minuten	
Vertikaloptik	Längs- und Querverschiebung jedes Punktes	Direkt	wenige Minuten	eine Station/Feld
Nivellment hydrostatisch	Höhe von jedem Punkt	Nivellement	wenige Minuten/Punkt	Zeit für Aufbau/Inbetriebnahme nicht enthalten
Lage per Satelliten-GNSS	Position (x,y,z) jedes Punktes	Nachbehandlung	wenige Stunden/Punkt	Klare Sicht auf Satelliten erforderlich
Photogrammetrie	Position (x,y,z) jedes Punktes	Nachbehandlung	Momentanwert	mehrere Fotos aus einer Position
Videogrammetrie	Position (x,y,z) jedes Punktes	Nachbehandlung	wenige Sekunden	
Laserscan	Position (x,y,z) jedes Punktes	Nachbehandlung	Momentanwert	Es werden mehrere Stationen benötigt um deckend zu arbeiten
Inklinometer	Winkel an jedem Messpunkt durch Integration	einfache Integration (eine Höhe, ein Winkel muss bekannt sein)	einige Sekunden	Sensoren können aus Messungen Verkehrsanteil filtern
Faseroptische Sensoren	Durchschnittliche Biegung in der Messzelle	doppelte Integration (eine Höhe, ein Winkel muss bekannt sein)	einige Sekunden	Sensoren unempfindlich gegen Feuchte, Temperaturkomp.
Extensometer/DMS	Längenänderung in der Oberfläche Spezialist	Doppelte Integration (eine Höhe, ein Winkel muss bekannt sein)	einige Sekunden	

Tabelle 4.4 gibt Auskunft über die Messmöglichkeiten der Messsysteme und, ob die Instrumente manuell, halbautomatisch oder automatisch bedient werden können.

Tabelle 4.4: Darstellung der Messmöglichkeiten für die einzelnen Messsysteme (aus [52])

Messsystem	Manuell	Halbautomatisch	Automatisch	Hinweise
Nivellment geometrisch	ja	nein	nicht effektiv (zu viele Instrumente)	
Winkelmessung	ja		ja (mehrere Stationen)	Instrumentenschutz notwendig
Tachymeter	ja	ja (Station für Station)	ja (mehrere Stationen)	Instrumentenschutz notwendig
Telemetrie Laser	ja	ja (Station für Station)	ja (mehrere Stationen)	Instrumentenschutz notwendig
Relativdistanzmessung	ja			Instrumentenschutz notwendig
Vertikaloptik	ja			
Nivellment hydrostatisch	ja	nein	nein	Inbetriebnahme im Frühjahr und Winter erfordern Maßnahmen
Lage per Satelliten-GNSS	ja	ja (ein Empfänger pro Messpunkt)	ja (ein Empfänger pro Messpunkt)	Instrumentenschutz notwendig
Photogrammetrie	ja	ja	(ja)	Instrumentenschutz notwendig
Videogrammetrie	ja	(ja)	nein	Instrumentenschutz notwendig
Laserscan	ja	ja	ja	Instrumentenschutz notwendig
Inklinometer	nicht wirkungsvoll	wirkungsvoll	ja	
Faseroptische Sensoren	nicht wirkungsvoll	wirkungsvoll	ja	
Extensometer/DMS	nicht wirkungsvoll	wirkungsvoll	ja	Instrumentenschutz notwendig

Die Tabelle 4.5 gibt Auskunft über die Instrumentenposition und ob das Messgerät Umwelteinflüssen ausgesetzt ist und einen entsprechenden Schutz dafür braucht.

Tabelle 4.5: Darstellung der Instrumentenposition für die einzelnen Messsysteme (aus [52])

Messsystem	Position des Instrumentes	Umwelteinflüssen ausgesetzt	Hinweise
Nivellment geometrisch	Auf der Fahrbahnplatte	ja	Einsatz nur bei gutem Wetter/Beleuchtung
Winkelmessung	auf der Außenseite der Struktur	ja	Einsatz nur bei gutem Wetter/Beleuchtung
Tachymeter	auf der Außenseite der Struktur	ja	Einsatz nur bei gutem Wetter
Telemetrie Laser	auf der Außenseite der Struktur	ja	Einsatz nur bei gutem Wetter
Relativdistanzmessung	auf der Außenseite der Struktur	ja	
Vertikaloptik	auf der Außenseite der Struktur	teilweise	
Nivellment hydrostatisch	innerhalb des Bauteils	ja	
Lage per SatellitengNSS	Außerhalb des Bauwerks und der Fahrbahnplatte	nein	Das Gerät muss an der Messstelle präzise aufgestellt werden
Photogrammetrie	Außerhalb des Bauwerks	ja	Einsatz nur bei gutem Wetter/Beleuchtung
Videogrammetrie	Außerhalb des Bauwerks	ja	Einsatz nur bei gutem Wetter/Beleuchtung
Laserscan	Außerhalb des Bauwerks	ja	Einsatz nur bei gutem Wetter/Beleuchtung
Inklinometer	im Inneren des Bauteils	nein	Geräte gegen äußere Einflüsse schützen um vollständig funktionsfähig zu sein
Faseroptische Sensoren	im Inneren des Bauteils	nein	Geräte gegen äußere Einflüsse schützen um vollständig funktionsfähig zu sein
Extensometer/DMS	auf der Oberfläche	ja	

Die Erstinstallation, sowie die Parameter einer Installation bei langfristigen Messungen wird in der Tabelle 4.6 dargestellt.

Tabelle 4.6: Darstellung der Installation der einzelnen Messsysteme (aus [52])

Messsystem	Erstinstallation	Installation Messgerät	Installation langfristig Messgerät
Nivellment geometrisch	Positionierung/Abstecken auf ebenen Grund von Messpunkt	stellen	nur möglich in einem Gehäuse
Winkelmessung	Positionierung Messpunkte, Zielsetzung	Einrichten Theodoliten	die Station vor Witterung schützen
Tachymeter	Positionierung Messpunkte, Zielsetzung	Einrichten Totalstation und Zieleinrichtung	die Station vor der Witterung schützen
Telemetrie Laser	Positionierung Messpunkte, Zielsetzung	Einrichten Telemetrie Laser und Zieleinrichtung	die Station vor der Witterung schützen
Relativdistanzmessung	Positionierung Messpunkt, Zielsetzung	Einrichten Messgeräte	nur möglich in einem Gehäuse
Vertikaloptik	Positionierung Messpunkt, Zielsetzung	Einrichten Messgeräte	
Nivellment hydrostatisch	Positionierung Messpunkte, Platzieren hyd. Systems	Vorbereitung der Messung: Öffnen der Schaltung	inbegriffen
Lage per SatellitengNSS	Positionierung/Abstecken von Messpunkt	Einrichten der Messgeräte	Messpunkte vor Witterung und Verwüstung schützen
Photogrammetrie	Positionierung/Anlegen von Messpunkte	Umsetzung Messgeräte	nein
Videogrammetrie	Positionierung/Anlegen von Messpunkte	Umsetzung Messgeräte	nein
Laserscan	Positionierung/Anlegen von Messpunkte	Umsetzung Messgeräte	nein
Inklinometer	Positionierung Messpunkte, Installation Neigungssensoren, Stromnetz, Kommunikation		inbegriffen
Faseroptische Sensoren	Positionierung Messpunkte, Installation faseroptisches Netzwerk		inbegriffen
Extensometer/DMS	Positionierung Messpunkte, Installation Sensoren und Kommunikationsnetz		wenn in einem Gehäuse dann inbegriffen

Die Tabelle 4.7 erläutert die Empfindlichkeit der Messsysteme durch Fahrzeugschütterungen bzw. Verkehrsbelastungen.

Tabelle 4.7: Darstellung der Empfindlichkeit der einzelnen Messsysteme (aus [52])

Messsystem	Antwort der Oberfläche auf Verkehr	Empfindlichkeit durch die Überfahrt von Fahrzeugen
Nivellment geometrisch	ja	ja
Winkelmessung	nein, wenn permanente Ziele	niedrig
Tachymeter	nein, wenn permanente Ziele	niedrig
Telemetrie Laser	nein, wenn permanente Ziele	niedrig
Relativdistanzmessung	ja	ja
Vertikaloptik	nein, wenn permanente Ziele	ja
Nivellment hydrostatisch	ja	niedrig
Lage per Satelliten-GNSS	ja	nein
Photogrammetrie	nein, wenn permanente Ziele	nein
Videogrammetrie	nein, wenn permanente Ziele	niedrig
Laserscan	nein, wenn permanente Ziele	niedrig
Inklinometer	nein	ja
Faseroptische Sensoren	nein	ja
Extensometer/DMS		

In Tabelle 4.8 ist eine qualitative Bewertung der Kosten für die Erstinstallation mit entsprechenden Messungen und weiters die Kostenentwicklung für kontinuierliche Messungen angeführt. Die Preisdarstellung in quantitativer Form wird in Tabelle 4.9 dargestellt.

Tabelle 4.8: Darstellung der Kosten der einzelnen Messsysteme (aus [52])

Messsystem	Erstinstallation	mit Messung	kontinuierliche Messung	Einfachheit
Nivellment geometrisch	niedrig	hoch		einfach
Winkelmessung	mäßig	hoch		einfach
Tachymeter	mäßig	hoch	hoch	mäßig
Telemetrie Laser	mäßig	hoch	hoch	einfach
Relativ-distanzmessung	niedrig	hoch	hoch	einfach
Vertikaloptik	mäßig	Durchschnitt		einfach
Nivellment hydrostatisch	mäßig	Durchschnitt		einfach
Lage per Satelliten-GNSS	niedrig		hoch	mäßig
Photogrammetrie	niedrig	hoch	sehr hoch	hoch
Videogrammetrie	niedrig	hoch	sehr hoch	hoch
Laserscan	niedrig	Durchschnitt	hoch	mäßig
Inklinometer	hoch	gering	niedrig	
Faseroptische Sensoren	hoch	Durchschnitt	hoch	
Extensometer/DMS	hoch	Durchschnitt	hoch	

Tabelle 4.9: Darstellung der Preise der einzelnen Messsysteme (aus [52])

Messsystem	Ausrüstung in Euro	Hinweise
Nivellment geometrisch	10 000	Digitale Wasserwaage
Winkelmessung	30 000	
Tachymeter	60 000	Präzisionstotalstation
Telemetrie Laser	20 000	
Relativ-distanzmessung	10 000	
Vertikaloptik	10 000	
Nivellment hydrostatisch	250	Preis für einen hydrostatischen Topf. Ein Topf ca. alle 15m
Lage per Satelliten-GNSS	40 000	
Photogrammetrie	50 000	
Videogrammetrie	25 000	
Laserscan	150 000	
Inklinometer	4000	Anschlusskabel nicht enthalten, etwa 3 pro Meter
Faseroptische Sensoren	2000	3 bis 5m lange abschnitte pro Feld
Extensometer/DMS		

## 4.4 Auftretende Schäden an Bogenbrücken

Der Schaden wird laut [59] wie folgt definiert: *“Etwas, was die Gegebenheiten, die bestehende Situation in einer negativen, nicht wünschenswerten Weise verändert.“* Aufgrund der langen Lebensdauer historischer Bogenbrücken können verschiedene Schäden über die Zeit beobachtet werden. Ein wichtiger Schadensverursacher bei Bogenbrücken sind die Verwitterungsprozesse. Bei den Verwitterungsprozessen wird zwischen biologischen, chemischen und physikalischen Verwitterungsprozessen unterschieden, siehe Abbildung 4.8. Weiters führen inkompatible Verformungen und Materialdiskontinuitäten (Risse) zu Schädigungen an Brückenstrukturen. Auch die Schädigung der Schutzeinrichtung (z.B. Abdichtungsbahnen) führen zu einer Verringerung der Lebensdauer von Erhaltungsbauwerken [48]. Eine ausführliche Erläuterung wird in [124] geboten.

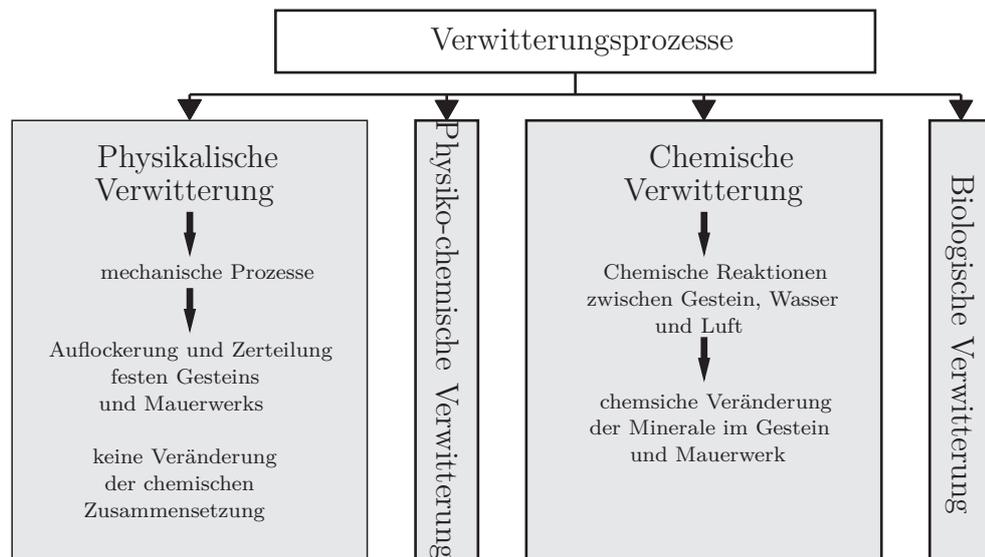


Abbildung 4.8: Darstellung der maßgebenden Verwitterungsprozesse

Bei der biologischen Verwitterung ist vor allem der Wurzeldruck von größeren Pflanzen und die Bemoosung ein Problem. Die große Problematik bei den biologischen Angriffen besteht darin, dass der Wurzeldruck laut [106] in Längsrichtung der Wurzel Werte bis zu 50 MPa und in Querrichtung der Wurzel bis zu 0.4 bis 0.7 MPa annehmen kann. Diese Belastungen können zu Steinbewegungen führen und die Bogenstruktur stark schädigen. Die Angriffe aus chemischer Verwitterung werden durch die Kombination aus Wasser, Luft und Material (Ziegel, Naturstein) hervorgerufen. Die in der Luft enthaltenen Schwefeldioxide, Kohlendioxide und Stickoxide bilden zusammen mit Wasser Basen und Säuren. Diese Chemikalien greifen dann das Fugenmaterial, die Ziegel- bzw. die Natursteine an und zerstören diese. Bei der physikalischen Verwitterung kommt es aufgrund von mechanischen Prozessen wie

z.B. Temperaturänderungen zu unterschiedlichen thermischen Ausdehnungskoeffizienten. Dies führt zu unterschiedlichen Spannungen und Dehnungen im Material und in weiterer Folge zu Rissen. Salzangriffe zählen ebenfalls zur physikalischen Verwitterung. Salze gehen in kristalline Phasen über, wenn es im Material abwechselnd zu feuchten und trockenen Perioden kommt. Dies führt zu Volumensvergrößerungen im Porensystem des Materials und kann somit das Materialgefüge zerstören. Zur Gruppe der physiko-chemischen Verwitterung gehört die Hydratation. Ähnlich wie beim Salzangriff kommt es auch bei der Hydratation durch das An- bzw. Einlagern von Wassermolekülen zu einer Volumenausdehnung. Dies führt zu einer Druckerhöhung im Mineralverbund, so dass es zur Lockerung oder gar Auflösung der Gitterstruktur kommt [124]. In der Abbildung 4.9 werden typische Schadensbilder einer Mauerwerksbogenbrücke (Rohrbachbrücke bei Mattersburg) gezeigt. Die Schäden zeigen Abplatzungen an der Stirnseite des Mauerwerksbogens und in der Laibung des Tragwerkes.



(a) Schädigungen im Stirnbereich des Bogens



(b) Schädigungen in der Bogenlaibung

Abbildung 4.9: Schädigungen an der Rohrbachbrücke bei Mattersburg

In der Tabelle 4.10 werden die Beschädigungsgrade von Steinbogenbrücken in Europa nach [120] dargestellt. Die Schadensfälle werden nach dem Schulnotensystem (1-5) wie folgt bewertet (entnommen aus [124]). Der Schadenstyp ist in den meisten Fällen nicht mehr ermittelbar. Die angegebenen Noten setzen sich aus den Mittelwerten der Angaben der einzelnen Eisenbahnverkehrsgesellschaften zusammen.

- 1 = Sehr häufig = ca. 50% der Brücken
- 2 = Häufig = ca. 25% der Brücken
- 3 = Gelegentlich = ca. 10% der Brücken
- 4 = Selten = ca. 5% der Brücken
- 5 = Ausnahme = weniger als 5% der Brücken

Tabelle 4.10: Beschädigungsgrad der Steinbogenbrücken der Eisenbahngesellschaften in Europa nach [120]

Nummer	Schadenstyp	Note
1	Schäden an der Abdichtung	2.1
2	Materialalterung	2.4
3	Ablösung und Bewegung der Flügelwände	3.0
4	Ablösung und Bewegung der Stirnwände	3.5
5	Schäden an Pfeilern, Widerlagern und Fundamenten	4.0
6	Geometrische Probleme der Tragstruktur	4.0
7	Andere Probleme (Pflanzenbewuchs, Anprallen, falsche Instandsetzung etc.)	4.0
8	Risse im Bogen durch Setzungen bzw. Rutschungen	4.2
9	Schäden am Fahrbahnübergang	4.3
10	Beschädigungen durch Überlastung	4.3
11	Verformungen	4.4
12	Risse im Bogen durch Überlastung	4.5
13	Schäden durch konzentrierte Lasten an der Brüstung	4.6



# Kapitel 5

## Monitoringmesstechnik

Im Kapitel 4 wurden bereits zahlreiche der zerstörenden, zerstörungsarmen und zerstörungsfreien Prüfmethode für die Bauwerkserkundung beschrieben. Im Kapitel 5 Monitoringmesstechnik wird allgemein erklärt, was Monitoring-Systeme darstellen und jene Prüfmethode speziell vorgestellt und detailliert erklärt, welche für die in-Situ- und Labormessungen verwendet wurden. Die entsprechenden Messergebnisse und Auswertungen der Prüfmethode werden in Kapitel 7 erläutert.

### 5.1 Allgemeines zu Monitoring-Systemen

Im Allgemeinen werden Inspektionen zur Beurteilung von Strukturen oder strukturellen Systemen verwendet. Im Speziellen kann die Spezifikation oder der Ausgangszustand nach der Errichtung, sowie die Detektion von erwarteten und kritischen Prozessen erfolgen ([145], [157]). Der Aufbau eines Monitoring-Systems erfordert Kenntnisse über das zu erwartende Struktur- bzw. Systemverhalten, welche man durch (a) Erfahrung, (b) analytische Überlegungen und (c) numerische Modellierung und Simulation erhalten kann. Heute sind numerische Modellierungen Stand der Technik und nicht nur die Grundlage für die Bemessung, sondern sind ein wesentliches Element bei der Beurteilung der Monitoring-Informationen. Zahlreiche internationale Normen fordern in Bezug auf die Wartung numerische und analytische Modelle bei der Interpretation und Bewertung der Überwachung und der Messung von Daten [15].

Die Art und der Umfang der benötigten Modelle (geometrische, physikalische, lineare, nichtlineare, 2D oder 3D) für die Überwachungsaufgaben hängen von der Komplexität der Struktur und den Strukturelementen ab [167]. Es gibt mehrere Anforderungen die von jedem Modell erfüllt sein müssen: (a) die Realität muss hinreichend gut in Abhängigkeit von der Definition des Problems abgebildet werden, (b) Abbauprozesse und andere zeitabhängige Prozesse müssen besonders gut erfasst werden, wenn Rückschlüsse auf die Restlebensdauer gezogen werden sollen, (c) der Aufbau des Modells hat so zu erfolgen das die Übernahme von Monitoring-Informationen (z.B. durch die Simulation der überwachten Größen) ermöglicht wird, (d) eine effiziente Anpassung der Modellierungseigenschaften, wie Randbedingungen oder Systemsteifigkeit, durch Modellanpassung. Das Ziel jedes Modells ist die zeit-

abhängige Bewertung der Gebrauchstauglichkeit, Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit (z. B. durch die Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS), die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) und durch den Grenzzustand der Dauerhaftigkeit (DLS) erfasst), in Bezug auf Normenspezifikationen und Anforderungen an die Struktur durch die Betreiber.

Entsprechende Modellierungsvorschriften (wie z.B. lineare vs. nichtlineare und 2D-Modellierung vs. 3D-Modellierung) können direkt aus den Überwachungsanforderungen und den Aufgaben der Überwachungskampagnen abgeleitet werden ([84], [148], [167]). Nach einem geeigneten Modell wird auf Basis der Überwachungsanforderung festgelegt, wie die monitoyierten Daten in das Modell einzuarbeiten sind, um (a) das Modell zu überprüfen und zu optimieren, und (b) Vorhersagen treffen zu können, wie z.B. eine Struktur für die zukünftige Leistungsfähigkeit und Lebensdauer erhalten bleibt.

## 5.2 Monitoringkonzepte

Unter dem Begriff Monitoring wird im Zusammenhang mit Strukturen eine zerstörungsfreie Methode basierend auf physikalischen Messdaten, welche sowohl automatisch wie auch manuell in vorgegebenen Intervallen erhoben werden, verstanden. Die erhobenen physikalischen Messdaten können sowohl die Einwirkungsseite (Belastung) wie auch die Widerstandsseite beschreiben. Abhängig von der Aufgabenstellung können unterschiedliche physikalische Werte in unterschiedlichen Zeitintervallen erhoben werden. Der Vorteil eines Bauwerksmonitorings liegt im wesentlichen darin, dass Informationen einer physikalischen Größe über einen Zeitraum hin in vordefinierten Intervallen vorliegen. Dies kann unter gewissen Randbedingungen eine Prognose des Verhaltens einer physikalischen Größe einer Struktur in die Zukunft erlauben. Hinzu kommt, dass die Veränderung einer physikalischen Größe (Struktureigenschaft) beobachtet werden kann. Der Einsatz und die Durchführung von Monitoringmaßnahmen ersetzt jedoch in keinem Fall eine Bauwerksprüfung. Ein Bauwerksmonitoring kann vielmehr eine Ergänzung zur Bauwerksprüfung sein und durch die Beobachtung einzelner physikalischer Parameter eine Hilfestellung für den Ingenieur bei der Entscheidung darstellen ob bzw. wann Ertüchtigungsarbeiten erforderlich sind oder sein werden. Die wichtigste Aufgabe beim Monitoring ist das Beobachten von Abläufen und Prozessen. Werden Schwellenwerte über- oder unterschritten bzw. nehmen Vorgänge keinen gewünschten bzw. erwarteten Verlauf, so muss steuernd eingegriffen werden. Bei der Motivation ein Monitoringsystem anzuwenden sind entsprechende Bearbeitungsstufen zu beachten:

- Analytische Vorüberlegungen
- Festlegung und Definition von Beobachtungs- bzw. Messaufgaben unter Verwendung von geeigneten Hilfsmitteln
- Durchführung des eigentlichen Monitoring
- Auswertung der Ergebnisse aus den Messaufgaben

- Interpretation der Daten
- Anpassung der Prozesse aufgrund der Erkenntnisse aus zurückliegenden Messperioden (Steuerung)
- Entscheidung über den Eingriff, also über eine Veränderung des Gesamtsystems (z.B. Verstärkungsmaßnahmen, Anpassung der Einwirkungen)

Ein wichtiger Punkt beim Monitoring ist die Interpretation der Messergebnisse. Es ist hier darauf zu achten, dass eventuelle Fehler, die auftreten, als solche erkannt werden und eliminiert werden. Fehler in den Monitoring-Daten können zufälliger oder systematischer Art sein und können sowohl absolut als auch relativ Werte annehmen in Abhängigkeit von der Quelle des Fehlers. Typische systematische Fehler in den Daten werden, z.B. durch einen zu Unrecht angenommenen Sensorstandort oder falsche Kalibrierung des Sensors verursacht. Die jüngsten Erfahrungen mit verschiedenen Überwachungssystemen haben gezeigt, dass die größten Fehler bereits während der Installation verursacht werden [146]. Quellen für diese Fehler reichen von mangelhafter Anwendung der einzelnen Sensoren bis zur falschen Dokumentation der jeweiligen Standorte. Dies führt zu unerwünschten Wirkungen während der Bauarbeiten (z.B. Dehnungen oder Stauchungen eines konkreten Dehnungssensors während dem Betonieren). Leider können diese Effekte kaum auf Basis theoretischer Überlegungen und der vorliegenden Überwachungsdaten ausgeschlossen werden und müssen so experimentell untersucht werden [157]. Systematische Fehler bei der Überwachung der Daten können von einem unsicheren Verhalten des Sensors selbst stammen. Beispielsweise kann ein Glasfaser-Beton-Dehnungssensor, der locker an einem Bewehrungsstahl befestigt ist, die durchschnittliche Beton-, Stahldehnung oder etwas dazwischen liegendes, je nach Belastungsstufe, messen [127]. Zusätzlich können Unsicherheiten in den Dehnungsaufnahmen durch die Genauigkeit der Temperatur-Kompensation, insbesondere wenn kein Temperatursensor zur Verfügung steht, entstehen. Außerdem kann der faseroptische Temperatursensor zu einem gewissen Grad durch den mechanischen Belastungszustand beeinflusst werden, z.B. wenn er in einem gerissenen Abschnitt liegt.

Das Monitoringsystem sollte eine gewisse Redundanz aufweisen, um (a) einen völligen Datenverlust (z.B. Referenztemperatur) zu vermeiden und (b) eine Gegenüberstellung von Dehnungs- und Temperaturmessungen mittels mechanischer Modelle oder statistischer Auswertungen (z.B. Korrelationsanalyse) zu ermöglichen. Vielversprechende statistische und analytische Modelle wurden bereits für die Optimierung der Überwachungszeiten, Sensorpositionen [89], [146], [150] und für die Überwachung der Vorhersagemodelle [58], [108] entwickelt. Diese Modelle bauen zum Teil auf Daten auf, welche extremen Wahrscheinlichkeitsverteilungsfunktionen und Bayes-Theoremen<sup>1</sup> entstammen, um einen direkten Einbau von Informationen aus dem Monitoring in strukturelle Leistungsbeurteilungen und Lebensdauervorhersagen [109], [147] zu ermöglichen. Im Allgemeinen basieren die Überwachung und die

---

<sup>1</sup>Beruhet auf dem Prinzip der Wahrscheinlichkeit des Eintretens eines Ereignisses A unter der Bedingung, dass das Eintreten eines anderen Ereignisses B bereits bekannt ist (bedingte Wahrscheinlichkeit) [46]

damit verbundenen Monitoringkampagnen und Lebensdauerbewertungsmodelle nur auf einigen physikalischen Größen. Daher sind die Schlüsselemente für einen Wartungsprozess (a) welche Instandhaltungsmaßnahmen können getroffen werden, (b) wie kann die Liste der Wartungsmaßnahmen optimiert werden und (c) wie wird die Problemformulierung und die angewendete Technik für die Problemlösung ausgeführt.

Eine wichtige Rolle bei der Aufrechterhaltung des Planungsprozess spielt die Funktionsanzeige, die einen Alarm auslöst, wenn die Kennzahl einen vorgegebenen Schwellenwert erreicht. Die Sicherheit und Integrität des Tragwerks ist durch die Funktionsindikatoren, welche einen Grenzwert nicht überschreiten, gewährleistet [67], [149]. Diese fehlenden Aspekte sind auch in den „Technical Council on Life-Cycle Performance, Safety, Reliability and Risk of Structural Systems [66]“ durch die Task Group 2 adressiert: „Reliability-Based Structural System Performance Indicators [66]“.

In der Folge erfordert eine umfassende Lebenszyklusleistungskontrolle eine Transformation von normspezifischen Formulierungen in Grenzzustandsfunktionen mit Zufallsvariablen mit den Zielen (a) Zuverlässigkeitsniveaus zu definieren und (b) Monitoringdaten in die Zustandsbewertung miteinzubeziehen.

## 5.3 Messsysteme

### 5.3.1 Georadar („Ground Penetration Radar“)

Geophysikalische Prospektionsmethoden haben sich in den letzten Jahren zu einem brauchbaren Hilfsmittel im Bauwesen entwickelt. Von den zahlreichen Methoden haben sich besonders die Magnetik, die Bodenwiderstandsmessung und das Boden- oder Georadar vor allem in der Untergrund- und Hinterfüllbereicherkundung bewährt [114]. Diese Methoden ermöglichen es, verborgene Strukturen bzw. Unregelmäßigkeiten im Untergrund durch die Messung von physikalischen Eigenschaften zu erfassen und darzustellen. Mit einer entsprechenden Messkonfigurationen sind diese Geräte in der Lage in kurzer Zeit eine flächige, rasterförmige Erkundung mit Messpunktabständen von unter einem Meter durchzuführen. Für die Auswertung der großen Datenmengen werden Verfahren der digitalen Bildverarbeitung herangezogen [138]. Die Leistungsfähigkeit der einzusetzenden Methoden wird vor allem durch den Kontrast der physikalischen Eigenschaften des Bodens im Vergleich zu Fehlstellen (z.B. Wasser, Eisen etc.) bestimmt. Erfahrungsgemäß können durch die magnetische Prospektion viele Strukturen und Unregelmäßigkeiten (Mauern, Wasser, Eisen etc.) erfasst werden. Die zur Verfügung stehenden Cäsium- und Fluxgategradiometer zur magnetischen Prospektion stellen in den vorhandenen Konfigurationen die effizientesten Geräte zur Prospektion dar. Eine erste Auswertung der Messdaten erfolgt bereits vor Ort und dient der Planung des weiteren Vorgehens. Für die weitere Auswertung der großen Datenmengen werden leistungsfähige Rechner und eigens entwickelte Software verwendet. Die visualisierten Daten der einzelnen Messungen werden kombiniert und gemeinsam mit Experten interpretiert.

Das Georadar ist zur Zeit die modernste und potentiell leistungsfähigste geophy-

sikalische Methode in der Untersuchung von Baugründen, Böden und Fels [139]. Als Signalträger werden elektromagnetischen Wellen genutzt. Ein elektromagnetischer Impuls mit der entsprechenden Frequenz (zwischen 100 und 900 MHz) wird mittels einer Sendeantenne in den Untergrund abgestrahlt. Dieser Impuls breitet sich mit einer materialabhängigen Geschwindigkeit im Untergrund aus und wird an den Grenzflächen einzelner Objekte oder von Schichten unterschiedlicher physikalischer Eigenschaften (Dielektrizitätskonstante, Leitfähigkeit) reflektiert. Eine Empfängerantenne an der Oberfläche nimmt das reflektierte Signal auf. Die Veränderungen der Signalform (Amplitude und Frequenz) erlauben Rückschlüsse auf die physikalischen Eigenschaften der durchstrahlten Medien, wie unter anderem ihre Mineralzusammensetzung, Feuchtigkeit, Porosität. Die Laufzeit des Signals ist proportional zu der Entfernung der reflektierenden Grenzfläche (siehe Abbildung 5.1). Im wesentlichen wird die Ausbreitung der elektromagnetischen Wellen durch die Dielektrizitätskonstante des Mediums, die elektrische Leitfähigkeit des Mediums, die Antennenabstrahlcharakteristik und die Frequenz des Impulses beeinflusst. Der Kontrast der Dielektrizitätskonstanten zweier Medien bestimmt den Betrag der reflektierten Energie an den Schicht- und Objektgrenzen. Sie wird durch den „Fresnelschen Amplituden Reflexionskoeffizient“  $r$  ausgedrückt. In den obersten Boden- und Sedimentschichten treten die größten Reflexionskoeffizienten in Verbindung mit Substratwechsel, starken Inhomogenitäten, Grundwasserspiegel etc. auf. In Tabelle 5.1 sind Näherungswerte der relativen Dielektrizitätskonstante  $\epsilon_r$ , der Leitfähigkeit  $\sigma$  und der Ausbreitungsgeschwindigkeit  $V$  für die wichtigsten Materialien wiedergegeben.

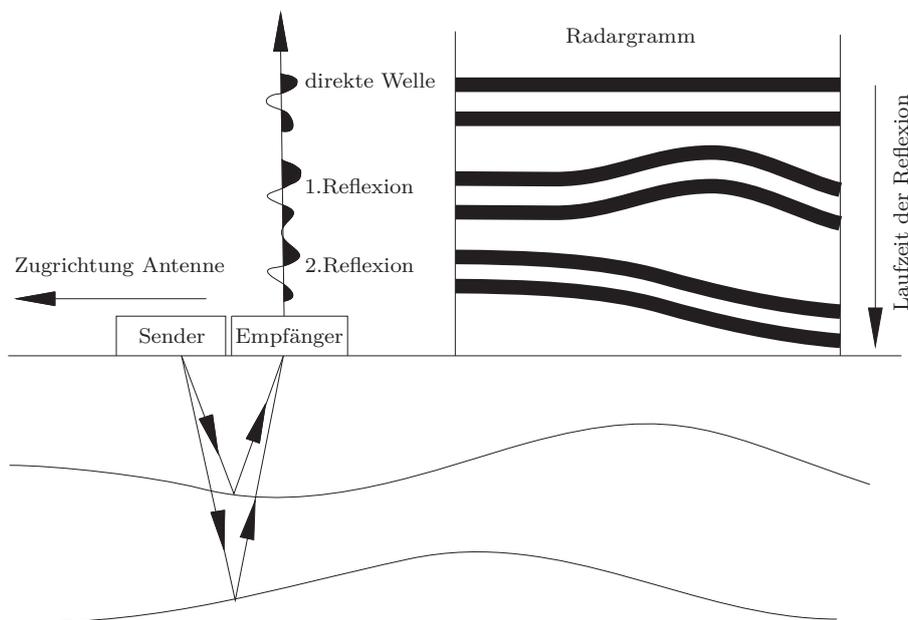


Abbildung 5.1: Darstellung der Entstehung eines Radargrammes [100]

Die in den Boden abgestrahlte elektromagnetische Energie wird, abhängig vom Medium, unterschiedlich gedämpft (materialbedingter Absorptionsverlust). Die Amplitudenabnahme des ausgesendeten Energieimpulses hängt dabei im wesentlichen von

der Leitfähigkeit des Mediums und dem zurückgelegten Weg ab. Die Leitfähigkeit ist die bestimmende Größe für die effektive Eindringtiefe der elektromagnetischen Wellen. Durch den Vergleich der Amplituden (Sender, Empfänger) ist es möglich, die Bereiche nach ihrer Absorptionseigenschaft zu unterscheiden.

Tabelle 5.1: Darstellung von Näherungswerten für die relative Dielektrizität  $\epsilon_r$ , die Leitfähigkeit  $\sigma$  und die Ausbreitungsgeschwindigkeit  $V$  für verschiedene Materialien [139]

Material	$\epsilon_r$	$\sigma$ [mS/m]	$V$ [m/ms]
Luft	1	0	0.30
Süßwasser	81	1-300	0.03
Merreswasser	81	4000	0,03
Sand (trocken)	3-5	0.5-1.5	0.13-0.17
Sand (feucht)	20-30	5-20	0.05-0.17
Ton (trocken)	10-50	20-200	0.08-0.17
Ton (feucht)	2-30	10-100	0.05-0.07
Torf	20-40	100-300	0.04-0.06
Granit	4-6	0.3-2	0.11-0.16
Kalk	4-8	0.1-2	0.1-0.14
Sandstein	4-12	1-10	0.08-0.13

Die Georadardaten sind sehr umfangreich und besitzen eine hohe Informationsdichte. Die Visualisierung der Daten erfolgt meist in Form einer schwarz-weiß oder farbko-dierten Darstellung der Amplituden der empfangenen Signale nach Ort und Zeit für die einzelnen Georadarsektionen und wird als Radargramm bezeichnet (siehe Ab-bildung 5.1, 5.2). Diese einzelnen Radargramme zeigen typische Diffraktions- und Reflexionsmuster und sind ausgesprochen schwer zu interpretieren. Man kann sogar soweit gehen zu sagen, dass der Laie wie auch der unerfahrene Ingenieur aus einem Radargramm keine Interpretation ableiten kann. Aus diesem Grund werden in die Radargramme oft erklärende Linien oder Kommentare eingefügt, die ein Erfassen der erkundeten Strukturen erleichtern sollen. Diese manuelle Auswertetechnik ver-wendet im wesentlichen die einzelnen Georadarsektionen. Dabei wird versucht, durch optisches Vergleichen korrelierbare Diffraktions- und Reflexionsmuster zu finden und sie den Strukturen zuzuweisen. Die Interpretation der Ergebnisse ist sehr subjektiv und immer von der Kompetenz des Geophysikers abhängig. Die so in den Geora-darsektionen gefundenen Anomalien bilden die Grundlage für die handgezeichneten Anomalien-Flächenpläne, die meist die dreidimensional vorhandene Information in kompilierter Form auf die Oberfläche projiziert darstellen. Tiefenangaben zu den Anomalien erfolgen, wenn überhaupt, nur punktuell.

Eine solche reduzierte zweidimensionale Auswertung mit Erstellung eines kompila-tiven Interpretationsplanes nützt nur einen geringen Teil der in den Daten vorhan-denen Informationen. Mit dieser Auswertetechnik können schwache Störungen und die Tiefenausdehnung von Objekten kaum oder selten erkannt werden. Dies führte meist zu enttäuschenden Ergebnissen und damit zu einem schlechten „Feedback“ gegenüber dem Georadar [73].

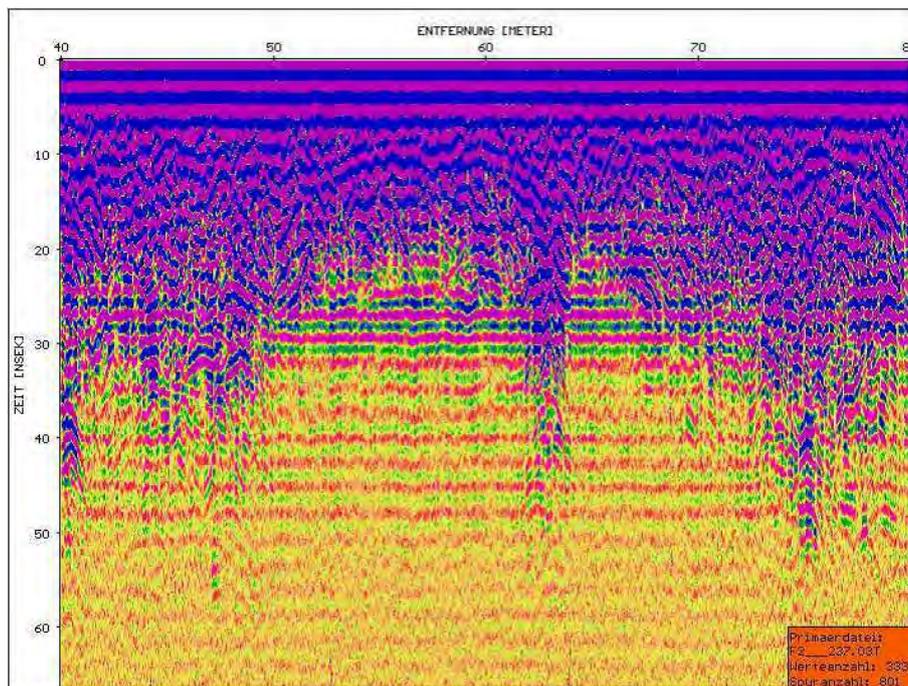


Abbildung 5.2: Darstellung eines Beispielradargramms [139]

Um das große Potential des Georadars zu nutzen ist der Einsatz neuer Auswertemethoden notwendig, um reproduzierbare und objektive Ergebnisse zu liefern [100]. Diese Methoden propagieren die konsequente, rechnergestützte, flächenhafte Visualisierung der Daten in Form von Amplitudenflächenplänen in diskreten Tiefen. Computergestützte Softwarepakete (ARCHEO PROECTIONS® [139]) erweitern diesen Ansatz konsequenterweise auf einen dreidimensionalen Datenblock mit der Möglichkeit beliebiger drei- oder zweidimensionaler Visualisierungen als Grundlage für die weitere Interpretation [115]. Die Verteilung der Amplituden der Reflexionen in einem bestimmten Zeitbereich wird als Zeitscheibe bezeichnet. Es wird dabei der Absolutbetrag der Amplitude für die Berechnung der Zeitscheiben verwendet. Der Absolutbetrag der Amplitude in dem jeweiligen Tiefenbereich, der sich durch die bekannte Ausbreitungsgeschwindigkeit bestimmen lässt, wird durch Aufsummieren der Amplitudenbeträge über ein Zeitintervall berechnet. Die Amplitudenwerte sind ein Maß für die Reflektivität des Untergrundes in einem bestimmten Tiefenintervall. Während hohe Amplitudenwerte relativ zur Umgebung auf erhöhte Reflektivität durch Strukturen und Objekte wie z.B. Mauern hindeuten, repräsentieren niedrige Amplitudenwerte die stark dämpfenden, humosen oder lehmigen Schichten. Alle Amplitudenflächenpläne ergeben zusammen ein dreidimensionales Bild des untersuchten Tiefenbereiches.

Bei der Datenanalyse und Datenvisualisierung werden zweidimensionale Bilder durch Schnitte des Datenblocks mit horizontalen und vertikalen Ebenen berechnet und mittels Softwareprodukten visualisiert. Es können beliebige Zeitbereiche zu einem Bild zusammengefasst werden, um die Interpretation zu erleichtern. Durch Animation dieser zweidimensionalen Visualisierungen in x, y oder z Richtung sind Film-

sequenzen herstellbar, welche sowohl in der Ablaufgeschwindigkeit als auch in der Ablaufrichtung gesteuert werden können und somit völlig neue Eindrücke der Amplitudenverteilungen entstehen lassen. Ein virtuelles Abtragen des Messblockes in horizontalen oder vertikalen Schichten wird möglich. Dadurch wird eine Datenanalyse durchführbar, die zu schrittweisem digitalen Erfassen von komplexen Strukturen führt.

### 5.3.2 Laservibrometer und Laser

Das Laservibrometer wurde bereits in Kapitel 4 kurz beschrieben. Laservibrometer messen die Schwingungen eines Objektes in Richtung des Laserstrahles, wobei der Laser auf die zu messende Oberfläche fokussiert wird. Bei einer Bewegung verschiebt sich die Frequenz des zurückgestreuten Laserlichts, dies beruht auf dem Doppler-Effekt [6]. Der Doppler-Effekt bezeichnet die unterschiedliche Wahrnehmung der Wellenlängenänderung von Licht- oder Schallwellen, wenn sich Quelle und Empfänger entweder aufeinander zubewegen oder sich entfernen. Die Frequenzverschiebung wird im Vibrometer mit einem Interferometer ausgewertet und als Spannungssignal oder digitaler Datenstrom ausgegeben [9]. Das Funktionsprinzip der Kleinlasergeräte, wie sie bei den Labormessungen verwendet wurden basieren auf dem ähnlichen Prinzip der Triangulation. Der Laser ist als kleiner sichtbarer Punkt am Messobjekt zu erkennen und wird von diesem zurückgeworfen. Der Empfänger des Sensors besitzt eine sogenannte Fotodiodenzeile und nimmt die Position des Punktes auf. Vom Sensor wird der Einfallswinkel gemessen und die Distanz berechnet. Dieselbe Distanzänderung erzeugt bei einer kleinen Messdistanz eine erheblich größere Winkeländerung als bei einer großen Messdistanz. Dieses nichtlineare Verhalten wird durch den Mikrocontroller korrigiert, so dass sich das Ausgangssignal linear zur Distanz verhält. Durch Optimierung der Belichtungsdauer und der Sendeintensität, kann der Sensor sich automatisch an unterschiedliche Objektfarben anpassen. Um eine hohe Genauigkeit bei der Lasermessung zu erzielen, ist es wichtig dass der Laserspot gleichmäßig vom Messobjekt reflektiert wird. Für die Labormessungen am Laborbogen wurden Laser der Firma Baumer der Bauart OADM 20I6480 verwendet [41] (siehe Abbildung 5.3). Mit dem Laservibrometer bzw. Laser können Verschiebungen an Brückenstrukturen optimal aufgezeichnet werden und sie liefern eindeutige Ergebnisse in Bezug auf die Verschiebungen der Struktur.

### 5.3.3 Wegaufnehmer

Bei Wegaufnehmern gibt es zwei verschiedenen Prinzipien wie die Längenänderung gemessen werden kann. Man unterscheidet hier zwischen kapazitiven und induktiven Wegaufnehmern.

#### 5.3.3.1 Kapazitive Wegaufnehmer

Dabei erfolgt die Bestimmung der Wegänderung über die Veränderung des Abstandes zwischen zwei Kondensatorplatten. Dabei handelt es sich um zwei Kondensator-

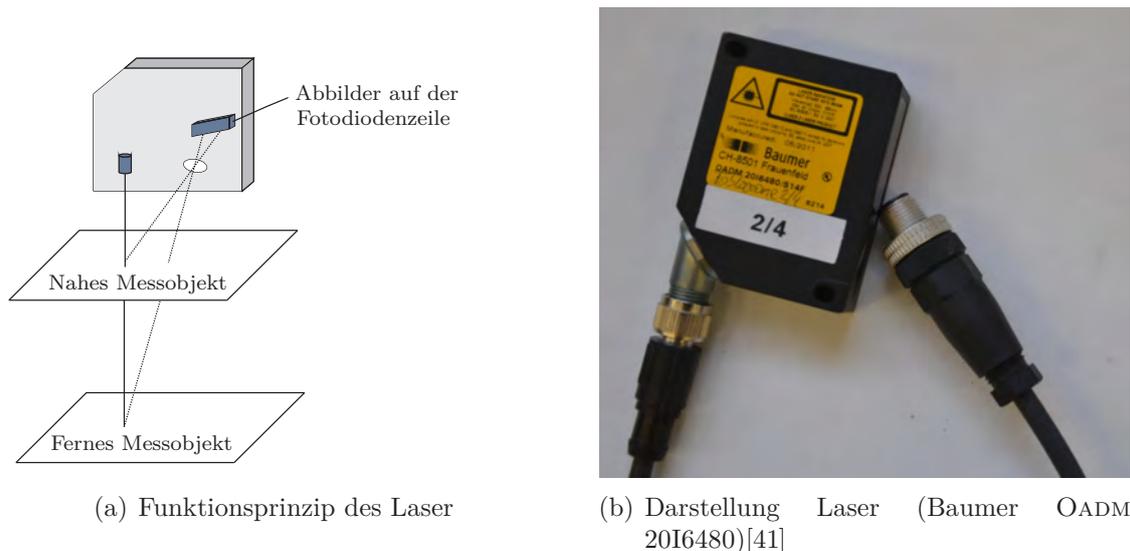


Abbildung 5.3: Darstellung des Laserfunktionsprinzips und des Originallasers

platten wobei eine beweglich ist und über einen Taster mit dem Messobjekt verbunden ist. Die zweite Variante der Ausführung besteht darin, dass der eine Teil des Kondensators in der Messvorrichtung enthalten ist, und der andere Teil durch das zu messende Objekt gebildet wird [154]. Aus der Gleichung 5.1 [154] lässt sich ableiten, dass der Abstand zwischen zwei Platten indirekt proportional zu der Kapazität des Kondensators ist.

$$C = \frac{\varepsilon \cdot A}{l} \quad (5.1)$$

$\varepsilon$  = Dielektrizitätskonstante,  $A$  = wirksame Kondensatorfläche und  $l$  = der Abstand der Kondensatorplatten.

Die Änderung der Kapazität des Kondensators kann entweder über Veränderungen des Widerstandes (mit Hilfe von Messtechniken zur Messung „komplexer Widerstände“ [154] wie z.B. Messbrücken) oder über die Frequenzänderung (z.B. durch die Verwendung eines Oszillators bei Anlegung einer Gleichspannung wird ein periodisches Signal erzeugt) bestimmt werden.

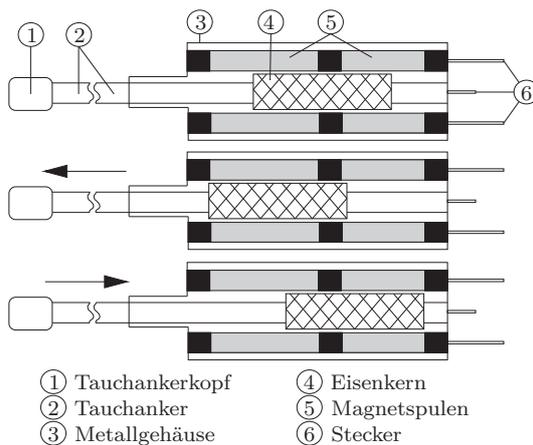
### 5.3.3.2 Induktive Wegaufnehmer

Das Prinzip der Messung beruht darauf, dass ein Eisenteil, das seine Position in der Spule verändert, die Induktivität (Eigenschaft ein elektrisches Feld aufzubauen) und die Impedanz (Wechselstromwiderstand) der stromdurchflossenen Spule verändert. In der Abbildung 5.4 ist das System eines „Tauchankeraufnehmers“ [64] dargestellt. Dieser besteht aus einem Metallgehäuse, in dem eine oder zwei Spulen sitzen. Im Inneren dieser Spulen befindet sich, auf einem nichtmagnetischen Metallstab sitzend, ein „Eisenkern“ [64]. Dieser Metallstab ist direkt mit dem Element verbunden, dessen Wegänderung aufgezeichnet werden soll. Durch Bewegung des Stabes wird auch

die Position des Eisenkernes innerhalb der Spulen verändert, was eine Abnahme bzw. Zunahme der Induktivität bewirkt (je nachdem ob nun ein größerer oder kleinerer Anteil des Eisenkernes sich in der Spule befindet). Der Messbereich ist durch die Größe der Spule und des Eisenkernes begrenzt. Kann nämlich durch eine Veränderung der Lage des Kernes keine Abnahme der Induktivität in der einen oder eine Zunahme in der anderen Spule mehr festgestellt werden, so kann auch keine Messung mehr erfolgen; man spricht hier vom oberen und unteren Totpunkt. In Gleichung 5.2 [154] kann der oben wörtlich dargestellte Sachverhalt mathematisch nachvollzogen werden. Die Induktivität einer Spule ist direkt proportional zu der durchsetzten Fläche. Diese ändert sich mit der Tiefe, die der Eisenkern in die Spule eindringt.

$$L = \frac{N^2 \cdot \mu \cdot A}{s} \quad (5.2)$$

$N$  beschreibt die Windungszahl,  $\mu$  beschreibt die Permeabilität des Materials,  $A$  steht für die von Feldlinien durchsetzte Fläche und  $s$  beschreibt die Weglänge der magnetischen Feldlinien.



(a) Systemskizze eines Tauchankerwegaufnehmers



(b) Darstellung Wegaufnehmer am Messobjekt

Abbildung 5.4: Darstellung des Funktionsprinzip eines Wegaufnehmers

Auch die Wegaufnehmer eignen sich, wie das Laservibrometer bzw. der Laser, für die Verschiebungsmessungen von Tragwerken. Sie liefern eindeutige Ergebnisse in Bezug auf die Verschiebungen der Struktur.

### 5.3.4 Optisches Messsystem

Um robuste, kostengünstige und einfache Messverfahren für die Verformungsüberwachung von Strukturen zu entwickeln, werden immer mehr Methoden der digitalen Bildverarbeitung verwendet. Im Zuge des Projektes „Nachhaltige Nutzung von Bogenbrücken“ (NANUB) wurde mit den Projektpartnern *Aplica* und *Schimetta* ein

optisches Messsystem angewendet und die Funktionalität geprüft. Mit hochauflösenden Videokamerasystemen können derzeit Auflösungen bis zu 5 Megapixel und mehr erzielt werden. Dabei wird ein ausgewählter Punkt des Tragwerkes mit elektronischen Kameras periodisch erfasst und die Abbildungen im digitalen Bild vermessen. Als Messpunkt können Punkte der Struktur, aber auch künstliche Ziele eingesetzt werden. Durch entsprechende Auswertelgorithmen werden die einzelnen Bilder überlagert und bei Brückenbauwerken z.B. die Abweichungen zur Nulllage optisch (max. Auslenkung) festgestellt. Durch die Pixelverschiebung kann auf die Verformung des Bauwerkes geschlossen werden. Vorallem in der Produktionsüberwachung werden solche Kamerasystem häufig eingesetzt. Zusätzlich liefert das Kamerasystem wertvolle Zusatzinformationen zu den mit anderen Messsystemen ermittelten Werten (z.B. Zugtyp, Anzahl der Achsen etc.). Ziel ist es künftig neben dem reinen Messwert auch eine Bildinformation erhalten zu können.

Das optische Messsystem, wurde bei den Objekten Weidenbachbrücke und Bernhardsthaler Viadukt, sowie bei den Laborbogenversuchen angewendet. Für die Messungen wurde eine Industriekamera der Firma BASLER, Marke acA1300-30gm verwendet. Diese Kamera besitzt eine Auflösung horizontal/vertikal von 1296 Pixel  $\times$  966 Pixel. Die Pixelgröße horizontal/vertikal beträgt  $3.75 \mu\text{m} \times 3.75 \mu\text{m}$ . Es können mit der Kamera bis zu 30 Einzelbilder pro Sekunde (30 fps<sup>2</sup>) erstellt werden. Die Abmessungen der Kamera (L  $\times$  B  $\times$  H in [mm]) sind 54  $\times$  29  $\times$  29 (siehe Abbildung 5.5). Aufgrund der kompakten Ausführung des Systems ist es sehr praktikabel in der Handhabung und beim Transport in unwegigem Gelände.



Abbildung 5.5: Darstellung der verwendeten Kamera für die optischen Verformungsmessungen

---

<sup>2</sup>frames per second

## 5.3.5 Dehnungsmessstreifen

### 5.3.5.1 Allgemeines

Dehnungsmessstreifen (DMS) dienen der Bestimmung der Verzerrung eines Messobjektes. Die korrekte Messung setzt voraus, dass sich die Dehnung des betrachteten Objektes vollständig und ohne Verluste auf den DMS übertragen lässt. Hierzu ist eine korrekte und fehlerfreie Verbindung zwischen DMS und Messobjekt erforderlich [83]. Diese notwendige Verbindung lässt sich in den meisten Fällen durch Verklebung des DMS mit dem Messobjekt erreichen. In Abbildung 5.6 ist der schematische Aufbau eines DMS, der sich auf einem nichtleitenden Trägermaterial befindet, dargestellt. Heutzutage werden DMS meistens im Foto-Ätzverfahren aus einer beschichteten Folie herausgeätzt. Die Messlänge wird durch die schleifenförmige Anordnung des Messgitters wesentlich verlängert.

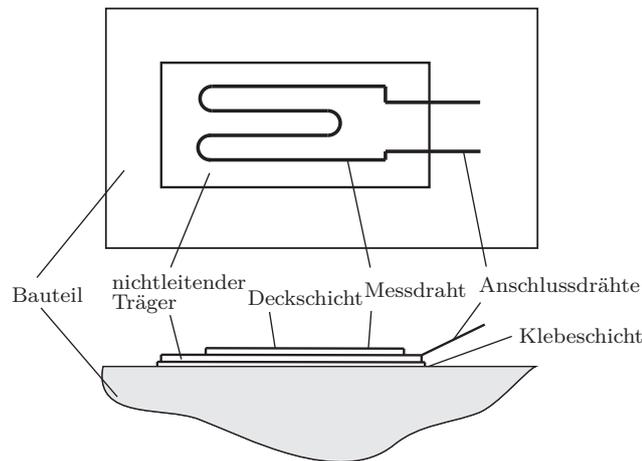


Abbildung 5.6: Prinzipieller Aufbau eines DMS

Die grundsätzliche Wirkungsweise eines DMS beruht auf der Änderung des Widerstandes  $R$  des Messdrahtes infolge einer mechanischen Dehnung. Für einen elektrischen Leiter mit dem Durchmesser  $d$  folgt für den Widerstand  $R$ :

$$R = \varrho \cdot \frac{l}{\frac{\pi d^2}{4}} \quad (5.3)$$

wobei mit  $\varrho$  der spezifische Widerstand des Leitermaterials bezeichnet wird und  $l$  die Länge des Leiters ist. Aus Gleichung 5.3 ist somit ersichtlich, dass der Widerstand  $R$  eines elektrischen Leiters mit konstantem Querschnitt sich direkt proportional zur Länge und indirekt proportional zum Querschnitt des Leiters.

Wird nun ein solcher Draht mechanisch beansprucht, so ergibt sich eine Verzerrung  $\varepsilon \ll 1$ , für die gilt:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad (5.4)$$

Für die relative Änderung des Durchmessers folgt:

$$\frac{\Delta D}{D} = -\nu \varepsilon \quad (5.5)$$

und für die relative Änderung des spezifischen Widerstandes:

$$\frac{\Delta \varrho}{\varrho} = p \cdot \varepsilon \quad (5.6)$$

wobei  $\nu$  die Querdehnzahl und  $p$  die elektrische Leitfähigkeit des Messdrahtes ist (beides materialspezifische Parameter). Mittels differentieller Integration folgt nach [60]:

$$\frac{dR}{R} = \frac{dl}{l} - 2\frac{dD}{D} + \frac{d\varrho}{\varrho} \quad (5.7)$$

wofür nach [60] gilt:

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta l}{l} - 2\frac{\Delta D}{D} + \frac{\Delta \varrho}{\varrho} \quad (5.8)$$

Werden diese Gleichungen ineinander übergeführt, so folgt:

$$\frac{\Delta R}{R} = (1 + 2\nu + p) \varepsilon = k\varepsilon \quad (5.9)$$

Das bedeutet, dass die relative Widerstandsänderung des Drahtes der Dehnung direkt proportional ist. In Rahmen dieser Arbeit werden nur metallische DMS verwendet, bei welchen dieser Zusammenhang über einen möglichst großen Dehnungsbereich möglichst konstant bleibt. Es gilt daher:  $k = const.$  Am häufigsten werden DMS mit Konstantan<sup>3</sup> als Leiterwerkstoff verwendet. Durch die materialspezifischen Parameter  $\nu = 0,3$  und  $p = 0,4$  folgt die Konstante  $k \approx 2$ .

Die Dehnungseinleitung in einen einzelnen DMS ist in Abbildung 5.7 abgebildet. Es zeigt sich hierbei, dass die Messgitterlänge nur bedingt variabel ist. Grund ist, dass an den Übergangsbereichen zweier unterschiedlicher Materialien (Messobjekt - Klebstoff - Trägermaterial - Messgitter) Unstetigkeiten auftreten, welche eine gewisse Länge benötigen, bis die Einflüsse daraus keinerlei Einfluss mehr auf die Messung ausüben.

### 5.3.5.2 Messprinzip

Nach [83] sind die zu messenden Dehnungen bei der Anwendung von DMS im Regelfall sehr klein. Es ist daher stets notwendig, den DMS in eine Messkette einzubeziehen und gegebenenfalls (sofern möglich) das Messsignal zu verstärken. Zur Anwendung kommt in der Regel die sogenannte *Wheatstone'sche Brückenschaltung*, siehe Abbildung 5.8.

Hier gilt für die einzelnen Elemente  $R_1$  bis  $R_4$  aufgrund des Ohm'schen Gesetzes und der Kirchhoff'schen Gesetze:

$$\frac{U_M}{U_S} = \frac{R_1}{R_1 + R_2} - \frac{R_4}{R_3 + R_4} \quad (5.10)$$

<sup>3</sup>eine Kupfer-Nickel-Legierung

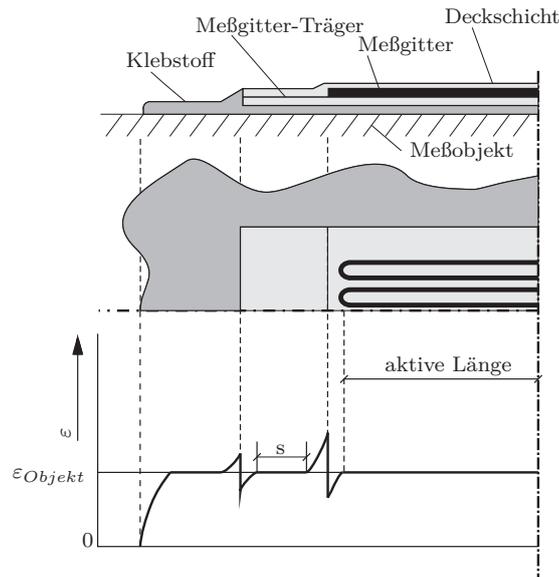


Abbildung 5.7: Dehnungseinleitung an einem DMS-Messgitter

wobei  $U_M$  die Messspannung (d.h. das Messsignal) in V und  $U_S$  die Speisespannung in V bedeutet.

Gemeinsam mit Gleichung 5.9 folgt:

$$\frac{U_M}{U_S} \approx \frac{k}{4} \cdot (\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4) \quad (5.11)$$

Dadurch, dass die einzelnen Komponenten vorzeichenrichtig in die Ermittlung des gesamten Messsignals eingehen, ergeben sich durch die gezielte Anordnung bzw. Schaltung der DMS verschiedene Möglichkeiten, wie:

- Addition bzw. Subtraktion mehrerer DMS-Signale (Verstärkung des Messsignals)
- Kompensation von Störeffekten (v.a. Temperaturdehnung, aber auch Normalkraftkompensation)
- die Möglichkeit, einzelne Verzerrungen gezielt zu erfassen

Die Wheatstone'sche Brücke ist stets als Vollbrücke zu schalten, es sind entweder einer, zwei oder vier DMS aktiv. Die Ergänzung zu einer Vollbrücke bei lediglich einem oder zwei aktiven DMS erfolgt durch Konstantwiderstände, welche den gleichen Nennwiderstand, wie die aktiven DMS aufweisen, je nachdem spricht man von einer *Viertelbrücke* bzw. *Halbbrücke*. Durch gezielte Applikation von DMS und Verwendung von Konstantwiderständen (siehe v.a. [60]) sind somit die folgenden Anwendungsfälle möglich:

- Verzerrungsmessung nur zufolge der mechanischen Dehnung (Temperaturkompensation): Halbbrücken-Schaltung

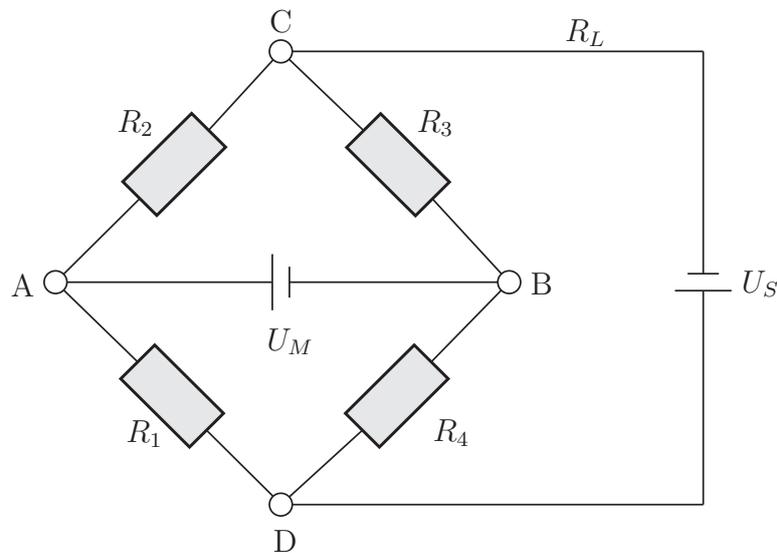


Abbildung 5.8: Schaltbild der Wheatstone'schen Brückenschaltung

- Verzerrungsmessung nur zufolge Biegebeanspruchung (Kompensation von Temperatur und Normalkraft): Halbbrücken-Schaltung
- Verzerrungsmessung nur zufolge Normalkraftbeanspruchung (Kompensation von Biege- und Torsionsbeanspruchung): Vollbrücken-Schaltung
- Verzerrungsmessung nur zufolge Torsionsbeanspruchung (Kompensation von Biege-, Normalkraft-, und Temperaturbeanspruchung): Vollbrücken-Schaltung

### 5.3.5.3 Anwendungsmöglichkeiten, Vor- und Nachteile von DMS

Die Anwendungsmöglichkeiten von DMS sind nach [60] und [83] sehr vielfältig. Unter Beachtung der Materialzusammensetzung und einer entsprechenden Berücksichtigung hinsichtlich der Messgitterlänge lassen sich die meisten Werkstoffe gut beproben (darunter der homogene Werkstoff Stahl, bei Beton ist ein Vielfaches der Größe des Zuschlagskorns als Messgitterlänge erforderlich, Holz, Verbundwerkstoffe, Kohlenstofffasern, ...).

Als Vorteile sind nach [60] zu nennen:

- sehr reaktionsschnelles Messverfahren, daher sowohl für statische als auch für dynamische Beanspruchungssituationen gut geeignet
- auf den meisten Werkstoffen einsetzbar
- Linearität zwischen Messsignal und Verzerrungen bis zu  $\approx 50\,000\ \mu\text{m}/\text{m}$
- Einsetzbarkeit in einem relativ großen Temperaturbereich ( $-70^\circ\text{C}$  -  $+220^\circ\text{C}$ )
- Messungen auch über große Entfernungen möglich (bei entsprechender Schirmung der Leiterkabel)

- vielfältige Ausführungsformen und Messgitterlängen (Messketten, kreuzweise DMS, DMS-Rosetten, Messung von Schubverzerrungen)
- bei entsprechender Abschirmung bzw. Kapselung witterungs-, erschütterungs- bzw. feuchteunempfindlich

Nachteilig an Messverfahren mittels DMS sind:

- mechanische Empfindlichkeit (Zerstörung des Messgitters durch äußere Einwirkungen)
- sorgfältige Handhabung erforderlich
- nur einmal applizierbar

# Kapitel 6

## Erhebung und Auswahl von Bestandsobjekten

Im Kapitel 6 werden jene Bestandsobjekte vorgestellt, welche für die Untersuchungen im Zuge der beiden Projekte NANUB (Nachhaltige Nutzung von Bogenbrücken) und ILATAS (Inspection and Lifetime Assessment Tool for Arch Structures) herangezogen wurden. Durch eine Kooperation mit den Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB) konnten entsprechende Versuchsobjekte gefunden werden. Die ÖBB stellte mehrere Objekte für eine Erstbegehung zur Verfügung. Weiters werden die durchgeführten Messkampagnen an den einzelnen Objekten beschrieben. Die von der ÖBB zur Verfügung gestellten Bestandsobjekte waren folgende:

- Floridsdorfer Hochbahn
- Weidenbachbrücke (Strecke Wien Nord – Bernhardsthal km 32.874)
- Bernhardsthaler Viadukt (Strecke Wien Nord – Bernhardsthal km 75.702)
- Rohrbachbrücke bei Mattersburg

### 6.1 Floridsdorfer Hochbahn

Die im Jahre 1916 eröffnete Floridsdorfer Hochbahn (siehe Abbildung 6.1) diente als eingleisige Umleitungsstrecke für den Güterverkehr zwischen dem Bahnhof Jedlersdorf (Nordwestbahn) und dem Bahnhof Leopoldau (Nordbahn). Hauptgrund für diese Umleitungsstrecke war die Entlastung der Wiener Bahnhöfe, unter Umgehung der stark belasteten Strecken des Wiener Zentralraumes. Beim Tragwerk handelt es sich um Viadukte aus Stampfbeton mit fünf Stahlfachwerkbrücken.

Im zweiten Weltkrieg wurde die Floridsdorfer Hochbahn durch Bombenangriffe der alliierten Luftstreitkräfte zerstört und eine weitere Nutzung unmöglich gemacht. Aufgrund von Schienennetzverbesserungen, kam es im Jahr 1974 zu einer Reaktivierung der Floridsdorfer Hochbahn und so wurde die Strecke zwischen Jedlersdorf und Leopoldau, mit seinen fünf Stahlbrücken und einer Gesamtlänge von 2128 m

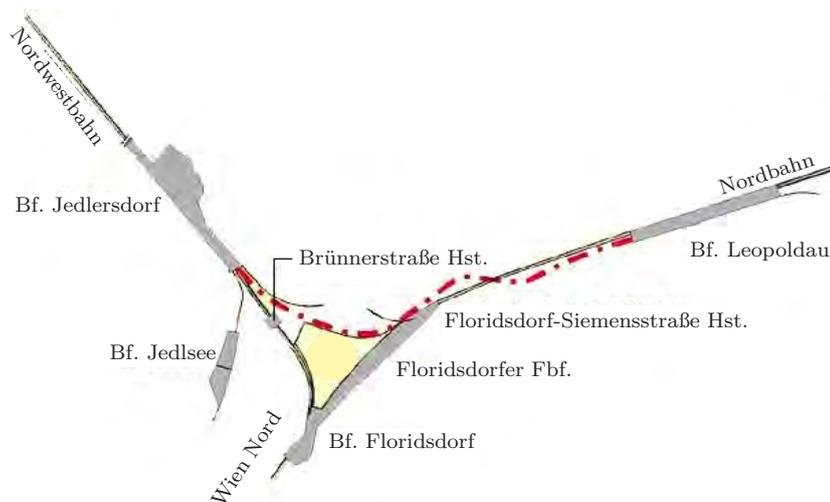


Abbildung 6.1: Streckenübersicht der Floridsdorfer Hochbahn [92].

wieder ins Schienennetz aufgenommen (siehe Abbildung 6.2). Damit die bestehenden Viadukte weiter verwendet werden konnten, wurde eine Betriebsgeschwindigkeit von maximal 70 km/h festgeschrieben (Streckenklasse D4).

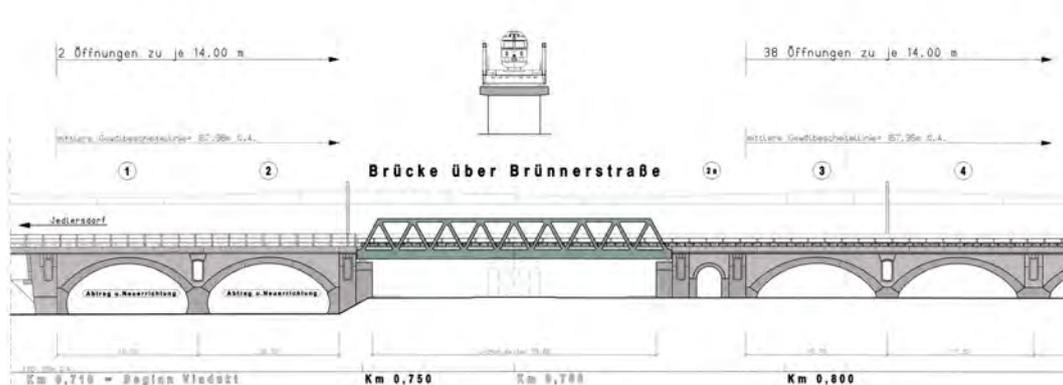


Abbildung 6.2: Auszug aus dem Längsschnitt der Floridsdorfer Hochbahn im Bereich Brünnerstraße

### 6.1.1 Erkennbare Schädigungsprozesse

Die in der Nähe befindlichen großen Industriebetriebe wie Siemens, Shell-Raffinerie etc. waren, wie vorab schon erwähnt, im zweiten Weltkrieg Angriffsziel der alliierten Luftstreitkräfte. Dadurch wurden auch sechs der insgesamt 113 Betonviadukte zerstört. Die zerstörten Viadukte wurden alle wiedererrichtet und die restlichen Betonviadukte wurden so belassen wie sie ursprünglich errichtet wurden. Im Laufe der Jahre kam es jedoch zu erkennbaren Schädigungen. So waren die Bogenuntersichten

stark verschmutzt und reich an Aussinterungen. Die Scheitelpunktentwässerung war nicht mehr funktionsfähig, was zu wasserführenden Bereichen in den Bögen führte. Bei den Fundamentkörpern wurden Frostschäden und Oberflächennetzrisse festgestellt. Weiters wurden Bohrkernuntersuchungen durchgeführt, wo Druckfestigkeiten von 8.60 MPa bis 85.90 MPa festgestellt wurden. Diese teilweise geringen Druckfestigkeiten zeigten, dass Instandsetzungsmaßnahmen unumgänglich sind. Vom Projektant wurde in den maßgebenden Bereichen, eine Mindestbetonfestigkeit von B300 nach ÖNORM B4200 gefordert [92].

### 6.1.2 Durchgeführte Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen

In den 90er Jahren begannen umfassende Planungs- und Vorarbeiten für die Reaktivierung der Güterzugschleife<sup>1</sup>. Aufgrund von zu geringen Tragfähigkeiten und fortgeschrittener Korrosion sind entsprechende Sanierungsmaßnahmen geplant worden. Die Gesamtstrecke der zu restaurierenden Schleife (Hochbahn und Dämme) beträgt ca. 4400 m, die Länge der Viaduktstrecke 2128 m. Die Viaduktstrecke besteht aus 113 Betonviaduktbögen [92]. Von diesen 113 Betonviadukten mussten neun komplett erneuert werden. Die restlichen Viaduktbögen wurden mit einem Injektionssanierungsprogramm aus Feinstzementsuspension instandgesetzt. Dabei wurden die Bögen zunächst eingerüstet, dann mittels Hochdruckwasserstrahl (2000 bar) die Oberflächenvorbereitung und Aufweitung der Blockfugen durchgeführt. Nach diesen Vorarbeiten kam es zu einer vollflächigen Verdämmmaßnahme der Fugen und der Bogenuntersicht im Trockenspritzverfahren (siehe Abbildung 6.3). Danach wurden die Blockfugen und die Feldbereiche mit entsprechenden Feinstzementsuspensionen versehen. Anschließend wurden Qualitätssicherungsmaßnahmen (Bohrkernentnahme, Endoskopie) durchgeführt.



(a) Arbeiten mit dem Hochdruckwasserstrahl an der Floridsdorfer Hochbahn (b) Spritzbetonarbeiten an der Floridsdorfer Hochbahn

Abbildung 6.3: Darstellung von Sanierungsmaßnahmen an der Floridsdorfer Hochbahn [92]

<sup>1</sup>wegen der beim Bau eingesetzten italienischen Kriegsgefangenen auch „Italienschleife“ genannt

## 6.2 Strecke Wien Nord – Bernhardsthal

Die Baltisch-Adriatische Achse (BAA) von Danzig (Polen) nach Bologna (Italien) ist eine der wichtigsten Nord-Süd-Verbindungen in Europa und verbindet drei neue EU-Mitgliedstaaten (Polen, Tschechien und Slowakei) mit den wirtschaftlichen Zentren und Ballungsräumen in Österreich und Italien. Darüber hinaus bietet diese Strecke eine Verbindung zu anderen wichtigen Achsen des transeuropäischen Verkehrsnetzes (TEN-V) und ermöglicht die Verlagerung des Gütertransport von der Straße auf die Eisenbahnlinien, welches ein wichtiges Ziel bei der Erreichung der internationalen Klimaziele ist. Die österreichische Nordbahnlinie ist eine zweigleisige Eisenbahnlinie und Teil der BAA, die vollständig im Jahr 1978 elektrifiziert wurde. Die Nordbahnlinie ist eine direkte Verbindung von Österreich nach Tschechien und wurde im frühen 19. Jahrhundert unter Kaiser Ferdinand von Wien nach Krakau gebaut. Wie beschrieben ist die Nordbahnlinie Teil einer der wichtigsten europäischen Eisenbahnstrecken mit internationalen Zügen nach Prag, Krakau, Warschau, Berlin und Hamburg. Der österreichische Teil der Nordbahnlinie enthält mehrere Bogenbrückenstrukturen und zählt zur Streckenklasse D4 (Höchstgeschwindigkeit 80 km/h). Dazu gehören die Weidenbachbrücke und das Bernhardsthal Viadukt, welche nachfolgend kurz beschrieben werden.

### 6.2.1 Weidenbachbrücke

Die Weidenbachbrücke (siehe Abbildung 6.4) auf der Nordbahnstrecke der ÖBB gehört zu den ältesten in Betrieb befindlichen Ziegelgewölbestrukturen der österreichischen Eisenbahn. Das Gewölbe mit einer lichten Weite von ca. 5.70 m wurde im Jahr 1839 als eingleisige Brückenanlage errichtet. Aufgrund der steigenden Zugsfrequenzen, wurde 1851 ein zweiter Gleiskörper dazu gebaut. Heute ist die Nordbahn eine elektrifizierte Hauptstrecke mit normalen Reisezug- und Güterzugverkehr. Zum normalen Reisezugverkehr kommen täglich noch ca. 54 Güterzüge mit einem Gesamtgewicht von ca. 3000 Tonnen hinzu. Der Gewölbebogen selbst hat eine Stärke von 0.62 m. Diese Höhe entspricht in etwa zwei stehenden Normalformatziegelreihen. Die Weidenbachbrücke wurde als Korbbogen, bestehend aus 3 Kreissegmenten, ausgeführt. Das Mittelsegment besitzt einen Halbmesser von 2 Klafter und die beiden Randsegmente einen Radius von 1 Klafter (1 Wiener Klafter = 1.8965 m). Die Höhe der Hinterfüllung über dem Bogenscheitel beträgt 0.72 m [91].

### Erkennbare Schädigungsprozesse

Der Artikel von Kothmayer et al. [91] beschreibt die Weidenbachbrücke als einwandfreie Brücke, bis vor 15 Jahren vermehrt Veränderungen auftraten. Es wurden typische Schäden aufgrund des Alters der Struktur, Abplatzungen, Abwitterungen, charakteristische Risse, sowie die Abtrennung der Stirnwandringe festgestellt. Mit Hilfe von Senklot und Maßstab wurden erste Untersuchungen der Durchbiegungen durchgeführt. Weiters wurden von Expertenteams der ÖBB Erkundungsschlitzte



Abbildung 6.4: Ansicht der Weidenbachbrücke (Strecke Wien Nord - Bernhardsthal km 32.784)

zwischen den Schwellen angeordnet, um den im Gewölbe akustisch wahrgenommenen Schlägen auf den Grund zu gehen. Diese Schläge, welche von den Radsätzen verursacht wurden, lassen auf eine große dynamische Lasteinwirkung rückschließen. Laut Kothmayer et al. [91]. wurde unter den Schwellen kein herkömmliches Schotterbett gefunden, sondern ein feinkörniges Material, welches sich im Laufe der Zeit verdichtet hat. Dieses verdichtete Material ließ keine natürliche Schwellensenkung zu und dadurch kam es zu einer direkten Koppelung einiger Schwellen mit dem Gewölbe.

## Durchgeführte Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen

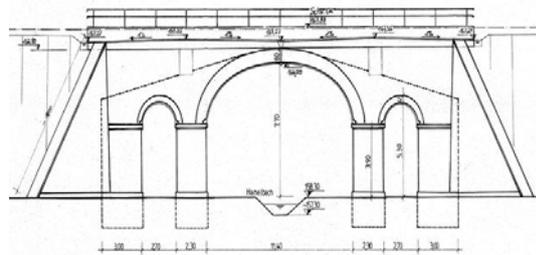
Die erste Sofortmaßnahme war eine Geschwindigkeitsreduktion des Zugverkehrs. Auf dieser Strecke war eine Höchstgeschwindigkeit von 120 km/h erlaubt. Diese wurde aufgrund der gewonnenen Erkenntnisse auf 30 km/h reduziert. Das Weidenbachobjekt ist 160 Jahre alt und somit am Ende seiner geplanten Lebensdauer. Die weiteren Maßnahmen sollten eine komplette Entlastung des Bauwerkes (Versetzen von Hilfsbrücken) sein oder der Einbau eines Masse-Feder-Systems. Die Kostenschätzung der Experten kam zum Schluss, dass das Masse-Feder-System eingebaut wird. Sämtliche Dimensionierungen und bautechnischen Maßnahmen zu diesem Masse-Feder-System können in [91] nachgelesen werden.

### 6.2.2 Bernhardsthaler Viadukt

Wie die Weidenbachbrücke gehört auch das Bernhardsthaler Viadukt zur Nordbahnlinie. Das Viadukt wurde zwischen 1838 und 1839 am Bernhardsthaler Teich erbaut. Dieses Bogenbrückenobjekt besteht aus einem Hauptbogen mit einem Stichmass von 7.70 m und einer lichten Weite von 11.40 m und zwei kleineren Nebenbögen welche ein Stichmass von 5.30 m haben und eine lichte Weite von 2.70 m besitzen (siehe Abbildung 6.5). Beim Bernhardsthaler Viadukt konnten bei der Erstbegehung mit der ÖBB typische Schadensbilder aufgrund des Alters festgestellt werden. So wurden Abplatzungen, Abwitterungen und charakteristische Risse festgestellt. Ob bei diesem Viadukt Sanierungs- bzw. Verstärkungsmaßnahmen durchgeführt wurden, konnte nicht eruiert werden.



(a) Ansicht des Bernhardsthaler Viadukts



(b) Historischer Plan des Bernhardsthaler Viadukts

Abbildung 6.5: Darstellung des Bernhardsthaler Viadukts (Strecke Wien Nord-Bernhardsthal km 75,702)

### 6.3 Rohrbachbrücke bei Mattersburg

Die Rohrbachbrücke befindet sich in der Gemeinde „Rohrbach bei Mattersburg“ im Bezirk Mattersburg im Burgenland. Sie ist ein Teil des Streckennetzes der Mattersburger Bahn (Streckenklasse D4) und liegt als diese auch direkt auf dem kartographisch gezeichneten Verlauf der Bahn (siehe Abbildung 6.6). Die Brücke liegt ca. 250 m in südöstlicher Richtung vom Bahnhof „Marz-Rohrbach“ (siehe Abbildung 6.6). Die Brücke wurde im 19. Jahrhundert zwischen 1845 und 1847 erbaut und stand zum damaligen Zeitpunkt auf deutsch-westungarischem Gebiet, welches dem Verwaltungsbezirk Ödenburg zugeordnet war [162]. Der Bau und die Wichtigkeit der Brücke in Rohrbach gingen in der Geschichtsschreibung unter, da das Viadukt in Mattersburg so große mediale Aufmerksamkeit auf sich zog, dass sämtliche andere Bauwerke an der Strecke dadurch vernachlässigt wurden. Die Ziegel für den Bau der Gewölbe wurden in drei Ziegelöfen entlang der Strecke hergestellt, wovon sich einer im „Großen Aglistergraben“ [151] (unterhalb von Rohrbach) befand.



