

Dustin Konertz

# Tragverhalten räumlich beanspruchter Ankerschienen

Schriftenreihe des Instituts für  
Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 2021-03

RUHR  
UNIVERSITÄT  
BOCHUM

RUB

# Tragverhalten räumlich beanspruchter Ankerschienen

vorgelegte

**Dissertation**

zur

**Erlangung des Grades  
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)**

der

**Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der  
Ruhr-Universität Bochum**

von

**Dustin Konertz, M. Sc.**

Bochum, im Januar 2021



Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau

Herausgeber:  
Geschäftsführender Direktor des  
Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau  
Ruhr-Universität Bochum

Heft 2021-3

**Dustin Konertz**

**Tragverhalten räumlich beanspruchter Ankerschienen**

Shaker Verlag  
Düren 2021

**Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek**

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

Zugl.: Bochum, Univ., Diss., 2021

Copyright Shaker Verlag 2021

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

Printed in Germany.

ISBN 978-3-8440-8100-8

ISSN 1614-4384

Shaker Verlag GmbH • Am Langen Graben 15a • 52353 Düren

Telefon: 02421 / 99 0 11 - 0 • Telefax: 02421 / 99 0 11 - 9

Internet: [www.shaker.de](http://www.shaker.de) • E-Mail: [info@shaker.de](mailto:info@shaker.de)

---

# Kurzfassung

---

Ankerschienen sind linienförmige Befestigungsmittel, die aus einem c-förmigen Stahlprofil mit rückseitig angebrachten Ankern bestehen. Sie werden verwendet, um Belastungen aus Anbauteilen in Betonstrukturen einzuleiten. Zu diesem Zweck werden Schrauben an beliebiger Position entlang der Schienenachse eingesetzt. Zusätzlich zu Quer- und Zugbelastungen senkrecht zur Schiene können sogenannte Zahnschienen auch Belastungen in Längsrichtung der Schiene aufnehmen. Ebene oder räumliche Belastungen resultieren aus diesen Komponenten bei gleichzeitiger Einwirkung. Im Vergleich zu achsengetrennten Belastungen können diese zu Interaktionseffekten führen, die das Tragverhalten beeinflussen.

Das Tragverhalten räumlich beanspruchter Ankerschienen mit Anteilen in Längsrichtung wurde in der Literatur bisher nicht untersucht und steht daher im Fokus dieser Arbeit. Wesentliche Entwicklungen erfolgen für die realitätsnahe Beschreibung der Interaktionseinflüsse bei Betonversagen, indem Interaktionsgleichungen für ein Bemessungsmodell entwickelt werden. Die Gleichungen basieren auf den Ergebnissen experimenteller Untersuchungen, für deren Durchführung ein universeller Versuchstand entwickelt wird. Dessen Grundidee besteht darin, die Last mit nur einem Prüfzylinder aufzubringen und die Lastrichtung über horizontale und vertikale Rotationen von Probekörper bzw. Prüfzylinder einzustellen. Die statistische Auswertung der Versuchsergebnisse mittels Regressionsanalysen führt zur Ermittlung von Interaktionsgleichungen bei ebenen und räumlichen Beanspruchungen. Ein Bemessungsmodell entsteht aus der Kombination der entwickelten Interaktionsgleichungen mit bestehenden Ansätzen zur Berechnung der Tragfähigkeit in Richtung der Hauptachsen. Dieses Modell ermöglicht die realitätsnahe Bemessung von Ankerschienen unter ebenen und räumlichen Beanspruchungen.

Neben der Berechnung der Tragfähigkeiten ist für den Nachweis der Interaktion auch die Ermittlung der vorhandenen Beanspruchungen elementar. Während für Quer- und Zugbelastungen allgemein anerkannte Lastverteilungsmodelle existieren, ist über die Lastverteilung von Längsbelastungen bisher wenig bekannt. Um eine realitätsnahe Berechnung der Ankerkräfte auch für Belastungen in Längsrichtung zu ermöglichen, wird in dieser Arbeit ein Modell entwickelt. Dessen Verifikation erfolgt anhand experimenteller Untersuchungen, in denen erstmals Ankerkräfte im Versuch (indirekt) erfasst werden. Unterstützt durch numerische Untersuchungen wird ein Konzept entwickelt, um durch den Einsatz faseroptischer Messtechnik den axialen Kraftverlauf in der Ankerschiene zu ermitteln und daraus auf die Verteilung der Ankerkräfte zu schließen. Durch statistische Auswertungen der Versuchsergebnisse und Modellberechnungen erfolgt die Verifikation des Lastverteilungsmodells.



---

# Abstract

---

Anchor channels are line-shaped fasteners consisting of a c-shaped steel profile with anchors attached to the back. They are used to transfer loads from attachments to concrete structures. For this purpose, bolts are inserted at arbitrary position along the channel axis. In addition to shear and tensile loads perpendicular to the channel, so-called toothed anchor channels can also transfer loads in the longitudinal direction of the channel. Plane or spatial loads result from these components at simultaneous action. Compared to axially separated loads, these can lead to interaction effects that influence the load-bearing behavior.

The load-bearing behavior of spatially loaded anchor channels with force components in the longitudinal direction has not been investigated in the literature so far and is therefore the focus of this work. This work proposes significant developments for the realistic description of interaction effects in concrete failure by developing interaction equations for a design model. The equations are based on the results of experimental investigations, for which a universal test rig is developed. Its basic idea is to apply the load with only one test cylinder and to adjust the load direction via horizontal and vertical rotations of specimen and test cylinder, respectively. The statistical evaluation of the test results by means of regression analyses leads to the determination of interaction equations for plane and spatial loads. A design model is then obtained by combining the developed interaction equations with existing approaches for calculating the bearing capacity in the direction of the main axes. This model enables the realistic design of anchor channels under plane and spatial loads.

In addition to the calculation of the load-bearing capacities, the determination of the actual forces is also elementary for the verification of the interaction. While generally accepted load distribution models exist for shear and tensile loads, there is still less information about the load distribution of longitudinal loads. In order to enable a realistic calculation of the anchor forces also for loads in the longitudinal direction, a model is developed in this work. This is verified by experimental investigations in which anchor forces are (indirectly) measured in tests for the first time. Supported by numerical investigations, a concept is developed to determine the axial force distribution in the anchor channel by using fiber-optic measurement technology and to infer the distribution of the anchor forces from measured data. Statistical evaluations of the test results and model calculations are used to verify the load distribution model.





---

# Vorwort

---

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 2015 bis 2020 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Ruhr-Universität Bochum. Sie wurde von der dortigen Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften als Dissertation angenommen.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark für die Möglichkeit, diese Arbeit an seinem Lehrstuhl zu verfassen sowie für seine kontinuierliche Förderung, Motivation und das mir entgegengebrachte Vertrauen. Des Weiteren bedanke ich mich bei Frau apl. Prof. Dr.-Ing. Catherina Thiele und Herrn Jun.-Prof. Dr. nat. techn. Dipl. Dipl.-Ing. Panagiotis Spyridis für die konstruktiven Gespräche und die Übernahme des zweiten und dritten Gutachtens. Vielen Dank auch an Herrn Prof. Dr.-Ing. Justin Geistefeldt für das Interesse an meiner Arbeit und den Vorsitz der Prüfungskommission.

Bei meinen Kolleginnen und Kollegen bedanke ich mich herzlich für die sehr angenehme Arbeitsatmosphäre am Lehrstuhl und deren freundschaftliche und hilfsbereite Unterstützung. Ganz besonders wird mir der intensive Austausch aller wissenschaftlichen Mitarbeiter am letzten Freitag im Monat in Erinnerung bleiben. Herrn Dr.-Ing. Mark Alexander Ahrens danke ich für die Durchsicht und wertvollen Hinweise bei sämtlichen Publikationen und Herrn Dr.-Ing. Markus Obel für die Unterstützung bei den Sensitivitätsanalysen. Des Weiteren danke ich Frau Gisela Wegener, die es als gute Seele des Lehrstuhls durch ihre Unterstützung ermöglicht hat, sich auf das wissenschaftliche Arbeiten konzentrieren zu können. Vielen Dank auch an Frau Sabine Weiß für die organisatorische Hilfe bei den finalen Schritten des Promotionsverfahrens.

Für die vielseitige Unterstützung danke ich meiner studentischen Hilfskraft Herrn Oleg Zoller, B. Sc., Herrn Felix Clauß, M. Sc. danke ich ebenso für seine Unterstützung zunächst als studentische Hilfskraft und anschließend für die freundschaftliche Bürogemeinschaft sowie viele intensive und hilfreiche Diskussionen. Ihm gilt zudem mein Dank für die sorgfältige Durchsicht des Manuskriptes.

Für die Unterstützung bei den experimentellen Arbeiten bedanke ich mich bei Herrn Dr.-Ing. Hussein Alawieh, Herrn Dr.-Ing. Karsten Winkler und Herrn Dipl.-Ing. Dennis Witteck sowie den technischen Mitarbeitern der Werkstatt und der Versuchshalle der Konstruktionsteilprüfung KIBKON. Die vielfäl-

tige Mithilfe in Rat und Tat bei der Planung, Vorbereitung und Fertigung der Versuchsstände haben maßgeblich zum Gelingen der Versuchsserien beigetragen.

Für die Hilfe in allen fachlichen Fragen zur Befestigungstechnik und die konstruktive Zusammenarbeit allgemein sowie im Rahmen der gemeinsamen Veröffentlichungen möchte ich im Besonderen Herrn Dr.-Ing. Dirk Albartus, Herrn Dr.-Ing. Frank Häusler, Herrn Dr. sc. ETH Georg Kocur und Herrn Dr.-Ing. Christoph Mahrenholtz danken.

Den Unternehmen Halfen und Jordahl sei für die finanzielle Förderung der Arbeit gedankt.

Nicht zuletzt bedanke ich mich bei meiner gesamten Familie, insbesondere meinen Eltern Loretta und Lothar, meiner Schwester Kim, meinem Bruder Artur sowie meinen Freunden für ihre Unterstützung, ihr Verständnis und den bedingungslosen Rückhalt in der gesamten Entstehungszeit dieser Arbeit. Ganz besonders gilt dieser Dank meiner wundervollen Frau Doreen und unserer Tochter Frida, die unser Leben seit der finalen Phase meiner Promotion bereichert.

Bochum, im Mai 2021

Dustin Konertz

Tag der Einreichung: 11. Januar 2021

Tag der mündlichen Prüfung: 03. Mai 2021

1. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Peter Mark, Ruhr-Universität Bochum
2. Gutachterin: apl. Prof. Dr.-Ing. Catherina Thiele, TU Kaiserslautern
3. Gutachter: Jun.-Prof. Dr. nat. techn. Dipl. Dipl.-Ing. Panagiotis Spyridis, TU Dortmund

---

# Inhaltsverzeichnis

---

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1	Motivation und Zielstellung . . . . .	1
1.2	Aufbau der Arbeit . . . . .	3
<b>2</b>	<b>Grundlagen und Stand der Forschung</b>	<b>5</b>
2.1	Allgemeines und Historie . . . . .	5
2.2	Tragverhalten bei Zug-, Quer- und Längsbeanspruchungen . . . . .	9
2.3	Tragverhalten bei räumlichen Beanspruchungen . . . . .	13
2.4	Bemessung . . . . .	15
2.4.1	Allgemeines und Historie . . . . .	15
2.4.2	Bemessung nach Eurocode 2-4 . . . . .	16
<b>3</b>	<b>Lastverteilung bei Ankerschienen</b>	<b>21</b>
3.1	Lastverteilungsmodelle – Stand der Technik . . . . .	21
3.1.1	Zugbelastungen . . . . .	21
3.1.2	Querbelastrungen . . . . .	23
3.1.3	Längsbelastungen . . . . .	24
3.2	Entwicklung eines Lastverteilungsmodells für Längsbelastungen . . . . .	25
3.2.1	Einführung und Methodik . . . . .	25
3.2.2	Gebettetes Balkenmodell . . . . .	28
3.2.3	Faseroptische Messtechnik . . . . .	29
3.2.4	Experimentelle Untersuchungen . . . . .	35
3.2.5	Verifikation des Lastverteilungsmodells . . . . .	47
<b>4</b>	<b>Entwicklung eines universellen Versuchsstandes</b>	<b>49</b>
4.1	Einführung und Grundidee . . . . .	49
4.2	Randbedingungen und Anforderungskriterien . . . . .	51
4.2.1	Materialien . . . . .	51
4.2.2	Dimensionierung der Versuchskörper . . . . .	52

4.3	Lasten und Dimensionierung der Hauptkomponenten . . . . .	54
4.4	Komponenten, Details und Verbindungen . . . . .	55
4.5	Validierung des Versuchsstandes . . . . .	59
4.5.1	Durchführung von Tastversuchen . . . . .	59
4.5.2	Schlussfolgerungen und Anpassungen . . . . .	64
<b>5</b>	<b>Experimentelle Untersuchung räumlicher Beanspruchungen</b>	<b>67</b>
5.1	Vorgehen . . . . .	67
5.2	Materialien . . . . .	69
5.3	Versuchsprogramm . . . . .	70
5.4	Versuchsergebnisse . . . . .	71
5.4.1	Versagenstypen . . . . .	71
5.4.2	Traglasten . . . . .	73
5.4.3	Last-Verformungsverhalten . . . . .	78
<b>6</b>	<b>Entwicklung eines Bemessungsmodells</b>	<b>81</b>
6.1	Ansatzfunktionen für Interaktionsgleichungen . . . . .	81
6.2	Berechnungsmethode . . . . .	83
6.3	Auswertung der Interaktionsversuche . . . . .	84
6.3.1	Ebene Beanspruchungen . . . . .	84
6.3.2	Räumliche Beanspruchungen . . . . .	90
6.3.3	Diskussion der Ergebnisse . . . . .	92
6.3.4	Sensitivitätsanalysen . . . . .	93
6.4	Verifikation des Bemessungsmodells . . . . .	97
6.4.1	Modifikation der Bemessungsgleichungen . . . . .	97
6.4.2	Rechnerische Tragfähigkeiten bei Zugbeanspruchung . . . . .	98
6.4.3	Rechnerische Tragfähigkeiten bei Querbeanspruchung . . . . .	100
6.4.4	Rechnerische Tragfähigkeiten bei Längsbeanspruchung . . . . .	102
6.4.5	Modellverifikation . . . . .	104
<b>7</b>	<b>Schlussfolgerungen und Ausblick</b>	<b>111</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>I</b>
<b>A</b>	<b>Ergänzende Versuchsdaten</b>	<b>XV</b>
A.1	Versuchsprogramm der Interaktionsversuche . . . . .	XVI
A.2	Übersicht der Versuchsergebnisse . . . . .	XVII
<b>B</b>	<b>Technische Zeichnung der Lasteinleitungs-konstruktion</b>	<b>XXXIII</b>

## Einleitung

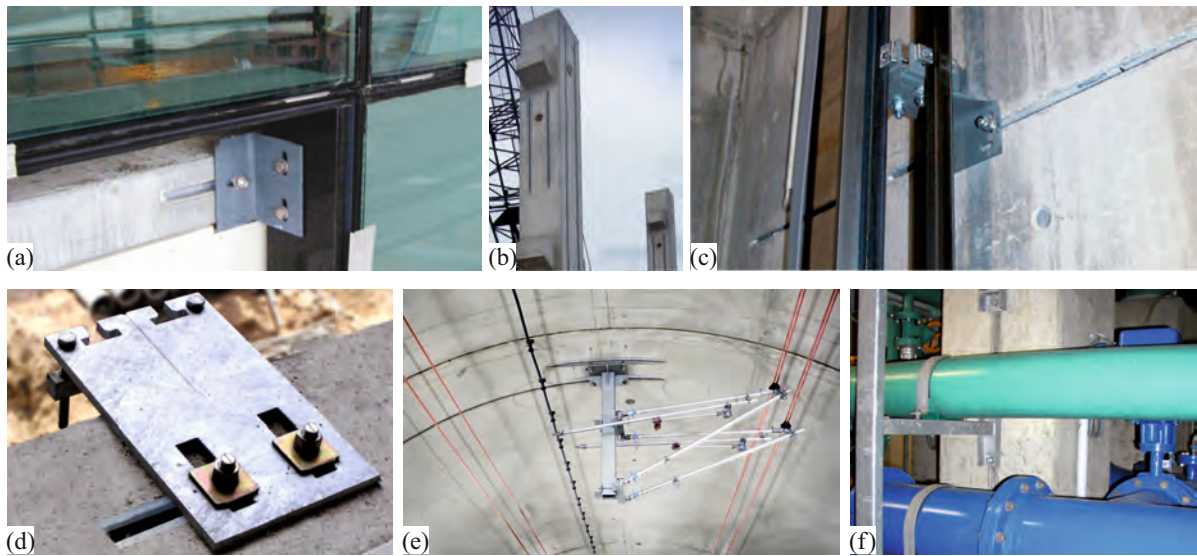
---

### 1.1 Motivation und Zielstellung

In vielen modernen Bauwerken werden Ankerschienen für Befestigungen in Betonbauteilen eingesetzt. Die Einsatzbereiche erstrecken sich über die Verankerung von Vorhangfassaden und die Leitungsführung in Tunneln bis hin zur Aufnahme von Führungsschienen von Aufzügen und Kranbahnen. Darüber hinaus finden sie Anwendung im Fertigteilbau sowie zur Befestigung von Rohr- und Versorgungsleitungen. Abbildung 1.1 gibt einen Überblick über die Anwendungsgebiete. Ein Vorteil gegenüber anderen Befestigungsmitteln ist die Justierbarkeit der Befestigung entlang der Schienenachse sowie die hohen Lasten, die je Verankerungspunkt aufgenommen werden können.

In Folge der zunehmenden Verwendung von Ankerschienen in den letzten Jahrzehnten wurden auch die Forschungsarbeiten zur Untersuchung des Tragverhaltens von Ankerschienenbefestigungen intensiviert. Als Ergebnis des zunehmenden Verständnisses konnten Berechnungsformeln zur Bestimmung der Tragfähigkeiten hergeleitet und ein Wandel bei der Bemessung von Ankerschienen eingeleitet werden. Diese erfolgte zuvor hauptsächlich auf der Basis von allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ), in denen zulässige Lasten und einzuhaltende Randbedingungen angegeben waren. Die Variabilität der Anwendungen war dadurch im Rahmen der gegebenen Bedingungen eingeschränkt. Mit der Einführung des Eurocode 2-4 [18] im Jahr 2019 ist eine ingenieurmäßige Bemessung diverser Befestigungsmittel unter anderem für Ankerschienen möglich. Dies ermöglicht in Europa erstmals die Ermittlung der tatsächlich zu erwartenden Tragfähigkeiten für unterschiedliche Anwendungen und Randbedingungen.

Fortlaufend führen Innovationen bei Ankerschienen zu neuen Anwendungsmöglichkeiten, die noch nicht hinreichend untersucht und realitätsnah geregelt sind. Dies betrifft z. B. die Entwicklung sogenannter Zahnschienen, Ankerschienen mit gezahnten Schienenlippen, die in Kombination mit speziellen Zahnschrauben auch in Längsrichtung der Schiene hohe Belastungen aufnehmen können. Die Lastverteilung längsbeanspruchter Ankerschienen wurde bisher jedoch selten untersucht, sodass aktuell nur konservative Modelle eingeführt sind.

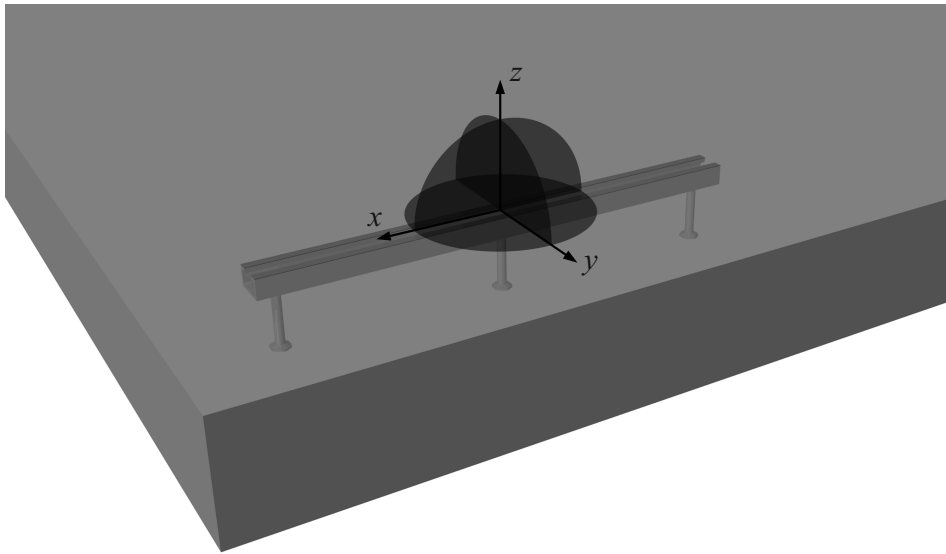


**Abbildung 1.1:** Anwendungsbeispiele für Befestigungen mit Ankerschienen: (a) Vorhangfassade (Curtain Wall), (b) Fertigteilbau, (c) Aufzugsbau, (d) Vorhangfassade, (e) Leitungsführung in Tunnelbauwerken, (f) Rohrleitungen ((a)-(d) & (f) [69], (e) [83])

Bezogen auf die Definition des lokalen kartesischen Koordinatensystems in Abbildung 1.2 wirken Längsbelastungen in  $x$ -Richtung der Schiene. Querbelastungen wirken demnach in  $y$ -Richtung und Zugbelastungen in  $z$ -Richtung. Der Begriff der Belastung (bzw. Last) wird entsprechend der üblichen Verwendung im Bauwesen und der Befestigungstechnik eingeführt. Darunter werden alle auf die Ankerschiene einwirkenden Kräfte verstanden, unabhängig davon ob diese aus Eigengewicht, Zwang oder weiteren Einwirkungen wie Wind oder Schnee resultieren. Aus diesen Belastungen folgen Beanspruchungen der Ankerschiene, die ebenfalls mit Bezug auf Abbildung 1.2 als Längs- $(x)$ , Quer- $(y)$  und Zugbeanspruchungen  $(z)$  definiert werden.