(a) Verlauf der Mattersburg-Bahn



(b) Übersichtslageplan der Rohrbachbrücke bei Mattersburg

Abbildung 6.6: Darstellung der Streckenführung und die Luftbildaufnahme der Rohrbachbrücke bei Mattersburg

Genutzt wird die Rohrbachbrücke als Überführung des „Dorfbaches“ und der „Bahnstraße“ der Mattersburger Bahn, welche Wien vom Südbahnhof über Wiener Neustadt mit Sopron (in Ungarn) verbindet. In der Regel verkehrt einmal pro Stunde ein Personenzug der ÖBB der Type „VT5047“ oder „VT5147“ bzw. in den frühen Morgenstunden fährt auch Güterverkehr auf dieser Strecke. Ursprünglich wurde die Brücke für zwei Fahrtrichtungen erbaut, daher ergibt sich auch die Breite von 8.85 m. Es wurde dann jedoch nur ein Schienenpaar verlegt, auf dem die Züge in beide Richtungen verkehren. Dieser Zustand besteht bis heute. Die Schienen liegen jedoch nicht zentrisch, sondern in Richtung Südwesten versetzt, sodass es zu einer exzentrischen Lasteinleitung in die Tragstruktur kommt (siehe Abbildung 6.7(a)).



(a) Ansicht der exzentrischen Lage der Eisenbahnschienen



(b) Abbildung der Rohrbachbrücke bei Mattersburg

Abbildung 6.7: Darstellung der Schienenlage und die reale Ansichtsdarstellung der Rohrbachbrücke bei Mattersburg

Die Brücke besteht aus fünf Bögen, die aus gemauerten Ziegeln bestehen (siehe Abbildung 6.8(b)). Die Bögen sind ca. 60 cm stark und in einer Korbbogenform ge-

baut (siehe Abbildung 6.7). Die Gewölbeformen lassen sich im Allgemeinen auf zwei Grundformen reduzieren, auf eine zylindrische und eine sphärische Wölbfläche [169]. Bei der Bogenbrücke in Rohrbach handelt es sich um ein zylindrisches Gewölbe. Die Stirnwände, die Kämpfer und Widerlager sind aus Naturstein (Sandstein, siehe Abbildung 6.7). Das Hinterfüllmaterial besteht aus dem Bahnschotter der Bahntrasse. Ob noch andere Materialien zur Hinterfüllung verwendet wurden, ist nicht bekannt. Die Bögen haben eine Spannweite von durchschnittlich knapp 6 m und ein Stichmaß von durchschnittlich 2 m. Die absolute Höhe des Schlusssteins über dem Boden variiert von Bogen zu Bogen, da sowohl die Straße als auch der Bach tiefer liegen als die 3 übrigen Grundniveaus unter den Bögen.



Abbildung 6.8: Historischer Ansichtsplan der Rohrbachbrücke bei Mattersburg

## Erkennbare Schädigungsprozesse

Wie schon zuvor beim Bernhardsthaler Viadukt beschrieben, konnten auch bei der Rohrbachbrücke im Zuge der Erstbegehung mit der ÖBB typische Schadensbilder (Abplatzungen, Abwitterungen und charakteristische Risse) aufgrund des Alters festgestellt werden. An den Rohrbachbögen wurden im Jahr 2010 Bohrkernuntersuchungen an drei Stellen durchgeführt. Es wurden hier mittlere Druckfestigkeiten der Ziegel zwischen 12.5 MPa und 39.7 MPa festgestellt.

## Durchgeführte Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen

Im Zuge der Erstbegehung konnten kleinere Sanierungsmaßnahmen festgestellt werden. Es wurden an mehreren Punkten in den Bögen, schadhafte Ziegel entfernt und durch neue Normalformatziegel ersetzt. Ansonsten konnten keine Sanierungsmaßnahmen festgestellt werden.

## 6.4 Monitoringsystem Floridsdorfer Hochbahn

Im März 2011 wurden an der Floridsdorfer Hochbahn (Schleife Jedlersdorf – Leopoldau) im Bogen Nummer 23 Verformungsmessungen durch die Firma Schimetta durchgeführt (siehe Abbildung 6.9 [170]). Der Bogen Nummer 23 der Floridsdorfer Hochbahn wurde aufgrund der guten Zugänglichkeit für die Messungen gewählt. Als Messgeräte kamen ein Wegaufnehmer mit Teleskopstativ, sowie ein Recorder mit Laptop zum Einsatz. Der Wegaufnehmer wurde in Bogenmitte aufgestellt und bei einem mittleren Messbereich von 35 mm fixiert. Während der Messzeit kam es zu einfachen Lokomotiv- und Güterzugüberfahrten.



(a) Ansicht Bogen 23 Floridsdorfer Hochbahn



(b) Wegaufnehmer Bogen 23 Floridsdorfer Hochbahn

Abbildung 6.9: Ansicht und Darstellung des Messsystems im Bogen 23 der Floridsdorfer Hochbahn

Es wurde eine Lokomotiv- und drei Güterzugüberfahrten von der Firma Schimetta monitoiert. In den Abbildungen 6.10 sind vier Wegaufnehmermessschriebe, welche die absolute vertikale Durchbiegung in global Z von einer Lokomotiv- und drei Güterzugüberfahrten darstellen. Dabei kam es im Bogen 23 zu Durchbiegungen zwischen 0.26 mm und 0.43 mm. In den Wegaufnehmermessschrieben ist auch sehr gut die unterschiedliche Achsenanzahl der Güterzüge zu erkennen.

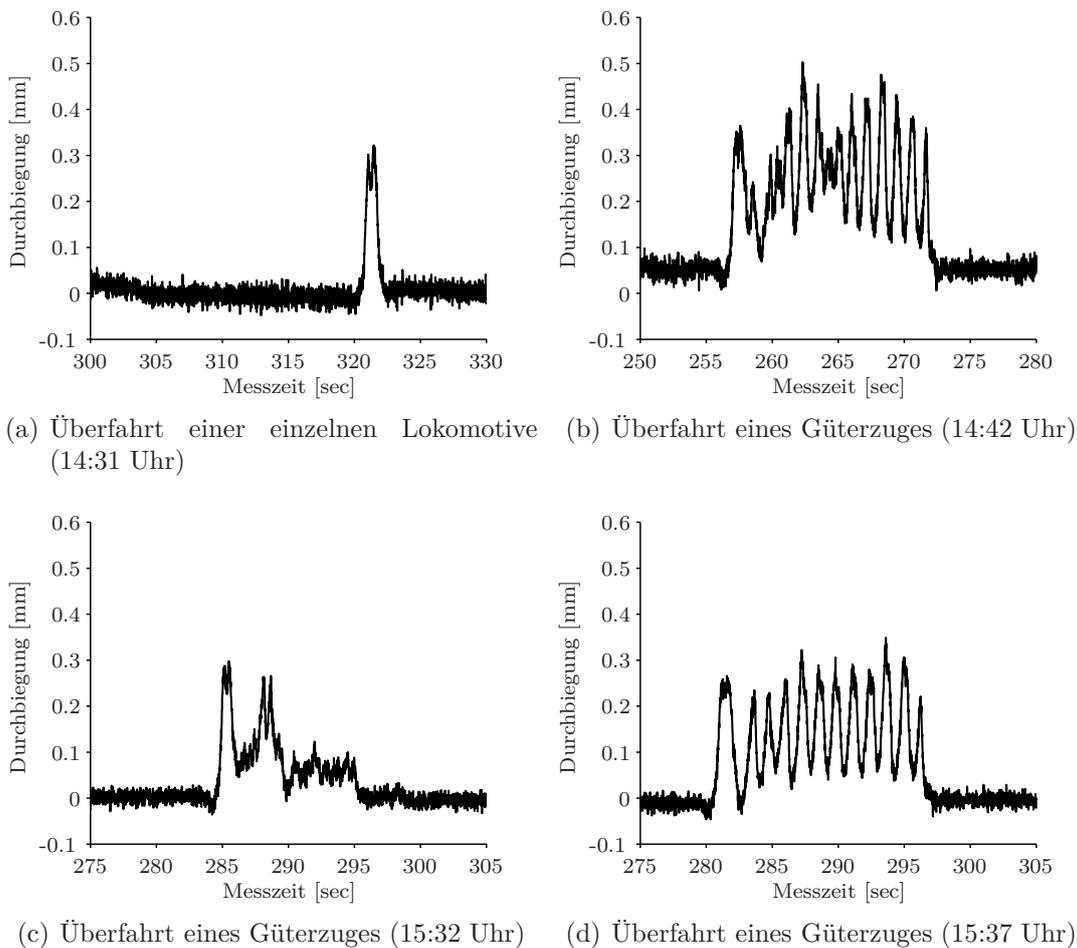


Abbildung 6.10: Wegaufnehmermessschriebe einer Lokomotiv- und verschiedener Güterzugüberfahrten auf der Floridsdorfer Hochbahn

## 6.5 Monitoringsystem Weidenbachbrücke

An der Weidenbachbrücke wurden, wie beschrieben, schon umfangreiche Monitoring- und Sanierungsmassnahmen (Masse-Feder-System) durchgeführt [91]. Die Weidenbachbrücke wurde im Rahmen dieser Arbeit im November 2011 ein weiteres Mal monitoiert. Die verwendeten Messsysteme waren Wegaufnehmer (LVDT<sup>2</sup>) und ein optisches Kamerasystem. Für die Messung der vertikalen Verschiebungen wurde ein Wegaufnehmer mittels Teleskopstange am Rand des Bogens situiert. Da der Weidenbach zu dieser Jahreszeit Wasser führt, konnte der Wegaufnehmer für die vertikale Durchbiegungsmessung nicht genau in der Mitte des Bogens aufgestellt werden.

<sup>2</sup>linear variable displacement transducer



(a) Wegaufnehmer und Messpunkt optisches System Weidenbachbrücke



(b) Optisches Kamerasystem



(c) Wegaufnehmerkreuz Weidenbachbogen



(d) Messequipment Weidenbachbrücke

Abbildung 6.11: Darstellung der verwendeten Messsysteme bei der Weidenbachbrücke

Der Versuch, eine provisorische Brücke aus Holzpfosten zu bauen, erwies sich als

zu instabil für etwaige Messungen. Weiters wurde ein sogenanntes Wegaufnehmerkreuz in der Laibung des Weidenbachbogens platziert (siehe Abbildung 6.11). Als zusätzliches Monitoring System kam das von der Firma Aplica entwickelte optische Messverfahren (siehe Kapitel 5.3.4) zum Einsatz (siehe Abbildung 6.11). Die erzielten Messergebnisse an der Weidenbachbrücke waren aufgrund der hohen Steifigkeit des Systems und auch aufgrund der durchgeführten Sanierungsmassnahmen nicht optimal. Mit dem Wegkreuz, welches das Ziel hat, einen großen Messbereich abzudecken (verschmierter Ansatz), konnten keine Verschiebungen gemessen werden. Die Problematik der Zugänglichkeit, aufgrund der Wasserführung des Weidenbachs, macht die Messsituation um einiges schwieriger. Es wäre ein massives Gerüst nötig gewesen um die entsprechenden Messungen in der Bogenlaibung durchzuführen. Auch die Messungen des optischen Kamerasystems durch die Firma Aplica, brachten keine zufriedenstellenden Ergebnisse mit sich. Hier war die große Problematik die Befestigung der Messscheibe (siehe Abbildung 6.11). Die Befestigung der Tafel am Geländer der Weidenbachbrücke, brachte nicht die gewünschte Stabilität, um ordentliche Messungen durchführen zu können. Die Weidenbachbrücke wurde daher als Untersuchungsobjekt nicht mehr weiter behandelt und auch keiner genaueren Modellierung bzw. Ergebnisauswertung unterzogen.

## 6.6 Monitoringsystem Bernhardsthaler Viadukt

Das Bernhardsthaler Viadukt wurde ebenfalls im November 2011 begangen und mit Monitoringsystemen versehen. Ähnlich wie bei der Weidenbachbrücke kamen auch hier das optische Messsystem und ein Wegaufnehmer für die vertikale Durchbiegungsmessung zum Einsatz (siehe Abbildung 6.12).

Da der Bernhardsthaler Teich zu dieser Jahreszeit Wasser führt, war die Zugänglichkeit zum Viadukt eingeschränkt. Die Messungen für die vertikalen Durchbiegungen wurden in einem der beiden Seitenbogen durchgeführt. Es wurde hierfür der Wegaufnehmer mit dem Teleskopstativ in der Mitte des Seitenbogens aufgestellt (siehe Abbildung 6.12 (b)). Das optische System wurde ebenfalls seitlich zum Viadukt aufgestellt und die Messtafel am Geländer der Brücke befestigt (siehe Abbildung 6.12 (a)). Das Gesamtsystem des Bernhardsthaler Viaduktes ist so steif, dass keine relevanten Durchbiegungen mit dem Wegaufnehmer gemessen werden konnten. Das optische Messsystem brachte ebenfalls keine verwertbaren Messergebnisse, da die Montage der Messtafel leider nicht am Brückenobjekt selbst stattfinden konnte, sondern nur am Geländer der Brücke.



(a) Optisches Messsystem am Bernhardsthaler Viadukt



(b) Wegaufnehmer am Bernhardsthaler Viadukt

Abbildung 6.12: Darstellung des optischen Messsystems und der vertikale Messung mit dem Wegaufnehmer beim Bernhardtsthaler Viadukt

## 6.7 Monitoringsystem Rohrbachbrücke

Bevor die einzelnen Monitoringsysteme (Georadar, Wegaufnehmer, Laservibrometer) angewendet wurden, wurde die Rohrbachbrücke bei Mattersburg vermessen. Die geodätische Vermessung fand im November 2011 mit einer Totalstation vom Typ Leica statt (siehe Abbildung 6.13). Dabei wurde auf das Einmessen in ein übergeordnetes Koordinatensystem verzichtet und der erste Aufstellungspunkt mit den Koordinaten (0/0/100) versehen. Insgesamt wurden 234 Punkte auf beiden Seiten der Brücke aufgenommen. Anschließend wurden die Daten aus dem Messinstrument auf den Computer übertragen und mittels AutoCad visualisiert. Diese dienen als Grundlage für weitere Planungen.

### 6.7.1 Georadarmessungen

Um eine Aussage über die Beschaffenheit des Hinterfüllmaterials der Rohrbachbrücke zu machen, bediente man sich einer Georadarvermessung. Die Georadarmessungen wurden in Kooperation mit der Zentralanstalt für Metrologie und Geodynamik (ZAMG) am 01.02.2012 durchgeführt. Für die Messungen auf der Rohrbachbrücke kam ein Bodenradarmessgerät mit einer 250 MHz-Antenne und einem  $0.50 \times 0.50$  m Raster zum Einsatz (siehe Abbildung 6.14). Für die Radarmessungen in der Bogenlaibung wurde dasselbe Gerät jedoch mit einer 500 MHz-Antenne und



(a) Detaillierte Vermessung der Rohrbachbrücke  
(b) Ansicht von der Totalstation Richtung Messpunkt

Abbildung 6.13: Darstellung der Vermessung der Rohrbachbrücke bei Mattersburg

derselbe Raster verwendet. Als Messsoftware wurde „Plus Ekko Pro ®“ eingesetzt. Es wurde insgesamt eine Fläche von ca. 513 m<sup>2</sup> aufgezeichnet und ausgewertet.



(a) Georadarmessgerät  
(b) Darstellung der Untersuchungsbereiche

Abbildung 6.14: Darstellung des Georadarmessgerät und der Untersuchungsbereiche an der Rohrbachbrücke bei Mattersburg

Bevor die absolute Amplitude eines bestimmten Tiefenbereiches berechnet werden konnte, wurde das Georadar bzw. das -messsignal kalibriert. In einem ersten Schritt wurde der Gleichstromanteil entfernt und der Startzeitpunkt der empfangenen ersten Welle wurde für jede Messung einzeln bestimmt. Im nächsten Schritt wurden die Frequenzanteile größer der doppelten Antennenfrequenz (500 bzw. 1000 MHz) und Frequenzanteile unterhalb der Antennenfrequenz (250 bzw. 500 MHz) beseitigt. Weiters wurde, um die geophysikalischen Kontraste der im Boden versteckten Strukturen zu verstärken, für jedes Messprofil ein mittleres Messsignal berechnet und von jedem einzelnen gemessenen Messsignal subtrahiert. Um die Visualisierung der Auswertung noch zu verbessern wurden digitale Bildverarbeitungsalgorithmen

angewendet. Um gering reflektierte Strukturamplituden hervorzuheben, wurde die Quadratwurzel der Amplitude berechnet und um Artefakte der Messlinien zu beseitigen, wurden die Messlinien an die jeweiligen benachbarten Messlinien angepasst. In Tiefenabständen von 0.10 bis 0.50 m wurden aus den aufgezeichneten Daten horizontale Amplitudenflächenpläne in digitalen SW-Bildern erzeugt. Mit Hilfe der geodätisch gemessenen Rasterpunkte konnten die einzelnen Bilder georeferenziert werden und in ARCGIS 10 integriert werden. Die Rohrbachbrücke wurde vom Gleiskörper aus in fünf Messlinien und von unten, in zwei ausgewählten Bögen, mit dem Georadar durchschallt (siehe Abbildung 6.15), um ein optimales Ergebnis zu erzielen.



(a) Georadarmesslinien auf der Rohrbachbrücke



(b) Georadarmessungen im Bogen

Abbildung 6.15: Darstellung der Georadarmessungen auf der Rohrbachbrücke und in einem Rohrbachbogen



Abbildung 6.16: Darstellung der Draufsicht der Amplitudenfläche (links) und der Interpretation des Tiefenbereiches (rechts) 0.00 bis 0.50 m.

Die aufgezeichnete Fläche auf der Rohrbachbogenbrücke wurde in Tiefscheiben

zu je 0.50 m dargestellt und interpretiert. Die Bogenflächen, welche mit dem Georadar untersucht wurden, sind in einer dreidimensionalen Darstellung ausgearbeitet worden. Im ersten Tiefenbereich von 0.00 bis 0.50 m (siehe Abbildung 6.16) konnten keine Unstetigkeiten im Untergrund erfasst werden. In dieser Tiefe sind jedoch am Georadarbild die Bahnschwellen sehr gut zu erkennen.



Abbildung 6.17: Darstellung der Draufsicht der Amplitudenfläche (links) und der Interpretation des Tiefenbereiches (rechts) 0.50 bis 1.00 m.



Abbildung 6.18: Darstellung der Draufsicht der Amplitudenfläche (links) und der Interpretation des Tiefenbereiches (rechts) 1.00 bis 1.50 m.

Die Auswertung des Tiefenbereiches von 0.50 bis 1.00 m zeigt dunklere Bereiche zwischen den Bögen (siehe Abbildung 6.17). Diese Bereiche stellen die Abwasserführung der Struktur dar und sind bis in den Tiefenbereich von 1.50 bis 2.00 m erkennbar. In der Tiefenstufe von 1.00 bis 1.50 m wird die Beschüttung im Bereich der Brückenpfeiler gut sichtbar (siehe Abbildung 6.18). Im nächsten Schritt von 1.50 bis 2.00 m werden im Mittelbereich der Bögen die Schlusssteine der Bögen gut ersichtlich (siehe Abbildung 6.19). Ab dem Tiefenbereich von 2.00 m ist nur mehr der Hinterfüllbereich zu erkennen, welcher keine großen Auffälligkeiten zeigt. Dieser Hinterfüllbereich ist bis in eine Tiefe von 4.00 m zu erkennen (siehe Abbildung 6.20). Ab der Tiefenstufe 4.00 bis 5.00 m ist der Fundamentbereich der Brückenpfeiler erkennbar (siehe Abbildung 6.21).



Abbildung 6.19: Darstellung der Draufsicht der Amplitudenfläche (links) und der Interpretation des Tiefenbereiches (rechts) 1.50 bis 2.00 m.



Abbildung 6.20: Darstellung der Draufsicht der Amplitudenfläche (links) und der Interpretation des Tiefenbereiches (rechts) 2.00 bis 2.50 m.



Abbildung 6.21: Darstellung der Draufsicht der Amplitudenfläche (links) und der Interpretation des Tiefenbereiches (rechts) 4.00 bis 4.50 m.

Durch die gewonnen Erkenntnisse aus der Untersuchung mit dem Georadar, wie die Abbildungen zuvor zeigen, konnte ein drei dimensionales Bild der Tiefenbereiche ausgearbeitet werden (siehe Abbildung 6.22). In dieser Darstellung sind die zuvor erwähnten Bereiche, wie Schwellen, Abwasserbereich, Schlussstein, Hinterfüllbereich und Fundament deutlich zu erkennen. Durch die Untersuchungen mit dem Georadar konnten für die Rohrbachbrücke bei Mattersburg keine gravierenden Unstetigkeiten festgestellt werden. Die Interpretation verschiedener Verdichtungsgrade ist nicht möglich und kann aus den aufgenommenen Daten nicht abgeleitet werden.



Abbildung 6.22: 3D-Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Rohrbachbrücke bei Mattersburg [139]

Nach den Georadarmessungen wurden Belastungstests, im Zuge des normalen Zugverkehrs, durchgeführt. Auf der Strecke der Mattersburgbahn verkehren hauptsächlich Personen-Züge und kaum Güterzüge. Dabei kommen Triebwagen vom Typ „VT 5047“ (siehe Abbildung 6.23 (a)) als Einzeltriebwagen mit einer Masse von 50 t und vom Typ „5147“ (siehe Abbildung 6.23 (b)) als Doppeltriebwagen mit einer Gesamtmasse von 100 t zum Einsatz. Ein einzelner Triebwagen hat eine Länge von 25 m und einen Drehgestellabstand von 18.6 m. Diese 18.6 m entsprechen dem Abstand von Doppelachsmittle zu Doppelachsmittle. Die einzelnen Achsen sind jeweils 1 m von der Doppelachsmittle entfernt (siehe Abbildung 6.24). Die Spurbreite der Schienen beträgt 1.44 m. Die Triebwagen werden mit Diesel betrieben, was das „Fehlen“ einer Oberleitung auf der gesamten Strecke erklärt.



(a) Zugtyp 5047



(b) Zugtyp 5147

Abbildung 6.23: Darstellung der beiden Zugtypen 5047 und 5147 der ÖBB

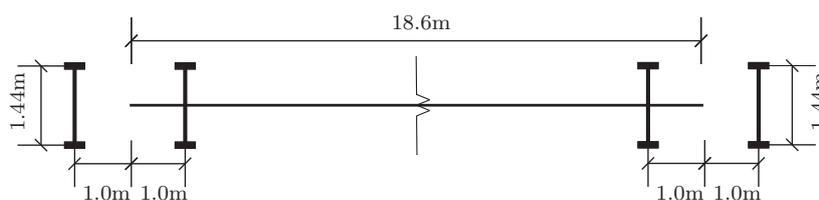


Abbildung 6.24: Skizze der Zugsabmessungen Typ 5047

### 6.7.2 Laservibrometermessungen

Die Laservibrometermessungen wurden am 20.03.2012 in Kooperation mit dem Austrian Institut of Technology (AIT) durchgeführt. Dabei wurde der Laservibrometer in der Mitte des Bogens 3 positioniert (siehe Abbildung 6.25). Der Laserstrahl wurde senkrecht in der Mitte des Bogens auf eine Reflektorfolie gerichtet (siehe Abbildung 6.25(a)). Bei neun Zugsüberfahrten in der Zeit von 10 bis 14 Uhr wurden die Durchbiegung und die Schwinggeschwindigkeit an der Brücke gemessen. Das verwendete Polytec Laservibrometer besteht aus einem Controller OFV3000-21 und einer Einfaseroptik. Die Ausleseeinrichtung besteht aus einem Dell Latitude E6420ATG Laptop und einer BNC Box USB DT9800 [98] (siehe Abbildung 6.25).



(a) Position des Laservibrometers im Bogen 3



(b) Aufzeichnungsgeräte für die Laservibrometermessung

Abbildung 6.25: Darstellung der Position, der Messrichtung und der Aufzeichnungsgeräte für die Laservibrometermessungen

Bei den Messungen wurden die maximalen Schwinggeschwindigkeiten  $v_{max}$  und die maximalen Durchbiegungen  $w_{max}$  der Zugsüberfahrten ausgewertet. Für die Auswertung der Wegmessung kam ein Tiefpassfilter von 10 Hz und für die Schwinggeschwindigkeiten von 150 Hz zum Einsatz. Die Geschwindigkeiten der Züge  $v$  bei den Überfahrten wurden aus dem Zeitversatz der Durchbiegung und dem Achsabstand der Zugsgarnituren (ÖBB Type 5047 und 5147) berechnet (siehe Tabelle 6.1).

Tabelle 6.1: Zusammenstellung der Zugsüberfahrten mit Uhrzeit, Triebwagenanzahl, Geschwindigkeit, Schwinggeschwindigkeit und Durchbiegung

Zug	Uhrzeit	Triebwagen	$v$ [km/h]	$v_{max}$ [mm/s]	$w_{max}$ [mm]
1	10:26	1	83	11.9	0.334
2	10:34	1	55	17.6	0.341
3	11:26	1	81	9.1	0.332
4	11:34	2	50	4.4	0.305
5	12:25	2	82	9.0	0.310
6	12:33	1	61	14.0	0.347
7	13:02	2	74	4.7	0.352
8	13:27	1	88	17.7	0.349
9	13:35	1	58	6.0	0.347

In der folgenden Abbildung 6.26 sind exemplarisch die Durchbiegungen und die Schwinggeschwindigkeiten für die Zugsüberfahrten 1, 2, 4 und 5 dargestellt. Es lässt sich überaus gut die Achsenanzahl der Zugtypen aus den Messungen erkennen. Bei den Abbildungen 6.26(a) und (b) hat der Typ 5047 die Rohrbachbrücke überquert. In den Messergebnissen in Abbildung 6.26(c) und (d) erkennt man die Zugsüberfahrt des Typ 5147 sehr gut.

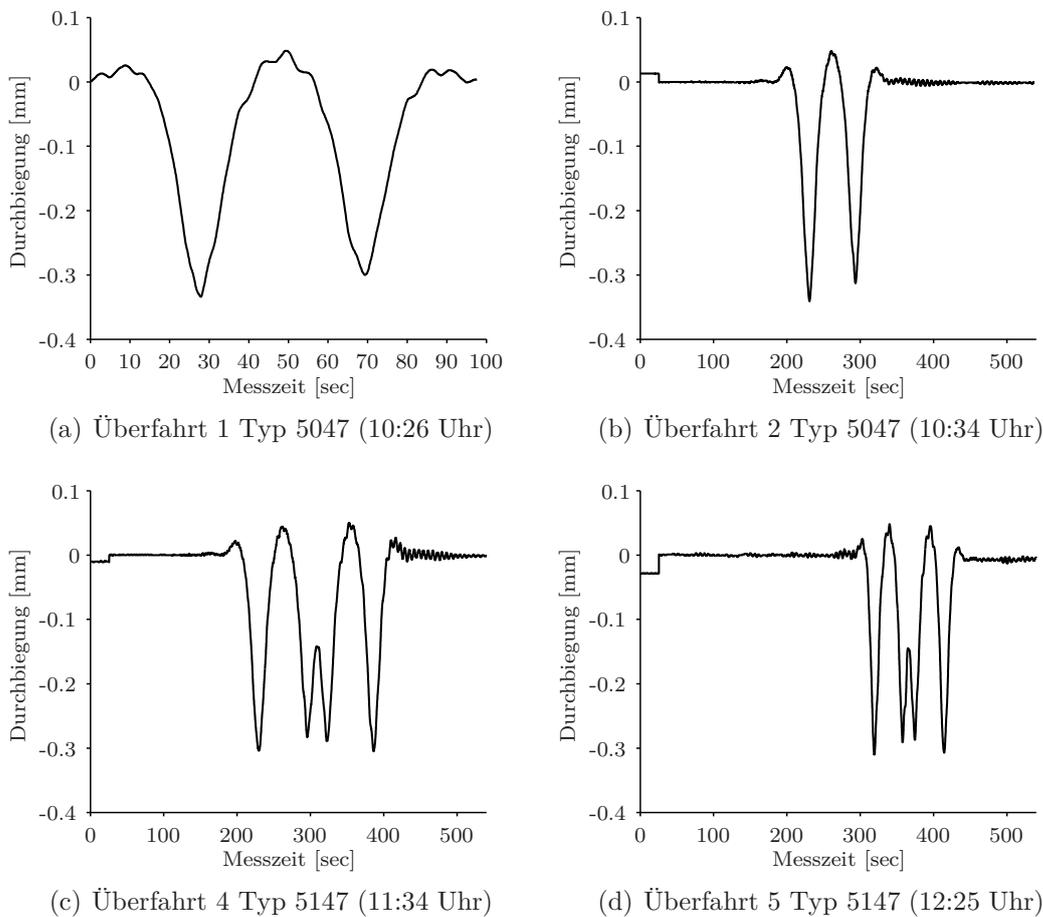
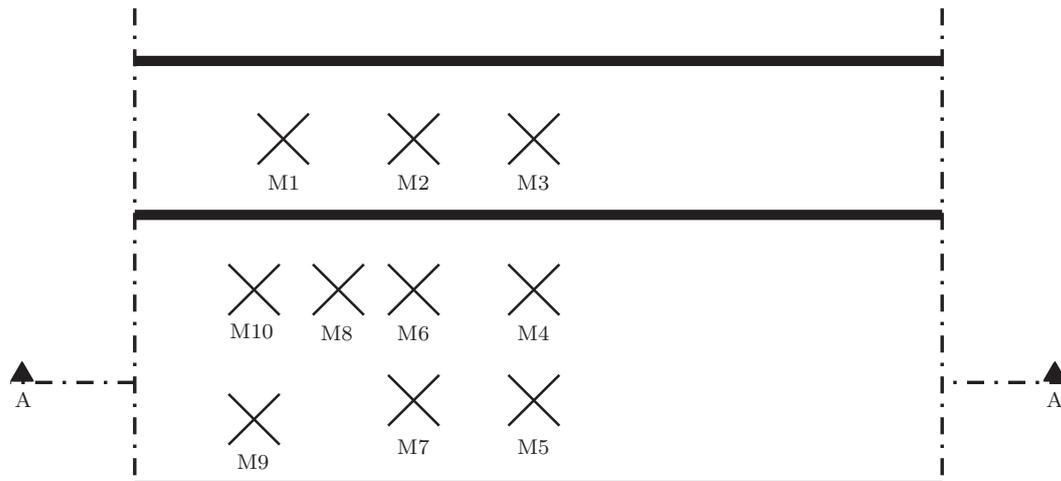


Abbildung 6.26: Laservibrometeraufzeichnungen Zugsüberfahrten Rohrbachbrücke

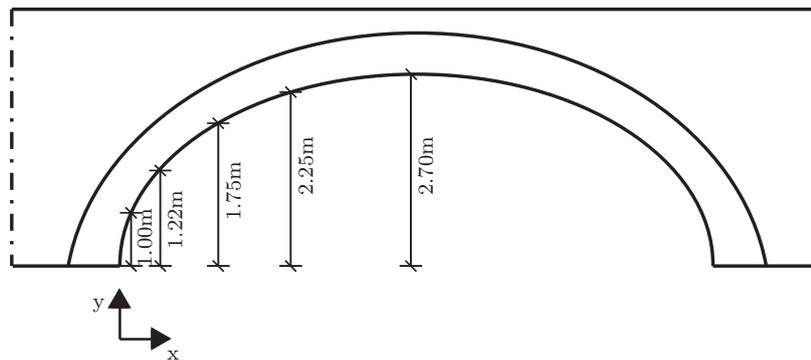
### 6.7.3 Wegaufnehmermessungen

Im März 2012 wurden an der Rohrbachbrücke bei Mattersburg, gleichzeitig mit den Laservibrometermessungen, Wegaufnehmermessungen durchgeführt. Die Messungen wurden im mittleren Bogen (Bogen 3) durchgeführt.

Um keine Punktmessung durchzuführen sondern einen größeren Bereich abgreifen zu können, wurden die Wegaufnehmer in sogenannten Messkreuzen angeordnet (verschmierte Messung). Die Idee hinter diesen Messkreuzen ist, die Kombination von Mörtel und Ziegel bei den Messungen zu erfassen. Standardmäßig kann mit einem Wegaufnehmer nur eine Punktmessung vorgenommen werden (Ziegel oder Mörtel). Daher wurde versucht, mit den Messkreuzen die Interaktion von Mörtel und Ziegel zu monitieren. Mit diesen Messkreuzen wurde die Hälfte des Bogens 3 aufgezeichnet (siehe Abbildung 6.27).



(a) Draufsicht der Messkreuze



(b) Schnitt A-A

Abbildung 6.27: Schematische Darstellung der Position der Messkreuze

Zur Verfügung standen sechs Wegaufnehmer. Diese Wegaufnehmer besitzen eine Messgenauigkeit von  $\pm 0.0015 \text{ mm}$ . Pro Messkreuz wurden zwei Wegaufnehmer benötigt. Dadurch konnten immer gleichzeitig drei Messkreuze aufgezeichnet werden. Die Messkreuze wurden im Viertelbogenabschnitt dann nach einem bestimmten Schema, wie in Abbildung 6.27 dargestellt, versetzt. Die genaue Lage des Mittelpunktes der Messkreuze wird in der in Tabelle 6.2 dargestellt. Eine Messserie beinhaltete immer zwei Züge, d.h. nach jeweils zwei Zugsüberfahrten wurden die Sensoren versetzt.

Insgesamt wurde an 10 Messkreuzen gemessen. Der Versuchsaufbau besteht grundlegend aus 4 Stahlwinkeln, 2 Gewindestangen und 2 Wegaufnehmern. Die Winkel werden so montiert, dass die normal zur Wand stehende Seite innerhalb der Befestigungsschrauben liegt (siehe Abbildung 6.28). Um immer den gleichen Winkel zwischen den Stäben zu haben verwendete man eine Bohrschablone für die Löcher der Stahlwinkel. Dadurch, ergab sich eine einheitliche diagonale Kreuzlänge von

0.85 m. Danach wurden die vier Winkel befestigt. Der normal zur Bogenlaibung stehende Teil des Stahlwinkels besitzt ein Loch, in dieses wurde auf der einen Seite die Gewindestange mit einer Mutter fixiert. Am anderen diagonal gegenüberliegenden Stahlwinkel wurde die abgefräste Gewindestange durch das Loch geführt und lose gelassen. Wichtig hierbei ist, dass die abgefräste Seite der Gewindestange ein leichtes Lochspiel in Bezug auf das Durchgangsloch der Befestigung aufweist. An jeweils dem abgefrästen Ende der Gewindestange wurde ein Wegaufnehmer angebracht (siehe Abbildung 6.28).

Tabelle 6.2: Koordinatendarstellung der Messkreuze im Rohrbachbogen

Messkreuz	Position x [m]	y [m]
1	2.94	1.22
2	2.94	2.25
3	2.94	2.70
4	1.82	2.70
5	0.79	2.70
6	1.82	2.25
7	0.71	2.25
8	1.83	1.75
9	0.65	1.00
10	1.86	1.00

Durch diese Versuchsanordnung und die aufgezeichneten Wegänderungen kann man in Kombination mit dem Wissen der dazugehörigen Belastung auf den Spannungszustand schließen. Es ist jedoch wichtig, während der Messung immer zu skizzieren, wo und wie die Kreuze angeordnet waren, bzw. an welchen Stellen die Wegaufnehmer positioniert waren, um später die positiven oder negativen Wegänderungen auswerten zu können. Auch eine kontinuierliche Fotodokumentation ist sehr wichtig (siehe Abbildung 6.28).

Die Aufzeichnung der Messergebnisse erfolgte mit 50 Hz. Um die Auswertungen und Interpretationen sinnvoll darzustellen, wurde immer nur der relevante Ausschnitt der Zugsüberfahrt dargestellt und nicht die gesamte Messreihe. Dabei handelte es sich meist um einen Zeitraum von 1 bis 3 Sekunden, was in etwa 50 bis 150 Messwerten entspricht. In Tabelle 6.1 sind die entsprechenden Zugsüberfahrten mit den Uhrzeiten dargestellt. Bei den Laservibrometermessungen wurden insgesamt neun Züge monitort. Die selben neun Züge und zwei weitere Zugsüberfahrten um 14:23 Uhr und 14:31 Uhr wurden mit den Messkreuzen aufgezeichnet. In der folgenden Abbildung 6.29 werden exemplarisch Messauswertungen der Rohrbachbrüche mit den Messkreuzen dargestellt.



(a) Montierte Stahlwinkel für Messkreuz



(b) Montiertes Messkreuz



(c) Montierte Messkreuze M2, M3 und M4 im Bogen



(d) Montierte Messkreuze M8, M9 und M10 im Bogen

Abbildung 6.28: Darstellung der Montage und Messsequenzen der Messkreuze im Rohrbachbogen, schematische Darstellung der Position der Messkreuze

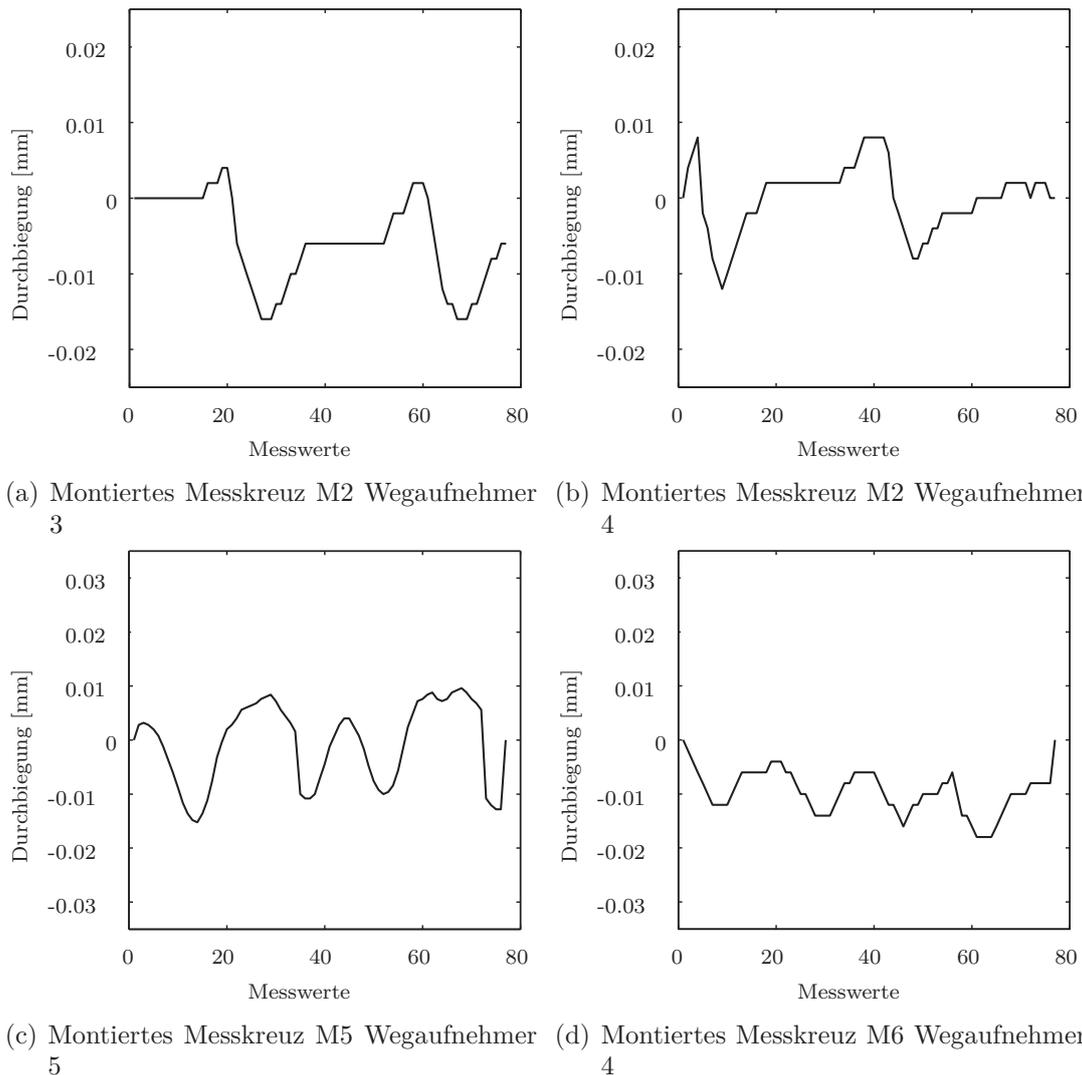


Abbildung 6.29: Darstellung der Messergebnisse der Messkreuze M2, M5 und M6 bei der Zugüberfahrt um 10:23 Uhr Typ 5047 und Zugüberfahrten um 12:23 Uhr Typ 5147.

In der Tabelle 6.3 werden die maximalen Verschiebungen der einzelnen Messungen dargestellt. Positive Werte entsprechen einer Verlängerung des Wegaufnehmers, negative Werte bedeuten eine Verkürzung des Wegaufnehmers. Die Auswertung der Messergebnisse zeigt, dass die Lastabtragung von der Mitte des Bogens diagonal nach außen zu den Kämpfern und Widerlagern verläuft. Die in der Diagonale nach außen angeordneten Messkreuze M2, M3, M6, M8 und M9 (siehe Abbildung 6.27(a)) zeigen die größten Verschiebungen bei Zugüberfahrten. Diese Erkenntnis hätte auch zur Folge, dass die Monitoringmesskreuze 5 und 7 (siehe Abbildung 6.27(a)) vernachlässigt werden könnten. Eine weitere Möglichkeit, um die Optimierung der Messkreuze zu untersuchen, wäre die Berechnung der Verschiebung der Lager der Nulllinie zwischen Druck- und Zugzone. Dieser Ansatz wurde untersucht und für die weitere Optimierung des Messsystems Rohrbachbrücke herangezogen.

Tabelle 6.3: Messergebnisse der einzelnen Messkreuze

Messkreuz/ Messung	Uhrzeit	Zugtyp	Weg1 [mm]	Weg2 [mm]	Weg3 [mm]	Weg4 [mm]	Weg5 [mm]	Weg6 [mm]
1/1	10:23	5047	0.002	0.012				
1/2	10:31	5047	0.004	0.015				
2/1	10:23	5047			-0.020	-0.022		
2/2	10:31	5047			-0.014	-0.014		
2/3	11:23	5047			-0.018	-0.026		
2/4	11:31	5147			-0.016	-0.016		
3/1	10:23	5047					NaN	-0.024
3/2	10:23	5047					-0.018	-0.024
3/3	10:23	5047					-0.014	-0.022
3/4	10:23	5147					-0.007	-0.024
4/3	11:23	5047	-0.014	0.004				
4/4	11:31	5147	-0.014	-0.004				
4/5	12:23	5147	-0.022	-0.004				
4/6	12:31	5047	-0.014	-0.006				
5/5	12:23	5147					-0.009	-0.005
5/6	12:31	5047					-0.008	-0.003
6/5	12:23	5147			-0.006	-0.012		
6/6	12:31	5047			0.016	-0.014		
6/7	13:23	5047			-0.006	-0.020		
6/8	13:31	5047			-0.004	-0.012		
7/7	13:29	5047					-0.005	-0.003
7/8	13:31	5047					-0.007	-0.001
8/7	13:29	5047	0.024	-0.008				
8/8	13:31	5047	0.022	-0.006				
8/9	14:23	5147	0.024	0.006				
8/10	14:31	5047	0.024	-0.012				
9/9	14:23	5147					0.005	0.019
9/10	14:31	5047					0.005	0.021
10/9	14:23	5147			0.004	0.014		
10/10	14:31	5047			0.006	0.016		

## 6.8 Erkenntnisse aus den Monitoringkampagnen der einzelnen Bogentragwerke

Die untersuchten Bogentragwerke wurden entsprechend den Zugangsmöglichkeiten mit Monitoringsystemen versehen und Messungen durchgeführt. Wichtig für ein funktionierendes Messsystem ist das Anbringen des Systems am Messobjekt bzw. die entsprechende Positionierung zum Messobjekt. In Kapitel 9.2.15 wird zum Abschluss eine Zusammenfassung gezeigt mit welchem Messsystem welche physikalischen Messgrößen aufgezeichnet werden können. In der dargestellten Tabelle 9.25 in Kapitel 9.2.15 sind alle verwendeten Messsysteme für die in-Situ Messungen sowie Labormessungen angeführt. Nicht jedes Messsystem ist in der Lage alle möglichen Messgrößen aufzuzeichnen. Aus diesem Grund erfolgt in Tabelle 9.25 eine vergleichende Darstellung und Bewertung. In der Tabelle 9.25 ist das Sensorsystem des Georadars nicht angeführt. Dieses System dient der Erkennung von Unstetigkeiten im Untergrund.

Die untersuchten Bogentragwerke haben gezeigt, dass es einer sorgfältigen Vorerkundung bedarf, um eine optimale Messkampagne für ein entsprechendes Objekt durchzuführen. Die Zugangsproblematik muss vor Ort erkundet und dementsprechend ein Monitoringsystem gewählt werden. So konnte beim Bernhardsthal Viadukt das optische System sehr gut eingesetzt werden, jedoch keiner der Wegaufnehmer. Die Messkampagnen bei der Rohrbachbrücke bei Mattersburg konnte entsprechend gut geplant und durchgeführt werden. Es gab keine Probleme mit der Zugänglichkeit, weiters konnten gleichzeitig mehrere Systeme am Objekt angewendet werden. Die angewendeten Messkreuze haben sich als gutes Messsystem, mit Entwicklungspotential, gezeigt. Der „verschmierte Ansatz“ ist bei einem Baustoff wie Mauerwerk ein wichtiger Messansatz. Die Messungen mit dem Laservibrometer sind sehr genau, jedoch nur eine Momentaufnahme in einem Punkt der gesamten Struktur. Die Messkreuze besitzen die Möglichkeit, einen entsprechenden Mauerwerksbereich zu messen und können damit die Interaktion von Ziegel und Mörtelfuge besser aufzeichnen. In der Tabelle 6.4 werden die verwendeten Messsysteme für die einzelnen Brückenstrukturen zusammengefasst und der Einsatzerfolg bewertet. Die grün markierten Messsysteme wurden eingesetzt, jene rot gekennzeichneten Messsysteme kamen nicht zum Einsatz. Die Messsysteme, welche mit einem „+“ versehen sind, lieferten ausgezeichnete Messergebnisse. Die durch „±“ gekennzeichneten, brachten weniger gute Aufzeichnungen und bedurften einer Nachbearbeitung.

Tabelle 6.4: Darstellung der eingesetzten Messsysteme an den Fallbeispielen

Fallbeispiel	Weg- aufnehmer	Laser	Georadar	optisches Verfahren
Floridsdorfer Hochbahn	+			
Weidenbachbrücke	+			±
Bernhardsthaler Viadukt	+			±
Rohrbachbrücke	+	+	+	

# Kapitel 7

## Modellbildung von Bogenbrücken

Zu den in Kapitel 6 beschriebenen Bestandsobjekten, werden in diesem Kapitel das Tragverhalten, die Materialmodelle und die Modellbildungen, welche für die Brückenobjekte durchgeführt wurden, beschrieben. Bei der Beschreibung des Tragverhaltens und der Materialmodelle wird ausschließlich auf den Baustoff Mauerwerk eingegangen, da die Bestandsobjekte, welche detailliert untersucht wurden, aus diesem Baustoff bestehen. Das primäre Ziel einer Modellierung bzw. Systemidentifikation (SI) ist die Darstellung des realitätsnahen Verhaltens von Systemen oder Strukturen, wobei Informationen aus Inspektionen, Überwachungen, Monitoring mit einbezogen werden sollen. Die auf physikalischen Modellen basierende SI hat zum Ziel, die Strukturantwort wie z.B. mechanische und werkstoffspezifische Parameter zu bestimmen. In Zusammenhang mit der Strukturbewertung gehören als wesentliche Disziplinen die Sensortechnik, die Sensordatenanalyse, die Dateninterpretation und die praktische Verwertbarkeit dieser Information. Abbildung 7.1 zeigt das Spannungsfeld „Möglichkeiten in der heutigen Sensortechnik“ und die Grenzen der Interpretation in der Strukturbewertung. Die relative Größe der Rechtecke beschreibt das Ausmaß des aktuellen Wissensstandes [74].

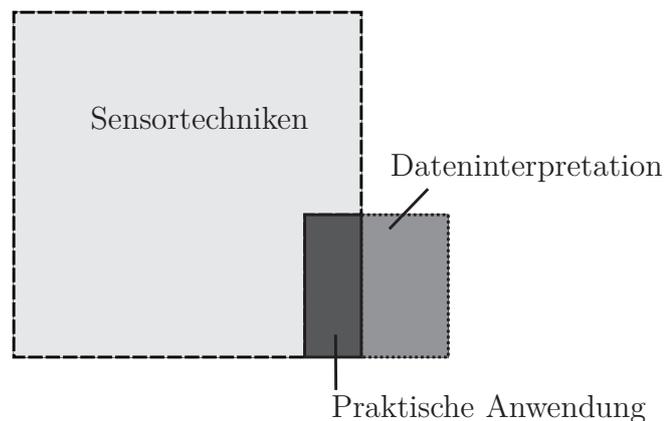


Abbildung 7.1: Vergleich Stand des Wissens und Interpretation der Daten [74]

Mit der Dateninterpretation eng verbunden ist die „Modell-Kalibrierung“ bzw. das „Modell-Updating“. Sie dienen der Anpassung der Modellparameter an ihre realen

Eigenschaften durch die Reduktion der berechneten zu den gemessenen Werten. Auf dem Gebiet des konstruktiven Ingenieurbaus gibt es diesbezüglich eine Menge von Ansätzen für die Modellanpassungen bzw. Minimierung der Abweichungen zwischen Modell und Monitoringergebnissen. OKASHA et al. [119] z.B. minimiert die Differenzen zwischen berechneten und gemessenen Dehnungen indem vereinfacht Materialparameter wie den Elastizitätsmodul von Beton und Stahl modifiziert werden. Das sich daraus ergebende veränderte mechanische Verhalten wurde zur Bestimmung der Lebensdauerzuverlässigkeit bei Fachwerksbrücken herangezogen. PAN et al. [121] benutzte ambient aufgezeichnete Vibrationsdaten um FE-Modelle von Fachwerksbrücken zu kalibrieren. SANAYEI et al. [129] bediente sich Dehnungsfeldmessungen, um das Basismodell einer Fachwerkbrücke während der Errichtung (Bauphase) zu kalibrieren. WYSS et al. [164] kalibrierte die Grenzbedingungen eines Einfeldbrückenmodells, um die Übereinstimmung von berechneten zu gemessenen Eigenfrequenzen zu verbessern. WANG et al. [155] verwendete Umgebungsvibrationstests und statische Messungen um sukzessive die mechanischen lastabhängigen Eigenschaften der Komponenten einer Hängebrücke während der Bauphase zu aktualisieren. Einen umfassenden Überblick über Modell-Updating und Minimierungsprozeduren gibt u.a. [74].

## 7.1 Tragverhalten

Mauerwerk wird vor allem bei Strukturen und Bauteilen verwendet, die Druckbeanspruchungen ausgesetzt sind. Die Druckfestigkeit von Mauerwerk ist um ein vielfaches höher als die Zug- bzw. Biegezugfestigkeit. Mauersteine und Mörtel gemeinsam ergeben das sogenannte Mauerwerk, welches als nicht homogener Baustoff anzusehen ist. Die beiden Bestandteile des Mauerwerks weisen ein unterschiedliches Materialverhalten auf, wodurch die Inhomogenitäten zustande kommen. Dadurch unterscheidet sich das Tragverhalten unter Zug, Druck, Schub und Biegung gegenüber homogenen Baustoffen.

### 7.1.1 Druck

Wie vorab erwähnt ist die Druckfestigkeit eine der grundlegendsten Tragfähigkeitseigenschaften von Mauerwerk. Dabei wird zwischen der Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge  $f_{k\perp}$  und parallel zur Lagerfuge  $f_{k\parallel}$  unterschieden.

#### 7.1.1.1 Druck senkrecht zur Lagerfuge

Der Druck senkrecht zur Lagerfuge ist der Widerstand des Mauerwerks, welcher sich aus einer empirischen Funktion der Einzelfestigkeiten aus den Steinen und Mörtel ableitet. Laut Eurocode 6 [12] kann die Mauerwerksdruckfestigkeit wie folgt bestimmt werden:

$$f_{k\perp} = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (7.1)$$

Dabei entspricht  $f_{k\perp}$  der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge,  $f_b$  entspricht der normierten Druckfestigkeit des Mauersteins,  $f_m$  ist die

Druckfestigkeit des Mörtels und  $K, \alpha, \beta$  sind Beiwerte.

Der empirische Ansatz in der Gleichung 7.1 gilt für eine Druckbeanspruchung senkrecht zur Lagerfuge. Die Beiwerte  $K, \alpha$  und  $\beta$  sind abhängig von der Materialkombination aus Stein und Mörtel. Der Eurocode 6 [12] bzw. der nationalen Anhang empfiehlt entsprechende Werte. Tabelle 7.1 zeigt diese empfohlenen Werte für Ziegel und Normalmörtel, welche für altes Mauerwerk relevant sind. Die Zuordnung zu den Gruppen erfolgt in Abhängigkeit des Lochanteils. Vollsteine entsprechen der Gruppe 1, weitere Kriterien sind im Eurocode 6 in der Tabelle 3.1, [12] angegeben.

Tabelle 7.1: Empfohlene Werte für den Beiwert  $K$  und die Exponenten  $\alpha$  und  $\beta$

Steinart		Normalmörtel		
		$K$	$\alpha$	$\beta$
Ziegel	Gruppe 1	0.60	0.65	0.25
	Gruppe 2	0.55	0.65	0.25
	Gruppe 3	0.50	0.65	0.25

Die Einzelfestigkeiten von Stein und Mörtel sind nicht alleine für die Tragfähigkeit des Mauerwerks verantwortlich. Dazu zählen auch die Dicke der Lagerfuge, die Steinabmessungen, die Art des Mauerwerkverbandes (Läufer-, Binder-, Block- oder Kreuzverband), der Feuchtezustand und letztlich die Ausführungsqualität. Auch die Art der Beanspruchung, sowie die Beanspruchungsgeschwindigkeit haben Einfluss auf die Festigkeit. Unzählige Veröffentlichungen beschäftigen sich mit dieser Problematik. Eine Zusammenstellung solcher Auswertungen sind in [102] und [142] zu finden. Das Materialverhalten von Mauerwerk ist generell nichtlinear und anisotrop. Laut Eurocode 6 [12] kann für die Bemessung die Spannungs-Dehnungslinie als linear, parabelförmig oder parabel-rechteckförmig angenommen werden (siehe Abbildung 8.1). Mehr dazu ist aus Kapitel 8 zu entnehmen. Der Elastizitätsmodul wird laut Eurocode 6 [12] in einen Kurzzeit- und einen Langzeitelastizitätsmodul unterteilt. Der Kurzzeitelastizitätsmodul wird wie folgt, sofern keine Versuchsergebnisse vorhanden sind, ermittelt

$$E = 1000 \cdot f_{k\perp} \quad (7.2)$$

Bei der Ermittlung des Langzeitelastizitätsmodul sind sämtliche Kriechinflüsse zu berücksichtigen und nach Eurocode 6 [12] werden diese wie folgt ermittelt

$$E_{long-term} = \frac{E}{1 + \Phi_{\infty}} \quad (7.3)$$

Dabei entspricht  $\Phi_{\infty}$  der Endkriechzahl und liegt für Ziegel im Bereich zwischen 0.5 und 1.5. Das Schubmodul  $G$  kann laut Eurocode 6 [12] mit 40% des Elastizitätsmodul angesetzt werden.

### 7.1.1.2 Druck parallel zur Lagerfuge

Der parallele Lagerfugendruck wird im wesentlichen durch die Ausführung der Stoßfugen bestimmt. Werden die Stoßfugen nicht vermörtelt, kommt es dazu das die Druckspannungen im Stoßfugbereich über die Lagerfugen übertragen werden müssen. Dies führt dazu das die Druckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen bei unvermörtelten Stoßfugen deutlich geringer sein kann als bei vermörtelten Stoßfugen [137]. Aufgrund der Anisotropie der Mauersteine, kann es ebenfalls zu großen Unterschieden in der Druckfestigkeit parallel und senkrecht zur Lagerfuge kommen [142]. In [72] wird die Gleichung 7.4 angegeben, welche die horizontalen Festigkeiten durch eine Minimierung der vertikalen Festigkeiten angibt.

$$f_{k\parallel} = 0.75 \cdot f_{k\perp} \quad (7.4)$$

## 7.1.2 Zug

Es ist bei der Zugbeanspruchung, zwischen reinem Zug und einer Biegezugbeanspruchung zu unterscheiden. Die Zugfestigkeit selbst verhält sich ähnlich jener von Beton. Sie ist sehr gering und aufgrund der breiten Streuung mit großen Unsicherheiten behaftet.

### 7.1.2.1 Zug senkrecht zur Lagerfuge

Bei senkrechter Zugbeanspruchung zur Lagerfuge kommt es entweder zu einer Risentwicklung entlang der Lagerfuge, abwechselnd durch die Stoß- und Lagerfugen oder durch den Mauerstein (siehe Abbildung 7.2).

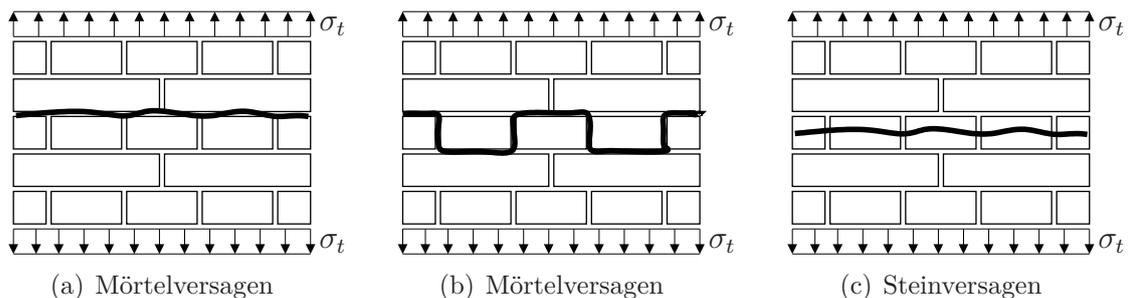


Abbildung 7.2: Zugversagen senkrecht zur Lagerfuge [169]

### 7.1.2.2 Zug parallel zur Lagerfuge

Die Eigenschaften des Mörtels bestimmen das Verhalten des Mauerwerks bei einer parallelen Zugbeanspruchung zur Lagerfuge. Die Stoßfugen können keine Zugkräfte übertragen und somit erfolgt die Kraftübertragung über die Lagerfugen. Dadurch entstehen Schubbeanspruchungen (Schubspannungen) in den Lagerfugen, was zu Zugbeanspruchungen in den Mauersteinen führt. In [40] werden drei Versagensarten

aufgrund von Zugbeanspruchungen parallel zur Lagerfuge beschrieben (siehe Abbildung 7.3). Bruchtyp A zeigt sowohl Risse in der Fuge als auch im Mauerstein, bei Bruchtyp B bildet sich eine treppenförmiges Bruchbild aus und bei Bruchtyp C ergibt sich eine Mischform aus Bruchtyp A und B (siehe Abbildung 7.3 (a) bis (c)).

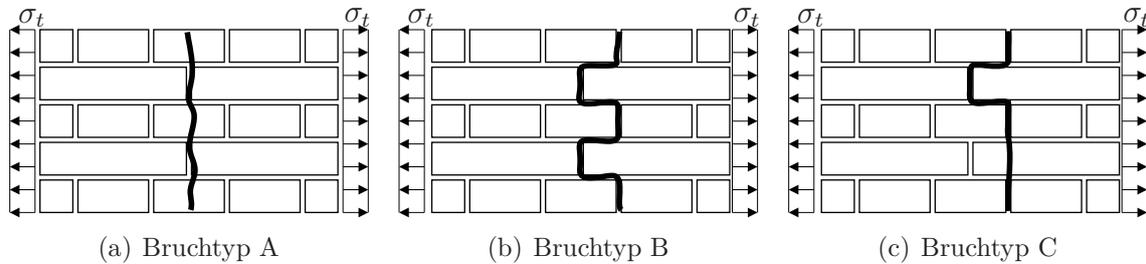


Abbildung 7.3: Zugversagen parallel zur Lagerfuge, aus [40],[169]

Die Zugfestigkeit parallel zur Lagerfuge  $f_{t\parallel}$  kann laut [137], näherungsweise aus den Versagensfällen Steinzugfestigkeit  $f_{b,t}$  und Haftscherfestigkeit  $f_{vko}$  wie folgt errechnet werden

$$f_{t\parallel} = 0.5 \cdot f_{b,t} \left( \frac{1}{1 + d/h_{st}} \right) \quad (7.5)$$

$$f_{t\parallel} = f_{vko} \cdot \frac{u}{h_{st} + d} \quad (7.6)$$

$d$  entspricht hierbei der Dicke der Lagerfuge,  $h_{st}$  gibt die Steinhöhe an und  $u$  das Überbindmaß.

Maßgebend ist immer der kleinere Wert der beiden Gleichungen (7.10 bzw. 7.11). Weitere Versagenskriterien für Mauerwerk werden detailliert in [169] beschrieben und erläutert.

## 7.2 Materialmodelle

Mauerwerk setzt sich aus den beiden Komponenten Ziegel und Mörtel zusammen. Da beide Mauerwerksbestandteile ein unterschiedliches Materialverhalten aufweisen ergibt sich ein anisotropes, nichtlineares Materialverhalten. Die Beschreibung des Materialverhaltens von Mauerwerk ist nicht einfach und die bekanntesten Modelle hierfür sind von MANN/MÜLLER und von GANZ. Bei der Modellierung wird zwischen Makro-, vereinfachte Mikro- und detaillierte Mikromodellierung unterschieden (siehe Abbildung 7.4). Bei der Makromodellierung wird das Mauerwerk als homogener Werkstoff idealisiert (verschmierter Modell) und mit kontinuumsmechanischen Hilfsmitteln umgesetzt. Der verschmierte Ansatz ist aber nur dann zulässig, wenn die Abmessungen von einzelnen Steinen bzw. des Fugenrasters im Verhältnis zum berechnenden Abschnitt klein genug sind und somit die Unregelmäßigkeiten verschmiert angesetzt werden können. Der Vorteil der Makromodellierung liegt in der

relativ einfachen Modellierung, da nicht die einzelnen Ziegel und Mörtelfugen modelliert werden müssen. Der Nachteil liegt darin, dass sich lokales Versagen auch nur verschmiert anzeigen lässt. Die vereinfachte Mikromodellierung bildet die Mauersteine um die halbe Mörtelfuge vergrößert ab, so dass sich die Steine berühren. Die Kontaktfläche zwischen den Mauersteinen wird mit Kontakt- bzw. Interfaceelementen ausgeführt. Die detaillierte Mikromodellierung bildet Mauerstein und Mörtelfuge genau ab. Das heißt, die Ziegelsteine werden genau nach ihrer Größe modelliert und die Fuge wird genau so dick modelliert wie sie in der Realität ausgeführt wird. Ebenso werden die genauen Materialeigenschaften von Ziegel und Mörtel dargestellt. Der große Vorteil der detaillierten Mikromodellierung liegt in der Darstellung von lokalen Effekten und verschiedenen Versagensarten von Ziegel und Mörtel, da die Eigenschaften der beiden in der Modellierung getrennt berücksichtigt werden können.

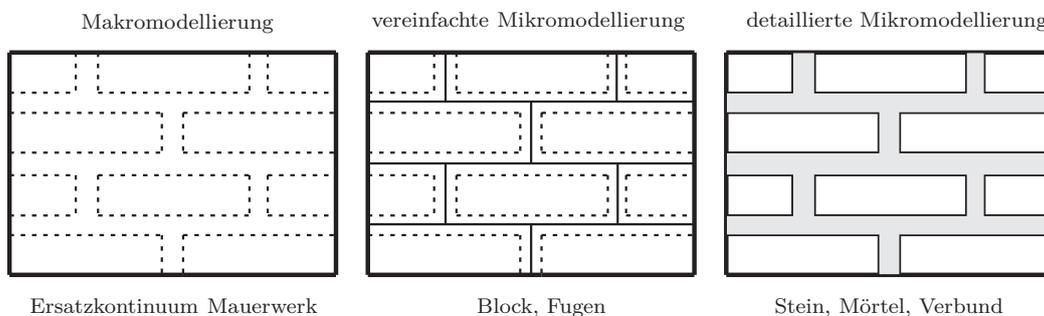


Abbildung 7.4: Mauerwerksmodellierungsarten nach [101]

### 7.2.1 Materialmodell nach Mann/Müller [105]

Die Theorie nach MANN und MÜLLER [105] aus den 70er Jahren bildet die Schubbe-messungsgrundlage. Es werden anhand des Gleichgewichtszustandes am Einzelstein vier Versagensarten formuliert. Die Versagensarten bei Schubbeanspruchung sind:

- Klaffen der Lagerfuge
- Reibungsversagen der Lagerfuge
- Zugversagen der Steine
- Druckversagen des Mauerwerk

Das Auftreten dieser Versagensarten hängt vom Verhältnis vertikaler Druckspannung zu horizontaler Schubspannung ab [105]. Die Theorie von Mann und Müller geht davon aus, dass in den Stoßfugen keine Schubspannungen übertragen werden können. Begründen lässt sich das durch die glatte Stirnseite der Mauersteine, die teilweise fehlende bzw. mangelhafte Vermörtelung der Fugen und auf das Schwinden des Mörtels beim Erhärten. Weiteres werden Spannungen senkrecht zur Stoßfuge vernachlässigt. Um die Gleichgewichtsbedingungen am Einzelstein zu betrachten, werden aus dem Mauerwerksverband Einzelelemente herausgenommen. Es wirken

zunächst konstante Normalspannungen und an der Ober- und Unterseite der Elemente Schubspannungen. Da wie zuvor beschrieben in den Stoßfugen die Spannungen vernachlässigt werden, kann aufgrund der auftretenden Schubspannungen kein Gleichgewicht entstehen.

Durch die Schubspannungen wird ein zusätzliches Momente erzeugt. Um dieses aufnehmen zu können und einen Gleichgewichtszustand herstellen zu können sind zusätzliche Normalspannungen  $\Delta\sigma_y$  notwendig. Es kommt dadurch aber zu einer ungleichen Normalspannungsverteilung an der Ober- und Unterseite. Um das vertikale Gleichgewicht sicherzustellen muss die Gleichung 7.7 erfüllt werden.

$$\int_0^{\Delta x/2} \Delta\sigma_{y,li} \cdot dx + \int_{\Delta x/2}^{\Delta x} \Delta\sigma_{y,re} \cdot dx = 0 \quad (7.7)$$

Durch die Verdrehung, welche die Schubspannung bewirkt muss ebenso auch das Moment gemäß Gleichung 7.8, ins Gleichgewicht gebracht werden.

$$\tau \cdot \Delta x \cdot \Delta y + 2 \cdot \int_0^{\Delta x/2} \Delta\sigma_{y,li} \cdot dx + 2 \cdot \int_{\Delta x/2}^{\Delta x} \Delta\sigma_{y,re} \cdot dx = 0 \quad (7.8)$$

Um diese beiden Gleichungen zu erfüllen, sind über die halbe Steinlänge  $\Delta x/2$  symmetrische Spannungsverläufe erforderlich. Dies kann durch einen konkaven, konvexen oder konstanten Verlauf der Spannungen erreicht werden. Die Theorie von MANN/MÜLLER geht von einem konstanten Spannungsverlauf  $\Delta\sigma_y$  über die halbe Steinlänge aus und gemeinsam mit der Normalspannung  $\sigma_y$  und der Schubspannung  $\tau$  ergibt sich ein treppenförmiger Spannungsverlauf (siehe Abbildung 7.5).

## 7.2.2 Materialmodell nach Ganz [69]

In diesem Modell werden für unbewehrte Mauerwerksscheiben zweiachsig beanspruchte Bruchbedingungen beschrieben. Das Mauerwerk wird in seine Einzelkomponenten Stein und Mörtel aufgeteilt. In weiterer Folge werden für den Stein Bruchbedingungen formuliert und auch für die Lagerfuge Bruchkriterien aufgestellt. Es können somit für die Einzelbereiche (Stein, Mörtel) Fließflächen erzeugt werden und diese werden später zu einer gesamten Fließfläche zusammengeführt. Es ergeben sich insgesamt fünf Bruchkriterien (siehe Gleichungen 7.9, 7.10, 7.11, 7.12, 7.13). Als Eingangsparameter dient die Druckfestigkeit senkrecht und parallel zur Lagerfuge ( $f_{k\perp}$  bzw.  $f_{k\parallel}$ ), die Kohäsion  $k$  und der Reibungswinkel  $\rho_0$ . Die Versagensflächen für unbewehrtes Mauerwerk ohne Zugfestigkeit im Spannungsraum werden in Abbildung 7.6 dargestellt. In weitere Folge werden nun die fünf Bruchkriterien dargestellt.

Im ersten Bruchkriterium wird das Zugversagen im Stein beschrieben. Es bildet sich eine elliptische Versagensfläche aus.

$$f_1 : \tau_{xy} - \sqrt{\sigma_x \cdot \sigma_y} \leq 0 \quad (7.9)$$

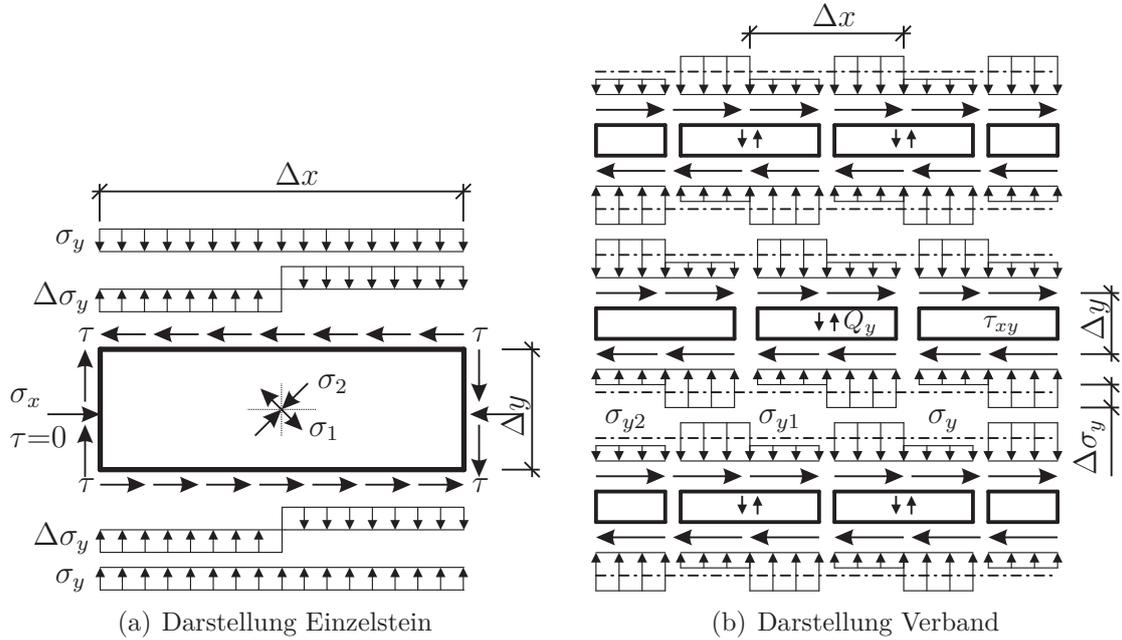


Abbildung 7.5: Darstellung der Spannungsverteilung am Einzelstein und im Verband nach [110]

Das Druckversagen im Stein wird im zweiten Bruchkriterium beschrieben. Die Versagensfläche wird ebenfalls durch eine elliptische Versagensfläche gebildet.

$$f_2 : \tau_{xy} - \sqrt{(\sigma_x + f_{k\parallel}) \cdot (\sigma_y + f_{k\perp})} \leq 0 \quad (7.10)$$

In der dritten Bruchbedingung wird das Schubversagen des Steines dargestellt. Die Versagensfläche wird durch einen Kreiszyylinder gebildet.

$$f_3 : \tau_{xy} + \sqrt{\sigma_x \cdot (\sigma_x + f_{k\perp})} \leq 0 \quad (7.11)$$

Entsprechend dem Mohr-Columb'schen Reibungsmodell, beschreibt die vierte Bruchbedingung das Gleiten entlang der Lagerfuge. Dargestellt wird diese durch eine geneigte Ebene im Spannungsraum.

$$f_4 : \tau_{xy} - k - \sigma_y \cdot \tan \varphi \leq 0 \quad (7.12)$$

Die fünfte Bruchbedingung beschreibt das Zugversagen in der Lagerfuge und die Versagensfläche wird durch einen Kreiszyylinder gebildet.

$$f_5 : \tau_{xy} - \sqrt{\sigma_y \cdot \left[ \sigma_y + 2 \cdot k \cdot \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right]} \leq 0 \quad (7.13)$$

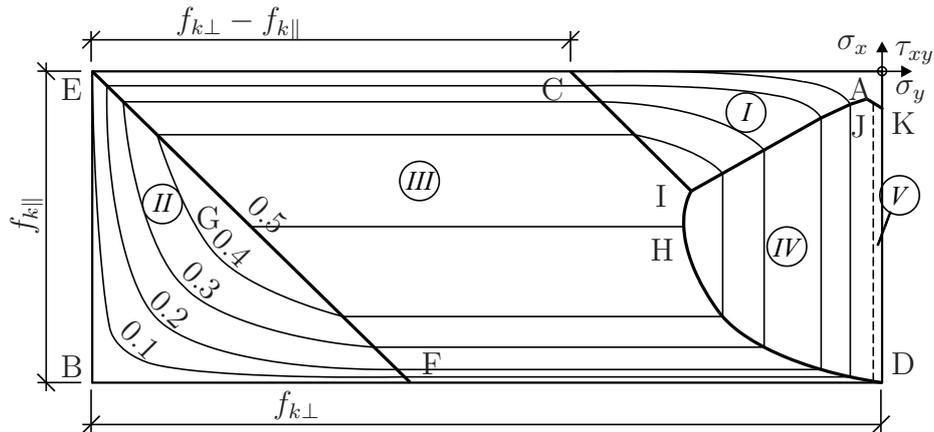


Abbildung 7.6: Bruchbedingungen nach GANZ von unbewehrtem Mauerwerk ohne Zugfestigkeiten aus [69]

GANZ erweiterte sein Modell für unbewehrtes Mauerwerk mit Zugfestigkeiten und stellte zwölf Bruchkriterien auf. Die Zugfestigkeit ist klein und die Auswirkungen ungewiss, weiters wird die Wirkung durch Rissbildung stetig abgebaut. Bei der Berechnung der Tragfähigkeit wird die Zugfestigkeit in der Regel vernachlässigt. Wird der Gebrauchszustand betrachtet, ist die Berücksichtigung der Zugfestigkeit erwünscht bzw. sogar ausdrücklich notwendig [69]. Weitere notwendige Parameter sind die Zugfestigkeiten und Geometrien der Lager und Stoßfugen. Mit diesem Ansatz können die Theorien von MANN/MÜLLER und GANZ verglichen werden. In Abbildung 7.7 sind die Versagensflächen für unbewehrtes Mauerwerk mit Zugfestigkeiten dargestellt.

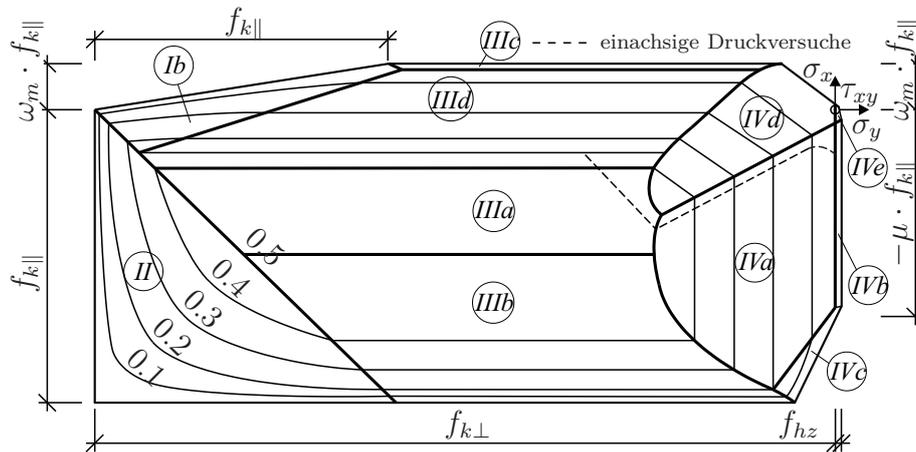


Abbildung 7.7: Erweiterte Bruchbedingungen nach GANZ von unbewehrtem Mauerwerk, mit Zugfestigkeiten aus [69]

### 7.2.3 Materialmodell Sbeta [54]

Im FE-Programm ATENA ist das Materialmodell SBETA [54] implementiert. Es basiert auf dem Konzept der verschmierten Risse und der Rissbandtheorie. Dieses nichtlineare Materialmodell wird zur Modellierung von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen verwendet. Das konstitutive Modell wird beschrieben durch

$$\{\sigma\} = [\mathbf{K}] \cdot \{\varepsilon\} \quad (7.14)$$

$\sigma$  stellt den Spannungstensor,  $\mathbf{K}$  die Steifigkeitsmatrix und  $\varepsilon$  den Verzerrungstensor dar. Die Komponenten des Spannungstensors sind  $\sigma_x, \sigma_y$  und  $\tau_{xy}$ . Die Komponenten des Verzerrungstensor sind  $\varepsilon_x, \varepsilon_y$  und  $\gamma_{xy}$ . Das in Abbildung 7.8 dargestellte Materialmodell SBETA, beinhaltet nichtlineares Verhalten bei Druckbeanspruchung, Bruchversagen unter Zug auf Basis nichtlinearer Bruchmechanik, die Reduktion der Druckfestigkeit nach Rissbildung, den Zugversteifungseffekt, die Reduktion der Scherfestigkeit nach Rissbildung, sowie zwei Bruchmodelle für die Rissentwicklung.

#### 7.2.3.1 Spannungs–Dehnungsbeziehung

Das nichtlineare Materialverhalten im zweiachsigen Spannungszustand wird beschrieben durch die effektive Spannung  $\sigma^{eff}$  und die äquivalente, einachsige Dehnung  $\varepsilon^{eq}$ . Diese erklären das nichtlineare Materialverhalten im zweiachsigen Spannungszustand. In vielen Fällen entsprechen die effektiven Spannungen den Hauptspannungen. Um den Poisson–Effekt im ebenen Spannungszustand zu vermeiden, wird die einachsige Dehnung verwendet.

$$\varepsilon^{eq} = \frac{\sigma_i}{E_i} \quad (7.15)$$

Die äquivalente, einachsige Dehnung ist jene Dehnung, welche durch die Spannung  $\sigma_i$  bzw. dem Elastizitätsmodul  $E_i$  in Richtung  $i$  hervorgerufen wird. Die Entlastung wird durch eine lineare Funktion zwischen Ursprung und Entlastungspunkt ausgedrückt.

#### 7.2.3.2 Zug vor und nach Rissbildung

Es besteht im ungerissenen Zustand ein linear elastischer Zusammenhang in Bezug auf das Materialverhalten. Im gerissenen Zustand bedient man sich bei der Erklärung der Rissöffnungen zweier Formulierungen:

- einem Reibungsmodell, aufbauend auf Rissöffnungen und Bruchenergie
- einer Spannungs–Dehnungsbeziehung in einem Materialpunkt

Zur Beschreibung der Bruchenergie stehen verschiedene Beziehungen (linear, exponentiell etc.) bereit.

### 7.2.3.3 Druck vor und nach Rissbildung

Eine an den *CEB-fip Model Code 90* [1] angepasste Beziehung, beschreibt die Druckfestigkeit vor der maximal auftretenden Druckspannung. Erreicht die Druckfestigkeit die maximal aufnehmbare Druckspannung, so wird angenommen, dass diese linear abnimmt. Die Neigung der Geraden kann entweder durch die plastische Verformung  $w_d$  beschrieben werden oder durch den Erweichungsmodul  $E_d$ .

### 7.2.3.4 Druck- und Zugversagen

Ein zweiachsiges Versagenskriterium beschreibt das Druckversagen. Ist ein Druck-Druck-Zustand vorhanden, so ist das Versagen abhängig von den Hauptspannungen und der einachsigen Druckfestigkeit. Für den Zug-Druck-Zustand wird die Druckfestigkeit reduziert. Für den Zug-Zug-Zustand beim Zugversagen wird die Zugfestigkeit als konstant angenommen und entspricht der einachsigen Zugfestigkeit. Für den Zug-Druck-Zustand wird die Zugfestigkeit abgemindert.

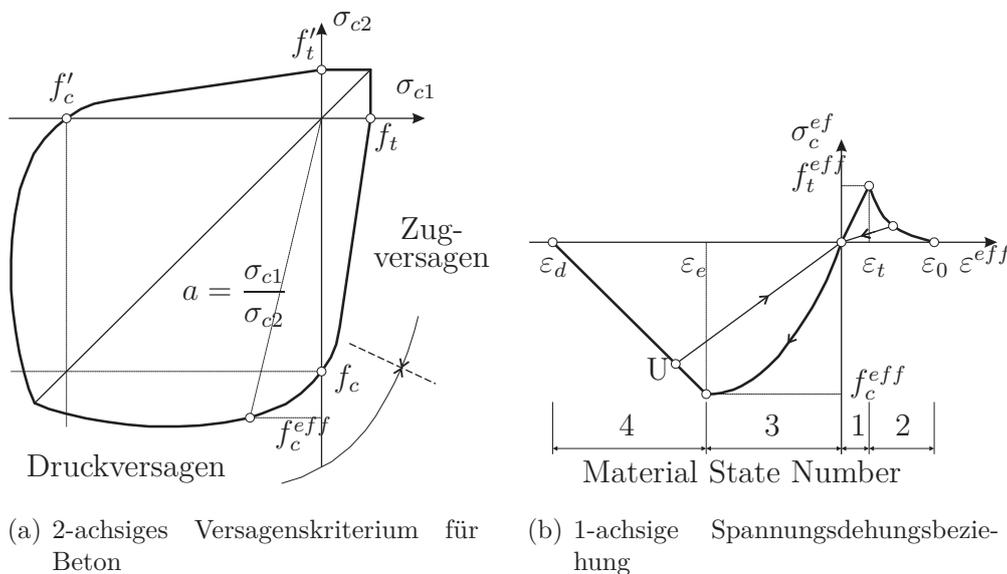


Abbildung 7.8: Materialmodell SBETA [54]

### 7.2.3.5 Bruchmodelle

Beim ersten Modell, dem sogenannten *Fixed Crack Model*, ist die Richtung der Risse, beim Entstehen dieser, durch die Hauptspannungen gegeben. Im ungerissenen Zustand fallen Hauptspannungen und Hauptdehnungen zusammen. Die Achsen der Hauptdehnungen sind im gerissenen Zustand verdreht, dadurch entstehen Schubspannungen in der Rissebene. Beim zweiten Modell, dem *Rotated Crack Model*, fallen sowohl im ungerissenen als auch im gerissenen Zustand die Achsen der Hauptspannungen und Dehnungen zusammen, wodurch keine Schubspannungen in der Rissebene auftreten. Dies bewirkt jedoch, dass die auftretenden Risse gedreht werden.

## 7.3 Beschreibung der Modellbildung - Definition der Randbedingungen

Die Modellbildungen wurden mit den FE-Softwarepaketen SOFISTIK und ATENA durchgeführt. Das FE-Lösungsverfahren erlaubt es, für einen bestimmten Bereich wie z.B. für Materialelemente eine Diskretisierung durchzuführen. Diese Diskretisierung führt dazu, dass kleine einzelne Elemente entstehen, welche als Gitter bezeichnet werden. Diese numerischen Verfahren basieren auf der Beziehung zwischen den Freiheitsgraden innerhalb der diskretisierten Elemente wie Verschiebungen, Dehnungen, Spannungen und den externen Kräften, durch die Verwendung von partiellen Differentialgleichungen. Durch iterative Lösungsansätze wird das Verhalten von bestimmten Bereichen in der Struktur ermittelt. Mit SOFISTIK erfolgt die Eingabe der Struktur als Programmcode in der Programmiersprache CADINP. Das Programm bedient sich verschiedener Module wie z.B. AQUA, SOFIMESHA, SOFILOAD, ASE, DBRIN etc.. Das Modul AQUA dient zur Definition der Materialparameter. SOFIMESHA wird für die Eingabe der geometrischen Struktur verwendet. Um Belastungen auf das System zu bringen wird das Modul SOFILOAD benötigt. Mit Hilfe der beiden Module ASE und DBRIN können Strukturen berechnet werden und die Ergebnisse wie z.B. Verschiebungen ausgelesen werden. Das Programm ATENA 2D der Firma Cervenka Consulting (Prag, Tschechische Republik) ist ein FE-Programm für die nichtlineare Analyse von Strukturen. Obwohl das Programm auf die Analyse von Betonstrukturen spezialisiert ist, besteht die Möglichkeit auch andere Materialien wie Mauerwerk oder Holz zu berechnen. Das Programm arbeitet mit einer grafischen Benutzeroberfläche, der Anwender ist jedoch in der Lage jederzeit manuell Veränderungen am System durchzuführen. Es ist auch möglich, Konstruktionsverfahren durch die manuelle Bearbeitung der Eingabedatei zu modellieren.

### 7.3.1 Floridsdorfer Hochbahn

Es wurden zwei Bögen der Floridsdorfer Hochbahn mit SOFISTIK modelliert. Das Modell besteht aus 3 618 Knoten und 16 506 Volumselementen (siehe Abbildung 7.9). Die Lagerung erfolgt im Bereich der Kämpfer mit Federn, der horizontale Anschluss zu den weiteren Bögen wurde mit vertikal verschieblichen Auflagern simuliert.

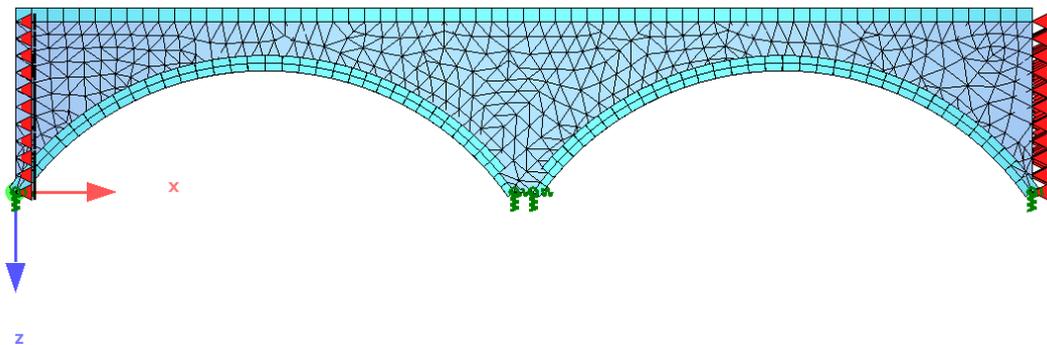


Abbildung 7.9: SOFISTIK Geometriemodell der Floridsdorfer Hochbahn

Die Materialmodellierung erfolgte aufgrund von Erfahrungswerten aus alten Plänen und Gutachten (siehe Kapitel 6.1). In den nachfolgenden Tabellen werden die verwendeten SOFISTIK-Materialparameter für die Modellierung der Floridsdorfer Hochbahn dargestellt. Die beiden Bögen wurden mit einem Betonmaterial C30/37, das Hinterfüllmaterial mit einem Mauerwerksparametersatz simuliert.

Tabelle 7.2: SOFISTIK-Materialparameter Floridsdorfer Hochbahn

<b>Beton C30/37 (EN1992)</b>			
Elastizitätsmodul	$E$	31 939	MPa
Querdehnzahl	$\mu$	0.20	-
Schubmodul	$G$	13 308	MPa
Kompressionsmodul	$K$	17 744	MPa
Wichte	$g$	25	kN/m <sup>3</sup>
Wichte Auftrieb	$\gamma_a$	25	kN/m <sup>3</sup>
Temperaturkoeffizient	$a$	1.00E-05	1/°K
Rechenfestigkeit	$f_c$	30	MPa
Druckfestigkeit	$f_{ck}$	30	MPa
Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	2.90	MPa
5% Zugfestigkeit	$f_{ctk}$	2.03	MPa
95% Zugfestigkeit	$f_{ctk}$	3.77	MPa
Verbundspannung	$f_{bd}$	3.04	MPa
<b>Mauerwerk MZ10 I (EN 1996)</b>			
Elastizitätsmodul	$E$	15 000	MPa
Querdehnzahl	$\mu$	0.20	-
Schubmodul	$G$	808	MPa
Kompressionsmodul	$K$	8333	MPa
Wichte	$g$	15	kN/m <sup>3</sup>
Wichte Auftrieb	$\gamma_a$	15	kN/m <sup>3</sup>
Temperaturkoeffizient	$a$	6.00E-06	1/°K
Druckfestigkeit	$f_{c0}$	0.60	MPa
Druckfestigkeit	$f_{ck}$	20	MPa
Zugfestigkeit	$f_t$	0.00	MPa
Schubfestigkeit	$f_v$	0.00	MPa
Haftzugfestigkeit		0.01	MPa
Steinzugfestigkeit		0.05	MPa

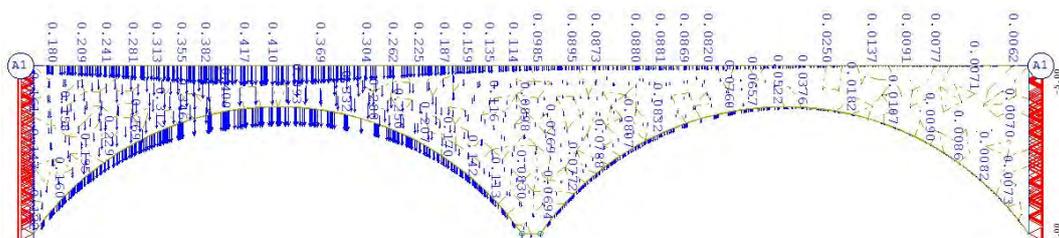


Abbildung 7.10: Verschiebungen der Floridsdorfer Hochbahn laut FE-Modellierung

Nach der Modellierung, wurden die Berechnungsergebnisse mit den realen Messungen an der Floridsdorfer Hochbahn verglichen und es konnte eine gute Übereinstimmung zwischen in-Situ Messungen und modellierten Werten erkannt werden (siehe Abbildung 7.10). Beim Monitoringkonzept für die Floridsdorfer Hochbahn wurde mit einem Wegaufnehmer gemessen, die Vergleiche zwischen realer Struktur und SOFISTIK Modell beschränken sich daher auf die Übereinstimmung der Verschiebungsdaten. Die aufgebrachte Belastung, das Lastmodell 71 (siehe Abbildung 3.4), entspricht der Güterzugsüberfahrt, wie sie in der Realität gemessen wurde. Es zeigten sich laut in-Situ Messungen Verschiebungen im Bereich zwischen 0.30 mm bis 0.52 mm. Das SOFISTIK Modell berechnet Verschiebungen im Bereich von 0.42 mm. Dieses Ergebnis wurde ausreichend genau mit den entsprechenden Annahmen der Materialparameter erreicht. Wichtig bei diesen ersten in-Situ Messungen und Modellierungen, war es, die Einsetzbarkeit und Genauigkeit von Wegaufnehmern nachzuweisen.

### 7.3.2 Weidenbachbrücke und Bernhardsthal Viadukt

Wie in Kapitel 6 beschrieben, ist die österreichische Nordbahnlinie eine wichtige europäische Eisenbahnlinie (BAA). Zu dieser Eisenbahnlinien zählen auch die vor Ort untersuchte Weidenbachbrücke und das Bernhardsthaler Viadukt. Wie in Kapitel 6 schon beschrieben, wurden bei der Weidenbachbrücke umfassende Sanierungsmaßnahmen durchgeführt. Daher beschränkten sich die Arbeiten bei diesem Objekt nur auf die in-Situ Messungen und es wurde kein Modell von der Weidenbachbrücke aufgesetzt. Das Bernhardsthaler Viadukt, welches sich ca. 80 km nordöstlich von Wien befindet ist eine der vielen Bogenbrückenstrukturen der Nordbahnlinie. Die Brücke ist als dreifeldrige Natursteinbogenbrücke ausgeführt (siehe Abbildung 6.5). Die Abmessungen für die Modellierung wurden dem historischen Originalplan entnommen (siehe Abbildung 6.5(b)). Das SOFISTIK Modell besteht aus 17 634 Elementen und 18 788 Knoten (siehe Abbildung 7.11(a)).

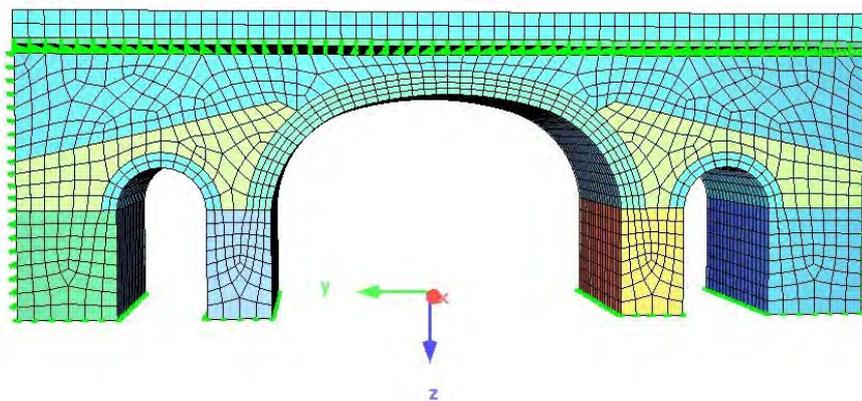


Abbildung 7.11: FE-Modell des Bernhardsthal Viadukts

Tabelle 7.3: SOFISTIK-Materialparameter Bernhardsthaler Viadukt

<b>Beton C30/37 (EN1992)</b>			
Elastizitätsmodul	$E$	31 939	MPa
Querdehnzahl	$\mu$	0.20	-
Schubmodul	$G$	13 308	MPa
Kompressionsmodul	$K$	17 744	MPa
Wichte	$g$	25	kN/m <sup>3</sup>
Wichte Auftrieb	$\gamma_a$	25	kN/m <sup>3</sup>
Temperaturkoeffizient	$a$	$1.00E - 05$	1/°K
Rechenfestigkeit	$f_c$	30	MPa
Druckfestigkeit	$f_{ck}$	30	MPa
Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	2.90	MPa
5% Zugfestigkeit	$f_{ctk}$	1.72	MPa
95% Zugfestigkeit	$f_{ctk}$	3.77	MPa
Verbundspannung	$f_{bd}$	2.59	MPa
<b>Hinterfüllung</b>			
Elastizitätsmodul	$E$	50	MPa
Querdehnzahl	$\mu$	0.25	-
Schubmodul	$G$	200	MPa
Kompressionsmodul	$K$	27	MPa
Wichte	$g$	22	kN/m <sup>3</sup>
Wichte Auftrieb	$\gamma_a$	12	kN/m <sup>3</sup>
Temperaturkoeffizient	$a$	$1.00E - 05$	1/°K
Kohäsion		0.01	MN/m <sup>2</sup>
Dilatanzwinkel		22	°
Druckfestigkeit	$f_c$	0.00	MPa
Zugfestigkeit	$f_t$	0.00	MPa
Endfestigkeit Reibung		33	°
Endfestigkeit Kohäsion		0.01	MN/m <sup>2</sup>

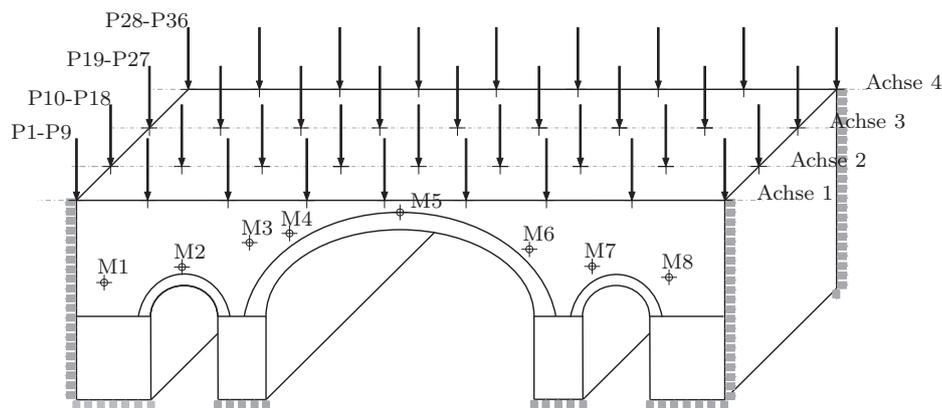


Abbildung 7.12: Belastungsschema für Einflussflächenbewertung des Bernhardsthaler Viadukts

In einem ersten Schritt der Modellierung und Simulation wurde eine Einheitskraft  $P = 1$  kN auf das System aufgebracht. Die insgesamt 36 Laststellungen (P1 bis P36)

wurden an Knoten in vier in Längsrichtung und neun in Querrichtung vordefinierten Belastungsachsen aufgebracht (siehe Abbildung 7.12). In den Monitoringpunkten M1 bis M8 wurden die vertikalen Verschiebungen in der Stirnfläche der Struktur ermittelt. Die genaue koordinative Lage der Monitoringpunkte, in der Stirnfläche der Bogenbrücke, ist in Tabelle 7.4 dargestellt.

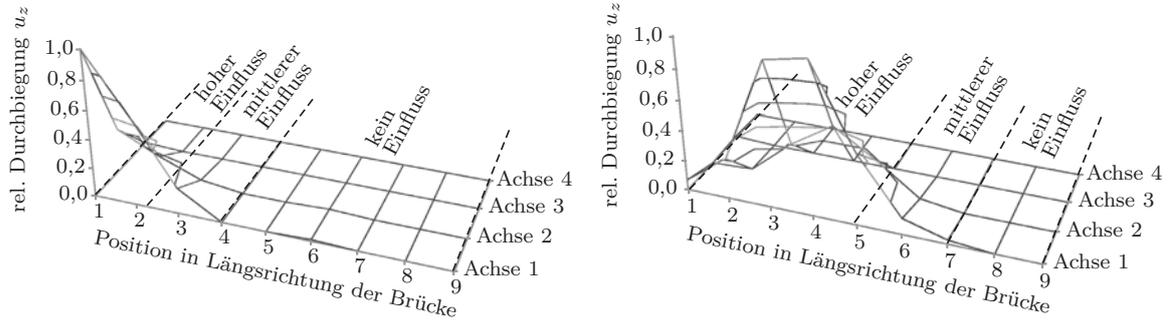
Tabelle 7.4: Koordinaten der Monitoringpunkte M1 bis M8

Monitoringpunkt	x [m]	y [m]	z [m]
M1	0.00	-12.91	-6.40
M2	0.00	-9.30	-5.88
M3	0.00	-6.45	-7.38
M4	0.00	-4.55	-7.62
M5	0.00	0.00	-8.45
M6	0.00	4.63	-7.63
M7	0.00	8.57	-6.44
M8	0.00	11.60	-5.73

Die berechneten Verschiebungen aus SOFISTIK wurden in Einheitsflächenplots dargestellt. In der Abbildung A.11(a) sieht man den Einflussflächenplot mit den entsprechenden Einheitskräften P1 bis P36, gemessen im Monitoringpunkt M1 (siehe Abbildung 7.12). Es ist hier sehr gut zu erkennen, dass ein hoher Einfluss der Verschiebung im Monitoringpunkt M1 ausschließlich durch Einheitskräfte im Bereich der ersten beiden Lastachsen 1 und 2 und bis zum Punkt 2 der longitudinalen Stationierung der Brücke auftritt. Aufgebrachte Einheitskräfte in den hinteren beiden Achsen 3 und 4 haben so gut wie gar keinen Einfluss auf die Verschiebung im Monitoringpunkt M1.

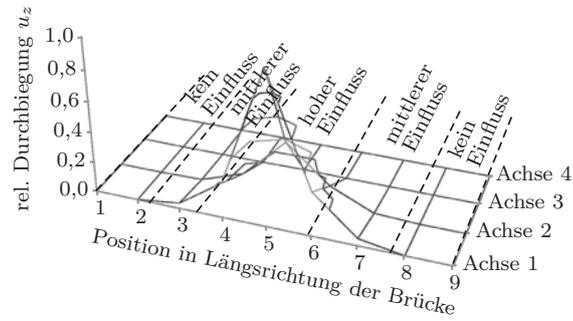
In Abbildung A.11(b) werden die Verschiebungen im Monitoringpunkt M3 aufgezeichnet. Hier ist ersichtlich, dass ein Einfluss besteht wenn Lasten in den ersten drei Lastachsen 1 bis 3 und in den longitudinalen Stationierungen von 1 bis 5 aufgebracht werden. Die nicht relevanten Bereiche lassen sich auch hier sehr gut erkennen. Es handelt sich dabei um die longitudinalen Stationspunkte 7 bis 9 und die Lastachsen 1 bis 4.

In Abbildung A.11(c) wird die Verschiebung in der Mitte der Bogenbrücke aufgezeichnet. Hier ist eine gleichmäßige Beeinflussung in beide Richtungen der Brücke zu erkennen. Einheitskräfte in den Lastachsen 1 bis 3 und in den longitudinalen Stationierungen 3 bis 6 haben einen hohen Einfluss auf die Verschiebung. Über diesen Bereich hinaus aufgebrachte Einheitskräfte haben nur mehr einen geringen bzw. gar keinen Einfluss auf die Verschiebung in Monitoringpunkt M5. Aufgrund der Modellierung können entsprechende Optimierungen der Monitoringpunkte im Hinblick auf durchzuführende Messungen vorgenommen werden.



(a) Darstellung der Durchbiegungen in M1

(b) Darstellung der Durchbiegungen in M3



(c) Darstellung der Durchbiegungen in M5

Abbildung 7.13: Darstellung der Einflussflächenplots in M1, M3 und M5 des Bernhardsthaler Viadukts

### 7.3.3 Rohrbachbrücke

Die Grundlagen für die Modellierung der Rohrbachbrücke stellen der Originalplan, eine Detailvermessung, die Georadaruntersuchungen und Bohrkernproben dar. Die Rohrbachbrücke wurde ebenfalls mit dem FE-Softwarepaket SOFISTIK modelliert. Das SOFISTIK Modell (siehe Abbildung 7.14) wurde als Brick Modell programmiert. Zuerst wurden die Bögen, Randmauern und die Hinterfüllung modelliert. Danach wurde der Gleisschotter, die Schwellen und Schienen hinzugefügt.

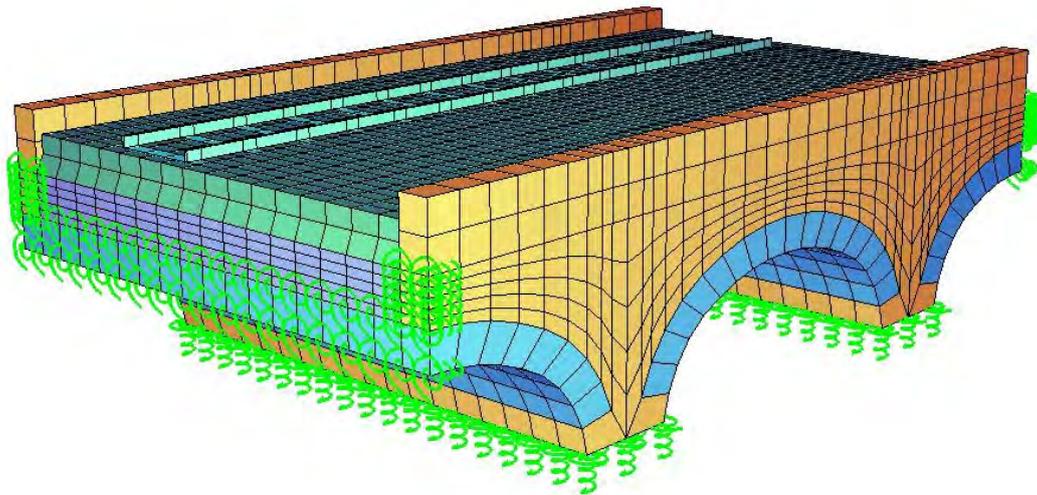


Abbildung 7.14: SOFISTIK Geometriemodell der Rohrbachbrücke bei Mattersburg

Das erste Modell der Rohrbachbrücke wurde so modelliert, dass der Hinterfüllbereich direkt auf das Bogentragwerk aufgesetzt wurde. Die Materialparameter für den Hinterfüllbereich bzw. für das Bogenmauerwerk konnten getrennt angesprochen werden, jedoch gab es zwischen Mauerwerk und Hinterfüllung keine Entkoppelung. Die Tabelle 7.5 zeigt die gesamten Modellparameter für das Ursprungsmodell der Rohrbachbrücke. Den Mauerwerksparametern liegt ein technischer Bericht einer zerstörenden Mauerwerksuntersuchung mit Bohrkernentnahme zugrunde [63]. An drei Stellen der Rohrbachbrücke wurden Bohrkernproben, im Auftrag der ÖBB entnommen und ausgewertet. In den Abbildungen 7.15 sind die Entnahmestellen der Bohrkernproben zu sehen. Es wurden zwei Proben in den beiden Randbögen im Kämpferbereich (siehe Abbildung 7.15 (a) und (c)) entnommen und eine Probe in einem Mittelbogen im Bereich der Widerlager (siehe Abbildung 7.15 (b)).

Tabelle 7.5: SOFISTIK-Materialparameter Rohrbachbrücke

<b>Mauerwerk (EN1996)</b>			
Elastizitätsmodul	$E$	1432	MPa
Querdehnzahl	$\mu$	0.30	-
Schubmodul	$G$	900	MPa
Kompressionsmodul	$K$	500	MPa
Wichte	$g$	15	kN/m <sup>3</sup>
Wichte Auftrieb	$\gamma_a$	1500	kN/m <sup>3</sup>
Temperaturkoeffizient	$a$	$6.00E - 06$	1/°
Druckfestigkeit	$f_{ck}$	30.6	MPa
Zugfestigkeit	$f_t$	1.22	MPa
Schubfestigkeit	$f_v$	0.57	MPa
Haftzugfestigkeit		0.11	MPa
<b>Hinterfüllmaterial</b>			
Elastizitätsmodul	$E$	50	MPa
Querdehnzahl	$\mu$	0.10	-
Schubmodul	$G$	200	MPa
Kompressionsmodul	$K$	27	MPa
Wichte	$g$	15	kN/m <sup>3</sup>
Wichte Auftrieb	$\gamma_a$	5	kN/m <sup>3</sup>
Temperaturkoeffizient	$a$	$1.00E - 05$	1/°K
Kohäsion		0,01	MN/m <sup>2</sup>
Dilatanzwinkel		22	°
Druckfestigkeit	$f_c$	0,00	MPa
Zugfestigkeit	$f_t$	0,00	MPa
Endfestigkeit Reibung		33	°
Endfestigkeit Kohäsion		0,01	MN/m <sup>2</sup>
<b>Eisenbahnschwelle</b>			
Elastizitätsmodul	$E$	18 000	MPa
Querdehnzahl	$\mu$	0.37	-
Schubmodul	$G$	7299	MPa
Kompressionsmodul	$K$	25 641	MPa
Wichte	$g$	18	kN/m <sup>3</sup>
Wichte Auftrieb	$\gamma_a$	8	kN/m <sup>3</sup>
Temperaturkoeffizient	$a$	$1.00E - 05$	1/°K
<b>Eisenbahnschiene</b>			
Elastizitätsmodul	$E$	206 000	MPa
Querdehnzahl	$\mu$	0.28	-
Schubmodul	$G$	80 156	MPa
Kompressionsmodul	$K$	159 690	MPa
Wichte	$g$	78.5	kN/m <sup>3</sup>
Wichte Auftrieb	$\gamma_a$	68.5	kN/m <sup>3</sup>
Temperaturkoeffizient	$a$	$1.00E - 05$	1/°K
<b>Trennschichte</b>			
Elastizitätsmodul	$E$	5	MPa
Querdehnzahl	$\mu$	0.35	-
Schubmodul	$G$	2	MPa
Kompressionsmodul	$K$	6	MPa
Wichte	$g$	18	kN/m <sup>3</sup>
Wichte Auftrieb	$\gamma_a$	8	kN/m <sup>3</sup>
Temperaturkoeffizient	$a$	$0.00E - 00$	1/°K

**Füllmaterial verdichtet**

Elastizitätsmodul	$E$	150	MPa
Querdehnzahl	$\mu$	0.10	-
Schubmodul	$G$	250	MPa
Kompressionsmodul	$K$	83	MPa
Wichte	$g$	15	kN/m <sup>3</sup>
Wichte Auftrieb	$\gamma_a$	8	kN/m <sup>3</sup>
Temperaturkoeffizient	$a$	0.00E - 00	1/°K



(a) Bohrkernentnahme Widerlager 1



(b) Bohrkernentnahme Pfeiler



(c) Bohrkernentnahme Widerlager 2

Abbildung 7.15: Bohrkernentnahmestellen bei der Rohrbachbrücke bei Mattersburg

In diesem technischen Bericht wurden Ziegelfestigkeiten und Mörtelfestigkeiten ermittelt. Bezugnehmend auf die ÖNORM EN 12390-3 [4] wurden diese Untersuchungen durchgeführt. Aufgrund der geringen Mörtelfugenhöhe wurden die tatsächlichen Mörteldruckfestigkeiten wie folgt berechnet

$$f_{m,c} = f_{m,m} \cdot \left( \frac{2 + h/d}{3} \right) \quad (7.16)$$

Im Bereich des Widerlager 1 (siehe Abbildung 7.15 (a)) wurden im Mittel Ziegelfestigkeiten von 39.7 MPa und Mörteldruckfestigkeiten von 3.0 MPa festgestellt. Im

Pfeilerbereich konnten experimentell Mittelwerte für die Ziegeldruckfestigkeit  $f_{m,c}$  von 39.7 MPa und Mörteldruckfestigkeiten von 1.3 MPa ermittelt werden. Im Widerlager 2 wurden mittlere Ziegeldruckfestigkeiten von 12.5 MPa und Mörteldruckfestigkeiten von 2.1 MPa aufgezeichnet. Mit Hilfe der Druckfestigkeiten aus Ziegel und Mörtel kann die Mauerwerksdruckfestigkeit nach Gleichung 7.1 ermittelt werden. Laut Eurocode 6 [12] ist es nun möglich den Kurzzeitelastizitätsmodul zu bestimmen (siehe Gleichung 7.2). Dieser Elastizitätsmodul bezieht sich auf neuartige Ziegel, daher wurde nach den Forschungsergebnissen von [169] der Elastizitätsmodul entsprechend angepasst. [169] ermittelt aus historischen Ziegelproben einen abgeminderten Elastizitätsmodul. Der Elastizitätsmodul wurde dabei als Sekantenmodul anhand der normierten Ziegeldruckfestigkeiten bestimmt. Dabei wurden die Elastizitätsmoduli der beiden Komponenten aus der Druckfestigkeit der Ziegel und des Mörtel berücksichtigt und entsprechend gewichtet. Daraus kann der Zusammenhang zwischen Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit des Mauerwerks wie folgt beschrieben werden:

$$E = 250 \cdot f_{k\perp} \quad (7.17)$$

Der aus den Versuchen von [169] hergeleitete Zusammenhang, zwischen Mauerwerksdruckfestigkeit und Elastizitätsmodul zeigt einen wesentlichen Unterschied zu dem im Eurocode 6 [12] (siehe Gleichung 7.2) angeführten Zusammenhang. Die Abweichung kann dadurch begründet werden, dass der Eurocode 6 [12] nur für neues Mauerwerk gilt.

Die weiteren Materialparameter für das Hinterfüllmaterial, die Eisenbahnschwellen, die Eisenbahnschienen und für die verdichtete Trennschicht wurden [90], [133] und [166] entnommen. Die Belastung im Modell erfolgte durch die beiden, auf der Rohrbachbrücke fahrenden, Zugstypen „5047“ 50 t und „5147“ 50 t (siehe Kapitel 7 Abbildung 6.23, 6.24). Bei einer Gesamtmassenkraft von 500 kN bzw. 1000 kN auf acht bzw. 16 Räder entspricht eine Einzelkraft 62.5 kN. Die Zugbelastung wurde, entsprechend den Abmessungen der Züge modelliert und statisch aufgebracht. 75 Lastfälle wurden über die modellierte Rohrbachbrücke geschoben. Die Lagerbedingungen wurden mit Federn modelliert. Die vertikalen Federsteifigkeiten wurden in einer ersten Simulation einer probabilistischen Analyse unterzogen. Die vertikalen Federn unter den beiden modellierten Kämpfern wurden in 18 Teilbereiche (P1 bis P18) aufgeschlüsselt. Diese 18 Bereiche wurden mit dem Software-Paket FREET randomisiert. Es wurde eine Rechteckverteilung verwendet, welche als untere Grenze 40 000 kN und als obere Grenze 80 000 kN hat. Dies entspricht einem Mittelwert von 60 000 kN und einen Variationskoeffizienten (CoV) von 0.19. In diesem ersten Schritt, wurde durch Simulation von 30 Modellen versucht, die in-Situ Messungen möglichst gut nachzubilden. Bevor der Vergleich der in-Situ Messdaten mit den modellierten Daten erfolgen konnte, mussten die modellierten Daten vom globalen Koordinatensystem (x/z) des Modells in ein reales lokales Koordinatensystem transformiert werden (siehe Abbildung 7.16). Die koordinative Bestimmung der Monitoringpunkte an der realen Struktur sowie der im SOFISTIK Modell wurde durchgeführt. Für die Transformationsmatrix sind die genaue geometrische Positionierung der realen Messkreuze und der Modellmesskreuze in Bezug auf die vertikale Achse (d.h. der

globalen z-Richtung) erforderlich.

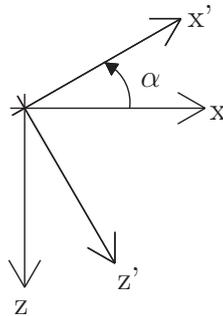


Abbildung 7.16: Drehung Koordinatensystem um einen Winkel  $\alpha$

Mit Hilfe der Rotationsmatrix kann im euklidischen Raum ein beliebiger Vektor  $\vec{p}$  um den Winkel  $\alpha$  gedreht werden. Um vom globalen Koordinatensystem ins lokale Koordinatensystem zu kommen, musste folgende Rotationsmatrix angewendet werden.

$$\begin{pmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha \\ -\sin \alpha & \cos \alpha \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} x \\ z \end{pmatrix} = \vec{p} \quad (7.18)$$

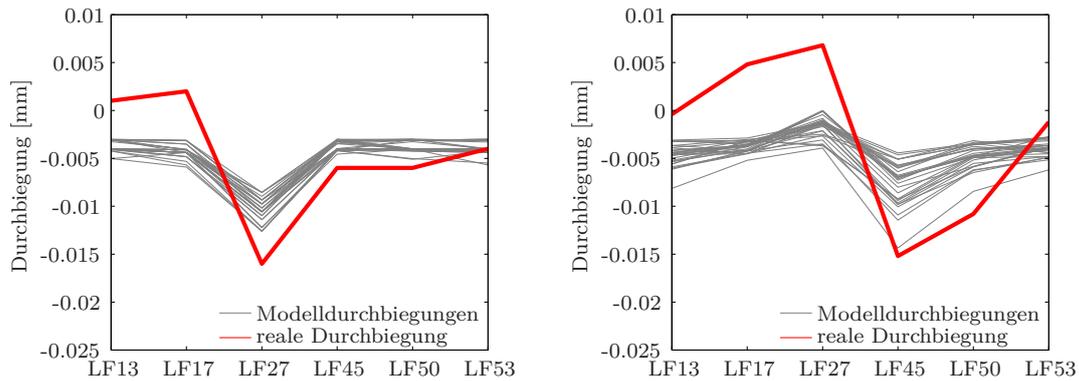
$x$  und  $z$  sind hierbei die globalen Verschiebungen des Monitoringpunktes im Modell in x- und z-Richtung. Die Winkel für die Rotationsmatrix der einzelnen Messkreuze (siehe Abbildung 6.27) sind der Tabelle 7.6 zu entnehmen.

Tabelle 7.6: Winkel für die Rotationsmatrix vom globalen ins lokale Koordinatensystem

Messkreuz	Winkel <sup>[o]</sup>
1	27
2	63
3	87
4	87
5	87
6	63
7	63
8	39
9	15
10	15

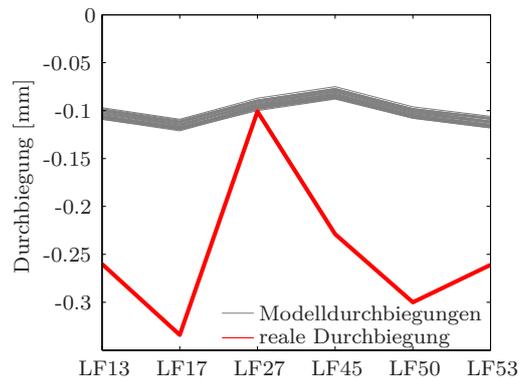
Die Ergebnisse zeigen den Vergleich explizit ausgewählter Lastfälle des Modells mit realen Messungen. Die Auswertungen haben gezeigt, dass die Anpassung der Modellierung an die realen Messungen durch Streuung der vertikalen Federsteifigkeiten nicht möglich ist. In einem zweiten Schritt wurden die horizontalen Anschlussfedern des SOFISTIK Modells ebenfalls einer probabilistischen Analyse unterzogen. Ebenso wie die vertikalen Federsteifigkeiten wurden die horizontalen Federsteifigkeiten mittels einer Rechteckverteilung gestreut. Die untere Grenze war 500 kN und die obere

Grenze 10 000 kN. Dies entspricht einem Mittelwert von 5250 kN und einem CoV von 0.52. Es wurden wieder 30 Sampels des Modells erstellt und mit den Originalmessdaten aus Wegaufnehmer 3 (W3), Wegaufnehmer 6 (W6) und Laservibrometer (L1) verglichen. Die Ergebnisse konnten auch durch diesen Schritt nicht optimal an die realen Messungen angepasst werden (siehe Abbildung 7.17).



(a) Gegenüberstellung Real/Modelliert W3

(b) Gegenüberstellung Real/Modelliert W6



(c) Gegenüberstellung Real/Modelliert L1

Abbildung 7.17: Gegenüberstellung der realen zu den modellierten Messdaten in W3, W6 und L1

Da die Sensitivitätsanalyse durch eine probabilistische Untersuchung der Federsteifigkeiten nicht die entsprechenden Ergebnisse lieferte, wurden weitere Untersuchungen durchgeführt. Da durch die Bohrkernuntersuchung die Materialparameter für Ziegel und Mörtel als gegeben betrachtet werden können, wurde der Hinterfüllbereich weiter analysiert und untersucht. Es wurde eine Entkoppelung zwischen Bogentragwerk und Hinterfüllbereich durchgeführt (siehe Abbildung 7.18), um zu verhindern, dass sich im FE-Modell eine andere Gesamtsteifigkeit ausbildet, als sie in der realen Struktur vorherrscht. Weiters wurden die Bereiche unter den Wasserausläsen der Rohrbachbrücke mit einer höheren Steifigkeit versehen als im Ausgangsmodell. Die Abbildung 7.18 zeigt die drei betrachteten Varianten der Verdichtungsschichten.

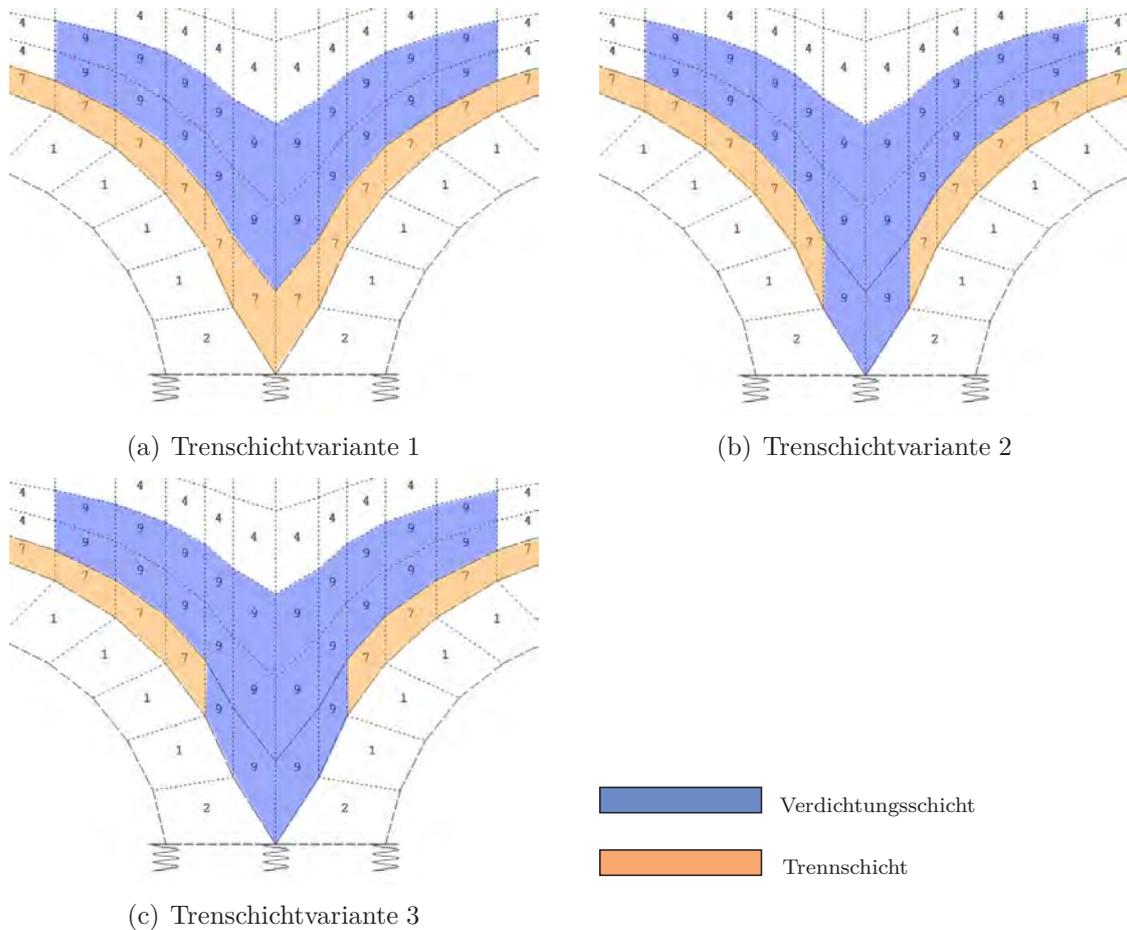
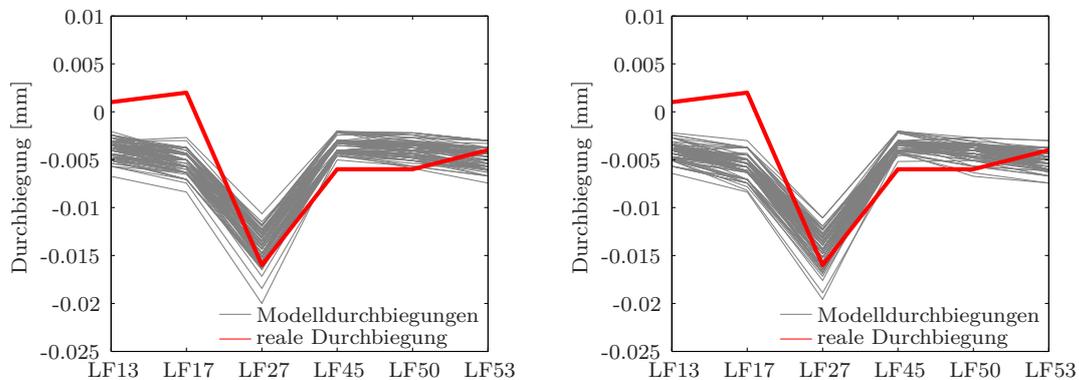


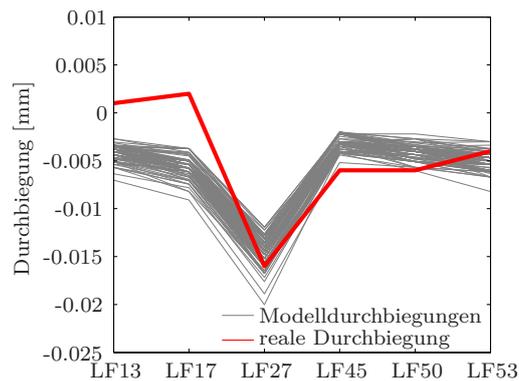
Abbildung 7.18: Darstellung der Trennschicht und Verdichtungsschicht im Kämpferbereich der Rohrbachbrücke

Im letzten Modellierungsschritt wurde eine Trennschicht zwischen Hinterfüllmaterial und Bogentragwerk eingeführt, um eine Interaktion zwischen Tragwerk und Hinterfüllung zu vermeiden. Das Material dieser Trennschicht wurde mit einem sehr kleinen Elastizitätsmodul angesetzt, um das Tragverhalten dieser Schicht zu reduzieren. In Variante 1 wurde die Trennschicht, welche eine sehr geringe Steifigkeit besitzt, komplett durchgezogen zwischen Bogentragwerk und restlichen Hinterfüllbereich und die ersten beiden Schichten über der Trennschicht mit einem höher verdichteten Material versehen (siehe Abbildung 7.18(a)). Bei der Variante 2 wurde der höher verdichtete Hinterfüllbereich bis zum Kämpfer hinuntergeführt und die Trennschicht unterbrochen (siehe Abbildung 7.18(b)). In Variante 3 wurde der höher verdichtete Hinterfüllbereich ausgeweitet wie in Abbildung 7.18 dargestellt. Diese drei Varianten wurden jeweils mit 100 Samples durchgerechnet. Aufgrund des großen Rechenaufwandes und der auszuwertenden Datenmenge wurde ein Programm namens SOFILOOP programmiert [126]. Die Hauptaufgabe besteht darin, SOFILOP Modelle probabilistisch zu berechnen (randomisieren). Da SOFILOP von sich aus nicht mehrere Rechendurchläufe in einem Modell durchführen kann, war es notwendig, SOFILOP zu entwickeln, um den Arbeitsaufwand zu optimieren. Da, wie

zuvor erwähnt, 30 Modelldurchläufe nicht den gewünschten Effekt zeigten, wurden die Modellsampels auf 100 erhöht. Es wurden 100 Berechnungen mit unterschiedlichen Parameterwerten durchgeführt. Die randomisierten Daten aus FREET wurden entsprechend bereinigt und für die Modellberechnung aufbereitet. Das Programm SOFILOOP ruft dann die einzelnen Samples der Modellberechnung auf, führt die Analyse durch und speichert ein Ergebnisfile mit dem durchgerechneten Parametersatz ab. In einem weiteren Schritt können die Ergebnisse in CSV<sup>1</sup> Dateien umgewandelt werden und von unnötigen Informationen bereinigt werden. Die einzelnen CSV Dateien können zu einer Gesamtdatei verknüpft werden und für die weitere Verarbeitung in Matlab verwendet werden.



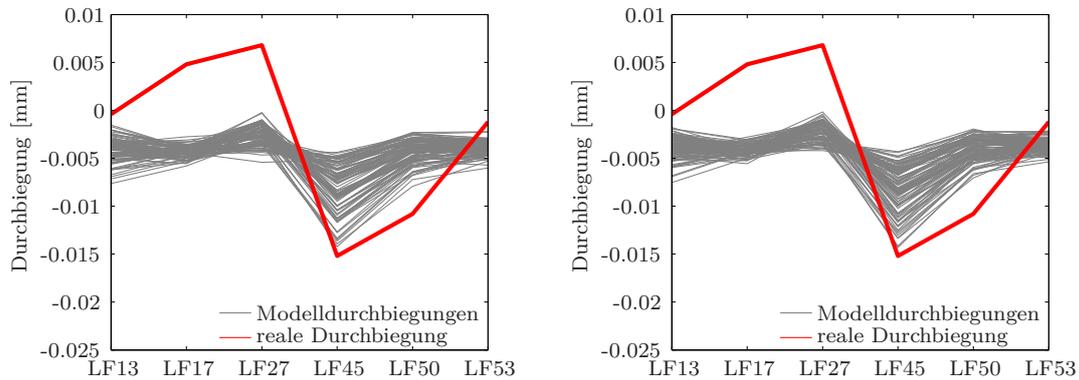
(a) Gegenüberstellung Real/Modelliert W3 Variante 1      (b) Gegenüberstellung Real/Modelliert W3 Variante 2



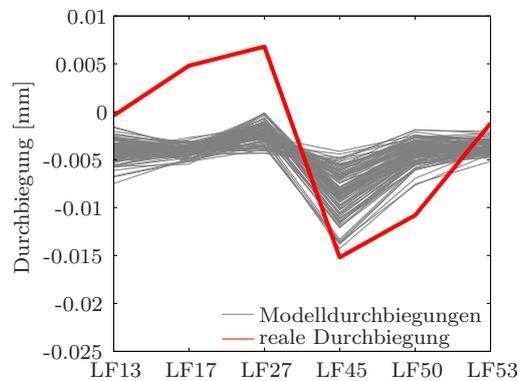
(c) Gegenüberstellung Real/Modelliert W3 Variante 3

Abbildung 7.19: Gegenüberstellung der realen zu den modellierten Messdaten beim Wegaufnehmer 3 der einzelnen Varianten

<sup>1</sup>Comma-separated values



(a) Gegenüberstellung Real/Modelliert W6 Variante 1      (b) Gegenüberstellung Real/Modelliert W6 Variante 2

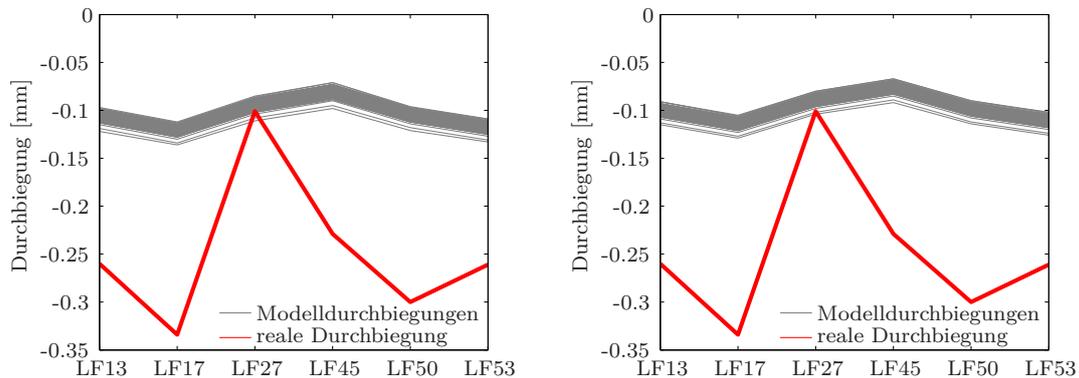


(c) Gegenüberstellung Real/Modelliert W6 Variante 3

Abbildung 7.20: Gegenüberstellung der realen zu den modellierten Messdaten beim Wegaufnehmer 6 der einzelnen Varianten

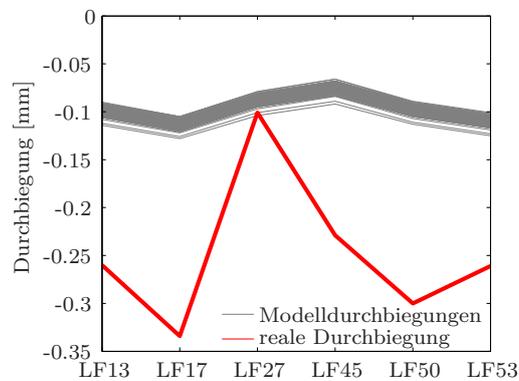
In den Abbildungen 7.19, 7.20 und 7.21 sind die modellierten Daten (100 Samples) den realen Messungen gegenübergestellt. Es ist zu erkennen, dass die modellierten Ergebnisse im Wegaufnehmer 3 (siehe Abbildung 7.19) und Wegaufnehmer 6 (siehe Abbildung 7.20) sehr gut mit der Realität zusammenpassen. Die Ergebnisse der Lasermessungen zu den modellierten Daten, sind immer noch unzureichend genau. Die Variantenstudie mit den verdichteten Hinterfüllbereich zeigt jedoch eine Verbesserung der Ergebnisse mit einem entsprechenden Shift der modellierten Kurven in Richtung der realen Daten. Der Ansatz mit den verdichteten Hinterfüllbereichen zeigt vielversprechende Ergebnisse und es bedarf einer weiteren genaueren Untersuchung dieser Problematik um an das Endziel, die Übereinstimmung von Modell zu Realität zu gelangen.

Ist eine entsprechende Übereinstimmung der Modelldaten zu den realen Daten gefunden, kann in einem weiteren Schritt für die Modellkalibrierung eine neuronale Netzwerkanalyse angewendet werden.



(a) Gegenüberstellung Real/Modelliert L1 Variante 1

(b) Gegenüberstellung Real/Modelliert L1 Variante 2



(c) Gegenüberstellung Real/Modelliert L1 Variante 3

Abbildung 7.21: Gegeüberstellung der realen zu den modellierten Messdaten beim Laser 1 der einzelnen Varianten

Diese sogenannte neuronale Netzwerkanalyse ist eine inverse Analysemöglichkeit, um Parameter eines Rechenmodells zu erhalten, damit ein besserer Umgang mit experimentellen Daten erreicht wird. Diese inverse Analyse basiert auf der Verbindung von zeitlich geordneten, zufälligen Vorgängen (stochastischen Prozessen) mit einem neuronalen Netzwerk (ANN...artificial neural network [117]). Ein wichtiger Punkt in der inversen Analyse ist es, die Signifikanz von Parametern, die Gegenstand der Identifikation sind, zu bestimmen. Die Auswahl der Identifikationsparameter sollte unter Berücksichtigung der Dominanz dieser Parameter erfolgen. Es sollen vorherrschende Variablen gesucht werden und alle irrelevanten Variablen ausgeschlossen werden. Dieser Punkt ist deshalb so wichtig, dass ein Rauschen des neuronalen Netzwerkes vermieden wird. Der gesamte Vorgang ist vom Konzept her einfach und kann wie folgt beschrieben werden. Mit Hilfe einer entsprechenden FE-Software wird ein Rechenmodell mit einer Problemstellung erstellt. Unter dem Anwendungsprinzip „trial and error“ und der Verwendung der Modellparameter (Identifikationsparameter) wird das Modell berechnet. Die Identifikationsparameter können durch Ingenieurere-

fahrung, Probieren oder Computersimulationen geschätzt werden. In weiterer Folge werden die Identifikationsparameter durch eine Wahrscheinlichkeitsfunktion (z.B. Gauß'sche Verteilung) geprüft und basierend auf einem Latin-Hypercube-Sampling (LHS) zufällig generiert. Man erhält zufallsbedingte Realisierungen der Identifikationsparameter. Das Rechenmodell wird unter Zugrundelegung der zufallsbedingten Realisierungen der Parameter erstellt und mehrfach berechnet. Die Anzahl der Simulation hängt von der Problemstellung, dem Aufbau des neuronalen Netzwerkes und der Variabilität der Identifikationsparameter ab. Um ein entsprechendes neuronales Netzwerk zu erstellen, bilden die zufallsbedingten Realisierungen und die zufallsbedingten Rechenmodellreaktionen die Basis. Nun sollte es möglich sein, aus den Identifikationsparametern die geeigneten Parameter zu wählen, so dass die Berechnung in bester Übereinstimmung mit den Messdaten steht. Zum Abschluss werden die Ergebnisse der Berechnung des Computermodells unter Verwendung der optimalen Parameter verifiziert. Abbildung 7.22 zeigt schematisch die stochastische Ertüchtigung eines neuronalen Netzwerkes.

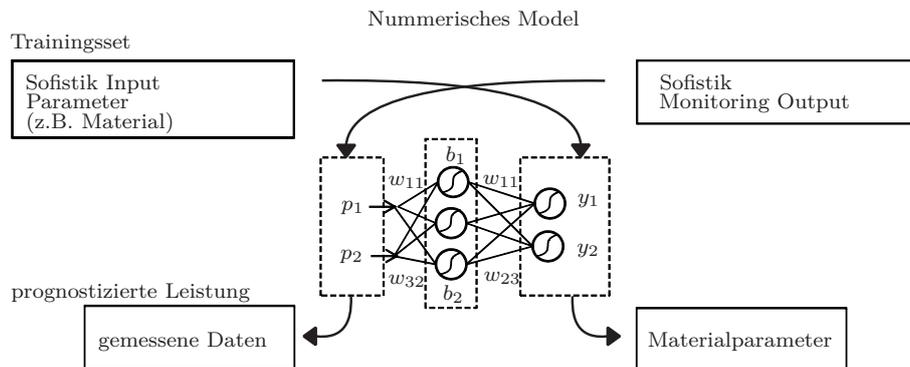


Abbildung 7.22: Schema der stochastischen Ertüchtigung eines neuronalen Netzwerkes

## 7.4 Lage der Nulllinie im Bogen

Geht man bei der Rohrbachbrücke davon aus, dass der Einfluss der Querkräfte im Verhältnis zu den Biegemomenten im betrachteten Gewölbeabschnitt klein ist, kann die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben des Querschnittes angewendet werden. Mit Hilfe des Messkreuzversuchsaufbaues, wie er in Abbildung 7.24 dargestellt ist, ist es möglich auf die Längen- und Krümmungsänderungen zu schließen. Die Messkreuze bestehen, wie schon in Kapitel 7 (siehe Abbildung 6.28) beschrieben, aus vier Stahlwinkeln, zwei Gewindestangen und zwei Wegaufnehmern. Die Wegaufnehmer wurden auf die Gewindestangen montiert und diese wiederum mit den vier Stahlwinkeln am Bogen befestigt. Das Gewölbe wird durch diesen Ansatz gedanklich nach unten ergänzt, um die gegenseitige Bewegung der zwei im Bereich der Fixierung des Gestänges liegenden Querschnitte bei einer Laständerung des Bogens zu bestimmen.

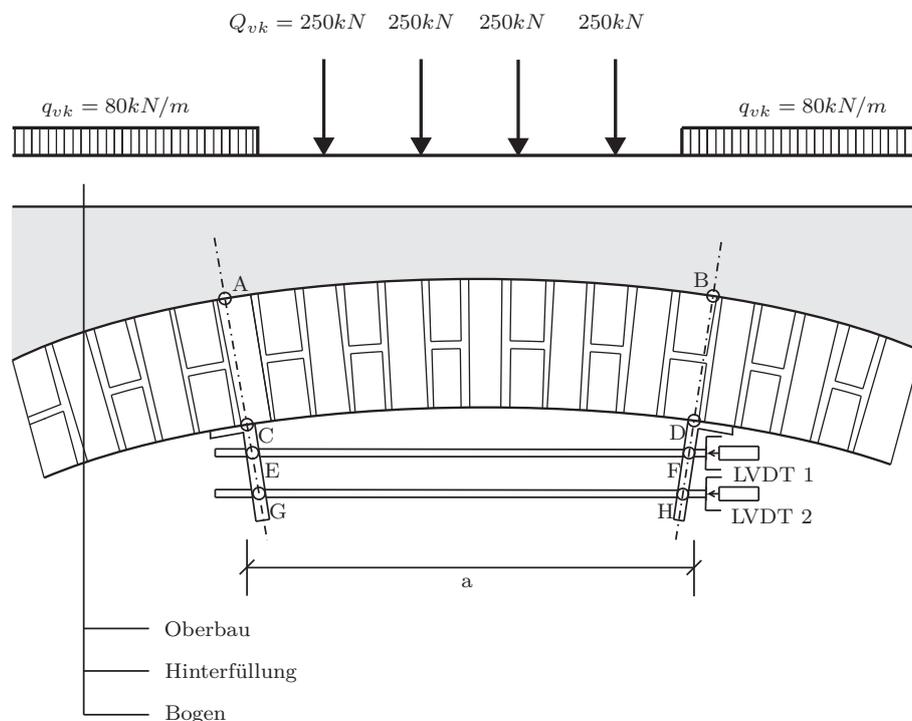


Abbildung 7.23: Schematische Darstellung des Messkreuzes bei der Rohrbachbrücke

In der Abbildung 7.24 ist die Verschiebung der Punkte A, B, C, D nach A', B', C', D' dargestellt. Die gedachten Bogenerweiterung von E, F, G, H verschiebt sich nach E', F', G', H'. Die gedachten Fasern  $b_1$  und  $b_2$  verformen sich nach  $b'_1$  und  $b'_2$ . Werden die Bogenlängen  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $b'_1$ ,  $b'_2$  durch die Sehnenlängen  $l_1$ ,  $l_2$ ,  $l'_1$ ,  $l'_2$  ersetzt, so ermittelt sich die mittlere Dehnungsverteilung infolge der aufgebracht Belastung entlang der Faser  $b_1$  wie folgt:

$$\varepsilon_1 = \left( \frac{l'_1 - l_1}{l_1} \right) \quad (7.19)$$

und entlang der Faser  $b_2$

$$\varepsilon_2 = \left( \frac{l'_2 - l_2}{l_2} \right) \quad (7.20)$$

In den beiden Dehnungsformeln stellt  $(l'_1 - l_1)$  und  $(l'_2 - l_2)$  jeweils den Differenzbetrag der Messwerte aus den Belastungsänderungen dar. Durch die Höhenabstände der Punkte A und E (entspricht  $h_1$ ) und der Punkte A und G (entspricht  $h_2$ ) kann durch Extrapolation die Nulllinienlage wie folgt bestimmt werden [81]:

$$z = h_2 - \left( \frac{h_2 - h_1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \right) \cdot \varepsilon_2 \quad (7.21)$$

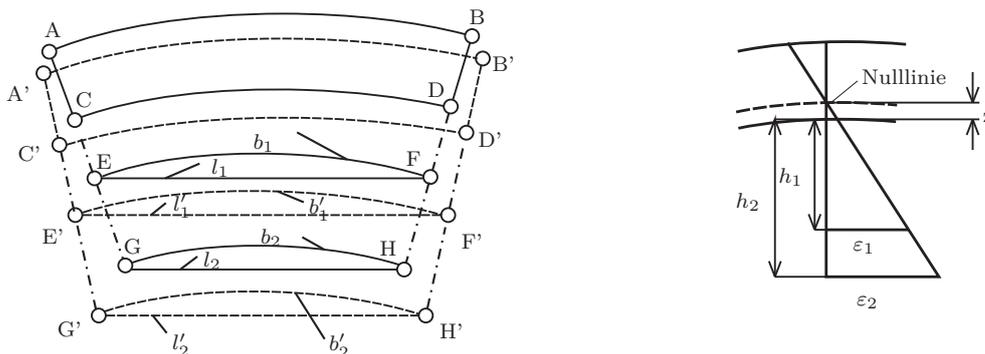
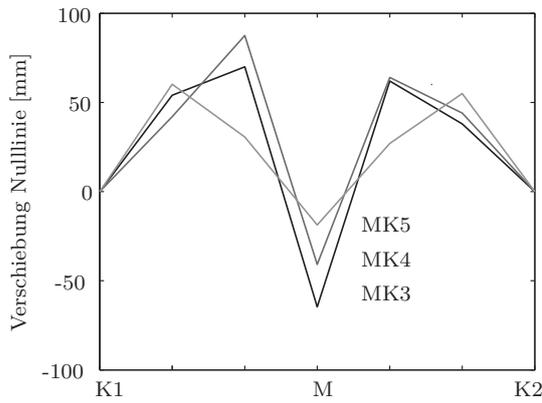
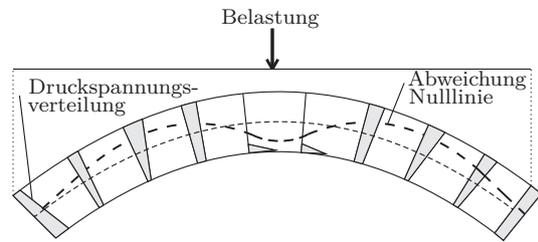


Abbildung 7.24: Ermittlung der Dehnung und der Nulllinienlage

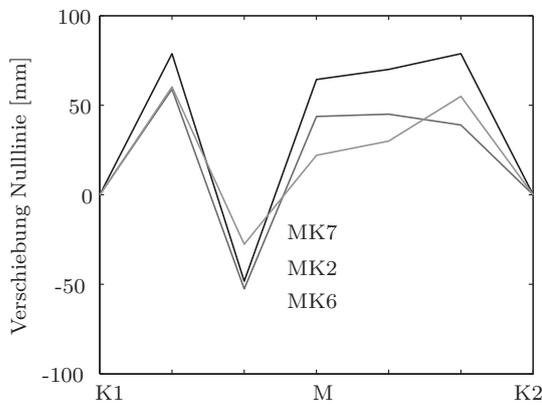
Aufgrund der durchgeführten Messungen können Rückschlüsse auf das Dehnungsverhalten im Bogen gezogen werden und Schlussfolgerungen auf das Tragverhalten der Struktur. Die Bestimmung der Nulllinienlage gibt nicht nur Auskunft über das Dehnungsverhalten, sie kann auch für die Optimierung des Monitoringkonzeptes herangezogen werden. Die Auswertung der Messdaten nach dem zuvor beschriebenen Prinzip und den Gleichungen 7.19, 7.20 und 7.21 erlauben eine Aussage über die Monitoringoptimierung. In der Abbildung 7.25 ist die Verschiebung der Nulllinie im Rohrbachbogenquerschnitt für die Messkreuze 3, 4 und 5 dargestellt. In den Abbildungen 7.25 (a), (c) und (e), werden auf der x-Achse mit K1 und K2 die beiden Kämpfer des Bogens bezeichnet und M soll die Bogenmitte beschreiben. Die y-Achse zeigt die Verschiebung der Nulllinie in [mm]. Die Ausgangslage bei einem 60 cm starken Bogen, wie es der Rohrbachbogen ist, liegt bei 30 cm.



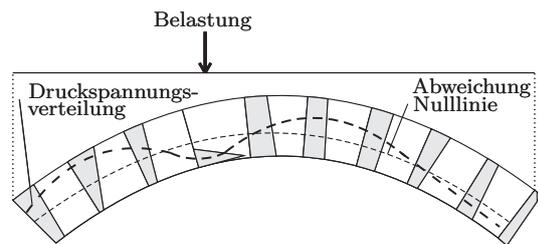
(a) Messkreuz 3, 4, 5



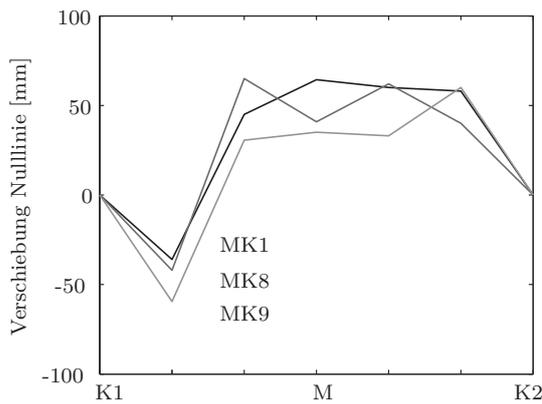
(b) Schematische Darstellung Druckspannungsverteilung Belastung Mitte (maßstabsfrei)



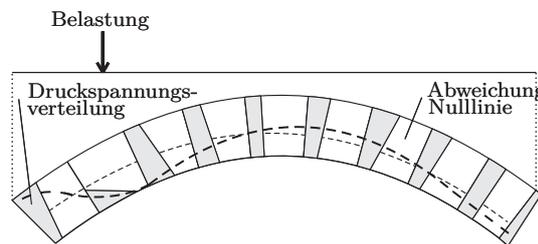
(c) Messkreuz 2, 6, 7



(d) Schematische Darstellung Druckspannungsverteilung Belastung links (maßstabsfrei)



(e) Messkreuz 1, 8, 9



(f) Schematische Darstellung Druckspannungsverteilung Belastung links (maßstabsfrei)

Abbildung 7.25: Nulllinienauswertung der Messkreuze an der Rohrbachbrücke

Die Abbildungen 7.25(a) und (b) zeigen die tatsächliche bzw. schematische Verschiebung der Nulllinienlage bei einer in der Mitte angreifenden Belastung der Rohrbach-

brücke. Die Verschiebungen der Nulllinie liegen in einem Bereich von ca. -65 mm bis +87 mm. Die Abnahme der negativen Verschiebungen der Nulllinie in Richtung des Bogenbrückenrandes (Anordnung der Messkreuze siehe Abbildung 6.27) ist deutlich erkennbar. Hier ergibt sich eine Optimierung des Monitoringsystems dahingehend, dass das Messkreuz 5 bei dieser Laststellung eingespart werden könnte. In den Abbildungen 7.25(c) und (d) sind die Verschiebungen der Nulllinie bei einer Belastung links der Mitte dargestellt. Hier bewegt sich die Verschiebung der Nulllinienlage in einem Bereich zwischen ca. -52 mm bis +78 mm. Auch bei dieser Laststellung ist erkennbar, dass das am äußeren Rand liegende Messkreuz 7 die geringsten Abweichungen der Nulllinienlage zeigt und optimiert werden könnte. Es zeigt sich aber weiter, dass das Messkreuz 6 (liegt in der Mitte zwischen Messkreuz 2 und Messkreuz 7) eine höhere Abweichung der Nulllinie zeigt als das Messkreuz 2. Bei den letzten beiden Abbildungen 7.25(e) und (f) sind die Nulllinienabweichungen bei einer Belastung weit links von der Mitte dargestellt und bewegen sich in einem Bereich von ca. -59 mm bis +60 mm. Hier ist deutlich zu erkennen, dass das am äußeren Rand liegende Messkreuz 9 die größten negativen Verschiebungen der Nulllinie zeigt. So ist die zuvor schon beschriebene Theorie mit dem diagonalen Lastabtrag im Bogen auch bei der Nulllinienabweichung erkennbar.

## 7.5 Erkenntnisse aus den ersten Modellbildungen

Die Modellbildungen und durchgeführten Monitoringarbeiten, konnten zum Teil aus Problemen bei der Zugänglichkeit der Meßobjekte und zu hohen Steifigkeiten nur teilweise realisiert werden. Die Gegenüberstellung der Verschiebungsdaten bei der Floridsdorfer Hochbahn, von realen Messdaten zu SOFISTIK Messdaten, brachte erste gute Erkenntnisse. Da das Hauptaugenmerk jedoch auf Strukturen aus Mauerwerk lag, wurden diese ersten Eindrücke der Modellierung und des Monitoringsystems für die weiteren Beispielobjekte (Weidenbachbrücke, Bernhardsthaler Viadukt und Rohrbachbrücke) verwendet.

Bei der Weidenbachbrücke wurden keine Modellierungsarbeiten in SOFISTIK durchgeführt, da die Struktur aufgrund von Sanierungsarbeiten, wie in Kapitel 7 beschrieben, optimale Voraussetzungen der Lastabtragung zeigte und keine relevanten Daten aufgezeichnet werden konnten. Das Bernhardsthaler Viadukt wurde mit dem FE-Programm SOFISTIK modelliert und mit einer Einheitslast belastet. Die in-Situ Messungen ergaben keine verwertbaren Ergebnisse, da die Zugänglichkeit durch den Bernhardsthaler Teich nicht gegeben war. Das Monitoringsystem im seitlichen Bogen der Bernhardsthalbrücke wie in Kapitel 6 beschrieben, zeigte aufgrund der hohen Steifigkeit des Objektes keinerlei Reaktionen. Die Modellierungsarbeiten mit SOFISTIK wurden jedoch trotzdem durchgeführt und eine Einheitsflächenanalyse durchgeführt. Diese Analyse zeigte sehr schöne Ergebnisse in Bezug auf den Einsatz von Monitoringsystemen. Es wird dargestellt bei welchen Belastungspunkten welcher Monitoringpunkt am sensitivsten reagiert. Aufgrund der fehlenden Informationen der Materialparameter für das Ziegelmauerwerk, den Hinterfüllbereich etc. wurde hier eine nähere Untersuchung mit den Modelldaten nicht durchgeführt.

Die Rohrbachbrücke bei Mattersburg bietet neben der guten Zugänglichkeit auch die Untersuchungsergebnisse von Bohrkernentnahmen. Das Wissen der Materialparameter für Ziegel und Mörtel waren ein wichtiger Punkt bei der Modellierung der Rohrbachbrücke bei Mattersburg. Weiters konnte aufgrund der Georadaruntersuchungen auf einen nahezu homogenen Hinterfüllbereich geschlossen werden. Die ordentliche Vermessung der Brücke, die gute Zugänglichkeit, die Untergrunduntersuchungen mit dem Georadar und die Bohrkernentnahmen bildeten eine gute Voraussetzung für eine optimale Modellierung der Rohrbachbrücke. Die Ergebnisse aus den Modellierungen haben gezeigt, dass die bekannten Parameter noch zu gering sind, um eine perfekte Gegenüberstellung von realen zu modellierten Daten zu erhalten. Aufgrund des partiellen Wissensstandes über den Hinterfüllbereich konnten keine genaueren Ergebnisse erzielt werden.

Der Nachbau eines Bogens der Rohrbachbrücke im Labor soll diese Unsicherheit beseitigen und eine verbesserte Modellierung zulassen. Diese Modellierung und die Ergebnisse sowie die Erkenntnisse aus diesen Versuchen, werden in Kapitel 9.2 näher beschrieben. Hier wurde nicht nur ein SOFISTIK Modell des Laborbogens aufgesetzt und programmiert, es wurde weiters ein ATENA 2D Modell erstellt. Mit Hilfe dieses Modells wurde auch eine Sensitivitätsstudie für den Hinterfüllbereich durchgeführt.

Es hat sich bei den Modellbildungen gezeigt, dass, um eine entsprechende Modellanpassung durchführen zu können, die Anwendung des selbst entwickelten Programmes SOFILOOP von großem Nutzen ist. Die automatische Erstellung der Ergebnisfiles bringt eine große Zeit- und Rechenaufwandersparnis. Die Modellierung im linear elastischen Bereich ist aufgrund der Annahme, dass die Strukturen sehr steif sind, möglich. Auch die Rückrechnung über die Nulllinienlage hat sich als ein sehr gutes Mittel bei der Optimierung von Monitoringpunkten erwiesen.

## 7.6 Überlegungen von einsetzbaren Monitoringsystemen

Die Einsetzbarkeit von Monitoringsystemen hängt einerseits von der Begehbarkeit der Objekte ab und in welcher Genauigkeit und in welchem Zeitraum die Daten aufgezeichnet werden sollen, sowie welche finanziellen Mittel zur Verfügung stehen für das Monitoringsystem. Eine entsprechende Nachrechnung der gemessenen in-Situ Daten setzt ein optimales FE-Modell voraus. Diesem perfekten Modell müssen genaue Materialparameter zugrunde liegen, welche mit entsprechenden Prüfmethode erkundet werden müssen. Die nötigen Eingangsgrößen der Materialparameter müssen durch entsprechende zerstörende, zerstörungsarme oder zerstörungsfreie Prüfmethode erkundet werden. In weiterer Folge geben die in-Situ Messungen bereits Auskunft über eine Optimierung des Monitoringsystems.

Das Beispielobjekt Floridsdorferbrücke hat gezeigt, dass mit einem Wegaufnehmer alleine entsprechende Ergebnisse aufgezeichnet werden können, jedoch ein optimales Monitoringsystem eine großräumigere Anordnung benötigt. In diesem Fall muss man einer punktuellen Messaufzeichnung vertrauen. Die Objekte Weidenbachbrücke und Bernhardsthaler Viadukt zeigen das für die Anwendung eines funktionierenden Monitoringsystems die Zugänglichkeit zum Messobjekt eine große Rolle spielt. Wie in Kapitel 6.5 und 6.6 beschrieben war der Zugang nur teilweise bzw. nicht möglich. Die Modellbildung des Bernhardsthaler Viadukts ermöglichte jedoch die Auswertung der Einflusslinienflächenplots und somit die Ermittlung der Einflussbereiche von modellierten Monitoringpunkten.

Der optimale Zugang der Rohrbachbrücke ermöglichte es ein Monitoringsystem zu installieren, welches Aufzeichnungen mit unterschiedlichen Messsystemen ermöglichte. Bei der Rohrbachbrücke wurde ein viertel der Bogenlaibung monitoiert. Es hat sich gezeigt das die Lastabtragung über die Bogenmitte diagonal nach außen zu den Kämpfern läuft. Eine optimale Messanordnung für dieses Objekt, wäre die Anordnung von Wegaufnehmermesskreuzen und Lasern über die Diagonale verteilt. Die Nachbildung der Rohrbachbrücke mit SOFISTIK hat gezeigt das eine entsprechende Modellparameteranpassung der Auflagersituation nicht den gewünschten Erfolg bringt und eine Anpassung der Materialparameter hinsichtlich Hinterfüllbereich essentiell wird. Können die in-Situ Messungen entsprechend genau an die Modellergebnisse angepasst werden, so besteht die Möglichkeit für ein ideales Modell eine neuronale Netzwerkanalyse durchzuführen. Diese Analysemethode wie sie in Kapitel 7.3.3 beschrieben wird, ermöglicht eine Feinjustierung der Parameter. Eine Möglichkeit der Bestimmung der Lage der Nulllinie in einem Bogen nach [81] wird in Kapitel 7.4 beschrieben. Diese Methode hilft ebenfalls Monitoringsysteme an der Struktur optimal einzusetzen. Die Gegenüberstellung der einzelnen Messungen haben dies gezeigt.

Es bedarf durchaus noch weiterer Forschungen um die Komplexität dieses Problems zu erörtern. Jedoch kann mit den Ergebnissen in diesem Kapitel gezeigt werden, dass eine entsprechend gute Begehbarkeit der Messobjekte und der Einsatz von unterschiedlichen Messsystemen zu einem vernünftigen Monitoring führt.

# Kapitel 8

## Experimentelle Untersuchungen - Kleinversuche

### 8.1 Ziegel Kleinkörperversuche - Bestimmung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Belastungsrichtung

Die Einführung der Eurocodes führte zur Harmonisierung und Verbesserung der Vergleichbarkeit von technischen Ausschreibungen und Ergebnissen, jedoch wurden Ingenieure und Techniker durch das Fehlen von exakten Materialparametern und Erfahrungswerten vor neue Herausforderungen gestellt. Dieser Umstand wird weiter dadurch verstärkt, dass in den letzten Jahrzehnten eine Entwicklung der Materialeigenschaften und Materialtechnologie stattfand, welche unmittelbar das Streuverhalten der Eigenschaften beeinflusste. Die Tatsache, dass die Vereinheitlichungen der Eurocodes aber für bestehende Tragwerke nur in bedingter Weise zur Anwendung kommen können, führt jedoch zwangsläufig dazu, die Materialeigenschaften bestehender Bauwerke genauer zu untersuchen.

Für die Optimierung von Strukturen und strukturellen Details mittels numerischer Analysen ist das Wissen über das Streuverhalten dieser Eigenschaften (z.B. in Form von Wahrscheinlichkeitsdichteverteilungen) relevant. Daher ist die Erhebung des Streuverhaltens von Materialparametern wie z.B. dem Elastizitätsmodul  $E$ , der einaxialen Druckfestigkeit  $f_b$ , der Bruchenergie  $G_f$ , der Querdehnzahl  $\nu$ , des Schubmoduls  $G$  sowie des Kompressionsmoduls  $K$  bei spröden Materialien (wobei es sich beim Ziegel zweifelsfrei handelt) ein wichtiger Punkt. Die angesprochenen Materialparameter betreffen vor allem das nichtlineare Materialverhalten dieser Werkstoffe, aber auch das richtungsabhängige Materialverhalten (z.B. von Ziegelstein), welches bisher nur unzureichend erforscht ist. Das Wissen über diese Eigenschaften ermöglicht die numerische Optimierung von Mauerwerkdetails mit Hilfe probabilistischer Analysemethoden.

Die vereinfachende Annahme, dass sämtliche betrachteten Effekte einen linearen Zusammenhang aufweisen, ist nur im Falle einer Vereinfachung gültig. Gerade der Zusammenhang zwischen der Intensität des Belastungszustandes und der Intensität

der geometrischen Verformung einer Probe, zeigt ein deutlich nichtlineares mechanisches Verhalten. Es geht im wesentlichen darum, die Responsefunktion  $\sigma = \sigma(\varepsilon)$  nur noch in erster Näherung linear anzunehmen, in differenzierter Schreibweise lässt sich der Zusammenhang, das sogenannte *Hooke'sche Gesetz* wie folgt beschreiben:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon + E^2 \cdot \varepsilon^2 + \dots \quad (8.1)$$

Durch den Übergang von linearer zu nichtlinearer Betrachtungsweise konnten bereits in anderen Disziplinen, wie etwa der Optik, völlig neue Effekte beobachtet und dadurch ganz neue Anwendungsgebiete erschlossen werden [87]. Aber auch in der Betontechnologie wird zusehends von einem nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Verhalten ausgegangen.

Bei der Betrachtung der Spannungs-Dehnungslinie von Mauerwerk unter Druckbeanspruchung wird klar, dass diese einen nichtlinearen Verlauf zeigt, was auch in der ÖNORM EN 1996-1-1 ([12]) festgehalten ist (siehe Abbildung 8.1).

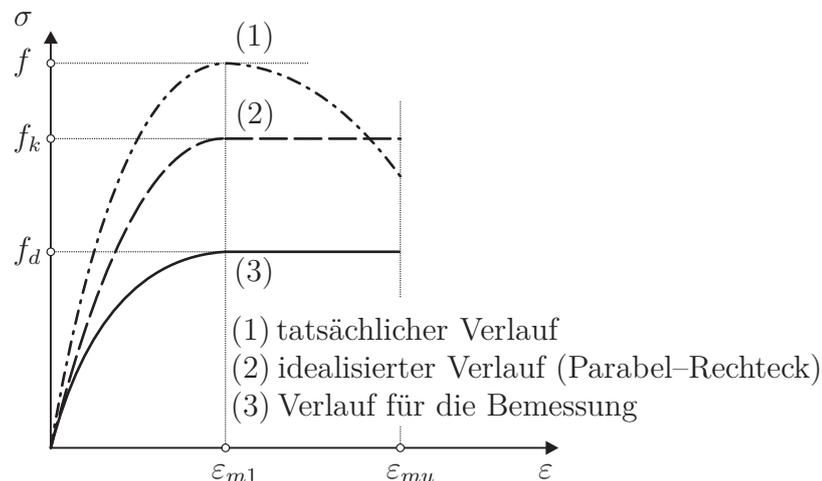


Abbildung 8.1: Spannungs-Dehnungs-Linie für Mauerwerk bei Druckbeanspruchung nach ÖNORM EN 1996-1-1 [12].

Für einen Einzelziegel (nicht im Mauerwerksverband), aber auch im Fall von Beton (siehe Eurocode 2, ÖNORM EN 1992-1-1 [33]) ergeben sich vergleichbare, nicht-lineare Spannungs-Dehnungs-Linien.

Laut ÖNORM EN 1996-1-1 [12] darf die Spannungs-Dehnungslinie für die Bemessung als linear, parabelförmig, parabel-rechteckförmig oder als Rechteck angenähert werden.

### 8.1.1 Richtungsabhängiges Materialverhalten beim Gestein

Aus der Geologie ist vor allem bei geschieferten Gesteinen ein Einfluss der Belastungsrichtung auf die einaxiale Druckfestigkeit bekannt. Dieser Einfluss lässt sich vor allem aus der Lage der einzelnen Schieferflächen bzw. Klüften zur Richtung der Lasteinleitung ableiten. Diese Eigenschaft kann durch unerwartete geringere Festigkeiten zu Problemen bei der Abschätzung der Tragfähigkeit führen. Zur Veranschau-

lichung des richtungsabhängigen Verhaltens von Werkstoffen soll hier als Beispiel das Gestein bzw. die Gesteinsfestigkeit selbst herangezogen werden. Die Möglichkeit einer Umlegung dieser Aussagen auf künstliche Gesteine, wie eben Ziegel, wird nachfolgend genauer untersucht. Die *Gesteinsfestigkeit* bezeichnet die Festigkeit des natürlichen Felsgesteins vor allem bei Druckbelastung, beinhaltet aber auch die Zugfestigkeit, Scherfestigkeit, Biegezugfestigkeit und andere Beanspruchungen und wird an Bohrproben ermittelt [38].