Infolge der triaxialen Beanspruchbarkeit der Zahnschienen in  $x$ -,  $y$ - und  $z$ -Richtung sind auch Belastungen möglich, die einem räumlichen Vektor folgen. Dabei können im Vergleich zu achsengetrennten Beanspruchungen Interaktionseffekte auftreten, die das Tragverhalten bzw. die Tragfähigkeiten beeinflussen. Sowohl für räumliche als auch ebene Beanspruchungen mit Anteilen in Längsrichtung wurden die Interaktionseffekte in der Literatur bisher nicht untersucht.

Für die sichere Auslegung von Ankerschienen unter räumlichen Beanspruchungen ist allerdings sowohl die Ermittlung der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung von Interaktionseffekten als auch die Berechnung der Einwirkungen auf Anker und Schiene mittels geeigneter Lastverteilungsmodelle notwendig. Hinsichtlich der möglichen Versagensarten ist zwischen Schrauben-, Schienen-, Anker- und Betonversagen zu unterscheiden, wobei letztere im Fokus dieser Arbeit liegt.



**Abbildung 1.2:** Definition des lokalen kartesischen Koordinatensystems bei Ankerschienen

Aus dem skizzierten Forschungsbedarf leiten sich die zentralen Ziele und Schritte der Arbeit ab:

- Entwicklung eines Lastverteilungsmodells längsbelasteter Ankerschienen in (ungerissenen) Betonbauteilen. Mittels experimenteller Untersuchungen und dem Einsatz faseroptischer Messtechnik werden Ankerkräfte im Versuch indirekt erfasst und das entwickelte Lastverteilungsmodell verifiziert.
- Konzeptionierung und Realisierung eines universell einsetzbaren und variablen Versuchsstandes für die experimentellen Untersuchungen ebener und räumlicher Beanspruchungen.
- Experimentelle Untersuchung von Ankerschienen unter ebenen und räumlichen Beanspruchungen in Konfigurationen am Bauteilrand und in der Bauteilecke mit dem Fokus auf Betonversagen.
- Entwicklung, Diskussion und Verifikation von Interaktionsmodellen zur Berechnung der Tragfähigkeiten ebener und räumlich beanspruchter Ankerschienen bei Betonversagen.

## 1.2 Aufbau der Arbeit

Die Arbeit ist in sieben Kapitel gegliedert. Sie beginnt mit der Einleitung in Kapitel 1 und schließt mit den Schlussfolgerungen in Kapitel 7.

Kapitel 2 fasst die wesentlichen Grundlagen und den Stand der Forschung zur Befestigung mittels Ankerschienen zusammen. Dies umfasst die historische Entwicklung und Innovationen bei Ankerschienen, die Einführung in typische Anwendungsgebiete sowie das Tragverhalten bei Zug-, Quer- und Längsbeanspruchungen und Interaktionen aus diesen. Es werden die möglichen Versagensarten



erläutert, aktuelle normative Regelungen eingeführt und die Bemessung nach Eurocode 2-4 (EC 2-4) skizziert.

Die Lastverteilung sowie die Weiterleitung der Kräfte von der Ankerschiene in Betonbauteile wird in Kapitel 3 beschrieben. Dies erfolgt getrennt für Zug-, Quer- und Längsbelastungen, die bei zeitgleicher Einwirkung die Komponenten ebener oder räumlicher Belastungen bilden. Zunächst werden die allgemeinen Mechanismen der Lasteinleitung in den Beton erläutert und anschließend zusammenfasst, wie die Lastverteilung in den aktuellen normativen Regelungen umgesetzt ist. Während für Zug- und Querbeanspruchungen die bestehenden und allgemein anerkannten Lastverteilungsmodelle erläutert werden, wird für Längsbeanspruchungen ein neues Modell entwickelt. Dieses besteht aus einem Balkenmodell, das die Ankerschiene im Beton idealisiert. Die Anker und das Schienenprofil werden über Balken mit ihren tatsächlichen Querschnittswerten abgebildet und gekoppelt sowie die Bettung des Betons über Federn realisiert. Dieses Modell wird mittels experimenteller Untersuchungen verifiziert, indem durch den Einsatz faseroptischer Messtechnik die Ankerkräfte im Versuch ermittelt werden. Unterstützt durch numerische Untersuchungen wird ein Messkonzept entwickelt, um aus dem Kraftverlauf im Schienenprofil auf die Ankerkräfte zu schließen. Die Ergebnisse der Experimente werden mit den Berechnungsergebnissen des Modells verglichen und die Eignung des Modells mittels statistischer Analysen bestätigt.

Die Entwicklung eines universellen und variablen Versuchsstands für die experimentellen Untersuchungen räumlich beanspruchter Ankerschienen wird in Kapitel 4 beschrieben. Die Grundidee besteht darin, die Last mit nur einem Prüfzylinder aufzubringen und die Lastrichtung über horizontale und vertikale Rotationen von Probekörper bzw. Prüfzylinder einzustellen. Neben der grundlegenden Konzeptionierung des Versuchsstandes werden die Details wie Lasteinleitung, Lagerung der Versuchskörper und Befestigung des Prüfzylinders ausgearbeitet. Abgeschlossen wird das Kapitel mit der Verifikation eines prototypischen Versagens der Versuchskörper durch Tastversuche.

Kapitel 5 umfasst die Beschreibung des durchgeführten Versuchsprogramms und die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen. Dabei wird zunächst auf die verwendeten Materialien eingegangen und das Vorgehen bei der Versuchsdurchführung erläutert. Es werden kleine Probekörper und Ankerschienen mit nur einem Anker verwendet, um gegenseitige Beeinflussungen zu vermeiden sowie die Durchführung zu erleichtern und zu beschleunigen. Anhand des Betonausbruchs der Versuchskörper wird der Einfluss der Lastrichtung auf das Versagen analysiert. Der Einfluss von Interaktionen wird sowohl mit Blick auf das eingetretene Versagen als auch die Tragfähigkeiten im Versuch qualitativ untersucht. Zum Abschluss des Kapitels wird das Last-Verformungsverhalten im Versuch dokumentiert.

Eine mathematische Auswertung und Quantifizierung der Interaktionseinflüsse erfolgt in Kapitel 6. Mittels Regressionsanalysen werden aus den Versuchsergebnissen Interaktionsgleichungen für zwei- und dreidimensionale Beanspruchungen ermittelt. Dies erfolgt für verschiedene Ansatzfunktionen. Der Einfluss der Parameter auf die Modellqualität der entwickelten Interaktionskurven und -flächen wird zunächst qualitativ bewertet und anschließend mittels Sensitivitätsanalysen eingeordnet. Abschließend werden die Interaktionsgleichungen mit Berechnungsansätzen für die Tragfähigkeiten in den Hauptachsen kombiniert und das resultierende Bemessungsmodell durch einen Vergleich mit den Versuchsergebnissen verifiziert.

# Grundlagen und Stand der Forschung

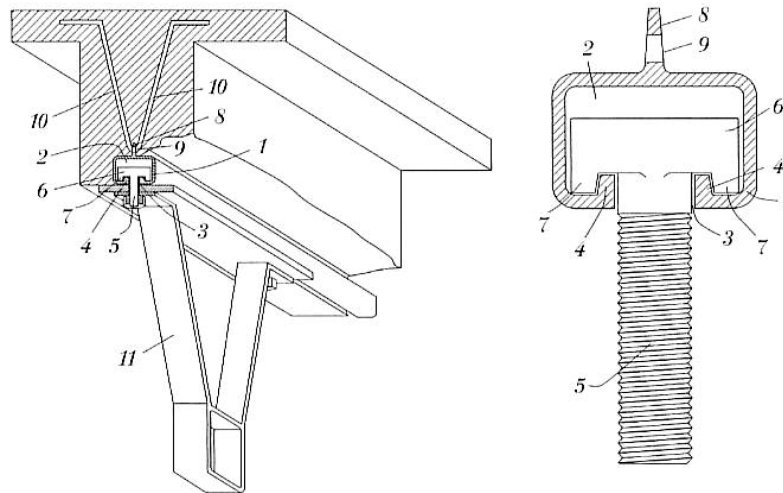
---

*Das Kapitel stellt wesentliche Grundlagen zum Tragverhalten und die historische Entwicklung von Befestigungen mit Ankerschienen zusammen. Neben der Einführung der möglichen Anwendungen, Versagensmodi und Belastungen gibt es einen Überblick über die durchgeführten Forschungsarbeiten sowie deren Ergebnisse. Diese umfassen das Tragverhalten bei Längs-, Quer- und Zugbeanspruchungen sowie Interaktionen, die aus der zeitgleichen Einwirkung resultieren. Auch Besonderheiten wie die Eignung von Ankerschienen bei ermüdungsrelevanten Einwirkungen sowie Brandbeanspruchungen werden thematisiert. Anschließend werden die Grundlagen des entwickelten Bemessungskonzeptes erläutert. Die Ausführungen lassen auch selten untersuchte Themen mit Forschungsbedarf erkennen, die zur Motivation dieser Arbeit führten.*

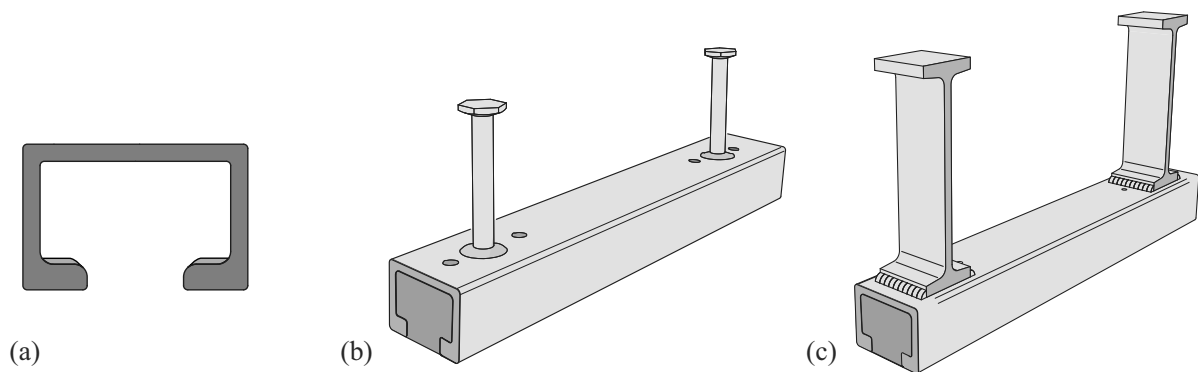
## 2.1 Allgemeines und Historie

Ankerschienen sind linienförmige Stahlformteile, die als Befestigungsmittel in Betonbauteilen eingesetzt werden. Sie setzen sich zusammen aus einem c-förmigen, einseitig offenem Stahlprofil und rückseitig angeschweißten oder aufgestauchten Ankern (Abbildung 2.1 & Abbildung 2.2). Als Einbauteile werden sie vor der Betonage an der Schalung oder Bewehrung befestigt und verankern durch Formschluss im Betonbauteil (Abbildung 2.3). Nachträglich zu entfernende Füllungen aus Polystyrol oder PE-Schäumen verhindern während der Betonage das Eindringen des Frischbetons in das Schienenprofil. Nach dem Entfernen der Füllung werden zur Befestigung von Anbauteilen Schrauben eingesetzt, sodass eine belastbare Verbindung entsteht. Die freie Verschieblichkeit der Befestigungspunkte in Schienenlängsrichtung ermöglicht den Ausgleich von Toleranzen und ist ein Vorteil im Vergleich zu anderen Befestigungsmitteln. Ein weiterer ist durch die hohe Beanspruchbarkeit gegeben. Große Profile erreichen Bruchlasten von bis zu 100 kN pro Befestigungspunkt. Konventionelle Ankerschienen können

dabei Zug- und Querbelastungen senkrecht zur Schienenlängsachse aufnehmen.



**Abbildung 2.1:** Ankerschienenbefestigung aus der Patentschrift von Anders Jordahl mit rückseitig eingeführter Flachstahlverankerung [85]

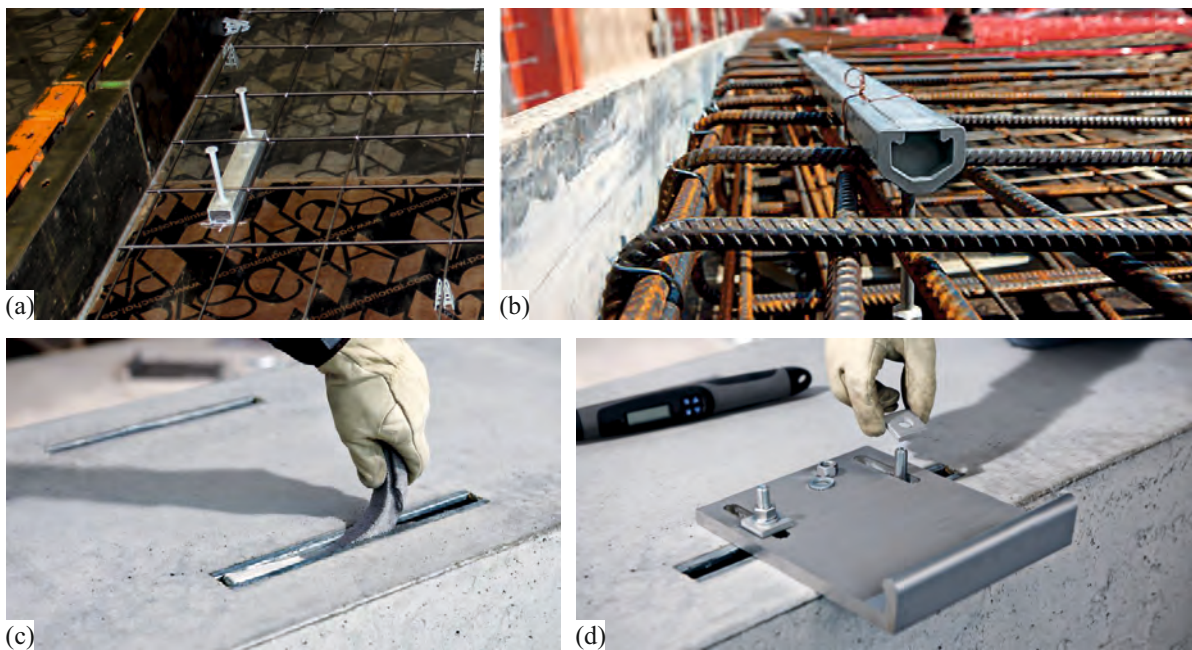


**Abbildung 2.2:** (a) Querschnitt eines Schienenprofils; Ankerschiententypen mit (b) Rundankern und (c) I-Ankern

Die erste Ankerschiene wurde bereits 1913 von Anders Jordahl patentiert und auf dem Markt eingeführt [36]. In der Patentschrift [85] als „*Geschlitztes hohles Bewehrungsseisen für Eisenbetonbauten zur Aufnahme von Befestigungsbolzen für Lagerböcke*“ bezeichnet, entwickelte und etablierte sich mit der Markteinführung der Begriff der Ankerschiene. Bei diesen ersten Ankerschienen erfolgte die Rückverankerung in den Beton über Flachstahlanker, die durch Aussparungen auf der Profilrückseite geführt und abgebogen wurden (Abbildung 2.1). Diese ursprüngliche Form der Verankerung wird mittlerweile nicht mehr verwendet. Sie wurde durch nicht lösbare Verbindungen in Form aufgestauchter Rundanker oder angeschweißter I-Anker ersetzt (Abbildung 2.2). Diese Verbindungen können durch Fortschritt-

te in der Fertigungstechnologie seit den 70er- und 80er-Jahren zum Großteil automatisiert hergestellt werden.

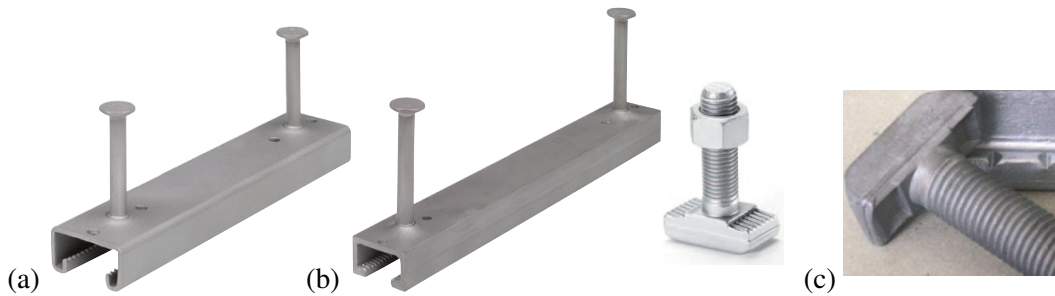
Auch das Schienenprofil war in der Folge Gegenstand von Weiterentwicklungen und Innovationen. Bei ursprünglichen Profilen mit glatten Schienenlippen konnten die Schrauben zwar beliebig positioniert werden, eine Belastung in Schienenlängsrichtung war jedoch nicht oder nur sehr eingeschränkt möglich. Durch die Entwicklung von Ankerschienen mit einer Verzahnung an den Schienenlippen (Zahnschienen) und der Verwendung spezieller Zahnschrauben können vergleichsweise hohe Beanspruchungen auch in Längsrichtung der Schiene aufgenommen werden [84]. Seit den 1980er Jahren werden derartige Schienenprofile durch Kaltumformung aus Bandstahl hergestellt [21, 24]. Hierzu durchläuft der Bandstahl eine Profilieranlage und wird schrittweise an mehreren Stationen zu einem C-Profil geformt. Ende der 90er-Jahre erfolgte erstmals eine Herstellung von Zahnschienen mittels Warmwalzung. Dabei werden Profile aus Stahlknüppeln geformt, die zur Bearbeitung hoch erhitzt werden. Sie zeichnen sich durch eine höhere Tragfähigkeit der Verzahnung aus und können auch bei ermüdungsrelevanten Einwirkungen verwendet werden [25, 26].



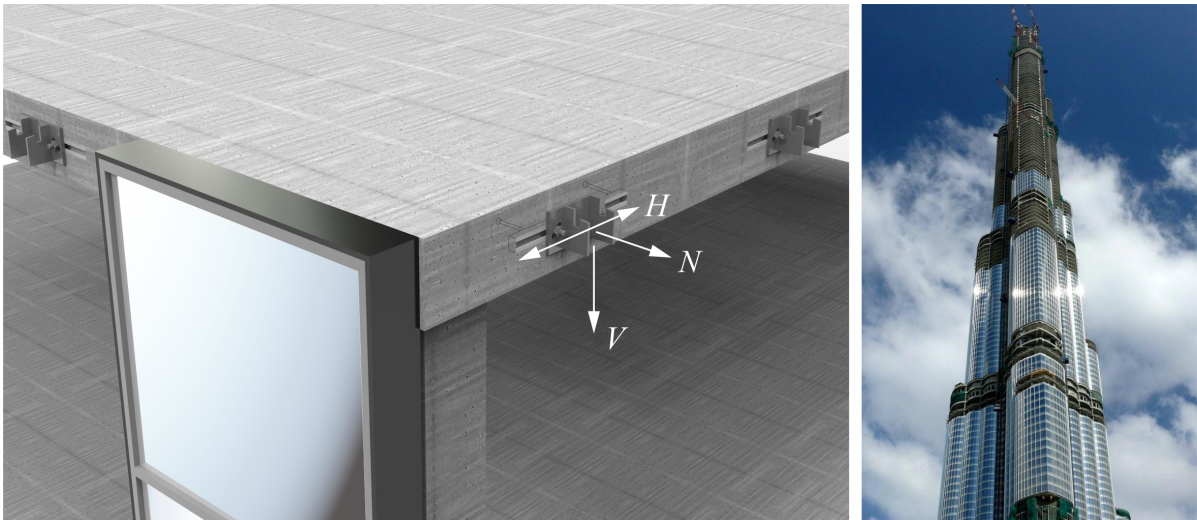
**Abbildung 2.3:** Montage der Ankerschienen an der (a) Schalung oder (b) Bewehrung sowie (c) Entfernen der Füllung und (d) Montage von Anbauteilen ((b) - (d) [76])

Zuvor konnten in klassische Ankerschienen mit glatten Schienenlippen lediglich geringe Lasten über Reibung eingeleitet werden. Die aufnehmbaren Kräfte sind jedoch direkt von der vorhandenen Vorspannkraft abhängig und können z. B. aufgrund von Relaxationseffekten in der vorgespannten Schraube nicht zuverlässig berücksichtigt werden. Etwas höhere Tragfähigkeiten sind mit sogenannten Kerb-

zahnschrauben möglich, bei denen sich Kerbzähne durch das Vorspannen der Schraube in die glatten Lippen klassischer Ankerschienen eindrücken [3, 28]. Solche Systeme können zuverlässig Längsbeanspruchungen einleiten, jedoch nicht in der Größenordnung in der es Zahnschienen mit speziellen Zahnschrauben ermöglichen. Einen Überblick über längsbeanspruchbare Ankerschienen bzw. Schrauben gibt Abbildung 2.4.