Die Gesteinsfestigkeit ist im Allgemeinen abhängig von:

- Festigkeitsparameter des Mineralgesteins (Druck- und Scherfestigkeit, Kohäsion, Reibungswinkel)
- Verband des Trennflächengefüges
- Belastungsrichtung zum Trennflächengefüge (Schicht-, Schieferungs- und Klüftflächen)

Der Mineralverband selbst ist in erster Linie von der Kohäsion  $k$  bestimmt, was die Gefügesteifigkeit betrifft, spielen sowohl Reibungswinkel  $\varphi$  als auch Kohäsion  $k$  eine entscheidende Rolle. Die Scherfestigkeit ist entlang von Trennflächen meist deutlich geringer als die im Gesteinsmineral selbst. Somit spielen Gefügeeigenschaften, wie das Vorhandensein einer Schieferung oder Klüftung, eine entscheidende Rolle für die Festigkeit. Man unterscheidet deshalb eine Gesteinsfestigkeit und eine Festigkeit des Gebirges (Gebirgsfestigkeit), letztere beinhaltet zusätzlich das gesamte Trennflächengefüge und ist deshalb stets geringer [110]. Die Gesteinsfestigkeit bezieht sich theoretisch auf Bohrproben ohne Trennflächen, Klüfte oder sonstige Störungen und sollte daher mehr oder weniger richtungsunabhängig sein. Die Druckfestigkeit von Gesteinen ist definiert als Bruchspannung eines mit Druckkräften beanspruchten Körpers [152] und wird im Falle der einaxialen Druckfestigkeit im Druckversuch an Würfeln bzw. vorzugsweise an aus Bohrproben gewonnenen Zylindern bestimmt. Dieses Konzept trifft jedoch bei geschieferten Gesteinen wegen ihrer Anisotropie nicht zu. Bei Gesteinen mit deutlicher Anisotropie (Schichtung, Schieferung oder Klüftung) sind die ermittelten Gesteinsparameter stark von der Belastungsrichtung abhängig, da das Gestein bei bestimmten Belastungsrichtungen nicht mehr auf Druck, sondern auf Scherung versagt. Damit ergibt sich die geringste Festigkeit bei einem Winkel von  $\alpha = 45 + \varphi/2$ . Eine normgemäße Prüfung muss daher die Angabe der Richtungen von Schieferungsflächen etc. beinhalten um eine korrekte Interpretation zu ermöglichen [111], [152]. Abbildung 8.2 zeigt die Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Belastungsrichtung und den Grad der Anisotropie in Prozent der Druckfestigkeit. In Abbildung 8.2 wird deutlich, dass bereits bei geringer Abweichung von der Vertikalen, jedoch erst bei höherer Abweichung der Trennflächenrichtung von der Horizontalen ein Versagen in den Trennflächen auftritt. Bei Hauptspannungsrichtung orientierten Trennflächen würde das Gestein die höchsten Festigkeiten aufweisen, versagt jedoch bereits bei niedrigeren Lasten auf Knicken [123].

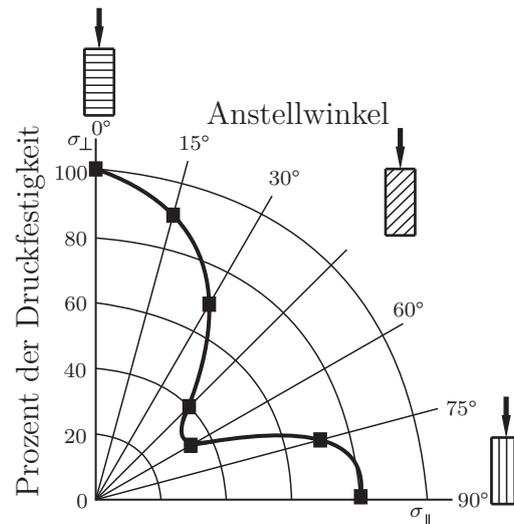


Abbildung 8.2: Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit vom Anstellwinkel [111], [152]

### 8.1.2 Ziegel-Allgemeines

Betrachtet man die Unterschiede in der Herstellung bzw. Entstehung des Materials *Gestein* zu jenen des Materials *Ziegel*, so stellt sich die Frage, inwiefern die Zusammenhänge von der Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Belastungsrichtung auch auf historische Mauerziegel bzw. auf neue Normalformat Mauerziegel ( $25 \times 12 \times 6.5$  cm) übertragbar sind. Im Falle einer Übertragbarkeit ist die Frage nach den Konsequenzen und Schlussfolgerungen gegeben. Beim Ziegel handelt es sich im Wesentlichen um keramisches Material der Grobkeramik, welches im Bauwesen hauptsächlich als Mauer- oder Dachziegel zur Anwendung kommt. Je nach Region und Art der Verwendung kann zwischen den folgenden Begriffen unterschieden werden [135]:

- Ziegel: tonhaltiger Lehm gebrannt
- Backstein: hauptsächlich für ältere Bauten verwendeter Begriff und im süddeutschen und Schweizer Raum gebräuchlich
- Klinker: bestehen aus „blauem“ Ton, reich an Alumosilikaten, müssen mindestens eine Rohdichte von  $1,9 \text{ kg/dm}^3$  aufweisen und wird bei über  $1200^\circ\text{C}$  gebrannt.
- Keramikklinker: an Keramikklinker werden erhöhte Anforderungen gestellt
- Terrakotta (ital. terracotta = gebrannte Erde): hauptsächlich dekorative Verwendung
- Mauerwerk: definitionsgemäß bestehend aus Ziegel und Mörtel

- Vormauerziegel: werden ohne Außenputz als Sichtmauerwerk verwendet, müssen frostbeständig sein
- Blendziegel: hauptsächlich zur Verkleidung von Mauerwerk eingesetzt
- Sonderziegel: z.B. Dachziegel, Planziegel, Lochziegel [135]

### 8.1.3 Herstellung

#### 8.1.3.1 Händische Herstellung

Das tonhaltige Ausgangsmaterial wird zuerst entweder in Wasser gelöst oder auch im Winter unter Wasserbeimengung im Freien ausgebreitet und gelagert. Dadurch wird der Ton „feinkrümelig“. Dieser Schritt wird auch bei der industriellen Fertigung in ähnlicher Weise durchgeführt. Der Ton erhält dadurch eine gleichmäßige Feuchte und es können etwaige Gase – welche sich beim späteren Brennvorgang negativ auswirken könnten – entweichen. Nach anschließender Reinigung und Beigabe von Sand oder weiterem Ton, wird dieser in vorgefertigte Formen/Rahmen gepresst, abgestrichen und gestürzt. Bevor die Ziegel schließlich gebrannt werden, müssen sie noch mehrere Wochen getrocknet werden. Das Brennen erfolgt abwechselnd aufgeschichtet mit Kohle in Form eines Meilers. Dieser wird am Schluss mit Lehm und Ziegeln minderer Qualität bedeckt. Der Brennvorgang benötigt in etwa 14 Tage, davon wird ca. 3 Tage eine Temperatur von 600 – 900 °C erreicht. Qualitativ bessere Ziegel erhält man durch das Brennen in sogenannten Schachtöfen.

#### 8.1.3.2 Industrielle Herstellung

Zuerst wird der Ton mit den dafür vorgesehenen Maschinen abgebaut. Danach erfolgt je nach Hersteller oft eine Lagerung des Materials von bis zu mehreren Monaten. Nach dem Transport wird das Material über Förderbänder zu verschiedenen Aufbereitungsstationen gebracht. Dabei wird das Material durchmischt, zerkleinert und wenn nötig, befeuchtet. Es folgt die Beimengung von Zuschlagstoffen wie z.B. Sägemehl zur Porosierung. Danach wird die Mischung gewalzt. Die Formgebung erfolgt durch sogenannte Strangpressen, auf welche verschiedenen „Mundstücke“ aufgesetzt werden können, siehe Abbildung 8.3. Das Material wird schließlich bei hohem Druck durchgepresst und entsprechend abgelängt. Es folgt der Schritt der Trocknung bei ca. 80°C. Die Zeiten können dabei je nach Format und Rohdichte variieren. Als vorletzter Schritt werden die Ziegel schließlich bei ca. 900 – 1100 °C für 2 - 6 Stunden gebrannt. Zum Schluss werden die gebrannten Ziegel in der Regel noch bearbeitet und plangeschliffen. Je nach Bedarf sind verschiedenste Ausführungen, Größen und Formen erhältlich und einsetzbar [134].



Abbildung 8.3: Strangpresse zur industriellen Ziegelherstellung [158]

#### 8.1.4 Versuchsprogramm

Auf Grundlage der in Abschnitt 8.1.1 erläuterten Kenntnisse wurde ein Versuchsprogramm durchgeführt, um zu ermitteln, inwiefern sich das Materialverhalten von geschieferten Gesteinen auf die einaxiale Druckfestigkeit von Proben aus Mauerziegeln übertragen lässt. Es wird anhand historischer und heutzutage verwendeter Vollziegel untersucht, ob sich Einflüsse (u.a. durch Inhomogenitäten, Herstellverfahren) auf die Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Belastungsrichtung feststellen lassen.

##### 8.1.4.1 Alter und Herkunft der Probekörper

Das Versuchsprogramm umfasste drei unterschiedliche Ziegelchargen: (I) und (II) historische Mauerziegel welche aus dem Abbruchmaterial von Gründerzeithäusern im 4. Wiener Gemeindebezirk entnommen wurden (siehe auch [12] für genauere Informationen). Diese Ziegel wiesen das sog. altösterreichische Format auf (29 cm Länge, 15 cm Breite, 6.5 cm Höhe bzw. im historischen Maß „2.5×5.5×11“). Aus dem Abbruchmaterial konnten insgesamt zwei verschiedene Typen Ziegel gleichartiger Beschaffenheit (Herstellungskennzeichnung) identifiziert werden. Auf Grundlage von [61] wird in [169] die experimentell ermittelte Druckfestigkeit historischer Mauerziegel mit im Mittel 10 – 43 MPa und einer Streuung von 16 – 56% angegeben. Die einaxiale Druckfestigkeit für die Mauerziegel aus dem betrachteten Abbruchlos wird in [169] als normierte Ziegeldruckfestigkeit  $f_b = 19.28$  MPa mit einer Streuung von 40% angegeben. Die vergleichsweise großen Streuungen bei historischen Mauerziegeln lassen sich darauf zurückführen, dass bei diesem Typ grundsätzlich eine heterogene Zusammensetzung festzustellen ist. Abbildung 8.4 zeigt Abbildungen der beiden Chargen, die zur Entnahme der Bohrkernherangezogen wurden.



Abbildung 8.4: Historische Ziegelchargen Charge I und Charge II zur Gewinnung der Bohrproben.

Darüber hinaus wurde (III) aus handelsüblichen Vollziegeln neuartigen Formats (NF 25 cm Länge, 12 cm Breite, 6.5 cm Höhe) mit einer Steindruckfestigkeit von  $f'_b = 35.0$  MPa, was einer normierten Druckfestigkeit von  $f_b = 28.4$  MPa entspricht (siehe hierzu die Angaben in [160]), Bohrkerne entnommen. Die Steindruckfestigkeit am ganzen Ziegel wurde an zufällig ausgewählten unversehrten Proben überprüft und lieferte vergleichbare Werte (Steedruckfestigkeit  $f'_b = 34.0$  MPa, normierte Ziegeldruckfestigkeit  $f_b = 28.0$  MPa). 8.5 zeigt exemplarisch einen neuen Vollziegel und darüber hinaus die Definition der Richtungen, in welcher die Bohrkernentnahme erfolgte. Mit  $0^\circ$  wurde die im üblichen Einbauzustand vorwiegend beanspruchte Belastungsrichtung definiert.

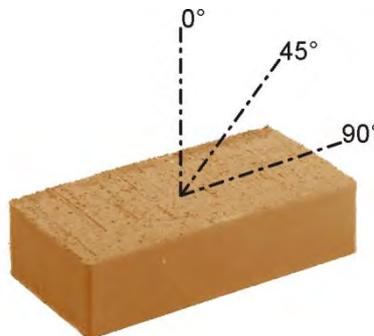


Abbildung 8.5: Handelsüblicher neuer Vollziegel und Definition der Richtungen der Bohrkernentnahme (sowohl für historische als auch neue Ziegel)

#### 8.1.4.2 Geometrie der Probekörper

Für die Versuchsdurchführung wurden Bohrkerne aus den Ziegelchargen in den in Abbildung 8.5 angedeuteten unterschiedlichen Bohrwinkeln gezogen. Damit soll die Druckfestigkeit unter mehreren Belastungsrichtungen ermittelt werden. Die Bohrkerne wurden mittels der folgenden Bohrwinkeln aus den Mauerziegeln gezogen:  $0^\circ$ ,  $20^\circ$ ,  $35^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $75^\circ$  und  $90^\circ$ , siehe 8.5. Um eine statistische Aussage über die Ergebnisse der Bestimmung der Druckfestigkeit zu erzielen, wurden mindestens fünf (in den meisten Fällen eine größere Anzahl) Bohrkerne pro Belastungsrichtung entnommen und die einaxiale Druckfestigkeit dieser Zylinder bestimmt. Gemäß EN 772-1 [5] ist es zulässig, repräsentative Teile aus größeren Mauersteinen zu entnehmen,

wenn diese danach abgeglichen und somit eine Planparallelität gewährleistet wird. Im Rahmen der hier präsentierten Versuche erfolgte die Entnahme von zylindrischen Proben mit einem Kernbohrer mit einem Bohrernenddurchmesser  $\varnothing 52$  mm, wodurch der Kerndurchmesser der Proben  $d = 45 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$  beträgt, wobei bei jedem der Probekörper der Durchmesser mittels zweier aufeinander normal stehender Messungen exakt vermessen wurde, siehe Tabelle 8.1. Zur Berechnung der Druckfestigkeit gemäß EN 772-1 [5] wurde bei jedem Probekörper die Höchstkraft und die ermittelte Bruttofläche herangezogen. Aufgrund der schrägen Führung der Bohrlafette wiesen die Bohrkerne im Rohzustand unterschiedliche Höhen bzw. Abschrägungen auf, und wurden auf ein einheitliches Maß von 45 mm abgeglichen. Das Verhältnis  $d/h$  beträgt somit 1:1. Die geforderte Mindesthöhe von Probekörpern EN 772-1 [5] von 40 mm wird somit eingehalten.

#### 8.1.4.3 Maschinelle Ausstattung

Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 8.6 schematisch dargestellt. Die Lasteinleitung erfolgte mittels eines Hydraulikzylinders (Klasse 1 nach EN 7500-1 [7] mit einem maximalen Lastbereich von 120 kN). Die Prüfkörper wurden zwischen zwei Stahlplatten zentrisch eingerichtet, um eine einwandfreie Zentrierung zu gewährleisten, wurde an unterster Position eine Kalotte angeordnet. Die jeweiligen Prüfkraft wurden mittels einer Kraftmessdose und die zugehörigen Verschiebungen mit zwei seitlich angeordneten induktiven Wegaufnehmern aufgezeichnet. Die Versuchsdurchführung erfolgte weggesteuert, um auch das Nachbruchverhalten nach Erreichen der Höchstlast aufzeichnen zu können. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde konstant mit  $v = 0.05 \text{ mm/s}$  festgelegt, um den Anforderungen der EN 772-1 [5] zu genügen.

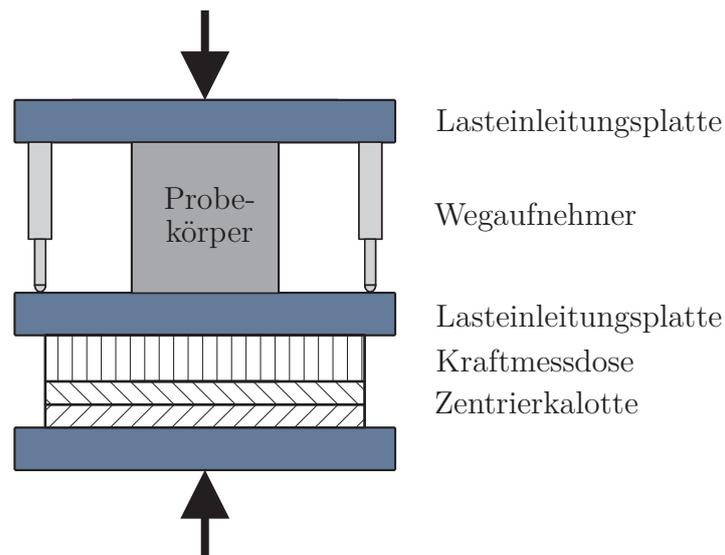


Abbildung 8.6: Versuchsaufbau (unten beginnend): Zentrierkalotte, Kraftmessdose, Lasteinleitungsplatte, Probekörper, Lasteinleitungsplatte; seitlich: Anordnung von zwei Wegaufnehmern

## 8.1.5 Versuchsdurchführung und Versuchsergebnisse

### 8.1.5.1 Historische Ziegel Charge I und II

Die Versuchsergebnisse der einaxialen Druckfestigkeit für die historischen Ziegel sind inklusive der Variationskoeffizienten ( $\text{CoV} = s/x_m$  mit  $s$  = Standardabweichung und  $x_m$  = Mittelwert) in Tabelle 8.1 angegeben. Da der in EN 772-1 [5] angegebene Formfaktor  $\delta$ , nur für würfelförmige Probekörper gültig ist, wurde keinerlei Überführung der Versuchsergebnisse der Druckfestigkeit in eine normierte Ziegeldruckfestigkeit vorgenommen.

Tabelle 8.1: Versuchsergebnisse bei den Untersuchungen mit den historischen Ziegelproben (Charge I und Charge II)

Winkel Grad	$n$ [-]	Durchmesser $d$ [mm]	CoV( $d$ ) [%]	Steindruckfestigkeit $f'_b$ [MPa]	CoV $f'_b$ [%]
Charge I					
0	7	45.4	0.1	20.6	32.8
20	7	45.5	0.2	14.4	41.6
35	6	45.5	0.1	25.3	26.9
45	7	45.4	0.1	24.7	44.5
60	6	45.4	0.4	23.2	13.6
75	8	45.4	0.2	15.8	16.8
90	8	45.4	0.2	19.4	16.4
Charge II					
0	8	45.4	0.1	18.3	31.8
20	8	45.5	0.3	13.6	14.4
35	6	45.4	0.1	14.5	14.4
45	-	-	-	-	-
60	8	45.4	0.1	16.6	22.7
75	7	45.4	0.2	19.7	9.0
90	8	45.4	0.1	12.6	21.2

Es zeigt sich bei der Charge I, dass, wenn man die Druckfestigkeit unter  $0^\circ$  (was dem üblichen Einbauzustand entspricht) als Referenzwert heranzieht, eine Abnahme der Festigkeiten unter einem Belastungswinkel von  $15^\circ$  und danach ein Anstieg der Druckfestigkeit im Bereich eines Winkels der Lasteinleitung von  $35^\circ$ – $60^\circ$  auftritt. Ein typisches Bruchbild der aus dieser Charge entnommenen Bruchkörper ist in Abbildung 8.7 dargestellt. Hierbei ist auffällig, dass der Bruch in den überwiegenden Fällen parallel zur Längsachse des Zylinders auftritt.

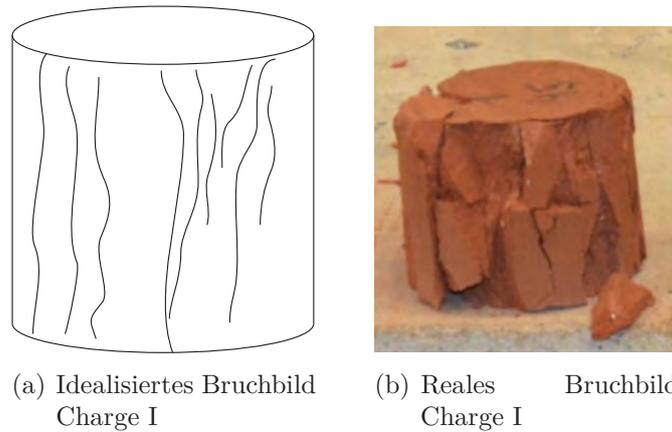


Abbildung 8.7: Bruchbild bei Bohrkernen aus historischen Mauerziegeln, Charge I

Bei Charge II der historischen Ziegel ist zuerst ein deutlicher Abfall der Festigkeiten mit zunehmendem Lasteinleitungswinkel festzustellen, wobei sich unter  $75^\circ$  ein neuerliches Maximum ausbildet. Obwohl sich das Bruchbild ähnlich dem der Charge I verhält, erfolgt eine deutlich grobkörnigere Ausbildung der einzelnen Bruchstücke, siehe Abbildung 8.8.

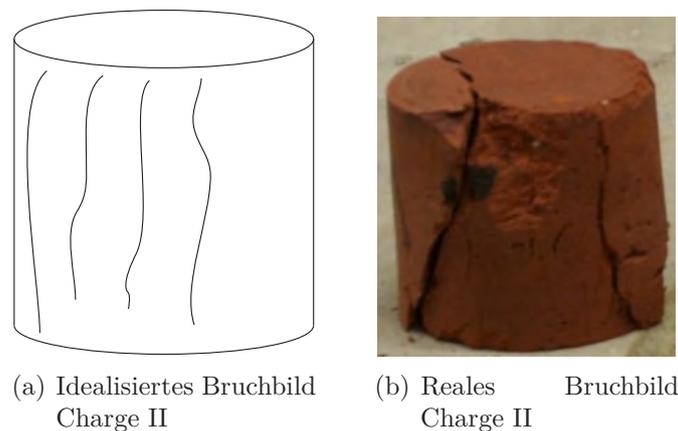


Abbildung 8.8: Bruchbild bei Bohrkernen aus historischen Mauerziegeln, Charge II

Die Abhängigkeit der Druckfestigkeit der Proben vom Belastungswinkels ist für die Charge I in Abbildung 8.9 und für die Charge II in Abbildung 8.10 dargestellt. Zusätzlich ist der experimentell bestimmte Wertebereich grafisch gekennzeichnet.

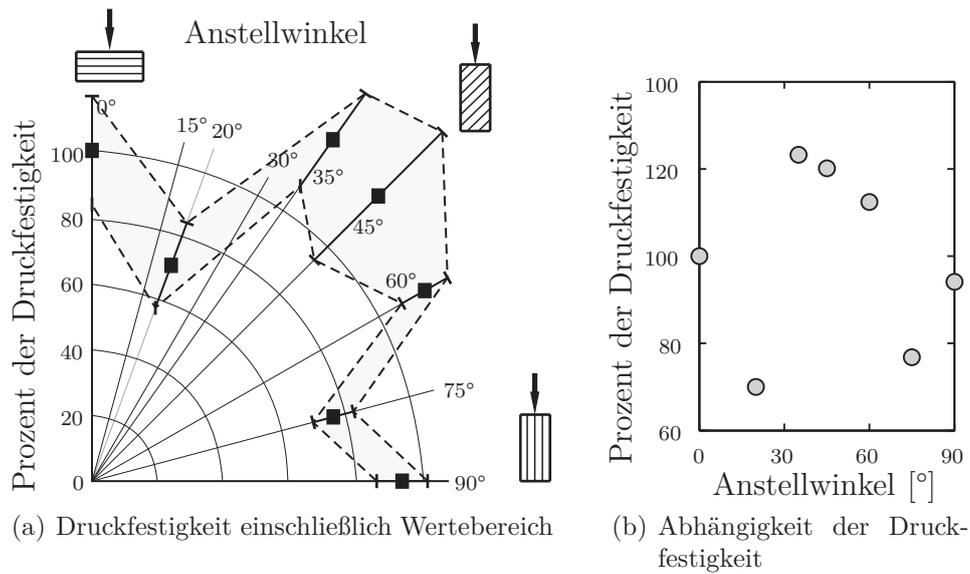


Abbildung 8.9: Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit und Wertebereich von historischen Mauerziegeln vom Anstellwinkel (Charge I)

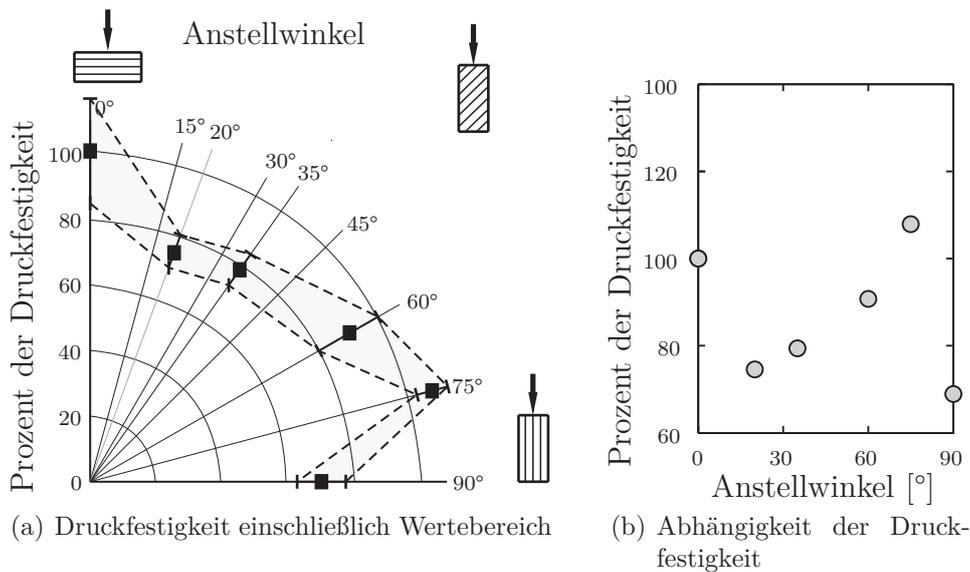


Abbildung 8.10: Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit und Wertebereich von historischen Mauerziegeln vom Anstellwinkel (Charge II)

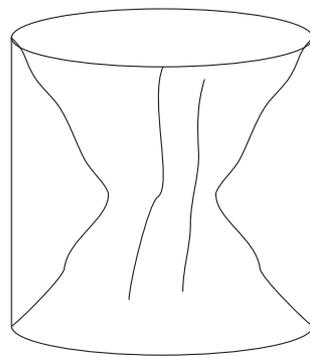
### 8.1.5.2 Handelsübliche NF-Ziegel

In Tabelle 8.2 sind die Ergebnisse der Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit an Bohrproben aus neuen handelsüblichen NF-Ziegeln (25 cm Länge, 12 cm Breite, 6,5 cm Höhe) dargestellt. Auffällig an den Ergebnissen ist die im Vergleich zu den historischen Ziegeln deutlich geringere Streuung der Festigkeiten, was auf eine homogenere Materialzusammensetzung hinweist. Es zeigt sich, dass sich ein kegelförmiger

Bruchkörper ausbildet (siehe Abbildung 8.11), welcher jenem bei Bestimmungen der Betondruckfestigkeit sehr ähnelt (siehe auch EN 12390-3 [3] für vergleichende Bruchformen). Der Vergleich der Druckfestigkeiten bezogen auf die Belastungsrichtung zeigt den in Abbildung 8.14 dargestellten Zusammenhang. Hierbei ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender Abweichung vom üblichen Einbauzustand die erreichte Steindruckfestigkeit deutlich abnimmt und bei einer Belastung unter  $90^\circ$  nur Werte für die Festigkeiten von ca. 75% des Referenzwertes erreicht werden. Der Wertebereich der Versuchsergebnisse (zwischen minimalem bzw. maximalem Wert) ist wiederum gekennzeichnet.

Tabelle 8.2: Versuchsergebnisse bei den Untersuchungen mit handelsüblichen neuen Vollziegeln

Winkel Grad	$n$ [-]	Durchmesser $d$ [mm]	CoV( $d$ ) [%]	Steindruckfestigkeit $f'_b$ [MPa]	CoV $f'_b$ [%]
0	7	45.3	0.2	33.1	14.0
20	6	45.3	0.3	36.1	12.8
35	6	45.3	0.1	32.2	12.5
45	8	45.3	0.2	32.9	9.5
60	5	45.3	0.2	31.1	6.0
75	5	45.2	0.3	26.7	19.1
90	5	45.3	0.1	25.4	12.8



(a) Reales Bruchbild NF



(b) Idealisieretes Bruchbild  
NF

Abbildung 8.11: Bruchbild bei Bohrkernen aus neuen Mauerziegeln, Charge III

### 8.1.5.3 Beurteilung der Ergebnisse der Druckfestigkeiten

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse lassen sich folgende Zusammenhänge aufstellen. Die in Tabelle 8.1 angeführten einaxialen Druckfestigkeiten von Proben aus historischen Mauerziegeln sind durchaus mit den in [169] bestimmten Festigkeiten vergleichbar. Es ist in Abbildung 8.9 erkennbar, dass für diesen Ziegeltyp die Streuung der Ergebnisse am größten ist. Aus dem Vergleich der Ergebnisse mit den neuen

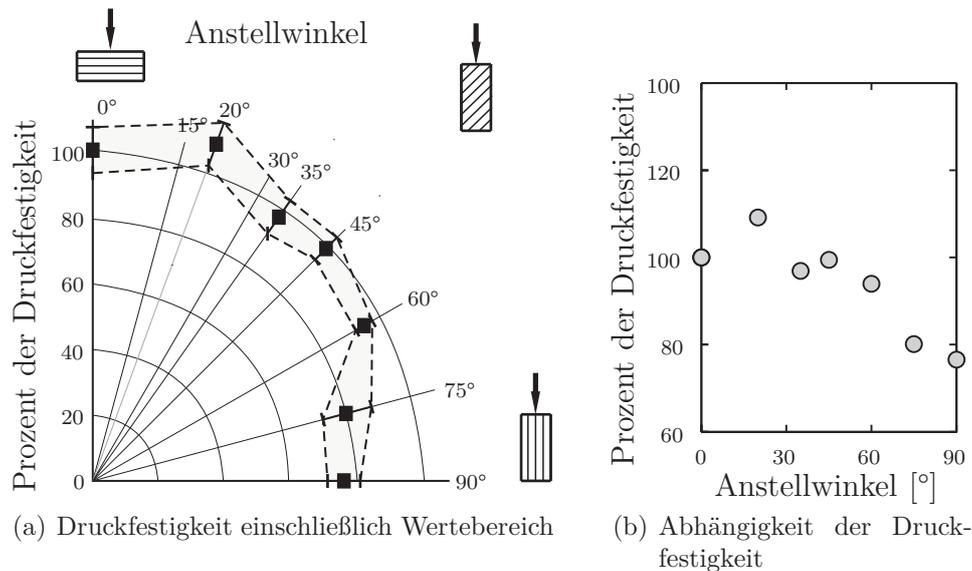


Abbildung 8.12: Abhängigkeit der einaxialen Druckfestigkeit und Wertebereich von neuen Mauerziegeln vom Anstellwinkel (Vollziegel, Charge III)

Vollziegeln mit den historischen Ziegeltypen wird deutlich, dass die neuen Mauerziegel eine deutlich geringere Streuung der Druckfestigkeiten aufweisen (maximaler  $\text{CoV} = 20\%$ ). Dies lässt sich darauf zurückführen, dass im heutigen Herstellprozess eine deutlich homogenere Aufbereitung des Ausgangsmaterials erfolgt, als dies früher der Fall war. Durch den Einfluss der Inhomogenität des Ausgangsmaterials lassen sich auch kaum bzw. keine einer Regel folgenden Einflüsse der Belastungsrichtung feststellen. Bis zum Erreichen der Höchstlast beim Bruch kann bei den Ziegelbohrkernen anhand der aufgezeichneten Last-Verformungs-Kurven von einem annähernd linear elastischen Materialverhalten ausgegangen werden, wie in Abbildung 8.13 exemplarisch für die Serie unter einer Belastungsrichtung von 90 Grad dargestellt ist. Der Bruch selbst erfolgt bei sämtlichen getesteten Ziegelproben abrupt und auch aus den aufgezeichneten Last-Verformungs-Diagrammen ist kein Lastplateau nach Erreichen der Höchstlast zu erkennen.

#### 8.1.5.4 Bestimmung des Elastizitätsmoduls

Anhand der aufgezeichneten Last-Verschiebungs-Diagramme (siehe Abbildung 8.13) wurde der Elastizitätsmodul aufgrund der Festlegungen in [2] bzw. [50], wo der Elastizitätsmodul als Sekantenmodul bei  $1/3$  der Höchstlast und einmaliger Belastung definiert ist, bestimmt. Auf Grundlage des Hookeschen Gesetzes erfolgt die Berechnung gemäß Gleichung 8.2.

$$E = \frac{\sigma_{i,max}}{3 \cdot \varepsilon_{i,max}} \quad \text{mit} \quad \varepsilon_i = \frac{\Delta l}{l} \quad (8.2)$$

wobei  $\sigma_{i,max}$  = Bruchspannung in den einzelnen Versuchen und  $\varepsilon_{i,max}$  = Längsdehnung bei  $1/3 \cdot \sigma_{i,max}$ . Die Dehnung ist das Verhältnis der gemessenen Verformung

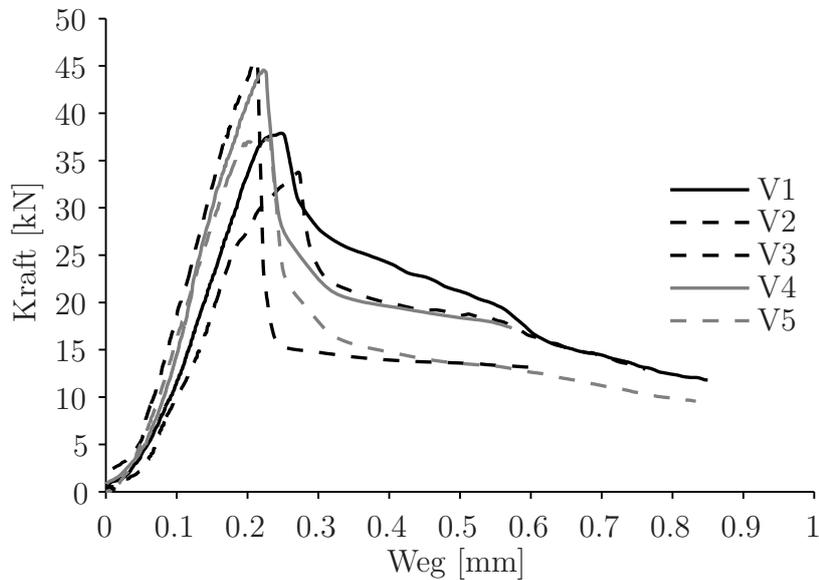


Abbildung 8.13: Last-Verformungs-Diagramm von NF-Ziegeln unter 90° (Vollziegel)

$\Delta l$  zur ursprünglichen unverformten Probenlänge  $l$ . In Tabelle 8.3 sind die Mittelwerte der Elastizitätsmodule der Versuchsserien der drei betrachteten Ziegeltypen angeführt. Es zeigt sich, dass die historischen Ziegeltypen im Mittel einen etwas geringeren Elastizitätsmodul als auch eine höhere Streuung aufweisen, als die neuen Vollziegel.

Ziegeltyp	$n$	Elastizitätsmodul	CoV
	[-]	[MPa]	[%]
historisch Charge I	49	12200	17.6
historisch Charge II	45	12900	16.3
NF-Ziegel Charge III	42	13700	12.1

Tabelle 8.3: Bestimmung des Elastizitätsmoduls an den drei untersuchten Ziegeltypen

Vergleicht man die so bestimmten Elastizitätsmodule mit den in [169] beschriebenen Versuchsergebnissen sowie mit den in [43] und [50] angeführten Richtwerten, so ist durchaus eine gute Übereinstimmung mit der dort beschriebenen Bandbreite der Elastizitätsmodule historischer Ziegel festzustellen. Einschränkend ist allerdings zu beachten, dass das Verhältnis von Durchmesser zu Höhe der Probekörper  $d/h$  mit 1:1 nicht innerhalb der vielfach in der Literatur (siehe z.B. [3] und [163] für eine umfassende Darstellung von Einflussfaktoren) empfohlenen Grenzwerte  $2 \leq d/h \leq 4$  liegt. Daher können die Werte für den Elastizitätsmodul im Rahmen dieser Versuche nur Richtwerte liefern und zum Vergleich der einzelnen Ziegeltypen untereinander angewendet werden. In Abbildung 8.14 sind die in Tabelle 8.3 angeführten Mittelwerte der Elastizitätsmodule für die einzelnen beprobten Ziegeltypen grafisch dargestellt.

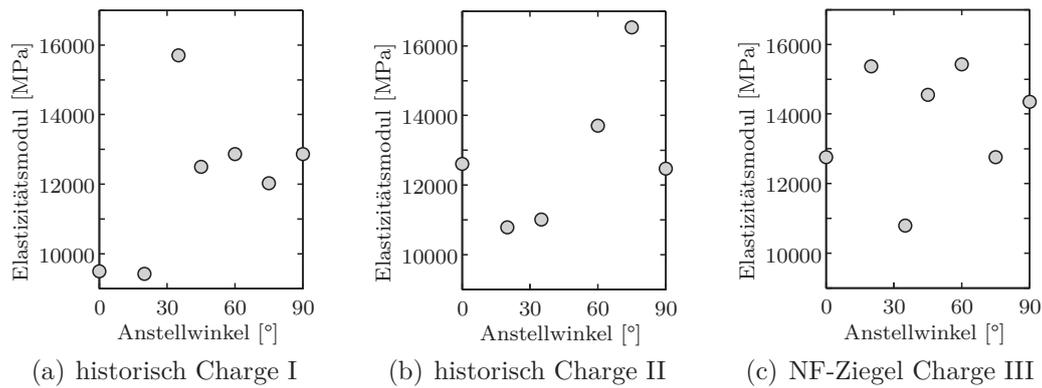


Abbildung 8.14: Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von Anstellwinkel bei unterschiedlichen Ziegeltypen

In diesem Kapitel wurde anhand durchgeführter kleinmaßstäblicher Laborversuche an Bohrkernen mit  $\varnothing 45$  mm aus drei unterschiedlichen Ziegeltypen aufgezeigt, inwiefern ein Einfluss der Richtung der Lasteinwirkung auf den Baustoff Ziegel besteht. Die aus der Geologie bekannten Richtungsabhängigkeit der Druckfestigkeit bei geschieferten Gesteinen wurde anhand von zwei historischen Ziegeltypen und einem handelsüblichen neuen Vollziegeltyp (NF-Ziegel) diskutiert. Hierbei zeigt sich, dass die historischen Ziegel zwar eine erhebliche Streuung der Druckfestigkeiten aufweisen, ein Einfluss der Belastungsrichtung aber innerhalb dieser großen Streuung nicht eindeutig festgemacht werden kann. Durch die inhomogene Zusammensetzung des Baustoffes selbst überwiegen im Fall historischer Ziegel andere Einflüsse als die Lasteinwirkungsrichtung. Bei den neuen Vollziegeln zeigt sich, dass sehr wohl eine Abhängigkeit von der Belastungsrichtung feststellbar ist. Ab einem Winkel von  $45^\circ$  von der üblichen Belastungs- bzw. Einbausituation zeigen die vorliegenden Versuchsergebnisse deutlich geringere Festigkeiten bis auf ca. 75% des ursprünglichen Wertes. Die Ergebnisse mit den neuen Ziegeln weisen eine deutlich geringere Streuung auf, was auf eine einheitliche Materialzusammensetzung schließen lässt.

Anhand der mitgemessenen Verformungen bis zum Erreichen der Höchstlast wurde der Elastizitätsmodul für die vorliegende Prüfkörpergeometrie bestimmt. Hierbei zeigt sich erstens, dass das Verhältnis  $d/h$  wie in der Literatur vielfach beschrieben einen maßgebenden Einfluss auf das Ergebnis ausübt. Außerdem ist offenkundig, dass die historischen Ziegeltypen einen etwas geringeren Elastizitätsmodul und eine höhere Streuung der Ergebnisse aufweisen.

## 8.2 Mauermörtel - Bestimmung der Materialparameter

### 8.2.1 Motivation

Zum Zwecke der Verifizierung der bei den in-Situ Messungen angewandten Messverfahren wurde ein Modell eines Bogens der Rohrbachbrücke im Maßstab 1 : 2 angefertigt. Es wurde lediglich eine der insgesamt fünf Bogenstrukturen nachgebildet. Die Herstellung, Beprobung und Auswertung dieser Struktur wird im Kapitel 9.2 detailliert dargestellt. In diesem Abschnitt wird daher ausschließlich auf die Bestimmung der Materialeigenschaften der Werkstoffe, aus denen der Laborbogen hergestellt wurde, eingegangen. Die Herstellung erfolgte mit handelsüblichen NF-Ziegeln der Firma *Wienerberger AG* mit den Maßen  $12 \times 25 \times 6.5$  cm. Die Materialparameter gemäß Datenblatt [159] der Firma *Wienerberger AG* sind in Tabelle 8.4 angeführt. Als Mörtel wurde ein handelsüblicher Normalmauermörtel der Mörtelgruppe M5 nach ÖNORM EN 998-2 [13] verwendet, die Materialparameter laut Produktdatenblatt sind in Tabelle 8.4 angeführt. Der Mörtel ist zur Verwendung für alle bauüblichen Mauersteine, insbesondere für tragende und nichttragende Wände geeignet [42].

Tabelle 8.4: Materialparameter der verwendeten Ziegel und des Mauermörtels

Parameter	Wert
Ziegel	
Format [cm]	12x25x6.5
Trockenrohddichte [ $\text{kN/m}^3$ ]	1538
Steindruckfestigkeit $f'_b$ [MPa]	35
Korrekturfaktor $\delta$	0.81
Druckfestigkeit normiert $f_b$ [MPa]	28.4
Mörtel	
Trockenrohddichte [ $\text{kN/m}^3$ ]	1800
Druckfestigkeit [MPa]	5.0

Die in Tabelle 8.4 angeführten Materialparameter stellen Mindestwerte bzw. vom Hersteller zu gewährleistende Nenngrößen dar. Daher wurde mittels einzelner Versuche die Konformität der Materialeigenschaften mit den in der Leistungserklärung angeführten verglichen.

Es wurden einerseits Versuche zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit der verwendeten Mauersteine nach [5] durchgeführt, die detaillierte Beschreibung der Versuche ist in Kapitel 8.1.4 gegeben, in diesem Abschnitt wird nur nochmals auf die Versuchsergebnisse verwiesen. Aus den durchgeführten Versuchen ergibt sich eine einaxiale normierte Ziegeldruckfestigkeit von  $f_b = 28.0$  MPa bei einer Versuchszahl  $n = 3$ .

## 8.2.2 Bestimmung der Biegezugfestigkeit des Mauermörtels

Im Rahmen der durchgeführten Versuche wurde die Biegezugfestigkeit und die Druckfestigkeit des Mörtels an der EN 1015-11 [32] entsprechenden Probekörpern bestimmt. Nach Durchführung der Biegezugversuche wurde aus den erhaltenen Bruchstücken die einaxiale Druckfestigkeit ermittelt.

### 8.2.2.1 Vorbereitung der Probekörper

Es wurden insgesamt sechs Prüfkörper in Prismenform mit den Maßen 160 mm × 40 mm × 40 mm hergestellt. Die in der EN 1015-11 [32] vorgesehene Mindestanzahl von drei Probekörpern wurde somit eingehalten. Prüfkörper aus Mörtel mit hydraulischen Bindemitteln sowie Luftkalk-Zementmörtel mit einem Luftkalkanteil von 50 % oder weniger der Gesamtmasse des Bindemittels sind nach den Bestimmungen der EN 1015-11 [32] wie folgt vorzubereiten und vorbereitet worden:

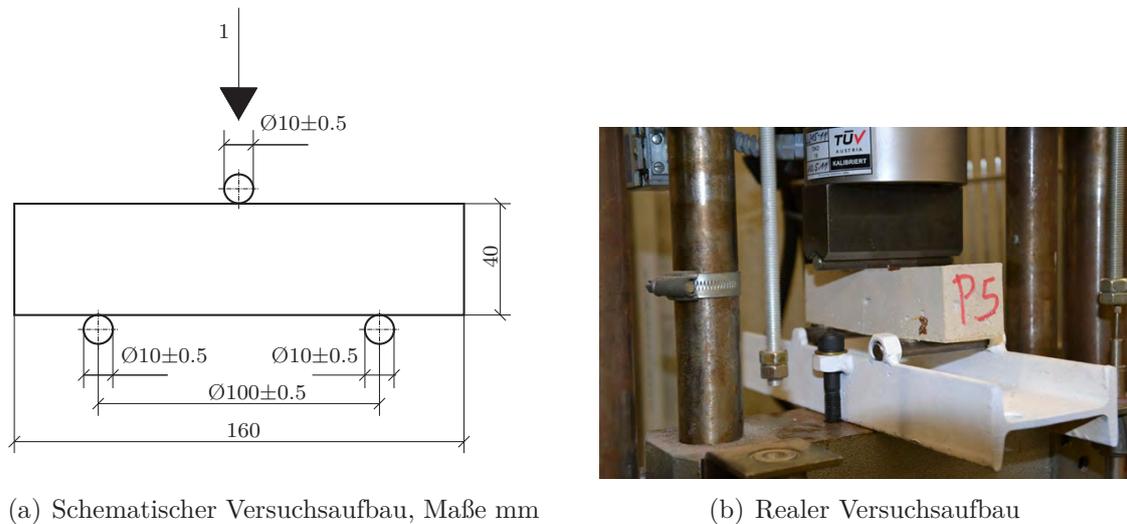
- Die Herstellung erfolgt in eigens dafür angefertigten Schalformen aus Metall, die Oberfläche ist zu reinigen und mit einem dünnen Mineralölfilm zu versehen, um ein etwaiges Anhaften des Mörtels zu verhindern.
- Der Mörtel soll in zwei gleich großen Lagen in die Form eingebracht werden, jede Lage ist mit ca. 25 Stößen mit einem Stampfer zu verdichten.
- Überstehender Mörtel ist so abzustreichen, dass die Mörteloberfläche und die Oberkante der Form eine bündige Ebene aufweisen.

Die Lagerung der Prüfkörper bis zur Versuchsdurchführung, welche im Regelfall nach 28 Tagen zu erfolgen hat, wurde in Abhängigkeit von der Mörtelart für den hier beprobten Mörtel wie folgt durchgeführt.

- konstante Temperatur von  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$
- 5 Tage in der Schalform bei Lagerung im Plastikbeutel (relative Luftfeuchte über 95 %)
- 2 Tage ausgeschalt bei Lagerung im Plastikbeutel
- 21 Tage ausgeschalt bei Lagerung im Klimaschrank bei einer konstant gehaltenen relativen Luftfeuchte von  $(65 \pm 5 \%)$

### 8.2.2.2 Versuchsaufbau zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit

Der schematische Versuchsaufbau zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit ist in Abbildung 8.15(a) dargestellt; Abbildung 8.15 zeigt die reele Ausführung. Der Aufbau besteht aus zwei Auflagerrollen aus Stahl mit einem Nenndurchmesser von  $d_A = 10 \text{ mm}$ , welche im Abstand von  $l = 100 \text{ mm}$  voneinander angeordnet sind. Die Belastung erfolgt mittels einer in der Mitte zwischen den beiden Auflagerrollen angeordneten Rolle zur Lasteinleitung an der Oberseite des Prüfkörpers. Bei den hier beschriebenen Versuchen handelt es sich somit um Drei-Punkt-Biegezugversuche.



(a) Schematischer Versuchsaufbau, Maße mm

(b) Realer Versuchsaufbau

Abbildung 8.15: Versuchsaufbauten zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit der Mörtelproben

Die Versuchsdurchführung erfolgte mit der hydraulischen Prüfmaschine IKI-04, welche durch Adaption einen Kraftbereich von maximal 20 kN aufweist. Die Versuchsdurchführung erfolgte weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von  $v_{Bel} = 0.2 \text{ mm/s}$ , wodurch die Anforderungen der EN 1015-11 [32], wonach der Bruch der Probe innerhalb von 30 bis 90 Sekunden aufzutreten hat, eingehalten werden.

### 8.2.2.3 Versuchsergebnisse Biegezugfestigkeit Mauermörtel

Auf Grundlage der aufgezeichneten Höchstlasten beim Bruch  $F_{max}$  wurde die Biegezugfestigkeit der insgesamt sechs Prüfkörper wie in Gleichung 8.5 angeführt bestimmt:

$$f_b = 1.5 \frac{F \cdot l}{b \cdot d^2} \quad (8.3)$$

wobei  $F_{max}$  = die auf den Prüfkörper aufgebrauchte Höchstlast in [N],  $l$  = der Abstand zwischen den Achsen der Auflagerrollen in [mm],  $b$  = die Breite des Prüfkörpers in [mm], sowie  $d$  = Höhe des Prüfkörpers in [mm]. Nach der EN 1015-11 [32] ist es zulässig, die Innenabmessungen der Form für die Querschnittsabmessungen einzusetzen.

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 8.5 angeführt. Es ergibt sich ein Mittelwert der Biegezugfestigkeit von  $f_{bz} = 1.95 \text{ MPa}$ , wobei der geringste Wert bei 1.70 MPa und der höchste Wert bei 2.27 MPa lag.

Tabelle 8.5: Ergebnisse zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit des Mauermörtels

Parameter	Mittelwert	CoV [%]
Höchstlast $F_{max}$ [N]	830	12.8
Biegezugfestigkeit $f_{bz}$ [MPa]	1.95	12.8

### 8.2.3 Bestimmung der Druckfestigkeit des Mauermörtels

Die einaxiale Druckfestigkeit des Mauermörtels wurde, wie in der EN 1015-11 [32] vorgesehen, an beiden aus den Biegezugversuchen enthaltenen Probekörpern bestimmt. Die Probekörper wurden hierbei durch zwei parallel angeordnete Lastplatten mit der hydraulischen Prüfmaschine IKI-02 stoßfrei bis zum Bruch belastet. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde mit  $v_{Bel} = 0.015 \text{ mm/s}$  festgelegt, um die Bestimmungen des Anhangs B der EN 1015-11 [32] einzuhalten. Aus den Hälften der Prüfkörper aus der Bestimmung der Biegezugfestigkeit wurden insgesamt 12 Prüfkörper zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit erhalten. Die Versuchsdurchführung erfolgte unmittelbar im Anschluss an jene zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit, sodass hinsichtlich Lagerung bzw. Konditionierung der Probekörper keine gesonderten Maßnahmen erforderlich waren. Der Versuchsaufbau zur Durchführung der einaxialen Druckversuche ist in Abbildung 8.16 dargestellt.



Abbildung 8.16: Versuchsaufbauten zur Bestimmung der Druckfestigkeit der Mörtelproben

#### 8.2.3.1 Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 8.6 angeführt. Zusätzlich zur Höchstlast wurde vor Versuchsdurchführung die Breite des Probekörpers  $b_1$  bestimmt, um die Höchstlast auf die tatsächlich vorhandene Querschnittsfläche beziehen zu können. Aus den Versuchen wurde ein Mittelwert der einaxialen Druckfestigkeit von  $f_c = 8.70 \text{ MPa}$  ermittelt, wobei der geringste Wert bei  $7.78 \text{ MPa}$  und der höchste Wert bei  $9.56 \text{ MPa}$  lag.

Tabelle 8.6: Ergebnisse zur Bestimmung der Druckfestigkeit des Mauermörtels

Parameter	Mittelwert	CoV [%]
Höchstlast $F_{max}$ [kN]	28.30	7.4
Druckfestigkeit $f_c$ [MPa]	8.70	4.9

### 8.2.4 Bestimmung des Elastizitätsmoduls

In Analogie zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls bei den Vollziegelproben, wie es in Abschnitt 8.1.5.4 erläutert ist, wurde aus der gemessenen Stauchung des Prüfkörpers eines jeden Versuchs der Elastizitätsmodul bestimmt. Der Elastizitätsmodul ist bei Mauermörtel als Sekantenmodul bei  $1/3$  der Höchstlast und einmaliger Belastung definiert.

Die der Berechnung zugrundeliegenden Last-Verschiebungs-Kurven sind in Abbildung 8.17 dargestellt. Die Ergebnisse der einzelnen Versuche sind in Tabelle 8.7 angeführt. Aus den Versuchen ergibt sich ein Mittelwert des Elastizitätsmoduls bei einmaliger Belastung von  $E = 1250$  MPa, wobei der geringste Wert bei 860 MPa und der höchste Wert bei 1530 MPa zu liegen kommt.

Tabelle 8.7: Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Mauermörtels

Parameter	Mittelwert	CoV [%]
Elastizitätsmodul $E$ [MPa]	1250	17.7
Stauchung $\varepsilon$ bei $F_{max}/3$ [-]	0.00239	17.8

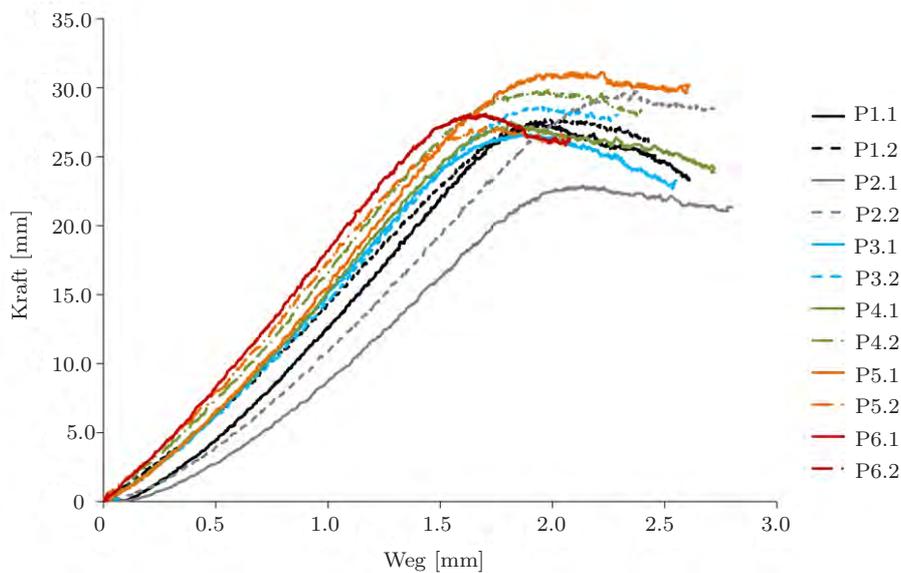


Abbildung 8.17: Last-Verschiebungs-Kurve bei Bestimmung der Druckfestigkeit der Mörtelproben

## 8.3 Beurteilung der Versuchsergebnisse

Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den in den Produktdatenblättern zu den einzelnen Werkstoffen angegebenen Mindestwerten wird anhand der in Tabelle 8.9 zusammenfassend dargestellten Versuchsergebnisse vorgenommen. In Tabelle 8.9

werden die in der Leistungserklärung vom Hersteller zugesagten Mindestwerte der Materialparametern jenen aus den Versuchen gegenübergestellt und eine Bewertung vorgenommen. Es muss allerdings angemerkt werden, dass dieser Vergleich nicht als Konformitätsbewertung verstanden werden kann, zumal die Versuchsanzahl nicht immer den normativ festgelegten entspricht. Es zeigt sich aber, dass die in der jeweiligen Leistungserklärung bzw. dem Produktdatenblatt angeführten Materialeigenschaften im Rahmen der Versuche als erfüllt angesehen werden können; siehe dazu Tabelle 8.9.

Tabelle 8.8: Ergebnisse zur Überprüfung der Konformität der verwendeten Materialien mit den in der Leistungserklärung angeführten Nennwerten

Materialparameter	$n$	Mittelwert	CoV [%]
Ziegel			
einaxiale Ziegeldruckfestigkeit $f_b$ [MPa]	3	28.0	-
Mörtel			
Biegezugfestigkeit Mörtel $f_{bz}$ [MPa]	6	1.95	12.8
Druckfestigkeit Mörtel $f_m$ [MPa]	12	8.7	4.9
Elastizitätsmodul Mörtel $E$ [MPa]	12	1250	17.7

Tabelle 8.9: Ergebnisse zur Überprüfung der Konformität der verwendeten Materialien mit den in der Leistungserklärung angeführten Nennwerten

Materialparameter	V Versuchsergebnis	Nennwert	Anmerkung
Ziegeldruckfestigkeit $f_b$ [MPa]	28.0	28.4	Übereinstimmung
Druckfestigkeit Mörtel $f_m$ [MPa]	8.7	5.0	Übereinstimmung

In diesem Kapitel wurde die experimentelle Bestimmung der Materialparameter der einzelnen Komponenten von Mauerwerk behandelt. Es wurden einerseits normgerechte Versuche zur Bestimmung der Ziegeldruckfestigkeit nach EN 772 [5] von neuen Mauerziegeln als auch zur Bestimmung der Mörteldruckfestigkeit nach EN 1015-11 [32] durchgeführt. Diese zeigten eine gute Übereinstimmung mit den von den Herstellern gewährleisteten Werten.

Zusätzlich wurde im Rahmen einer vertiefenden experimentellen Untersuchung der Einfluss der Belastungsrichtung auf die einaxiale Druckfestigkeit von aus Ziegeln gewonnenen Bohrzylindern bestimmt. Dabei wurden drei verschiedene Chargen von Ziegeln beprobt (neue Normalformat-Ziegel sowie zwei unterschiedliche Typen von aus Wiener Gründerzeithäusern stammenden historischen Ziegeln altösterreichischen Formats). Die Ergebnisse dieser Arbeit sind auch in [95] ausführlich dargestellt. Es zeigt sich, dass bei den neuen, maschinell gefertigten Ziegeln keine wesentlichen Veränderungen bei den Belastungsrichtungen von  $0^\circ$  bis  $60^\circ$  auftreten (Streuung  $\pm 10\%$ ). Allerdings bei den Belastungsrichtungen von  $60^\circ$  bis  $90^\circ$  ist eine Abnahme der einaxialen Druckfestigkeit von 10 - 25 % zu beobachten.

Bei den historischen Ziegeln lässt sich durch die bereits bei gleichbleibender Belastungsrichtung feststellbaren großen Streuungen keine allgemeingültige Aussage treffen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Ergebnisse zwar innerhalb der einzelnen Ziegeltypen interpretierbar sind, sich bei unterschiedlichen Ziegeltypen aber vollkommen unterschiedliche Abhängigkeiten zeigen.

# Kapitel 9

## Experimentelle Untersuchungen - Großversuche

### 9.1 Laborversuche zur Ermittlung von Belastungs- größen bei horizontalen Murstößen

Je nach Standort sind Bogenbrücken nicht nur den allgemein gültigen Belastungen wie Eigengewicht und Verkehrslasten ausgesetzt sondern es können unter Umständen auch außergewöhnliche Belastungen wie Lawinen, Muren, Hangrutschungen oder Schlammlawinen auftreten. Solche Massenumlagerungsprozesse treten in Bergregionen auf der ganzen Welt auf und können menschliches Leben und Besitztum gefährden. Die Gestaltung von Schutzbauwerken, wie zum Beispiel Murbrechern, aber auch die Wartung von Infrastrukturobjekten wie Brücken, erfordern die Schätzung der Aufprallkräfte solcher Murereignisse. Solche Verlagerungsprozesse sind sehr selten und daher schwer zu prognostizieren und schwer zu modellieren. Es sind Versuche und Beobachtungen notwendig um solche Anprallkräfte auf Bogenbrücken abschätzen zu können. Zur Zeit greift man auf empirische und semiempirische Modelle zurück ([79], [128], [168]). Die meisten dieser Simulationsmodelle zur Abschätzung der Anprallkräfte basieren auf Grundlage von einphasen-rheologischen Fließ-Modellen, diese widerspiegeln jedoch nicht das wahre mechanische Verhalten und die komplexen Phänomene solcher Ereignisse ([86], [97]). Im Zuge einer Forschungsarbeit in Kooperation mit dem Institut für Alpine Naturgefahren wurden solche Anprallkräfte auf Bogenbrückenstrukturen untersucht. Mit den Messergebnissen können unter anderem außergewöhnliche Lasten in Gebieten mit häufiger Auftretenswahrscheinlichkeit von Muren bei der Dimensionierung von Brücken angenommen werden, sowie bestehende Brücken auch mit diesem Lastfall modelliert werden. Im Versagensfall könnte mit Schutzmaßnahmen gegengesteuert werden. Außerdem können Theorien, die praktisch noch nicht nachgewiesen wurden, auf ihre Richtigkeit geprüft werden.

### 9.1.1 Normative Grundlagen

In der aktuellen Ausgabe der Serie der ÖNORM-Regeln 280xx werden die Einwirkungsgrößen und die Bemessung von Schutzbauwerken gegen Naturgefahren detailliert behandelt. In dieser Normenreihe werden die Verlagerungsprozesse und abrupt auftretende Einwirkungen mit berücksichtigt. Für die Einwirkung wird in der ONR 24800 [14] die anzunehmende mittlere Fließgeschwindigkeit bei einem Extremereignis (Hochwasser) in Abhängigkeit der Charakteristik der Fließstrecke wie in Tabelle 9.1 angeführt, angegeben.

Tabelle 9.1: Charakteristische mittlere Fließgeschwindigkeiten  $v$  bei Hochwasser in Wildbächen nach ONR 24800 [14]

Charakteristik der Fließstrecke	Sohlgefälle	Mittlere Fließgeschwindigkeit $v$
	[%]	[m/s]
flache Fließstrecke	<2	<2
steile Fließstrecke, rau	5-20	3-5
steile Fließstrecke, glatt	5-20	<7

Bei Murgängen sind nach [14] höhere Fließgeschwindigkeiten anzusetzen (es wird von bis zu  $v = 20$  m/s ausgegangen). Ein Murgang ist nach [14] als „langsam bis schnell abfließende Suspension aus Wasser, Feststoffen und Wildholz“ definiert, welche sich dann entwickelt, wenn „in kurzer Zeit große Geschiebemengen verfügbar werden.“ Die Dichte der Suspension wird mit  $1700 \text{ kg/m}^3 \leq \gamma_{ws} \leq 2400 \text{ kg/m}^3$  angegeben, es ist von einer volumetrischen Feststoffkonzentration von  $0.4 \leq c_v \leq 0.7$  auszugehen ist. Der Abfluss kann näherungsweise durch Erhöhung des Reinwasserabflusses auf das zwei- bis zehnfache ermittelt werden. Die ONR 24800 [14] unterscheidet darüber hinaus noch zwischen *murartigem Feststofftransport* und einem *Murgang*. Die wesentlichen Unterscheidungskriterien dieser murartigen Abflussformen zum fluvialen Feststofftransport (welcher über den Reinwasserabfluss hinausgeht) sind in Tabelle 9.2 angeführt.

Auf Grundlage dieser Ansätze und normativen Grundlagen war das Ziel der in diesem Abschnitt betrachteten Versuche einerseits die Ermittlung der Fließgeschwindigkeit von murartigen Geschiebeverlagerungen unterschiedlicher Zusammensetzung, als auch die Ermittlung der einwirkenden Anprallkräfte.

### 9.1.2 Hydraulische Grundlagen

Um maßstäbliche Laborversuche, bei denen Fluide-Gegenstände betrachtet werden, auf die Realität übertragen zu können, ist die *physikalische Ähnlichkeit* dieser beiden Maßstäbe zu gewährleisten [113]. Zwei Vorgänge sind dann als physikalisch ähnlich anzusehen, wenn in Modellen, die zueinander ein bestimmtes Verhältnis der Geometrie aufweisen (einen sog. geometrischen Maßstab), auch die auftretenden Kräfte in einem bestimmten Verhältnis zueinander stehen.

Die Übertragungsverhältnisse auf Basis der Grundeinheiten des Messsystems nach

Tabelle 9.2: Charakteristische Verlagerungsprozesse in Wildbächen (gekürzt aus ONR 24800 [14])

Parameter	Fluviatiler Feststofftransport	Murartiger Feststofftransport	Murgang
Feststofftransport	schwach	stark	Murgang
Fließverhalten	newtonisch	annähernd newtonisch	nicht newtonisch
Fließgeschwindigkeit [m/s]	< 7	< 7	< 20
Viskosität [Pa s]	0.01-0.2	0.2-2	> 2
Scherfestigkeit	-	-	vorhanden
Feststoffkonzentration [%]	0-20	20-40	> 40
Größtkornbereich	bis dm	bis m	bis m
Dichtebereich	< 1300 kg/m <sup>3</sup>	< 1700 kg/m <sup>3</sup>	> 1700 kg/m <sup>3</sup>
Ablagerungssortierung	vorhanden	eher nicht	nicht vorhanden

System International (SI) werden wie folgt definiert:

$$\lambda = \frac{l}{L} \quad \text{Längenverhältnis} \quad (9.1)$$

$$\tau = \frac{t}{T} \quad \text{Zeitverhältnis} \quad (9.2)$$

$$\mu = \frac{m}{M} \quad \text{Massenverhältnis} \quad (9.3)$$

In den Gleichungen 9.1 bis 9.3 bedeuten die Kleinbuchstaben die Parameter des Modells und Großbuchstaben die Parameter des realen Objektes.

Es lassen sich Modelle unterscheiden in denen rein das Wirken der Trägheitskräfte berücksichtigt wird (*Newton'sches Ähnlichkeitsgesetz*) und in denen sowohl Trägheitskräfte als auch Schwerkkräfte wirken. Jenes Modell, bei dem diese beiden Kräfte denselben Maßstab aufweisen, ist das *Froude'sche Modellgesetz*. Durch das gleichzeitige Zusammenwirken aus Trägheits- und Schwerkkräften folgt schlussendlich [113]:

$$\frac{v}{\sqrt{l \cdot g}} = \frac{V}{\sqrt{L \cdot g}} = F_r \quad (9.4)$$

wobei  $v$  die Geschwindigkeit im Modellversuch und  $V$  die reale Geschwindigkeit bedeutet. Mit  $F_r$  wird die sogenannte *Froude-Zahl* bezeichnet. Dieses Modellgesetz lässt sich vor allem für Versuchsdurchführungen anwenden, bei denen vereinfachend die Reibungskräfte vernachlässigt werden. In Tabelle 9.3 sind die Übertragungsregeln nach dem Froude'schen Modellgesetz angeführt.

Tabelle 9.3: Froude'sche Modellgesetze nach [96] und [113]

Benennung der Größen	Kurzzeichen	Froude'sches Modellgesetz
Länge	$l$	$\lambda$
Kraft	$F$	$\lambda^3$
Dichte	$\varrho$	$\lambda^0$
Beschleunigung	$a$	$\lambda^0$
Druck	$p$	$\lambda$
Geschwindigkeit	$v$	$\lambda^{0,5}$
Durchfluss	$Q$	$\lambda^{2,5}$
Zeit	$t$	$\lambda^{0,5}$

Es ist allgemein festzustellen, dass eine strenge Übertragung vom Modellversuch in die Realität bei gleichzeitigem Wirken von mehr als zwei Kräften nicht möglich ist, und man sich dementsprechend mit einer angenäherten Ähnlichkeit begnügen muss. Die Froude-Zahl als Verhältnis der Trägheits- und der Schwerkkräfte gemäß Gleichung 9.4 sollte für Modellversuche von Murgängen nach [80] möglichst jener aus realen Beobachtungen entsprechen, welche im Bereich zwischen 0 und 2 liegen. Da dieses Verhältnis jedoch nicht problemlos eingehalten werden kann, werden für die hier betrachteten Versuche Froude-Zahlen  $F_r < 3$  als hinreichend angesehen.

Die Belastungssituation, wie sie in Abschnitt 9.1.1 auf normativer Basis dargestellt wurde, kann einerseits als hydrostatisches oder hydrodynamisches Modell angesetzt werden. Die Ermittlung der hydrostatischen Belastung beruht wie in [131] ausführlich erläutert auf dem in Gleichung 9.5 angeführten Zusammenhang.

$$p_{peak} = k\varrho gh \quad (9.5)$$

wobei hier gilt:  $h$  = die ermittelte vertikale Höhe des Murgangs,  $\varrho$  = die Dichte des Materials und  $k$  = ein empirisch bestimmbarer Beiwert ist. Für den Beiwert  $k$  wird in [131] die Bandbreite von  $k = 1 - 7$  angegeben, was doch mit einer gewissen Unsicherheit behaftet ist. Für den hydrodynamischen Ansatz (den Geschwindigkeitsstaudruck) folgt:

$$p_{peak} = a\varrho v^2 \quad (9.6)$$

wobei  $v$  die Fließgeschwindigkeit des Murgangs und  $a$  wiederum eine empirische Konstante darstellt (vgl. für den Staudruck aus Reinwasserabfluss  $p = \varrho v^2/2$ ). Für die ebenfalls empirisch ermittelte Konstante gilt nach [131] je nach Literaturstelle eine Bandbreite von  $0.4 < a < 5$ .

### 9.1.3 Murrutschrinne

#### 9.1.3.1 Aufbau

Die hier betrachteten Versuche zur Ermittlung der horizontalen Kräfte bei einem Murstoß wurden in einem Maßstab von 1:20 in einer Rinne am Institut für Alpine

Naturgefahren der Universität für Bodenkultur Wien durchgeführt. Das Längenverhältnis im Vergleich zu einer realen Struktur mit einer Querschnittsbreite von  $B = 9 \text{ m}$  und einem Größtkorn von  $D_{max} = 1.0 \text{ m}$  führt bei Berücksichtigung von Gleichung 9.1 auf die folgenden Parameter:

$$\lambda = \frac{l}{L} \quad \lambda = \frac{0.45}{9.00} \quad \lambda = 20 \quad (9.7)$$

Diese Rinne ermöglicht es sowohl viskose, als auch granulare Muren im Labor abzulassen und nachzustellen. Für diese Zwecke wurden zwei verschiedene Zusammensetzungen des Murmaterials angewendet, wie in Tabelle 9.4 ersichtlich ist.

Tabelle 9.4: Zusammensetzung der viskosen und der granularen Mure im Laborversuch

Mischung	Tonminerale [%] 0.0002-0.1mm	Geschiebe [%] 0.1-50mm	Gesamtmasse [kg]	Wasseranteil [%]
viskose Mure	15	85	370	16
granulare Mure	–	100	315	16
granulare Mure	–	100	315	27

Der Versuchsaufbau besteht aus einer aus Holz-Schalungstafeln gefertigte Rinne mit einer Länge von 6.5 m. Das Geschiebmaterial wird in einem Reservoir (Startbehälter) mit Abmessungen von ca.  $2 \text{ m} \times 1 \text{ m}$  und einem Fassungsvermögen von ca.  $0.33 \text{ m}^3$ . In diesem Startbehälter wurden die einzelnen Murmischungen, mit unterschiedlicher Viskosität, angerichtet. Der Fließkanal selbst hat eine Länge bis zum Auffangbehälter von 4.5 m und einen Rinnenquerschnitt von ca.  $0.45 \text{ m} \times 0.50 \text{ m}$  (siehe Abbildung 9.1). Die Neigung der Rinne wurde für die Versuchsdurchführung mit 30 % angenommen. Die Murmischungen wurden in dem schon erwähnten Startbehälter angerichtet und über einen einfachen Kippmechanismus losgelassen (siehe Abbildung 9.1 und 9.2). Nach dem Startbehälter beginnt die 4.50 m lange Messstrecke. Der Grundbelag der Murrinne, entlang der Messstrecke, wurde mit einer entsprechenden Rauigkeit versehen, um die gewünschte Froude-Zahl zu erreichen. Nach einigen Versuchsdurchgängen wurde eine Sand-Epoxyharz-Mischung mit einem Korndurchmesser von einem Millimeter aufgebracht, diese Belagsschicht hat die besten Ergebnisse geliefert.

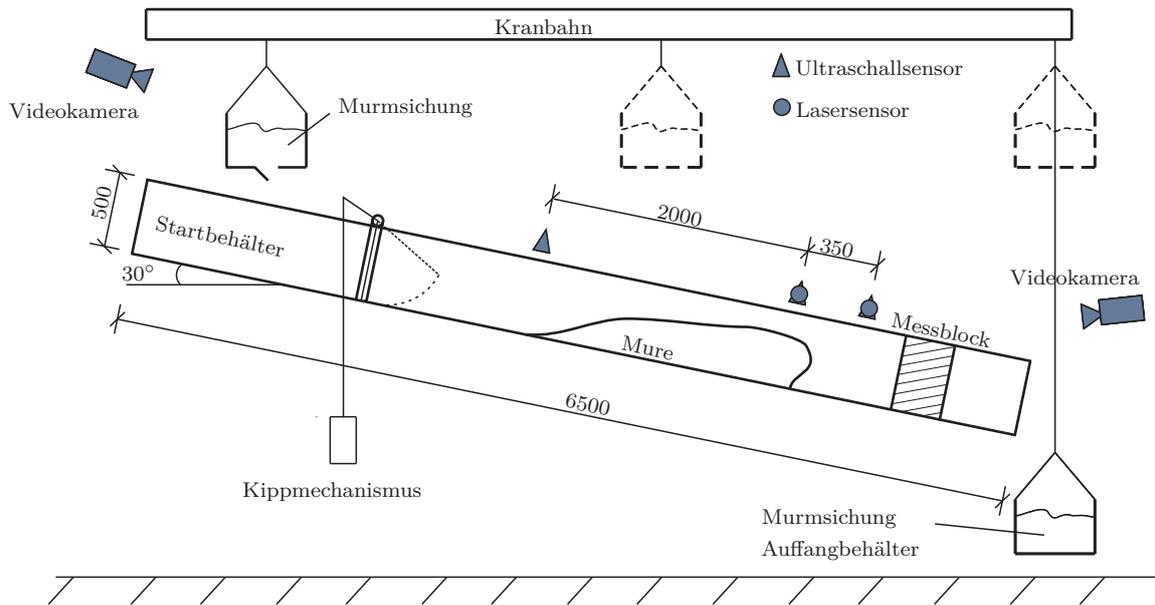


Abbildung 9.1: Schematische Darstellung der Murrutsche



(a) Befüllung Startbehälter



(b) Ansicht Messblock von oben



(c) Öffnen des Kippmechanismus



(d) Murrutsche mit Messblock

Abbildung 9.2: Darstellung der einzelnen Abschnitte der Murrutsche

### 9.1.3.2 Messausrüstung

#### Kraftaufnehmer

Das Ziel der Messungen war es, die Kräfte zu ermitteln, die bei einem Murangriff auf eine gedachte Brückenstütze wirken. Dafür wurde ein Teil der Rinne durch einen Messblock verstellt und somit ein Pfeiler im Wildbachbett simuliert. Da, wie zuvor

bereits beschrieben, die Rinne 0.45 m breit ist und bei dieser Versuchsanordnung kein völliger Stau der Mure auftreten sollte, wurde die Breite des Messblocks mit 0.20 m festgesetzt. Die erforderliche Messhöhe von 0.30 m wurde bei einem Versuch mit einem gleichgroßen Hindernis ermittelt. Nach Überlegungen über mehrere Messzonen mit verschieden vielen und unterschiedlich großen Sensoren, wurden aus fertigungs- und auswertungstechnischen Gründen 24 gleich große Messzellen in einer Anordnung von vier Stück pro Reihe und sechs Reihen gefertigt (siehe Abbildung 9.3). Die Befestigung des gesamten Messblockes erfolgt mittels zweier 25 mm dicken Kunststoffplatten mit zwei trapezförmigen Abstützungen nach hinten, welche gegen die Verdrehungen um den Fußpunkt wirkten, darüber hinaus wurde der Block noch mit zwei Gewindestangen im Murrinnenboden verankert.

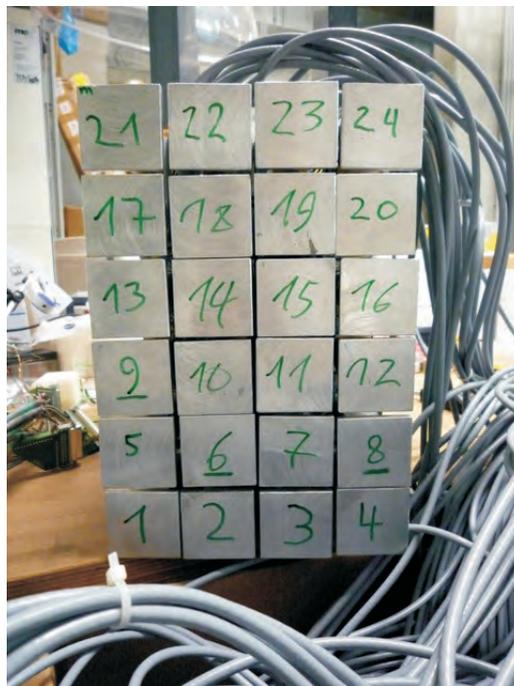


Abbildung 9.3: Darstellung des Messblock

Die Rechteckform wurde einerseits gewählt, weil sich mit dieser Geometrie viele Pfeilerformen hinreichend genau annähern lassen, als auch aus versuchtechnischen Gründen (Rinnenreinigung, Umsetzen für verschiedene Versuchsarten). Die einzelnen Komponenten des Messblocks (im folgenden als *Kraftaufnehmer* bezeichnet, obwohl eigentlich die Dehnungen aufgezeichnet werden, und aus diesen auf die Kraft zurückgerechnet wird) bestehen aus Aluminium. Dieses Material wurde deshalb gewählt, da hier aufgrund des geringeren Elastizitätsmoduls bei gleicher Belastung größere Verformungen als bei Stahl zu erwarten sind. Eine einzelne Messzelle besteht aus einer Kopf- und einer quadratischen Bodenplatte mit dem Nennmaß  $a = 50$  mm (reales Maß  $a = 48.3$  mm und einem dazwischen liegenden, quadratischen Hohlprofil mit einer Seitenlänge von  $h = 25$  mm mit einer Wandstärke von  $t = 1.5$  mm. Die Verbindung der einzelnen Elemente wurde durch Verschweißen hergestellt. Die Aufzeichnung des Messsignals erfolgte mit einer Messfrequenz von 2.4 kHz.

### Schaltplan

In Abschnitt 5.3.5 wurde das Messen von Verzerrungen mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) grundsätzlich erläutert. Bei den hier behandelten Versuchen wurde an jedem Kraftaufnehmer vier Dehnungsmessstreifen appliziert, welche zu einer Vollbrücke geschaltet wurden. Durch die Applizierung von insgesamt vier DMS wie in Abbildung 9.4(a) dargestellt und der Verschaltung als Wheatstone'sche Brücke wird die Kompensation von Einflüssen aus Temperatur, Biegung und Torsionsbeanspruchung ermöglicht. Die applizierten Dehnungsmessstreifen sprechen somit nur mehr auf eine Verzerrung in Richtung der Systemachse des Tragwerks zufolge einer Normalkraft (Druck bzw. Zug) an.

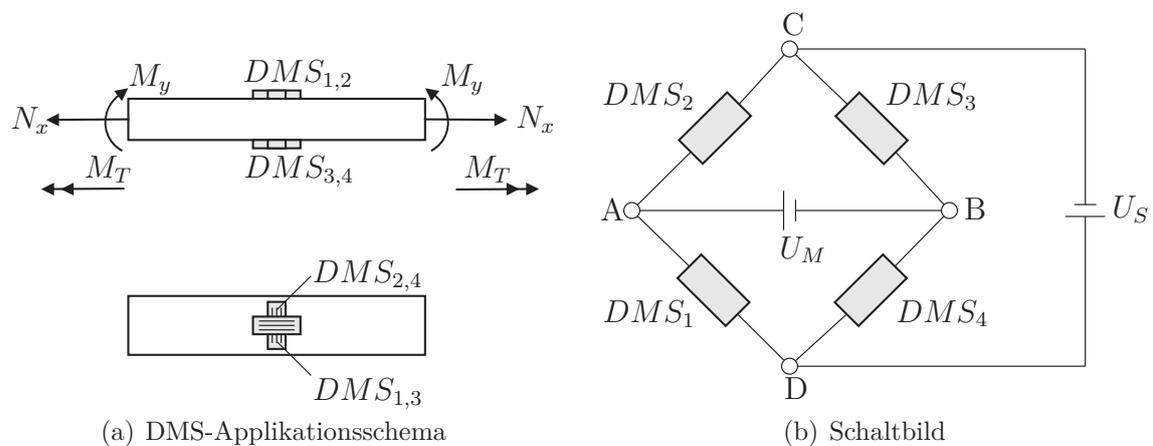


Abbildung 9.4: Vollbrückenschaltung der Dehnungsmessstreifen

Für das Verhältnis aus Messspannung  $U_M$  zur Speisespannung  $U_S$  folgt:

$$\frac{U_M}{U_S} = \frac{k}{4} \cdot (\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4) \quad (9.8)$$

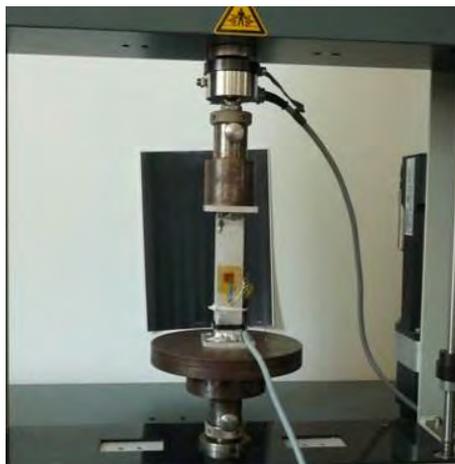
Dadurch dass die DMS 1 und DMS 2 bzw. DMS 3 und DMS 4 jeweils im rechten Winkel zueinander appliziert werden, erfolgt eine Temperaturkompensation, sowie die Eliminierung von Einflüssen aus Biegung und Torsion. Der Faktor  $k$  ist eine werkzeugspezifische Konstante (in den meisten Fällen gilt:  $k \approx 2$ ). Es folgt schlussendlich für das Messsignal:

$$\frac{U_M}{U_S} = \frac{k}{2} (1 + \nu) \cdot \varepsilon_N = \frac{k}{2} (1 + \nu) \cdot \frac{F}{EA} \quad (9.9)$$

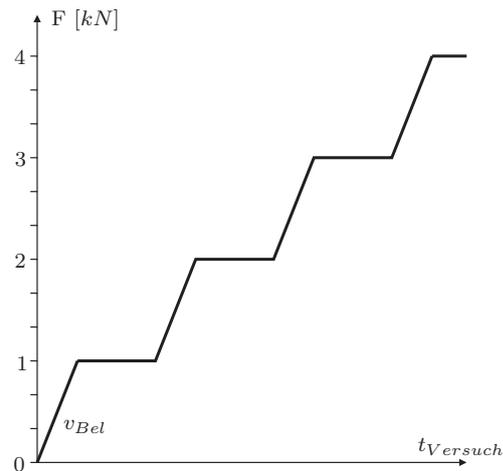
wobei  $\nu$  die Querkontraktionszahl und  $\varepsilon_N$  die Verzerrung zufolge der Normalkraft darstellt. Unter Annahme eines konstanten Elastizitätsmoduls  $E = 70\,000$  MPa und der Querschnittsfläche  $A$  des Aluminiumrohres einer einzelnen Messzelle ist es somit möglich, aus den aufgezeichneten Verzerrungen auf die einwirkende Anpralllast  $F$  rückzurechnen.

## Kalibrierung

Jeder der insgesamt 24 Kraftaufnehmer wurde kalibriert und auf seine Funktionsfähigkeit hin untersucht. Hierzu wurden die Probekörper in einer Spindelpresse (siehe Abbildung 9.5(a)) stufenweise belastet. Die Ergebnisse wurden an eine Trendgerade angeglichen, wobei sich allerdings durchwegs ein linearer Zusammenhang zeigte, siehe Abbildung 9.5(b). Der Kraftbereich der Kalibrierung wurde von 0 bis 4 kN festgelegt.



(a) Spindelpresse



(b) Belastungsschritte bei Kalibrierung

Abbildung 9.5: Kalibrierung der Kraftaufnehmer

Zusätzlich zur Anordnung des Messblocks am Ende der Murrinne wurde im Rahmen der Versuche auch Ultraschall- und Lasersensoren angeordnet, siehe Abbildung 9.1. Diese dienen dazu, die Fließgeschwindigkeit in der Rinne und die jeweilige Aufstauhöhe vor dem am Ende der Rinne angeordneten Messblock der einzelnen simulierten Murgänge zu erfassen. Die Anordnung dieser Sensoren ist in Abbildung 9.1 schematisch dargestellt.

### 9.1.4 Versuchsdurchführung

Der Messblock wurde am Ende der Murrutsche entweder an der orographisch linken Seite oder in der Mitte des Fließquerschnitts positioniert. Die Fließbewegung der Mure wurde so bei keinem der Versuche komplett unterbrochen, es kommt durch die Verengung lediglich zu einem Aufstau des Murganges. Das Murmaterial wurde im Startbehälter durchmischt (d.h. die entsprechenden Fraktionen und der jeweilige Wasseranteil vermengt), und anschließend durch Öffnen der Verschlussklappe am Rinnenanfang in Bewegung gesetzt. Nach der Abflussstrecke von insgesamt 4.30 m erfolgte der Anprall an den Messblock, wie in Abbildung 9.2(d).

Insgesamt wurden 30 Versuche durchgeführt. Für die Auswertung wurden aufgrund der eingangs erwähnten Restriktionen bezüglich der Froude-Zahl nur jene mit  $F_r < 3$

herangezogen. Eine Übersicht über die durchgeführten Versuche ist in Tabelle 9.5 gegeben.

Tabelle 9.5: Übersicht über die durchgeführten Experimente mit  $F_r < 3$

Mischung	Anzahl der Versuche [-]	$F_r$ [-]	Wasseranteil [%]
viskose Mure	4	1.05-1.54	16
granulare Mure Serie 1	6	0.56-0.88	16
granulare Mure Serie 2	6	1.33-3.20	27

### 9.1.5 Versuchergebnisse

Die Versuchsergebnisse lassen sich nach den Darstellungen in [143] und [131] wie folgt charakterisieren:

- Fließgeschwindigkeit  $v_{max}$  aus der Messung mittels Ultraschallsensoren
- Stauhöhe  $h_{Stau}$  gemessen beim Messblock mittels Lasermessung
- Zeitspanne  $\Delta t$  zwischen Ankommen der Murfront am Messblock und dem Auftreten der Höchstkraft
- Höchstkraft  $F_{max}$  bzw. über die Anprallfläche die Druckkraft  $p_{Anprall}$  bestimmt mittels Dehnungsmessstreifen am Messblock am Messblock
- experimentelle Bestimmung des Beiwerts  $k$  aus Gleichung 9.5
- experimentelle Bestimmung des Beiwerts  $a$  aus Gleichung 9.6

In der Auswertung, wie sie in [131] ausführlich vorgenommen wurde, wird die Datenmenge einerseits ungefiltert, Mittelwert-Filter (I) und mittels Tiefpass-Filter (II) vorgenommen. Es zeigt sich hierbei, dass es stark von der Aufzeichnungsfrequenz und der Auswertegenauigkeit abhängt, ob auch tatsächlich die korrekten Anprallkräfte wiedergegeben werden.

Die Druckkraft  $p_{Anprall}$  auf eine einzelne Messzelle mit der Fläche  $A_{Messzelle}$  wird aus der mittels Auswertung der Dehnungsmessstreifen ermittelten Anpralllast  $F$  wie folgt ermittelt:

$$p_{Anprall} = \frac{F}{A_{Messzelle}} \quad (9.10)$$

Die Beiwerte  $k$  aus Gleichung 9.5 und  $a$  aus Gleichung 9.6 aus den vorliegenden Modellversuchen können durch einfache Umformung wie in den Gleichungen 9.11 und 9.12 ermittelt werden. Für den hydrostatischen Ansatz folgt:

$$k_{Modell} = \frac{p_{Anprall}}{\rho g h_{Stau}} \quad (9.11)$$

und für den hydrodynamischen Ansatz:

$$a_{Modell} = \frac{p_{Anprall}}{\rho g v_{max}^2} \quad (9.12)$$

In Abbildung 9.6 ist exemplarisch der zeitliche Verlauf der Anpralllasten aus einer Mure im Modellversuch dargestellt.

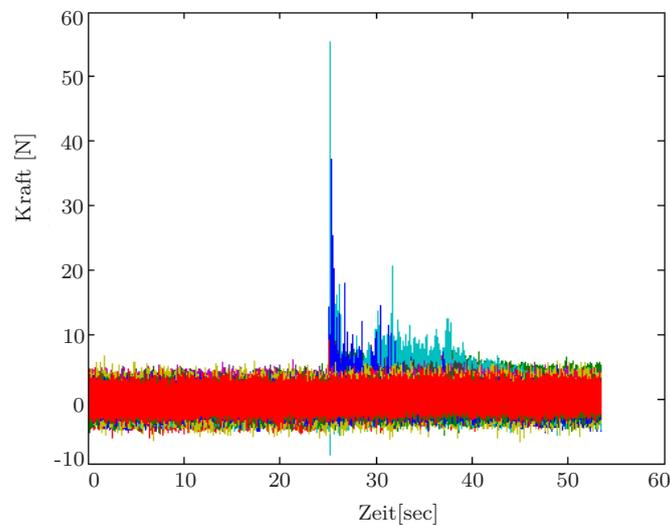


Abbildung 9.6: Exemplarische Messaufzeichnung der Anpralllasten aus einer Mure im Modellversuch

Bei der Betrachtung des exemplarischen Aufpralls einer Mure aus dem Modellversuche (siehe Abbildung 9.6) ist der Anprall der viskosen Murfront auf den Messblock klar mit dem größten Peak erkennbar. Dann ist ein Abfall der Kurve zu erkennen, bevor die zweite Welle der Mure auf den Messblock auftrifft. In Tabelle 9.6 sind die Versuchsergebnisse der Versuche in der Murrinne in tabellarischer Form zusammengefasst. Auf Grundlage von [131] werden die Mittelwerte der maximalen Fließgeschwindigkeiten, die Zeitspanne vom ersten Auflaufen der Murfront bis zum Auftreten der Höchstlast, sowie die ermittelten maximalen Anpralllasten  $p_{Anprall}$  auf Grundlage zweier verschiedener Datenfilterungen (I bzw. II) inklusiver der zugehörigen Streuung angegeben. Ebenfalls sind in Tabelle 9.6 die rechnerisch ermittelten Modellparameter  $k_{Modell}$  nach Gleichung 9.11 und  $a_{Modell}$  nach Gleichung 9.12 für beide Datenfilterungen (I bzw. II) angegeben.

Tabelle 9.6: Ergebnisdarstellung der durchgeführten Versuche in der Murrinne

Parameter	Einheit	viskose Mure	granuläre Mure	
			Serie 1	Serie 2
Anzahl der Versuche	[-]	4	6	6
Wasseranteil	[%]	16	16	27
Fließgeschwindigkeit $v_{max}$	[m/s]	1.18	0.84	1.98
CoV( $v_{max}$ )	[%]	15.7	18.5	17.3
Stauhöhe $h_{Stau}$	[m]	0.10	0.14	0.09
CoV( $v_{max}$ )	[%]	32.0	12.9	27.0
Anpralllast $p_{Anprall,I}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	251.5	234.6	342.5
CoV( $p_{Anprall,I}$ )	[%]	32.9	44.2	19.3
Anpralllast $p_{Anprall,II}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	291.2	275.8	752.7
CoV( $p_{Anprall,II}$ )	[%]	24.4	41.5	32.9
Zeitspanne $\Delta t$	[s]	4.2	0.8	0.5
CoV( $\Delta t$ )	[%]	57.9	23.6	75.2
$k_{Modell,I}$	[-]	6.3	4.2	10.4
CoV( $k_{Modell,I}$ )	[%]	12.9	37.6	32.5
$k_{Modell,II}$	[-]	7.5	4.9	22.4
CoV( $k_{Modell,II}$ )	[%]	19.3	33.0	31.6
$a_{Modell,I}$	[-]	4.5	8.5	2.3
CoV( $a_{Modell,I}$ )	[%]	27.1	37.6	32.9
$a_{Modell,II}$	[-]	5.3	10.1	5.2
CoV( $a_{Modell,II}$ )	[%]	23.5	43.1	50.1

Anhand der in Tabelle 9.6 lassen sich die folgenden Schlussfolgerungen aus den Versuchen ziehen, welche auch gleichzeitig die Grundlage für die weiterführenden Versuche betreffend horizontaler Belastungen auf Bogentragwerke bilden, siehe Abschnitt 9.2.11.

#### 9.1.5.1 Zeitspanne

Die Zeitspanne vom Eintreffen der Murfront am Messblock bis zum Auftreten der Höchstlast ist wesentlich davon abhängig, ob die Mure eine viskose oder granuläre Zusammensetzung aufweist. Bei der viskosen Mure ist die Zeitspanne  $\Delta t$  mit im Mittel 4.2 s wesentlich länger als bei beiden Varianten einer viskosen Zusammensetzung der Mure (0.8 s bzw. 0.5 s). Nach dem Froude'schen Modellgesetz ergibt sich die Zeit in der Realität  $\Delta T$  zur Zeitspanne  $\Delta t$  Modell auf Grundlage der Gleichung 9.13 mit dem Maßstabsfaktor  $\lambda = 20$  wie in Tabelle 9.7 angeführt:

$$\Delta T = \Delta t \cdot \sqrt{\lambda} \quad (9.13)$$

Tabelle 9.7: Zeitspanne vom Eintreffen der Murfront bis zum Auftreten der Höchstlast auf Grundlage der Modellversuche und des Froude'schen Modellgesetzes

Parameter	Einheit	viskose Mure	granulare Mure Serie 1	granulare Mure Serie 2
Anzahl der Versuche	[-]	4	6	6
Wasseranteil	[%]	16	16	27
Zeitspanne Modell $\Delta t$	[s]	4.2	0.8	0.5
Längenverhältnis $\lambda$	[-]	20	20	20
Zeitspanne real $\Delta T$	[s]	18.8	3.6	2.2
CoV( $\Delta t$ )	[%]	57.9	23.6	75.2

### 9.1.5.2 Anpralllasten

Die als Anpralldrücke  $p_{Anprall}$  ermittelten maximal auftretenden Belastungen im Modell können mittels Gleichung 9.14 in auf das reale Tragwerk einwirkende Belastungen übergeführt werden. Die Ermittlung des Anpralldrucks auf das reale Tragwerke  $P_{Anprall}$  ist in Gleichung 9.14 angeführt, d.h. im gegenständlichen Fall ist mit  $\lambda = 20$  der 20-fache Wert aus Tabelle 9.6 anzusetzen.

$$P_{Anprall} = p_{Anprall} \cdot \lambda \quad (9.14)$$

In Tabelle 9.8 sind die in reale Drücke konvertierten Versuchsergebnisse angeführt, es zeigt sich, dass Belastungen von 5 MPa – 15 MPa auftreten.

Tabelle 9.8: Maximal auftretende Anpralllasten auf Grundlage der Modellversuche und des Froude'schen Modellgesetzes

Parameter	Einheit	viskose Mure	granulare Mure Serie 1	granulare Mure Serie 2
Anzahl der Versuche	[-]	4	6	6
Wasseranteil	[%]	16	16	27
Anpralllast Modell $p_{Anprall,I}$	[MPa]	0.25	0.23	0.34
Anpralllast Modell $p_{Anprall,II}$	[MPa]	0.29	0.28	0.75
Längenverhältnis $\lambda$	[-]	20	20	20
Anpralllast real $P_{Anprall,I}$	[MPa]	5.0	4.7	6.9
Anpralllast real $P_{Anprall,II}$	[MPa]	5.8	5.5	15.1
CoV( $P_{Anprall,I}$ )	[%]	32.9	44.2	19.3
CoV( $P_{Anprall,II}$ )	[%]	24.4	41.5	32.9

### 9.1.5.3 Fließgeschwindigkeiten

Die höchsten Fließgeschwindigkeiten  $v_{max}$  treten wie in Tabelle 9.6 ersichtlich bei granularen Murmischungen mit relativ hohem Wasseranteil auf. Hier sind Fließgeschwindigkeiten im Modell von bis zu 2 m/s zu beobachten. Nach dem Froude'schen

Modellgesetz verhalten sich die Geschwindigkeiten im Modell zu jenen in der Realität wie in Gleichung 9.15 auf Grundlage der Tabelle 9.3 angeführten Beziehungen.

$$V_{max} = v_{max} \cdot \sqrt{\lambda} \quad (9.15)$$

Für die unterschiedlichen betrachteten Murfronten (viskos bzw. granular mit beiden Mischungsverhältnissen) führt dies mit dem festgesetzten Maßstabsfaktor  $\lambda = 20$  zu Fließgeschwindigkeiten wie in Tabelle 9.9 angeführt. Es ergeben sich reale maximale Fließgeschwindigkeiten im Bereich von  $V_{max} = 3.76 - 8.85$  m/s.

Tabelle 9.9: Fließgeschwindigkeiten am realen Bauwerk auf Grundlage der Modellversuche und des Froude'schen Modellgesetzes

Parameter	Einheit	viskose Mure	granulare Mure	
			Serie 1	Serie 2
Anzahl der Versuche	[-]	4	6	6
Wasseranteil	[%]	16	16	27
Fließgeschw. Modell $v_{max}$	[m/s]	1.18	0.84	1.98
Längenverhältnis $\lambda$	[-]	20	20	20
Fließgeschw. real $V_{max}$	[m/s]	5.28	3.76	8.85
CoV( $V_{max}$ )	[%]	15.7	18.5	17.3

Die durch diese Versuche ermittelten Fließgeschwindigkeiten stellen auch die Grundlage für die in Abschnitt 9.2.11 durchgeführten Anprallversuche am Laborbogenmodell dar. Bei diesen Versuchen wird ein einer realen Struktur nachempfundenes Versuchsobjekt mittels einer plötzlich auftretenden Einwirkung (*Impact*) belastet.

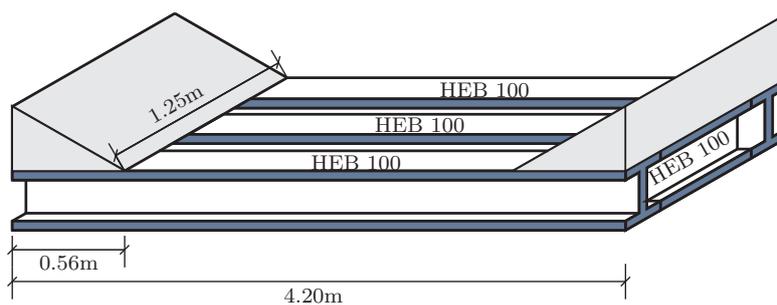
## 9.2 Laborbogenversuche

### 9.2.1 Herstellung des Laborbogens

Im Labor des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau wurde eine maßstäbliches Modell (Maßstab 1:2) eines Bogens der ÖBB Rohrbachbogenbrücke (siehe Kapitel 6.3) nachgebaut. Als Unterkonstruktion diente ein dafür bemessener Stahlrahmen. Dieser Stahlrahmen wurde aus HEB 100 Profilen zusammenschweißt und auf eine maximale Belastung von 150 kN ausgelegt. Der Auflagerbereich wurde mittels flacher Stahlplatten unter einem Winkel von  $35^\circ$  nachgebildet, dies soll den Widerlagerbereich des Bogens in hinreichender Form nachbilden. In Abbildung 9.7(a) ist diese Unterkonstruktion dargestellt. Die genauen Abmessungen sind in Abbildung 9.7(b) dargestellt.



(a) Unterkonstruktion Stahlrahmen



(b) Werkszeichnung Stahlrahmen

Abbildung 9.7: Stahlrahmen als Unterkonstruktion des Mauerwerkklaborbogens

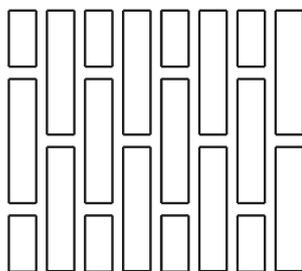
Die Rohrbachbrücke besteht aus insgesamt 5 Bogenelementen. Im Labor wurde jedoch nur einer dieser Bögen modelliert. Um den Widerlagerbereich des modellierten Bogens und die damit einhergehende Unverschieblichkeit der untersten Ziegelschar nachbilden zu können, wurde diese mittels eines Klebemörtels (TYPE HIT-RE 500,

Firma Hilti) am Stahlwiderlager befestigt, siehe Abbildung 9.8.

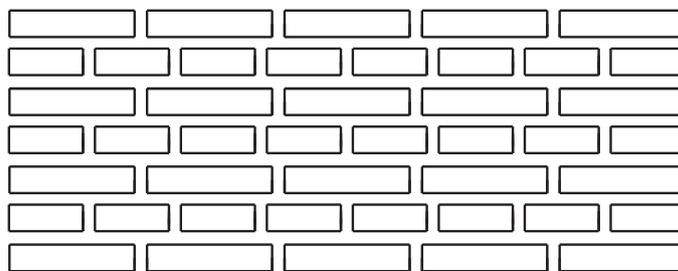


Abbildung 9.8: Befestigung der untersten Ziegelschar mittels Klebemörtels zur Nachbildung der Widerlager

Der Maßstab des gemauerten Bogens zur realen Struktur der Rohrbachbrücke beträgt 1:2. Die Abmessungen für den Laborbogen bzw. die Bogenstärke sind Abbildung 9.11 zu entnehmen. Die Scheitelüberdeckung im Stichbereich des Laborbogens beträgt ca. 30 cm. Weiteres wird der Maßstab im Bezug auf die verwendeten Ziegel (NF-Ziegel der Firma Wienerberger mit den Maßen 25 cm Länge, 12 cm Breite, 6.5 cm Höhe) nicht eingehalten. Diese Abweichung ist im vorgegebenen Format der vorhandenen Ziegel begründet. Der Mauerwerksverband, mit welchem der Laborbogen gemauert wurde, stellt sich aus der Ansicht wie in Abbildung 9.9(a) dar, die Untersicht bzw. Draufsicht ist in Abbildung 9.9(b) zu sehen. Die Herstellung des Bogens erfolgte auf einem Lehrgerüst, welches auf beiden Seiten und in der Mitte unterstützt war, siehe Abbildung 9.10



(a) Mauerwerksverband in der Frontansicht



(b) Mauerwerksverband in der Unter- bzw. Obersicht

Abbildung 9.9: Mauerwerksverband des Laborbogens



(a) Bogenmauer im Auflagerbereich



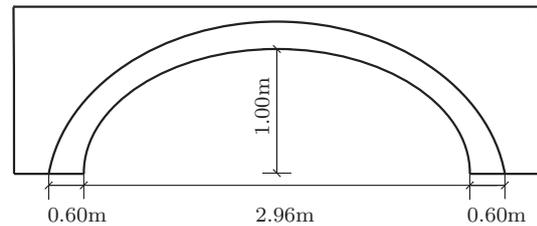
(b) Bogenmauer im Stichbereich

Abbildung 9.10: Herstellung des Bogens am Lehrgerüst

In der Abbildung 9.11 (a) und (b) ist der fertiggestellte Mauerwerksbogen und die abgebildet.



(a) Mauerwerksbogen fertig



(b) Abmessungen Laborbogen

Abbildung 9.11: Mauerwerksbogen vor Versuchsbeginn

## 9.2.2 Hinterfüllung

Für die Auswahl des Hinterfüllmaterials des Laborbogens waren die folgenden Randbedingungen zu berücksichtigen: einerseits sollte die reale Situation des Hinterfüllbereiches, wie er bei der Rohrbachbrücke durch in-Situ Messungen (siehe Abschnitt 6.7.1) bestimmt wurde, möglichst genau nachgebildet werden. Andererseits war eine lose Schüttung und Verdichtung des Materials aus versuchstechnischen Gründen (kein seitlicher Aufbau, Versuchsdurchführung bzw. Zugänglichkeit behindert) nicht möglich. Als Kompromiss zwischen völliger Außerachtlassung des Hinterfüllmaterials, was zweifelsohne einen massiven Einfluss auf die Resultate gehabt hätte und der detailgetreuen Nachbildung verdichteten Materials wurden Sandsäcke mit jeweils ca. 15 kg Füllgewicht auf die Struktur aufgebracht. In diesen Säcken war Sand der Körnung 0/3 (Körnung in [mm]) enthalten, insgesamt wurde die Struktur mit 2747 kg belastet.

Die Sandsäcke wurden bewusst nicht prall gefüllt, um größere zwischen den ein-

zelen Säcken entstehende Hohlräume zu vermeiden. Außerdem wurden trotzdem auftretende kleinere Hohlräume mit losem Sand verfüllt. Insgesamt wurde so ein lagenweiser Aufbau der Hinterfüllung verwirklicht. Abbildung 9.12(a) zeigt den Bogen mit den seitlich angeschweißten vertikalen Trägern, in Abbildung 9.12(b) ist der mit dem gesamten Hinterfüllmaterial belastete Bogen dargestellt.



(a) Bogen nach Entfernen der Schalung



(b) Aufgebrachtes Hinterfüllmaterial

Abbildung 9.12: Bogen mit und ohne aufgebrachtem Hinterfüllmaterial in Sandsäcken

### 9.2.3 Versuchsaufbau zur Aufbringung vertikaler Belastungen

Die Versuche selbst wurden im Prüflabor des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau mit der Prüfmaschine IKI-02 durchgeführt, siehe Abbildung 9.13. Die Prüfmaschine IKI-02 ist eine servohydraulische Prüfmaschine und besteht aus einem rechteckigen, auf Rollen verschiebbaren Prüfrahm, an dessen Horizontale und Vertikale sich jeweils ein Hydraulikzylinder mit einem Lastbereich von bis zu 630 kN befindet. Zusätzlich hat die Anlage in der horizontalen Ebene einen zweiten Zylinder, der Lasten bis zu 2000 kN auf Zug bzw. Druck aufbringen kann. Für die Versuche im Rahmen dieser Arbeit wurden der vertikale und horizontale Prüfzylinder („Kreis 1“ und „Kreis 2“) verwendet. Die Signale werden digitalisiert, an eine zentrale Steuereinheit übertragen und dort ausgewertet, weiterverarbeitet und gespeichert. Die gesamte Messkette ist kalibriert und weist im verwendeten Bereich der Kraft eine erweiterte relative Messunsicherheit kleiner 1 % auf.

Bei der Planung der vertikalen Druckversuche und Verwendung der Prüfmaschine IKI-02 waren die folgenden Randbedingungen zu berücksichtigen:

(1) Der vertikale Kreis der Prüfmaschine weist zwar einen Kraftbereich von bis zu 630 kN in beiden Belastungsrichtungen auf. Die Aufbringung als Druckkraft ist jedoch nur bis zu einer Last von ca. 50 kN ohne gesonderte Versuchseinrichtung möglich. In allen anderen Fällen ist dafür Sorge zu tragen, dass ein Abheben des Prüfrahmens durch Gewährleistung einer in sich geschlossenen Lastabtragung verhindert wird. Dies kann beispielsweise durch Abspannen des oberen Teil des Prüfrahmens (wo sich der Zylinder befindet) auf die im Boden verankerten Teile erfolgen.



Abbildung 9.13: Servohydraulische Prüfmaschine IKI-02

Diese Anwendung hat allerdings den Nachteil, dass die Breite der möglichen Versuchskörper durch die in vertikaler Richtung verlaufenden Abstützungen limitiert wird.

(2) Die Bogenhöhe ist durch die Mindestanforderung von zwei stehenden Ziegelscharen zur Nachbildung der Situation der Rohrbachbrücke vorgegeben (eine maßstäbliche Skalierung der Ziegelgröße wurde, wie in Abschnitt 9.2.1 erläutert, verworfen). Die maximale Höhe, auf welche der Zylinder der Prüfmaschine angehoben werden kann, wurde dadurch jedoch überschritten. Aus diesem Grund wurde die folgende Vorgehensweise zur Aufbringung der Vertikallasten gewählt:

- Position des Zylinders des „Kreis 1“ neben dem Mauerwerksbogen befindlich
- Konstruktion eines eigenen Hebelsarms aus massiven Stahlprofilen. Dieser Hebelsarm hat in vertikaler Achse am oberen Prüfraumen einen Drehpunkt
- Aufgrund des Hebelgesetzes ist es möglich, durch Aufbringen einer Zugkraft im Zylinder des „Kreis 1“ eine Druckkraft am jeweiligen, sich am Bogen befindlichen Druckpunkt zu erzeugen.

In Abbildung 9.14(a) ist diese Überlegung als Skizze theoretisch dargestellt, während Abbildung 9.14(b) die tatsächliche Ausführung darstellt. Die Vorrichtung zur Aufbringung der Lasten besteht damit aus den nachstehend angeführten Elementen:

- Hebel zur Übertragung der im Zylinder Kreis 1 aufgebrachten Zugkräfte (d.h. in vertikal aufwärts gerichteter Richtung) auf das unter dem Hebel angeordnete Prüfobjekt
- Querträger zur Bildung eines Widerlagers (Drehpunktes) am oberen Rahmen der Prüfmaschine IKI-02

- 2 Befestigungselemente zur Befestigung des Querträgers am Rahmen inklusive Befestigungsschrauben

Die vertikalen Belastungen wurden an einzelnen Druckpunkten aufgebracht, die sich an insgesamt drei, parallel in Längsrichtung zum Bogenrand verlaufenden Linien befinden (*Linie z*, *Linie a* und *Linie m*). Die einzelnen Linien sind in Abbildung 9.16 dargestellt. Aufgrund der Abmessungen ergeben sich für durch den Zylinder eingebrachte Zugkräfte von 1 kN die in Tabelle 9.10 angeführten Zusammenhänge. Diese Überlegungen sind einerseits theoretischer Natur, wurden aber für alle drei Belastungslängsachsen mittels Kraftmessdosen verifiziert. Diese Zusammenhänge sind für die Versuchsdurchführung selbst unerheblich, da nur die Kräfte in der Prüfmaschine angesteuert werden können, sind aber bei der nachfolgenden Auswertung jedenfalls zu berücksichtigen.

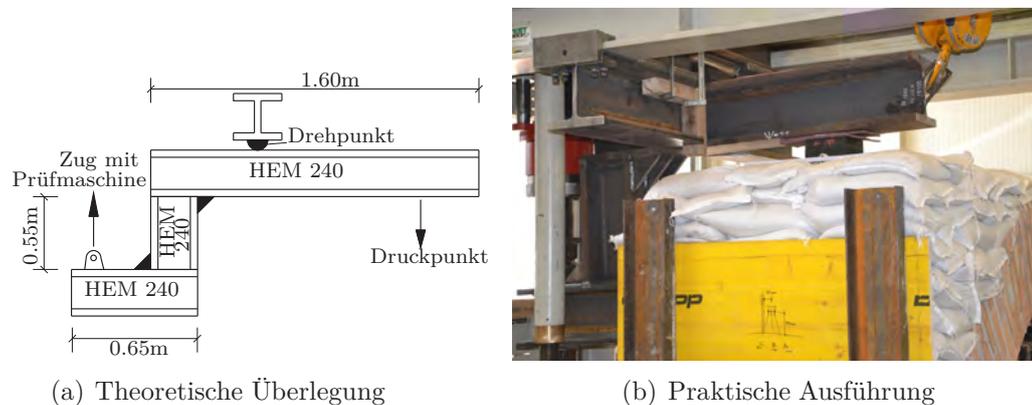


Abbildung 9.14: Theoretische Überlegung zur Umlenkung der Kräfte mittels Hebelgesetz

Tabelle 9.10: Faktoren zur Umrechnung der aufgetragenen Zugkräfte am Zylinder zu den auftretenden Druckkräften am Belastungspunkt

Linie	aufgebrachte Zugkraft von 1kN entspricht einer Druckkraft von [kN]
z	1.6
a	1.4
m	1.2

An der Stelle der Lasteinleitung selbst wurde ein Elastomerkörper als Zwischenlage zwischen der Lasteinleitungsplatte und dem Hebel angeordnet, um eine vollständige Einleitung der Last an der definierten Stelle zu gewährleisten. Abbildung 9.15(a) zeigt den schematischen Aufbau dieser Versuchsanordnung, in Abbildung 9.15 ist wiederum die tatsächliche Ausführung dargestellt.

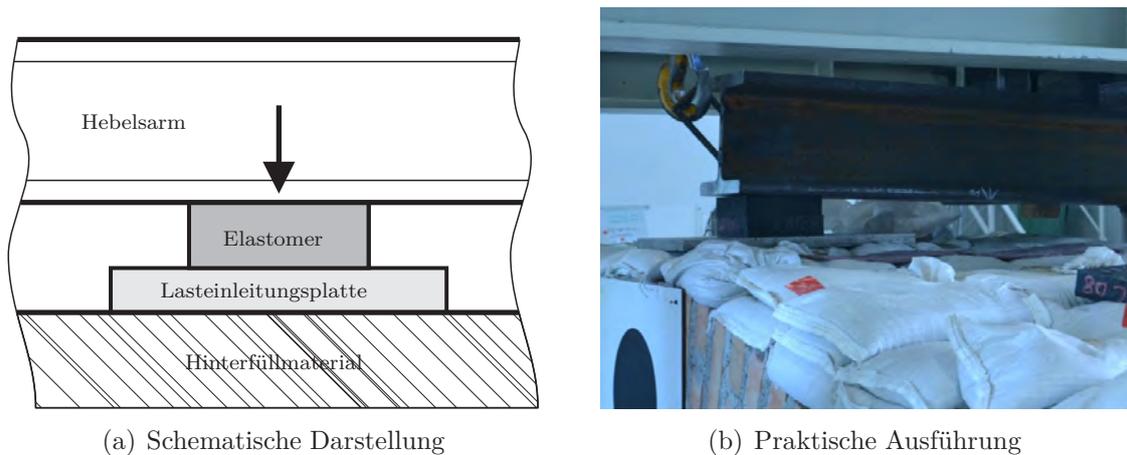


Abbildung 9.15: Detaildarstellung des Lasteinleitungsbereiches bei vertikaler Belastung

## 9.2.4 Versuchsprogramm bei Aufbringung vertikaler Lasten

Die Belastungspunkte bei vertikaler Belastung sind aufgrund der Geometrie des Bogens in den jeweiligen Symmetrieachsen festgelegt worden. In Tragwerkslängsrichtung sind drei Belastungslinien, in Querrichtung insgesamt fünf Belastungsrichtungen definiert worden. In jeder dieser Punkte wurden zumindest drei Versuche durchgeführt. In Abbildung 9.16(a) und (b) sind diese beiden Achsensysteme systematisch dargestellt, die Bezeichnung der einzelnen Belastungspunkte in den nachfolgenden Abschnitten orientiert sich an diesen Bezeichnungen.

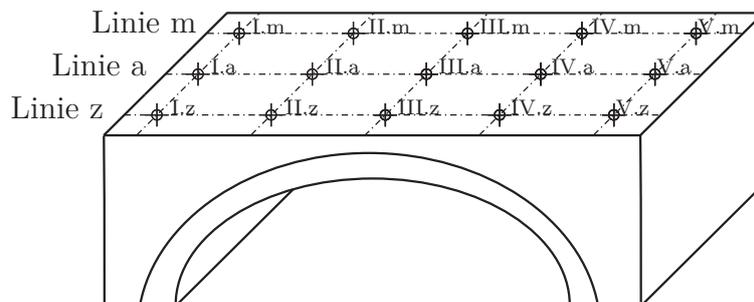


Abbildung 9.16: Belastungslinien für vertikale Belastung am Bogen

Die Versuchsdurchführung bei vertikaler Belastung gliedert sich in statische und dynamische<sup>1</sup> Belastungssituationen.

### 9.2.4.1 Statische Vertikallasten

Die vertikale Belastung wurde monoton ansteigend mit einer im jeweiligen Versuch konstant bleibenden Belastungsgeschwindigkeit von vorwiegend  $v_{Bel} = 500 \text{ N/s}$

<sup>1</sup>wobei in diesem Falle keinesfalls eine rein dynamische Beanspruchung vorliegt, vielmehr ist von einer *wechselnden bzw. zyklischen* Belastung zu sprechen

(in einzelnen Versuchen auch 1000 N/s) aufgebracht. Die unterschiedlichen Belastungsschemata sind in Abbildung 9.17 dar. Es wurden statische Versuche mit 3 Laststufen (Belastungsschema A) als auch mit 10 Laststufen (Belastungsschema B) durchgeführt. Vorwiegend kam das Belastungsschema A aus Abbildung 9.17(a) zur Anwendung, die einzelnen Laststufen wurden in Abhängigkeit der Position des Belastungspunktes wie in Tabelle 9.11 angeführt festgelegt. Es ist ersichtlich, dass die einzelnen Stufen (K1 und K2) jeweils als Drittelpunkte der Maximallast K3 festgelegt sind.

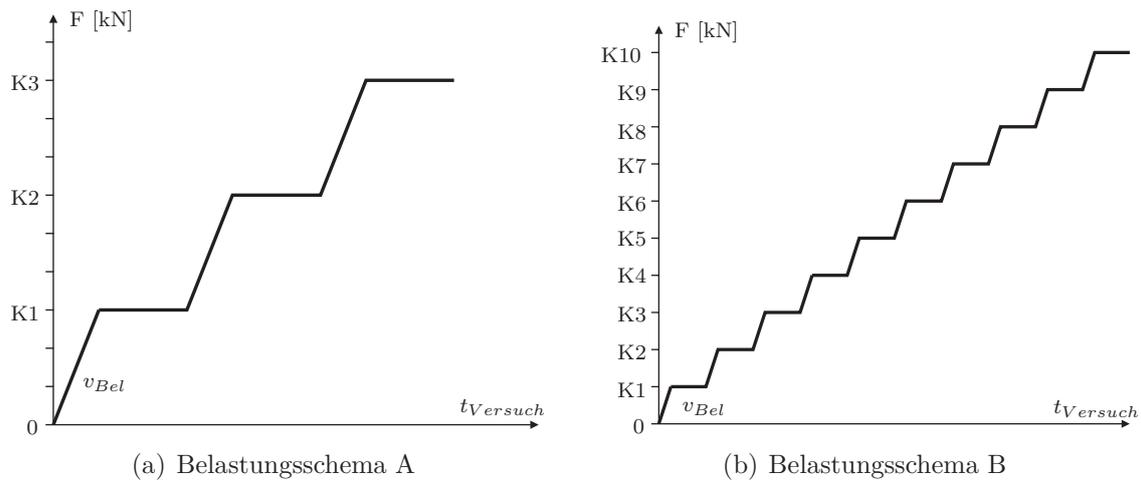


Abbildung 9.17: Belastungsschemata für die monoton ansteigende statische Belastung in vertikaler Richtung

Tabelle 9.11: Unterschiedliche Höhe der Belastungsstufen bei vertikaler Belastung nach dem Belastungsschema A

Belastungsschema A		
Erste Stufe K1 [kN]	Zweite Stufe K2 [kN]	Dritte Stufe K3 [kN]
5	10	15
10	20	30
20	40	60
30	60	90

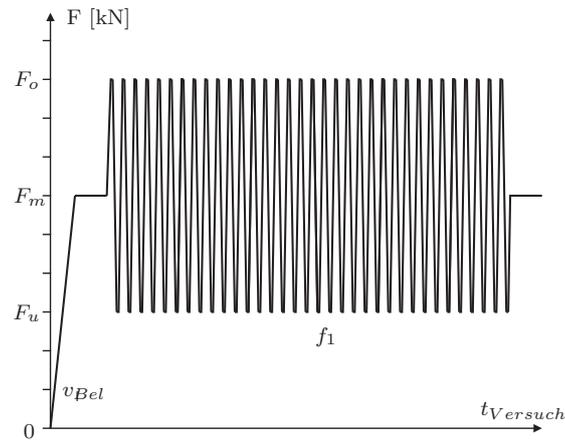
### 9.2.4.2 Wechselnde Vertikallasten

Zusätzlich zu den monoton ansteigenden vertikalen Belastungen wurden auch Versuche mit wechselnder Beanspruchung durchgeführt. Hierbei handelt es sich um quasi-dynamische Versuche, welche mit einer Frequenz  $f = 1$  Hz (einige Versuche auch mit 2 Hz) durchgeführt wurden. Einschränkend bei diesen Versuche wirkte sich das Eigenschwingverhalten des Prüfrahmens und des auf ihm befestigten Hebels zur Kraftübertragung aus. Hierdurch konnten höhere Frequenzen mit dem vorhandenen Versuchsaufbau nicht verwirklicht werden. Es wurden hierbei drei unterschiedliche Belastungsschemata auf die Struktur aufgebracht, siehe Abbildung 9.18. Belastungsschema C in Abbildung 9.18(a) besteht aus einem Lastbild, welches eine festgelegte Anzahl von Zyklen zwischen einer Unter- und einer Oberspannung schwingt. Die hierbei angewendeten Grenzspannungen, sowie der zugehörige Mittelwert, die Amplitude und der Bereich der Zyklenzahl sind in Tabelle 9.12 angeführt. Dieses Belastungsbild konnte in Abhängigkeit vom Versuch mit gleicher Ober- und Unterspannung wiederholt werden.

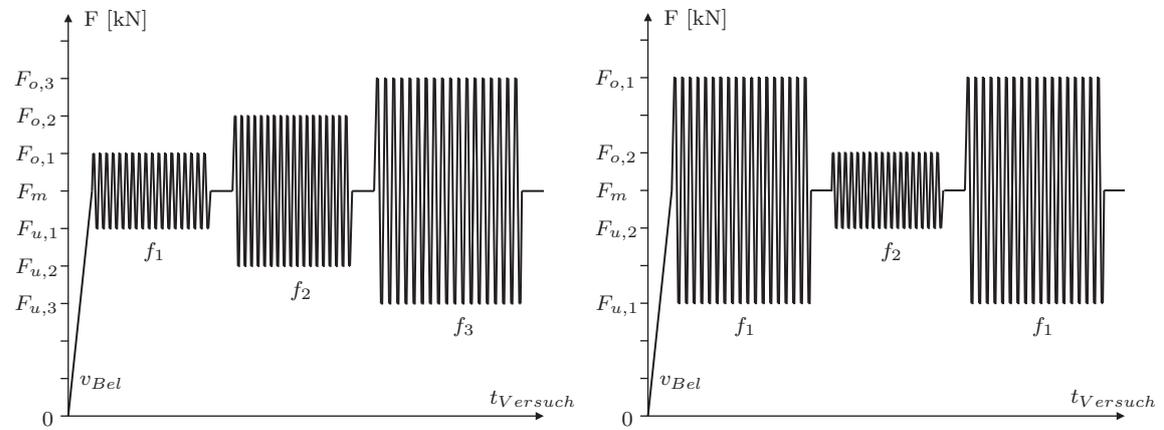
Im Unterschied dazu weist Belastungsschema D in Abbildung 9.18(b) während der Versuchsdauer einen Wechsel zwischen Bereichen stärkerer Belastung und Bereichen geringerer Belastung auf. Es wird die Mittellage und die Frequenz konstant gehalten, während die Amplitude und damit zwangsläufig die Ober- und die Unterspannung variieren. Diese Versuche wurden in einem Bereich zwischen einer Oberspannung von max. 30 kN und einer Unterspannung von min. 5 kN durchgeführt. Es war bei sämtlichen dynamischen Versuchen erforderlich, die Unterspannung größer als 0 kN zu belassen, um einen Ausfall der Steuerung infolge des Nulldurchganges der Kraft hintanzuhalten.

Tabelle 9.12: Übersicht über die verwendeten Laststufen bei dynamischer Belastung nach dem Belastungsschema C

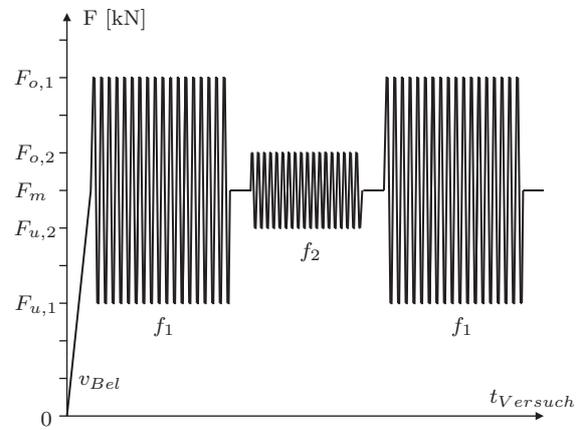
Belastungsschema C			
Frequenz [Hz]	Lastwechsel [-]	Unterspannung $F_u$ [kN]	Oberspannung $F_o$ [kN]
2	50	5	10
1	100	5	15
1	100	5	20
1	100	5	25
1	100	5	30



(a) Belastungsschema C



(b) Belastungsschema D



(c) Belastungsschema E

Abbildung 9.18: Belastungsschemata für die dynamische Belastung in vertikaler Richtung

### 9.2.5 Versuchsaufbau zur Aufbringung horizontaler Belastungen

Die Belastungen in horizontaler Richtung<sup>2</sup> wurden mit dem „Kreis 2“ der Prüfmaschine IKI-02 aufgebracht. Dieser horizontale Kreis weist einen Kraftbereich von bis zu 630 kN in beiden Richtungen (Zug und Druck) auf. Die Krafteinleitung erfolgte anders als in vertikaler Richtung direkt in der Achse des Prüfzylinders, somit ist keine Umrechnung im Rahmen der Auswertung vonnöten. An der Stelle der Lasteinleitung selbst wurde eine flexible Zwischenschicht aus Gummi als Zwischenlage zwischen der Lasteinleitungsplatte und dem aufgehenden Mauerwerk angeordnet. Dies sollte, da hier im Gegensatz zu den vertikalen Belastungspunkten keine Hinterfüllung zur Lastverteilung wirksam ist, eine gleichmäßige Einleitung der Last auf der gesamten Fläche des Druckpunktes bewirken. Spannungsspitzen aufgrund lokaler, herstellungsbedingten Ungenauigkeiten (Ziegelkanten, Mörtel) können so vermieden werden. Es wurden sowohl Versuche mit einer kreisrunden Lasteinleitungsplatte („Druckstempel“) als auch zur Verifizierung mittels einer quadratischen Lasteinleitungsplatte durchgeführt, wobei sich jedoch keinerlei Abweichungen zeigten. Abbildung 9.19(a) zeigt den schematischen Aufbau dieser Versuchsanordnung, in Abbildung 9.19 ist Ausführung mittels kreisrunder Platte abgebildet.

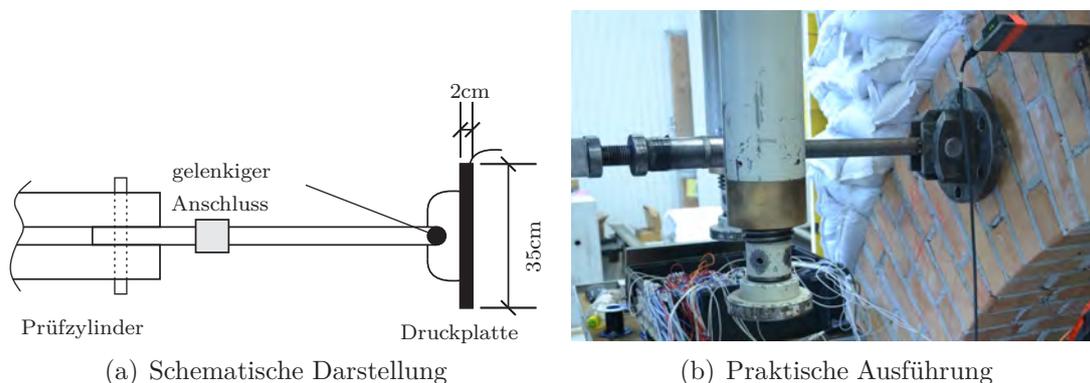


Abbildung 9.19: Detaildarstellung des Lasteinleitungsbereiches bei horizontaler Belastung

### 9.2.6 Versuchsprogramm bei Aufbringung statischer horizontaler Lasten

Die Belastungspunkte für die horizontale statische Belastung wurden an den jeweiligen Symmetrielinien des Bogens wie in Abbildung 9.20(a) ersichtlich festgelegt. Hieraus ergeben sich die Belastungspunkte mit der Bezeichnung wie in Abbildung 9.20(b). Die Belastung selbst wurde an den einzelnen Punkten in der Mitte des Mauerwerks eingeleitet.

<sup>2</sup>mit Ausnahme der außergewöhnlichen Einwirkung

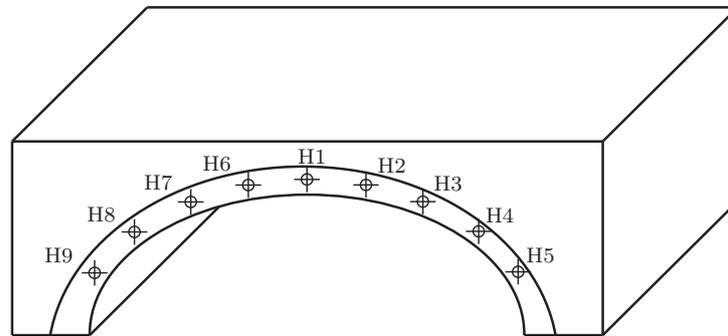


Abbildung 9.20: Belastungspunkte für horizontale Belastung

Die statische horizontale Belastung wurde stoßfrei monoton ansteigend mit einer im jeweiligen Versuch konstant bleibenden Belastungsgeschwindigkeit aufgebracht. Hierbei wurden Belastungsgeschwindigkeiten von  $v_{Bel} = 250 \text{ N/s}$  verwendet, die in einzelnen Versuchen auch auf  $100 \text{ N/s}$  reduziert wurden. Die Belastung wurde auf die erste festgesetzte Stufe mittels Maschinenregelung aufgebracht. Um ein Ausbeulen des Bogens in der Belastungsrichtung zu vermeiden, wurde die Last nach dieser ersten Laststufe nur mehr mittels Handbetrieb maximal auf den doppelten Wert der ersten Laststufe erhöht. Das Belastungsschema ist in Abbildung 9.21 dargestellt, die Größe der einzelnen Stufen ist aus Tabelle 9.13 ersichtlich.

Tabelle 9.13: Unterschiedliche Höhe der Belastungsstufen bei horizontaler Belastung

Erste Stufe H1 [kN] Maschinenregelung	Zweite Stufe H2 [kN] Handbetrieb
3	6
4	-
6	-
6	10

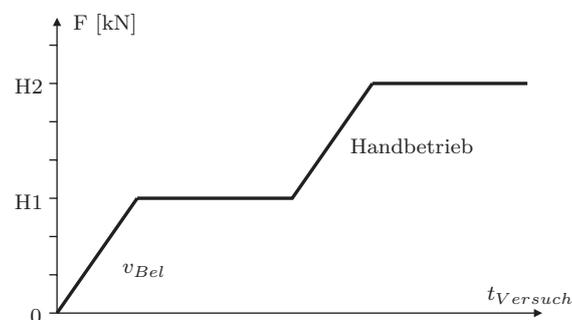


Abbildung 9.21: Belastungsschema für die monoton ansteigende statische Belastung in horizontaler Richtung

### 9.2.7 Außergewöhnliche Lasten

In Ergänzung zu den bisher angeführten Versuchen, welche ausschließlich statische und dynamische (wobei es sich allerdings aufgrund der geringen Frequenz um quasi-statische Einwirkungen handelt) Belastungssituationen abdecken, wurde das Versuchsobjekt auch einer außergewöhnlichen Einwirkung ausgesetzt. Diese Einwirkung tritt im Gegensatz zu den anderen Einwirkungen nicht stoßfrei auf, sondern führt zu einem abrupten Auftreffen am Tragwerk<sup>3</sup>. Als außergewöhnliche horizontale Einwirkungen auf Bogenbrücken können nach Abschnitt 9.1.1 vor allem Belastungen, die infolge von extremalen Naturereignissen auftreten, angesehen werden. Hierbei sind exemplarisch Hochwasserereignisse, Murstöße, aber auch Lawinen zu nennen.

Um die plötzliche Belastung in horizontaler Richtung entsprechend nachzubilden, wird eine definierte Masse auf einem Drehpunkt ausgelenkt, frei gelassen und bewirkt damit als idealisiertes freies Pendel eine plötzlich auftretende Belastung auf den Mauerwerksbogen. Die ausgelenkte Masse betrug 83 kg. Eine genaue Beschreibung der Versuche ist in Kapitel 9.2.11 dargestellt. Die Geschwindigkeit, mit der die Masse am Bogenstich auftrifft, kann anhand der geometrischen Abmessungen ermittelt werden, siehe dazu die Auswertung der entsprechenden Versuche in Abschnitt 9.2.11.2.

---

<sup>3</sup>Man spricht hier vom sogenannten Impact-Effekt.

## 9.2.8 Instrumentierung und Messausstattung

Die Aufzeichnung der Messwerte erfolgte über einen sogenannten „Messkoffer“, welcher mit einem GANTNER Messsystem, siehe Abbildung 9.22, ausgestattet wurde. Im Messkofferboden wurden Befestigungsklemmschienen angebracht, auf denen die GANTNER Messmodule geklemmt wurden. Ebenfalls im Messkoffer montiert wurde ein kleines Netzstromgerät für die Stromübertragung und Spannungsüberwachung. Insgesamt wurden neun Messmodule, drei Stück *Q.bloxx A108* und sechs Stück *Q.bloxx A107*, und ein *Q.gate* Test Controller im Messkoffer installiert. Ausgehend vom *Q.gate* Test Controller werden die Messmodule über eine Steckleiste im Sockel des Moduls miteinander verbunden (siehe Abbildung 9.22). Zuerst wurden die drei *Q.bloxx A108* angebracht und dann die *Q.bloxx A107*. Es sind deshalb zwei unterschiedliche Typen von *Q.bloxx*-Modulen montiert, da die Messfunktionen und Messmöglichkeiten (DMS-Viertelbrücke, -Halbbrücke, -Vollbrücke, Wegaufnehmer, etc.) der *Q.bloxx*-Module unterschiedlich sind. An die drei Module *Q.bloxx A108* wurden sämtliche Wegaufnehmer und Laserdistanzsensoren, welcher für die Labormessungen benötigt wurden angeschlossen. An die *Q.bloxx A107* wurden die Dehnmessstreifenmessrahmen angeschlossen. Die Synchronisation der beiden Messwerte erfolgte über Einspielung eines elektrischen Synchronisationssignals der Prüfmaschine an den Messverstärker.



Abbildung 9.22: Darstellung des Messkoffers mit den Messmodulen von GANTNER für die Labormessungen

Die verwendeten Laser und induktiven Wegaufnehmer, welche für die Laborbogenmessungen verwendet wurden, sind bereits im Kapitel Messtechnik (siehe Kapitel 5.3.2 und 5.3.3) beschrieben und werden hier nicht mehr näher erläutert.

### 9.2.8.1 Messrahmen

Aufbauend auf dem Funktionsprinzip der verschmierten Messung von Verformungen in der Bogenlaibung wie in Kapitel 6.7.3 erläutert, wurde ein neuartiges Messverfahren entwickelt. Dieses baut auf dem bekannten Messprinzip der DMS, wie in Abschnitt 5.3.5 theoretisch dargestellt, auf. Mithilfe dieses Messverfahrens ist es möglich, eine Aussage über die auftretenden Verformungen in der Bogenlaibung sowohl in Richtung der Laibung als auch in die globale vertikale Richtung zu treffen.

Es kann gezeigt werden, dass unter genauer Berücksichtigung sämtlicher Installationsparameter eine Bestimmung der Verschiebung mittels dieses Messverfahrens möglich ist.

### **Grundsätzliches Funktionsprinzip**

Das Messprinzip beruht auf dem Ansatz nach in Kapitel 7.4 [81] vorgestellten Ansatz, dass die Inhomogenitäten von Bogentragwerken eine punktuelle Messung von Verschiebungen bzw. Verformungen nur bedingt sinnvoll erscheinen lassen. Ein Messverfahren, welches die Verformung über einen größeren Bereich gleichsam aufintegriert, bietet so eine zuverlässigere Aussage über den tatsächlichen Lastabtrag der Struktur. Außerdem kann durch Einsatz dieses Messverfahrens das Verformungsverhalten in seiner flächenhaften bzw. räumlichen Entwicklung in der Bogenlaibung ermittelt werden.

### **Erprobung im einaxialen Druckversuch**

Im ersten Entwicklungsschritt dieses Messverfahrens wurde die grundsätzliche Eignung anhand eines am Institut selbst gefertigten Prototyps ermittelt. Hierzu wurde ein Versuchsaufbau wie folgt zusammengestellt: Es wurden sowohl ein Wegaufnehmer (wie sie in Kapitel 5.3.3 beschrieben wurden) als auch eine CFK-Lamelle [43] mit DMS als Halbbrücke beklebt, unter Gewährleistung einer jeweils gleichen Messlänge am Mauerwerksblock angeordnet (siehe Abbildung 9.23 (a)). Die Schrauben an denen die CFK-Lamelle mit den DMS angebracht wurde, sind im Schaftbereich eingeschlitzt worden, um eine entsprechende Vorspannung in die CFK-Lamelle zu bekommen. Problem bei diesem Messaufbau war, dass bei zu großer Vorspannkraft der Messbereich des DMS überschritten wurde und der DMS ausfiel. Daher wurde eine Weiterentwicklung dieses Messsystems mit DMS ausgearbeitet. In einem zweiten Forschungsschritt wurde folgender Messaufbau zusammengestellt. Es wurde ebenfalls ein Wegaufnehmer (wie sie in Kapitel 5.3.3 beschrieben) verwendet und ein verschweißter Stahlrahmen angefertigt (siehe Abbildung 9.23 (b)). Auch hier wurde wieder eine gleiche Messlänge am Mauerwerksblock gewährleistet. Dieser Versuchskörper wurde in mehreren Versuchen und Laststufen be- und entlastet. Anhand der durchgeführten Versuche lässt sich ein Zusammenhang zwischen der mittels Wegaufnehmer gemessenen Verschiebung und der durch die Dehnungsmessstreifen aufgezeichneten Verzerrungen feststellen, wie dies in Abbildung 9.24 (a) und (b) beispielhaft dargestellt ist. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass diese Beziehung sich nicht mittels einer linearen Beziehung nachbilden lässt, sondern einen nicht-linearen Zusammenhang aufweist. Die Eingangsparmeter in die Umrechnung der gemessenen Dehnungen in eine vergleichbare Verschiebung wird in den nachfolgenden Abschnitten noch gesondert behandelt.

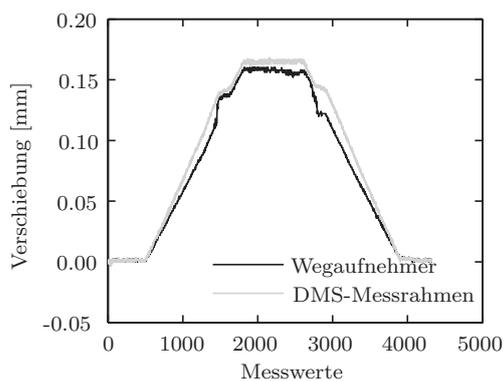


(a) Messanordnung zur Überprüfung der CFK Lamelle

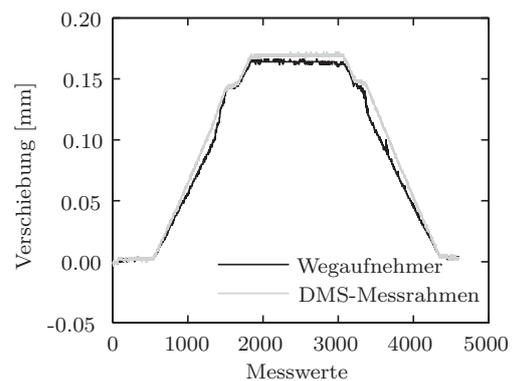


(b) Versuchsaufbau Kalibrierung Messrahmen

Abbildung 9.23: Versuchsanordnung zur Überprüfung der grundsätzlichen Eignung der CFK Lamellen und der Messrahmen zur Bestimmung der auftretenden vertikalen Verformungen



(a) Exemplarische Kalibrierkurve Versuch 1



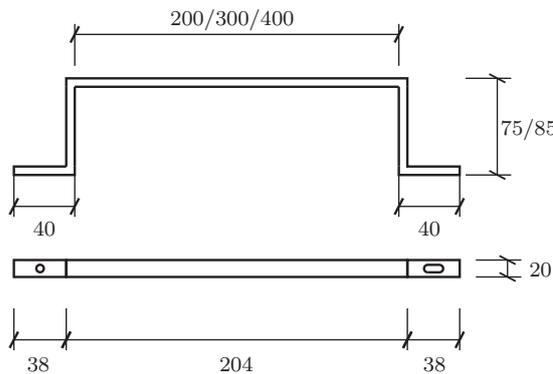
(b) Exemplarische Kalibrierkurve Versuch 2

Abbildung 9.24: Nachweis des Zusammenhangs zwischen der gemessenen Verschiebung mittels induktivem Wegaufnehmer und DMS

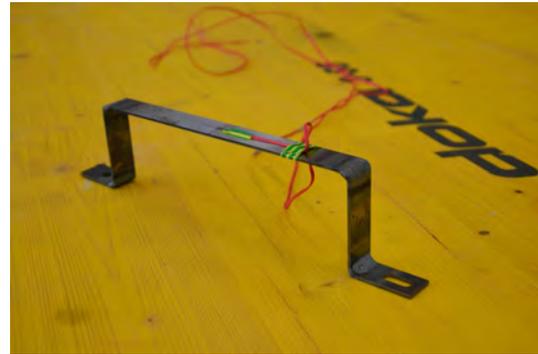
### Herstellung und Beschaffenheit der Messrahmen

Aufbauend auf die anhand der Vorversuche ermittelten Zusammenhänge wurden für die Anwendung am Laborbogen insgesamt 24 Stück Stahlrahmen angefertigt. Die-

se Rahmen weisen eine Länge von 20 cm, 30 cm und 40 cm auf. Die Bezeichnung orientiert sich ebenfalls an der Geometrie: II für jenen mit 20 cm Länge, III für jenen mit 30 cm und IV für jenen mit 40 cm Länge. Eine schemenhafte Darstellung eines dieser Messrahmen ist in Abbildung 9.25 gegeben. Ein Messrahmen hat den folgenden Aufbau: jeweils zwei 5 cm lange Elemente zur Befestigung, wobei eine Befestigung entlang eines Langloches erfolgt, um eine horizontale Verschieblichkeit zu gewährleisten. Die Verbindungen der horizontalen Komponenten mit den vertikalen Streben sind biegesteif ausgeführt, sodass davon ausgegangen werden kann, dass eine vollständige Übertragung des Biegemomentes am biegesteifen Eck erfolgt.



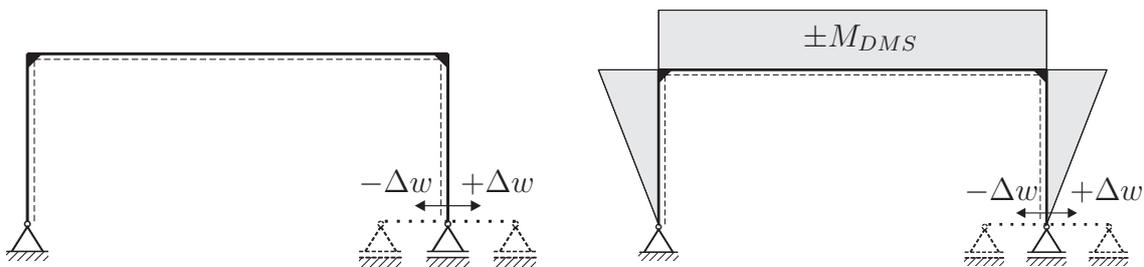
(a) Fertigungszeichnung Messrahmen (Maße in mm)



(b) Ausführung Messrahmen Type 20

Abbildung 9.25: Darstellung des Messrahmensystems

Das statische System des Messrahmens stellt sich somit wie in Abbildung 9.26(a) abgebildet dar. Die Verschiebung in horizontaler Richtung tritt an jener Stelle auf, wo sich das Langloch befindet. Dadurch entsteht ein System, welches an einer Seite als feste Lagerung (horizontal und vertikal Unverschieblich), und an der zweiten Seite als in horizontaler Richtung verschieblich betrachtet werden kann. Da die Belastung nur in Längsrichtung auftritt, tritt entlang des vertikalen Rahmenteils ein linear ansteigender Momentenverlauf auf, der jedoch entlang des horizontalen Rahmenteils, wo infolge die Dehnungsmessstreifen appliziert werden, konstant bleibt, wie in Abbildung 9.26(b) erkennbar ist.



(a) Statisches System des Messrahmens

(b) Momentenverlauf am Messrahmen

Abbildung 9.26: Idealisiertes statisches System des Messrahmens

Aus dem konstanten Momentenverlauf in Abbildung 9.26(b) lässt sich ableiten, dass es für die Applizierung der Dehnungsmessstreifen theoretisch unerheblich ist, an welcher Position sie am horizontalen Teil des Stahlrahmens angebracht werden. Um Ungenauigkeiten zu vermeiden, wurde jedoch darauf geachtet, die DMS möglichst an gleicher Position (in der Symmetrieachse) anzubringen.

### Schaltplan

Wie bereits in Abschnitt 5.3.5 erwähnt bestehen beim Messen mit DMS grundsätzlich vielfältige Möglichkeiten der Applizierung. Ziel ist es hierbei, durch bewusste Anordnung bzw. Ausrichtung einzelner DMS unerwünschte Effekte zu kompensieren. Ein weiteres, oft angewandtes Verfahren ist die Verdopplung des Messsignals durch entsprechende Applikation und Verschaltung einzelner DMS als *Wheatstone'sche Brückenschaltung*. Bei den entwickelten Messrahmen erfolgte auf Grundlage des konstanten Momentenverlaufs entlang des horizontalen Teils des Rahmens die *Messung der Verzerrung nur zufolge der Biegebeanspruchung*. Bei dieser Art der DMS-Applikation werden zwei DMS an der oberen und unteren Randfaser eines Trägers in Längsrichtung appliziert. Die restlichen beiden Bestandteile der Wheatstone'schen Vollbrücke werden durch Konstantwiderstände im Messwertaufnehmer ausgeglichen. Beanspruchungen durch Normalkraft, Torsion und Temperaturdifferenzen haben auf das Messsignal keinerlei Einfluss.

Da für das Verhältnis aus Messspannung  $U_M$  zur Speisespannung  $U_S$  unverändert gilt:

$$\frac{U_M}{U_S} = \frac{k}{4} \cdot (\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4) \quad (9.16)$$

folgt, dass sich  $\varepsilon_3$  und  $\varepsilon_4$  als Konstantwiderstände ausgleichen ( $\varepsilon_3 = \varepsilon_4 = konst.$ ), womit sich die Vereinfachung wie in Gleichung 9.17 folgt ergibt:

$$\frac{U_M}{U_S} = \frac{k}{4} \cdot (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \quad (9.17)$$

Der Faktor  $k$  ist eine werkzeugspezifische Konstante und für die jeweilige Produktionscharge der Dehnungsmessstreifen am Produkt ersichtlich (in den meisten Fällen gilt:  $k \approx 2$ ). Erfolgt nun die Applizierung wie in Abbildung 9.27, so setzen sich die einzelnen gemessenen Verzerrungen wie folgt zusammen:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_N - \varepsilon_{M_y} + \varepsilon_{\Delta T} \quad (9.18)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_N + \varepsilon_{M_y} + \varepsilon_{\Delta T} \quad (9.19)$$

Da sich sämtliche Terme bis auf  $\varepsilon_{M_y}$  (gemessen in der Zug- und Druckzone des Stahlrahmens) gegenseitig aufheben, folgt schlussendlich für das Messsignal:

$$\frac{U_M}{U_S} = \frac{k}{2} \cdot |\varepsilon_{M_y}| \quad (9.20)$$

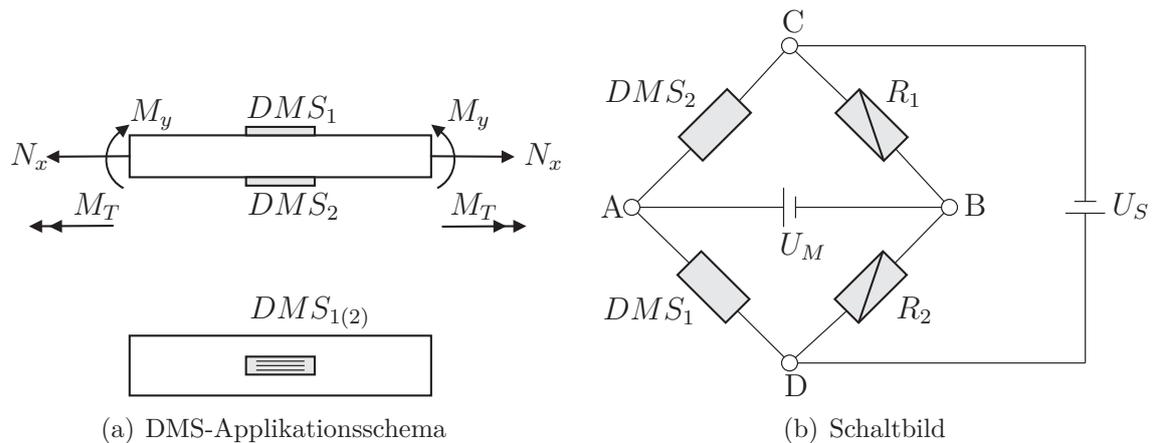


Abbildung 9.27: Halbbrückenschaltung der Dehnungsmessstreifen

Durch eine Schaltung als Halbbrücke werden somit rein die Verzerrungsanteile aus Biegung aufgezeichnet. Darüber hinaus wird durch die Anordnung sowohl in der Druck- als auch in der Zugzone des Stahlrahmens das Messsignal verdoppelt, was sich insbesondere bei Messung kleiner Verzerrungen als vorteilhaft erweist. Im Falle der hier beschriebenen Messungen wurden die DMS 1 und DMS 2 bei sämtlichen Messrahmen in gleicher Weise als Halbbrücke verschaltet, sodass die Auswertung der Messergebnisse stets auf der gleichen theoretischen Überlegung beruht.

### Umrechnung der Dehnungen in eine zugehörige Verschiebung

Die aufgezeichneten Messwerte aus den Versuchsdaten liegen als Folge der Halbbrückenschaltung bereits als einfache Verzerrungswerte zufolge einer Biegebeanspruchung  $\varepsilon_{M_y}$  in der Einheit der Verzerrung  $[\mu\text{m}/\text{m}]$  vor. Auf Basis des zugrunde gelegten statischen Systems in Abbildung 9.26(b) lässt sich unter Annahme einer konstanten Dicke des Stahlrahmens  $d = 2 \text{ mm}$  und eines konstanten Elastizitätsmoduls  $E = 200\,000 \text{ MPa}$  die Verzerrung an der Stelle der applizierten DMS in Abbildung 9.28 wie in Gleichung 9.22 angeführt bestimmen. Entlang des horizontalen Rahmenteils wird von einem konstanten Momentenverlauf ausgegangen, da es sich um biegesteife Rahmenecken handelt, entspricht das Biegemoment und damit die Verzerrung an der Applikationsstelle des DMS genau jener an der biegesteifen Ecke.

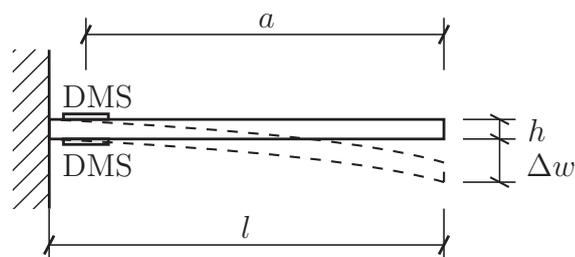


Abbildung 9.28: Bestimmung der Verschiebung zufolge der gemessenen Verzerrung an der Einspannstelle

Da nach [60] für geringe Blechstärken  $h$  und geringe Verschiebungen  $\Delta w$  (d.h.  $h, \Delta w \ll a$ ) gilt:

$$\varepsilon_{DMS} = \frac{3 ah}{2 l^3} \cdot \Delta w \quad (9.21)$$

Berücksichtigt man nun, dass die Applikationsstelle des Dehnungsmesstreifens im Abstand  $a = l$  vom freien Ende liegt, so lässt sich die gesuchte Verformung in Richtung der Längsachse des Messrahmens wie folgt bestimmen:

$$\Delta w = \frac{2 l^2}{3 h} \cdot \varepsilon_{DMS} \quad (9.22)$$

### Kalibrierung anhand einer Kalibrierkurve

Die vorab angeführten theoretischen Annahmen zur Bestimmung der Biegemomente beruhen auf den folgenden Annahmen:

- konstante Biegesteifigkeit  $EI$  entlang des gesamten Querschnitts
- biegesteife Verbindung an den Ecken
- volle Einspannung bzw. horizontale Verschieblichkeit der Auflager

Dieser Zusammenhang zwischen den ermittelten Dehnungen und der horizontalen Auflagerverschiebung berücksichtigt jedoch nicht die reale Einbausituation. Es ist daher von einer Unsicherheit hinsichtlich Einspanngrad, Streuungen der Materialparameter und Unstetigkeiten bei der Übertragung der Biegemomente am biegesteifen Eck auszugehen. Es wurde daher bei den vorliegenden Versuchen für jeden der einzelnen Messrahmen eine Kalibrierung durchgeführt. Hierzu wurden, wie in Abbildung 9.23 bereits zu Beginn dargestellt, Messwerte von Wegaufnehmer und Messrahmen an einem definierten Messblock gegenübergestellt und die Kalibrierung für entsprechende Lastniveaus durchgeführt. Um gleiche Versuchsbedingungen zu schaffen, wurde stets der gleiche Messblock verwendet und die Befestigung der Messrahmen erfolgte konstant mit einem Anzugsdrehmoment von  $T_{inst} = 5 \text{ Nm}$ .

Aus der Kalibrierung ist ersichtlich, dass sich das Verhältnis des gemessenen Weges mittels Wegaufnehmer zu dem aus Rückrechnung aus der Dehnungsmessung ermittelten Verschiebung als Mittelwert über die Gesamtanzahl der Messrahmen unterschiedlicher Größe (insgesamt 24 Stück) mit  $\bar{k} = 0.68$  und einem Variationskoeffizienten von  $CoV = 21 \%$  ergibt.

Es zeigt sich, dass dieses Verhältnis von der Ausführung (Größe der Messrahmen) ziemlich unabhängig ist, siehe Tabelle 9.14. Deshalb wird auf eine gesonderte Berücksichtigung des Faktors je Messrahmen im Zuge der Auswertung verzichtet und die Reduktion pauschal mit dem arithmetischen Mittel der gesamten Messrahmen  $\bar{k} = 0.68$  angesetzt.

Tabelle 9.14: Übersicht über die  $k$ -Faktoren der Messrahmen auf Grundlage des Vergleichs mit Wegaufnehmermessungen unter Berücksichtigung der Messrahmengröße

Type des Messrahmens	Anzahl der Versuche	$\bar{k}$	$CoV$
II / III / IV	[-]	[-]	[%]
II 20 cm	36	0.63	15
III 20 cm	18	0.88	9
IV 20 cm	18	0.62	18
Gesamtmittelwert II, III, IV		0.68	21

### Bezug der ermittelten Verschiebungen in die globale z-Richtung

Bei den Versuchen mit dem Laborbogen kam das oben erläuterte Messsystem der Stahlmesskreuze zum Einsatz. Hierfür wurden Gewindestangen mit Verbundmörtel in definiertem (und je nach Messrahmentyp unterschiedlichem) Abstand in der Untersicht (Laibung) des Gewölbes eingeklebt. Die Messkreuze wurden in einem Winkel von  $45^\circ$  zur Längsachse des Tragwerks und zueinander im Winkel von  $90^\circ$  kreuzweise angebracht. Hierbei wurden die Messkreuze so angebracht, dass sich jeweils zwei Messreihen entlang der Längsachse des Tragwerks ergaben. Die Messrahmen wurden analog zur Kalibrierung mit einem definierten Drehmoment von  $T_{inst} = 5 \text{ Nm}$  mit Richtung des Langloches in globale z-Richtung befestigt. Abbildung 9.29 zeigt die Anordnung der verschiedenen Typen der Messrahmen an der Untersicht des Bogens.

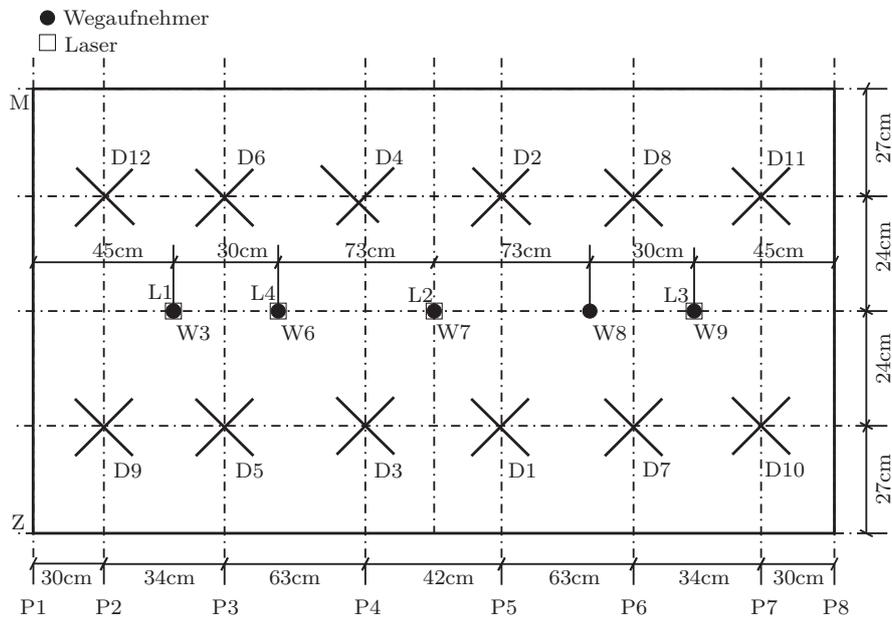


Abbildung 9.29: Anordnung der Messkreuze an der Untersicht des Bogens bei vertikaler Belastungssituation

Bei den aufgezeichneten Messwerten ist zu berücksichtigen, dass es sich hierbei um

Verzerrungen (bzw. nach entsprechender Umrechnung wie obenstehend erläutert um Verschiebungen) in der Richtung der einzelnen, im Winkel von  $90^\circ$  zueinander angeordneten Messrahmen handelt. Diese Verschiebungen lassen sich, da die Richtung der Verschiebung durch die konstante Anordnung des Langloches in globale z-Richtung eindeutig bestimmt ist, in einen Verschiebungswert parallel zur Tragwerkslängsachse überführen. Diese Verschiebung ist allerdings nicht in globale z-Richtung gerichtet, sondern verläuft in der Ebene der Bogenlaibung. Gleichung 9.23 und 9.24 stellt den Zusammenhang zwischen den beiden gemessenen Verschiebungswerten der einzelnen Messrahmen  $a$  und  $b$  und der resultierenden Verschiebung  $w_{ges}$  in der Laibungsebene in vektorieller Schreibweise dar.

$$\vec{w}_{ges} = \vec{w}_a + \vec{w}_b \quad (9.23)$$

Da die Messrahmen in einem Winkel von  $90^\circ$  zueinander überkreuzt angeordnet sind, ergibt sich folglich für die Messrahmen  $a$  und  $b$ :

$$w_{ges} = \sqrt{w_a^2 + w_b^2} \quad (9.24)$$

Um diese Verschiebung im lokalen Koordinatensystem  $\xi - \eta$  der Messkreuze in eine Verschiebung  $\Delta z$  im globalen Koordinatensystem des Bogens überführen zu können, ist die genaue geometrische Positionierung der Messrahmen in Bezug zur vertikalen Achse (d.h. der globalen z-Richtung) erforderlich. In Abbildung 9.30 sind die unterschiedlichen Winkel  $\alpha$  zur Vertikalen einkodiert. Aus der lokalen Verschiebung  $\vec{w}_{ges}$  in der Ebene der Messkreuze folgt somit für die Verschiebung in die globale z-Richtung die in Gleichung 9.25 angeführte Beziehung.

$$\Delta w_{z,i} = w_{ges,i} \cdot \cos \alpha_i \text{ mit } i = 1, 2, 3 \quad (9.25)$$

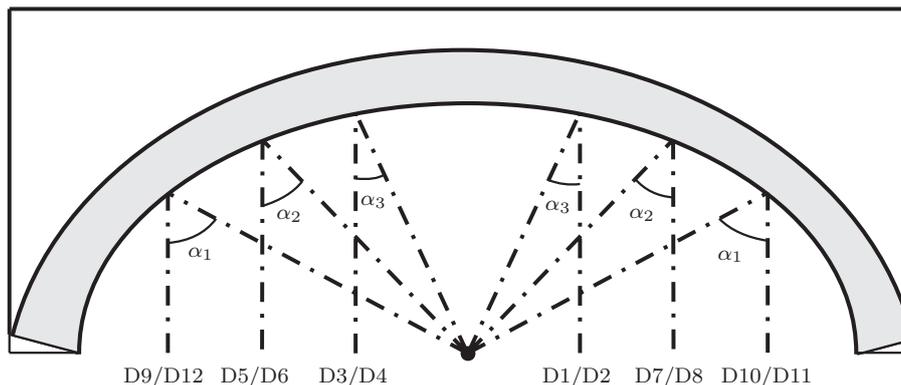


Abbildung 9.30: Schematische Darstellung der Winkel der Messkreuze an den einzelnen Positionen zur globalen z-Richtung

### 9.2.9 Versuchsergebnisse der vertikalen Belastungsversuche

Bei den vertikalen Bogenversuchen wurden vier Wegaufnehmer, vier Laser und 12 DMS-Messkreuze eingesetzt (siehe Abbildung 9.29). Wie in der Abbildung 9.16 dargestellt, wurde der Laborbogen insgesamt in 15 Punkten belastet. Die aufgebracht

vertikalen Belastungen und das Belastungsschema sind in Kapitel 9.2.4.1 beschrieben. Aus Sicherheitsgründen konnte nicht in allen Belastungspunkten die Höchstbelastung von 90 kN aufgebracht werden. Die Tabelle 9.15 zeigt in welchen Belastungspunkten welche Last aufgebracht wurde.

Tabelle 9.15: Aufgebrachte Höchstlast in den einzelnen Belastungspunkten am Laborbogen

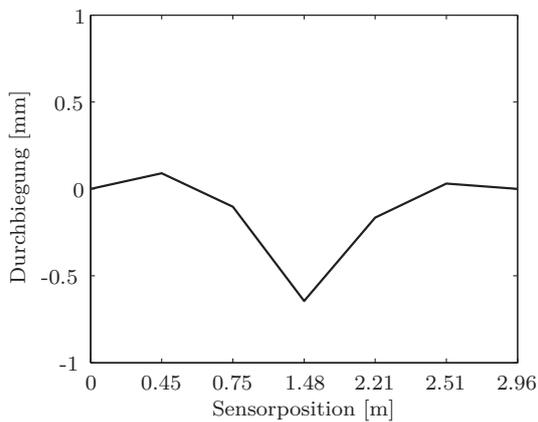
Messpunkt	Aufgebrachte Höchstlast [kN]	Messpunkt	Aufgebrachte Höchstlast [kN]
<i>Iz</i>	30	<i>IVz</i>	60
<i>Ia</i>	90	<i>IVa</i>	90
<i>Im</i>	90	<i>IVm</i>	90
<i>IIz</i>	50	<i>Vz</i>	60
<i>IIa</i>	90	<i>Va</i>	90
<i>IIm</i>	90	<i>Vm</i>	90
<i>IIIz</i>	20		
<i>IIIa</i>	30		
<i>III<sub>m</sub></i>	20		

### 9.2.9.1 Vertikale Belastung in Punkt IIIa

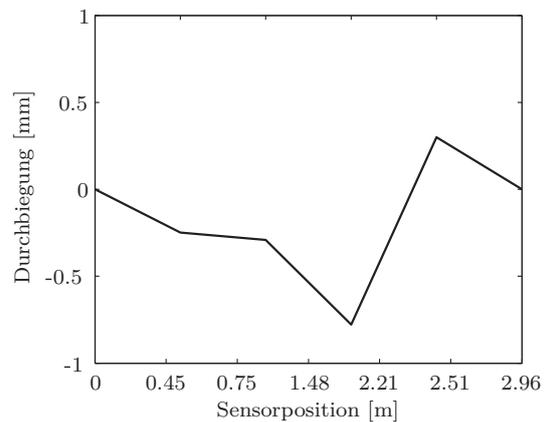
Die tatsächlich eingebrachten Belastungen durch die Umrechnung der aufgebrachten Zugkräfte am Zylinder zu den auftretenden Druckkräften wurde im Abschnitt 9.2.3 erklärt und dargestellt. Hauptziel bei der Untersuchung mit dem Laborbogen war es einerseits, die Genauigkeit und die Verwertbarkeit der DMS-Messrahmendaten zu überprüfen und den Vergleich der Messergebnisse mit den Modellierungsdaten anzustellen. In der folgenden Abbildung 9.31(a)-(d) sind die aufgezeichneten vertikalen Verschiebungen zufolge einer vertikalen Belastung des Belastungspunktes IIIa (siehe Abbildung 9.31(d)), welcher sich in der Mitte der Symmetrieachse des Bogens befindet, dargestellt. Die Belastung wurde hier monoton bis zu einem Maximalwert von  $F = 30$  kN gesteigert. Es zeigt sich deutlich, dass die maximalen Verschiebungen im Bogenmitte auftreten, d.h. in der Symmetrieachse. Die aufgezeichneten Messwerte der Wegaufnehmermessung sind in Abbildung 9.31(a), jene der Laseraufzeichnung in Abbildung 9.31(b) dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass mittels Wegaufnehmer und Laser aufgezeichneten Verformungen vergleichbare Werte annehmen ( $-0.7$  mm vs.  $-0.75$  mm). In Abbildung 9.31(c) ist die mittels DMS-Messkreuzen bestimmte räumliche Verteilung der vertikalen Verformungen in der Bogenlaibung dargestellt. Es zeigt sich einerseits, dass die maximale Durchbiegung im Bereich der Lasteinleitung in Bogenmitte auftritt. Die Maximalwerte sind wie bei den Messungen mittels Wegaufnehmer und Laser im Bereich zwischen  $-0.5$  mm und  $-1.0$  mm. Andererseits erkennt man, dass sich bei zentrischer Belastungssituation ein nahezu vollständig symmetrisches Dehnungsfeld ausbildet und es zu einer dementsprechenden Ausprägung der vertikalen Verformungen kommt. Es zeigt sich außerdem, dass es kaum zu einer entgegen der Belastungsrichtung gerichteten Verformung (d.h. in

die positive  $z$ -Richtung) kommt, der Abtrag im Mauerwerksbogen somit rein über einen sich ausbildenden Druckbogen erfolgt.