**Abbildung 2.4:** (a) Kaltgefertigte und (b) warmgewalzte Zahnschiene mit Zahnschraube sowie (c) Kerbzahnschraube [69, 83]



**Abbildung 2.5:** Anwendungsbeispiel Burj Khalifa (linkes Bild: JORDAHL, rechtes Bild: I. SOLT [82])

Ankerschienen werden unter anderem im Fassadenbau, Tunnelbau, Aufzugsbau und allgemein zur Befestigung von Leitungen und Rohren verwendet. Weitere Einsatzgebiete sind im Fertigteilmontagebau bzw. der Verbindung von Modulen gegeben [50]. Abbildung 2.5 zeigt die Befestigung einer Vorhangsfassade am Beispiel des Burj Khalifa in Dubai. Infolge der mitunter extremen Bedingungen in großen Höhen, ist mit einer dreidimensionalen Beanspruchung der Ankerschiene zu rechnen. Neben der vertikalen Belastung durch das Eigengewicht der Fassadenkonstruktion ( $V$ ) werden durch die Windeinwirkungen

auch Zuglasten ( $N$ ) in die Schiene eingeleitet. Ebenfalls infolge Wind sowie durch Zwang z. B. infolge Temperaturänderung können auch nicht zu vernachlässigende horizontale Lasten ( $H$ ) auftreten.

Für die Anwendung in korrosiven Bedingungen werden die Ankerschienen entweder nachträglich verzinkt oder aus nichtrostendem Stahl hergestellt. Moderne Ankerschienen können zudem auch unter seismischen Bedingungen eingesetzt werden, sind in der Lage ermüdungsrelevante Beanspruchungen aufzunehmen und sind bei einer Brandbeanspruchung bis zu den Feuerwiderstandsklassen 60 und 90 zugelassen [22, 23, 29].

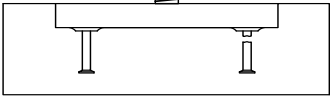
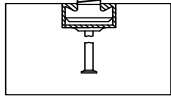
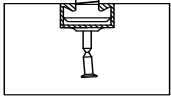
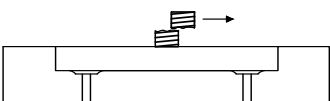
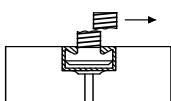
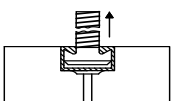


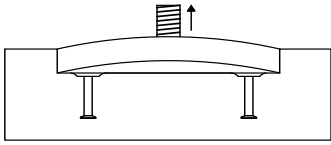


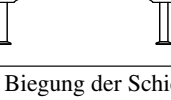
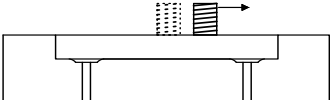
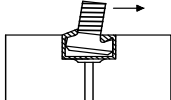
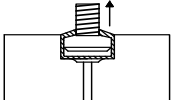
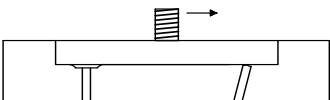
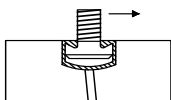


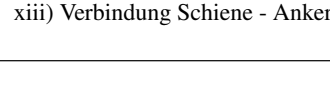
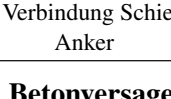
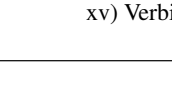
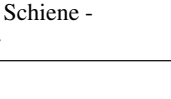
## 2.2 Tragverhalten bei Zug-, Quer- und Längsbeanspruchungen

Einhergehend mit der zunehmenden Verwendung von Ankerschienenbefestigungen zu Beginn der 1990er Jahre wurde auch die Forschung zum Tragverhalten von Ankerschienensystemen intensiviert. Im Fokus stand dabei die Herleitung von Bemessungsansätzen und die Ermittlung der zu erwartenden Tragfähigkeiten derartiger Verankerungen. Zu diesem Zweck wurden umfangreiche experimentelle Versuchsreihen durchgeführt, die häufig durch numerische Untersuchungen ergänzt wurden [1, 65, 137, 161]. Während die Tragfähigkeiten für die Stahlversagensarten in Versuchen zu bestimmen sind, war es das Ziel für Betonversagen allgemeingültige Berechnungsformeln anzugeben (Abschnitt 2.4). Abbildung 2.6 gibt einen Überblick über die möglichen Beton- und Stahlversagensmodi. Hinzu kommen noch die nicht dargestellten Versagensarten von Zusatzbewehrung, bei der ein Fließen der Bewehrung oder ein Verbundversagen zum Beton maßgebend sein kann.

Die Untersuchung aller Versagensarten und die möglichst genaue Prognose der zu erwartenden Tragfähigkeiten ist für eine realitätsnahe Bemessung entscheidend. Sämtliche Versagensmodi und Lastrichtungen zu behandeln bedeutete einen großen Forschungsbedarf und war Inhalt vieler Forschungsarbeiten. Die folgenden Ausführungen können daher nur einen grundsätzlichen Einblick darstellen und sind nicht als vollständig zu betrachten.

Eine der ersten Arbeiten von POWELL, BURDETTE und OLUOKON in [130] beschäftigte sich zunächst grundlegend mit der Bestimmung der Zugtragfähigkeit in unbewehrten Betonbauteilen. Die Untersuchungen zeigen einen Einfluss von Bauteilrändern und benachbarter Anker auf die Tragfähigkeit. In den entwickelten Gleichungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit werden diese Einflüsse berücksichtigt. Die gleiche Forschergruppe erweiterte den Fokus zudem auf die Berechnung der Betontragfähigkeit bei Querbeanspruchung [131]. In beiden Fällen basierten die entwickelten, grundsätzlichen Berechnungsansätze auf den bereits bekannten Formulierungen für Kopfbolzen- bzw. Dübelbefestigungen im Beton und wurden für die Verwendung bei Ankerschienen modifiziert. Entsprechend der Herleitung von einer Einzelbefestigung, erfolgt die Betrachtung getrennt für jeden Verankerungspunkt im Beton, also für einen einzelnen Anker. Die Verifikation dieser ersten, grundlegenden Berechnungsansätze gelang durch experimentelle Untersuchungen.

Weitere, deutlich umfangreichere Untersuchungen von WOHLFAHRT [161] beschäftigten sich ebenfalls mit dem Tragverhalten von Ankerschienen in Betonbauteilen ohne Bewehrung. Basierend auf der großen Datenbasis an Versuchsergebnissen konnten detailliertere Ansätze für Zug- und Querbeanspruchungen entwickelt werden. Grundlage dafür war das inzwischen entwickelte CC-Verfahren für

Längsbeanspruchung (x)	Querbeanspruchung (y)	Zugbeanspruchung (z)	
<b>Stahlversagen</b>			
 <p>i) Ankerversagen</p>	 <p>ii) Ankerversagen</p>	 <p>iii) Ankerversagen</p>	
 <p>iv) Schraubenversagen (Abscheren)</p>	 <p>v) Schraubenversagen (Abscheren)</p>	 <p>vi) Schraubenversagen</p>	
 <p>vii) Schraubenversagen (Biegung)</p>	 <p>viii) Schraubenversagen (Biegung)</p>	 <p>ix) Biegung der Schiene</p>	
 <p>x) Verbindung Schraube - Schienenlippe</p>	 <p>xi) lokales Aufbiegen der Schienenlippe</p>	 <p>xii) lokales Aufbiegen der Schienenlippe</p>	
 <p>xiii) Verbindung Schiene - Anker</p>	 <p>xiv) Verbindung Schiene - Anker</p>	 <p>xv) Verbindung Schiene - Anker</p>	
<b>Betonversagen</b>			
 <p>xvi) rückwärtiger Betonausbruch</p>	 <p>xvii) rückwärtiger Betonausbruch</p>	 <p>xviii) kegelförmiger Betonausbruch</p>	 <p>xix) lokaler Betonausbruch</p>
 <p>xx) Betonkantenbruch</p>	 <p>xxi) Betonkantenbruch</p>	 <p>xxii) Spalten</p>	 <p>xxiii) Herausziehen</p>

**Abbildung 2.6:** Versagensmodi von Zahnschienen für Längs-, Quer- und Zugbeanspruchung nach [17, 18]

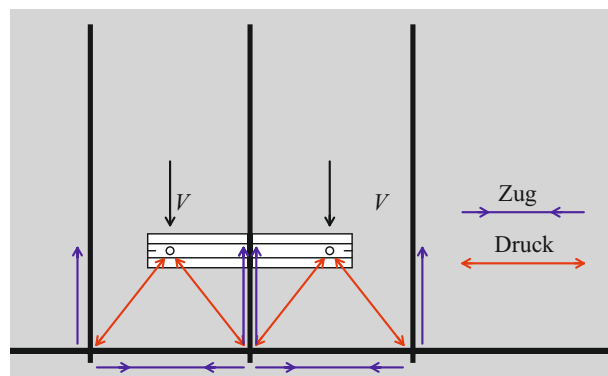
Kopfbolzen (siehe Abschnitt 2.4), aus denen die Gleichungen für Ankerschienen hergeleitet wurden. WOHLFAHRT schlägt für die Bemessung von Ankerschienen ein Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten vor, dass zuvor von ELIGEHAUSEN allgemein für Befestigungen in Betonbauteilen eingeführt wurde [35]. Die Untersuchungen von WOHLFAHRT umfassen die rechnerische Berücksichtigung verschiedener Einflüsse auf die Tragfähigkeit. Derartige Einflüsse auf die Ankerschienen bzw. den für die Tragfähigkeit maßgebenden Anker können gegeben sein durch:

- Bauteilränder,
- geringe Bauteildicken,
- benachbarte Anker,
- vorhandene Bewehrung und
- den Zustand des Betons (gerissen oder ungerissen).

Hinsichtlich der Bewehrung ist zwischen üblicherweise vorhandener Bewehrung z. B. in Platten und gezielt eingesetzter Bewehrung zur Steigerung der Tragfähigkeit des Befestigungsmittels zu unterscheiden. Einerseits kann eine übliche Plattenbewehrung eine Steigerung der Tragfähigkeit bei Ankerschienen bewirken, andererseits kann eine Bewehrungskonzentration zu einem Schalenabplatzen führen und damit die Tragfähigkeit reduzieren. Diese Einflüsse werden in dem Bemessungsmodell von WOHLFAHRT über Faktoren berücksichtigt. Gezielt eingesetzte Bewehrung wird hingegen konstruktiv geplant und deren Tragfähigkeit rechnerisch ermittelt. Grundlage dafür bietet üblicherweise eine Kombination aus Steckbügeln und Längsbewehrung am Bauteilrand (Abbildung 2.7). Die Lastweiterleitung von der Ankerschiene in die Bewehrung erfolgt im Betonbauteil prinzipiell auf der Annahme von Fachwerkmodellen. In diesen Modellen werden Druckkräfte vom Beton und Zugkräfte von der Bewehrung aufgenommen und zu Druck- und Zugstreben idealisiert.



(a)



(b)

**Abbildung 2.7:** (a) Zusatzbewehrung in Form von Steckbügeln und Längsbewehrung sowie (b) Prinzip der Lastweiterleitung in die Bewehrung bei Querbeanspruchung ( $V$ ) nach Fachwerkmodell



Aufbauend auf den grundlegenden Arbeiten und Formulierungen der Berechnungsansätze folgten weitere Forschungsarbeiten, die sich zumeist auf eine Lastrichtung fokussierten. So entwickelte KRAUS [99] ein verbessertes Modell bei zentrischer Zugbelastung, während POTTHOFF [129] Ankerschienen unter Querbelastung näher untersuchte. Neben Bemessungsgleichungen für die Berechnung der Tragfähigkeit eines Ankers entwickelten sowohl POTTHOFF also auch KRAUS in ihren Arbeiten ein Modell zur Lastverteilung für die jeweilige Lastrichtung (Kapitel 3). Die Untersuchungen von SCHMID [145] behandelten ebenfalls querbeanspruchte Ankerschienen, jedoch nicht mehr mit dem Fokus auf Betonversagen, sondern auf der Steigerung der Tragfähigkeit mittels Bügelbewehrung am Bauteilrand. Das entwickelte Modell ermöglicht eine detaillierte Betrachtung der Wirksamkeit der Bewehrung. Es wurde als Ergänzung zu den Bemessungsregeln in EC 2-4 in einen zusätzlichen Technischen Report [17] aufgenommen.

CASUCCI ET AL [11] untersuchten in neueren Arbeiten die Wirksamkeit vorhandener Bewehrung in gerissenem Beton bei Querbeanspruchung. Sie stellten hinsichtlich der rechnerischen Berücksichtigung von Rissen und vorhandener Bewehrung eine gute Übereinstimmung mit den derzeit gültigen Bemessungsvorschriften fest (Abschnitt 2.4) [18, 80]. Zudem fanden sie heraus, dass sich die Reduktion der Betontragfähigkeit in unbewehrtem Beton proportional zur Rissweite verhält.

Der Einfluss von Bewehrung auf die Tragfähigkeit am Bauteilrand in ungerissenen Betonbauteilen stand im Fokus der Untersuchungen von KONERTZ ET AL [94]. Bereits bei Verwendung einer minimalen Oberflächenbewehrung ( $\varnothing 6/200$  [mm]) konnte die Tragfähigkeit im Vergleich zum unbewehrten Beton um ca. 50 % gesteigert. Die zusätzliche Verwendung von Steckbügeln und einer Randbewehrung führte zu einer weiteren Steigerung von 30 - 60 % und ist dabei abhängig vom Durchmesser bzw. dem vorhandenen Bewehrungsquerschnitt der Steckbügel. In weiteren Versuchen wurde der Einfluss von Bauteilrändern und -ecken in bewehrten Betonbauteilen untersucht. Es konnte für Querbeanspruchungen festgestellt werden, dass der tragfähigkeitsmindernde Einfluss von Bauteilrändern durch die Verwendung von Bewehrung aufgehoben werden kann. In Vergleichsversuchen erreichte eine Befestigung in einer Bauteilecke durch die Verwendung von Bewehrung ähnliche Tragfähigkeiten, wie ein Referenzversuch ohne den Einfluss einer Bauteilecke und ohne entsprechende Bewehrung.

Querbeanspruchte lange Schienen mit mehreren Ankern und deren gegenseitige Beeinflussung in unbewehrten Betonbauteilen untersuchten KOCUR ET AL [92] anhand von numerischen Berechnungen, die an realen Experimenten kalibriert wurden. Die Ergebnisse zeigen, dass die Einflussfaktoren zur Berücksichtigung benachbarter Anker in EC 2-4 [31] konservativ erfasst werden.

Seltener untersucht wurden Ankerschienen unter Belastung in Längsrichtung. SCHMIDT [146] erforschte das Tragverhalten in unbewehrten Betonbauteilen mittels experimenteller und numerischer Versuche und entwickelte ein Berechnungsmodell zur Lastverteilung. Dieses wird in Abschnitt 3.1 näher erläutert.

Untersuchungen zu Tragfähigkeiten und Versagensmodi bei Längsbeanspruchungen in [97] zeigen für bewehrte Bauteile, dass bereits kreuzweise verlegte Stabbewehrungen mit geringem Bewehrungsquerschnitt ( $\varnothing 6/200$  [mm]) die charakteristische Tragfähigkeit bei Betonkantenbruch um ca. 25 % steigern können. Wie auch in einigen Versuchen von SCHMIDT entwickelte sich bei einer Schiene mit zwei Ankern zunächst ein Betonversagen vom randnahen Anker, gefolgt von einer Kraftumlagerung zum

hinteren Anker, der schließlich durch Abscheren versagte (Stahlversagen). Zudem zeigen die Versuche von SCHMIDT, dass das Betonversagen ebenfalls vom hinteren Anker ausgehen kann, wenn der vordere Anker einen sehr geringen Abstand zum Rand aufweist.

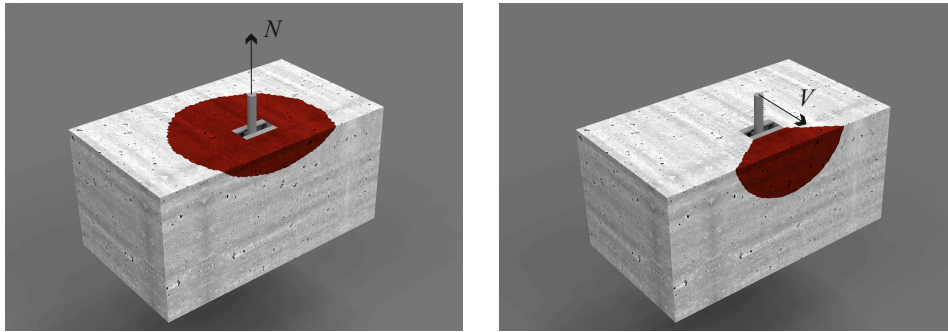
Neben den Untersuchungen zum grundsätzlichen Tragverhalten von Ankerschienen wurden ebenfalls einige Sonderaspekte untersucht. So z. B. die Einflüsse von ermüdungsrelevanten Beanspruchungssituationen, für die moderne Ankerschienen zugelassen sind. Da ermüdungsrelevante Einwirkung in dieser Arbeit nicht weiter thematisiert werden, wird diesbezüglich auf die Literatur verwiesen [5, 52, 67, 70]. Gleiches gilt für seismische Anwendungen [8, 77, 107, 119, 125, 136] und Brandbeanspruchungen [78, 126, 135].

Auch betontechnologische Entwicklungen wie die des Faserbetons [60, 72, 102] wurden bereits auf den Einfluss auf Befestigungen mit Ankerschienen untersucht [108]. Dazu wurden von MAHRENHOLTZ ET AL experimentelle Tests mit Probekörpern aus Normalbeton sowie aus Faserbeton ohne zusätzliche konventionelle Bewehrung durchgeführt. Durch die Zugabe von Fasern konnte die Tragfähigkeit bei Betonversagen um den Faktor 1,4 bei Zug- und 1,8 bei Querbeanspruchung gesteigert werden. Zudem trat kein sprödes Versagen auf, da das Tragverhalten mit Fasern deutlich duktiler ist [71, 114].

Ergänzende Ausführungen zum Tragverhalten von Ankerschienen werden in Kapitel 3 zusammengefasst. Dort liegt der Fokus auf der Lasteinleitung in die Schiene und der Weiterleitung in das Betonbauteil. Im Detail wird der Kraftfluss in der Schiene und die ungleichmäßige Beanspruchung der Anker näher betrachtet.

## 2.3 Tragverhalten bei räumlichen Beanspruchungen

Wirken Zug-, Quer- und Längsbelastungen zeitgleich auf Ankerschienen ein, entstehen ebene oder räumliche Lastresultierende mit ebendiesen Komponenten in den Hauptachsenrichtungen. Derartige räumliche Lasten werden über Schrauben in die Ankerschienen ein- und über die Anker sowie das Schienenprofil in das Betonbauteil weitergeleitet. Infolge von Beanspruchungskonzentrationen vor allem an den Ankern, sind Interaktionseffekte möglich, die im Vergleich zu achsengetrennten Belastungen in den Hauptrichtungen zu einer Reduktion der Tragfähigkeit führen. Veranschaulicht werden können die Interaktionseffekte durch sich überschneidende Ausbruchkörper, die sich bei einzeln wirkenden Lastkomponenten ausbilden würden [112]. Abbildung 2.8 zeigt die zu erwartenden Ausbruchkörper für ein Beispiel einer Schiene am Bauteilrand infolge einer Zug- bzw. Querbeanspruchung. Sowohl auf der Oberfläche, als auch der Seitenfläche sind Bereiche zu erkennen, die bei beiden Belastungsrichtungen zum Ausbruchkörper gehören. Diese Bereiche können für den Widerstand gegen Betonversagen jedoch nicht doppelt aktiviert werden, wenn die Beanspruchungen zeitgleich auftreten. Denn wirken beide Komponenten zeitgleich auf die Verankerung ein, bildet sich ein gemeinsamer Ausbruchkörper für die resultierende Beanspruchung aus. Die Tragfähigkeit für diese Lastkombination ist neu zu bewerten und kann geringer ausfallen als die Tragfähigkeiten bei einzeln wirkenden Lastkomponenten.



**Abbildung 2.8:** Erwartete Ausbruchkörper infolge Zug- ( $N$ ) und Querbeanspruchung ( $V$ )

Erste Untersuchungen zum Tragverhalten bei Interaktionen wurden von OLUOKON UND BURDETTE [123] durchgeführt. Sie untersuchten die Interaktionseffekte von Zug- und Querbeanspruchungen bei Ankerschienen in dünnen Platten. In ihren experimentellen Untersuchungen wurde zunächst eine Querlast aufgebracht und konstant gehalten, während die Zuglast stetig gesteigert wurde. Der untersuchte Lastwinkel stand somit erst mit dem Versagen fest, da sich dieser mit zunehmender Zuglast stetig vergrößerte. In den Untersuchungen wurden sowohl die Schienenprofile als auch die Exzentrizitäten der Querlast variiert. Als Ergebnis ihrer Untersuchungen stellten OLUOKON UND BURDETTE fest, dass die für Kopfbolzen formulierte Interaktionsgleichung nicht ohne Anpassung übertragbar ist, da zum Teil unsichere Ergebnisse resultieren. Basierend auf ihren Versuchsergebnissen schlugen sie folgende, modifizierte Interaktionsgleichung vor:

$$\left(\frac{V}{V_u}\right)^{5/3} + \left(\frac{N}{0,87N_u}\right)^{5/3} \leq 1,0 \quad (2.1)$$

WOHLFAHRT beschäftigte sich in seinen Untersuchungen ebenfalls mit der Interaktion infolge Zug- und Querbeanspruchungen [161] in unbewehrten Betonbauteilen. In den von ihm durchgeführten Experimenten wurde der Winkel der Beanspruchung konstant gehalten und Lasten in einem Winkel von  $30^\circ$ ,  $45^\circ$  und  $60^\circ$  aufgebracht. Unter Berücksichtigung der eigenen sowie der Versuchsergebnisse von OLUOKON UND BURDETTE entwickelte WOHLFAHRT neben der Potenzfunktion (Gleichung 2.2) auch eine trilineare Gleichung (Gleichung 2.3) zur rechnerischen Beschreibung der Interaktion bei Betonversagen. Beide Gleichungen wurden in das Bemessungskonzept des EC 2-4 übernommen [18].

$$\left(\frac{V}{V_u}\right)^{1,5} + \left(\frac{N}{N_u}\right)^{1,5} \leq 1,0 \quad (2.2)$$

$$\left(\frac{V}{V_u}\right) + \left(\frac{N}{N_u}\right) \leq 1,2 \quad (2.3)$$

Zusammengefasst wurden die angegebenen Interaktionsgleichungen ausschließlich aus Untersuchungen mit Interaktionen infolge Quer- und Zugbeanspruchungen hergeleitet. Forschungsarbeiten zu ebenen Interaktionen mit Längsbeanspruchungen sowie räumlichen Beanspruchungen sind in der Literatur bislang nicht dokumentiert. Sie stehen daher im Fokus dieser Arbeit.

## 2.4 Bemessung

### 2.4.1 Allgemeines und Historie

In der Vergangenheit erfolgte die Bemessung von Ankerschienen basierend auf den Angaben der Hersteller. Diese stützten sich auf Erfahrungen, die aus den Ergebnissen experimenteller Untersuchungen gewonnen wurden. Mit der Einführung von allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ), die in Deutschland vom Institut für Bautechnik IfBt (heute: Deutsches Institut für Bautechnik DIBt) erteilt wurden und immer noch werden, mussten umfangreiche experimentelle Versuchsprogramme durchgeführt werden. Aus den Ergebnissen dieser Tests wurden zulässige Lasten für die Bemessung ermittelt. Dabei waren Randbedingungen zu berücksichtigen, die ebenfalls in der Zulassung angegeben waren und aus den Bedingungen der Tests abgeleitet wurden. Sie beinhalteten zum Beispiel Vorgaben für einzuhaltende Mindestrandabstände der Ankerschienen sowie Mindestbetongüten. Zudem waren die Abstände der Lasten sowie der Schienen zueinander geregelt. Die Nachweisführung war somit vergleichsweise simpel, schränkte die Variabilität für den Einsatz der Schienen jedoch im Rahmen der Randbedingungen ein. Sonderfälle mussten durch Zustimmungen im Einzelfall geregelt werden oder wurden, wenn diese häufiger auftraten, durch spezielle Regelungen in die Zulassung aufgenommen [89]. Einige dieser allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen wurden zum Ende der Geltungsdauer fortlaufend verlängert und können bis heute verwendet werden.

Durch die Trends im Stahlbetonbau immer schlankere Konstruktionen zu entwerfen und dabei auf höhere Betonfestigkeiten zurückzugreifen [51, 58, 86], wurden immer höhere Anforderungen an die Flexibilität der Bemessung gestellt. In der Folge setzten sich die Hersteller dafür ein, das Tragverhalten von Ankerschienen zu untersuchen und allgemeine Bemessungsmodelle zu entwickeln.

Die intensivierten Forschungsarbeiten in den letzten 20 bis 25 Jahren, führten zu einem guten Verständnis des Tragverhaltens und der Versagensmechanismen. Es wurden Bemessungsformeln hergeleitet, weiterentwickelt und ergänzt. Diese wurden zunächst in Richtlinien und Vornormen zusammengefasst [47], in Fachkreisen diskutiert [137] und eine europaweit gültige, normative Regelung angestrebt. In einem langjährigen Prozess entstand aus der Vornormen-Reihe der CEN/TS 1992 [12–16] mit dem EC 2-4 [18] ein gemeinsames Dokument für die Bemessung von Befestigungen, in dem auch Ankerschienen enthalten sind [53, 56, 148]. Dabei wurden die einzelnen Teile der Vornormen-Reihe in ein gemeinsames Dokument überführt und der Text überarbeitet sowie normengerecht gekürzt [64, 149].

## 2.4.2 Bemessung nach Eurocode 2-4

Das entwickelte Bemessungsverfahren von Ankerschienen basiert grundlegend auf dem bereits zuvor hergeleiteten CC-Verfahren (engl.: Concrete Capacity) für Kopfbolzen und Dübel [39, 54, 55], das eine Weiterentwicklung des Kappa-Verfahrens ist [37, 38, 134]. Es wurde zur Berücksichtigung der Unterschiede im Tragverhalten entsprechend angepasst. Ein wichtiger Aspekt ist die Nachweisführung bei Betonversagen für den Einzelanker bei Ankerschienen. Im Gegensatz dazu wird bei Kopfbolzenverankerungen die gesamte Ankergruppe betrachtet, wobei eine ausreichend steife Ankerplatte vorausgesetzt wird. Davon kann bei einer Ankerschiene nicht ausgegangen werden, weshalb der Nachweis für einen Einzelanker erfolgt [20]. Zudem wäre die Betrachtung einer Ankergruppe für linienförmige Verankerung entlang einer Ankerschiene mit meist mehreren Ankern und vergleichsweise großen Abständen und Längen nicht praktikabel.

Mit Veröffentlichung des EC 2-4 [18] (Deutsche Version: DIN EN 1992-4 [31], April 2019) steht in Europa erstmals ein genormtes Bemessungsverfahren für Befestigungsmittel und somit auch für Ankerschienen zur Verfügung. Veröffentlicht im vierten Teil des Eurocode 2, der Bemessungsnorm für Betonstrukturen, behandelt es Verankerungen in Betonbauteilen [57] und unterstreicht die Bedeutung der konstruktiven Befestigungstechnik. Grundlage ist dabei das auch sonst im Eurocode verwendete semiprobabilistische Sicherheitskonzept, bei der faktorisierte Einwirkungen und Widerstände gegenübergestellt werden [164]. Neben den Verfahren zur Ermittlung der zu berücksichtigenden Beanspruchungen über Lastverteilungsmodelle werden ebenfalls allgemeingültige Bemessungsformeln für Kopfbolzen, Dübel und Ankerschienen in Betonbauteilen angegeben. Einige Formeln sind semi-empirisch, sodass für die Bemessung von Ankerschienen Profilbeiwerte eingeführt wurden, die die unterschiedlichen Eigenschaften der verschiedenen Schienenprofile im Hinblick auf die Tragfähigkeit berücksichtigen. Diese können sich z. B. durch die generelle Ausbildung verschiedener Hersteller aber auch modellabhängig vom gleichen Hersteller z. B. durch die Profilgröße unterscheiden. Die Ermittlung dieser profilspezifischen Werte erfolgt auf der Grundlage eines europäischen Bewertungsdokuments (European Assessment Document = EAD). In diesen Bewertungsdokumenten ist das Vorgehen für experimentelle Untersuchungen und Auswertungsmethoden beschrieben bzw. vorgeschlagen. Sie unterscheiden sich für verschiedene Befestigungsmittel und sind für Ankerschienen in [43] zusammengefasst.

Die Ergebnisse derartiger Zulassungsversuche werden in einer Europäischen Technischen Bewertung (European Technical Assessment = ETA) des Befestigungssystems zusammengefasst [87]. Die ETA enthält somit produktspezifische Werte, die für die Bemessung nach EC 2-4 erforderlich sind. Dies sind zum Beispiel charakteristische Widerstände für ein Stahlversagen der Ankerschienen bzw. der Anker, Beiwerte zur Ermittlung der Tragfähigkeit bei Betonversagen sowie einzuhaltende Anwendungsbedingungen, Mindestabstände und geometrische Größen für die Berechnung. Trotz gewisser Vorgaben ist die Anwendung um ein Vielfaches variabler als es die Verwendung nach den Randbedingungen einer abZ zulässt. Wird die Befestigung nach EC 2-4 geplant, kann für jede mögliche Anwendung die Tragfähigkeit berechnet und der maßgebende Versagensfall bestimmt werden.

Das Bemessungsverfahren im EC 2-4 umfasst für Ankerschienen jedoch nur Regelungen bei Zug- und Querbeanspruchungen. Ergänzende Bestimmungen zur Lastverteilung und Nachweisführung bei

Längsbeanspruchungen sind in einem zusätzlichen Technischen Report CEN/TR 17080 [17] (deutsche Version DIN CEN/TR 17080 [30]) zusammengefasst. Das darin angegebene Bemessungsmodell ist gültig für Schienen mit maximal drei Ankern, wobei der Betonausbruch grundsätzlich vom vorderen (randnahen) Anker ausgehend angenommen wird. Detaillierte Angaben zum Lastverteilungsmodell sind in Kapitel 3 zusammengefasst. Desweiteren ist in [17] ein verbessertes Modell zum Nachweis von Bewehrung bei Querbeanspruchung enthalten.

Als Erläuterung zum EC 2-4 veröffentlichte der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) das Heft 615 [20] in der Schriftenreihe der "grünen Hefte". Neben Erläuterungen des Normtextes sowie des ergänzenden Technischen Reports umfasst das Heft Autorenbeiträge mit weitergehenden Informationen zu ausgewählten Themen [150].

### Zug-, Quer- und Längsbeanspruchungen

Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt nach EC 2-4 bzw. CEN/TR 17080 für den maßgebenden Anker bzw. Schienenbereich getrennt für jede Lastrichtung durch einen Vergleich von Einwirkungen ( $E_d$ ) und Widerständen ( $R_d$ ) auf Bemessungsniveau nach dem Format:

$$\left( \frac{E_d}{R_d} \right) \leq 1,0 \quad (2.4)$$

Der maßgebende Anker ist dabei nicht immer der höchstbeanspruchte, sondern kann sich durch den Einfluss von Bauteilrändern oder anderen Einflüssen ergeben. Das Bemessungskonzept umfasst sowohl die Gleichungen zur Ermittlung der rechnerischen Tragfähigkeit als auch die Lastverteilungsmodelle zur Ermittlung der anzunehmenden Beanspruchungen (Kapitel 3). Die rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeiten und der Vergleich mit den entsprechenden Beanspruchungen erfolgt für alle möglichen Versagensarten. Es ist zu unterscheiden zwischen:

- Schraubenversagen
- Ankerversagen
- Schienenversagen
- Betonversagen

Für diese Versagensarten sind oft mehrere Versagensmodi zu untersuchen und der maßgebende zu bestimmen (Abbildung 2.6). Bei Betonversagen unter Zugbeanspruchung ist das Versagen z. B. infolge Spalten, kegelförmigem Betonausbruch, Herausziehen oder seitlichem Betonausbruch möglich. Auf Grund der großen Anzahl erforderlicher Nachweise wird auf detaillierte Ausführungen zur Berechnung verzichtet und auf die normativen Regelungen in [18] und [17] verwiesen.

## Interaktion

Wird die Ankerschiene zeitgleich durch Lasten in mehrere Richtungen beansprucht, sind zusätzlich zu den Nachweisen für Längs-, Quer- und/oder Zugbeanspruchungen Interaktionsnachweise erforderlich. Die Interaktionsnachweise werden getrennt für die Versagensarten (s. Auflistung zuvor) durchgeführt, sodass insgesamt vier Nachweise zu führen sind. Für jede Versagensart ist in EC 2-4 eine Interaktionsbeziehung angegeben. Da Belastungen in Längsrichtung nicht im EC 2-4 geregelt sind, umfassen die Angaben zur Interaktion lediglich Kombinationen aus Zug- und Querbeanspruchungen (Ebene Interaktion). Für räumliche Interaktionen werden die Gleichungen in CEN TR 17080 [17] um die dritte Dimension erweitert. Die Interaktionsgleichungen entsprechen dem Nachweisformat:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^{\alpha} \leq 1,0 \quad (2.5)$$

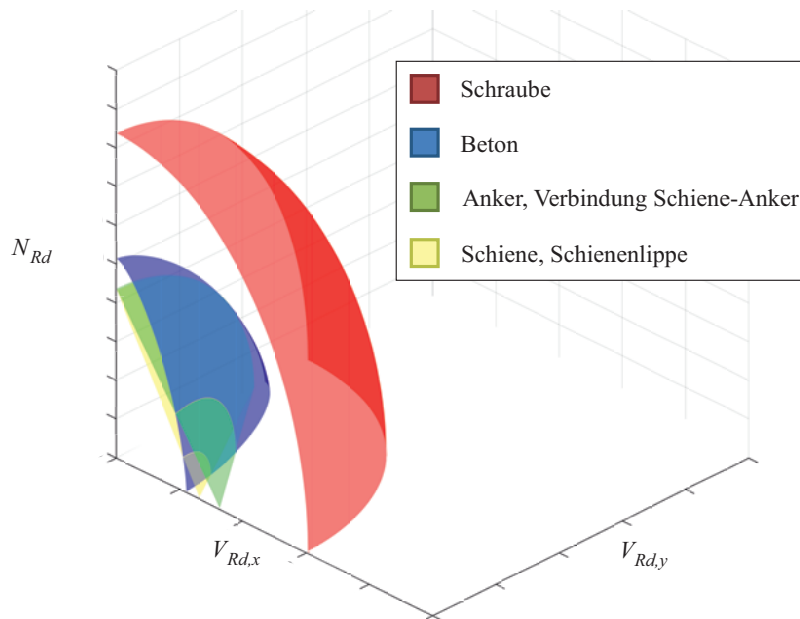
Der Exponent  $\alpha$  variiert je nach Versagensart. Für Betonversagen ist die Beschreibung der Interaktionskurve neben diesem Exponentialansatz zudem durch einen trilinearen Verlauf möglich. Es wurden die Ansätze von WOHLFAHRT nach Gleichung 2.2 und Gleichung 2.3 übernommen.

Die Bemessungswiderstände  $N_{Rd}$  wie  $V_{Rd}$  bzw. die Ausnutzungsfaktoren sind für die maßgebende Versagensart einzusetzen. Für Betonversagen findet auch der Interaktionsnachweis auf Ankerniveau statt, für die Stahlversagensfälle werden die unterschiedlichen Komponenten betrachtet (Schraube, Schiene, Anker). Es ist darauf zu achten, dass für den Interaktionsnachweis auch ein anderer Anker als bei den Einzelnachweisen für Zug-, Quer- und Längsbeanspruchung maßgebend sein kann.

Eine Besonderheit kann auftreten, wenn für das Schienenprofil ein Stahlversagen der Schiene infolge Biegung maßgebend ist. Dabei wird sowohl die Einwirkung als auch der Widerstand nicht durch die Zugkraft, sondern das Biegemoment angegeben. Die Interaktionsgleichung ist für diesen Fall:

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^{\alpha} \leq 1,0 \quad (2.6)$$

Infolge der nicht identischen Verläufe durch verschiedene Exponenten und unterschiedliche Tragfähigkeiten auf den Hauptachsen kann die maßgebende Versagensart für unterschiedliche Lastwinkel variieren [118]. Abbildung 2.9 zeigt dies beispielhaft für eine Bemessungssituation mit räumlicher Beanspruchung und ellipsoiden Interaktionsfunktionen, bei der sich die Interaktionsflächen schneiden. Das Betonversagen ist in diesem Beispiel nur maßgebend, wenn die Lastresultierende durch eine Längskraft  $V_x$  dominiert wird.



**Abbildung 2.9:** Interaktionsflächen aller Versagensarten mit möglichen Überschneidungen

Neben den jüngst entwickelten europäischen Bemessungsvorschriften existieren auch in den USA umfassende Regelungen für Befestigungsmittel in ACI 318 [2] und AC232 [80].

Grundsätzlich ähnelt das Vorgehen bei der Bemessung den europäischen Normen, es existieren jedoch Unterschiede im Detail. Dadurch kann es vorkommen, dass für identische Verankerungen deutlich unterschiedliche Tragfähigkeiten resultieren. Diese Tatsache wird in der Literatur kritisiert und an Beispielen ausgearbeitet. Da die in den USA gültige Normung in dieser Arbeit nicht weiter thematisiert wird, sei auf die entsprechende Literatur verwiesen [110, 111].





# Lastverteilung bei Ankerschienen

---

*In diesem Kapitel wird das Tragverhalten und die Lasteinleitung von Ankerschienen in Betonbauteile unter beliebiger räumlicher Belastung behandelt. Dies erfolgt getrennt für Zug-, Quer- und Längsbelastungen als Komponenten räumlich einwirkender Lasten. Es werden zunächst die Ergebnisse entsprechender Forschungsarbeiten vorgestellt und anschließend erläutert, wie die Lastverteilung nach dem aktuellen Stand der Technik in Bemessungsverfahren angenommen wird (Abs. 3.1). Dabei ist zu berücksichtigen welche Anteile der aufgebrachten Lasten von welchen Komponenten der Ankerschiene in den umliegenden Beton eingeleitet werden. Während für Zug- und Querbelastungen allgemein anerkannte Lastverteilungsmodelle entwickelt werden konnten, wurde die Verteilung unter Längsbelastung bisher selten untersucht. In dieser Arbeit steht daher ebendiese Belastungen im Fokus (Abs. 3.2).*

*Zur Beschreibung des Tragverhaltens längsbeanspruchter Ankerschienen wird ein Modell mit gebetteten Balken eingeführt, welches die reale Situation einer in Beton gebetteten Ankerschiene abbildet (Abs. 3.2.2). Dieses Modell wird mittels experimenteller Untersuchungen (Abs. 3.2.4) statistisch verifiziert (Abs. 3.2.5). Bei den Untersuchungen wird das Tragverhalten und die Lastverteilung längsbelasteter Ankerschienen mittels faseroptischer Messtechnik in situ erfasst. Die Funktionsweise faseroptischer Messsysteme wird zunächst grundlegend erläutert (Abs. 3.2.3) und anschließend die Applikation in den experimentellen Untersuchungen dargestellt.*

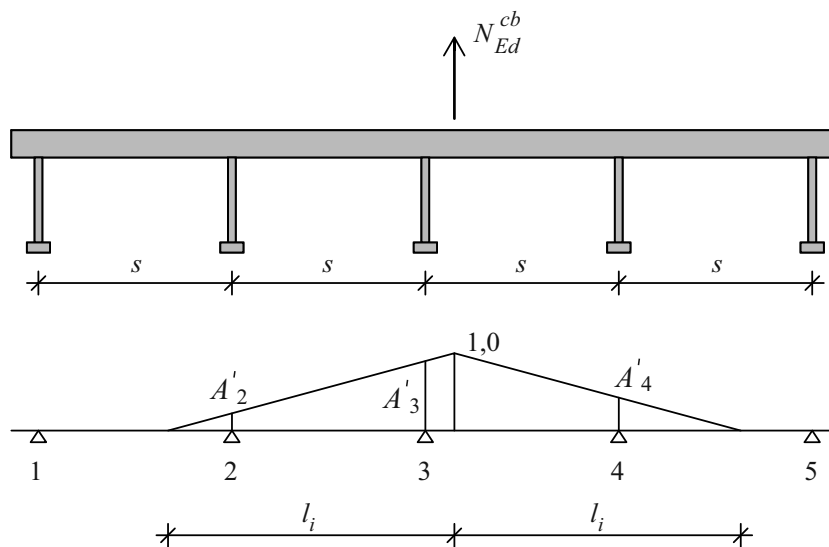
## 3.1 Lastverteilungsmodelle – Stand der Technik

### 3.1.1 Zugbelastungen

Ankerschienen leiten Zugbelastungen über die Anker in den Beton ein, indem sich die Ankerköpfe gegen den umgebenden Beton abstützen (Formschluss). Zusätzliche Lastabtragungsmechanismen wie Reibung oder Adhäsion sind vergleichsweise gering bzw. nicht grundsätzlich vorhanden und können vernachlässigt werden. Die Verteilung der Lasten auf die Anker erfolgt über das Schienenprofil, das

als Balken mit elastischer Bettung und teilweiser Einspannung durch die Anker angenommen werden kann. Ausgehend vom Punkt der Lasteinleitung durch eine Schraube werden die Kräfte über Biegung zu den Anker weitergeleitet. Die Ankerkräfte bzw. deren Verteilung hängen von der Biegesteifigkeit der Schiene, der Ankersteifigkeit, der Einspannwirkung der Anker sowie dem Ankerabstand ab.