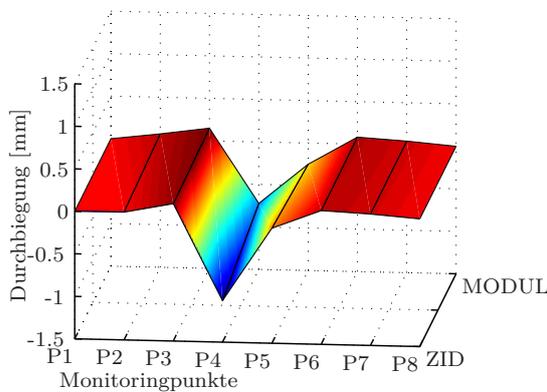
In den folgenden vier Abbildungen 9.31 sind die Ergebnisse des Belastungspunktes IIIa dargestellt. Die Belastung wurde hier bis 30 kN gesteigert. Sehr gut, ist wieder die Gleichmäßigkeit in den Ergebnissen aller drei Messsysteme zu erkennen.



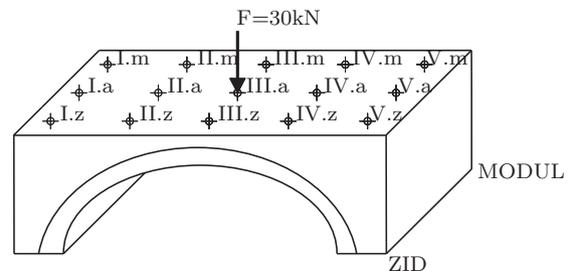
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIIa gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIIa gemessen mittels Laser



(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIIa gemessen mittels DMS-Messrahmen



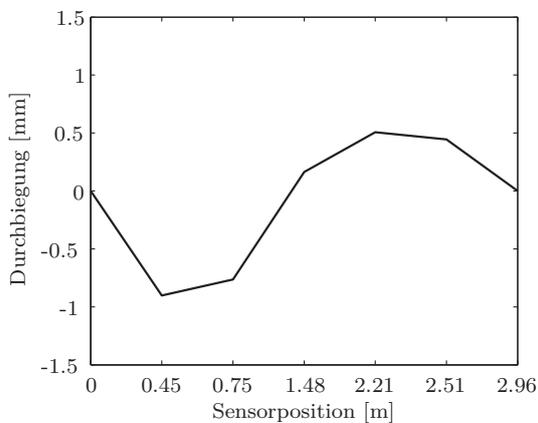
(d) Belastungspunkt IIIa

Abbildung 9.31: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IIIa

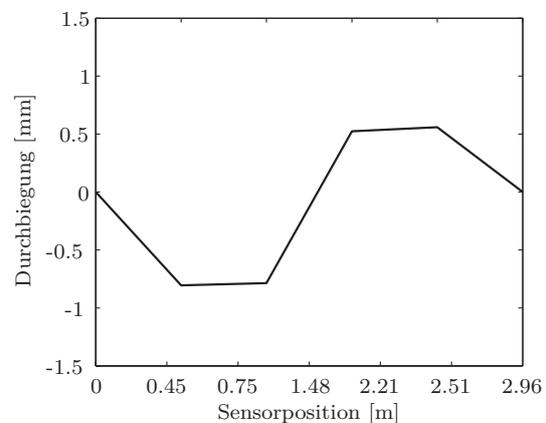
### 9.2.9.2 Vertikale Belastung in Punkt Ia

In der Abbildung 9.32 sind die Wegaufnehmer-, Laser- und DMS Messrahmenmessungen im Belastungspunkt Ia (siehe Abbildung 9.31(d)) mit einer Belastung von  $F = 90 \text{ kN}$  dargestellt. Die Messergebnisse von Wegaufnehmer und Laser zeigen wiederum entsprechend vergleichbare qualitative Verläufe der vertikalen Verschiebungen. Anders als bei rein mittiger Belastung kommt es durch die nicht in der Symmetrieachse des Bogens auftretende Belastung zu vertikalen Verschiebungen in

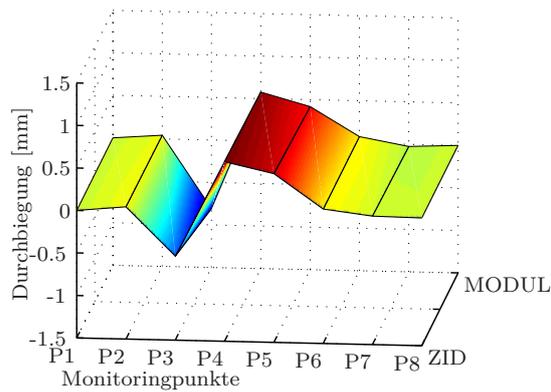
beide Richtungen. Die maximal im Bereich der Lasteinleitung auftretenden Verschiebungen erfolgen in Belastungsrichtung und weisen Werte von ca.  $-0.85$  mm auf. Es zeigt sich außerdem dass in jener Hälfte, an welcher keine Belastung erfolgt, eine entgegen der Belastungsrichtung orientierte vertikale Verschiebung auftritt (ca.  $+0.5$  mm). In Abbildung 9.32(c) ist die flächenhafte Verteilung der auftretenden Verformungen in vertikaler Richtung aus der Messung mittels Messrahmen abgebildet. Die maximale Verformung tritt im Bereich der Lasteinleitung mit  $-0.75$  mm auf. Das Verformungsverhalten bildet sich analog aus wie in Abbildung 9.32(a) mittels Wegaufnehmer- und in Abbildung 9.32(b) mittels Lasermessung bestimmt, was sich auch im maximalen Verschiebungswert der Verformung entgegen der Lasteinleitungsrichtung ( $+0.5$  mm) zeigt.



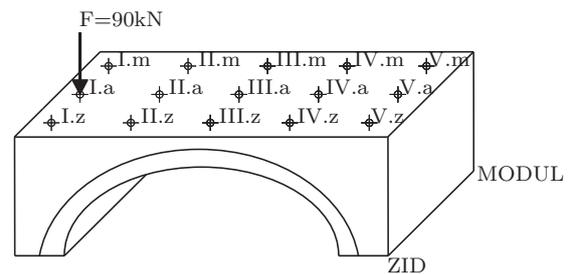
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Ia gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Ia gemessen mittels Laser



(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Ia gemessen mittels DMS Messrahmen

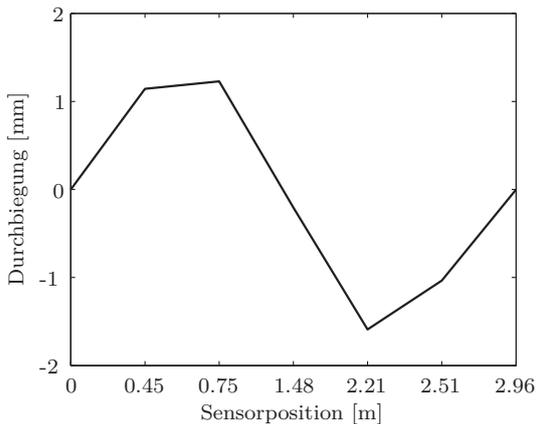


(d) Belastungspunkt Ia

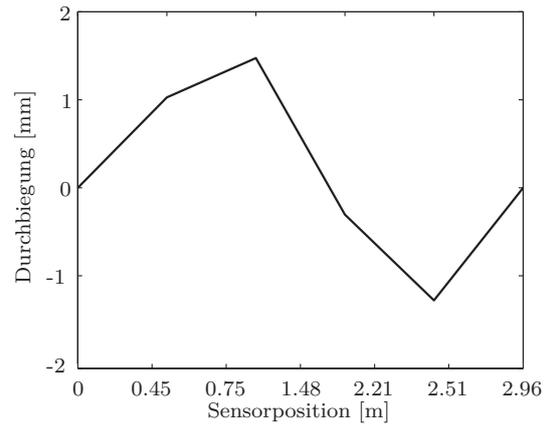
Abbildung 9.32: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt Ia

### 9.2.9.3 Vertikale Belastung in Punkt IVm

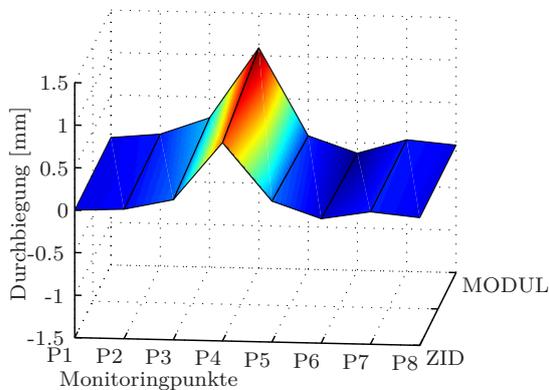
In der Abbildung 9.33(a) bis (c) sind die Messdaten zufolge einer Belastung von  $F = 90 \text{ kN}$  im Belastungspunkt IVm (siehe Abbildung 9.33(d)) dargestellt. Es zeigt sich hierbei, dass rein qualitativ betrachtet ein vergleichbares Verformungsverhalten mit dem in Abbildung 9.32 auftritt, welches allerdings gedanklich um die Symmetrieachse des Bogens gespiegelt ist.



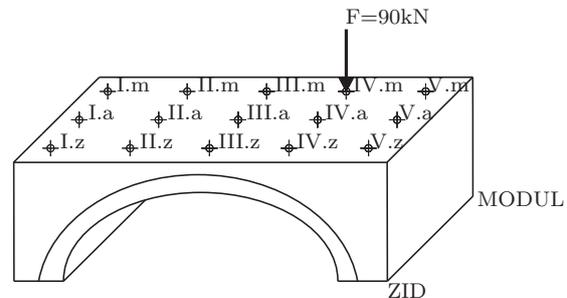
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IVm gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IVm gemessen mittels Laser



(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IVm gemessen mittels DMS-Messrahmen



(d) Belastungspunkt IVm

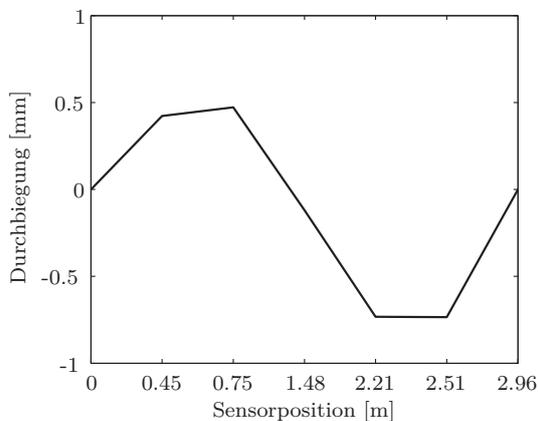
Abbildung 9.33: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IVm

Im Gegensatz zu der Belastung im Belastungspunkt Ia direkt am Rand des Bogens zeigt sich mit der hier vorliegenden gleich großen Belastung im Punkt IVm, dass durch die nähere Positionierung zu Bogenmitte deutlich größere vertikale Verformungen auftreten als sie in der Abbildung 9.32 dargestellt sind. Die maximale vertikale Verformung in Richtung der Belastung tritt bei der Lasteinleitungsstelle auf (bei Wegaufnehmermessung  $-1.5 \text{ mm}$  bzw. bei Lasermessung  $-1.2 \text{ mm}$  im Vergleich zu  $-0.75 \text{ mm}$  bei Belastung im Punkt Ia). Das gleiche Bild zeigt sich bei

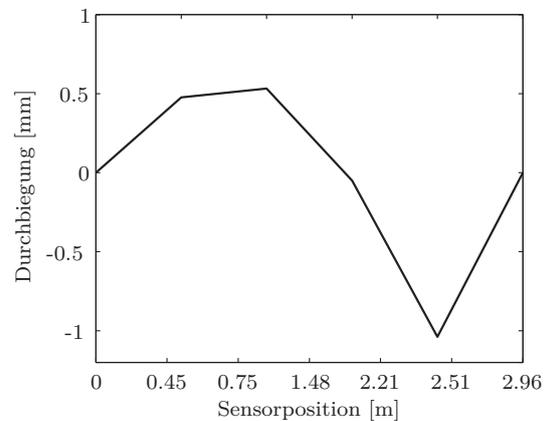
der gemessenen maximalen Verschiebung in die  $+z$ -Richtung, wo bei Belastung im Punkt IVm mehr als der doppelte Wert im Vergleich zur Belastung im Punkt Ia erreicht wird (+1.2 mm im Vergleich zu +0.5 mm bei Belastung im Punkt Ia). Auch die flächenhafte Darstellung der Verschiebungen an der Bogenlaibung in Abbildung 9.33(c) zeigt ein mit Abbildung 9.32(c) vergleichbares Bild.

#### 9.2.9.4 Vertikale Belastung in Punkt Vz

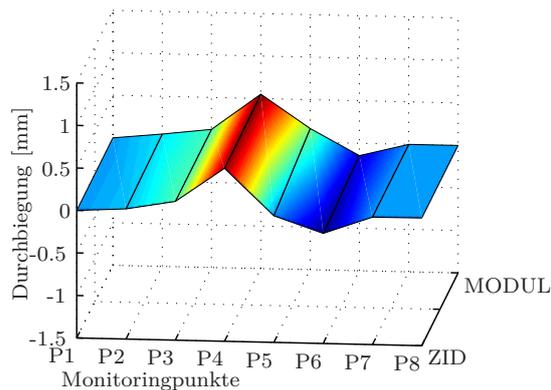
In Abbildung 9.34 ist die Auswertung des Belastungsversuches am Belastungspunkt Vz mit einer Belastung von  $F = 60$  kN dargestellt. Dieses Belastungsschema lässt sich sowohl qualitativ als auch quantitativ mit jenem in Abbildung 9.32 vergleichen (Belastungspunkt Ia), allerdings erfolgt dort die Belastung in der Längssymmetrieachse des Bogens, und  $F = 90$  kN.



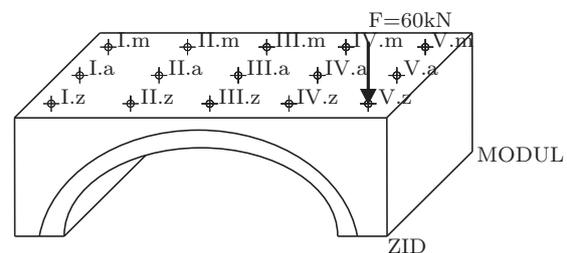
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Vz gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Vz gemessen mittels Laser



(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Vz gemessen mittels DMS-Messrahmen



(d) Belastungspunkt Vz

Abbildung 9.34: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt Vz

Für den gegenständlichen Fall (Belastung im Punkt Vz) zeigt sich, dass, obwohl die Kraft mit  $F = 60$  kN begrenzt ist, die vertikalen Verschiebungen größere Werte

annehmen, als dies bei Belastung im Punkt Ia der Fall ist. Die maximale vertikale Verschiebung in  $-z$ -Richtung beträgt bei Aufzeichnung mittels Wegaufnehmern  $-0.75$  mm, bei Lasermessung  $-1.0$  mm. Dies kann dadurch begründet werden, dass bei dieser Belastungssituation eine exzentrische Belastung hinsichtlich beider Symmetrieachsen des Bogens auftritt. Somit erfolgt im Bogen keine symmetrische Lastabtragung und erhöhte vertikale Verformungen in der Längssymmetrieachse (wo die Wegaufnehmer und Laser positioniert sind) treten auf. Bei der Messung mittels Messrahmen in der Bogenlaibung kann dieses Phänomen nicht eindeutig festgestellt werden. Die Messrahmen sind allerdings auch nicht in der Längssymmetrieachse des Bogens angeordnet, daher lässt sich hier der Einfluss nicht eindeutig festmachen.

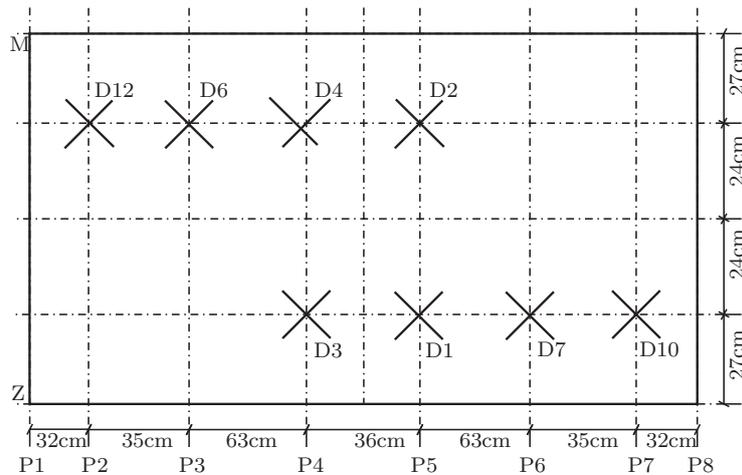
### 9.2.10 Versuchsergebnisse der statischen horizontalen Belastungsversuche

Für die horizontalen Versuche am Laborbogen wurde die Anordnung der Messausstattung im Vergleich zu den vertikalen Versuchen verändert. Es wurden vier Messkreuze aus der Laibung entfernt und an der lastabgewandten Seite des Bogens appliziert, siehe Abbildung 9.35(b). Außerdem wurden die Wegaufnehmer von der vertikalen Messposition entfernt und in horizontaler Richtung angeordnet. Die restlichen Messkreuze verblieben in der Bogenlaibung, wie dies in Abbildung 9.35(a) erkennbar ist. Somit ergibt sich die folgende Messausstattung:

- 5 Stk. Wegaufnehmer an der lastabgewandten Seite in horizontaler Richtung angeordnet
- 4 Stk. Laser an der lastabgewandten Seite in horizontaler Richtung angeordnet
- 4 Messkreuze an der lastabgewandten Außenseite des Bogens angeordnet
- 8 Messkreuze in der Bogenlaibung (analog zu den vertikalen Belastungssituationen)

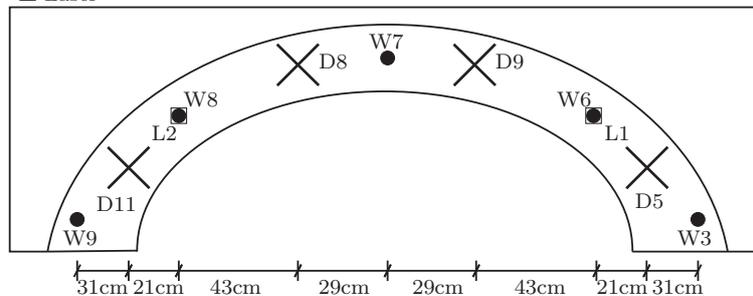
Durch diese Einschränkungen hinsichtlich Messausstattung sind bei der Auswertung der in der Bogenlaibung angeordneten Messkreuze die folgenden Punkte zu berücksichtigen:

- Bei Belastung im Punkt  $H_1$  nach Abbildung 9.20 stellt sich eine vollständig symmetrischer Belastungssituation und damit auch eine symmetrische Verformungsfigur in horizontaler Richtung ein. Daher ist es möglich, durch die zu beiden Seiten der Bogenlaibung angeordneten Messkreuze aus Abbildung 9.35(a) die horizontalen Verformungen für die gesamte Bogenlaibung darzustellen.
- Bei nicht symmetrisch angeordneten Belastungen, wie sie in Abbildung 9.37 und 9.38 dargestellt sind, erfolgt die Auswertung aufgrund der nicht vollständigen Instrumentierung der Bogenlaibung auf andere Weise. Es werden jeweils die Belastungen an zwei symmetrisch zueinander gelegenen Punkten paarweise betrachtet ( $H_6$  und  $H_2$  sowie  $H_7$  und  $H_3$ ) und durch die Symmetriebedingung (die sich sowohl durch die horizontale Belastung im Punkt  $H_1$  als auch aus den Auswertungen der vertikalen Belastungspunkte als erwiesen angesehen werden kann) die fehlenden Positionen der Messkreuze ergänzt. Diese ermöglicht trotz einer nur teilweisen Instrumentierung auch für die Belastungspunkte  $H_6$  (siehe Abbildung 9.37) und  $H_7$  (siehe Abbildung 9.38) eine vollständige flächenhafte Darstellung der in der Bogenlaibung gemessenen horizontalen Verformungen.
- Für die an der lastabgewandten Bogenseite angeordneten Wegaufnehmer und Messkreuze ist die Symmetriebedingung nicht anzuwenden, da hier bei einer Belastung die vollständige Messung vorliegt.



(a) Messkreuze in der Laibung bei horizontalen Belastungstests

● Wegaufnehmer  
 □ Laser



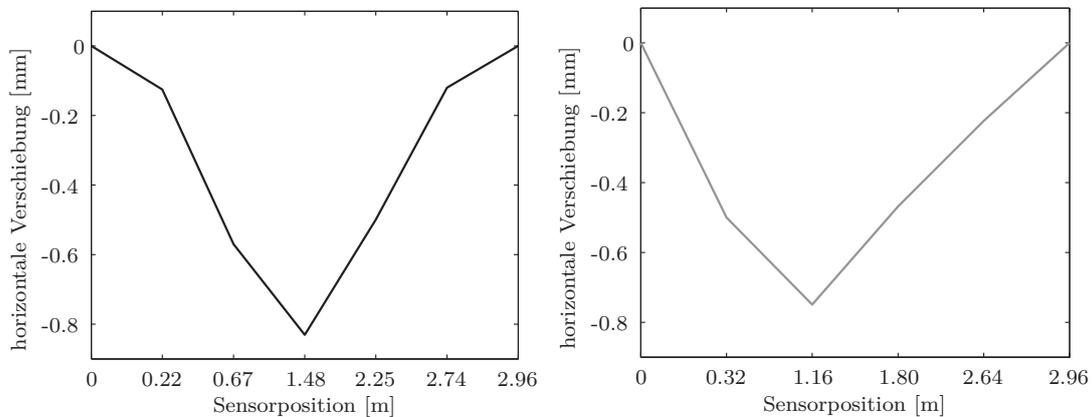
(b) Messsensoren an der Bogenstirnseite bei horizontalen Belastungstests

Abbildung 9.35: Anordnung der Messsysteme an der Untersicht des Bogens und der Bogenstirnseite bei horizontaler Belastungssituation

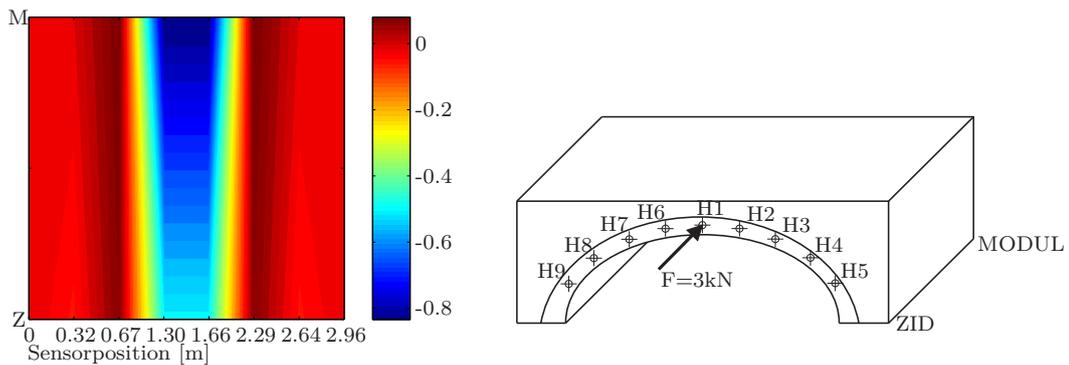
### 9.2.10.1 Horizontale Belastung in Punkt $H_1$

In Abbildung 9.36 ist die Verformung des Bogens in horizontaler Richtung dargestellt, welche infolge einer Belastung von  $F = 3 \text{ kN}$  im Punkt  $H_1$  auftritt. Die Belastungssituation zeigt Abbildung 9.36(d), d.h. die Last wurde direkt in der Symmetrieachse des Bogens aufgebracht. In Abbildung 9.36(a) ist die mittels Wegaufnehmer aufgezeichnete horizontale Verschiebung dargestellt, diese nimmt Werte von maximal  $-0.8 \text{ mm}$  an. Es zeigt sich, dass die horizontale Verformung rein in die Richtung der Lasteinwirkung erfolgt. Vergleicht man diese Werte mit den mittels den aus den in vertikaler Richtung an der lastabgewandten Bogenstirnseite angeordneten Messrahmen, so ist festzustellen, dass dieselben Verschiebungswerte gemessen werden. Durch die unterschiedliche Stationierung von Wegaufnehmern und Messkreuzmittelpunkten (vergleiche die unterschiedliche Stationierung der Messwerte in Abbildung 9.36(a) und Abbildung 9.36(b)) kommt es hier zu einer leichten Differenz, welche allerdings bei Extrapolation über den gemessenen Wert hinaus verschwindet.

Abbildung 9.36(c) zeigt die Auswertung der mittels Messkreuzen in der Bogenlaibung bestimmten horizontalen Verschiebungen. Es zeigt sich, dass die Verschiebungsmaxima direkt in einer Linie mit der Lasteinleitung auftreten und mit fortschreitender Entfernung zur Lasteinleitungsstelle zunehmen. Dies kann dadurch erklärt werden, dass mit zunehmender Entfernung die Gesamtsteifigkeit durch die geringer werdende Biegesteifigkeit abnimmt und es dadurch zu einer Vergrößerung der horizontalen Verschiebungen aufgrund der sich einstellenden Biegung kommt. Es ist außerdem gut zu erkennen, dass entlang der Auflager keinerlei horizontale Verschiebung in Richtung der Lasteinleitung festzustellen ist, was darauf schließen lässt, dass hier die Randbedingung eines Systems, welches aus mehreren Bögen besteht (wie dies bei der realen Rohrbachbrücke auch der Fall ist) erfüllt ist.



(a) Horizontale Verschiebung gemessen mittels Wegaufnehmer an der lastabgewandten Bogenseite (b) Horizontale Verschiebung gemessen mittels Messrahmen an der lastabgewandten Bogenseite

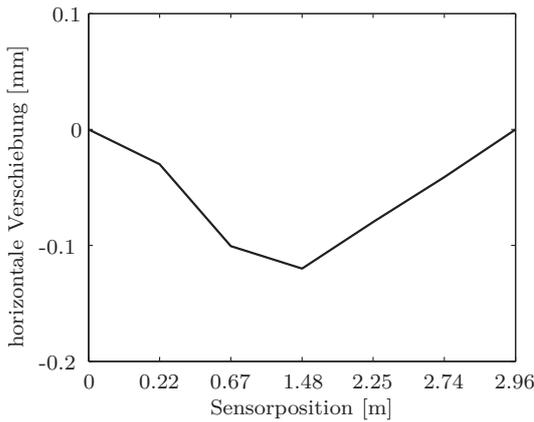


(c) Abtrag der horizontalen Verschiebung in der Bogenlaibung (d) Darstellung des Belastungspunktes  $H_1$

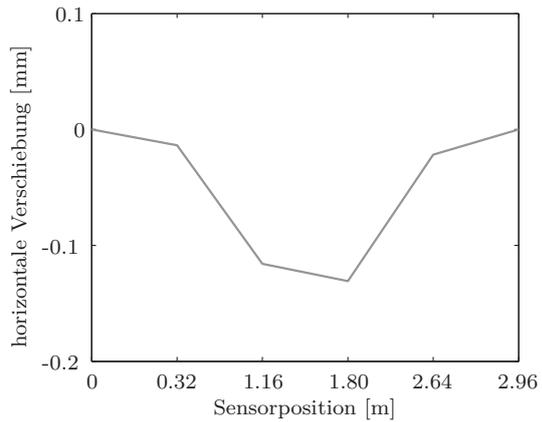
Abbildung 9.36: Horizontale Verschiebung zufolge statischer Belastung im Punkt  $H_1$

**9.2.10.2 Horizontale Belastung in Punkt H<sub>6</sub>**

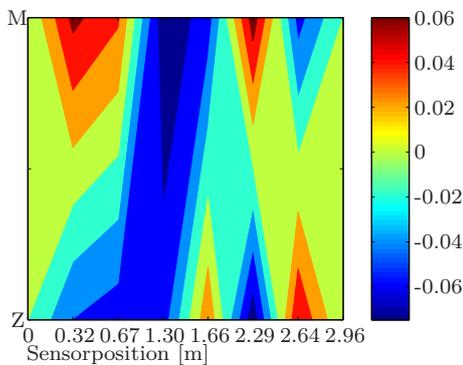
In Abbildung 9.37 sind die Auswertungen der horizontalen Verschiebungen zufolge einer horizontalen Belastung von  $F = 3\text{ kN}$  im Punkt H<sub>6</sub> dargestellt. In Abbildung 9.37(a) ist wiederum die mittels Wegaufnehmer, in Abbildung 9.37(b) die mittels Messkreuzen gemessene horizontale Verschiebung der lastabgewandten Seite des Bogens dargestellt.



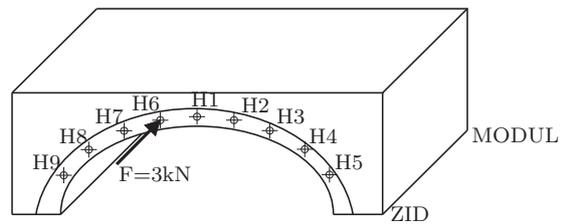
(a) Horizontale Verschiebung gemessen mittels Wegaufnehmer an der lastabgewandten Bogenseite



(b) Horizontale Verschiebung gemessen mittels Messrahmen an der lastabgewandten Bogenseite



(c) Abtrag der horizontalen Verschiebung in der Bogenlaibung



(d) Darstellung des Belastungspunktes H<sub>6</sub>

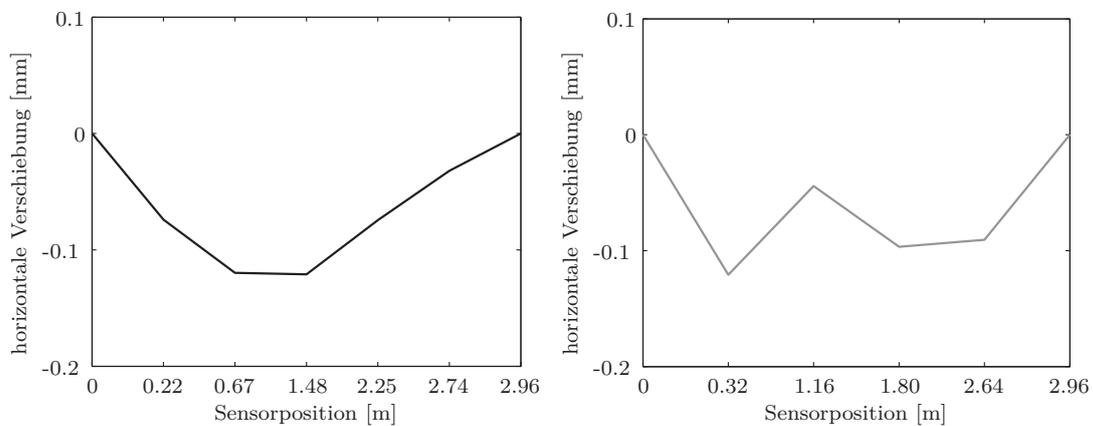
Abbildung 9.37: Horizontale Verschiebung zufolge statischer Belastung im Punkt H<sub>6</sub>

Es zeigt sich wiederum, dass die beiden Messungen eine gute Übereinstimmung aufweisen. Der bei gleich großer Kraft im Vergleich zur mittigen Belastung in Abbildung 9.36 deutlich geringere Wert von  $\approx -0.1\text{ mm}$  zeigt, dass selbst bei einer geringen Abweichung der Belastungslinie von der Symmetrieachse deutlich geringere horizontale Verschiebungen auftreten, da bereits direkter Lastabtrag ins nächstgelegene Auflager erfolgt. Wie vorab erwähnt, erfolgte die Auswertung der in der Bogenlaibung angeordneten Messkreuze durch Superposition und Spiegelung der Messaufzeichnungen für die symmetrisch zueinander gelegenen Belastungspunkte H<sub>6</sub> und H<sub>2</sub>, siehe Abbildung 9.37(d). Die Entwicklung der horizontalen Verschiebungen in der Bogenlaibung

ist in Abbildung 9.37(c) dargestellt. Es zeigt sich, dass die maximalen Verformungen auf der der Lasteinleitung zugewandten Seite zwar an der Stelle der Lasteinleitung auftreten, an der lastabgewandten Bogenseite die maximalen horizontalen Verschiebungen trotzdem, wie bei zentrischer Belastung, in Bogenmitte auftreten. Dieses Phänomen ist sowohl in Abbildung 9.37(a), (b) und (c) festzustellen. Es kann daraus geschlossen werden, dass der Bogen im Bereich des Stiches einer Verformung den geringsten Widerstand entgegensetzt und damit die horizontale Verschiebung gewissermaßen „anzieht“.

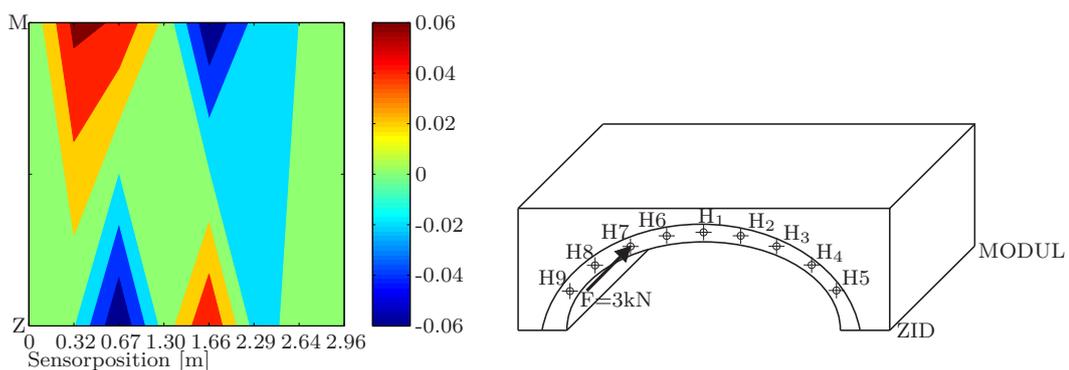
### 9.2.10.3 Horizontale Belastung in Punkt H<sub>7</sub>

Die Abbildung 9.38 zeigt die horizontalen Verschiebungen zufolge einer horizontalen Belastung von  $F = 3 \text{ kN}$  im Punkt H<sub>7</sub>.



(a) Horizontale Verschiebung gemessen mittels Wegaufnehmer an der lastabgewandten Bogenseite

(b) Horizontale Verschiebung gemessen mittels Messrahmen an der lastabgewandten Bogenseite



(c) Abtrag der horizontalen Verschiebung in der Bogenlaibung

(d) Darstellung des Belastungspunktes H<sub>7</sub>

Abbildung 9.38: Horizontale Verschiebung zufolge statischer Belastung im Punkt H<sub>7</sub>

Es zeigt sich hierbei, dass die mittels Wegaufnehmer (siehe Abbildung 9.38(a)) und Messkreuzen auf der lastabgewandten Bogenseite (siehe Abbildung 9.38(b)) ermittelten Verschiebungen wiederum ähnliche Werte annehmen und sich gleich jenen aus

Abbildung 9.37 bei einer Belastung im Punkt  $H_6$  verhalten. In Abbildung 9.38(c) ist die durch Ausnutzen der Symmetriebedingung ermöglichte Darstellung der flächenhaften Verteilung der horizontalen Verschiebungen an der Bogenlaibung dargestellt. Es zeigt sich hierbei ähnlich wie bei der Belastung im Punkt  $H_6$ , dass der Abtrag einerseits in Richtung des direkt angrenzenden Auflagers erfolgt, andererseits das Maximum an der lastabgewandten Seite des Bogens wiederum in Bogenmitte auftritt, da dort die geringste Biegesteifigkeit festzustellen ist.

### 9.2.11 Versuchsergebnisse der horizontalen Anprallversuche

Wie bereits in Abschnitt 9.2.7 erwähnt, wurden am Laborbogen auch Pendelschlagversuche durchgeführt. Diese Versuche hatten zum Ziel, die auftretenden Verformungen in horizontaler Richtung zu bestimmen, welche während eines plötzlichen Anpralls eines Gegenstandes auf das Tragwerk auftreten. Diesen Einwirkungen können einerseits natürliche Ursachen wie Murstöße (Geschiebmaterial, Baumstämme etc.) aber auch anthropogene Ursachen wie Schiffsanprall zugrunde liegen.

Im Rahmen der hier behandelten Versuche wird aufbauend auf den kleinmaßstäblichen Versuchen an der Murrutschrinne wie in Kapitel 9.1 dargestellt, ein Anprall mit einer definierten Geschwindigkeit und Masse nachgebildet.

#### 9.2.11.1 Versuchsaufbau

Abbildung 9.39 zeigt den Versuchsaufbau für die horizontalen Anprallversuche aus einer definierten Masse, welche durch einen mit Beton gefüllten Autoreifen nachgebildet wird.



(a) Vertikale Pendellage



(b) Horizontale Pendellage

Abbildung 9.39: Belastungskörper für die Anprallversuche

Bei der Herstellung dieses Belastungskörpers wurde darauf geachtet, eine Befestigung in Mittelachse zu ermöglichen, um in weiterer Folge von einem zentrischen Verankerungspunkt ausgehen zu können. Außerdem war es dadurch möglich, das Pendel sowohl mit vertikaler (siehe Abbildung 9.39(a)) als auch mit horizontaler Reifenlage anzuwenden (siehe Abbildung 9.39(b)). Die Masse des ausbetonierten Reifens zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung wurde mit 83 kg ermittelt. Dieser Belastungskörper wurde in 5.0 m über dem Erdboden frei drehbar befestigt. Die Auslenkung erfolgte manuell, wobei unterschiedliche Auslenkwinkel realisiert werden

konnten. Der Anprall des Pendelkörpers erfolgte punktuell an der Seitenwand der Bogenbrücke.

### 9.2.11.2 Versuchsergebnisse

Insgesamt wurden 15 Anprallversuche am Laborbogen durchgeführt, elf mit horizontaler Reifenlage und vier mit vertikaler Reifenlage. Die Ermittlung der Anprallgeschwindigkeiten erfolgt auf der Grundlage der in Abbildung 9.40 dargestellten Zusammenhänge des *mathematischen Pendels*. Hierbei handelt es sich definitionsgemäß um einen Körper mit einer definierten Masse  $m$ , welcher an einem reibungsfreien und masselosen Seil mit der Länge  $l$  hängt. Die Auslenkung  $a$  wird mit dem Auslenkungswinkel  $\varphi$  definiert.

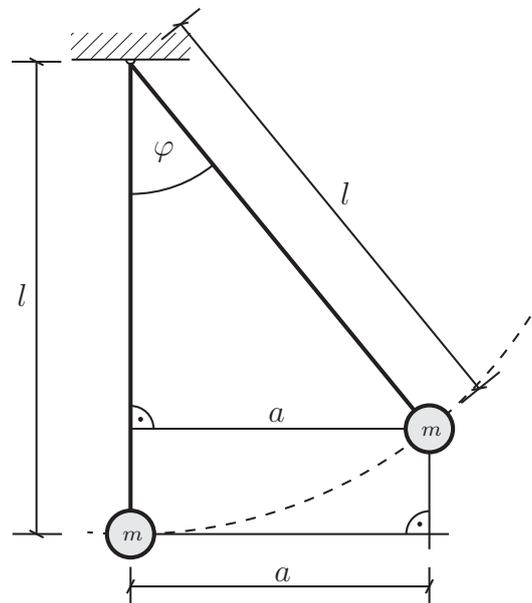


Abbildung 9.40: Definition der Eingangsgrößen am mathematischen Pendel

In den durchgeführten Versuchen betrug die Länge des Seils bei horizontaler Reifenlage zwischen 3.25 m und 3.40 m und die Auslenkung  $a$  nimmt Werte zwischen 0.73 m und 1.07 m an. Bei der vertikalen Reifenlage beträgt die Länge des Seils konstant 3.23 m mit Auslenkungen bis zu 2.40 m. In Tabelle 9.16 sind die Versuchsparameter je Versuch detailliert angeführt. Aus den für jeden Versuch bestimmten Parametern  $l$  und  $a$  lässt sich der Auslenkwinkel  $\varphi$  auf Grundlage der trigonometrischen Zusammenhänge wie in Abbildung 9.40 ersichtlich wie folgt bestimmen:

$$\varphi = \arcsin \frac{a}{l} \quad (9.26)$$

Beim Anprall am Bogen wird die potentielle Energie der Masse in Bezug auf die Referenzebene, welche in der Höhe der Anprallstelle liegt, zu Null. Es ist daher nur mehr der kinetische Energieanteil  $E_{kin}$  vorhanden. Für die Anprallgeschwindigkeit

resultierend aus einer Auslenkung  $\varphi_0$  an der Anprallstelle am Bogen, d.h. jene Stelle, an der für die Auslenkung gilt:  $\varphi = 0$  folgt:

$$v(\varphi = 0) = l \cdot \varphi_0 \cdot \sqrt{\frac{g}{l}} \quad (9.27)$$

wobei  $\varphi_0$  die ursprüngliche maximale Auslenkung der Masse ist und  $l$  die Seillänge bezeichnet.

In Tabelle 9.16 sind die ermittelten Auslenkwinkel  $\varphi_0$  der einzelnen Versuche angegeben. Außerdem ist die mittels Gleichung 9.27 ermittelte Anprallgeschwindigkeit in [m/s] bzw. in [km/h] angeführt. Die Position der Belastungspunkte orientiert sich an den Belastungspunkten der statischen horizontalen Belastung in Abbildung 9.20. Versuche mit einem vorangestellten „V.Vx“ verweisen auf jene, bei denen die vertikale Reifenlage zur Anwendung kam und jene mit „H.Vx“ auf die horizontale Reifenlage.

Tabelle 9.16: Übersicht über die durchgeführten Anprallversuche, Auslenkwinkel und Anprallgeschwindigkeiten

Position Nr.	Versuch Nr.	$l$ [m]	$a$ [m]	$\varphi$ [°]	$v_1$ [m/s]	$v_1$ [km/h]
H7	H.V7.1	3.40	1.07	18.4	1.85	6.7
H7	H.V7.2	3.40	0.73	12.4	1.25	4.5
H3	H.V3.1	3.40	1.07	18.4	1.85	6.7
H3	H.V3.2	3.40	0.73	12.4	1.25	4.5
H2	H.V2.1	3.29	1.07	19.0	1.88	6.8
H2	H.V2.2	3.29	0.73	12.8	1.27	4.6
H2	H.V2.3	3.29	1.07	19.0	1.88	6.8
H6	H.V6.1	3.29	1.07	19.0	1.88	6.8
H6	H.V6.2	3.29	0.73	12.8	1.27	4.6
H1	H.V1.1	3.25	1.07	19.2	1.89	6.8
H1	H.V1.2	3.25	0.73	13.0	1.28	4.6
H1	V.V1	3.23	1.07	19.3	1.90	6.8
H1	V.V2	3.23	0.73	13.1	1.28	4.6
H1	V.V3	3.23	2.4	48.0	4.71	17.0
H1	V.V4	3.23	2.4	48.0	4.71	17.0

Wie in Tabelle 9.16 ersichtlich ist, treten Anprallgeschwindigkeiten bis zu 4.7 m/s auf.

### 9.2.11.3 Ermittlung der Anprallkräfte

Bei den Pendelschlagversuchen wurde die Dauer des Anpralls (die Anprallzeit) mittels einer High-Speed-Kamera (Type: OPTRONIS CR3000) bestimmt. Auf Grundlage der Auswertung der einzelnen Aufzeichnungen ist es möglich, die Dauer  $t$  des Anpralls der Masse  $m$  am Bogen zu bestimmen. Mittels der bekannten Beziehung, dass

die Beschleunigung die erste Ableitung der Geschwindigkeit nach der Zeit  $t$  ist, folgt:

$$a = \frac{dv}{dt} \quad (9.28)$$

Aus der nunmehr bekannten Beschleunigung kann nun mittels dem Newton'schen Axiom:

$$\vec{F} = m \cdot \vec{a} \quad (9.29)$$

die auf den Bogen einwirkende Anprallkraft bzw. über die Kontaktfläche  $A_{Anprall} = 10 \text{ cm}^2$ , welche bei den Versuchen als konstant angenommen wurde, der Anpralldruck bestimmt werden. Die Ergebnisse der einzelnen Pendelschlagversuche sind in Tabelle 9.17 angeführt. Die Anprallzeit  $t$  konnte nicht bei allen durchgeführten Versuchen eindeutig bestimmt werden, es zeigt sich aber, dass ziemlich konstant gilt:  $t = 0.06 \text{ s}$ . Für den Anpralldruck folgt:

$$p_{Anprall} = \frac{F}{A_{Anprall}} \quad (9.30)$$

Nach den Froude'schen Gesetzen (siehe auch Tabelle 9.3) für flächige Belastungen folgt für den realen Anpralldruck:

$$P_{Anprall} = \lambda \cdot p_{Anprall} \quad (9.31)$$

wobei  $\lambda$  wiederum den Maßstabsfaktor des Modells bezeichnet ( $\lambda = 2$ ).

In Tabelle 9.17 sind die derart errechneten Anpralllasten in Abhängigkeit des Auslenkwinkels ermittelt. Es wird eine Unterscheidung der Versuche in Auslenkwinkel von  $\varphi = 12^\circ$  ( $a = 0.73 \text{ m}$ ),  $\varphi = 19^\circ$  ( $a = 1.07 \text{ m}$ ) und  $\varphi = 48^\circ$  ( $a = 2.40 \text{ m}$ ) vorgenommen.

Tabelle 9.17: Bestimmung der realen Anprallgeschwindigkeiten und der Belastung auf Grundlage der Pendelschlagversuche

Versuchsanordnung	$a$	$\varphi$	$v_1$	$V_1$	$t$	$a$	$F$	$P_{Anprall}$
-	[m]	[°]	[m/s]	[m/s]	[s]	[m/s <sup>2</sup> ]	[N]	[MPa]
Auslenkung 1	0.73	12	1.3	1.8	0.06	21.3	1800	3.5
Auslenkung 2	1.07	19	1.9	2.7	0.06	31.5	2600	5.2
Auslenkung 3	2.40	48	4.7	6.7	0.06	78.6	6500	13.0

#### 9.2.11.4 Horizontale Verschiebungen zufolge einer Anpralllast

Im Rahmen der in Tabelle 9.16 angeführten Versuche wurden am Laborbogen die auftretenden Verformungen in horizontaler Richtung bestimmt. Es wurden die selbe Messausrüstung, wie sie in Abschnitt 9.2.10 erklärt wurde, verwendet. Die Anordnung der Messsysteme (Wegaufnehmer, Laser und DMS-Messkreuze) sind in der selben Anordnung verblieben wie sie in Abbildung (siehe Abbildung 9.35) dargestellt sind. Die Auswertung bei symmetrischen und nicht symmetrischen Pendelschlag erfolgte nach dem gleichen Prinzip wie es bereits in Kapitel 9.2.10 erklärt wurde. Die dargestellten Flächenplots (siehe Abbildung 9.41(c), 9.42(c), 9.43(c)) zeigen nur circa 2/3 des Laborbogens. Aufgrund der Symmetriebedingungen, wurden die Auswertungen nur vom linken Auflager des Laborbogens bis zur Sensorposition 1.66 m dargestellt.

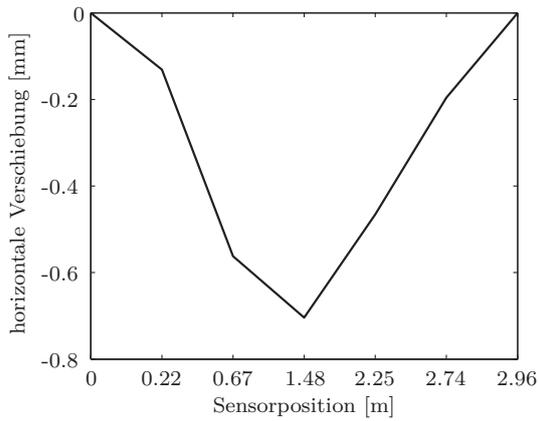
Es zeigt sich, dass die Anwendung einer Lasermessung für den horizontalen Anprall aufgrund der kurzen Lasteinwirkungsdauer nicht geeignet ist. Die Aufzeichnungen der Wegaufnehmer können direkt als horizontale Verschiebung des Tragwerks betrachtet werden.

Die Messungen mittels der Messrahmen wie sie in Abschnitt 9.2.8.1 beschrieben werden, müssen wieder mittels der ebenda angeführten Beziehungen in eine horizontale Verschiebung umgerechnet werden. Dies wird durch die Anordnung der Messkreuze in einem Winkel von  $90^\circ$  zueinander ermöglicht. In diesem Abschnitt werden die Verformungen zufolge zweier unterschiedlicher Auslenkungen des Pendels nach Abschnitt 9.2.11.1 von  $a = 1.07$  m (entspricht einem Auslenkwinkel  $\varphi = 19^\circ$  und  $a = 2.40$  m (entspricht einem Auslenkwinkel von  $\varphi = 48^\circ$  betrachtet.

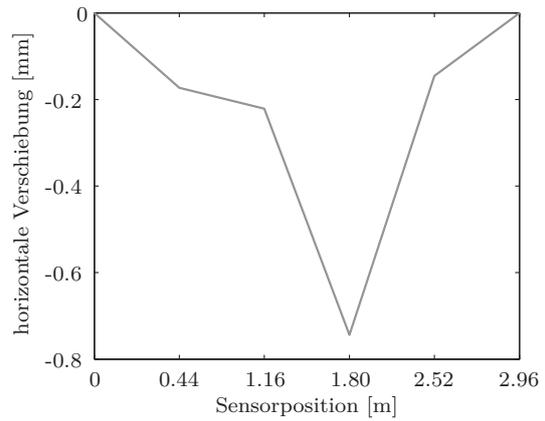
#### Versuchsergebnisse Auslenkung $\varphi = 19^\circ$

Für die Versuche mit einer Auslenkung von  $\varphi = 19^\circ$  wurden drei Laststellungen betrachtet, wie sie in Abschnitt 9.2.11.2 definiert wurde. Es handelt sich hierbei um die Laststellungen  $H_1$ ,  $H_6$  und  $H_7$  nach Abbildung 9.20. In den Abbildungen 9.41, 9.42 und 9.43 sind die horizontalen Verschiebungen zufolge der Auslenkung des Pendels um  $\varphi = 19^\circ$  grafisch dargestellt. Hierbei sind jeweils (a) die mittels Wegaufnehmermessungen an der lastabgewandten Bogenseite bestimmten Verschiebungen, (b) die mittels Messrahmen an der lastabgewandten Seite des Bogens und (c) die horizontalen Verschiebungen in der Bogenlaibung dargestellt.

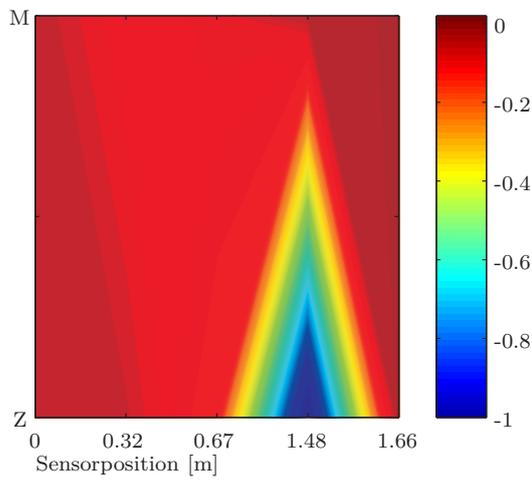
Es zeigt sich, dass bei Belastung in der Symmetrieachse des Bogens (Punkt  $H_1$ ) auch die maximalen Verschiebungen direkt am Bogenstich auftreten. Die Abtragung der horizontalen Verschiebungen erfolgt annähernd symmetrisch zu beiden Lagern hin. Die Differenz zwischen Messrahmenmessung an der lastabgewandten Seite und Wegaufnehmermessung lässt sich aus den unterschiedlichen Messpositionen erklären.



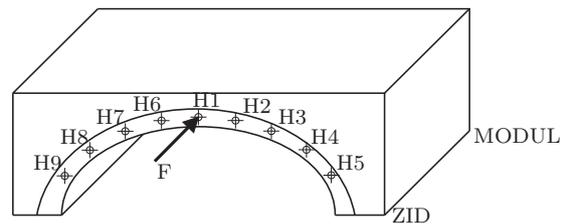
(a) Horizontale Verschiebung gemessen mittels Wegaufnehmern an der lastabgewandten Bogenseite



(b) Horizontale Verschiebung gemessen mittels Messrahmen an der lastabgewandten Bogenseite



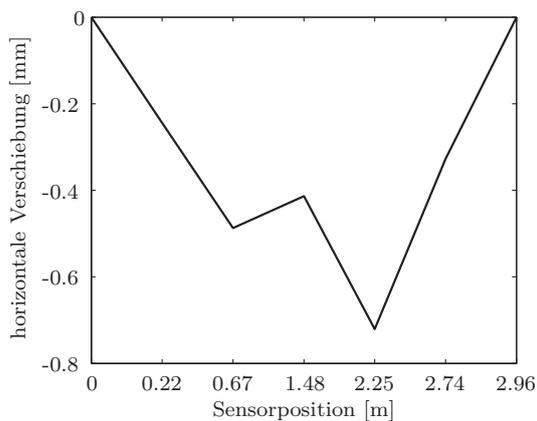
(c) Abtrag der horizontalen Verschiebungen in der Bogenlaibung



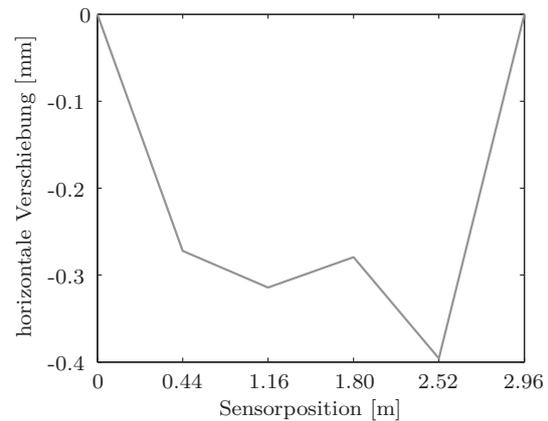
(d) Belastungspunkt  $H_1$

Abbildung 9.41: Horizontale Verschiebungen zufolge Belastung am Punkt  $H_1$  zufolge einer Auslenkung von  $\varphi = 19^\circ$

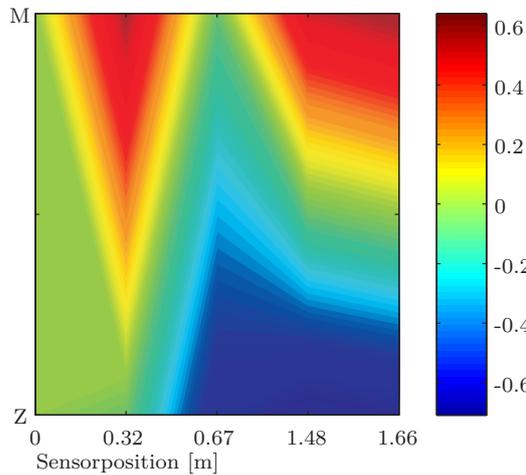
Bei Belastung am Punkt  $H_6$  zeigt sich, dass die Struktur sich auf der belasteten Seite durch die Auflagernähe (welche in unverschieblicher Form ausgeführt wurden) starrer verhält als auf der gegenüberliegenden. Hierdurch lässt sich das Maximum der horizontalen Verschiebungen erklären, welches sowohl bei den Wegaufnehmermessungen (Abbildung 9.42(a)) als auch durch die Messrahmen auf der lastabgewandten Seite (Abbildung 9.42(b)) auftritt. In Abbildung 9.42(c) ist zu erkennen, dass der Absolutwert der horizontalen Verschiebungen zum rechten Auflager durch die größere Entfernung zu ebendiesem deutlich langsamer abgebaut wird, als zum linken.



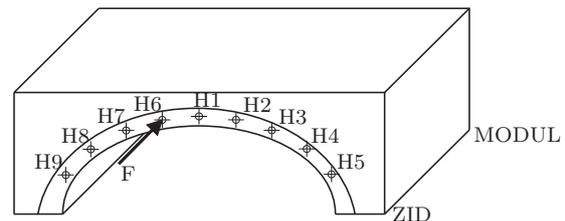
(a) Horizontale Verschiebung gemessen mittels Wegaufnehmern an der lastabgewandten Bogenseite



(b) Horizontale Verschiebung gemessen mittels Messrahmen an der lastabgewandten Bogenseite



(c) Abtrag der horizontalen Verschiebungen in der Bogenlaibung

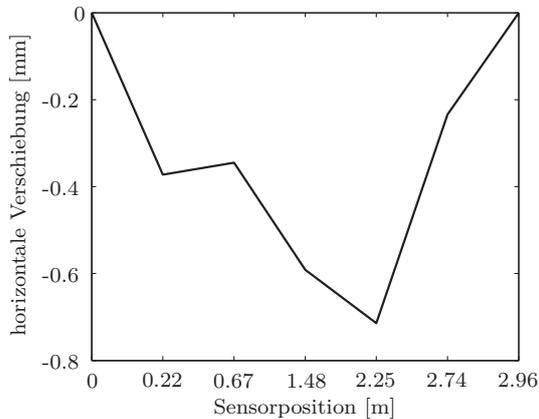


(d) Belastungspunkt  $H_6$

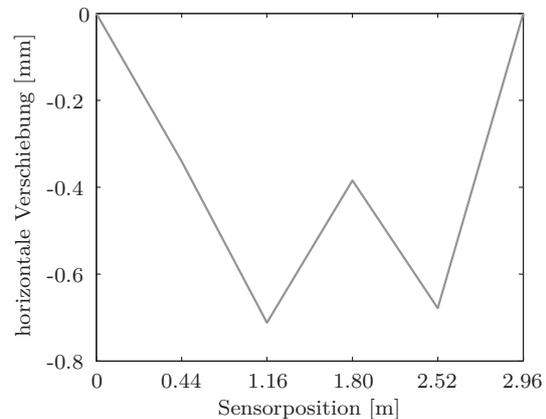
Abbildung 9.42: Horizontale Verschiebungen zufolge Belastung am Punkt  $H_6$  zufolge einer Auslenkung von  $\varphi = 19^\circ$

Erfolgt die punktuelle Belastung am Punkt  $H_7$ , welcher sich noch näher beim linken Auflager befindet, so erkennt man, dass hier das Maximum der horizontalen Verschiebung wieder auf der dem Belastungspunkt entgegengesetzten Seite (siehe

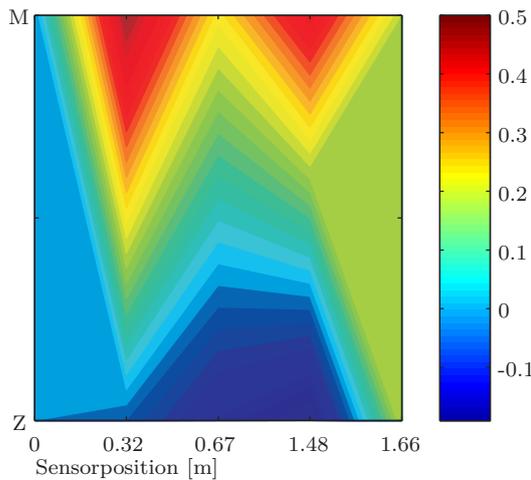
Abbildung 9.43(a)) auftritt. Abbildung 9.43(c) zeigt wiederum, dass die Druckbeanspruchung entlang der Bogenlaibung (durch negative Werte dargestellt) auf der lastabgewandten Seite in eine Zugbeanspruchung übergeht, d.h. dass der Bogen insgesamt eine Biegung in seiner Querrichtung erfährt.



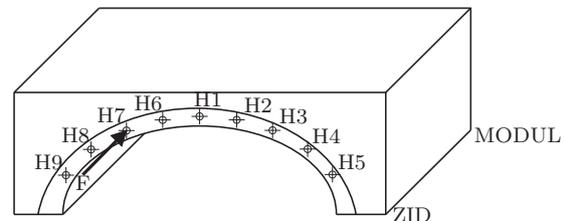
(a) Horizontale Verschiebung gemessen mittels Wegaufnehmern an der lastabgewandten Bogenseite



(b) Horizontale Verschiebung gemessen mittels Messrahmen an der lastabgewandten Bogenseite



(c) Abtrag der horizontalen Verschiebungen in der Bogenlaibung



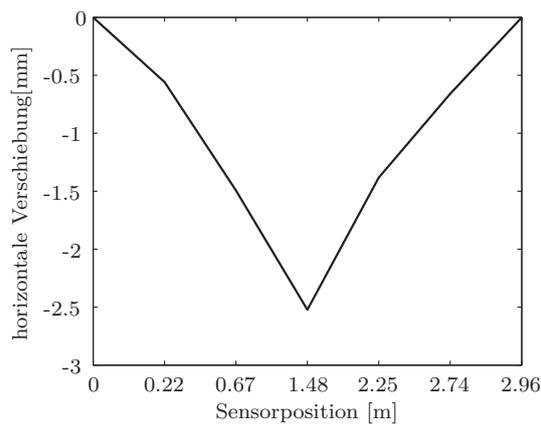
(d) Belastungspunkt  $H_7$

Abbildung 9.43: Horizontale Verschiebungen zufolge Belastung am Punkt  $H_7$  zufolge einer Auslenkung von  $\varphi = 19^\circ$

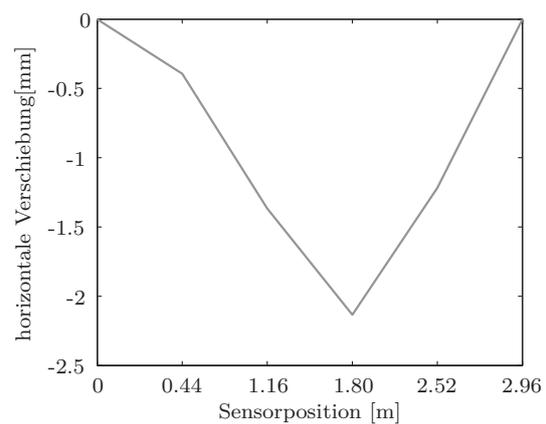
Es zeigt sich bei den drei unterschiedlichen Belastungspunkten  $H_1$ ,  $H_6$  und  $H_7$ , dass die gemessenen horizontalen Verschiebungen für alle drei Belastungspunkte vergleichbare Werte (ca.  $w_{max} = 0.8$  mm) annehmen, unabhängig davon an welcher Position die Maxima auftreten. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Auslenkung bei allen drei Versuchen mit  $\varphi = 19^\circ$  konstant gehalten wird.

### Versuchsergebnisse Auslenkung $\varphi = 48^\circ$

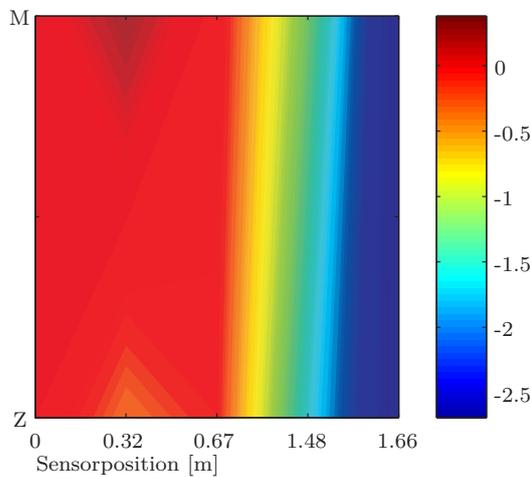
In diesem Abschnitt werden zum Vergleich mit den Versuchsergebnissen für eine Auslenkung von  $\varphi = 19^\circ$  in Abbildung 9.41 die Versuchsergebnisse an der Position  $H_1$  mit einer Auslenkung von  $\varphi = 48^\circ$  angeführt. In Abbildung 9.44 ist dies grafisch dargestellt. Es zeigt sich, dass bei dieser Auslenkung, welche nach der Auswertung in Tabelle 9.16 zu einer Anprallgeschwindigkeit im Modell von  $v_1 = 4.7$  m/s führen, Verschiebungen bis ca.  $w_{max} = 2.5$  mm auftreten.



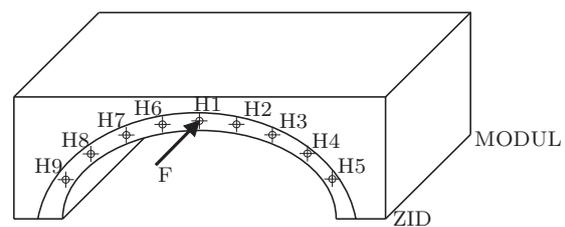
(a) Horizontale Verschiebung gemessen mittels Wegaufnehmern an der lastabgewandten Bogenseite



(b) Horizontale Verschiebung gemessen mittels Messrahmen an der lastabgewandten Bogenseite



(c) Abtrag der horizontalen Verschiebungen in der Bogenlaibung



(d) Belastungspunkt  $H_1$

Abbildung 9.44: Horizontale Verschiebungen zufolge Belastung am Punkt  $H_1$  zufolge einer Auslenkung von  $\varphi = 48^\circ$

Es zeigt sich, dass sich das Verhältnis der gemessenen maximalen Verschiebungen in horizontaler Richtung (2.5 mm zu 0.8 mm) mit  $\approx 2.5$  analog jenem der Auslenkwinkel ( $\varphi = 48^\circ$  zu  $\varphi = 19^\circ$ ) und damit auch jenem der Anprallgeschwindigkeiten im Modell (4.7 m/s zu 1.9 m/s) verhält. Durch die deutlich größere Auslenkung kommt

es, wie in Abbildung 9.44(c) deutlich zu sehen ist, zu einer direkten Übertragung der horizontalen Verschiebung auf die lastabgewandte Bogenseite.

### 9.2.11.5 Abschließende Bemerkungen

In diesem Abschnitt werden Versuche mit plötzlich auftretender horizontaler Belastung, welche durch den Anprall eines mit Beton gefüllten Pendels simuliert wird, diskutiert. Bei gleichbleibender Masse und Seillänge des Pendels wurden Versuche mit einem Auslenkwinkel von  $12^\circ < \varphi < 48^\circ$  durchgeführt. Aufgrund der Betrachtung als mathematisches Pendel ist es möglich, bei vernachlässigter Reibung die Anprallgeschwindigkeiten zu ermitteln, welche für die betrachteten Auslenkungen im Bereich von  $1.3 \text{ m/s} < v_1 < 4.7 \text{ m/s}$  bezogen auf das Modell bzw.  $1.8 \text{ m/s} < v_1 < 6.7 \text{ m/s}$  in der Realität beträgt.

Durch Anwendung einer High-Speed-Kamera ist eine Bestimmung der Dauer des Anpralls, und daraus folgend aus der bekannten Anprallfläche, die Bestimmung des Anpralldruckes möglich. Durch Vergleich mit den bei den kleinmaßstäblichen Versuchen in der Murrinne ermittelten Fließgeschwindigkeiten (siehe Kapitel 9.1) kann nachgewiesen werden, dass dadurch tatsächlich eine Belastungssituation nachgebildet werden kann, wie sie bei einem Murgang bzw. dem Anprall von Einzelteilen aus einem Murstoß an einen Brückenpfeiler auftreten. In Tabelle 9.18 erfolgt eine Gegenüberstellung einerseits von normativ festgelegten Werten für Fließgeschwindigkeiten auf Grundlage der ONR 24800 [14] (siehe auch Tabelle 9.2) als auch von den aus den kleinmaßstäblichen Murversuchen im Labor (siehe [131] bzw. Tabelle 9.6) ermittelten Werten mit jenen aus den horizontalen Anprallversuchen mittels Pendel. Da die Werte aus den Murversuchen mittels dem Maßstabsfaktor für die dortigen Versuche ( $\lambda = 20$ ) auf das reale Modell hochgerechnet wurden, erfolgt dies auch bei den mittels Pendelversuch ermittelten Geschwindigkeiten und zwar wie folgt:  $V_1 = v_1 \cdot \sqrt{\lambda}$ , wobei der Maßstab zum realen Modell 1:2 beträgt.

Tabelle 9.18: Anprallgeschwindigkeiten aufgrund von Murereignissen

Quelle bzw. Versuchsserie	Anprallgeschwindigkeit $v$ Bereich in [m/s]
ONR 24800 [14]	2-20
viskose Murversuche [131]	4.2-6.1
granulare Murversuche Serie 1 [131]	2.8-7.9
granulare Murversuche Serie 2 [131]	6.6-11.0
horizontale Pendelschlagversuche	1.8-6.7

Durch Applizierung von Wegaufnehmern und Messkreuzen an der lastabgewandten Seite des Bogens ist es darüber hinaus möglich, horizontale Verformungen einzelnen Belastungen bzw. Anprallgeschwindigkeiten zuzuordnen. Durch die zusätzliche Verwendung von Messkreuzen in der Bogenlaibung und Aussagen hinsichtlich Lastabtrag am Bogen zu treffen. In Tabelle 9.19 ist eine zusammenfassende Darstellung ausgewählter Versuche angeführt, wobei mit  $w_{max}$  die maximal auftretende hori-

zontale Verschiebung zufolge der Wegaufnehmermessung an der lastabgewandten Bogenseite bezeichnet wird.

Tabelle 9.19: Zusammenfassende Darstellung der Pendelschlagversuche

Position Nr.	Versuch Nr.	$\varphi$ [°]	$v_1$ [m/s]	$V_1$ [m/s]	$P_{Anprall}$ [MPa]	$w_{max}$ [mm]
H1	V1.1	19	1.9	2.7	5.2	0.75
H6	V6.1	19	1.9	2.7	5.2	0.75
H7	V7.1	19	1.9	2.7	5.2	0.75
H1	V.V3	48	4.7	6.7	13.0	2.5

In Tabelle 9.20 ist ein Vergleich der Anpralldrücke aus den horizontalen Pendelschlagversuchen mit den Ergebnissen aus den kleinmaßstäblichen Versuchen an der Murrinne (siehe Tabelle 9.8 hierfür) angeführt. Es zeigt sich, dass mit den Pendelschlagversuchen, rechnet man dies auf das reale Modell hoch, durchaus jene Anpralldrücke erreichen lassen, welche sich auch aus den Murrutschversuchen (es wird hier nur die Auswertung auf Mittelwertbasis wiedergegeben) ergeben.

Tabelle 9.20: Maximal auftretende Anpralllasten auf Grundlage der Pendelschlagversuche und der Versuche in der Murrutschrinne

Versuchsbedingungen	Anpralldruck [MPa]
-	
viskose Mure	5,0
granulare Mure Serie 1	4,7
granulare Mure Serie 2	6,9
Pendelschlagversuche $\varphi = 12^\circ$	3,5
Pendelschlagversuche $\varphi = 19^\circ$	5,2
Pendelschlagversuche $\varphi = 48^\circ$	13,0

### 9.2.12 Modellbildung Laborbogen

Der Laborbogen wurde ebenfalls mit dem Softwarepaket SOFISTIK, nach den Abmessungen wie sie in Abbildung 9.11(b) dargestellt sind, modelliert. Die Materialparameter für Ziegel und Mörtel sind in Kapitel 8.2.1 genau beschrieben. Für die Modellbildung wurde die entsprechende Mauerwerksdruckfestigkeit aus den beiden Materialparametern Ziegel und Mörtel nach Kapitel 7.1 berechnet. Sämtliche weiteren Materialparameter wie Schubmodul, Zugfestigkeit etc. wurden ebenfalls nach den Vorgaben und Formeln aus Kapitel 7.1 ermittelt. Die Materialparameter für den Hinterfüllbereich (Sandsäcke) wurden aus [133] entnommen. In der folgenden Tabelle 9.21 werden die verwendeten Materialparameter angeführt.

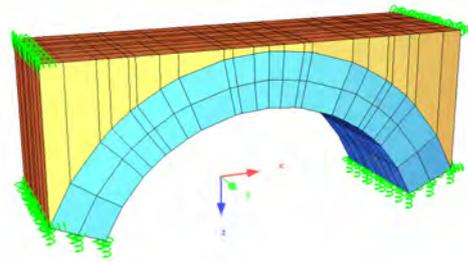
Tabelle 9.21: SOFISTIK-Materialparameter für den Laborbogen

<b>Mauerwerk MZ10 I (EN 1996)</b>			
Elastizitätsmodul	$E$	2267	MPa
Querdehnzahl	$\mu$	0.30	-
Schubmodul	$G$	900	MPa
Kompressionsmodul	$K$	8333	MPa
Wichte	$g$	15	kN/m <sup>3</sup>
Wichte unter Auftrieb	$\gamma_a$	15	kN/m <sup>3</sup>
Temperaturkoeffizient	$a$	6.00E-06	1/°K
Druckfestigkeit	$f_{ck}$	9	MPa
Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	1.17	MPa
<b>Hinterfüllmaterial (Sandsäcke)</b>			
Elastizitätsmodul	$E$	50	MPa
Querdehnzahl	$\mu$	0.20	-
Schubmodul	$G$	200	MPa
Kompressionsmodul	$K$	27	MPa
Wichte	$g$	15	kN/m <sup>3</sup>
Wichte unter Auftrieb	$\gamma_a$	5	kN/m <sup>3</sup>
Temperaturkoeffizient	$a$	1.00E-05	1/°K
Kohäsion		0.01	MN/m <sup>2</sup>
Dilatanzwinkel		22	°
Endfestigkeit Reibung		33	°
Endfestigkeit Kohäsion		0.01	MN/m <sup>2</sup>

In Abbildung 9.45(a) und (b) ist der reale Laborbogen dem modellierten Bogen gegenübergestellt. Als Auflagerbedingungen wurden Federn modelliert. Die vertikalen Federn, wurden für die Nachbildung der Auflagersituation verwendet. Die horizontalen Federn sind für die seitliche Abtrennung, welche beim Laborbogen mit Stahlträgern und Schaltafeln (siehe Abbildung 9.45(a)) ausgeführt wurde, erstellt worden.



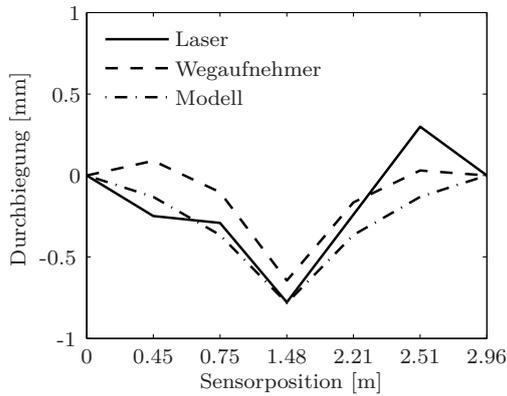
(a) Laborbogen real



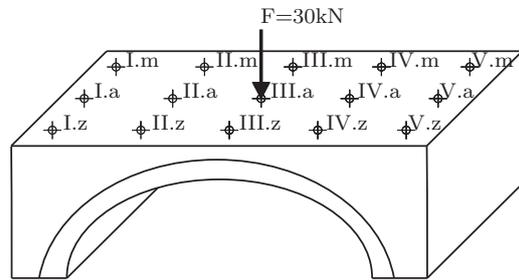
(b) Laborbogen FE-Modell

Abbildung 9.45: Gegenüberstellung realer Laborbogen zu Modelllaborbogen

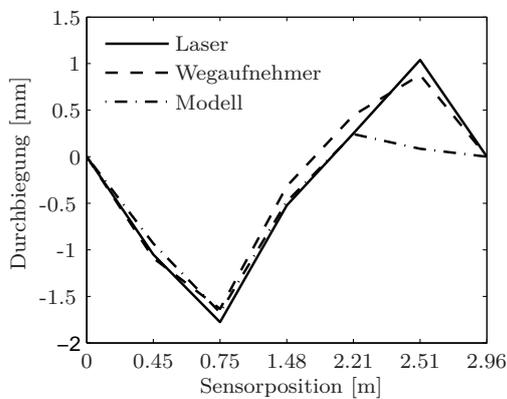
Um eine entsprechende Verifizierung der eingesetzten Messsysteme zu erhalten wurden nun auf Basis des zuvor beschriebenen Modells sämtliche Probelastungen wie sie im Labor durchgeführt wurden nachgebildet. Ziel war es, durch die guten Materialkenntnisse, ein optimale Modellkalibrierung durchzuführen und mit den Ergebnissen aus den Labormessungen zu vergleichen. Entsprechend den in Kapitel 9.2.3 beschriebenen Umrechnungsfaktoren für die statischen Vertikallasten, wurden diese in den Belastungslinien wie in Abbildung 9.16 dargestellt, aufgebracht. Ebenso wurden die statischen horizontalen Belastungen nach Abbildung 9.20 modelliert. Die Auswertungen der einzelnen Modelle hat gezeigt, dass sich durch die Ermittlung der genauen Materialparameter das Modell dahingehend kalibrieren lässt, dass die Ergebnisse der durchgeführten Messungen im Labor mit jenen aus der Modellauswertung sehr gut übereinstimmen. Waren bei der originalen Rohrbachbrücke die Parameter des Hinterfüllbereiches weitestgehend unbekannt und auch die Materialparameter des Mauerwerks nur durch eine begrenzte Anzahl an Bohrkernen bestimmt, was zu unbefriedigenden Ergebnissen im Vergleich von Messdaten zu simulierten Daten führte, so sind die Laborparameter genauer bestimmbar und die Ergebnisse daher auch exakter. In den Abbildungen 9.46 wird der Vergleich von Labormessungen zu modellierten Ergebnissen dargestellt. Die Abbildung 9.46 zeigt die drei Belastungssituationen Ia, IIa und IIIa. Es wurden jeweils die Laser-, Wegaufnehmermessung und das SOFISTK Modell verglichen. Aus den Abbildungen 9.46(a), (c) und (e) ist sehr gut die optimale Übereinstimmung der Daten zu erkennen. Lediglich im Belastungspunkt Ia, driftet die Lasermessung etwas von den Wegaufnehmer- und Modellergebnissen ab.