Untersuchungen zum Tragverhalten bei Zugbeanspruchung von KRAUS [99] führten zu der Entwicklung eines Lastverteilungsmodells, das im Wesentlichen auch die Grundlage für die normativen Regelungen in Europa (EC 2-4) [18] und den USA (ACI 318, AC 232) [2, 80] bildet. Demnach kann die Verteilung über eine dreieckförmige Gewichtung bestimmt werden, die am Lasteinleitungspunkt den Maximalwert 1,0 annimmt (Abbildung 3.1). Die Grundlänge des Dreiecks entspricht der doppelten Einflusslänge  $l_i$ , die nach Gleichung 3.1 über das Trägheitsmoment der Schiene  $I_y$  sowie den Ankerabstand  $s$  berechnet werden kann. Alle Anker, die innerhalb dieser Einflusslänge liegen, werden entsprechend ihrer Ordinaten am Lastabtrag beteiligt. Die Zugkraft eines Ankers  $N_{Ed,i}^a$  kann anhand von Gleichung 3.2 als Anteil der über die Schraube eingeleiteten Kraft  $N_{Ed}^{cb}$  berechnet werden. Darin berücksichtigt  $k$  die Summe aller Ordinaten  $A'_i$  nach Gleichung 3.3. Treten mehrere Belastungen an unterschiedlichen Positionen auf sind die Ankerkräfte zu superponieren.



**Abbildung 3.1:** Dreieckförmige Lastverteilungsmethode bei Zugbelastung nach KRAUS [99]

$$l_i = 13 \cdot I_y^{0,05} \cdot s^{0,5} \geq s \quad (3.1)$$

$$N_{Ed,i}^a = k \cdot A'_i \cdot N_{Ed}^{cb} \quad (3.2)$$

$$k = \frac{1}{\sum_1^n A'_i} \quad (3.3)$$

MALLÉE, FUCHS UND ELIGEHAUSEN empfehlen in [113] dieses Modell nur für Schienen mit mindestens drei Anker zu verwenden. Bei Ankerschienen mit zwei Anker, sollten die Ankerkräfte unter

der Annahme eines Balkens auf zwei Stützen berechnet werden. Begründet wird dies durch Innovationen bei Ankerschienen, die zu weniger steifen Schienenprofilen und Verbindungen zum Anker geführt haben. Bei den Untersuchungen von KRAUS [99], die als Grundlage für das Lastverteilungsmodell dienen, wurden vergleichsweise steife Ankerschienen verwendet. Da sich der Einfluss der Steifigkeit besonders bei Ankerschienen mit zwei Ankern auswirkt, sollten diese vereinfacht berechnet werden. Für alle Schienen mit mehr als zwei Ankern ist das angegebene Verfahren hingegen hinreichend genau.

Für die Berechnung des Biegemomentes bei einer Lasteinleitung zwischen den Ankern wird die Ankerschiene ebenfalls vereinfacht als gelenkiger Träger angenommen. Dabei wird die partielle Einspannung durch die Anker, die Wirkung des Profils als Durchlaufträger sowie mögliche Lastumlagerungen durch ein Fließen des Profils vernachlässigt [20].

### 3.1.2 Querbelastrungen

Querbeanspruchungen senkrecht zur Schienenlängsachse werden sowohl über die Anker als auch über das Schienenprofil in den Beton eingetragen. Obwohl allgemein anerkannte Lastverteilungsmodelle ausschließlich die Anker berücksichtigen [2, 18], hat das Schienenprofil einen deutlich größeren Anteil an der Lasteinleitung. Untersuchungen von POTTHOFF [129] zeigen Anteile von etwa 60 % bis 80 % für das Profil und lediglich 20 % bis 40 % für den Anker. Erst mit der Entwicklung von Rissen bzw. der Ausbildung des Ausbruchkörpers zum Rand bei randnahen Befestigungen lagert sich die Lastweiterleitung auf die Anker um. Die tatsächliche Verteilung hängt dabei von verschiedenen Parametern wie dem Schienenprofil, den Betoneigenschaften und den Randabständen ab. Eine allgemeingültige Aussage ist jedoch aufgrund der begrenzten Anzahl der untersuchten Ankerschienen nicht möglich. Gleiches gilt für die Quantifizierung der Zugkraftanteile, die aus der exzentrischen Einleitung der Querlast resultieren [129].

Infolgedessen wurde zur Vereinfachung, entgegen des tatsächlichen Tragverhaltens, die Zuweisung der Querkraft vollständig zu den Ankern angenommen. Dies wird als konservativ angesehen, da die Ankerkräfte dadurch größer angenommen werden, als sie tatsächlich sind und die Zugkräfte indirekt berücksichtigt werden. Zudem wird eine einfache Interaktion infolge Zug- und Längsbeanspruchungen am Anker ermöglicht, unabhängig von der Stelle am Profil an der die Lasten angreifen [20].

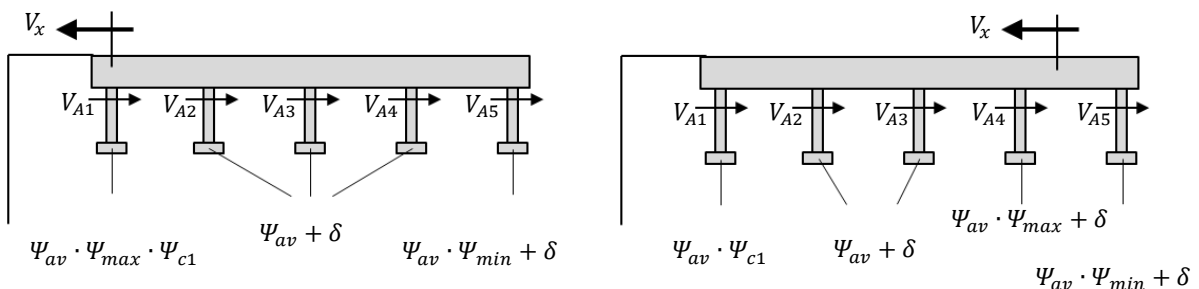
Zusammengefasst existiert für Querlasten kein wirklichkeitsgetreues, jedoch einfach anwendbares Modell. Demnach wird die Lastverteilung zu den Ankern sowohl in Europa [18] als auch in den USA [2, 80] analog zum beschriebenen Vorgehen bei Zugbeanspruchungen in Abschnitt 3.1.1 über eine dreieckförmige Methode berechnet.

### 3.1.3 Längsbelastungen

Längsbeanspruchte Ankerschienen leiten die auftretenden Kräfte hauptsächlich über die Anker in den Beton weiter. Im Gegensatz zu Zug- und Querbeanspruchungen wurde die Verteilung unter Längsbeanspruchungen bisher selten untersucht. Aufgrund des unzureichenden Kenntnisstandes existieren aktuell nur konservative Annahmen, die für randnahe Ankerschienen lediglich einen Anker [17] bzw. drei Anker [80] beim Lastabtrag berücksichtigen [111]. Gerade für randnahe Schienen, bei denen der Anker mit dem geringsten Randabstand bei Betonversagen zum Rand maßgebend ist, führt dies zu konservativen Ergebnissen [90, 97]. Die Unterscheidung zwischen randnahen und randfernen Ankerschienen erfolgt nach CEN/TR 17080 [30], worin die Regelungen längsbeanspruchter Ankerschienen behandelt werden. Dieser Technische Report ergänzt somit die Regelungen des Eurocode 2-4 [31], der lediglich Zug- und Querbeanspruchungen umfasst. Ankerschienen werden darin als randfern definiert, wenn die Randabstände  $c$  in allen Richtungen größer sind als das Maximum der zehnfachen Verankerungstiefe des Ankers ( $10 h_{ef}$ ) bzw. des sechzigfachen Ankerdurchmessers ( $60 d_a$ ) [30]. Bei typischen Verankerungstiefen von 150 mm gelten somit alle Ankerschienen mit einem Randabstand des vordersten Ankers von weniger als 1,50 m als randnah. Die konservativen Annahmen gelten damit für viele typische Anwendungsfälle, woraus sich der Forschungsbedarf ergibt, diese Regelungen durch ein besseres Verständnis anpassen zu können.

Erste Arbeiten zum Thema Längsbeanspruchung bei Ankerschienen von SCHMIDT und HOFMANN schlagen auf der Basis von FE-Berechnungen und experimenteller Verifikationsversuche ein eigens entwickeltes Lastverteilungsmodell vor [146, 147]. Darin berücksichtigen Sie neben der Verteilung der Längsbeanspruchungen auch zusätzliche Ankerzugkräfte, die aus der exzentrischen Lasteinleitung durch die Schraube resultieren.

Für beide Beanspruchungen wird zunächst eine gleichmäßige Verteilung angenommen. Anschließend werden die einzelnen Ankerkräfte durch Vorfaktoren und Korrekturbeiwerte erhöht oder reduziert. Abbildung 3.2 zeigt am Beispiel einer Ankerschiene mit fünf Ankern die zu berücksichtigenden Faktoren bei unterschiedlichen Lastpositionen. Für die Berechnung und Erläuterung der angegebenen Faktoren sei an dieser Stelle auf die Ausführungen von SCHMIDT [146] verwiesen.



**Abbildung 3.2:** Exemplarische Anwendung der Vorfaktoren für die Ermittlung der Querlastanteile der Anker infolge einer Einwirkung  $V_x$  an verschiedenen Positionen [146]

Neben diesem Modell, das für einen Beton in Zustand I gilt, wird außerdem ein Modell für den gerissenen Beton in Zustand II eingeführt. Dieser Zustand bezieht sich auf das Betonversagen des ersten, randnahen Ankers. Der Lastanteil des ersten Ankers wird in diesem Fall zu Null angenommen. Die Anteile der weiteren Anker, werden entsprechend des Modells für Zustand I berechnet.

Im Vergleich zu den Regelungen in Europa [30] und den USA [2, 80] liefert dieses Modell weniger konservative Annahmen der Ankerkräfte. Durch die Berücksichtigung von mehr als einem bzw. drei Ankern ergeben sich deutlich niedrigere Lasten für den maximal beanspruchten Anker.

Neben den Arbeiten von SCHMIDT und HOFMANN sind in der Literatur keine weiteren Untersuchungen oder Modellvorschläge bekannt. Daher existieren bisher auch keine Erkenntnisse aus realen Versuchen, bei denen mit Hilfe von messtechnischer Unterstützung die Ankerkräfte in situ ermittelt wurden. An diesem Punkt setzt die vorliegende Arbeit an. In Abschnitt 3.2 wird eine Methode zur messtechnischen Untersuchung im Versuch entwickelt und ein neues Lastverteilungsmodell vorgeschlagen und verifiziert.

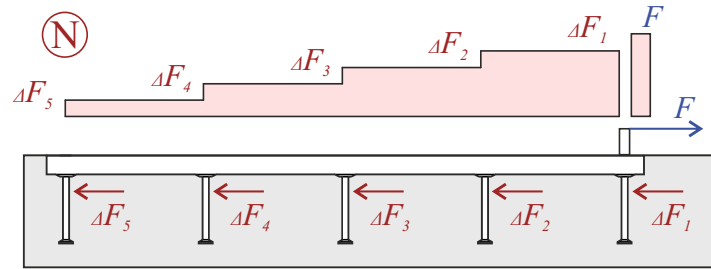
## 3.2 Entwicklung eines Lastverteilungsmodells für Längsbelastungen

### 3.2.1 Einführung und Methodik

Das Tragverhalten einer längsbeanspruchten Ankerschiene in Beton lässt sich vereinfacht anhand eines Balkenmodells beschreiben, das sich aus dem Schienenprofil und den angeschlossenen Ankern zusammensetzt. Werden Reibungs- und Adhäsionseffekte sowie die Druckkraft des Profils am Schienenende vernachlässigt, findet die Lasteinleitung in das Betonbauteil ausschließlich über die Anker statt. Das Schienenprofil wirkt dabei, abhängig vom Ort der Lasteinleitung, entweder als Zug oder Druckstab, über den die Kräfte zu den Ankern geleitet werden. Sowohl die Anker, als auch das Schienenprofil können in diesem Modell als Balken abgebildet werden, die durch den umgebenden Beton gebettet bzw. eingespannt werden.

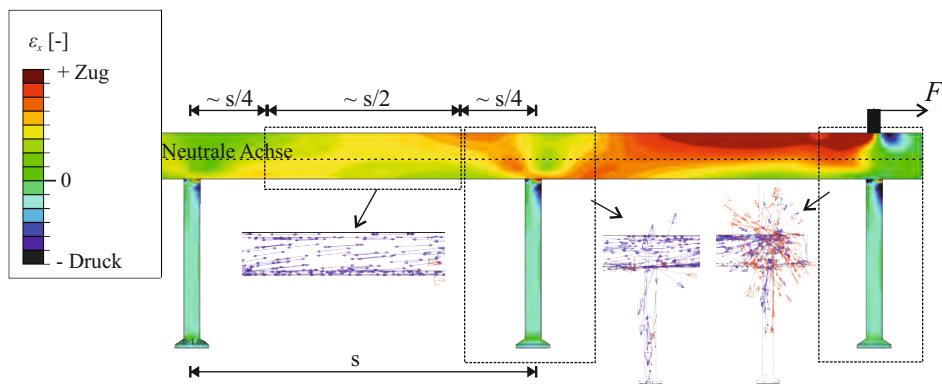
Diese Modellvorstellung wird nachfolgend gleich mehrfach verwendet. Erstens bei der Herleitung des Modells eines gebetteten Balkens in Abschnitt 3.2.2 und zweitens bei der anschließenden Verifikation des Modells (Abschnitt 3.2.5) anhand experimenteller Untersuchungen (Abschnitt 3.2.4). Bei diesen Untersuchungen basiert das Messkonzept und die Applikation der faseroptischen Messtechnik auf dieser Grundidee.

Die Ermittlung der Ankerkräfte im Versuch erfolgt über eine indirekte Messung, da eine direkte Messung, z. B. über Drucksensoren an den Ankern, das Tragverhalten erheblich beeinflussen würde. Die Grundidee des indirekten Messkonzepts basiert auf der Ermittlung des Normalkraftverlaufs entlang des Schienenprofils (Abbildung 3.3). Aus den Kraftniveaus entlang der Schiene kann auf die Kräfte geschlossen werden, die von jedem der Anker in den Beton eingeleitet werden. Die Ankerkräfte entsprechen den Differenzen der Kraftniveaus  $\Delta F_i$  in Abbildung 3.3. Werden weitere Möglichkeiten der Lasteinleitung in den Beton (z. B. durch Reibung oder Adhäsion) ausgeschlossen, entspricht die Summe der Ankerkräfte der eingeleiteten Kraft  $F$ .



**Abbildung 3.3:** Ermittlung der Längskraftverteilung von einbetonierten Ankerschienen anhand des Normalkraftverlaufes entlang der Schiene

Die messtechnische Aufgabe besteht darin, die Dehnungen entlang des Profils zuverlässig aufzuzeichnen und ein Konzept zu entwickeln, mit dem aus Dehnungen der Kraftverlauf entlang der Schiene ermittelt werden kann. Dabei ist zu berücksichtigen, dass aufgrund der exzentrischen Lasteinleitung nicht ausschließlich Normalkräfte, sondern auch Biegemomente Dehnungen in Längsrichtung der Schiene hervorrufen. Bei der Positionierung der Sensoren ist es daher entscheidend an welcher Stelle im Querschnitt aussagekräftige Ergebnisse zu erwarten sind und für die Messung verwendet werden sollten. Um diese Bereiche zu ermitteln wird vor den experimentellen Untersuchungen eine linear-elastische FE-Analyse (Finite-Elemente-Analyse) durchgeführt [98]. Abbildung 3.4 zeigt die Ergebnisse dieser Berechnung in Form von Längsdehnungen  $\varepsilon_x$  entlang der Ankerschiene.



**Abbildung 3.4:** Längsdehnungen  $\varepsilon_x$  entlang einer Ankerschiene als Ergebnis linear-elastischer FE-Berechnungen

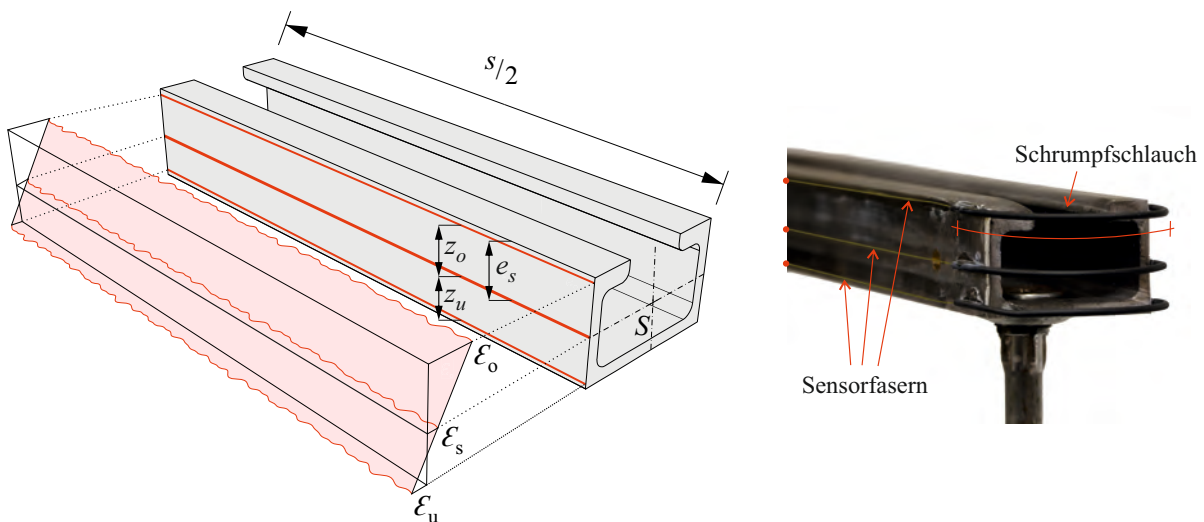
Es ist zu erkennen, dass vor allem im Bereich hinter der Lasteinleitung zwischen dem rechten und mittleren Anker Biegemomente auftreten, die aus der exzentrischen Lasteinleitung resultieren. Ebenfalls zu erkennen sind konstante Dehnungszustände zwischen den Ankern entlang der neutralen Achse des Schienenquerschnitts. Diese bilden sich mittig zwischen den Ankern (Abstand  $s$ ) auf einer Länge von  $s/2$  aus und sind begrenzt durch die Bereiche nah der Anker, an denen lokale Lasteinleitungseffekte auftreten. In den mittleren Bereichen zwischen den Ankern sind die Hauptspannungen primär horizon-

tal gerichtet (Längsdehnungen dominieren), während im Bereich der Anker infolge der Lasteinleitung schräge Hauptspannungen resultieren [91]. Basierend auf diesen Erkenntnissen empfiehlt sich die Messung der Längsdehnungen zur Ermittlung der Normalkraftbeanspruchung in der Schiene entlang der neutralen Achse des Querschnitts. Hier treten keine Dehnungen infolge von Biegemomenten auf. Der Auswertebereich sollte sich auf den mittleren Bereich zwischen den Ankern begrenzen, um Einflüsse aus der Lasteinleitung an den Ankern zu vermeiden.

Für die Dehnungsmessungen in dieser Arbeit wird ein faseroptisches Messsystem verwendet. Derartige Systeme ermöglichen eine nahezu kontinuierliche Dehnungsmessung entlang einer Glasfaser, die auf das Messobjekt geklebt wird. Das verwendete System [106] ermöglicht durch die Wahl des Messmodus die Einstellung unterschiedlicher Messpunktabstände, Messfrequenzen, Genauigkeiten und maximaler Sensorlängen. In dieser Arbeit werden Messungen mit einem Messpunktabstand von 2,6 mm durchgeführt. Die Erläuterung der Grundlagen und allgemeinen Funktionsweise faseroptische Messsysteme sowie weitere Informationen zum verwendeten Messsystem sind in Abschnitt 3.2.3 zusammengefasst.

Basierend auf den Ergebnissen der FE-Analyse wird die Glasfaser im Schwerpunkt der Schienenprofils beidseitig appliziert (Abbildung 3.5, linker und rechter Steg). Diese Redundanz ermöglicht eine direkte Verifikation des Messergebnisses. Aus den gemessenen Dehnungen im Schwerpunkt ( $\varepsilon_s$ ) kann unter Berücksichtigung des E-Moduls ( $E$ ) sowie der Querschnittsfläche ( $A$ ) mittels Gleichung 3.4 die Normalkraft im Querschnitt berechnet werden.

Zusätzlich zu den Messungen im Schwerpunkt werden Dehnungen am oberen wie unteren Rand der seitlichen Stege erfasst. Zu diesem Zweck wird die Glasfaser in Schlaufen um das Profil geführt (Abbildung 3.5). Die Ermittlung der linearen Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe ermöglicht neben der weiteren Kontrolle der Messwerte im Schwerpunkt auch die Berechnung von Biege-



**Abbildung 3.5:** Messprinzip der Längsdehnungen  $\varepsilon_x$  auf drei Ebenen und Applikation der faseroptischen Sensoren



momenten entlang der Schiene nach Gleichung 3.5 [93]. Darin bezeichnet  $EI_y$  die Biegesteifigkeit des Querschnitts,  $z_o$  bzw.  $z_u$  die Vertikalabstände vom Schwerpunkt zu den Messpunkten und  $\varepsilon_o$ ,  $\varepsilon_s$  und  $\varepsilon_u$  die Dehnungswerte nach Abbildung 3.5 [96].

$$N = EA\varepsilon_s \quad (3.4)$$

$$M_y = (\varepsilon_o - \varepsilon_s) \frac{EI_y}{z_o} = (\varepsilon_u - \varepsilon_s) \frac{EI_y}{z_u} \quad (3.5)$$

Da die Messungen systembedingt grundsätzlich entlang der gesamten Glasfaser stattfinden, werden neben den zuvor festgelegten Auswertefenstern auch die Bereiche über den Anker mit erfasst (Abbildung 3.4). Letztere werden bei der abschnittswisen Auswertung der Kraftniveaus (Abbildung 3.3) allerdings nicht berücksichtigt.

Anhand der vorgestellten Methodik wird in dieser Arbeit durch experimentelle Untersuchungen ein Lastverteilungsmodell verifiziert, das im nächsten Abschnitt vorgestellt wird.

### 3.2.2 Gebettetes Balkenmodell

#### Elemente des Modells

In diesem Abschnitt wird ein Modell zur Berechnung der Ankerkräfte bei Längsbeanspruchung eingeführt. Die Grundidee besteht darin, die Ankerschiene zu einem Balkenmodell zu vereinfachen, bei dem das Profil und die Anker als Balken mit zugehörigen Querschnittseigenschaften idealisiert werden (Abbildung 3.6). Beide Balkentypen werden in der neutralen Achse des jeweiligen Querschnitts abgebildet und an den Zwischenknoten starr miteinander verbunden, wobei die Exzentrizität der Anker zur Längsachse der Schiene berücksichtigt wird ( $z$ -Richtung). Auch die Lasten werden entsprechend der vorhandenen Exzentrizität zur Schiene aufgebracht. Zusätzlich zum Abstand der neutralen Achse zum oberen Rand des Schienenquerschnitts wird die Dicke des befestigten Bauteils, hier der Lasteinleitungsflasche im Versuch, berücksichtigt.

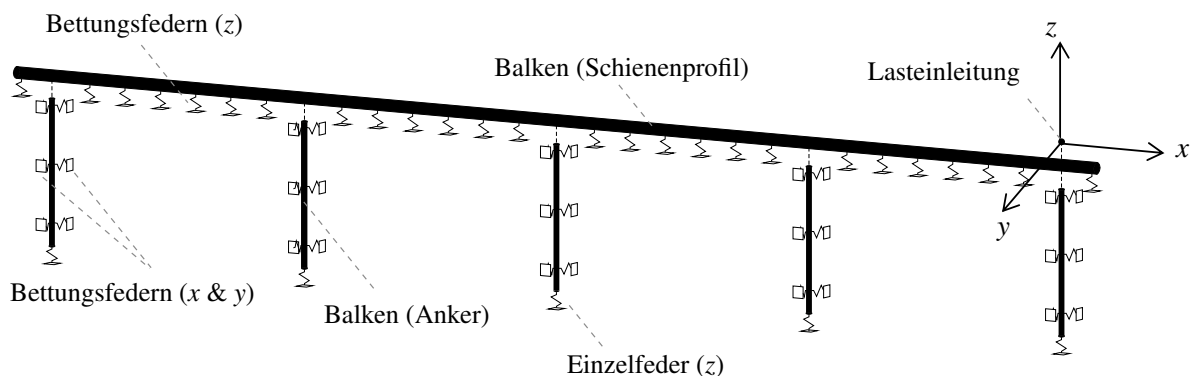


Abbildung 3.6: Gebettetes Balkenmodell zur Ermittlung der Lastverteilung

## Randbedingungen

Die kontinuierliche elastische Bettung des Betons wird entlang des Profils mit Federn abgebildet, die ausschließlich Druckkräfte aufnehmen können. Diese Federn fallen bei Zugbeanspruchung aus und ermöglichen dadurch ein Abheben der Schiene. Zug- und Druckfedern entlang der Anker realisieren hingegen die Einspannung der Anker in den Beton. Der Bettungsmodul des Betons  $C_C$  ( $\text{N}/\text{mm}^3$ ) wird nach LI [101] angenommen.

$$C_C = p \cdot f_{ck,cube} \quad (3.6)$$

mit

$$\text{Proportionalitätsfaktor } p [1/\text{mm}] = 15 \quad (3.7)$$

$$\text{Würfeldruckfestigkeit des Betons } f_{ck,cube} [\text{N}/\text{mm}^2] \quad (3.8)$$

Die Multiplikation mit der Breite der Ankerschiene bzw. dem Durchmesser des Ankers ergibt die durchgehende Bettung des Modells. Prinzipiell kann die Bettung der Schiene und der Anker derart auch in Querrichtung erfolgen. Für den Lastabtrag von Längsbeanspruchungen ist dies jedoch ohne Bedeutung. Abbildung 3.6 zeigt das Modell des gebetteten Balkens mit Bezug auf die Randbedingungen in den experimentellen Untersuchungen in dieser Arbeit. Aufgrund der Ausbildung der Probekörper ist das Profil in Querrichtung nicht gebettet (vgl. Abschnitt 3.2.4).

Zusätzlich zu der Bettung der Balken werden vertikale Einzelfedern hinzugefügt, die die Tragwirkung der Ankerköpfe abbilden. Ihre Steifigkeit  $C_A$  ( $\text{N}/\text{mm}$ ) nach Gleichung 3.9 wird wiederum nach LI [101] angenommen, worin  $A_h$  der tragenden Fläche des Ankerkopfes entspricht.

$$C_A = C_C \cdot A_H \quad (3.9)$$

### 3.2.3 Faseroptische Messtechnik

#### Allgemein

Faseroptische Messsysteme nutzen Glasfasern als Sensoren um Dehnungs- und Temperaturänderungen zu erfassen. Dazu werden die Rückstreusignale eines emittierten Lichtstrahls ausgewertet, die aus der Interaktion des Lichtstrahls mit der Glasfaser resultieren. Die spektralen Komponenten der Lichtstreuung lassen sich in Rayleigh-, Raman- und Brillouin-Rückstreuung (Abbildung 3.7) unterteilen und entstehen durch unterschiedliche Prozesse. Die Rayleigh-Rückstreuung entsteht infolge von Inhomogenitäten des Glasfaserkerns, die zu Schwankungen des Brechungsindex führen. Solche Inhomogenitäten können Dichteschwankungen und Einschlüsse in der Silikatstruktur der Faser sein. Der Raman-Effekt entsteht durch thermisch-molekulare Schwingungen und die Brillouin-Rückstreuung durch Phononen-Phononen-Interaktionen [66, 75, 100].

Die Anteile der Lichtstreuung unterscheiden sich in ihrer Frequenz und Intensität. Die Rayleigh-Rückstreuung, der stärkste Streuprozess, weist keine Frequenzverschiebung zum emittierten Licht auf [41]. Ihre Intensität ist nahezu unabhängig vom Dehnungs- und Temperaturzustand der Faser [42]. Bei der Brillouin- und Raman-Rückstreuung handelt es sich hingegen um inelastische Streuprozesse, bei denen sich die Frequenz des rückgestreuten Lichts von der des emittierten Lichts unterscheidet. Wie Abbildung 3.7 zeigt, kann die Frequenz sowohl größer, als auch kleiner sein. Dieser Versatz ist materialabhängig. Die Intensität der Brillouin-Streuung ist sowohl von der Temperatur als auch der Dehnung der Messfaser abhängig, die des Raman-Effekts lediglich von der Temperatur.

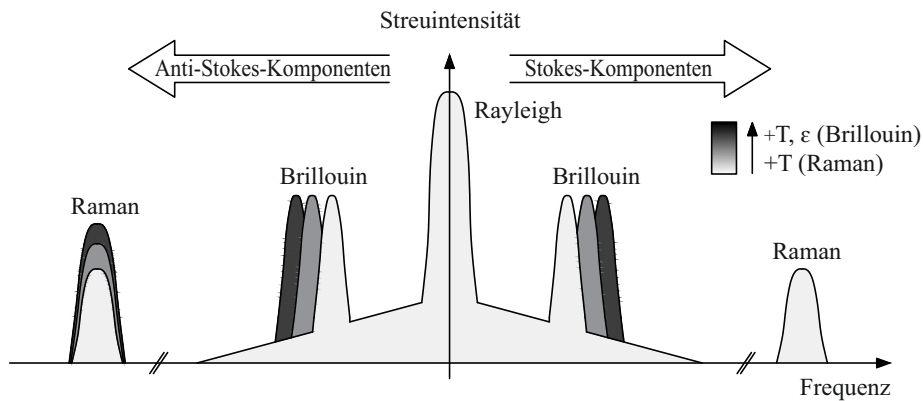


Abbildung 3.7: Lichtstreuung in faseroptischen Sensoren nach [127]

Abbildung 3.8 zeigt eine Klassifizierung faseroptischer Messsysteme, bei denen die einzelnen Rückstreuanteile in verschiedenen Messverfahren genutzt werden. Diese unterscheiden sich zum Beispiel in der Ortsauflösung. Die Anwendungen reichen von diskreten Punktsensoren bis hin zu quasikontinuierlichen Messpunktfolgen. Abhängig von den Eigenschaften der Rückstreuanteile eignet sich deren Nutzung für Anwendungen mit unterschiedlichen Anforderungen.

Verteilt messende Systeme auf Basis der Brillouin- und Raman-Rückstreuung ermöglichen Messungen auf bis zu 50 km Länge bei minimalen Messpunktabständen von 1 m. Aufgrund der geringen Intensität des Rückstreusignals sind keine kleineren Messpunktabstände möglich. Der Abstand ist damit deutlich größer als die Messlänge [100]. Eingesetzt werden derartige Systeme für das Monitoring von Brücken, Deichen oder Rohrleitungen [73, 133, 163] und können dort konventionelle Messtechniken ersetzen oder sinnvoll ergänzen [116, 142, 143]. Im Vergleich zu quasikontinuierlichen Messungen auf Basis der Rayleigh-Rückstreuung ist die Messpunktanzahl relativ gering.

Zwar eignen sich Messungen mittels Rayleigh-Rückstreuung nur für vergleichsweise geringe Strecken bis zu 100 m [10, 74], ermöglichen allerdings eine Messpunktfolge im Millimeterbereich. Hier ist die Messlänge der Sensoren deutlich geringer und direkt aneinander gereiht oder überlappend. Dieses Verfahren eignet sich daher besonders für Messungen an vergleichsweise kleinen Prüfkörpern und Detailuntersuchungen wie dem Rissmonitoring bei Betonbauteilen [10, 48, 157]. Dabei können durch geschicktes Verlegen von nur einer Faser auch mehrdimensionale Messfelder erfasst werden [96]. Da-

durch lassen sich in Versuchen Redundanzen mit Oberflächen-Messsystemen wie DIC (Digital Image Correlation) [61, 160] erzeugen und die Eignung neuer Messmethoden untersuchen [19].

Die Wahl des richtigen Messsystems hängt folglich von den Anforderungen der Messaufgabe ab. Da in dieser Arbeit quasikontinuierliche Messungen mit möglichst geringen Abständen erforderlich sind, fällt die Wahl auf ein Rayleigh-basiertes Messsystem.

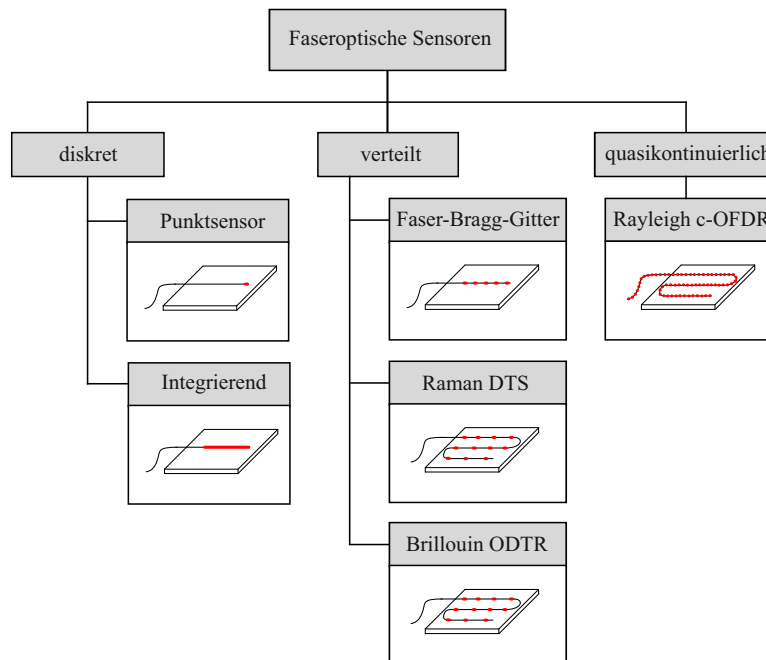
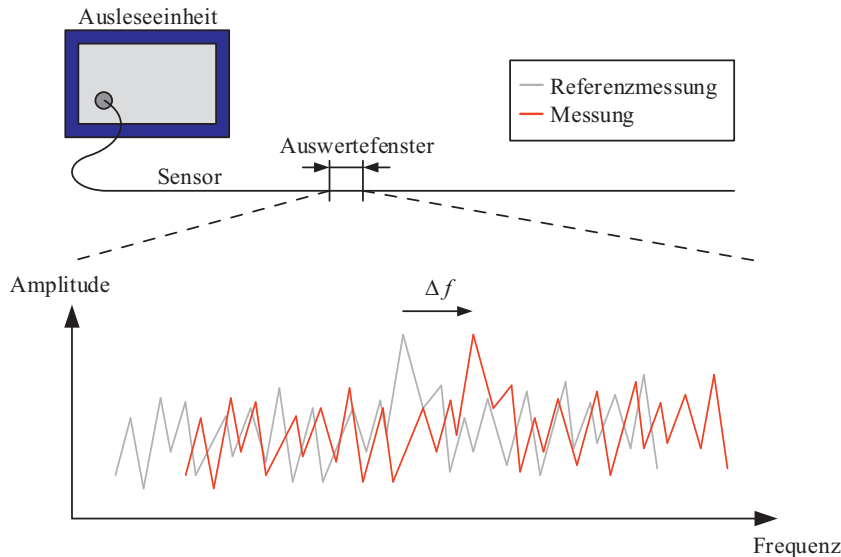


Abbildung 3.8: Klassifizierung faseroptischer Messsysteme nach [100]

### Messsysteme mittels Rayleigh-Rückstreuung

Das in dieser Arbeit verwendete System ODiSI-B der Firma Luna Technologies Inc. arbeitet mit dem Verfahren der kohärenten optischen Frequenzbereichsreflektometrie (c-OFDR, engl. coherent Optical Frequency Domain Reflectometry) [106, 140]. Dabei werden die Inhomogenitäten der Silikatstruktur im Faserkern ausgenutzt, die sich für jede Faser unterscheiden. Sie sind somit charakteristisch für jeden Glasfasersensor. Ein durchstimmbarer Laser leitet Licht in den Sensor, das an den Inhomogenitäten in der Faser rückgestreut wird und ein unverwechselbares Signal erzeugt. Dieses Signal wird von einer Ausleseeinheit empfangen [144]. Vor dem Beginn der eigentlichen Messung wird eine Nullmessung (Referenzmessung) des Sensors durchgeführt und der Zustand der Faser ohne Dehnung in einem sogenannten „Fingerprint“ abgespeichert. Dieser dient in der folgenden Messung als Referenz. Durch eine Dehnungsänderung der Faser infolge äußerer Einwirkung, erfahren die Rückstreusignale eine Frequenzverschiebung  $\Delta f$  im Vergleich zur Nullmessung (Abbildung 3.9). Diese Frequenzverschiebungen werden über Koeffizienten in Dehnungs- oder Temperaturänderungen umgerechnet [49, 127, 153, 158]. Da nicht unterschieden werden kann, ob die Dehnungen infolge Last- oder Temperaturänderung auf-

treten, sind die Messungen entweder durch Kompensationsmessungen zu begleiten oder ungewollte Anteile auszuschließen. Bei den Messungen in dieser Arbeit wird die Temperatur konstant gehalten, sodass ausschließlich Dehnungen der Stahlprofile erfasst werden.



**Abbildung 3.9:** Frequenzverschiebung in einem Auswertefenster

Für die Auswertung der empfangenen Rückstreuungssignale wird der Sensor in sich zur Hälfte überlappende Auswertefenster eingeteilt, in denen jeweils ein Messwert ermittelt wird. Die Länge dieser Fenster sowie die Messpunktabstände können dabei prinzipiell frei gewählt werden, sodass eine quasikontinuierliche Messpunktfolge möglich ist. Grenzen ergeben sich durch die zu verarbeitende Datenmenge bei sehr kleinen Fenstern und Abständen. Das verwendete System ermöglicht die Wahl zwischen vier voreingestellten Messmodi, die minimale Messpunktabstände von 0,65 mm ermöglichen. Tabelle 3.1 fasst die wesentlichen Randbedingungen und erzielbaren Genauigkeiten nach Herstellerangaben zusammen. In eigenen Tastversuchen an Zugstäben aus Stahl konnten diese Angaben verifiziert werden [95]. In dieser Arbeit wird der Modus „Extended Length“ verwendet. Die räumlichen und zeitlichen Grenzen der Auflösung und Messfrequenz stellen bei diesen Untersuchungen keine Einschränkungen dar. Auf detaillierte Informationen wird daher an dieser Stelle verzichtet und auf die entsprechende Literatur verwiesen [96, 140].

### Sensorfasern und Applikation

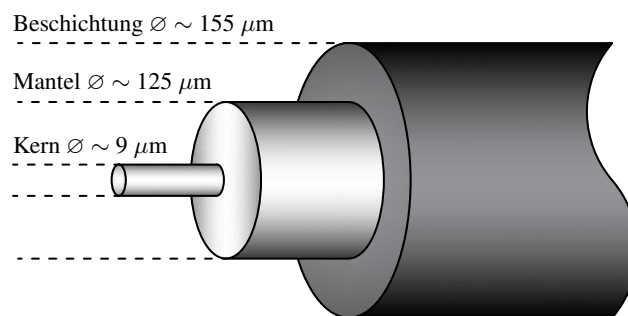
Standard-Glasfasern für faseroptische Messungen bestehen aus einem inneren Kern (Core), der als Lichtwellenleiter genutzt wird. Dieser Kern wird umgeben von einem Mantel (Cladding) sowie einer äußeren Beschichtung (Coating). Der Aufbau dieser Fasern ist in Abbildung 3.10 mit den in etwa üblichen Durchmessern dargestellt. Sowohl der innere Kern als auch der Mantel bestehen zumeist aus Quarzglas ( $\text{SiO}_2$ -Glas). Damit das emittierte Lichtsignal den Kern nicht verlässt, sondern an der

**Tabelle 3.1:** Messmodi des Systems ODiSI-B mit Randbedingungen und Genauigkeiten

		Standard	High-Speed	High-Resolution	Extended Length
Maximale Sensorlänge	[m]	10	2	10	20
Messfrequenz	[Hz]	100	250	23,8	50
Messlänge	[mm]	5,2	5,2	1,3	5,2
Messpunktabstand	[mm]	2,6	2,6	0,65	2,6
Genauigkeit Dehnung	[ $\mu\varepsilon$ ]	$\pm 30$	$\pm 30$	$\pm 25$	$\pm 25$
Wiederholgenauigkeit Dehnung	[ $\mu\varepsilon$ ]	$\pm 5$	$\pm 5$	$\pm 20$	$\pm 10$
Wiederholgenauigkeit Temperatur	[ $^{\circ}\text{C}$ ]	$\pm 0,4$	$\pm 0,4$	$\pm 1,6$	$\pm 0,8$

Grenzschicht reflektiert wird, ist der Brechungsindex von Kern- und Mantelglas unterschiedlich [41]. Die Bruchdehnung solcher Fasern liegt bei 2-5 % [127]. Die äußere Beschichtung dient dem Schutz der Faser, die sonst aufgrund der hohen Bruchgefahr nicht verwendet werden kann. Sie besteht üblicherweise aus Kunststoffen wie Polyimid, Acryl oder Nylon und kann für besondere Anwendungen angepasst werden [49]. So wird zum Beispiel für den Einsatz unter hohen Temperaturen eine Beschichtung aus Gold verwendet. Derart beschichtete Fasern eignen sich dennoch nur für den Einsatz unter Laborbedingungen. Um den Einsatz in der Praxis, z. B. in der Geotechnik oder in Betonbauteilen zu ermöglichen, werden zusätzliche Kabelmäntel eingesetzt, die bei Bedarf auch in stahlbewehrter Ausführung die Robustheit erhöhen [49, 75, 88]. Für den oberflächigen Einsatz auf Betonbauteilen ist eine Polymermatrix gut geeignet, um Dehnungsspitzen auszugleichen und ein Brechen der Faser zu verhindern [4].

Abhängig von der Größe des Faserkerns werden sogenannte Singlemode- und Multimodefasern unterschieden. Größere Multimodefasern zeichnen sich dadurch aus, dass sich mehrere Schwingungsmoden gleichzeitig in der Faser ausbreiten können. Da die Anzahl der Moden die getrennt voneinander übertragbaren Signale bestimmt, werden diese besonders in der Telekommunikation eingesetzt. Bei

**Abbildung 3.10:** Aufbau einer Sensorfaser

dem in dieser Arbeit verwendeten Messsystem mittels Rayleigh-Rückstreuung werden ausschließlich Singlemodfasern verwendet [100, 127].

Für Temperaturmessungen verläuft die Faser verbundlos innerhalb eines Kabelmantels bzw. einer Kapillare, worin sie sich infolge von Temperaturänderungen frei ausdehnen oder verkürzen kann [103, 104]. Bei Dehnungsmessungen ist ein steifer Verbund erforderlich, um die Dehnung vom Prüfkörper auf den Faserkern zu übertragen. Zu diesem Zweck ist ein geeigneter Klebstoff zu wählen, der auf das Material und die Oberflächenbeschaffenheit des Prüfkörpers abzustimmen ist. Für Messungen auf Stahloberflächen hat sich ein Cyanacrylatklebstoff als geeignet herausgestellt [49, 95]. Bei der Applikation und Ausrichtung der Fasern ist zu berücksichtigen, dass Dehnungen immer in Richtung der Faser ermittelt werden.