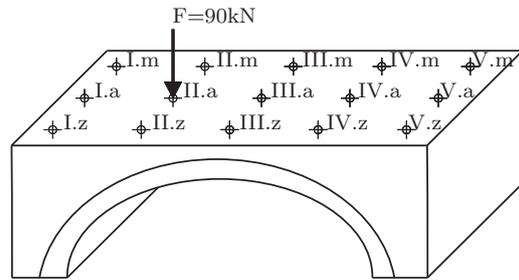
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIIa



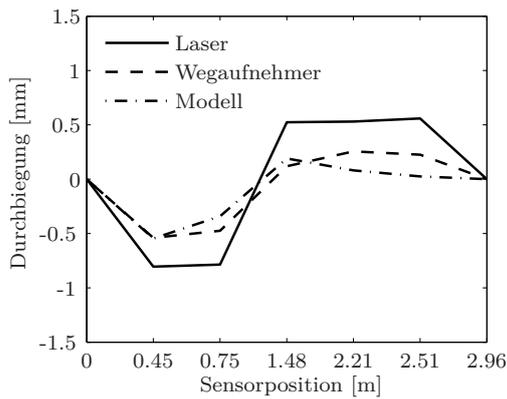
(b) Belastungspunkt IIIa



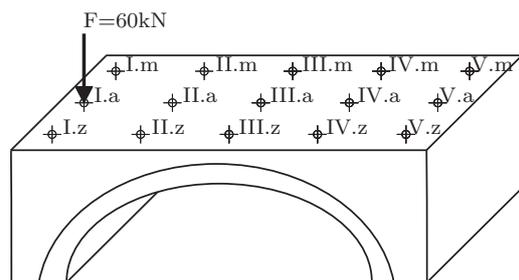
(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIa



(d) Belastungspunkt IIa



(e) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Ia

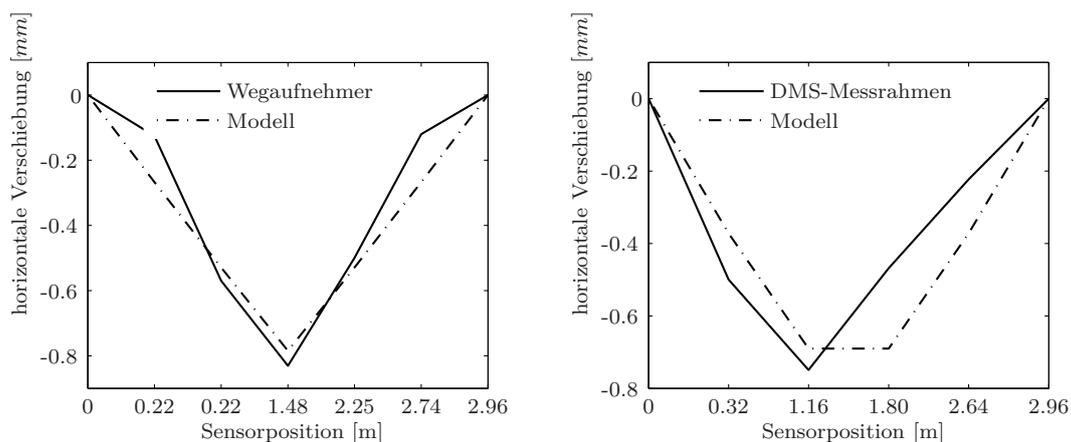


(f) Belastungspunkt Ia

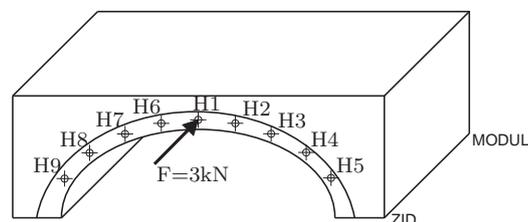
Abbildung 9.46: Exemplarischer Vergleich der Verschiebungen zwischen realen Laborbogenmessungen aus Wegaufnehmer und Laser mit den Ergebnissen aus dem FE-Modell

### 9.2.13 Horizontale Verschiebungen Laborbogen

Auch die SOFISTIK modellierten horizontalen Belastungsergebnisse wurden mit den Labormessungen verglichen. Die Anordnung der Sensorsysteme am Laborbogen ist in der Abbildung 9.35(b) dargestellt. Aufgrund der unterschiedlichen Sensorpositionen von Wegaufnehmern und DMS-Messrahmen, wurden zwei separate Auswertungen für den Vergleich von Wegaufnehmermessung vs. SOFISTIK Modell und DMS-Messrahmen vs. SOFISTIK Modell vorgenommen. Die Laseraufzeichnungen bei den horizontalen Belastungstests sind für diese Analyse nicht herangezogen worden, da dieses Messsystem bei den Versuchen keine schlüssigen Aufzeichnungen liefern konnten. Der Kraftbereich bei den horizontalen Belastungstests zwischen 3 kN – 9 kN, ist für die Lasermessung zu gering. Die Gegenüberstellung der Wegaufnehmer- und DMS-Messrahmendaten mit den Sofistik Modellierungsergebnissen zeigen ebenfalls gute Analogien (siehe Abbildung 9.47(a), (b), 9.48(a), (b), 9.47(a), (b))



(a) Horizontale Verschiebung Weg/Modell im Belastungspunkt  $H_1$       (b) Horizontale Verschiebung DMS/Modell im Belastungspunkt  $H_1$



(c) Belastungspunkte  $H_1$

Abbildung 9.47: Exemplarischer Vergleich der Verschiebungen zwischen realen Laborbogenmessungen aus Wegaufnehmer und DMS-Messrahmen mit den Ergebnissen aus dem FE-Modell für den Punkt  $H_1$

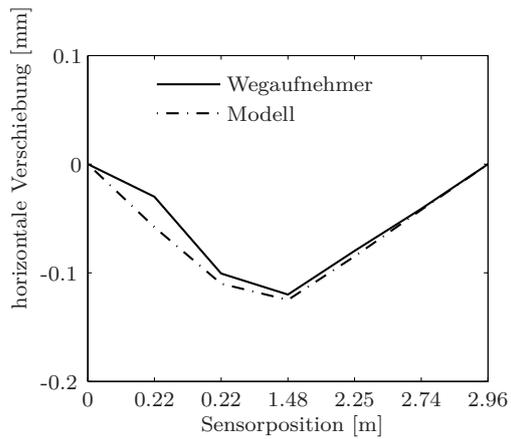
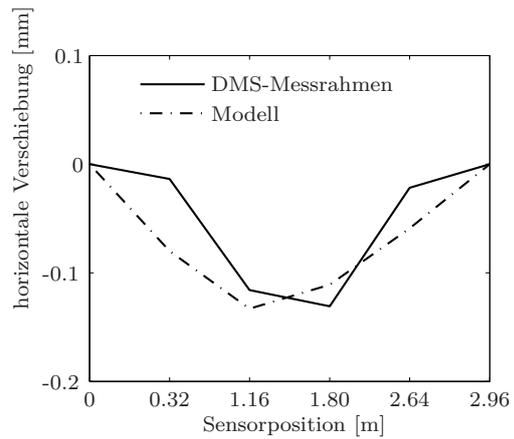
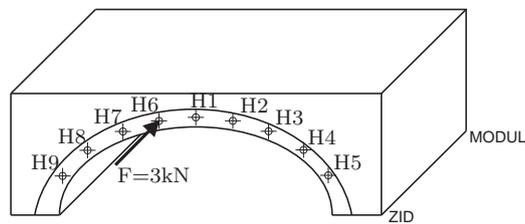
(a) Horizontale Verschiebung Weg/Modell im Belastungspunkt H<sub>6</sub>(b) Horizontale Verschiebung DMS/Modell im Belastungspunkt H<sub>6</sub>(c) Belastungspunkte H<sub>6</sub>

Abbildung 9.48: Exemplarischer Vergleich der Verschiebungen zwischen realen Laborbogenmessungen aus Wegaufnehmer und DMS-Messrahmen mit den Ergebnissen aus dem FE-Modell für den Punkt H<sub>6</sub>

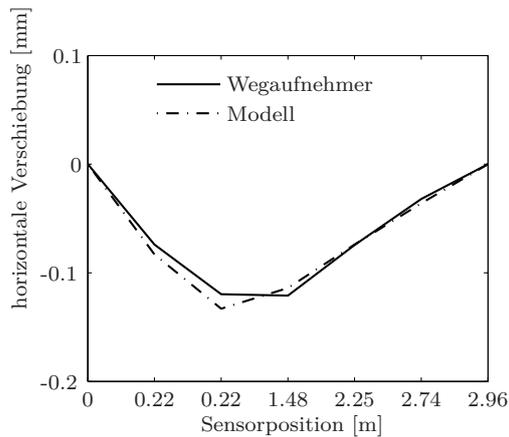
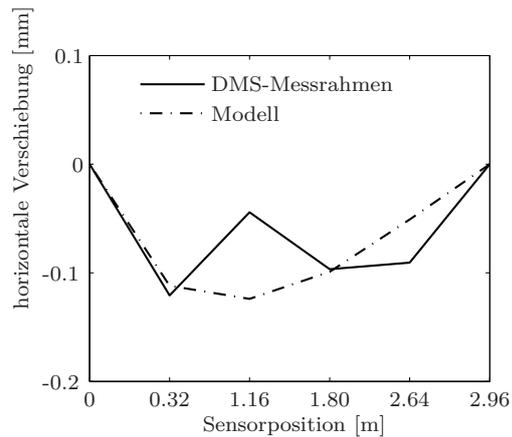
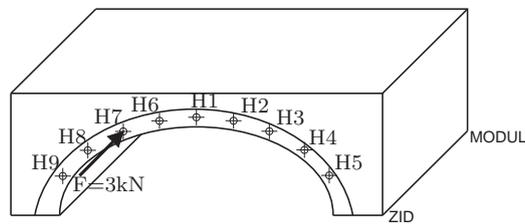
(a) Horizontale Verschiebung Weg/Modell im Belastungspunkt H<sub>7</sub>(b) Horizontale Verschiebung DMS/Modell im Belastungspunkt H<sub>7</sub>(c) Belastungspunkte H<sub>7</sub>

Abbildung 9.49: Exemplarischer Vergleich der Verschiebungen zwischen realen Laborbogenmessungen aus Wegaufnehmer und DMS-Messrahmen mit den Ergebnissen aus dem FE-Modell für den Punkt H<sub>7</sub>

## 9.2.14 Sensitivitätsanalyse Hinterfüllbereich

### Liner elastisches Materialverhalten

Die Sensitivitätsanalyse ist eine Methode zur Abschätzung des Risikos durch Variation einzelner oder mehrerer ungewisser Eingangsparameter. Sie wird dazu benützt, um die Frage zu beantworten, ob bei Veränderung der Daten eine Entscheidung bzw. Aussage stabil bleibt. Es lässt sich eruieren, wie sich der Zielfunktionswert mit Variation der Eingangsgrößen ändert und welche Werte diese Parameter annehmen müssen bzw. annehmen dürfen, um einen bestimmten Zielfunktionswert zu erreichen. Es wird der Einfluss von einzelnen Parametern auf das Modellergebnis untersucht. In bestimmten Fällen hängt das Ergebnis nur von wenigen Parametern ab. Bei analytischen Modellen kann diese Untersuchung durch mathematische Analyse der Modellgleichungen geschehen. Weiters besteht die Möglichkeit die einzelnen Modellparameter in definierten Intervallen zu variieren. Diese Ergebnisse werden dann mit dem Resultat der Standardparameter verglichen. Um entsprechende aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten, müssen realistische und begründbare Variationen der Eingangsparameter durchgeführt werden [46].

Für eine Sensitivitätsanalyse des Hinterfüllbereichs des Laborbogens wurde mit dem Softwarepaket ATENA2D der Bogen modelliert. Wie schon im Kapitel 7.3.3 beschrieben, wurde bei der realen Rohrbachbrücke der Hinterfüllbereich genauer untersucht und in der FE-Modellierung Modellvariationen des Hinterfüllbereiches vorgenommen. Beim ATENA2D Laborbogenmodell wurde versucht, durch eine entsprechende vereinfachte Mikromodellierung (siehe Abbildung 7.4) die einzelnen Ziegelsteine und die Mörtelfugen zu modellieren. Die Mörtelfugen wurden mit einem sogenannten „Interfacematerial“<sup>4</sup> modelliert. Der Hinterfüllbereich wurde ebenfalls in einzelne Makroelemente unterteilt. Direkt im Anschluss an den Bogen wurden radial vom Auflager bis zur Mitte des Bogens neun Hinterfüllbereiche definiert und diese symmetrisch für den zweiten Teil des Bogens angeordnet (siehe Abbildung 9.50). Die Materialparameter für das ATENA2D Laborbogenmodell sind die gleichen wie sie für das SOFISTIK Modell verwendet wurden (siehe Tabelle 9.21). Der Hinterfüllbereich, welcher als Sand (locker, rund) angenommen wurde, ist linear elastisch modelliert und mit einem Elastizitätsmodul von 25 MPa und einer Querdehnzahl von 0.3 angenommen worden. Mit Hilfe der Software FREET wurden die neun Hinterfüllbereiche einer probabilistische Analyse unterzogen, um die Sensitivitäten des Hinterfüllmaterials zu den Monitoringpunkten zu eruieren. Im ATENA2D Modell wurden die Monitoringpunkte dort angeordnet, wo beim Laborbogen die Wegaufnehmer und Lasermessgeräte platziert waren (siehe Abbildung 9.29). Den Startparameterwerten (Elastizitätsmodul und Querdehnzahl) der neun Hinterfüllbereiche wurde eine Rechtecksverteilung zugrunde gelegt. Der Elastizitätsmodul wurde mit einem CoV von 15 % und die Querdehnzahl mit einem CoV von 10 % definiert. Der restliche Hinterfüllbereich wurde mit zuvor genannten Werten für Elastizitätsmodul und Querdehnzahl modelliert. Der Streubereich für den Hinterfüllbereich (Sand) wurde aus [140] und [93] entnommen. Da Sand, je nach Lagerungsbedingung, beim Elastizitätsmodul Werte zwischen 5 und 150 MPa annehmen kann, wurde der CoV mit 15 % entsprechend größer angesetzt.

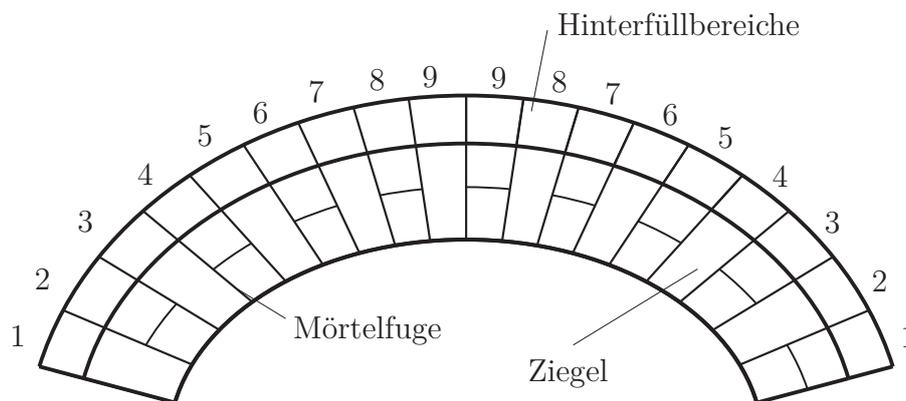


Abbildung 9.50: Darstellung des Hinterfüllbereiches für die Sensitivitätsstudie (nicht maßstäblich)

<sup>4</sup>Interfacemodelle sind dazu geeignet, Verbundbedingungen zwischen zwei Materialien bzw. Elementen zu definieren

Es wurden insgesamt 30 Modelle mit 30 Parametersätzen generiert. Mit der Software SARA wurden diese 30 Modelle mit den unterschiedlichen Parametersätzen für die neun Hinterfüllbereich berechnet. Durch das Rückimportieren der Ergebnisfiles aus den SARA Berechnungen in das Programm FREET konnte die Sensitivitätsanalyse durchgeführt werden. In den Abbildungen 9.54 und 9.53 sind die ATENA Ergebnisse des dreißigsten Modells exemplarisch für die vertikalen Verformungen und Spannungen in y-Richtung für die Belastungen in Punkt Ia und IIIa dargestellt. Die dargestellten Spannungsplots in y-Richtung (siehe Abbildung 9.54(b) und 9.53(b)) zeigen bei beiden Laststellungen deutlich die Ausbildung des Druckbogens und somit das Tragverhalten des Laborbogens.

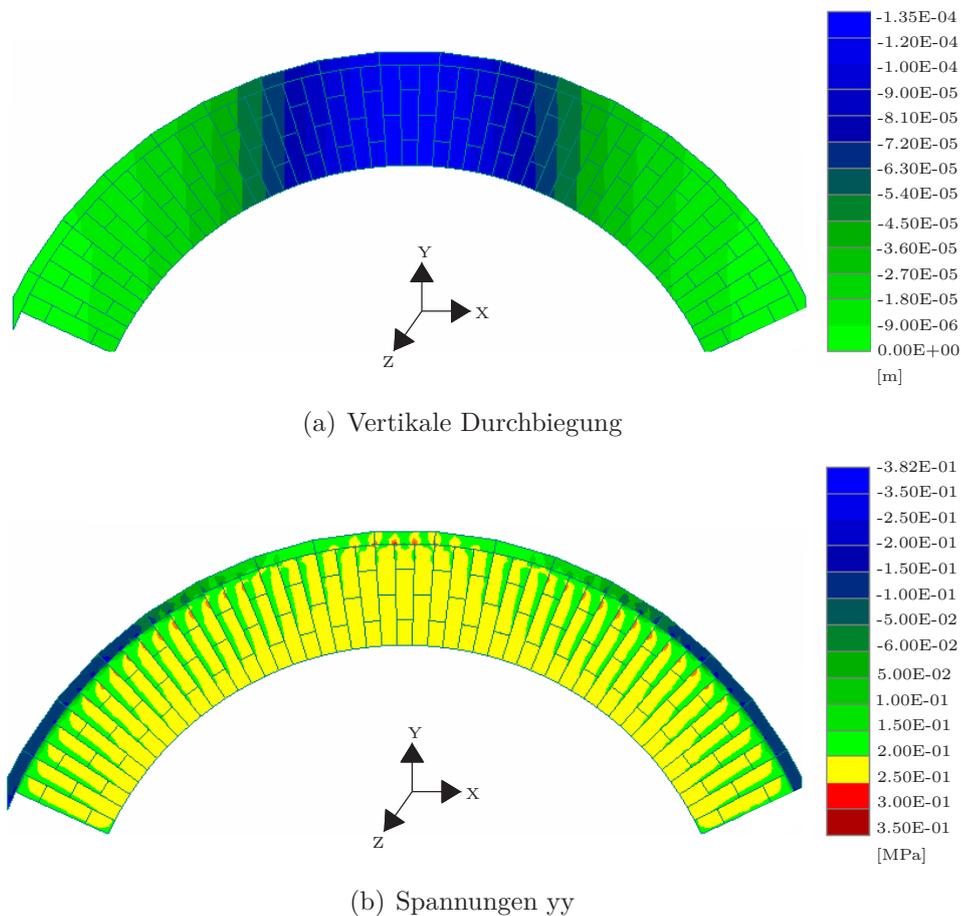


Abbildung 9.51: Darstellung der vertikalen Durchbiegungen und Spannungen aufgrund der Belastung im Punkt IIIa (Bogenmitte)

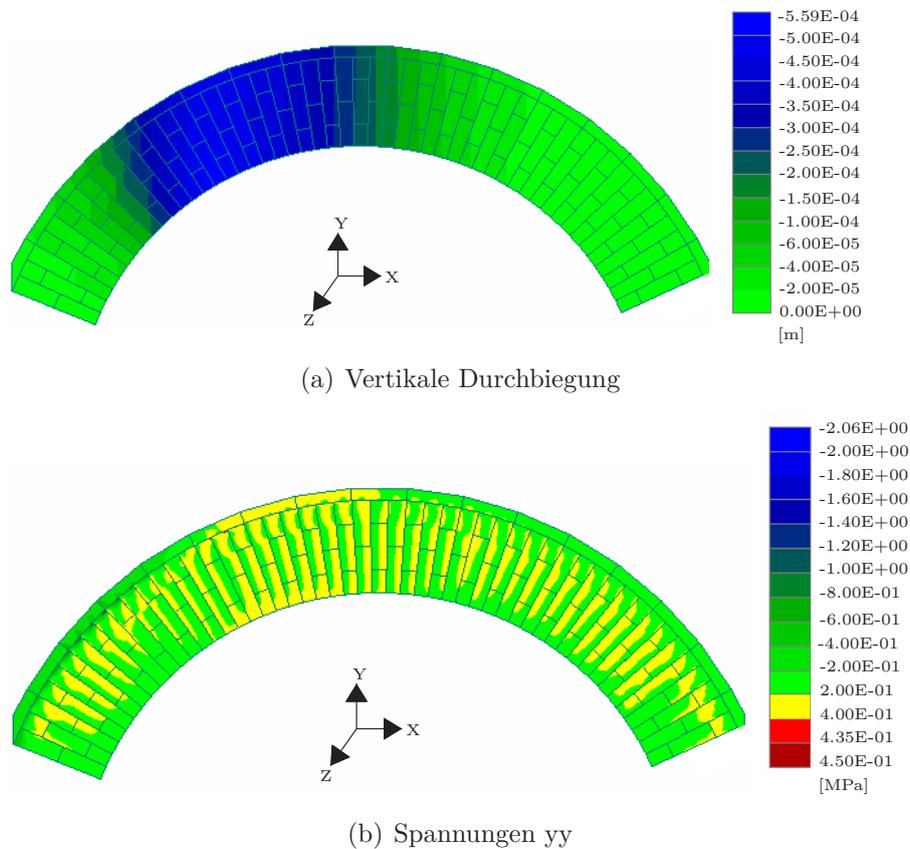


Abbildung 9.52: Darstellung der vertikalen Durchbiegungen und Spannungen aufgrund der Belastung in Punkt Ia (links der Mitte)

In weitere Folge wurde die Sensitivitätsanalyse ausgewertet und die Abhängigkeit des Hinterfüllbereiches zum entsprechenden Monitoringpunkt dargestellt. Bei der Belastungsstellung IIIa wurden die drei Monitoringpunkte W3, W6 und W7 (aufgrund der Symmetrie) untersucht (siehe Abbildung 9.53(a), (b),(c)). In der Abbildung 9.53(d) ist die Korrelation der einzelnen Hinterfüllbereiche zum betrachteten Verschiebungswert dargestellt. Es zeigt sich, dass bei einer Belastung genau in der Mitte des Bogens sich bezüglich des Monitoringpunkts W3 (siehe Abbildung 9.53(a)) eine sensitive Abhängigkeit in den Hinterfüllbereichen 2, 3, 4 und 5 einstellt. Die Hinterfüllbereiche 2 und 3 sind negativ korreliert, was bedeutet, dass eine Erhöhung des Elastizitätsmoduls und der Querdehnzahl dieser beiden Bereiche zu einer Verringerung der Verschiebung in Bezug auf den Monitoringpunkt W3 zur Folge hat. Die beiden positiv korrelierten Bereiche 4 und 5 führen durch eine Erniedrigung des Elastizitätsmoduls und der Querdehnzahl zu einer Reduktion der Verschiebung in W3. Rückt man um einen Monitoringpunkt auf W6 weiter, so ändern sich die Sensitivitäten zum Monitoringpunkt W6 gegenüber jenem an der Stelle W3. Es ist ersichtlich, dass die Bereiche 1, 4, 5 und 6 sensitiv reagieren. Alle vier Bereiche sind negativ korreliert und Elastizitätsmodul und Querdehnzahl müssen für eine Verbesserung der Verschiebungsverhältnisse minimiert werden. Untersucht man die Abhängigkeiten in der Mitte im Monitoringpunkt W7, so weisen die Hinterfüllbereiche 4 bis 8 eine

negative Korrelation auf. Auch hier müssen die Parameter vergrößert werden um eine Verbesserung der Durchbiegung zu erzielen.

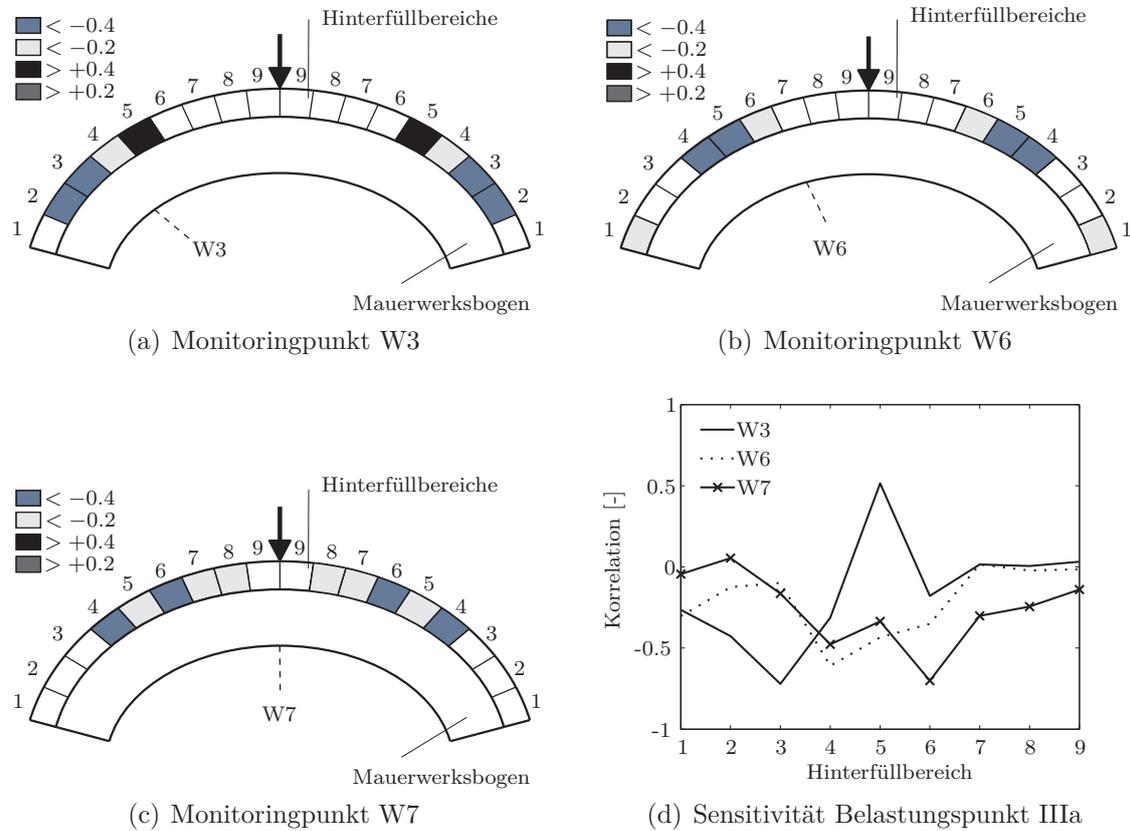


Abbildung 9.53: Darstellung der Sensitivitäten in Abhängigkeit zum Monitoringpunkt bei Belastung in Punkt IIIa (Bogenmitte)

Verändert man den Belastungspunkt in Richtung Laborbogenrand ergeben sich die in Abbildung 9.54 dargestellten sensitive Abhängigkeiten. Vergleicht man die Sensitivitäten der Hinterfüllbereiche der Monitoringpunkte W3 und W6 im Belastungspunkt Ia, so ist sehr gut die negative Korrelation der Bereiche 5, 6, 7 und 8 zu erkennen. Wird der Monitoringpunkt W7 betrachtet, erkennt man die positiven Korrelationen in Punkt 5, 6 und 9 und die negative Korrelation im Hinterfüllbereich 1. In Bereichen positiver Korrelation müssen die Parameter des Elastizitätsmoduls und der Querdehnzahl verringert werden um eine Verbesserung der Verschiebung in Monitoringpunkt W7 zu erreichen. Die Monitoringpunkte W8 und W9 verhalten sich ähnlich sensitiv wie die an der gegenüberliegenden Seite befindlichen Monitoringpunkte W3 und W6, jedoch sind W8 und W9 positiv korreliert.

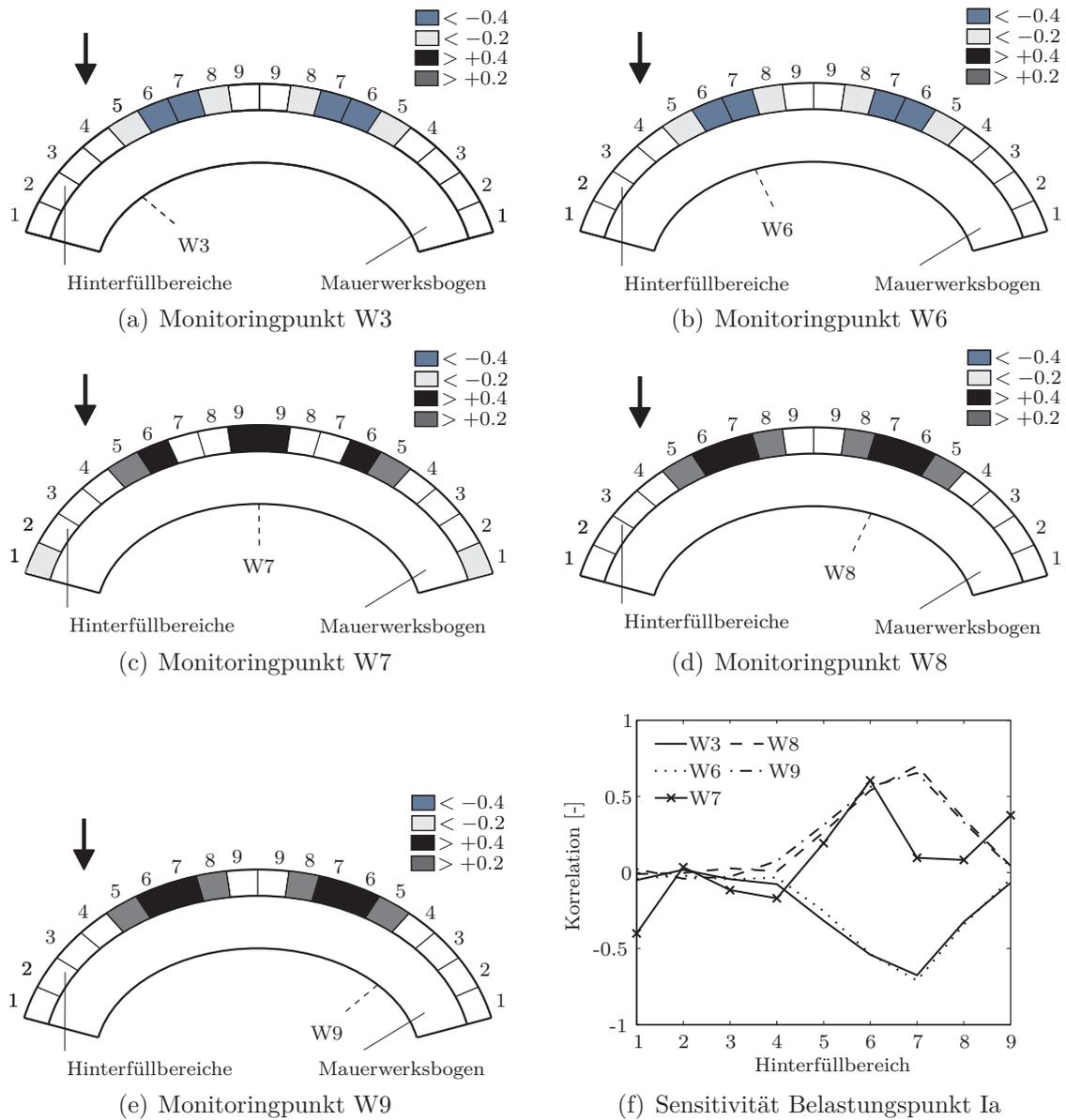


Abbildung 9.54: Darstellung der Sensitivitäten in Abhängigkeit zum Monitoringpunkt bei Belastung in Punkt Ia (links der Mitte)

Wie vorab erwähnt wurden die Materialparameter nach einem linear elastischen Modell aufgesetzt. In weiterer Folge wird ein nicht lineares Materialverhalten auf Basis des *Drucker Prager* Modells untersucht. Die Ausführungen beruhen im wesentlichen auf den in [153] dargestellten Modellierungsergebnissen.

### Nichtlineares Materialverhalten

Aufbauend auf dem im vorangegangenen Abschnitt dargestellten Zusammenhang zwischen den einzelnen Hinterfüllbereichen und der Positionierung der Messpunkte bei linear elastischem Materialverhalten wird die Gültigkeit dieses Ansatz auch bei nichtlinearem Materialverhalten des Hinterfüllbereichs untersucht. Diese Bearbeitung erfolgte im Rahmen einer Bachelorarbeit an der Universität für Bodenkultur am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau; siehe dazu [153]. Im Gegensatz zu der im vorhergehenden Abschnitt vorgenommenen Modellierung des Hinterfüllbereichs als ideal linear elastisches Material wurde in diesen Untersuchungen für den Hinterfüllbereich (Material Sand) das Drucker Prager Modell angesetzt. Dieses ermöglicht mit einer geeigneten Definition der Materialparameter die Festsetzung eines Bruchkriteriums. Die im Rahmen der Modellierungen für den Hinterfüllbereich verwendeten Materialparameter sind in Tabelle 9.22 angeführt. Die in Tabelle 9.22 angeführten Werte für das Bruchkriterium nach Drucker-Prager entsprechen einem festgelegten Reibungswinkeln von  $\varphi = 34^\circ$  und einer Kohäsion von  $c = 0$  für das kohäsionslose Material Sand.

Tabelle 9.22: ATENA-Materialparameter Hinterfüllbereich Modellbogen

<b>Hinterfüllmaterial Drucker Prager</b>			
Elastizitätsmodul	$E$	150	MPa
Querdehnzahl	$\mu$	0.20	-
Drucker Prager Kriterium	$\alpha_{DP}$	0.26	-
Drucker Prager Parameter	$K_{DP}$	0.1	MPa
Wichte	$g$	23	kN/m <sup>3</sup>
Wichte Auftrieb	$\gamma_a$	1500	kN/m <sup>3</sup>
Temperaturkoeffizient	$a$	$1.2E - 05$	1/°
Druckfestigkeit	$f_c$	30.0	MPa
Zugfestigkeit	$f_t$	3.0	MPa

In Abbildung 9.55 sind die beiden betrachteten Belastungssituationen dargestellt, wie sie auch schon beim linear elastischen Materialverhalten untersucht wurden. Die Belastung in der Modellierung erfolgte einerseits symmetrisch in der Mitte des Bogens (siehe Abbildung 9.55(a)) bzw. links der Mitte; siehe Abbildung 9.55(b) (vergleiche dazu auch die Ausführungen in [153]). Im Rahmen dieser Modellierungen wurde an den vordefinierten Punkten  $P_1 - P_3$  (im Fall der symmetrischen Belastungssituation in Abbildung 9.55(a)) bzw. an den Punkten  $P_1 - P_5$  für die einseitige Belastung links der Mitte der Verlauf der inneren Schnittgrößen in der Systemlinie des Bogens betrachtet.

Durch die Anwendung des Materialmodells Drucker Prager und den Berechnungsalgorithmus (in insgesamt 10 bzw. 5 Belastungsschritten) ist es möglich, auch das Bruchverhalten des Bogens genauer zu untersuchen.

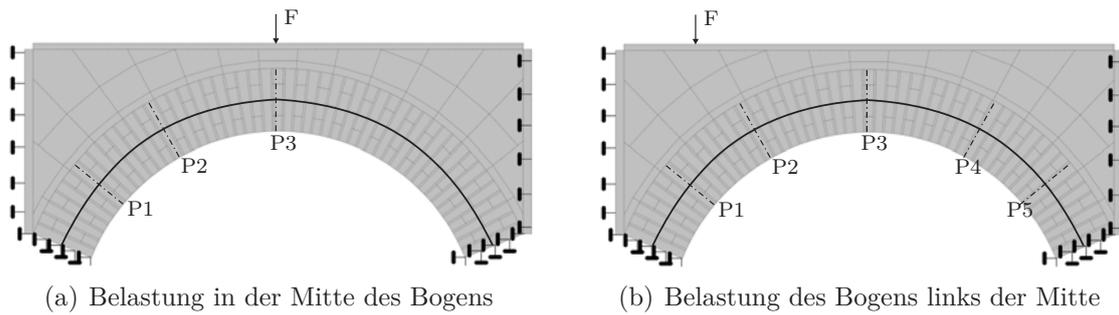


Abbildung 9.55: Darstellung der Belastungsschemata bei den Untersuchungen mit dem Drucker Prager Materialmodell

In Abbildung 9.56 ist die Spannungsverteilung bei der Belastung in Bogenmitte qualitativ dargestellt. Abbildung 9.56(a) zeigt die Beanspruchung zu Beginn der Belastung. Man erkennt deutlich die Ausbildung des Druckbogens bei mittlerer Belastung. Bei kontinuierlicher Steigerung der Belastung bis zum Bruch stellt sich die Verteilung der Spannungen wie in Abbildung 9.56(b) dargestellt ein. Als maximale mittige Belastung unter den definierten Materialparametern und den festgesetzten Randbedingungen ergibt sich eine maximale Bruchlast von  $F_{max} = 63 \text{ kN}$ .

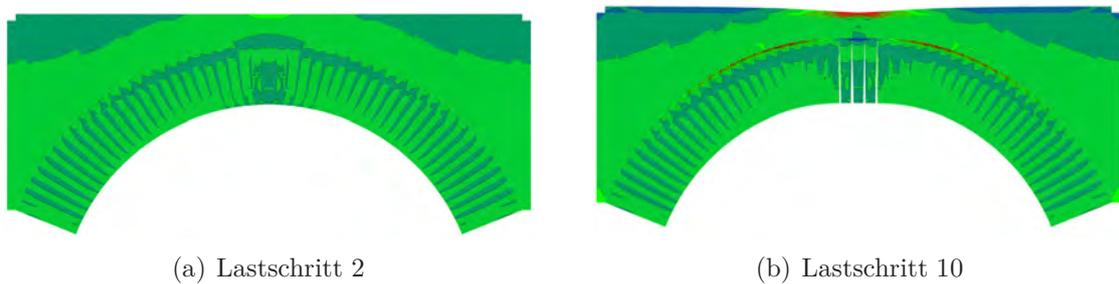


Abbildung 9.56: Darstellung der Spannungsverteilung bei Belastung in der Mitte des Bogens

Für die Beurteilung der verschiedenen Lastschritte mit der einhergehenden schrittweisen Rissentwicklung, wurden aufgrund von mechanischen Überlegungen vier wesentliche Laststufen (2, 4, 7, und 10) festgelegt. Abbildung 9.57 zeigt die Verteilung der Biegemomente bezogen auf die Systemachse des Bogens während ausgewählter Laststufen (Laststufen 2, 4, 7 und 10). In Abbildung 9.58 ist weiters der Verlauf der Querkräfte und in Abbildung 9.59 der Verlauf der Normalkräfte, für die Laststufen 2, 4, 7, und 10, dargestellt.

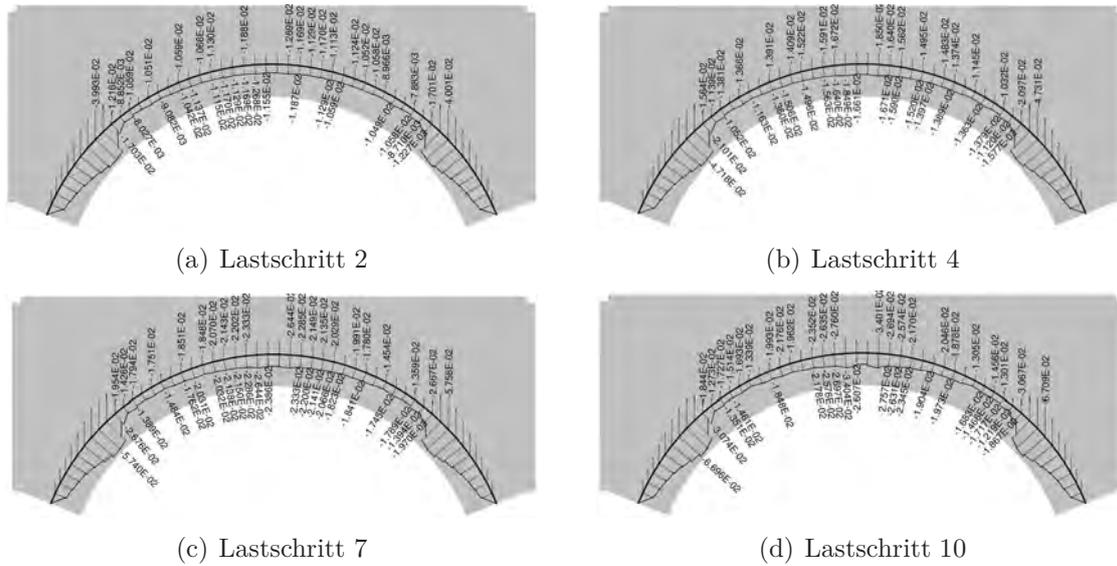


Abbildung 9.57: Darstellung der Momentenlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung in der Mitte

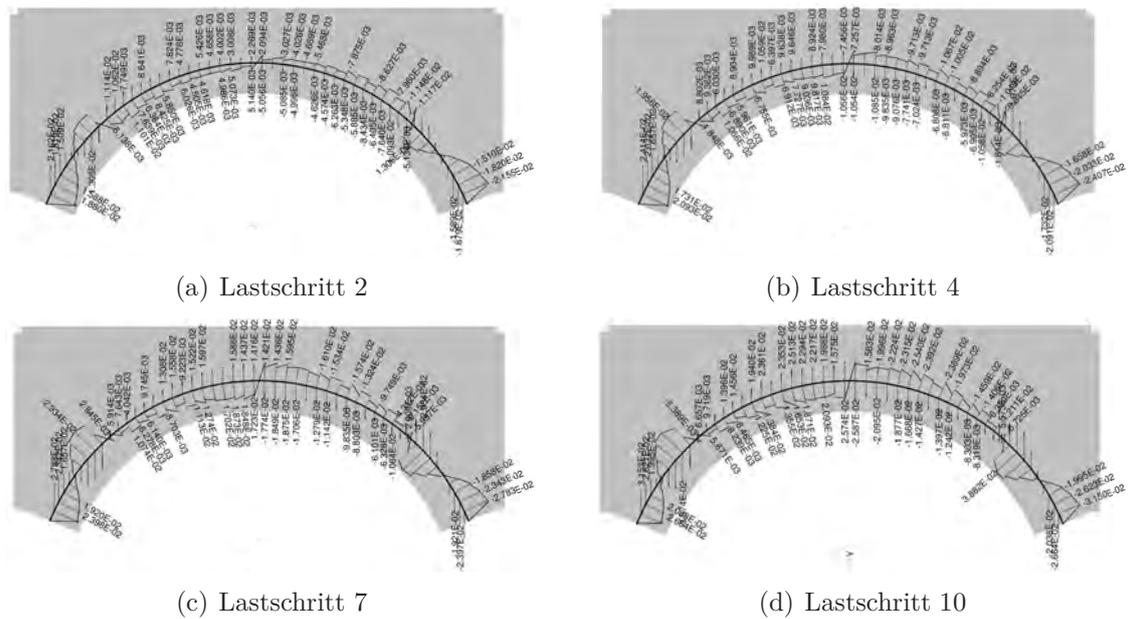


Abbildung 9.58: Darstellung der Querkraftlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung in der Mitte

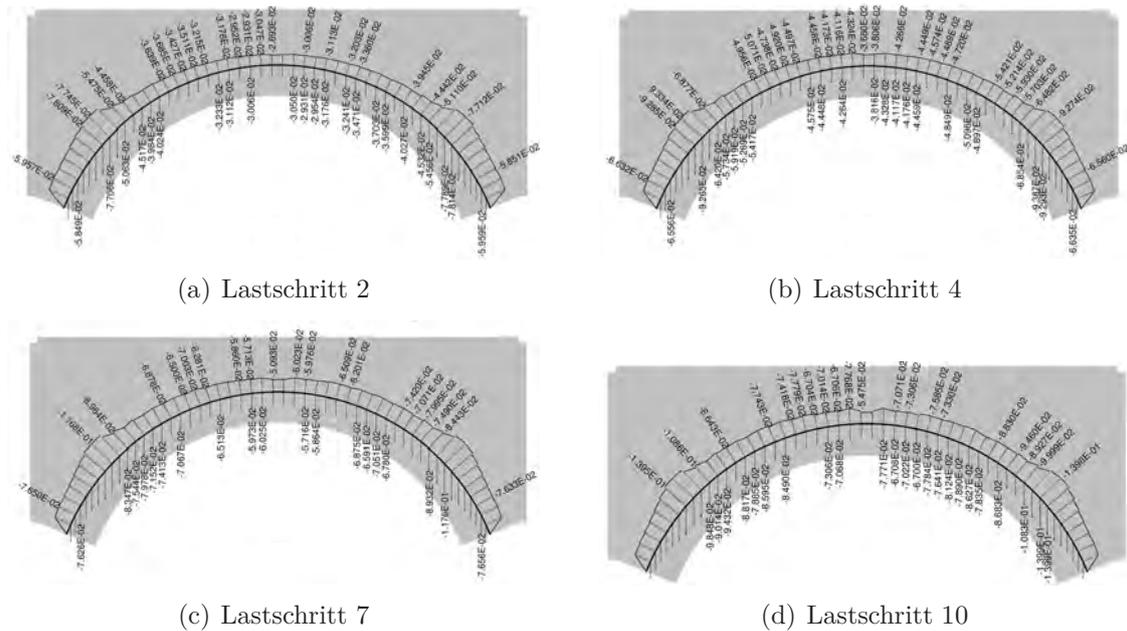


Abbildung 9.59: Darstellung der Normalkraftlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung in der Mitte

In der Tabelle 9.23 werden die Maximalwerte der einzelnen Laststufen 2, 4, 7 und 10 für Moment, Quer- und Normalkraft dargestellt.

Tabelle 9.23: Darstellung der Momenten-, Querkraft- und Normalkraftgrößen bei den ausgewählten Laststufen

Laststufe	P1	P2	P3
<b>Momente [kNm]</b>			
2	-40.4	-9.1	-12.0
4	-47.3	-11.7	-17.4
7	-57.8	-14.9	-24.7
10	-68.2	-14.6	-25.8
<b>Querkraft [kN]</b>			
2	21.3	8.7	5.2
4	23.8	10.3	13.2
7	27.5	13.1	24.4
10	31.2	16.3	45.9
<b>Normalkraft [kN]</b>			
2	-61.3	-38.5	-27.7
4	-68.1	-52.7	-38.5
7	-78.3	-72.8	-52.5
10	-88.5	-84.0	-53.3

Betrachtet man die Entwicklung der Schnittgrößen an den definierten Punkten  $P_1$

-  $P_3$ , so zeigt sich, dass es bei mittiger Belastung im Bereich des Widerlagers ( $P_1$ ) zu einem linearen Anstieg des Momentes mit zunehmender Belastung kommt. Im Bereich des Bogenscheitels ( $P_3$ ) und des Übergangsbereiches ( $P_2$ ) kommt es jedoch mit fortschreitender Belastung zu plastischen, d.h. nicht mehr reversiblen Verformungen und somit zu einer Schnittgrößenumlagerung. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 9.60(a) für das Biegemoment, in Abbildung 9.60(b) für die Querkraft und in Abbildung 9.60(c) für die Normalkraft dargestellt. Für eine potentielle Sensoranordnung lässt sich aus der Darstellung der Schnittkräfte herauslesen, dass insbesondere jene Bereich von Relevanz sind, in denen die maximalen Schnittgrößen auftreten. In Abbildung 9.60(a) zeigt sich, dass dies die Widerlagerbereiche ( $P_1$ ) und Scheitelbereiche ( $P_3$ ) sind. Daher wird aufgrund der numerischen nichtlinearen Untersuchungen vorgeschlagen, in den Widerlagerbereichen und im Scheitelbereich eine entsprechende Messinstrumentierung vorzunehmen, siehe Abbildung 9.67.

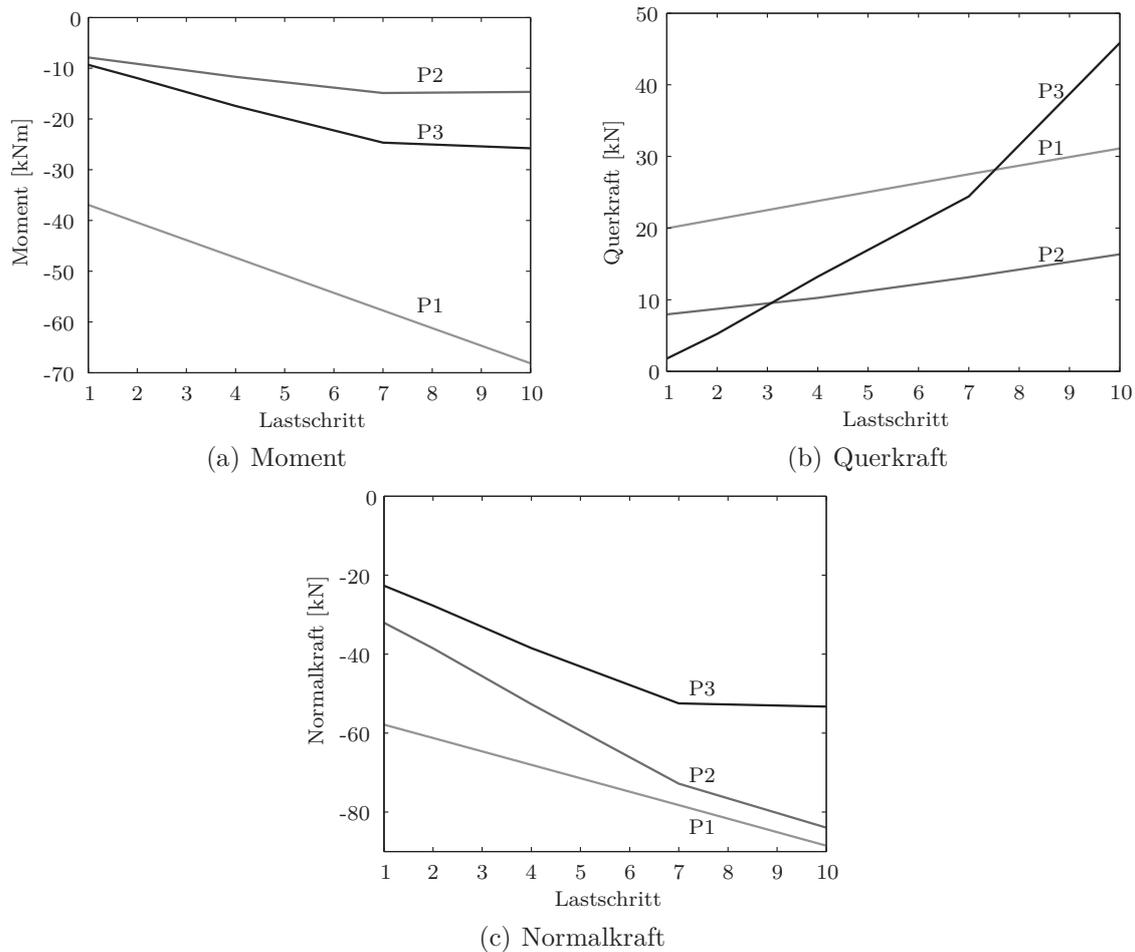


Abbildung 9.60: Darstellung der Normalkraftlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung in der Mitte

Zusätzlich wurde, wie bereits beim linear elastischen Materialmodell eine Lasteinleitung links der Symmetrielinie untersucht, siehe Abbildung 9.61(b). Hierbei ist grundsätzlich wegen der asymmetrischen Lasteinleitung auch von einem asymmetrischen Tragverhalten auszugehen. In Abbildung 9.61(a) ist die Spannungsverteilung im Tragwerk zu Beginn der Belastung und beim Versagen dargestellt; siehe Abbildung 9.61(b). Es zeigt sich, dass bei geringer Belastung noch ein Abtrag entlang des Druckbogens erfolgt, mit zunehmender Laststufe jedoch eine Umlagerung erfolgt. Der Bogen versagt in jener Hälfte, in der auch die Lasteinleitung erfolgt aufgrund der durch die ungleiche Belastung auftretenden Biegemomente. Die maximale Belastung beim Bruch beträgt  $F_{max} = 168 \text{ kN}$ . Dieser Wert ist deutlich größer als bei mittiger Belastung. Es zeigt sich somit, dass ein Großteil der Belastung direkt in die Widerlager abgetragen wird und somit im Vergleich höhere Belastungen aufgenommen werden können.

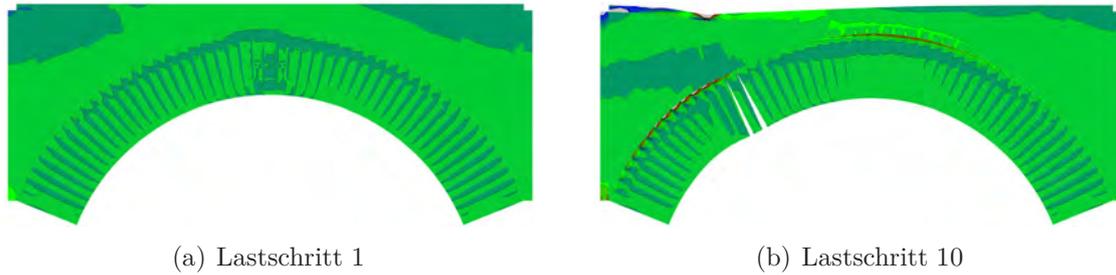


Abbildung 9.61: Darstellung der Spannungsverteilung bei Belastung links der Mitte des Bogens

Auch bei dieser Laststellung, wurden für die Beurteilung vier wesentliche Laststufen (1, 2, 4 und 5) festgelegt. Abbildung 9.62 zeigt die Verteilung der Biegemomente bezogen auf die Systemachse des Bogens während der ausgewählten Laststufen (1, 2, 4 und 5). Betrachtet man die auftretenden Momente im Bezug zum jeweiligen Lastschritt in Abbildung 9.62, so zeigt sich, dass diese deutlich größere Werte aufweisen als dies bei der Belastung in Bogenmitte der Fall ist.

In Abbildung 9.63 ist weiters der Verlauf der Querkräfte und in Abbildung 9.64 der Verlauf der Normalkräfte angeführt.

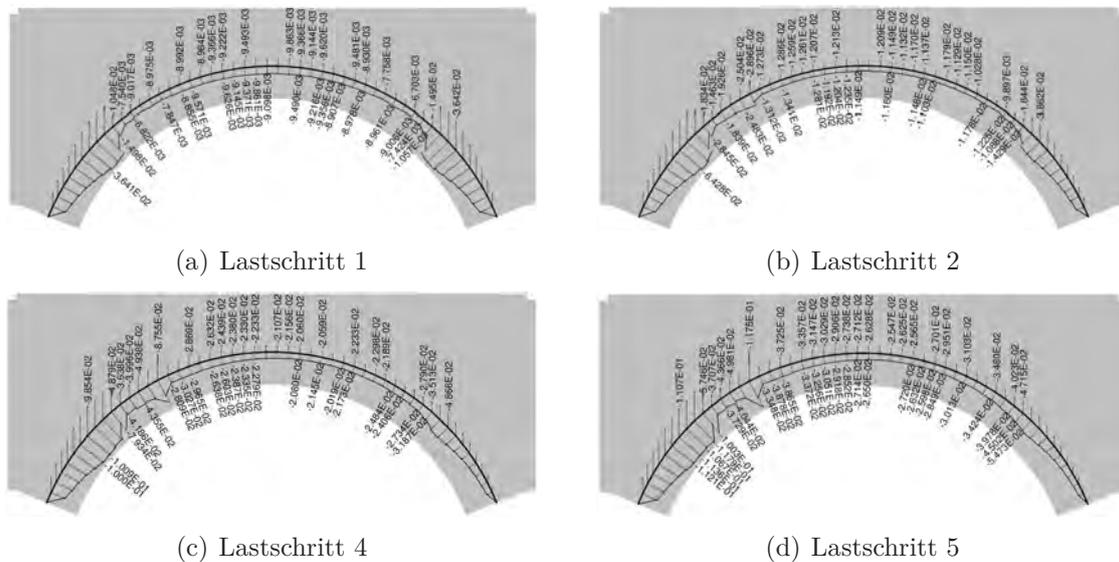
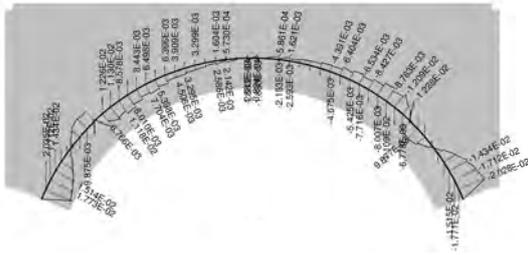
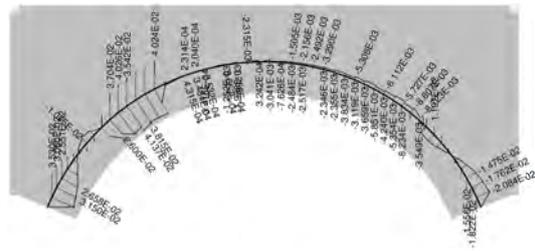


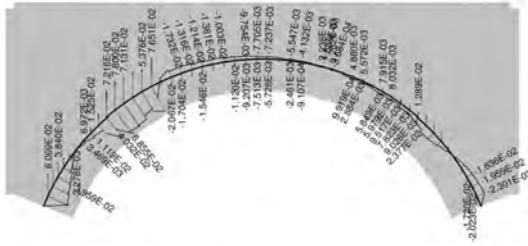
Abbildung 9.62: Darstellung der Momentenlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung links der Mitte



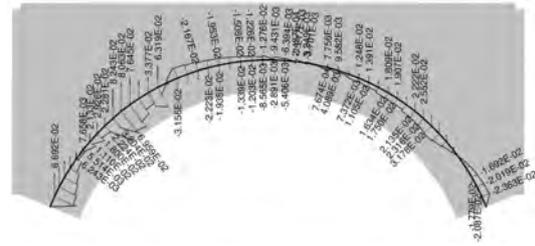
(a) Lastschritt 1



(b) Lastschritt 2

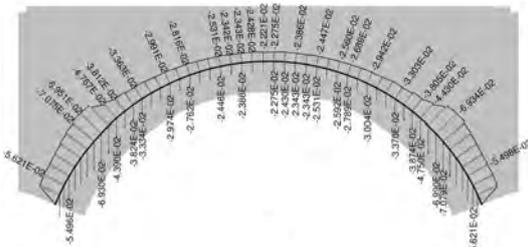


(c) Lastschritt 4

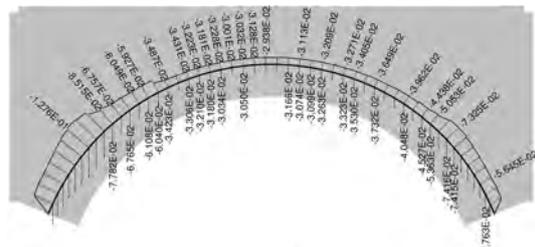


(d) Lastschritt 5

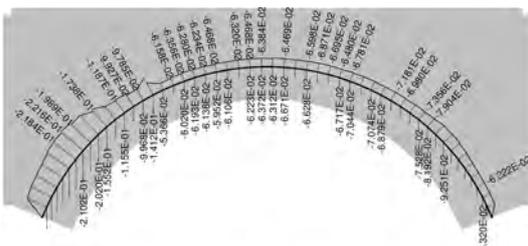
Abbildung 9.63: Darstellung der Querkraftlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung links der Mitte



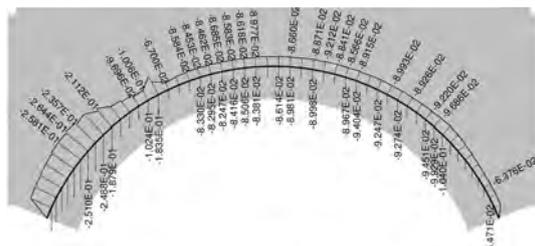
(a) Lastschritt 1



(b) Lastschritt 2



(c) Lastschritt 4



(d) Lastschritt 5

Abbildung 9.64: Darstellung der Normalkraftlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung links der Mitte

In Tabelle 9.24 werden die Maximalwerte für Moment, Querkraft und Normalkraft bei seitlicher Belastung des Bogens bei den Laststufen 1, 2, 4 und 5 angeführt.

Tabelle 9.24: Darstellung der Momenten-, Querkraft- und Normalkraftgrößen bei den ausgewählten Laststufen

Laststufe	P1	P2	P3	P4	P5
<b>Momente</b>					
<b>[kNm]</b>					
1	-36.4	-7.8	-9.1	-7.8	-36.4
2	-64.3	-29.0	-11.5	-10.3	-38.6
4	-100.0	-87.6	-21.1	-21.9	-48.7
5	-112.1	-117.5	-27.1	-30.1	-54.7
<b>Querkraft</b>					
<b>[kN]</b>					
1	20.3	6.4	2.3	-6.4	-20.3
2	31.5	38.1	3.0	-3.8	-20.8
4	60.6	71.3	-7.5	12.8	-23.0
5	66.9	76.4	-2.9	19.1	23.6
<b>Normalkraft</b>					
<b>[kN]</b>					
1	-56.2	-29.9	2.3	-6.4	-20.3
2	-127.6	-34.3	3.0	-3.8	-20.8
4	-218.4	-61.6	-7.5	12.8	-23.0
5	-258.1	-67.0	-2.9	19.1	-23.6

In Abbildung 9.65 ist die Entwicklung der inneren Schnittgrößen an den Positionen  $P_1 - P_5$  dargestellt. Abbildung 9.65(a) zeigt den Verlauf der Biegemomente, Abbildung 9.65(b) jenen der Querkräfte und Abbildung 9.65(c) jenen der Normalkräfte. Auch hier können aus den Schnittkraftverläufen die prioritär zu monitoierenden Bereiche identifiziert werden. Diese befinden sich für die betrachtete Belastungssituation im Bereich der Punkte  $P_1$  und  $P_2$ . Ein Bereich, welcher für eine höhere Genauigkeit bei ausmittiger Belastung ebenfalls monitoiert werden sollte ist der Bereich  $P_5$ .

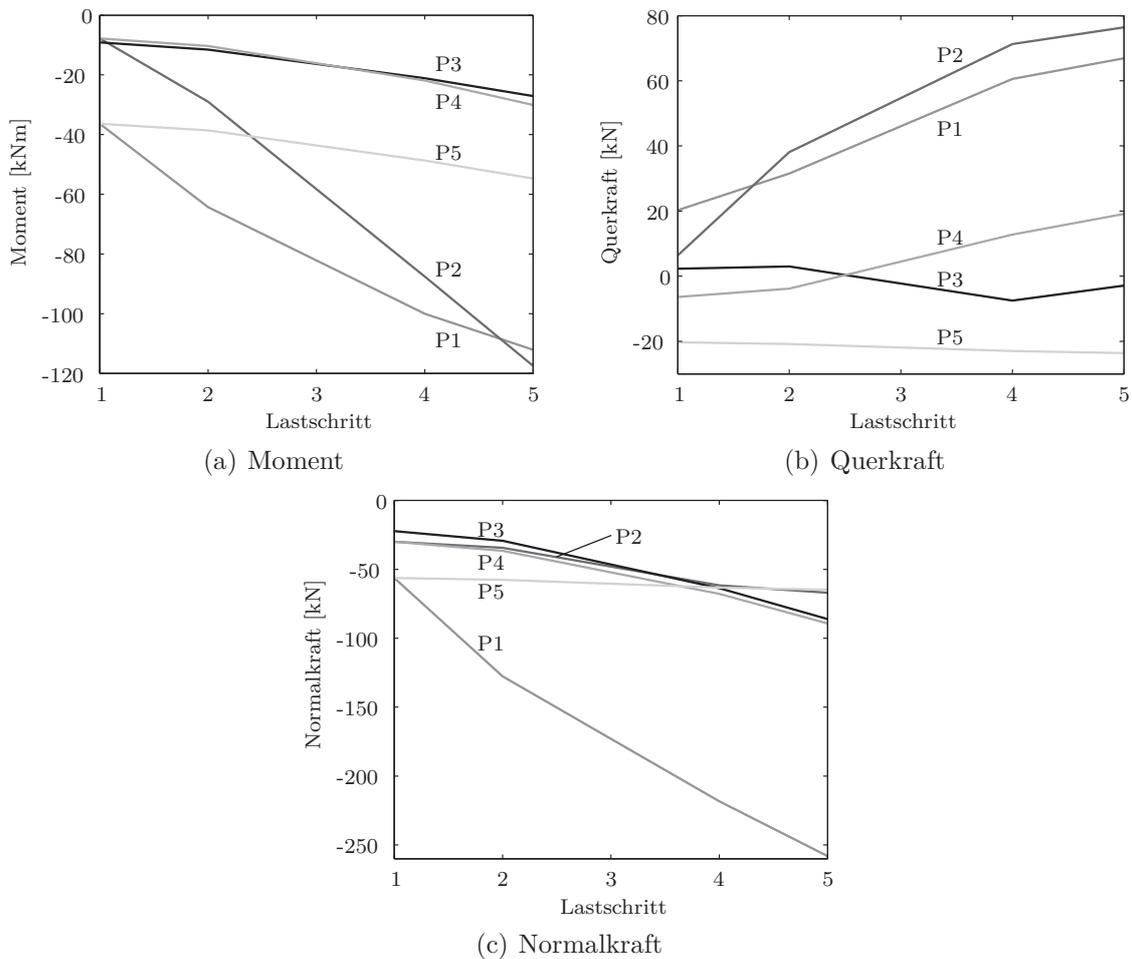


Abbildung 9.65: Darstellung der Normalkraftlinie bei den entsprechenden Laststufen bei Belastung in der Mitte

### Sensorpositionierung

Für die Festlegung des zu monitoierenden Bereiches werden im Folgenden zwei Kriterien definiert. Einerseits sollte der Messbereich außerhalb der *Saint Venantschen Bereiche der Lasteinleitung* liegen. Dies bedeutet, dass eine Messinstrumentierung erst in jenen Bereichen vorgenommen werden sollte, in denen die Spannungen wieder proportional den Dehnungen sind, d.h. die Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes wiederhergestellt ist. Generell klingen örtliche Störungen in einer gewissen Entfernung nach dem Einleitungsbereich wieder ab. Geht man nach [124] von einem Lasteinleitungswinkel von  $\varphi = 60^\circ$  aus, so ergibt sich für diesen Bereich ein Wert für die Gesamtlänge des Lasteinleitungsbereiches  $l_E$  wie folgt:

$$l_E = 2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} \cdot h \approx 1,2h \quad (9.32)$$

wobei  $h$  die Gesamtdicke des Tragwerks beschreibt.

Darüber hinaus wird vorgeschlagen zur Identifikation entsprechender Monitoierungs-

bereiche über die betrachteten Schnittgrößen z.B. die Bereiche der Momentenmaxima zu identifizieren. Hierzu wird als Grenzkriterium ein Wert von  $\approx 80\%$  des jeweiligen auftretenden lokalen Momentenmaximums festgelegt, siehe Abbildung 9.66. In Abbildung 9.66 wird dieser Zusammenhang dargestellt, hierbei wird mit  $m$  jener Bereich bezeichnet, in dem die Anbringung von Messsystemen prioritär empfohlen wird.

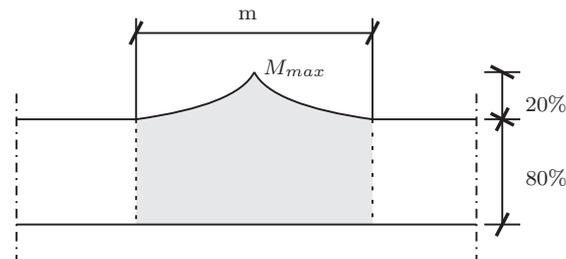


Abbildung 9.66: Überlegungen zum Grenzkriterium bei Ermittlung der Monitorierungsbereiche

Für die betrachteten Laststellungen (Bogenmitte und seitlich links der Mitte des Bogens) wird auf Grundlage dieses Grenzkriteriums eine Aufteilung in verschiedene Bereiche zur Anordnung der Messsysteme vorgenommen. In Abbildung 9.67(a) für die Belastung in Bogenmitte und Abbildung 9.67(b) für die seitliche Belastung stellt der Bereich  $A$  jenen mit der höchsten Priorität der Sensorpositionierung dar, während mit  $B$  jene Bereiche bezeichnet werden, in denen eine Sensoranordnung nur bei ausreichenden Kapazitäten vorgeschlagen wird.

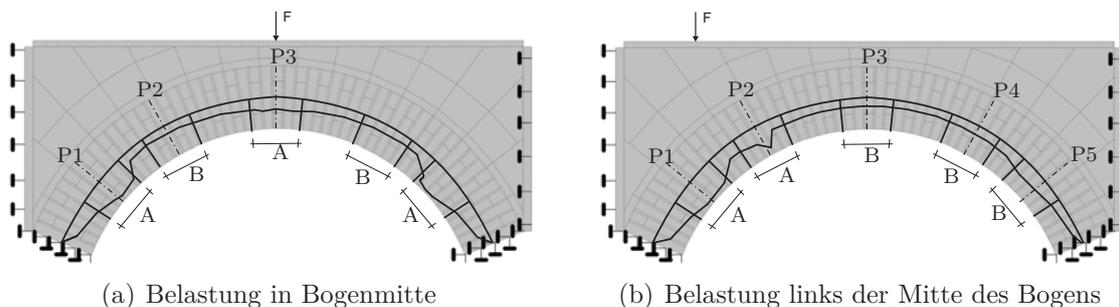


Abbildung 9.67: Vorschlag für die prioritäre Positionierung der Monitoringsysteme bei unterschiedlichen Belastungen

### 9.2.15 Bewertung der Messmethoden

Zum Abschluss der in-Situ Messungen und der Labormessungen werden alle eingesetzten Messsysteme auf ihre grundsätzliche Einsatzfähigkeit beurteilt (siehe Tabelle 9.25, [46]). Dabei wird aufgezeigt, welches Messsystem in der Lage ist, welche physikalischen Messgrößen aufzuzeichnen. Das Bewertungssystem zeigt mit + jene Messsysteme die entsprechende Messgrößen aufnehmen können, mit  $\pm$  ist es unter entsprechender Nachbearbeitung möglich (keine Direktaufnahme) die Messgrößen zu erhalten und bei einem – kann mit dem Messsystem die angeführte Messgröße nicht aufgezeichnet werden. In der dargestellten Tabelle 9.25 wurde das Messsystem Laser und das Messsystem Laservibrometer unter dem Gesamtbegriff Laser zusammengefasst.

Tabelle 9.25: Bewertung der verwendeten Messsystem bei Labor- und in-Situ Messungen [46]

Physikalische Messgröße	Weg-aufnehmer	Laser	DMS*	optisches Verfahren
Verschiebung vertikal [mm]	+	+	+	+
Verschiebung horizontal [mm]	+	+	+	+
Längenänderung [%]	$\pm$	$\pm$	+	$\pm$
Kraft [N]	–	–	+	–
Druck [MPa]	–	–	+	–

\* Eignet sich insbesondere auch für eine flächige Erfassung der Verformungsfigur.

In Kapitel 6.8 werden die Erkenntnisse aus den in-Situ Messungen beschrieben. Die Labormessungen weisen eine gute Funktionsfähigkeit der DMS-Messrahmen auf. Es hat sich gezeigt, dass diese Messrahmen optimale Ergebnisse liefern und für die Monitoierung eingesetzt werden können. Der Vergleich von DMS-Messrahmen zu Wegaufnehmer- und Lasermessungen hat sehr gute und gleichbleibende Übereinstimmungen gezeigt. Weiters stellte sich heraus, dass die Wegaufnehmer und DMS-Messrahmen in dem bei den Laborversuchen aufgebrachten Kraftbereich zwischen 3 und 90 kN sehr gut reagierten und ausgezeichnete Messaufzeichnungen lieferten. Die Lasermesssysteme waren im unterem Kraftbereich  $< 30$  kN oft einem starken Rauschen ausgesetzt und haben so auch keine Messaufzeichnungen geliefert. Ab einem Kraftbereich  $> 30$  kN reagierten die Laser einwandfrei und lieferten die gewünschten Ergebnisse. Die Laborergebnisse haben gezeigt, dass die DMS-Messrahmen für eine in-Situ Messung grundsätzlich geeignet sind. Es bedarf einer entsprechenden Vor-

arbeit und Kalibrierung, um Fehler in der Messaufzeichnung zu vermeiden (siehe Kapitel 9.2.16).

### 9.2.16 Fehleranalyse Messmethoden

Der wichtigste Punkt bei der Bewertung der Zuverlässigkeit von Strukturen ist die Vermeidung von Fehlern (Fehlern bei der Planung, Fehlern bei der Ausführung, Fehler bei der Nutzung etc.) und so sollten auch bei der Installation und Durchführung von Monitoringkampagnen die Fehler möglichst gering gehalten werden. Um entsprechende Fehler bei einem Monitoringsystem zu eliminieren sind die Eignung, die Sicherheit des Herstellungsverfahrens, die Qualitätsfähigkeit und die Prozessstabilität zu betrachten. Untersuchungsgegenstand bei der Fehlerermittlung sind sämtliche Abläufe, die bei einer Monitoringkampagne zum Tragen kommen, wie z.B. die Herstellung des Untersuchungsobjektes, die Montage des Messsystems, die Dauer der Messungen, die Leitungslängen vom Messsystem zu den Aufzeichnungseinrichtungen etc. Die klare Trennung der Fehleranalyse in die drei Bereiche System, Konstruktion und Monitoring wird nach [122] für nicht sinnvoll erachtet, da die Einhaltung der Reihenfolge der Untersuchungen zur Folge haben kann, dass die Auswirkungen von übersehenen Fehlerquellen in einem Bereich nicht mehr in die eigentliche Fehleranalyse einfließen können. Diese Problematik wird mit Hilfe von sogenannten Fehlermöglichkeits- und Einflussanalyseprozessen (FMEA) beseitigt.

Im Fall der durchgeführten Messungen hat sich gezeigt, dass sich einige Fehlerquellen ergeben können. Diese können unter anderem sein:

- Kalibrierung des Messsystems (DMS-Messrahmen, Wegaufnehmer, etc.)
- Montage des Messsystems an der untersuchten Struktur
- Kabellängen vom Messsystem zum Aufzeichnungsgerät (Messkoffer) bzw. Messverstärker
- Umwelteinflüsse (bei in-Situ Messungen)
- Fehlinterpretation der Messdaten
- Systematische Fehler (Temperatureinflüsse, Langzeiteffekte etc.)
- Modellfehler
- Menschliches Versagen (falschen Messbereich einstellen, Schaltung, k-Faktor falsch etc.)

Bei den in-Situ Messungen wurden, wie schon erwähnt, optimale Messbedingungen vorgefunden. Die Georadarmessungen an der Rohrbachbrücke wurden in Kooperation mit der ZAMG durchgeführt. Hier wurde auch schon in Kapitel 5 die Problematik der Auswertung dieser Georadarmessungen beschrieben, und die Notwendigkeit eines Spezialisten diese Messungen zu interpretieren erläutert. Die Fehlerausschaltung

für diese Messungen muss durch die entsprechende Wahl des Aufnahmeteams (viel Erfahrung, viele Einsätze mit dem Messgerät etc.) beschränkt werden. Die Messungen mit dem Laservibrometer und den Wegaufnehmermesskreuzen bei der Rohrbachbrücke bedurften einer entsprechend sorgfältigen Montage und Aufstellung der Messgeräte. Die Leitungslängen der Wegaufnehmermesskreuze zum Messaufnehmer waren entsprechend kurz gehalten, reagierten jedoch sehr sensibel auf Berührungen. Um Messfehler ausschalten zu können, durften während den Messungen die entsprechenden Messkabel nicht berührt werden. Beim Laservibrometer wurden keine Probleme festgestellt. Wichtig ist die standsichere Aufstellung des Laservibrometers um keine Fehlmessungen zu produzieren. Dieser Auszug gibt nur einen kleinen Einblick in die Erfahrungen der in-Situ Messungen bei der Rohrbachbrücke und soll bewusst wahr genommene Fehlerquellen für zukünftige Messungen eliminieren.

Bei den Labormessungen, wie sie mit den DMS-Messrahmen, Wegaufnehmern und Lasern durchgeführt wurden, konnten über die Dauer der Messungen einige mögliche Fehlerquellen erkannt und dementsprechend beseitigt bzw. vermindert werden. Wie in der Aufzählung zuvor dargestellt, ist die Kalibrierung der DMS-Messrahmen eine erste mögliche Fehlerquelle. Die entsprechende Kalibrierung dieser DMS-Messrahmen erfolgte wie in Kapitel 9.2.8.1 beschrieben. Sämtliche eingesetzten DMS-Messrahmen wurden kalibriert und mit einem Korrekturfaktor belegt, um Fehlmessungen zu vermeiden. Ein weiterer wichtiger Punkt bei der Fehlerbeseitigung ist die korrekte Eingabe sämtlicher DMS-Daten in die entsprechende Messsoftware (Firma GANTNER). So ist beim DMS die materialspezifische Konstante  $k$  ein wesentlicher Eingangsparameter. Ablese- und Eintragungsfehler können hier zu Messungenauigkeiten führen. Ein weiterer Punkt beim DMS-Messrahmen war die korrekte Applizierung des DMS am Rahmen. Hier ist es wichtig den richtigen Kleber zu verwenden und die sorgfältige Aufbringung am Messrahmen. Entsprechende mehrmalige Säuberung des Stahlrahmens durch Abschleifen und Reinigen, ermöglichen einen adäquaten Verbund zwischen DMS und Tragstruktur und vermindern so etwaige Fehler. Ein großes Fehlerpotential, welches während den Versuchen beobachtet und eliminiert werden konnte, ist die Leitungslänge der DMS-Messrahmen zur Messeinrichtung (Messkoffer, siehe Kapitel 9.2.8). Aufgrund zu langer Messkabel kam es durch die entsprechenden Widerstände in den Kabeln zu Messunsicherheiten und Fehlinterpretation der Messergebnisse. Diese Fehlerquelle wurde durch entsprechende Minimierung der Kabellängen ausgeschlossen. Dass das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Messsystem mit den DMS-Messrahmen hoch sensibel ist, hat die Tatsache gezeigt, dass selbst bei Laborbedingungen Luftzüge ausreichen um Fehlmessungen zu erzeugen. Für eine Adaptierung dieses DMS-Messrahmenmesssystems für Messungen an Objekten in der freien Natur, müssten entsprechende Isolierungen bzw. Schirmungen der Kabel durchgeführt werden.

Die Messungen mit den Wegaufnehmern und den Lasern im Labor wurde große Rücksicht auf die richtige Montage der Messsysteme genommen. Hier hat sich gezeigt, dass bei einem Baustoff wie Mauerwerk es zu Messunsicherheiten kommen kann, wenn der punktuell eingerichtete Wegaufnehmer bzw. Laser im Übergangsbereich zwischen Ziegel und Mörtelfuge angeordnet ist. Daher wurde darauf geachtet,

die Messsysteme entweder auf den Ziegel oder die Mörtelfuge auszurichten. Es hat sich auch gezeigt, dass die Laser erst ab einem Kraftbereich  $> 30 \text{ kN}$  verwertbare Messergebnisse lieferten und somit die kleinen Kraftbereiche bei der Interpretation dieser Art von Laser mit großer Sorgfalt und Genauigkeit interpretiert werden mussten. Das optische Messsystem wurde ebenfalls unter Laborbedingungen getestet. Die Messtafel, wie in Kapitel 5.3.4 beschrieben, wurde auf dem Mauerwerksbogen befestigt, die Kamera wurde in einem Abstand von ca. 3 m positioniert. Unter Laborbedingungen und entsprechender Montage der Messtafel am Laborbogen konnten gute Übereinstimmungen mit den Messergebnissen der Wegaufnehmer und DMS-Messrahmen festgestellt werden. Die Fehlerursache bei den in-Situ Messungen mit dem optischen Messverfahren lag in der Montage der Messtafel. Diese muss, um entsprechende Fehlerquellen zu minimieren, so an der untersuchten Struktur befestigt sein, dass keine Störeinflüsse wie Fahrtwind oder dergleichen Fehlermessungen zulassen.

Abschließend ist zu sagen, dass jeder identifizierte Fehler auf seine Auswirkungen auf das Gesamtergebnis zu beurteilen ist. Anschließend sind dann Maßnahmen zur Vermeidung bzw. Entdeckung der einzelnen Fehler aufzulisten und durchzuführen. Die Möglichkeit der Gegenüberstellung der Fehlerquellen bei den Labormessungen und deren entsprechende Optimierung führen zu einem optimalen Ressourceneinsatz.

### 9.3 Zusammenfassung Laborversuche

In diesem Kapitel wurden zweierlei Arten von maßstäblichen Laborversuchen behandelt. Hierbei handelt es sich einerseits um die im Maßstab 1 : 20 durchgeführten Murstoßversuche zur Ermittlung von horizontalen Anprallkräften aufgrund von granularen und viskosen Murgängen. Dabei wurde eine Mehrzahl an Parametersätzen untersucht. Die wesentlichen Ergebnisse dieser Versuche lassen sich wie folgt charakterisieren:

- Die Zusammensetzung des Murmaterials hat wesentlichen Einfluss auf die ermittelten Anprallkräfte. Es zeigt sich, dass bei granularer Murzusammensetzung deutlich höhere Anprallkräfte auftreten
- Es ist, wie auch in [131] beschrieben, von nicht unerheblichem Einfluss, mit welcher Aufzeichnungsrate und Genauigkeit die Messungen erfolgen
- Wie bei allen wasserbaulichen Modellversuchen ist auch die Festlegung der zur Anwendung kommenden Modellgesetze von wesentlicher Bedeutung (Froude'sches Modellgesetz)

Für die im zweiten Teil dieses Abschnitts angeführten Laborbogenversuche kann die generelle Vorgehensweise wie folgt beschrieben werden:

- Eine detaillierte Erfassung des Naturmodells, seiner Beschaffenheit und der Randbedingungen ist für eine entsprechend korrekte Modellbildung und Maßstabsdefinition unerlässlich

- Eine vorangehende Modellierung einer linearen Struktur kann dazu dienen, bereits im Vorfeld kritische Bereiche, in denen eine Erfassung des Tragverhaltens besonders sinnvoll ist, zu lokalisieren
- Hinsichtlich Materialauswahl und Maßstäblichkeit muss ein Kompromiss zwischen absoluter Genauigkeit und Machbarkeit gefunden werden (historische Ziegel vs. neue Ziegel, Mörtel, Maßstäblichkeit der Ziegel zum realen Modell oder Verwendung handelsüblicher Formate). Es hat sich gezeigt, dass mit einer nichtlinearen Strukturbildung die Risszonen wesentlich realitätsnaher identifizierbar waren.
- Definition des Hinterfüllmaterials und der Randbedingungen
- Auswahl und Anordnung der einzelnen Messsysteme (Wegaufnehmer, Laser, DMS-Messkreuze, optisches Messsystem)
- Entsprechende Kalibrierung und vorausschauende Fehlervermeidung der einzelnen Messsysteme
- Festlegung und genaue Planung des Versuchsprogramms (sollen nur Gebrauchslasten oder auch Traglasten bzw. außergewöhnliche Lasten aufgebracht werden)
- Entsprechende Sicherheitsvorkehrungen für das ausführende Personal

Auf Grundlage der durchgeführten Versuche lassen sich die folgenden Ergebnisse darstellen:

- Die Funktionsweise der unterschiedlichen Messsysteme (insbesondere der entwickelten DMS-Messrahmen) ist unter den Laborbedingungen nachgewiesen worden
- Das Tragverhalten der Struktur ist analog zu jenem in den FE-Modellen
- Aufgrund der besser bekannten Materialparameter und Randbedingungen lässt sich eine deutlich bessere Übereinstimmung zu den FE-Modellen erzielen, als dies bei den Bestandsobjekten möglich ist



# Kapitel 10

## Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegende Dissertation befasst sich mit der optimalen Wahl und Optimierung von Monitoringkonzepten für Erhaltungsbauwerke, wobei eine Spezialisierung auf Mauerwerksbogenbrücken erfolgt. Bestehende Mauerwerksbogenbrücken haben vielfach ein Alter von mehreren hunderten Jahren und stehen oftmals unter Denkmalschutz. Besonders im Eisenbahnnetz stehen diese Brücken allerdings immer noch in Verwendung und zählen damit zu den ältesten überhaupt noch benützten Tragstrukturen. Die Erhaltung dieser Bauwerke gewinnt immer mehr an Bedeutung, was einerseits durch die gewünschte Erhaltung der historischen Bausubstanz und andererseits durch den immer größer werdenden Spardruck der öffentlichen Hand begründet ist.