### Herstellung eigener Sensoren

Für die Untersuchungen in dieser Arbeit werden maßgeschneiderte Sensoren hergestellt, da damit in eigenen Tastversuchen an Rundstäben unter Zuglast gute Erfahrungen gemacht wurden [95]. Bei der Fertigung der Sensoren werden die in Abbildung 3.11 dargestellten Komponenten zusammengesetzt. Die Verbindung des Zuleitungskabels, der eigentlichen Messfaser und des späteren Faserendes (Terminierung) miteinander erfolgt durch Spleißen. Da die Spleißstellen besonders bruchempfindlich sind, werden diese mit einem Spleißschutz versehen. Dieser besteht aus einem steifen Metallstift und einem Schrumpfschlauch, der sich durch Erwärmen zusammenzieht und an die Fasern anschmiegt. Für die Herstellung der Terminierung wird eine Faser verwendet, deren Eigenschaften (v. a. Brechungsindex) sich von der Messfaser unterscheiden. Sie wird in engen Radian z. B. um einen Spleißschutz gewickelt, wodurch das Lichtsignal den Faserkern verlässt und somit nicht mehr reflektiert wird. Eine ungewollte Reflektion würde zu einer Überlagerung mit den rückgestreuten Anteilen entlang der Faser führen und somit eine Messung verhindern. Die rückgestreuten Anteile, die für die Messung ausgewertet werden, sind in ihrer Intensität deutlich geringer und könnten vom Messsystem nicht mehr erfasst werden. Damit derlei Effekte nicht ungewollt auftreten, ist bei der Applikation der Fasern darauf zu achten, dass diese nicht in zu engen Radian verlegt werden. Die minimal einzuhaltenden Ausrundungsradien liegen

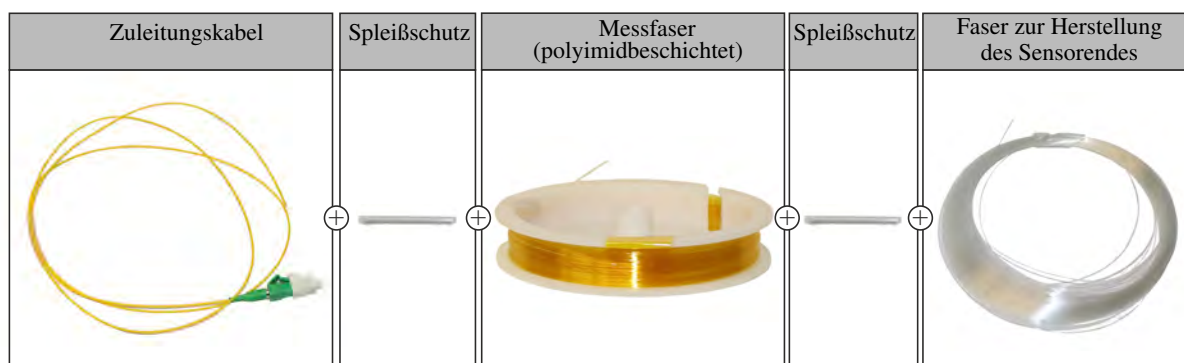


Abbildung 3.11: Komponenten zur Herstellung faseroptischer Sensoren

dabei im Bereich von etwa 10 mm [96, 105].

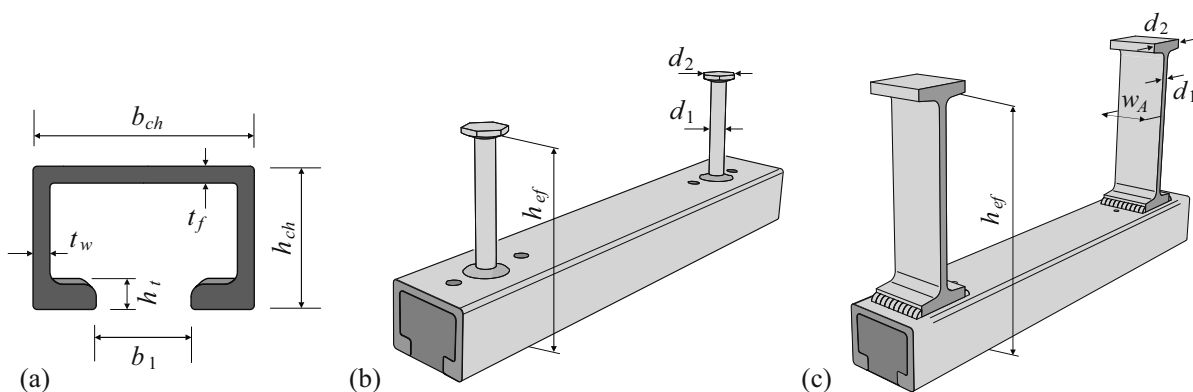
Die Verwendung möglichst passgenauer Sensoren erweist sich als vorteilhaft, da die freiliegenden, nicht auf dem Prüfkörper applizierten Faserbereiche kurz gehalten werden. Dies verringert das Risiko von Beschädigungen der gegen mechanische Einwirkungen empfindlichen Glasfaser. Für die Herstellung können handelsübliche Glasfasern ohne weitere erforderliche Arbeitsschritte verwendet werden. Die Faser dient dann selbst als Sensor.

### 3.2.4 Experimentelle Untersuchungen

#### Versuchskörper und Bauteile

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Ankerschienen unter Längsbeanspruchung und der Lastverteilung zu den Anker wird ein umfangreiches Versuchsprogramm (Tabelle 3.3) durchgeführt. Dieses umfasst verschiedene Parameter und variiert die Anzahl der Anker, den Randabstand, das Schienenprofil sowie den Ankertyp. Alle Versuche werden im linear-elastischen Bereich des Stahls und im ungerissenen Beton durchgeführt, um mehrere Versuche je Schiene zu ermöglichen. Bei jeder Schiene werden mehrere Lastpositionen getestet, wobei die lasteinleitende Schraube jeweils über jedem Anker, sowie dazwischen in der Mitte der Felder angeordnet wird. Um gleiche Randbedingungen für alle Versuche zu gewährleisten ist eine ausgeprägte Rissbildung z. B. in Form eines Ausbruchkörpers zum Rand zu verhindern, da diese die Einbindesteifigkeit der Anker beeinflussen würde. Lokale Schädigungen bzw. Mikrorissbildungen sind diesbezüglich vernachlässigbar. Dies zeigen die Ergebnisse von wiederholt durchgeführten Versuchen.

Die verwendeten Ankerschienen unterscheiden sich in der Größe des Profils (Tabelle 3.2) sowie des Ankertyps (Tabelle 3.3). In Abbildung 3.12 sind die relevanten Abmessungen definiert. Der verwendete Beton mit einem Größtkorn von 16 mm und einem Wasserzementwert von 0,6 (CEM III/A 32,5 N) hat zum Zeitpunkt der Prüfung eine mittlere Festigkeit von 28 N/mm<sup>2</sup>.



**Abbildung 3.12:** (a) Querschnitt eines Zahnschienenprofils, Schientypen und Abmessungen mit (b) aufgestauchten Rundankern und (c) angeschweißten I-Ankern



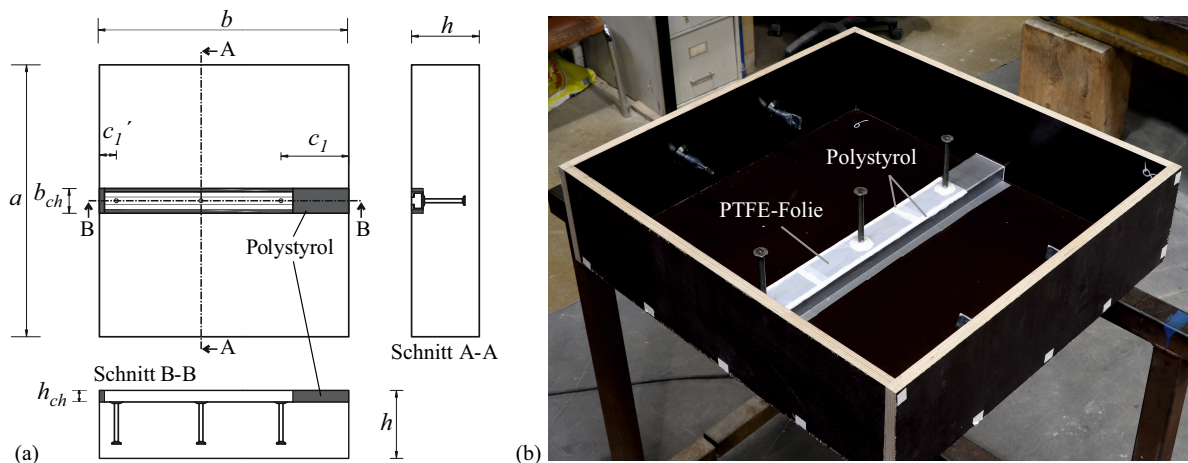
**Tabelle 3.2:** Abmessungen der Zahnschienen [mm]

Profil	$b_{ch}$	$h_{ch}$	$b_1$	$t_w$	$t_f$	$h_t$	$d_1$	$d_2$	$w_a$	$h_{ef}$
29/20	29	20	14	2,5	2,5	5	8	16	-	82
38/23	38	23	18	3	3,5	5,5	10	21	-	96
53/34	53	34	22,5	4	4	7,5	12	25	-	155
64/44	64	44	26	5	4,5	10	7,1	20	35	178

Das Design der Versuchskörper wird von der Idee bestimmt, zwei Konfigurationen (Randabstand  $c_1$  und  $c_1'$ ) mit einem Probekörper zu realisieren (Abbildung 3.13(a)). Durch die Addition zweier Randabstände (Ankermitte bis Bauteilrand) und einem Vielfachen des Ankerabstandes ergeben sich die Längen der Probekörper (Tabelle 3.3). Die Breite der Probekörper wird auf 800 mm festgesetzt um im Versuchsstand (Abbildung 3.14) einen ausreichenden Abstand zwischen der horizontalen Lagerung an den Rändern des Probekörpers und des randnahen Ankers sicherzustellen. Die Höhe der Probekörper  $h$  variiert entsprechend der unterschiedlichen Einbindetiefen der Anker  $h_{ef}$  je Profiltyp.

Die Ankerschienen werden vor der Betonage in der Schalung befestigt und zum Schutz der Faser sowie zur Vermeidung von Reibung und Adhäsion mit PTFE-Folie (Polytetrafluorethylen) beklebt (Abbildung 3.13(b)) [6, 7, 159]. Um die Krafteinleitung in den Beton lediglich über die Anker zuzulassen, werden zusätzlich Polystyrolstreifen vor den Schienen angebracht. Weitere Polystyrolstreifen werden zu beiden Seiten an den Stegen vorgesehen.

Die Versuchsanzahl je Konfiguration und Randabstand ergibt sich aus der Anzahl der getesteten Lastpositionen, die anhand der Ankeranzahl  $n$  der verwendeten Schienen ermittelt werden kann. Da die Schrauben über jedem Anker sowie in den Zwischenräumen angeordnet wurde, ergeben sich je Randabstand  $n + (n - 1)$  Versuche. Abweichungen davon ergeben sich durch nicht durchführbare Versuche infolge eines Bauteilversagens. Zusätzliche Versuche sind in Konfiguration C4 für die Ran-

**Abbildung 3.13:** (a) Zeichnung und (b) Konstruktion von Probekörper C2 vor der Betonage

dabstände 50 mm und 200 mm vorgesehen. Durch den Vergleich zur Referenzkonfiguration sollen zwei Effekte untersucht werden. Ein Versuchskörper wird als Wiederholungsversuch identisch hergestellt, um zu untersuchen inwieweit die Messergebnisse reproduzierbar sind. Ein weiterer Probekörper dient dem Vergleich verschiedener Hersteller, indem eine vergleichbare Ankerschiene mit identischen Abmessungen verwendet wird. In beiden Fällen werden Versuche mit Randabständen von 50 mm und 200 mm vorgesehen, sodass für diese eine deutlich höhere Versuchsanzahl resultiert (Tabelle 3.3).

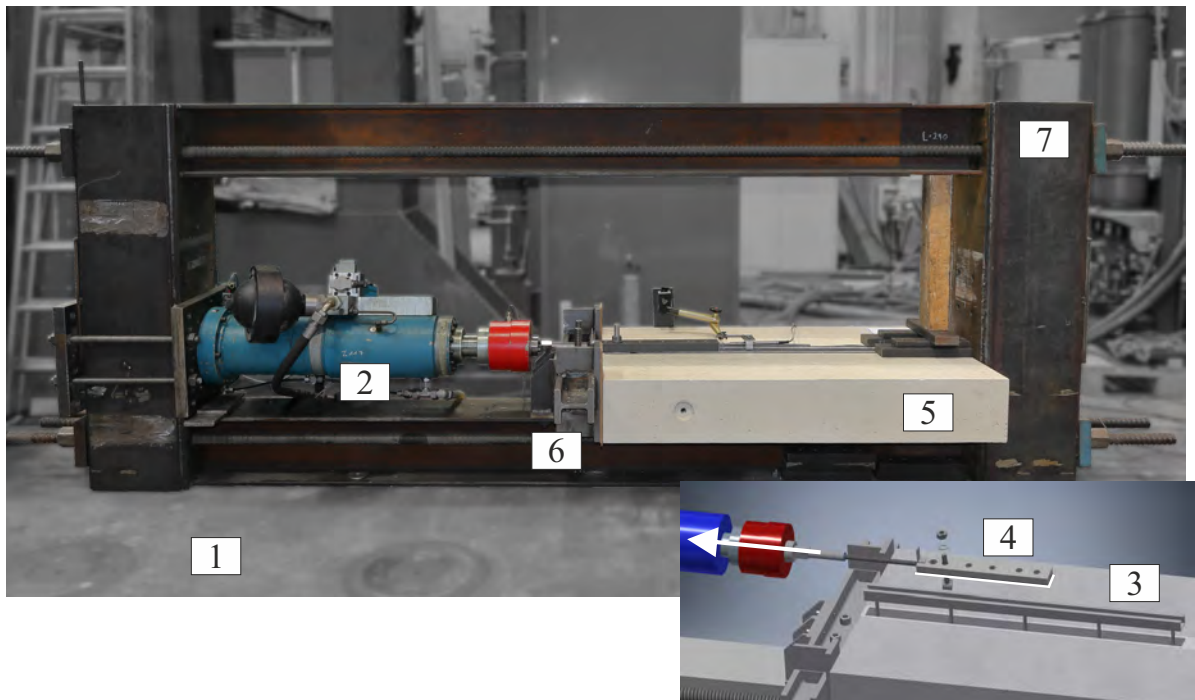
**Tabelle 3.3:** Versuchsprogramm

Bez.	Profil	Ankeranzahl $n$	Ankertyp	Ankerabstand $s$	Länge $b$	Höhe $h$	Randabstand $c_1$ (Anzahl Versuche)
		[-]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
A	29/20	4	Rund	200	850	120	50 (7), 100 (7), 150 (7), 200 (7)
B	38/23	4	Rund	183	800	150	50 (6), 100 (7), 150 (7), 200 (7)
C1	53/34	2	Rund	250	500	200	50 (1), 100 (2), 150 (3), 200 (3)
C2	53/34	3	Rund	250	750	200	50 (5), 100 (5), 150 (5), 200 (5)
C3	53/34	4	Rund	250	1050	200	100 (7), 200 (7)
C4*	53/34	5	Rund	250	1250	200	50 (26), 100 (9), 150 (9), 200 (26)
D1	64/44	4	I-Anker	250	1050	250	100 (7), 200 (7)
D2	64/44	5	I-Anker	250	1250	250	50 (9), 200 (9)

\*Konfiguration C4 beinhaltet Wiederholungsversuche und Versuche mit Ankerschienen gleicher Größe von verschiedenen Herstellern (Randabstand 50 mm und 200 mm)

### Versuchsstand

Für die Durchführung der Versuche wird ein Belastungsrahmen verwendet, der in Kombination mit einem horizontal angeordneten servo-hydraulischen Prüfzylinder ein geschlossenes System bildet (Abbildung 3.14). Der Rahmen ist aus mehreren Profilen zusammengesetzt, die sich sowohl im Profiltyp als auch den Abmessungen unterscheiden. Verbunden sind die Profile durch Schweißnähte und vorgespannte Gewindestäbe. Innerhalb des Versuchsstandes schließen sich alle durch den Zylinder aufgebrauchten Kräfte kurz. Die horizontalen Kräfte werden über die Ankerschiene in den Betonkörper eingeleitet und von den Auflagern an der Vorderseite des Versuchskörpers aufgenommen. Von dort werden sie über einen Querträger in den Rahmen eingeleitet, an dem auch der Zylinder angeschlossen ist. Vertikal wirkende Kräfte entstehen durch die exzentrische Lasteinleitung in den Versuchskörper. Um ein Abheben zu verhindern wird am Ende des Versuchsstandes (Abbildung 3.14, rechts im Bild) eine vertikale Abstützung gegen den oberen Riegel des Rahmens angeordnet. Sämtliche Kraftflüsse sind somit im System geschlossen und es werden keine Kräfte in das Spannungsfeld unter dem Versuchsaufbau eingeleitet. Zur globalen Sicherung gegen Kippen oder Verschieben des gesamten Aufbaus wird der Rahmen dennoch durch Gewindestäbe im Inneren der vertikalen Stahlträger im Spannungsfeld verankert.



**Abbildung 3.14:** Versuchsaufbau zur Untersuchung längsbeanspruchter Ankerschienen mit #1 Spannfeld, #2 Hydraulischer Prüfzylinder, #3 Ankerschiene, #4 Lasteinleitungsglasche, #5 Betonkörper, #6 Horizontale Lagerung und #7 Stahlversuchsrahmen

### Versuchsdurchführung

Die Lasteinleitung in die Schiene erfolgt über eine Stahllasche und eine Zahnschraube, die an den festgelegten Positionen in die Verzahnung des Schienenprofils eingesetzt und anschließend vorgespannt wird. Die verwendeten Schrauben und zugehörigen Vorspannmomente sind in Tabelle 3.4 angegeben. Das Durchgangsloch in der Stahllasche ist in allen Fällen 2 mm größer als der Schraubendurchmesser. Zwischen der Stahllasche (#4 in Abbildung 3.14) und der Ankerschiene bzw. Betonoberfläche wird zur Minimierung der Reibung eine PTFE-Folie angeordnet.

Die Belastung im Versuch erfolgt kraft geregelt bis zu einer festgelegten Maximallast in mehreren Stufen (Abbildung 3.15). Begrenzt wird die maximale Beanspruchung  $F_{max}$  bei allen Schientypen durch die Abscherkraft der Verzahnung an der Schienenlippe. Die in Tabelle 3.4 angegebenen Werte für  $F_{max}$  liegen unterhalb dieser Versagenslast und stellen sicher, dass bei den Stahlbauteilen keine plastischen Verformungen auftreten. Zudem ist bei diesen Lasten nicht mit einer Rissbildung im Betonbauteil zu rechnen. Um die Auswertung der faseroptischen Messung zugehörig zu einem bestimmten Lastniveau zu erleichtern, wird jedes Niveau für zehn Sekunden gehalten und die Last anschließend innerhalb von zehn Sekunden bis zum nächsten Niveau gesteigert. Nach Erreichen der Maximallast wird der Versuch beendet. Insgesamt ist die Dauer der Versuchsdurchführung mit wenigen Minuten vergleichsweise gering, sodass keine Kriecheffekte zu erwarten sind [32, 33].