Wichtig bei einer Beurteilung bzw. Nachrechnung ist, dass die Lastannahmen für Tragwerke seit der Errichtung bestehender Strukturen einem stetigen Wandel unterworfen waren und heute daher generell höhere Belastungen berücksichtigt werden müssen. Darüber hinaus ist bei der Nachrechnung bestehender Strukturen die Ermittlung der Materialparameter aufgrund fehlender Planunterlagen und unbekannter Herstellprozesse mit großen Unsicherheiten behaftet. Ein wichtiger Punkt bei der Beurteilung eines existierenden Tragwerks - aus welchem Material es auch beschaffen sein mag - ist daher eine versuchsgestützte Abschätzung der Materialeigenschaften sowie die Erhebung alterungsbedingter Schädigungen. Diese Grundlagenerhebung kann entweder mittels zerstörenden Materialprüfungen (z.B. Bohrkernentnahme) oder durch zerstörungsfreie Messmethoden erfolgen. Diese bieten im Vergleich zu den zerstörenden Prüfungen die Möglichkeit, auch an sensiblen Bereichen (z.B. erhöhter Beanspruchung) Daten zu erfassen, ohne die Struktur zu gefährden oder gar zu zerstören. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden mehrere zerstörungsfreie Messmethoden an real existierenden Objekten angewendet. Es wurden hier vier unterschiedliche Brückenobjekte ausgewählt, welche alle ein Alter von mehr als 100 Jahren aufwiesen. Ausgehend von grundsätzlichen Überlegungen hinsichtlich einer umfassenden und möglichst zielgerichteten Monitoring kamen an diesen Objekten die folgenden zerstörungsfreien Messverfahren zum Einsatz: (a) Georadar: dient der Untergrunderkundung von Tragstrukturen, um eine Aussage hinsichtlich Homogenität und Materialzusammensetzung treffen zu können, (b) Lasermessung: hierdurch kann mittels distanzoptischem Messprinzip die Verformung der Tragwer-

ke punktuell erfasst werden, (c) Wegaufnehmer: mit diesen Messinstrumenten ist ebenfalls einerseits eine punktuelle Messung möglich, durch die Anordnung über einen größeren Messbereich (mittels Messkreuzen) kann aber auch eine verschmierte Messung erfolgen, welche nicht nur die Mikrostruktur (Ziegel bzw. Mörtelfuge), sondern die Makrostruktur des Mauerwerks erfasst (verschmierter Ansatz), (d) optisches Messverfahren: dieses bestimmt durch Aufnahme der Pixelverschiebung an einem definierten Messpunkt die Verformung der Struktur. Aufgrund der gewonnenen Erkenntnisse hinsichtlich Tragverhalten, Lastabtrag und Verformungsfigur kann die Modellbildung der Tragwerke erfolgen. Dabei zeigt sich jedoch, dass eine korrekte Modellierung welche ausschließlich auf den derart ermittelten Parametern beruht, nicht zwangsläufig zu aussagekräftigen Ergebnissen führt. Wesentliche Randbedingungen (Einspanngrad, Fundamentierung, Materialkennwerte, Verdichtungsgrad des Hinterfüllmaterials, Inhomogenitäten im Untergrund) sind immer noch unbekannt. Um in diesem Fall trotzdem zu befriedigenden Resultaten zu gelangen, lässt sich eine neuronale Netzwerkanalyse mittels probabilistischem Ansatz anwenden.

In einem weitergehenden Schritt zur Bestimmung der Materialparameter wurden kleinmaßstäbliche Laborversuche an Ziegelprüfkörpern und Mörtelproben durchgeführt. Die Ziegelprobekörper wurden sowohl historischen als auch neuen Ziegeln entnommen, entsprechend konditioniert und die einaxiale Druckfestigkeit unter unterschiedlichen Belastungswinkeln bestimmt. Hierbei zeigt sich, dass die historischen Ziegel zwar eine große Streuung der Druckfestigkeiten aufweisen, ein Einfluss der Belastungsrichtung aber innerhalb dieser großen Streuung nicht eindeutig festgemacht werden kann. Durch die inhomogene Zusammensetzung des Baustoffes selbst überwiegen im Fall historischer Ziegel andere Einflüsse als die Lasteinleitungsrichtung. Bei neuen Vollziegel zeigt sich, dass sehr wohl eine Abhängigkeit von der Belastungsrichtung feststellbar ist.

Ausgehend von der näheren Betrachtung der Materialparameter wurde in weiterer Folge die Einwirkungsseite genauer betrachtet. Auf Brückenstrukturen wirken sowohl vertikale als auch horizontale Lasten ein. Die vertikalen Beanspruchungen resultieren großteils aus dem Eigengewicht der Struktur und Verkehrslasten (Achslasten bzw. Gleichstreckenlasten). Die horizontalen Einwirkungen lassen sich in veränderliche Lasten (v.a. aus Flieh- und Bremskräften) und in außergewöhnliche Lasten (z.B. Anpralllasten, Murstöße etc.) gliedern. Insbesondere Extremereignisse wie z.B. Murrabgänge sind aufgrund ihres meist unbekanntes Auftretenswahrscheinlichkeit schwer vorherzusagen und zu quantifizieren. Um realistische Werte für einen Ansatz dieser Belastungen auf Brückenstrukturen zu erhalten, wurden maßstäbliche Versuche in einer Murrutschrinne durchgeführt. Der Fließquerschnitt dieser Rinne wurde mittels variablem Einbau verengt, sodass der Aufstau der Mure und damit der Anprall des Murmaterials induziert wurde. Auf Grundlage der Froude'schen Modellgesetze kann aus den aufgezeichneten Messdaten unter Berücksichtigung der Zusammensetzung des Murgemisches auf die auftretende Anpralllast geschlossen werden.

Einen wesentlichen Bestandteil der vorliegenden Arbeit stellen Laborversuche dar,

welche an einem eigens angefertigten Laborbogen durchgeführt wurden. Dabei wurden vertikale, horizontale und außergewöhnliche Belastungsszenarien simuliert. Die Belastungen in vertikaler Richtung erfolgten an einem definierten Raster von Belastungspunkten sowohl statisch als auch dynamisch. Die horizontalen Belastungen wurden statisch an vordefinierten Symmetriepunkten des Bogens durchgeführt. Als außergewöhnliche Belastung erfolgte in Analogie zu den vorhin beschriebenen Versuchen mit Murmaterial in der Murrutsche ein plötzlicher Anprall mit einem Massenpendel.

Die bei den in-Situ Messungen eingesetzten Messsysteme (Wegaufnehmer, Laser und optisches Messsystem) wurden in ähnlicher Weise bei den Laborbogenversuchen eingesetzt. Zusätzlich kam ein eigens entwickeltes Messsystem zum Einsatz. Dieses beruht auf der kreuzweisen Anordnung zweier Stahlmessrahmen mit darauf applizierten Dehnungsmessstreifen in der Bogenlaibung und -stirnseite. Durch die definierten Randbedingungen (biegesteifer Rahmen, definiertes Anzugsdrehmoment, Kalibrierung jedes Rahmens, Ausschaltung des Einflusses aus Biegung) ist es möglich, die Verschiebungen, welche entlang der Messlänge auftreten eindeutig zu bestimmen. Diese Verschiebung in Richtung der Bogenlaibung kann auch in eine rein vertikal bzw. horizontal gerichtete Messgröße umgerechnet werden. Es wird gezeigt, dass die einzelnen Messsysteme weitgehend in der Lage sind, die gewünschten Verformungen aufzuzeichnen. Bei der Lasermessung ergeben sich insbesondere bei geringen Belastungen größere Ungenauigkeiten. Das neu entwickelte Messsystem auf Basis der Messrahmen zeigt hingegen sowohl bei vertikalen als auch horizontalen Belastungen eine gute Übereinstimmung mit den Wegaufnehmermessungen. Auch ist es möglich, durch die Anordnung in der Bogenlaibung Aussagen über die Lastabtragung innerhalb der Bogenstruktur zu erhalten. Aufgrund des im Vergleich zu den realen Objekten besseren Wissenstandes über die Parameter des Laborbogens (Ziegel- und Mörtelfestigkeiten sind bekannt, definierte Randbedingungen etc.) liefert eine FE-Modellierung in unterschiedlichen Programmen und Detaillierungsgraden mit den Messdaten aus den Laborversuchen weitestgehende übereinstimmende Ergebnisse.

Für eine Fortführung der im Rahmen dieser Arbeit behandelten Thematik ergeben sich die nachstehend angeführten Diskussionspunkte: Vor allem in Hinblick auf eine kostengünstige Instrumentierung bzw. Messaustattung für Feldmessungen ist insbesondere der Einsatz der Messrahmen an realen Objekten ein Ziel. Durch die, allerdings bislang nur unter Laborbedingungen nachgewiesene gute Übereinstimmung mit den Wegaufnehmer- bzw. Lasermessungen, könnten sich hier eine Vielzahl an Anwendungsfällen ergeben. Vorteile dieser Messmethodik sind insbesondere (a) die einfache Handhabung und Montage, (b) die Möglichkeit von längerandauernden Messungen mittels DMS (Langzeitmonitoring) und (c) die Kostenoptimierung. Durch die Erhöhung der Anzahl an Messpunkten wird der Ingenieur insbesondere in die Lage versetzt, Aussagen über das Lastabtragungsverhalten einer Brückenstruktur zu treffen.

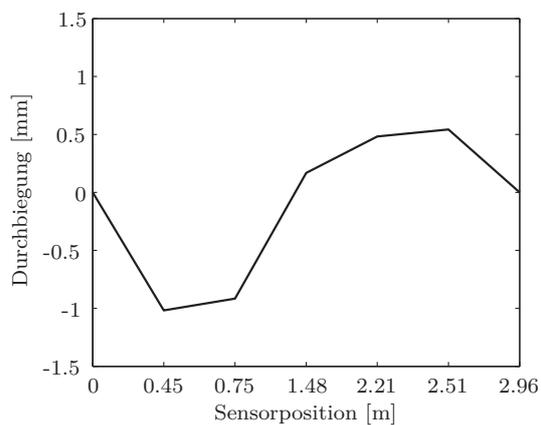
Die Wahl der richtigen Position und des richtigen Messsystems für den Entwurf ei-

ner Monitoringmesskampagne stellen grundsätzlich eine große Herausforderung dar, welche für den Erfolg eines Monitoringsystems entscheidend ist. Bezüglich Bauwerksmonitoring ist daher eine Klassifizierung der verschiedenen Sensorarten nach den Sensorspezifikationen und den Anforderungen an die Sensoren notwendig. Wichtig werden dabei z.B. Eigenschaften wie die Messgenauigkeit und der Messbereich von Sensorsystemen für die Verwendung im Bauwerksmonitoring. Weiters ist auch die Positionierung und Orientierung der Messsystem von entscheidender Bedeutung, vor allem in Hinblick auf die Aussagekraft der Messergebnisse aber auch in Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit. Durch die gezielte Erforschung des Tragverhaltens einer Brückenstruktur kann so die Anordnung von Messsystemen an schwach aussagekräftigen Messpunkten eingespart werden. Gerade im Hinblick auf eine effiziente und sinnvolle Bauwerksüberwachung stellt dies die grundlegende Anforderung an den Ausführenden dar.

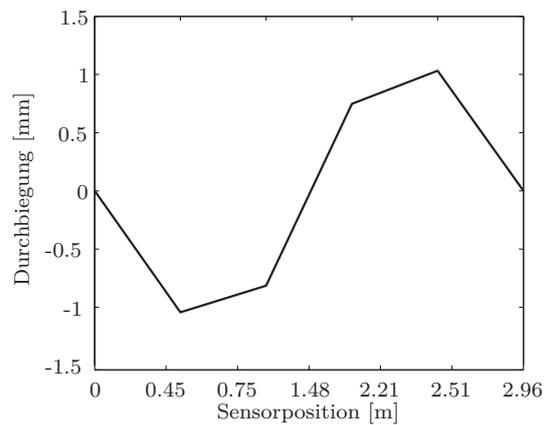
# Anhang A

## Statische Belastung

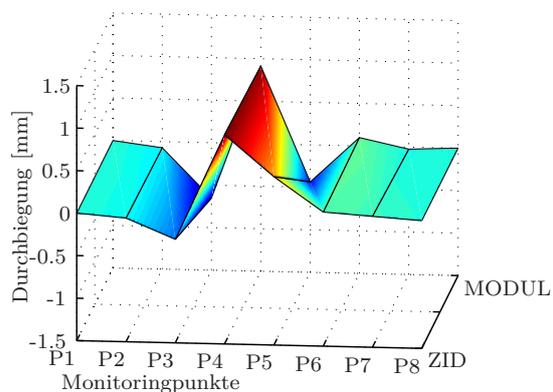
### A.1 Vertikale Belastung



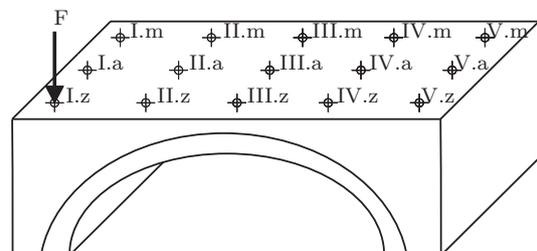
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Iz gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Iz gemessen mittels Laser

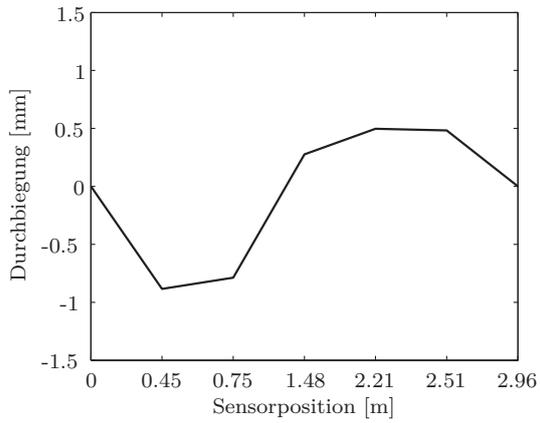


(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Iz gemessen mittels DMS-Messrahmen

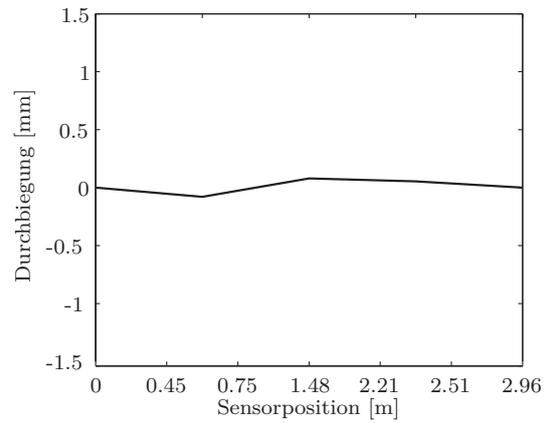


(d) Belastungspunkt Iz

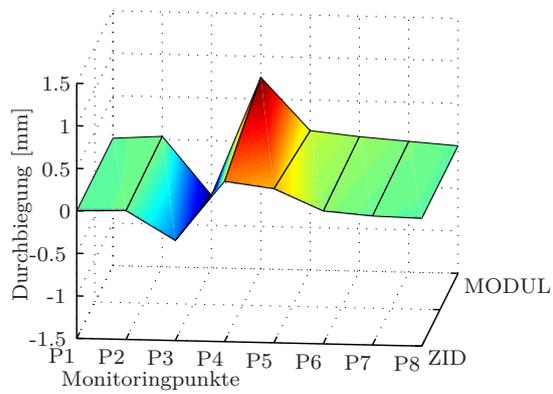
Abbildung A.1: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt Iz



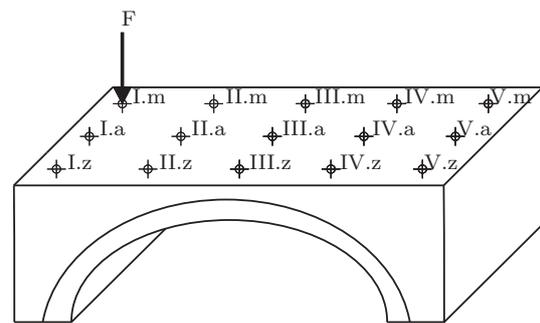
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Im gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Im gemessen mittels Laser

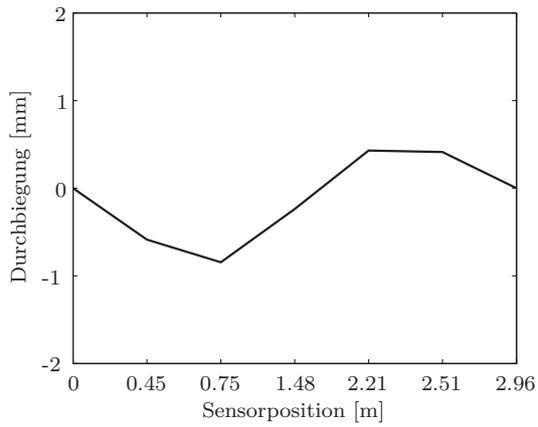


(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Im gemessen mittels DMS-Messrahmen

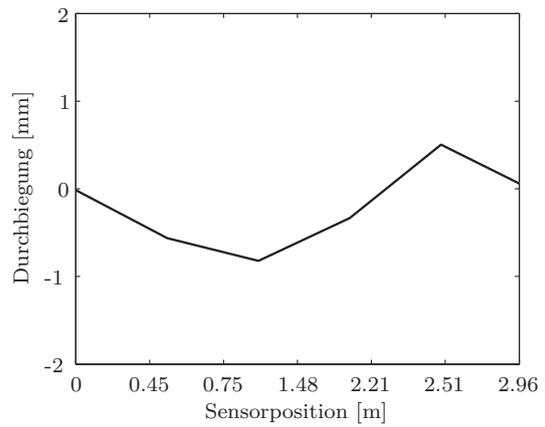


(d) Belastungspunkt Im

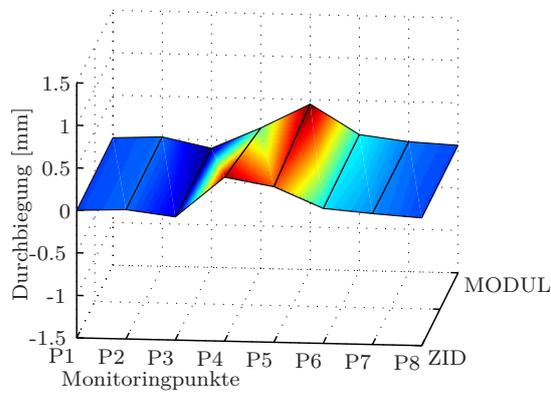
Abbildung A.2: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt Im



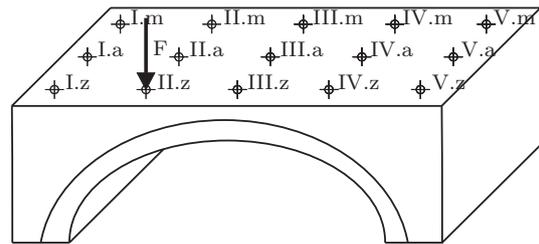
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIz gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIz gemessen mittels Laser

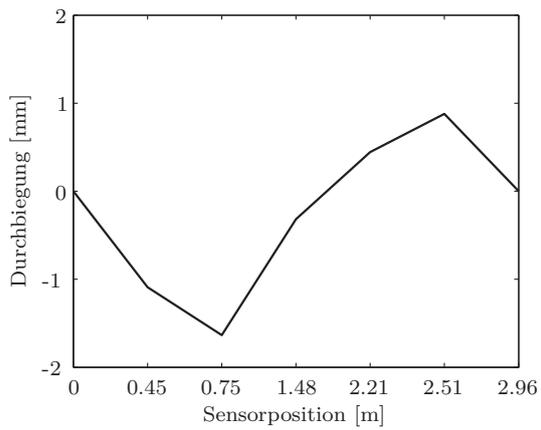


(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIz gemessen mittels DMS-Messrahmen

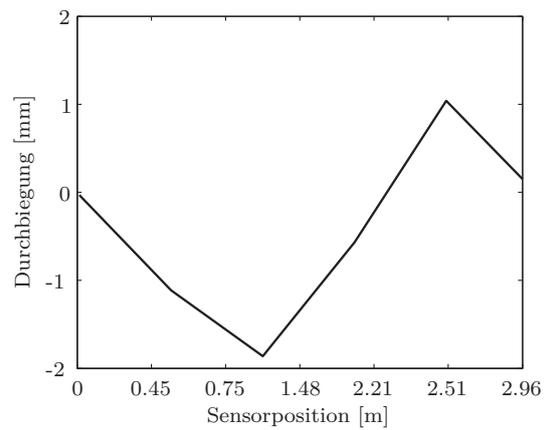


(d) Belastungspunkt IIz

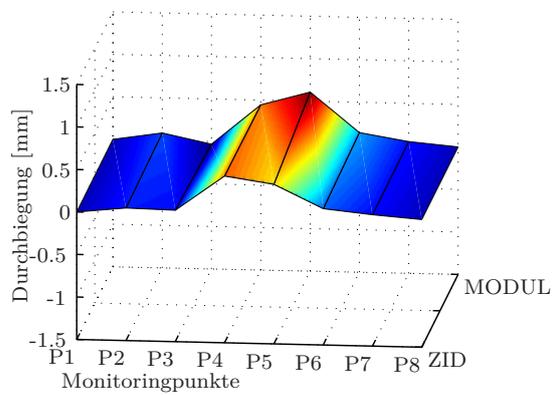
Abbildung A.3: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IIz



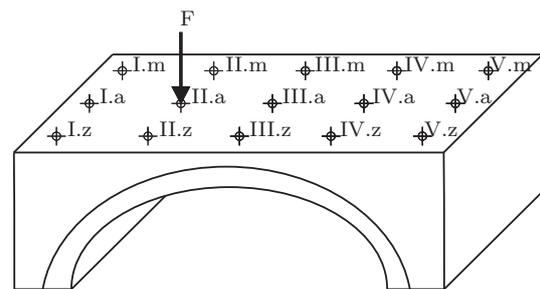
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIa gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIa gemessen mittels Laser

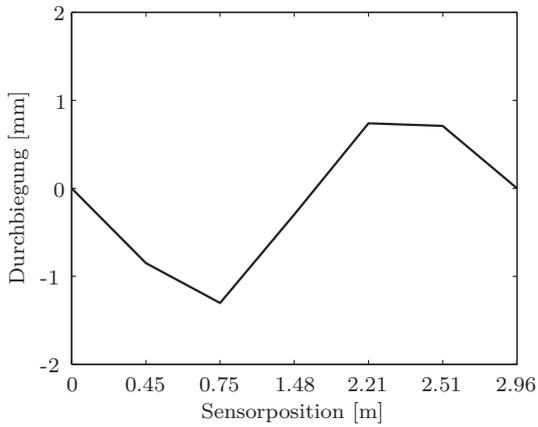


(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIa gemessen mittels DMS-Messrahmen

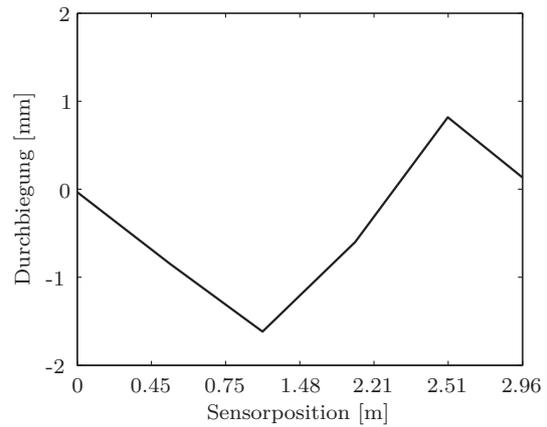


(d) Belastungspunkt IIa

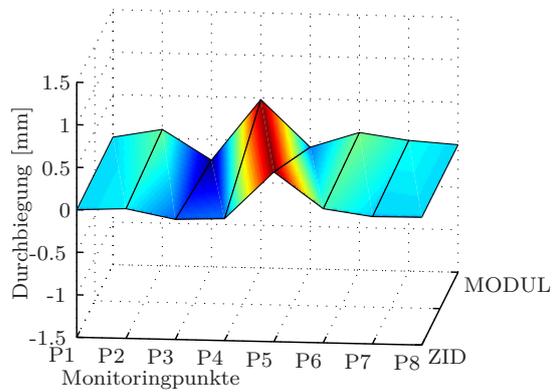
Abbildung A.4: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IIa



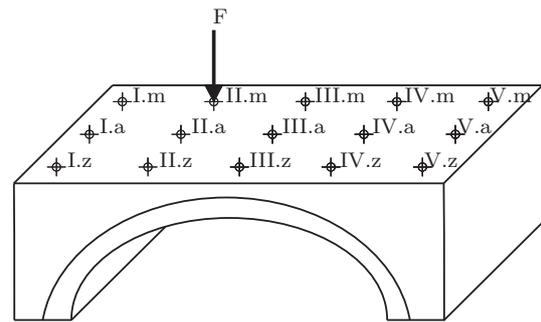
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIm gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIm gemessen mittels Laser

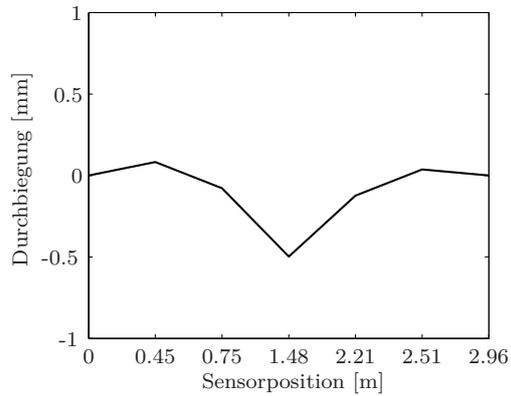


(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIm gemessen mittels DMS-Messrahmen

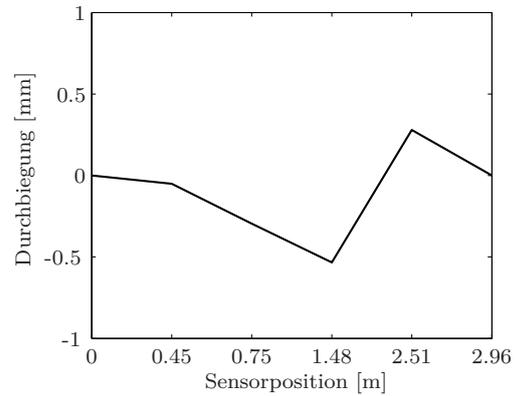


(d) Belastungspunkt IIm

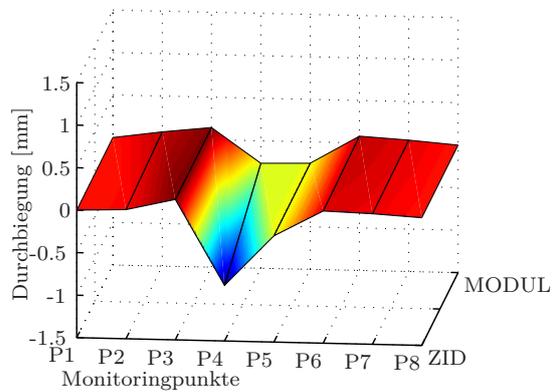
Abbildung A.5: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IIm



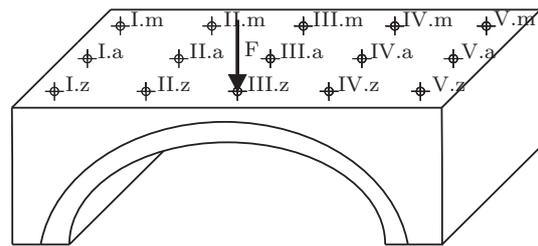
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIIz gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIIz gemessen mittels Laser

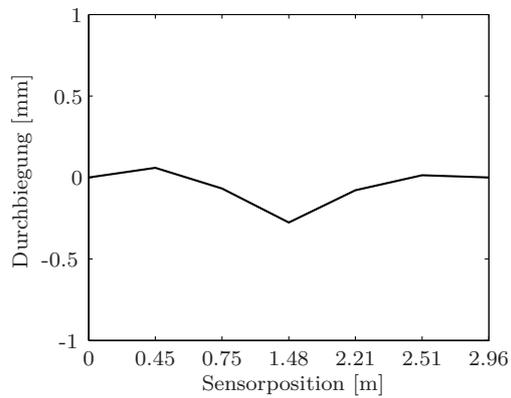


(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IIIz gemessen mittels DMS-Messrahmen

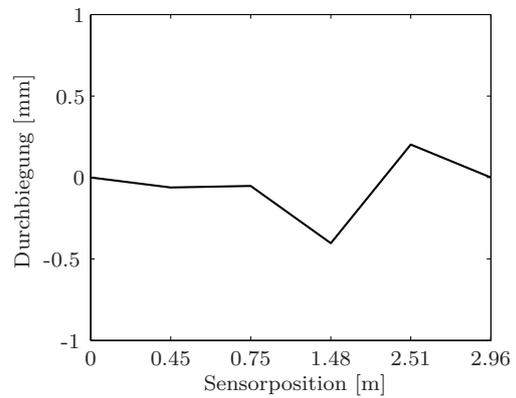


(d) Belastungspunkt IIIz

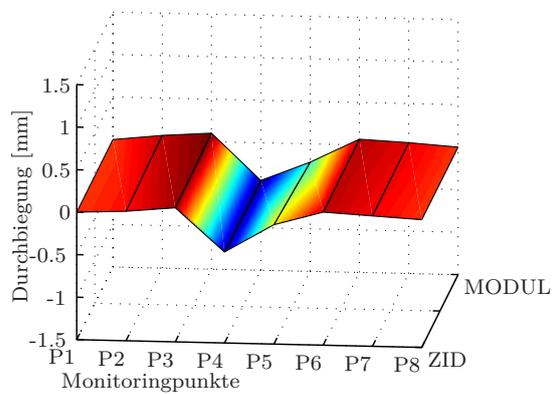
Abbildung A.6: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IIIz



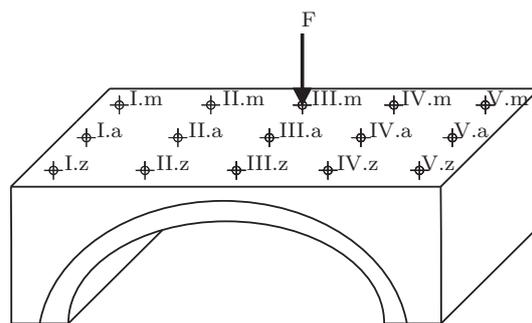
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt III<sub>m</sub> gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt III<sub>m</sub> gemessen mittels Laser

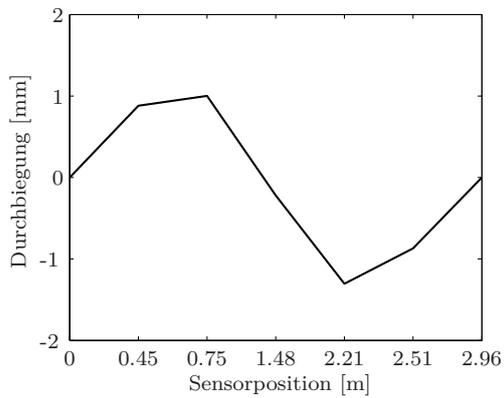


(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt III<sub>m</sub> gemessen mittels DMS-Messrahmen

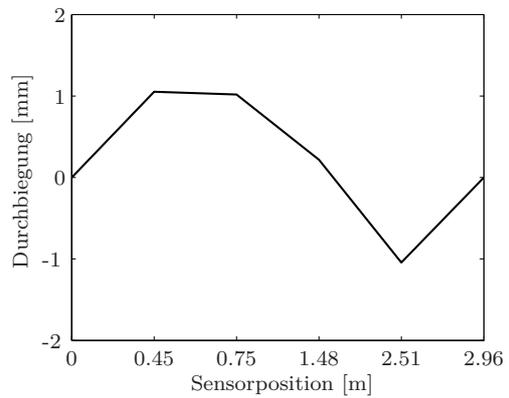


(d) Belastungspunkt III<sub>m</sub>

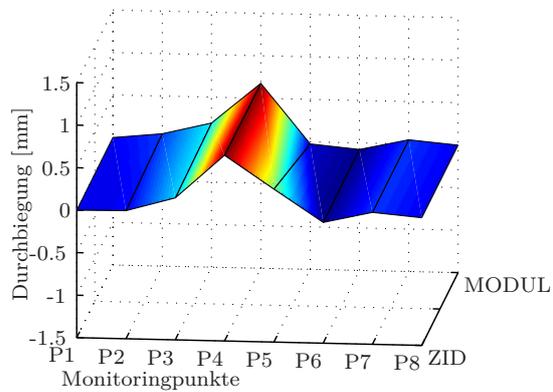
Abbildung A.7: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt III<sub>m</sub>



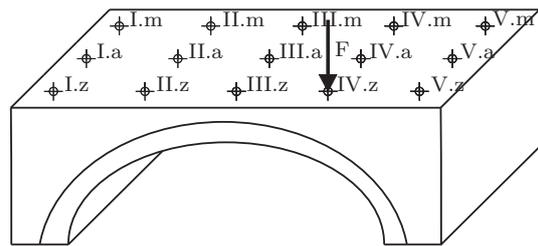
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IVz gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IVz gemessen mittels Laser

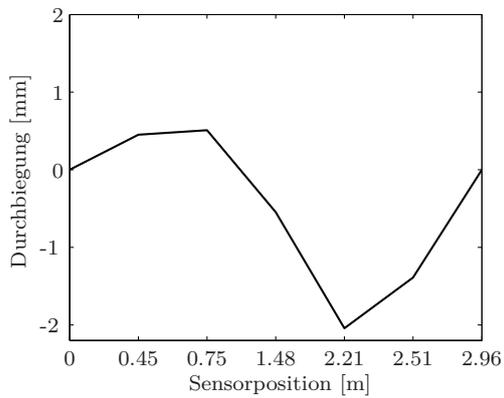


(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IVz gemessen mittels DMS-Messrahmen

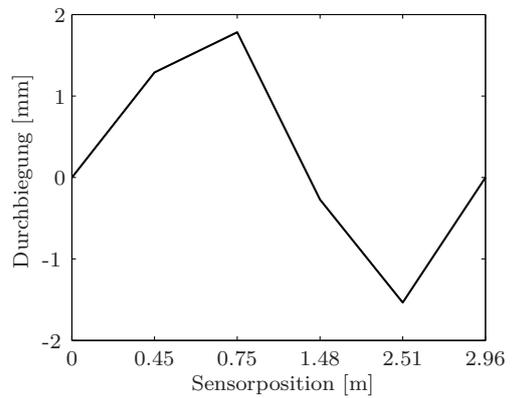


(d) Belastungspunkt IVz

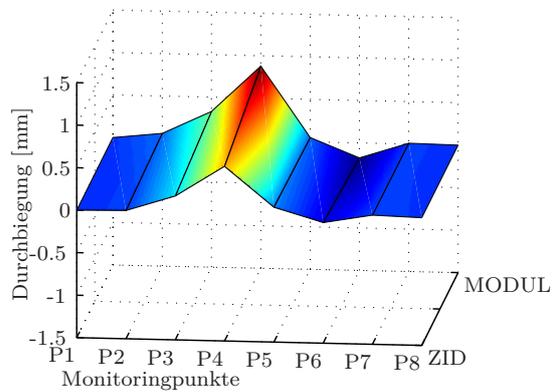
Abbildung A.8: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IVz



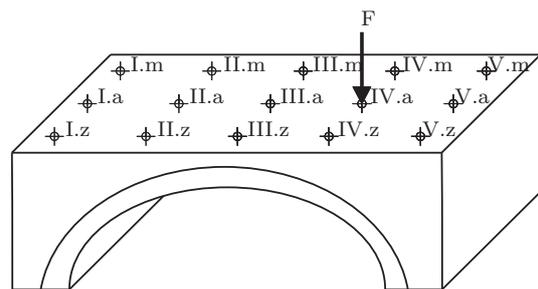
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IVa gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IVa gemessen mittels Laser

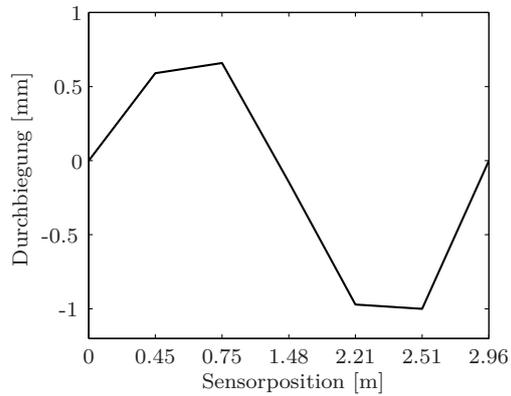


(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt IVa gemessen mittels DMS-Messrahmen

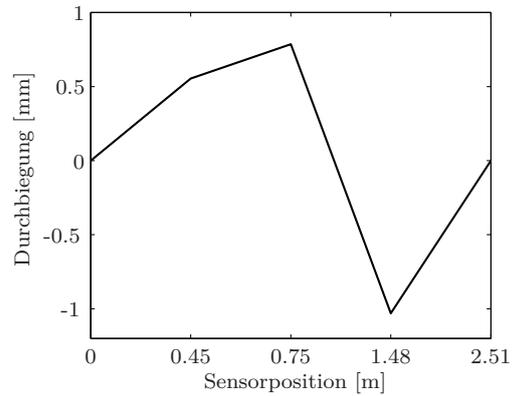


(d) Belastungspunkt IVa

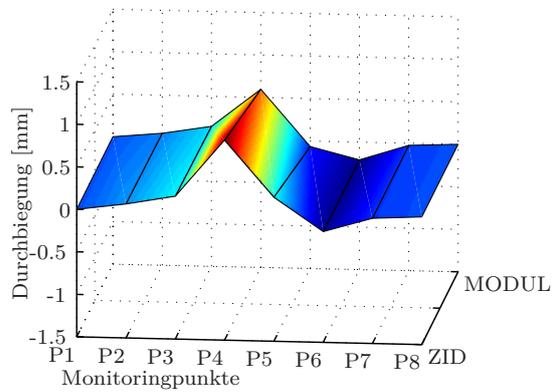
Abbildung A.9: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt IVa



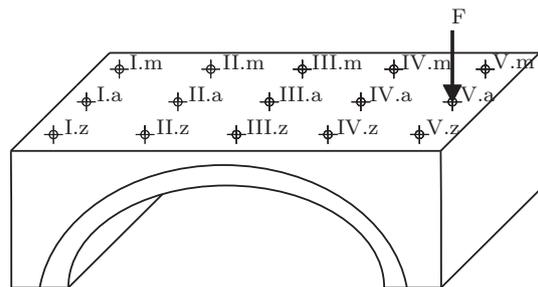
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Va gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Va gemessen mittels Laser

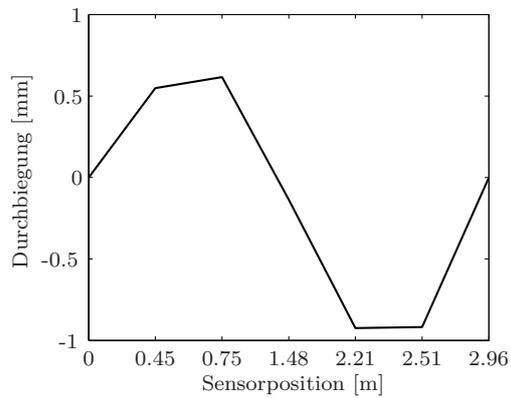


(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Va gemessen mittels DMS-Messrahmen

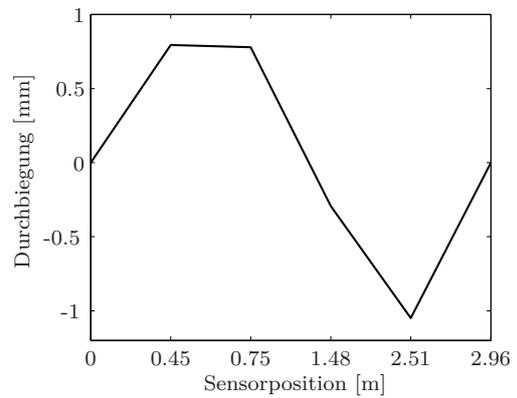


(d) Belastungspunkt Va

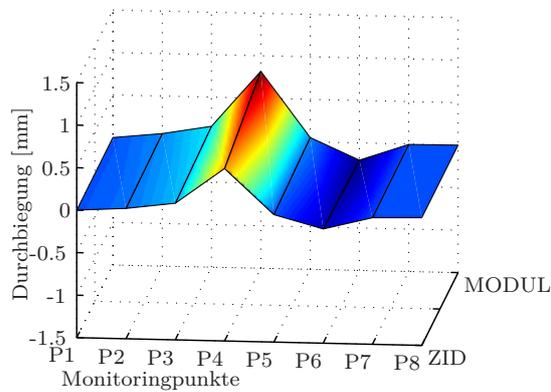
Abbildung A.10: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt Va



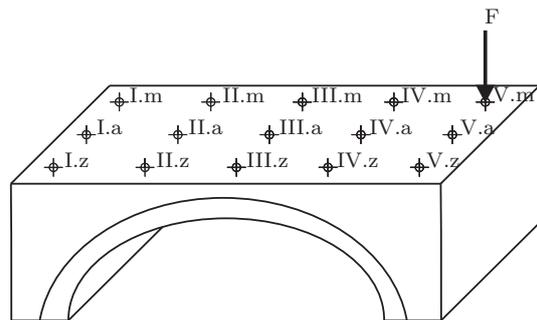
(a) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Vm gemessen mittels Wegaufnehmer



(b) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Vm gemessen mittels Laser



(c) Vertikale Verschiebung im Belastungspunkt Vm gemessen mittels DMS-Messrahmen



(d) Belastungspunkt Vm

Abbildung A.11: Darstellung der Verschiebungen im Belastungspunkt Vm



# Literaturverzeichnis

- [1] *CEB-FIP Model Code 1990: Design Code.*
- [2] *DIN EN 1052-1: Prüfverfahren für Mauerwerk, Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit, Deutsche Fassung, 1998.*
- [3] *DIN EN 12390-13: Prüfung von Festbeton-Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung. Deutsche Fassung (Entwurf) Deutsches Institut für Normung, Berlin, 2012.*
- [4] *DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton - Teil 3, Druckfestigkeit von Probekörpern.*
- [5] *DIN EN 772-1: Prüfverfahren für Mauersteine-Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit. Deutsche Fassung.*
- [6] *Doppler Effekt.* <http://wissen.woxikon.de/doppler-effekt>, Abruf: 11.04.2012, 13:02.
- [7] *EN ISO 7500-1: Metallische Werkstoffe -Prüfung von statischen einachsigen Prüfmaschinen-Teil 1: Zug- und Druckprüfmaschinen-Prüfung und Kalibrierung der Kraftmesseinrichtung, Deutsche Fassung.*
- [8] *Grundlage der Instandhaltung. In: DIN 31 051, Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, Berlin 2009.*
- [9] *Laservibrometer.* <http://de.wikipedia.org/wiki/Vibrometer>, Abruf: 11.04.2012, 12:49.
- [10] *Mauerwerk - Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitkonz (August 2006), Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, Deutsche Norm (DIN).*
- [11] *Nondestructive Evaluation Techniques, Chapter 10, TM 5-809-3/NAVFAC DM-2.9/AFM 88-33, Corps of Engineers (2002).*
- [12] *ÖNORM B 1996-1-1: Eurocode 6, Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerksbauten. Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1996-1-1.*

- [13] *ÖNORM EN 998-2: Festlegungen für Mörtel im Mauerwerksbau - Teil 2: Mauermörtel.*
- [14] *ONR 24800-Schutzbauwerke der Wildbachverbauung-Begriffe und ihre Definitionen sowie Klassifizierung.*
- [15] *RVS Merkblatt "Monitoring von Brücken und anderen Ingenieurbauwerken". Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten - Straßenbrücken. RVS 13.03.11.*
- [16] *UIC Code 778-3: Recommendations for the inspection, assessment and maintenance of masonry arch bridges, Paris, April 2011.*
- [17] *ÖNORM B 4200, Teil 3. Betonbauwerke: Berechnung und Ausführung, 1977.*
- [18] *DGZfP (Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e. V): Merkblatt für Bewehrungsnachweis und Überdeckungsmessung bei Stahl- und Spannbeton (B2), 1990.*
- [19] *ÖNORM B 4700-1. Stahlbetontragwerke, EUROCODE-nahe Bemessung und Berechnung, Wien, 1994.*
- [20] *Bauwerksprüfung nach DIN 1076: Bedeutung, Organisation, Kosten. Techn. Ber., Bundesministerium für Verkehr - Abteilung Straßenbau, Verkehrsblatt Verlag Borgmann, Dortmund, 1997 (S. 5-25).*
- [21] *DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung, Berlin, 11 1999.*
- [22] *ÖNORM EN 1990. Eurocode-Grundlagen der Tragwerksplanung, 2003.*
- [23] *ÖNORM EN 1991-1-1. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Allgemeine Einwirkungen-Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau, 2003.*
- [24] *DIN EN 12504-4: Prüfung von Beton in Bauwerken, Teil 4: Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit, 2004.*
- [25] *Handbuch Eurocode 0. Erläuterungen zur ÖNORM EN 1990 und zu ÖNORM B 1990-1, 2004.*
- [26] *ÖNORM B 1991-2. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzung, Wien, 2004.*
- [27] *ÖNORM EN 1991-1-5. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen, 2004.*
- [28] *ÖNORM EN 1991-2. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Wien, 2004.*

- [29] *ÖNORM EN 1991-1-3. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten*, 2005.
- [30] *ÖNORM EN 1991-1-4. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*, 2005.
- [31] *ÖNORM B 1991-1-1. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Allgemeine Einwirkungen-Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau, Nationale Festlegung zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen*, 2006.
- [32] *DIN EN 1015-11: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk- Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel*, 2007.
- [33] *ÖNORM B 1992-1-1. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, 2007.
- [34] *DIN EN 12390-2: Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen*, 2009.
- [35] *DIN EN 12504-1: Prüfung von Beton in Bauwerken, Teil 1: Bohrkernproben-Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit*, 2009.
- [36] *EN 1330-9: Zerstörungsfreie Prüfung-Terminologie-Teil 9: Begriffe der Schallemissionsprüfung*, 2009.
- [37] *SIA: Erhaltung von Bauwerken: Verständigung, Erhaltungsziele, Erhaltungsmaßnahmen und -tätigkeiten, Bauwerksakten (469)*, Ausgabe 1997.
- [38] ADAM, D.: *Grundlagen der Felsmechanik (Lehrveranstaltungsskriptum)*. Techn. Ber., Technische Universität Wien, 2010.
- [39] ALBERT, J.: *Photogrammetrische Verformungsmessungen an Brücken. Schwarz, W. (Red.): Interdisziplinäre Messaufgaben im Bauwesen, Beiträge zum 56. DVW-Fortbildungsseminar im September 2002 an der Bauhaus-Universität Weimar. Schriftenreihe des DVW, Band 43, S. 57-68.*, 2002.
- [40] BACKES, H.: *Zum Verhalten von Mauerwerk bei Zugbeanspruchung in Richtung der Lagerfugen*. Doktorarbeit, RWTH Aachen, 1985.
- [41] BAUMER, Frauenfeld, Schweiz: *Bedienungshandbuch Laser Distanz Sensor (Serie: OADM 20I6...)*, www.baumer.com Aufl., 03 2013.
- [42] BAUMIT: *Produktinformation Baunit MauerMörtel 50*. Techn. Ber., Baunit, 2012.
- [43] BERGMEISTER, K.: *Kohlenstoffasern im Konstruktiven Ingenieurbau*. Ernst&Sohn, Berlin, 2003.

- [44] BERGMEISTER, K.: *Konstruktion, Studienunterlagen zur Lehrveranstaltung, 6. Auflage*. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur, Wien, 2010.
- [45] BERGMEISTER, K.: *Bogenbrücken - die wirksamste Lastabtragung?*. 22. Dresdner Brückenbausymposium, Dresden, Institut für Massivbau, 2012.
- [46] BERGMEISTER, K., AHRENS, M.A., DUNKELBERG, D., FINCKH, W., GEHELEN, C., VON GREVE-DIERFELD, S., KOLODZIEJCZYK, A., KÜCHLER, M., MARK, P., MARZAHN, G., MAURER, R., NIEDERMEIER, R., STANGENBERG, F., STRAUSS, A., WÖRNER, J.D. und ZILCH, K.: *Lebensdauer und Instandsetzung - Brandschutz*. Ernst & Sohn, 2013.
- [47] BERNDT, E. und SCHÖNE I.: *Tragverhalten von Natursteinmauerwerk aus Elbesandstein*. Sonderforschungsbereich 315, Jahrbuch 1990.
- [48] BIEN, J. und KAMINSKI, T.: *Masonry Arch Bridges in Poland*. In: *Arch Bridges IV - Advances in Assessment, Structural Design and Construction*. Eds: P. Roca and C. Molins, Barcelona, Seite 183-191, 2004.
- [49] BIRKHOFF, G.: *Aesthetic Measure*. Cambridge, MA: Harvard University Press, 1933.
- [50] BRAMESHUBER, W.: *Eigenschaften von Mauersteinen, Mauermörtel, Mauerwerk und Putzen*. Mauerwerks-Kalender, Hrsg. Wolfram Jäger, Berlin, Ernst & Sohn, 38, 2013.
- [51] BUNGEY, J. und MILLARD S.G.: *Testing of Concrete in Structures*. Blackie Academic & Professional, Cambridge, Third edition Aufl., 1996.
- [52] BURDET, O. und MUTTONI, A.: *Beurteilung bestehender Messsysteme für die Langzeiterfassung der Verformungen von Brücken*. Techn. Ber., EPFL-Ecole Polytechnique Federale de Lausanne (Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK), Schweiz, 2006.
- [53] BUSCH, P. und ZUMPE, G.: *Tragfähigkeit, Tragsicherheit und Tragreserven von Bogenbrücken*. In: *5. Dresdner Brückenbausymposium, Fakultät Bauingenieurwesen, Technische Universität Dresden*, S. 153–169, 1995.
- [54] CERVENKA, V., JENDELE, L. und CERVENKA, J.: *Atena Program Documentation, Part 1 Theory*. Cervenka Consulting, 2007.
- [55] CORRADI, M.: *Empirical methods for the construction of masonry arch bridges in the 19th century*. In: *Arch Bridges-history, analysis, assessment, maintenance and repair: Proceeding oft he second international arch bridge conference: Der. A. Sinopoli: Venice, Rotterdam*, S. 133–137, 1998.

- [56] CORRADI, M. und FILEMINO, V.: *A brief comparison between mechanical aspects and construction of arch bridges during the XVIIIth and XIXth centuries*. In: *Arch Bridges IV-Advances in Assessment, Structural Design and Construction: Eds-P. Roca and C. Molins: Barcelona*, S. 79–86, 2004.
- [57] DAHM, T.: *Relative moment tensor inversion based on ray theory: theory and synthetic tests*. *Geophysical Journal International*, 124:245–257, 1996.
- [58] DORVASH, S., YAO, R., PAKZAD, S. und OKLAY, K.: *Static and dynamic model validation and damage detection using wireless sensor networks*. In: *5th international conference on bridge maintenance, safety and management IABMAS2010. D. M. Frangopol, R. Sause and C. S. Kusko. Philadelphia, Pennsylvania, USA, Taylor & Francis Group, London*, S. 1282–1286, 2010.
- [59] DUDENVERLAG. <http://www.duden.de/rechtschreibung/Schaden>, Abruf 19.02.2014,19:50.
- [60] EBERHARDSTEINER, J.: *Experimentelle Methoden zur Deformationsanalyse, VU*. TU Wien, Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen, Vorlesungsunterlagen, WS 2012/2013.
- [61] EGERMANN, R. und MAYER, K.: *Die Entwicklung der Ziegelherstellung und ihr Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften von Mauerziegeln*. Ernst&Sohn, Berlin, 1987.
- [62] EHMANN, D.: *Untersuchungen und erprobung der zielmarkierungsfreien Deformationsmessung an bauwerken im Nahbereich..* Doktorarbeit, Hochschule für technik, Fachbereich Vermessung und Geoinformatik der Fachhochschule Stuttgart, Deutschland, 2000.
- [63] EISENHUT, T.: *Prüfbericht über die Entnahme und Untersuchung von Mauerwerksproben zur Bestimmung der Komponentenfestigkeit. BVH: Strecke:1081, KM 19,734, Gewölbe über den Rohrbach*. Techn. Ber., Bautechnische Prüf- und Versuchsanstalt (bpv), 2010.
- [64] FELDERHOFF, R.: *Elektrische und elektronische Messtechnik, Analoge und digitale Messsysteme - Messgeräte - Messverfahren*. Carl Hanser Verlag: München, 1990.
- [65] FORDE, M.: *Non-destructive evaluation of bridges: research in progress*. J.R. Casas, F.W. Klaiber, A.R. Mari (Eds.): *Recent Advances in Bridge Engineering. Evaluation, management and repair*. Proceedings of the US-Europe Workshop on Bridge Engineering, organized by the Technical University of Catalonia and the Iowa State University, Barcelona, International Center for Numerical Methods in Engineering CIMNE, S. 127–152, 1996.
- [66] FRANGOPOL: *Technical Council on Life-Cycle Performance, Safety, Reliability, and Risk of Structural Systems*. <http://www.asce.org>, Abruf: 10.12.2012.

- [67] FRANGOPOL, D. und OKASHA, N.M.: *Life-cycle performance and redundancy of structures*. 6th Int. Probabilistic Workshop. C. A. Graubner, H. Schmidt and D. Proske. Technische Universität, Darmstadt, Germany, S. 1–14, 2008.
- [68] FRANGOPOL, D. M. und LIU, M.: *Maintenance and management of civil infrastructure based on condition, safety, optimization. and life-cycle cost*. Structure and Infrastructure Engineering, 3:29–41, 2007.
- [69] GANZ, H.: *Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub*. Techn. Ber., ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Bericht Nr.: 148, 1985.
- [70] GERSTNER, F. J. VON: *Handbuch der Mechanik*. Spunry Prag, 1831.
- [71] GLATZL, J., POTUCEK W., BREITENEDER K., FILA R., MAUTNER M., BRUNNER H., TEUFNER J., TRUMMER C., VILL M. und FINK J.: *Brückenbau und Konstruktiver Ingenieurbau, Dienstbehelf der Österreichischen Bundesbahnen*. Österreichischen Bundesbahnen, 2011.
- [72] GLITZKA, H.: *Druckbeanspruchung parallel zur Lagerfuge*. Ernst & Sohn, Berlin, 1988.
- [73] GOODMAN, D.: *Ground penetrating radar simulation in engineering and archaeology*. Geophysics, 59(2):224–232, 1994.
- [74] GOULET, J.: *Probabilistic Model Falsification for Infra-structure Diagnosis*. Doktorarbeit, EPFL, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, 2012.
- [75] GRÜBL, P., WEIGLER H. und SIEGHART K.: *Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften*. Ernst&Sohn, Berlin, 2001.
- [76] GROSSE, C.: *Quantitative zerstörungsfreie Prüfung von Baustoffen mittels Schallemissionsanalyse und Ultraschall*. Doktorarbeit, Universität Stuttgart, Deutschland, 1996.
- [77] GROSSE, C., WEILER, B., HERB, A., SCHMIDT, G. und HÖFLER, K.: *Advances in ultrasonic testing of cementitious materials*. Werkstoffe und Werkstoffprüfungen im Bauwesen - Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Reinhardt, Verlag Libri, Hamburg, Deutschland, S. 106–116, 1999.
- [78] GUNKLER, E. und BUDELMANN H.: *Mauerwerk - kompakt: Für Studium und Praxis*. Werner Verlag, 2007.
- [79] HAMPEL, R.: *Geschiebewirtschaft in Wildbächen*. Wildbach- und Lawinenverbau, 41(1):3–34, 1977.
- [80] HÜBL, J., SUDA, J., PROSKE, D., KAITNA, R. und SCHEIDL, C.: *Debris flow impact estimation*. In: Popovska, C.; Jovanovski, M. (eds) Eleventh International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering, 1:137–148, 2009.

- [81] HELLMICH, K.: *Ermittlungen der Tragfähigkeit von Gewölben mittels Meßverfahren*. Techn. Ber., Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Straßenbauforschungsauftrag Nt. 3055, Wien, 1994.
- [82] HEYMAN, J.: *The assessment of strength of masonry arches*. In: *Arch Bridges: history, analysis, assessment, maintenance and repair. Proceedings of the second international arch bridge conference, Edr. A. Sinopoli, Venice 6-9 October 1998*, S. 95–98, 1998.
- [83] HOFFMANN, K.: *Eine Einführung in die Technik des Messens mit Dehnungsmessstreifen*. Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, 1987.
- [84] HOFFMANN, S.: *System identification by directly measured influence lines - A user orientated approach for global damage identification at reinforced bridges*. Doktorarbeit, Universität für Bodenkultur, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Wien, 2008.
- [85] HOLLIGER, K.: *Elektromagnetische Verfahren in der Ingenieurgeophysik: Georadar, Vorlesungsskriptum*. Institut für Geophysik ETH Zürich, Schweiz, 2002.
- [86] HUNGR, O.: *A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows and avalanches*. Canadian Geotechnic Journal, 32:610–623, 1995.
- [87] JACOBSEN, W.: *Physik-Lehrbuch: Fundamente, Fragmente, offene Fragen ein Streifzug durch das Gebäude der Physik*. Jacobsen W., 2011.
- [88] JANKOWSKI, D.: *Erfahrungen bei Rissuntersuchungen mit der Infrarot Thermographie*. Schickert, G. (Hrsg.), Zerstörungsfreie Prüfverfahren im Bauwesen, Int. ZfPBau-Symposium, Berlin, S. 340–347, 1991.
- [89] KIM, S. und FRANGOPOL, D.M.: *Optimal Planning of Structural Performance Monitoring Based on Reliability Assessment*. In: *Probabilistic Engineering Mechanics 25(1)*, S. 86–98, 2010.
- [90] KLOTZINGER, E.: *Der Oberbauschotter, Teil 1: Anforderungen und Beanspruchung*. ETR-Eisenbahntechnische Rundschau, 01+02:34–41, 2008.
- [91] KOTHMAYER, H., MAUTNER, M. und REITERER, M.: *Gewölbesanierung mit Masse-Feder-System unter Eisenbahnbetrieb*. ETR Eisenbahntechnische Rundschau, Hamburg, Deutschland, Jg.: 55, Nr.7/8:473–480, 2006.
- [92] KRAPFENBAUER, R., STEINER, K. und EISELE, R.: *Die Reaktivierung der Floridsdorfer Hochbahn*. Beton- und Stahlbetonbau, 11:483–489, 1999.
- [93] KRAPFENBAUER, T.: *Bautabellen Ausgabe 2006/07*. Bmstr. Thomas J. Krapfenbauer, 2006/07.

- [94] KRAWTSCHUK, A., STRAUSS A., BERGMEISTER, K. und WENDNER, R.: *Optimized monitoring concepts for arch bridges*. S. 879–884. Proceedings of the Sixth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2012; Stresa, Lake Maggiore; Italy, 2012.
- [95] KRAWTSCHUK, A., ZEMAN, O., SCHELLANDER, J., ZIMMERMANN, T., STRAUSS, A. und BERGMEISTER, K.: *Einfluss der Belastungsrichtung auf die einaxiale Druckfestigkeit von Proben aus Vollziegeln (accepted)*. Mauerwerk. Ernst & Sohn, Berlin, 2, 2014.
- [96] KROUZECKY, N.: *Studienblätter Wasserbauliches Versuchswesen*. Techn. Ber., Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, TU Wien.
- [97] LAIGLE, D.: *A two-dimensional model for the study of debris flow spreading on a torrent debris fan*. In Chen, L.C. (edt.): *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*. Millpress, S. 123–132, 1997.
- [98] LECHNER, A.: *Laservibrometermessung Bogenbrücke (2.05.00885.1.0)*. Techn. Ber., Austrian Institute of Technology (AIT), 1210 Wien, Giefinggasse 2, 2012.
- [99] LEWIN, A., MOHR, F. und SELBACH, H.: *Heterodyn-Interferometer zur Vibrationsanalyse*. Technisches Messen, 57:335–345, 1990.
- [100] LORRA, S.: *Geophysikalische Prospektion und Modellierung archäologischer Fundplätze in Schleswig-Holstein*. Universitätsforschungen zur prähistorischen Archäologie Bd. 36, Bonn, 1996.
- [101] LOURENCO, P.: *Computational Strategies for Masonry Structures*. Doktorarbeit, Delft University of Technology, 1996.
- [102] LU, S.: *Evaluierung der Erdbebensicherheit von maßgeblichen Mauerwerksbauten für das Katastrophenmanagement*. Doktorarbeit, TU Wien, Institut für Hochbau und Technologie, 2006.
- [103] MAIER, J.: *Handbuch Historisches Mauerwerk: Untersuchung und Instandsetzungsverfahren*. 2. Auflage Springer Verlag, Heidelberg, 2012.
- [104] MAIERHOFER, C., LEIPOLD, S. und WÖSTMANN, J.: *Strukturuntersuchungen in Beton mit dem Impulsradar*. Fachtagung Bauwerksdiagnose - Praktische Anwendungen Zerstörungsfreier Prüfungen, DGZfP-Berichtsband 66-CD, München, 1999.
- [105] MANN, W. und MÜLLER, H.: *Schubtragfähigkeit von Mauerwerk*. Ernst&Sohn, Berlin, 1978.
- [106] MATTHECK, C., TESARI, I. und BETHGE, K.: *Roots and Buildings. Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings III (STREMAH)*, Edr. C.A. Brebbia, R.J.B. Frewer. Computational Mechanics Publication, S. 367–374, Glasgow 1993.

- [107] MELLMANN, G.: *Erfahrungen mit Ultraschall an Bauwerken aus Beton, Zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen*. Tagungsbericht ZfPBau-Symposium 2. und 3, Hrsg: G. Schickert, D. Schmitzer, BAM, DGZfP, Berlin, Deutschland:354–361, 1986.
- [108] MESSERVEY, T. und FRANGOPOL, D.M.: *Life-cycle Cost and Performance Prediction: Role of Structural Health Monitoring*. In: *Frontier Technologies for Infrastructures Engineering*. S. S. Chen and A. H.-S. Ang. Leiden, The Netherlands, CRC Press-Balkema-Taylor & Francis Group, S. 361–381, 2009.
- [109] MESSERVEY, T., FRANGOPOL, D.M. und CASCIATI, S.: *Application of Statistics of Extremes to the Reliability Assessment of Monitored Highway Bridges*. *Structure and Infrastructure Engineering*, 7(1-2):87–99, 2010.
- [110] MÜLLER, L.: *Der Felsbau Band I und III*. Enke Verlag Stuttgart, 1963.
- [111] MÜLLER, L. und PACHER, F.: *Modellversuche zur Klärung der Bruchgefahr geklüfteter Medien*. Techn. Ber., Felsmech. Ing.-Geol. Suppl. II, Wien, 1965.
- [112] MÖSER, M.: *Bauwerksüberwachungsmessungen, Volresungsskriptum*. Geodätische Institut, Lehrstuhl Ingenieurgeodäsie, technische Universität Dresden, Deutschland, 2000.
- [113] NACHTNEBEL, H.: *Hydrologie und Flussgebietsmanagement*. Universität für Bodenkultur, Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau, Wien, 2008.
- [114] NEUBAUER, W.: *Magnetische Prospektion in der Archäologie*. Verlag der Österreichischen Akademie der Wissenschaften Austrian Academy of Sciences Press, 2001.
- [115] NEUBAUER, W., EDER-HINTERLEITNER, A., SEREN, S.S., DONEUS, M. und MELICHAR, P.: *Kombination archäologischgeophysikalischer Prospektionsmethoden am Beispiel der römischen Zivilstadt Carnuntum*. *Archaeologia Austriaca* 82-83, S. 1998–1999, 1-26.
- [116] NEUBURG, D.: *Bauerhaltung - Werkstoffkunde, Studienunterlagen zur Vorlesung*. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur, Wien, 2011.
- [117] NOVAK, D. und LEHKY, D.: *ANN inverse analysis based on stochastic small-sample training set simulation*. *Engineering Application of Artificial Intelligence*, 19:731–40, 2006.
- [118] OHTSU, M., SHIGEISHI, M., IWASE, H. und KOYANAGI, W.: *Determination of crack location, type and orientation in concrete structures by acoustic emission*. *Mag. of Concrete Research* 43, 155:127–134, 1991.

- [119] OKASHA, N., FRANGOPOL, D.M. und ORCESI, A.D.: *Automated finite element updating using strain data for the lifetime reliability assessment of bridges*. Reliability Engineering & System Safety, 99:139–150, 2004.
- [120] ORBAN, Z.: *Assessment, Reliability and Maintenance of Masonry Arch Railway Bridges in Europe*. Arch Bridges IV - Advances in Assessment, Structural Design and Construction. Eds: P. Roca and C. Molins, Barcelona, S. 152–161, 2004.
- [121] PAN, Q., GRIMMELSMAN, K., MOON, F. und AKTAN, E.: *Mitigating epistemic uncertainty in structural identification - a case study for a long-span steel arch bridge*. Journal of Structural Engineering, 137(1):1–13, 2010.
- [122] PANHOFER, H.: *FMEA Fehlermöglichkeits- und Einflussanalyse*. Techn. Ber., PS Qualitätsmanagement (Ab-ruf:<http://home.intergga.ch/neo/downloads/fmea.pdf>).
- [123] PRINZ, H. und STRAUSS, R.: *Abriss Der Ingenieurgeologie*. Nr. 4. Elsevier / Spectrum Akademischer Verlag, 2006.
- [124] PROSKE, D. und GELDER VAN P.: *Safety of Historical Stone Arch Bridges*. Springer, Dresden, Deutschland, 2009.
- [125] PURTAK, F., GEISSLER K. und LIEBERWIRTH P.: *Bewertung bestehender Natursteinbogenbrücken*. Bautechnik, Berlin, 84:525 – 543, 207.
- [126] RAMSTORFER, M. und TÄUBLING, B.: *Modellbildung bestehender Bogenbrücken aus Mauerwerk unter Berücksichtigung horizontaler und vertikaler Einwirkungen*. Diplomarbeit, Universität für Bodenkultur, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Wien, 2013.
- [127] REITERER, M., STRAUSS, A. und GEIER, R.: *Monitoringbasierte Analyse einer Integralen Brücke - Planung integraler Brücken*. Techn. Ber., Straßenforschungsheft, FSF. Heft 596, 2011.
- [128] RICKENMANN, D.: *Empirical relationships for debris flows*. Natural Hazards, 19(1):47–77, 1999.
- [129] SANAYEI, M., BRENNER, B.R., SANTINI-BELL, E., SIPPLE, J.D., PHELPS, J.E. und LEFEBVRE, P.J.: *Baseline model updating during bridge construction using measured strains*. Structures Congress (ASCE), S. 717–728, 2010.
- [130] SANTA, U.: *Bauwerksinspektion und -überwachung*. Doktorarbeit, Universität für Bodenkultur, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, 2004.
- [131] SCHEIDL, C., MICHAEL, C., KAITNA, R., MUELLEGGER, M., KRAWTSCHUK, A., ZIMMERMANN, T. und PROSKE, D.: *Analysing debris-flow impact models, based on a small scale modelling approach*. Surveys in Geophysics, 34:121–140, 2013.

- [132] SCHICKERT, G.: *Infrarotthermographie als Hilfsmittel bei bautechnischen Untersuchungen*. BAM Amts- und Mitteilungsblatt, Bd. 12, 4:336–350, 1982.
- [133] SCHNEIDER, K.: *Bautabellen für Ingenieure mit Berechnung und Beispielen*. Werner Verlag, ISBN 3-8041-4184-6, 2000.
- [134] SCHNEIDER, K. J. und SCHOCH, T.: *Mauerwerksbau-Praxis Spezial*. Bauwerk-Verlag, 2001.
- [135] SCHOLZ, W., HIESE, W. und BRUCKNER, H.: *Baustoffkenntnis*. Verlag Werner, 1999.
- [136] SCHRÖDER, M.: *Der Wartungsvertrag - Vertragsgestaltung der Inspektion, Wartung, Instandsetzung von baulichen Anlagen und Rechtsfolgen*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, Berlin, 1. Auflage, 2005.
- [137] SCHUBERT, P.: *Eigenschaften von Mauerwerk, Mauersteinen, Mauermörtel und Putzen*. Mauerwerk Kalender, ISBN:978-3-433-01871-2. Ernst & Sohn, Berlin, 2008.
- [138] SCOLLAR, I., TABBAGH, A., HESSE, A. und HERZOG, I.: *Archaeological Prospecting and Remote Sensing..* Topics in Remote Sensing 2, Cambridge University Press, 1990.
- [139] SEREN, S., BAYIRLI, E. und TOTSCHNIG, R.: *Geophysikalische Prospektion Rohrbach ÖBB-Brücke*. Techn. Ber., Zentralanstalt für Metrologie und Geodynamik (ZAMG), Bereich DMM-Abteilung Geophysik, Wien, 2012.
- [140] SICHER, P.: *Optimierung von Tunnelschalen mit geotechnischen Parametern*. Doktorarbeit, Universität für Bodenkultur, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, 2006.
- [141] SIMANDL, T.: *Nutzungsdauer von Eisenbahnbrücken*. Doktorarbeit, Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität Wien, 2011.
- [142] SIMON, E.: *Schubtragverhalten von Mauerwerk aus großformatigen Steinen*. Doktorarbeit, TU Darmstadt, Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie, 2002.
- [143] STEINKELLNER, F.: *Nachrechnung einer Bogenbrücke. Konzeptionelle Ermittlung von Belastungsgrößen bei horizontalen Murstößen*. Doktorarbeit, Universität für Bodenkultur, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, 2012.
- [144] STIGLAT, K.: *Zur Tragfähigkeit von Mauerwerk aus Sandstein..* Bautechnik, 2 und 3:54–59 und 94–100, 1984.
- [145] STRAUSS, A., BERGMEISTER, K., WENDNER, R. und HOFFMANN, S.: *System- und Schadensidentifikation von Betonstrukturen*. Betonkalender, K. Bergmeister, F. Fingerloos and J. D. Wörner. Berlin, Ernst und Sohn, S. 55–125, 2009.

- [146] STRAUSS, A., FRANGOPOL, D.M. und KIM, S.: *Statistical, Probabilistic and Decision Analysis Aspects Related to the Efficient Use of Structural Monitoring Systems*. Beton- und Stahlbetonbau, 103 (S1):23–28, 2008.
- [147] STRAUSS, A., FRANGOPOL, D.M. und KIM, S.: *Use of monitoring extreme data for the performance prediction of structures: Bayesian updating*. Engineering Structures, 30(12):3654–3666, 2008.
- [148] STRAUSS, A., HOFFMANN, S., WENDNER, R. und BERGMEISTER, K.: *Structural assessment and reliability analysis for existing engineering structures, applications for real structures*. Structure and Infrastructure Engineering, 5(4):277–286, 2009. cited By (since 1996)11.
- [149] STRAUSS, A., WENDNER, R. und BERGMEISTER, K.: *Monitoring and influence lines based performance indicators*. ICASP 11: Zurich, Switzerland, 2011.
- [150] STRAUSS, A., WENDNER, R., BERGMEISTER, K. und HORVATITS, J.: *Modellkorrekturfaktoren als "Performance Indikatoren" für die Langzeitbewertung der integralen Marktwasserbrücke S33.24*. Beton- und Stahlbetonbau, 106(4), 2011.
- [151] TELE2: *Geschichte Rohrbach*. <http://home.tele2.at/kbs524/>, Abruf: 03.04.2012, 11:02.
- [152] THURO, K. und PLINNINGER, R.: *Einführung in die Ingenieurgeologie - Felsmechanisches Laborpraktikum für Geologen (Lehrveranstaltungsskriptum)*. Techn. Ber., Technische Universität München, 1998.
- [153] TOLLINGER, F.: *Sensitivitätsanalyse des Hinterfüllbereichs und Modellierung von Bogenbrücken aus Mauerwerk*. Bachelorarbeit am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur, Wien, 2014.
- [154] TROPEA, C., NOBACH, H. und HUFNAGEL, K.: *Messtechnik 1, Grundlagen der Messtechnik*. Shaker Verlag: Achen, 2003.
- [155] WANG, H., LI, A. und LI, J.: *Progressive finite element model calibration of a longspan suspension bridge based on ambient vibration and static measurements*. Engineering Structures, 32(9):2546–2556, 2010.
- [156] WEBER, W. K.: *Die gewölbte Eisenbahnbrücke mit einer Öffnung*. Doktorarbeit, Technische Universität München, 1999.
- [157] WENDNER, R., STRAUSS, A., BERGMEISTER, K. und REITERER, M.: *Monitoring Based Evaluation of Design Criteria for Concrete Frame Bridges*. In: *IABSE annual conference, Bangkok, Thailand*, 2009.
- [158] WIENERBERGER: *Mauerziegel-Produktion*. <http://www.wienerberger.com>, Abruf: 07.08.2012, 17:21.

- [159] WIENERBERGER: *Produktinformation Mauerziegel NF voll.* Techn. Ber., Wienerberger AG, 2011.
- [160] WIENERBERGER: *Technische Produktdaten Porotherm SSo baut Österreich*". Techn. Ber., Wienerberger AG, Version 01.08.2013, 2013.
- [161] WIESER, A. und BRUNNER, F.K.: *Analysis of Bridge Deformations using Continuous GPS Measurements.* In: *INGEO2002, 2nd Conference of Engineering Surveying*, pp. 45-52, Bratislava, 2002.
- [162] WIKIPEDIA: *Mattersburg Bahn.* <http://de.wikipedia.org/wiki/Mattersburger>, Abruf: 03.04.2012, 10:21.
- [163] WINKLER, H.: *Über mechanische Eigenschaften von normalfestem und hochfestem Beton unter besonderer Berücksichtigung des Elastizitätsmoduls.* Techn. Ber., Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Forschungsbericht 288, Berlin, 2010.
- [164] WYSS, J., SU, D. und FUJINO, Y.: *Prediction of vehicleinduced local responses and application to a skewed girder bridge.* *Engineering Structures*, 33(4):1088–1097, 2011.
- [165] ZEMAN, O.: *Nichtlineare Analyse einer bestehenden Hohlkastenbrücke nach dem Stufe 3-Verfahren der ONR 24008.* Diplomarbeit, Universität für Bodenkultur Wien, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Wien, 2012.
- [166] ZEMAN, O. und ZIMMERMANN, T.: *Durchführung von Versuchen zur Bestimmung der Biegefestigkeit in Faserrichtung an Holzschwellen aus Buche und Eiche.* Techn. Ber., Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur Wien, 2012.
- [167] ZILCH, K., WEIHER, H. und GLÄSER, C.: *Monitoring im Betonbau.* Betonkalender 2009. Bergmeister K., Fingerlos F. and Wörner J. D.. Berlin, Ernst & Sohn, 2, 2009.
- [168] ZIMMERMANN, M., MANI, P. und ROMANG, H.: *Magnitude-frequency aspects of Alpine debris flows.* *Eclogae Geologicae Helvetiae*, 90(3):415–420, 1997.
- [169] ZIMMERMANN, T.: *Versuchsgestützte Zuverlässigkeitsbewertung von Gründerzeithäusern unter seismischer Belastung.* Doktorarbeit, Universität für Bodenkultur, Wien, 2011.
- [170] ZT, S. C.: *Messungen Floridsdorfer Hochbahn (GZ 100020.40, Projekt NANUB).* Techn. Ber., Schimetta Consult ZT, 2011.



# Symbol- & Abkürzungsverzeichnis

## **griechische Buchstaben**

$\alpha, \beta$ .....	Beiwerte für Ziegel und Mörtel zur Berechnung der Mauerwerksdruckfestigkeit, Parameter der Rayleigh–Dämpfung
$\alpha_i$ .....	Anpassungsfaktor Verkehrsaufkommen Lastmodell 1
$\alpha_{71}$ .....	Lastklassenbeiwert Lastmodell 71
$\bar{\varphi}$ .....	abgeminderter Reibungswinkel
$\beta_Q$ .....	Anpassungsfaktor Verkehrsaufkommen Lastmodell 2
$\Delta x, \Delta y$ .....	Fugenachsmaß in Steinlängsrichtung und Steinhöhe
$\delta x, \delta y$ .....	Schub- und Normalspannungsverformung
$\Delta$ .....	Verformung, Abweichung, Epizentraldistanz
$\Delta_0$ .....	tatsächliche Verformung
$\Delta_{cr}$ .....	Verformung bei Rissbildung
$\Delta_e$ .....	elastische Verformung
$\Delta_{max}$ .....	maximale Verformung
$\Delta_p$ .....	plastische Verformung
$\Delta_u$ .....	Verformung beim Grenzzustand der Tragfähigkeit
$\gamma_a$ .....	Wichte Auftrieb
$\lambda$ .....	Maßstabsfaktor
$\mu$ .....	Duktilität, Mittelwert des Reibungskoeffizienten
$\mu$ .....	Permeabilität des Materials
$\mu_\phi$ .....	Krümmungsduktilität
$\mu_\varepsilon$ .....	Dehnungsduktilität
$\mu_d$ .....	Verschiebungsduktilität
$\nu$ .....	Querdehnzahl
$\phi$ .....	Krümmung
$\phi_e$ .....	elastische Krümmung
$\Phi_\infty$ .....	Endkriechzahl
$\psi$ .....	Dilatationswinkel
$\sigma$ .....	Leitfähigkeit
$\sigma, \sigma_{max}, \sigma^{eff}$ ..	Spannung, maximale Spannung, effektive Spannung
$\sigma_x$ .....	Spannung in Längsrichtung
$\sigma_y$ .....	Normalspannung
$\sigma_z$ .....	Spannung in Querrichtung
$\sigma_{1,2}$ .....	Hauptspannungen

$\sigma_{y1}, \sigma_{y2}$ .....	größere Normalspannung, kleinere Normalspannung
$\tau_{xy}, \tau_{yx}$ .....	Schubspannung
$\varepsilon$ .....	Dehnung, Verzerrung, Stauchung
$\varepsilon$ .....	Dielektrizitätskonstante
$\varepsilon_e$ .....	elastische Dehnung
$\varepsilon_r$ .....	relative Dielektrizität
$\varepsilon_{m1}$ .....	Stauchung beim Höchstwert der Festigkeit
$\varepsilon_{mu}$ .....	Grenzstauchung von Mauerwerk
$\varphi$ .....	Reibungswinkel, Gebädefaktor
$\varrho$ .....	spezifischer Widerstand des Leitermaterials

### lateinische Buchstaben

$\bar{k}$ .....	abgeminderte Kohäsion
$\Delta l$ .....	Längenänderung
$A$ .....	wirksame Kondensatorfläche
$a, b, c$ .....	Beiwerte, Faktoren
$d$ .....	Dicke der Lagerfuge, Verschiebung, Auslenkung
$d$ .....	Durchmesser
$d_e$ .....	elastische Verschiebung
$E$ .....	Elastizitätsmodul, E-Modul
$E_d$ .....	Bemessungswert Einwirkung
$E_{long-term}$ .....	Langzeitelastizitätsmodul
$F$ .....	Kraft
$f$ .....	Festigkeit, Frequenz
$f_c$ .....	Druckfestigkeit Hinterfüllung
$f_t$ .....	Zugfestigkeit Hinterfüllung
$f_0$ .....	tatsächliche Kraft, Spannung
$f_{b,t}$ .....	Steinzugfestigkeit
$f_{bd}$ .....	Verbundspannung Beton
$f_b$ .....	normierte Ziegeldruckfestigkeit
$f_{ck}$ .....	Druckfestigkeit Beton
$f_{ctk}$ .....	5% und 95% Zugfestigkeit
$f_{ctm}$ .....	Zugfestigkeit Beton
$f_d$ .....	Bemessungswert der Festigkeit
$f_{hz}$ .....	Haftzugfestigkeit, Zugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge
$f_{k\perp}$ .....	Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge
$f_{k\parallel}$ .....	Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge
$f_k$ .....	charakteristischer Wert der Festigkeit
$f_{m,c}$ .....	Mörteldruckfestigkeit
$f_{m,m}$ .....	gemessene Mörteldruckfestigkeit
$f_{max}$ .....	maximale Kraft, Spannung
$f_m$ .....	Mörteldruckfestigkeit
$f_{t\parallel}$ .....	Zugfestigkeit parallel zur Lagerfuge
$f_u$ .....	Kraft, Spannung im Grenzzustand

---

$f_{vko}$ .....	charakteristischer Wert der Anfangsscherfestigkeit, Haftscherfestigkeit ohne Auflast
$f_{xk1}$ .....	Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge
$f_{xk2}$ .....	Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge
$G$ .....	Schubmodul
$h_{st}$ .....	Steinhöhe
$i, j, k$ .....	Indizes
$K$ .....	Beiwert für die Berechnung der Mauerwerksdruckfestigkeit
$k$ .....	Kohäsion, Federsteifigkeit
$k$ .....	Konstante
$l$ .....	Abstand Kondensatorplatten
$M$ .....	Moment
$N$ .....	Windungszahl
$N, N'$ .....	Normalkraft
$p$ .....	elektrische Leitfähigkeit
$Q_y$ .....	Querkraft
$Q_k$ .....	Achslast Doppelachsen
$q_k$ .....	Gleichmäßig verteilte Last
$Q_{lk}$ .....	Bremslast
$R$ .....	Widerstand
$R_d$ .....	Bemessungswert Tragfähigkeit
$s$ .....	Weglänge magnetische Feldlinie
$u$ .....	Überbindmaß
$U_M$ .....	Messspannung
$U_S$ .....	Speisespannung
$V$ .....	Ausbreitungsgeschwindigkeit
$v$ .....	Geschwindigkeit
$v_{max}$ .....	maximale Schwinggeschwindigkeit
$w_{max}$ .....	maximale Durchbiegung