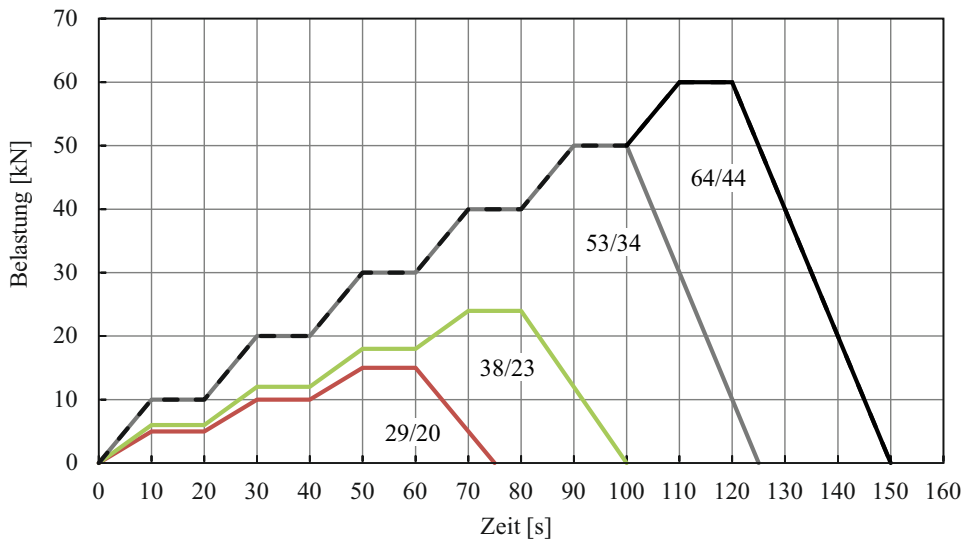


Abbildung 3.15: Belastungsschema für alle Schientypen

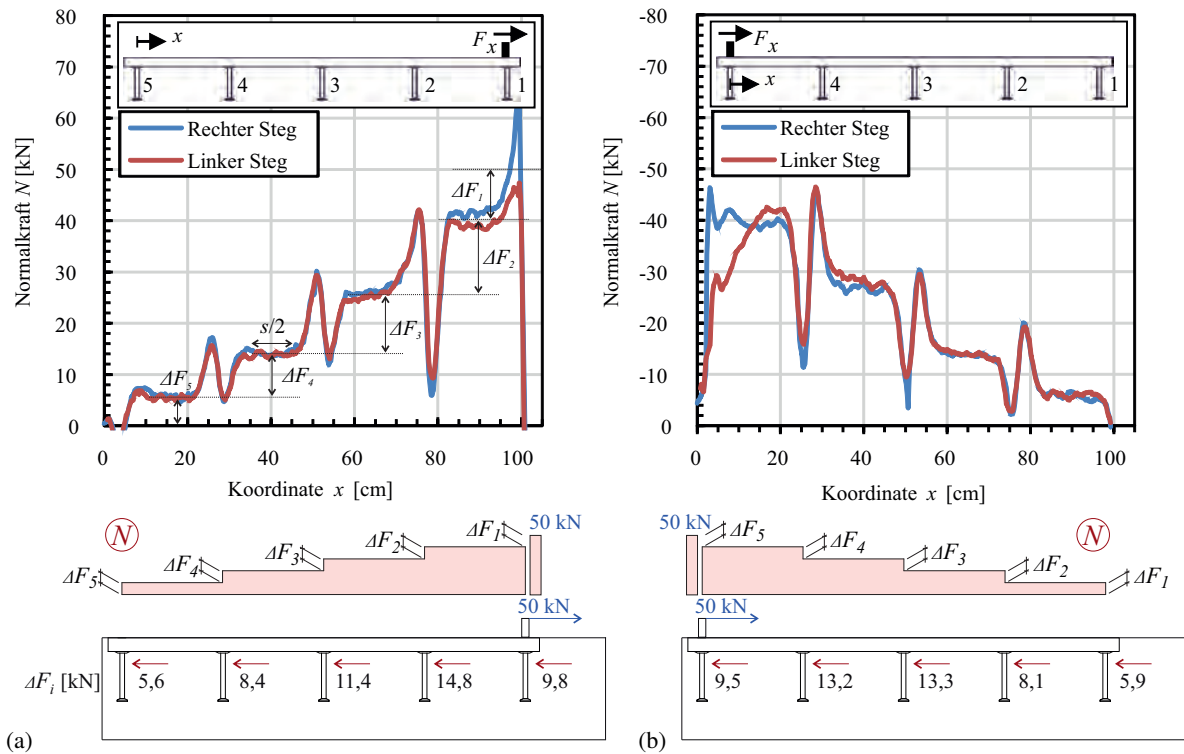
Tabelle 3.4: Verwendete Schrauben mit Anzugsdrehmomenten und maximaler Beanspruchung im Versuch

Profiltyp	Schraubendurchmesser $d_s$	Anzugsdrehmoment $T_{inst}$ [Nm]	Beanspruchung $F_{max}$ [kN]
29/20	M12	80	15
38/23	M12	80	24
53/34	M20	350	50
64/44	M24	450	60

Während der Versuchsdurchführung wird neben den zuvor beschriebenen faseroptischen Dehnungsmessungen entlang der Schiene auch die Kraft des Zylinders, der Zylinderweg sowie indirekt die horizontale Verschiebung der Schraube aufgezeichnet. Letzteres findet relativ zum Betonkörper statt und wird über einen Wegaufnehmer realisiert, der die Verschiebung der Stahlflasche misst. Da die Lasche bereits mit Kontakt zur Schraube montiert wird, ist nicht mit einer Relativverschiebung der beiden Komponenten zueinander zu rechnen.

### Versuchsergebnisse und Auswertung

Die experimentellen Ergebnisse für längsbeanspruchte Ankerschienen sind in Abbildung 3.16 exemplarisch für einen Versuch in Konfiguration C4 in Form der Normalkraftverteilung entlang des Schienenprofils dargestellt. Diese Kräfte werden, wie zuvor beschrieben, aus den Dehnungen an beiden Stegen berechnet. Es sind deutlich die horizontalen Kraftniveaus zu erkennen, aus deren Differenzen die Kräfte am Anker abgeleitet werden können. Abbildung 3.16(a) zeigt für eine Schiene, die an Position 1 belastet wird, dass das Profil über die gesamte Länge auf Zug beansprucht wird. Bei Lastposition 5 (Abbil-



**Abbildung 3.16:** Versuchsergebnisse: Längskraftverteilung entlang des Ankerschienenprofils und Ankerkräfte ermittelt für die Versuche in Konfiguration C4 für (a) Lastposition 1 und (b) Lastposition 5

Abbildung 3.16 (b)) steht die gesamte Schiene hingegen unter Druck, wobei der qualitative, treppenförmige Verlauf betragsmäßig gut mit Position 1 vergleichbar ist.

Es ist offensichtlich, dass alle Anker an der Kraftweiterleitung von der Schiene in den Beton beteiligt sind, wenngleich nicht identisch in der absoluten Größe.

Die Ergebnisse aller Versuche sind in Abbildung 3.17 für die maximale Belastungsstufe nach Abbildung 3.15 dargestellt. Die Darstellung der Ergebnisse erfolgt getrennt für die Konfigurationen nach Tabelle 3.3. In allen Diagrammen werden die ermittelten Ankerkräfte im Verhältnis zur aufgetragenen Versuchslast  $F_x$  abgebildet und daher als Lastanteil bezeichnet. Die relativen Ankerkräfte variieren zwischen 4 % und 65 % von  $F_x$ .

Die Versuchsergebnisse sind entlang der  $x$ -Achse nach der getesteten Lastposition (LP) gruppiert. In diesen Gruppen sind die Tests mit unterschiedlichen Randabständen nebeneinander dargestellt. Die Markierungssymbole ordnen die Randabstände von 50 mm bis 200 mm entsprechend der Legende oben in der Abbildung zu. Alle Symbole in einer (gedachten) vertikalen Linie stehen für die Ankerkräfte in einem Versuch. Die Anzahl der Symbole ist dementsprechend abhängig von der Anzahl der vorhandenen Anker (2-5) in der getesteten Konfiguration. Bei Versuchen, in denen zwei oder mehr Anker ähnlich hohe Lastanteile abtragen, können die Symbole (vertikal) überlappen. Über die farbliche Füllung der Symbole kann jedes Ergebnis dem Anker an einer bestimmten Position zugeordnet werden.

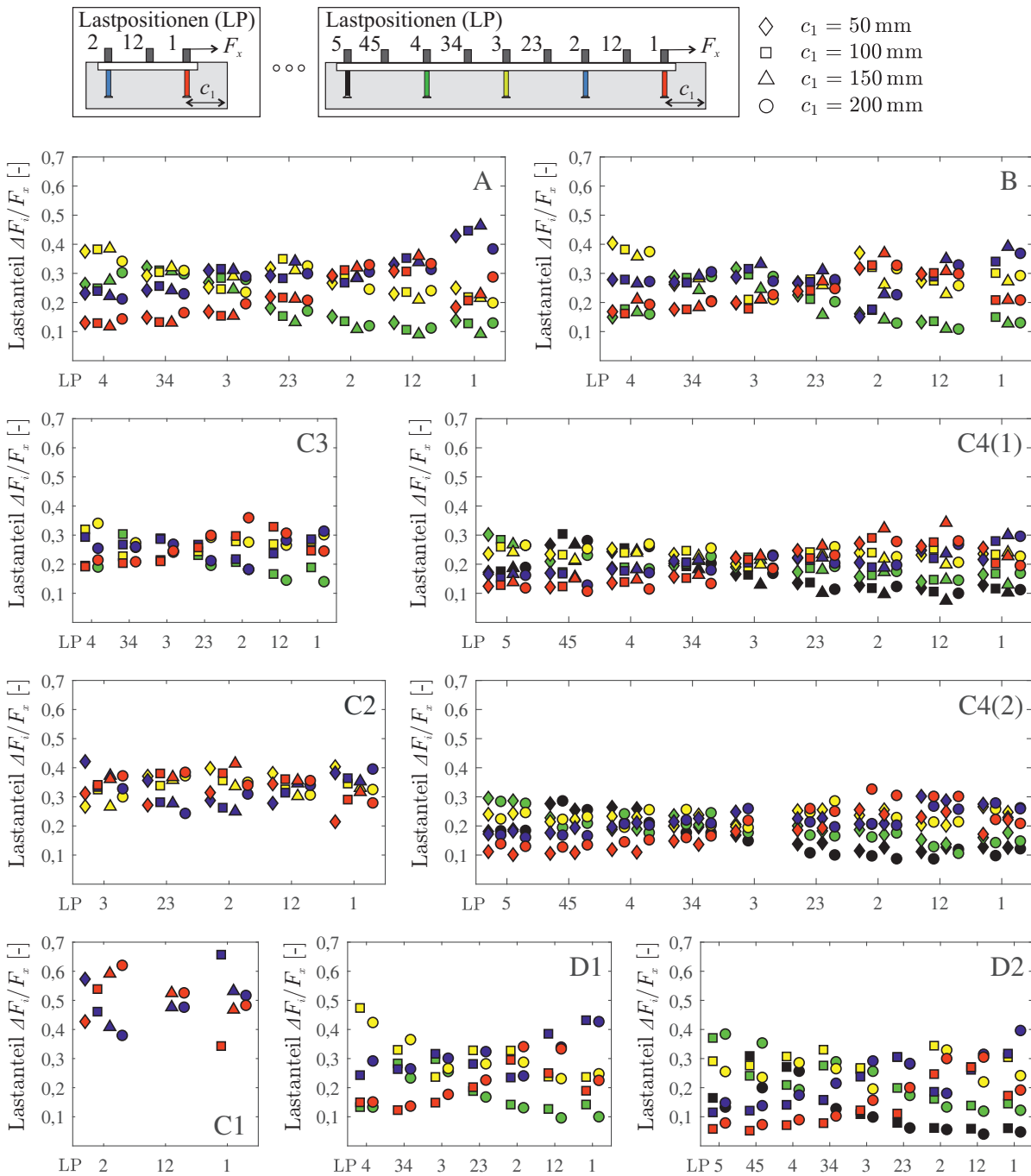
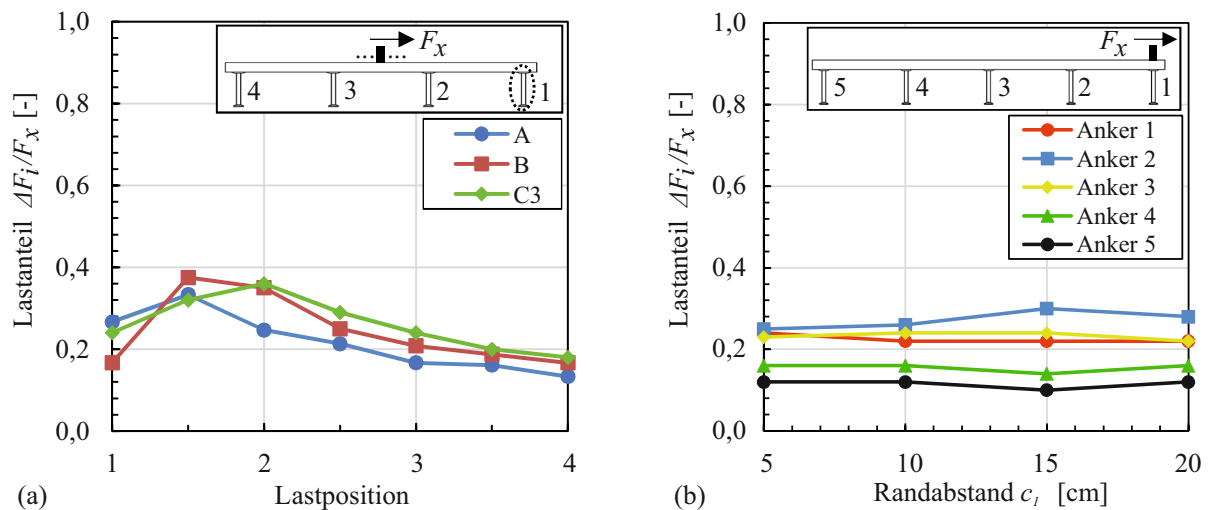


Abbildung 3.17: Lastverteilung auf die Anker für sämtliche Versuchskonfigurationen

Der Einfluss der Lastposition auf die Verteilung der Ankerkräfte ist an der Veränderung einer bestimmten Ankerkraft (Farbcode) entlang der  $x$ -Achse zu erkennen. Grundsätzlich gilt, dass die Kraft eines Ankers mit größerem Abstand zur Lasteinleitung abnimmt. Eine Ausnahme von dieser Regel ist der Anker direkt unterhalb der Lasteinleitung. Dieser ist nicht der höchstbeanspruchte, sondern entzieht sich der Kraft infolge der exzentrischen Lasteinleitung. Im Detail zeigt Abbildung 3.18 (a) dies für drei ausgewählte, repräsentative Versuche mit vier Anker. Es ist zu erkennen, dass die Beanspruchung von Anker 1 am größten ist, wenn die Schraube zwischen Anker 1 und 2 oder über Anker 2 angeordnet wird.

Im Vergleich der Versuchskonfigurationen mit unterschiedlicher Ankeranzahl (Konfiguration C1, C2, C3 und C4 nach Tabelle 3.3) ist in Abbildung 3.17 zu erkennen, dass die relativen Ankerkräfte mit zusätzlicher Ankeranzahl stetig abnehmen. Es zeigt sich, dass das Streuband der Ankerkräfte immer geringer wird, da die Gesamtkraft ( $F_x$ ) auf immer mehr Anker verteilt wird. Die Lastanteile der maximal wie auch der minimal beanspruchten Anker reduzieren sich.

Auch der Ankertyp hat einen maßgeblichen Einfluss auf die Lastverteilung. Die Versuchsergebnisse in Konfiguration D1 und D2 (I-Anker) unterscheiden sich deutlich von den vergleichbaren Versuchen mit Rundankern bei gleicher Ankeranzahl (A, B und C3 für vier Anker sowie C4 für fünf Anker). Im Vergleich zu den Rundankern ist die Verbindung des I-Ankers durch die Schweißnaht zum Schienenprofil deutlich steifer. Zudem erhöht sich die Steifigkeit durch die größere Fläche des Ankers, die gegen den Beton drückt [63]. Diese ist bei den I-Ankern etwa 2-3 mal größer als bei Rundankern, die als Alternative verwendet werden würden. Die daraus folgende, steifere Einspannung in den Beton führt dazu, dass die Anker nah der Lastposition deutlich höhere Lastanteile aufnehmen. Weiter entfernte Anker erhalten dadurch geringe Lastanteile von weniger als 5% (Konfiguration D2). In der vergleichbaren Konfiguration C4 unterscheiden sich die Ergebnisse grundlegend. Dort erhalten auch die jeweils am



**Abbildung 3.18:** (a) Einfluss der Lastposition auf die Kraft in Anker 1 bei gleichem Randabstand  $c_1$ ; (b) Einfluss des Randabstandes  $c_1$  auf die Ankerkräfte in Konfiguration C4 für Lastposition 1

schwächsten belasteten Anker deutlich höhere Lastanteile. Demzufolge zeigen die Versuchsergebnisse in Konfiguration D2 allgemein einen größeren Streubereich als in Konfiguration C4. Zwar variiert bei den gegenübergestellten Konfigurationen auch immer der Schientyp, dessen Einfluss ist allerdings nicht so groß wie der des Ankertyps. Dies zeigt ein Vergleich der Ergebnisse in Konfiguration A, B und C3 für verschiedene Schientypen mit vier Ankern, bei dem keine signifikanten Unterschiede auffallen.

Keinen maßgebenden Einfluss auf die Lastverteilung hat hingegen der Randabstand  $c_1$ . Abbildung 3.18 (b) zeigt exemplarisch für Konfiguration C4 und Lastposition 1, dass sich die Lastanteile der Anker für unterschiedliche Randabstände kaum verändern. Abbildung 3.17 bestätigt dies allgemein für die weiteren Versuche. Der Randabstand hat keinen maßgebenden Einfluss auf die Lastverteilung, da er die Steifigkeit der Anker in Querrichtung nicht beeinflusst. Dies zeigen auch die Untersuchungen von GROSSER [63] und TIAN [154, 155].

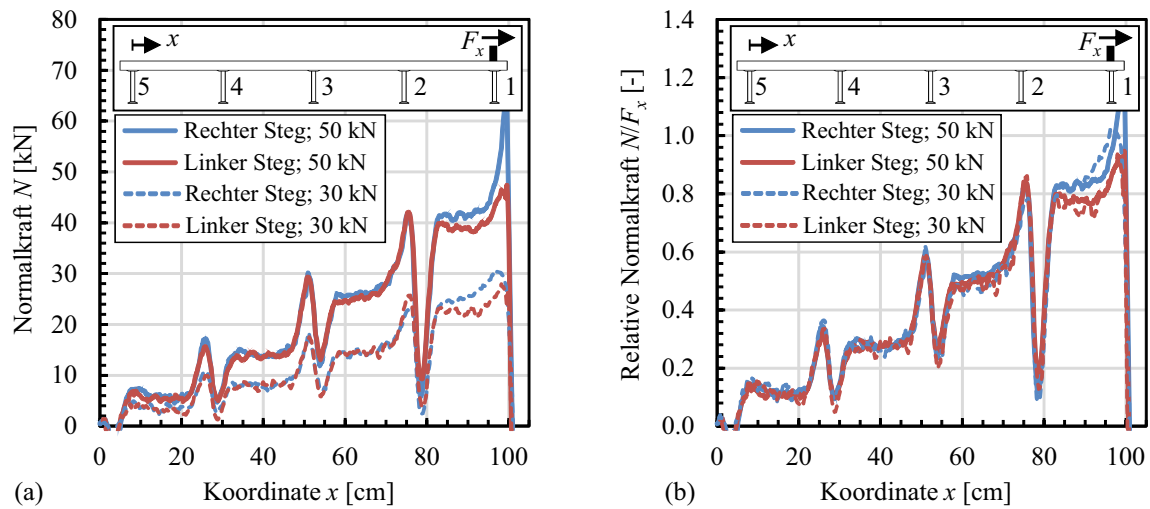
Des Weiteren hat der Hersteller bei Verwendung identischer Schientypen keinen signifikanten Einfluss auf die Lastverteilung. Dies zeigt das Teilbild C4(2) in Abbildung 3.17, in dem die Ankerkräfte bei identischen Konfigurationen für zwei verschiedene Hersteller dargestellt sind. In beiden Fällen wurde ein Schienenquerschnitt mit 53 mm Breite und 34 mm Höhe verwendet (Tabelle 3.2). Für jede Lastposition zeigen die beiden linken Ergebnisse die Ankerkräfte für eine Schiene von Hersteller B bei einem Randabstand  $c_1$  von 50 mm bzw. 200 mm. Die beiden rechten Ergebnisse gelten für die vergleichbaren Randbedingungen jedoch bei Verwendung einer Schiene von Hersteller A. Die gute Übereinstimmung der Ergebnisse zeigt exemplarisch für die getestete Konfiguration, dass der Hersteller der Ankerschienen keinen maßgebenden Einfluss auf die Lastverteilung hat. Da keine Ergebnisse für weitere Schientypen oder Produkte weiterer Hersteller vorliegen, ist eine Verallgemeinerung dieser Erkenntnis allerdings nicht möglich.

Die Ergebnisse für Hersteller A in diesem Teilbild C4(2) sind zudem Wiederholungsversuche der identischen Konfigurationen in Teilbild C4(1). Diese Wiederholungen umfassen die Versuche mit den Randabständen der Ankerschiene von 50 mm und 200 mm. Sowohl deren Vergleich untereinander, als auch der mit den Ergebnissen von Hersteller B in Teilbild C4(2), zeigt eine gute Übereinstimmung und somit eine Wiederholbarkeit bzw. Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse.

Alle Beobachtungen und Schlussfolgerungen gelten ausschließlich für das linear-elastische Materialverhalten der Ankerschiene in ungerissenen Betonbauteilen. Zur Überprüfung, ob die auf dem Maximallastniveau ausgewerteten und zuvor dargestellten Ergebnisse auch für niedrigere Lastniveaus gelten, ist in Abbildung 3.19 für Konfiguration C4 neben der Belastung mit 50 kN auch das Ergebnis bei 30 kN Belastung dargestellt. In Abbildung 3.19 (a) ist bereits für Absolutwerte qualitativ zu erkennen, dass die Verläufe sehr gut übereinstimmen. Werden die Ergebnisse über die Last  $F_x$  normiert, wird diese Übereinstimmung noch deutlicher (Abbildung 3.19 (b)). Die Lastverteilung ist also skalierbar.

Zusätzlich zu den Untersuchungen zur Längskraftverteilung kann aus den faseroptischen Messergebnissen auch die Ankerzugkraft ( $F_z$  in Abbildung 3.21) bestimmt werden, die durch die exzentrische Lasteinleitung hervorgerufen wird. Dazu werden die Dehnungsmessungen der oberen ( $\varepsilon_o$ ) wie unteren ( $\varepsilon_u$ ) Fasern an beiden Stegen verwendet (Abbildung 3.5), um mittels Gleichung 3.5 den Biegemomentenverlauf entlang der Schiene zu berechnen. Abbildung 3.20 zeigt exemplarisch für eine Ankerschiene

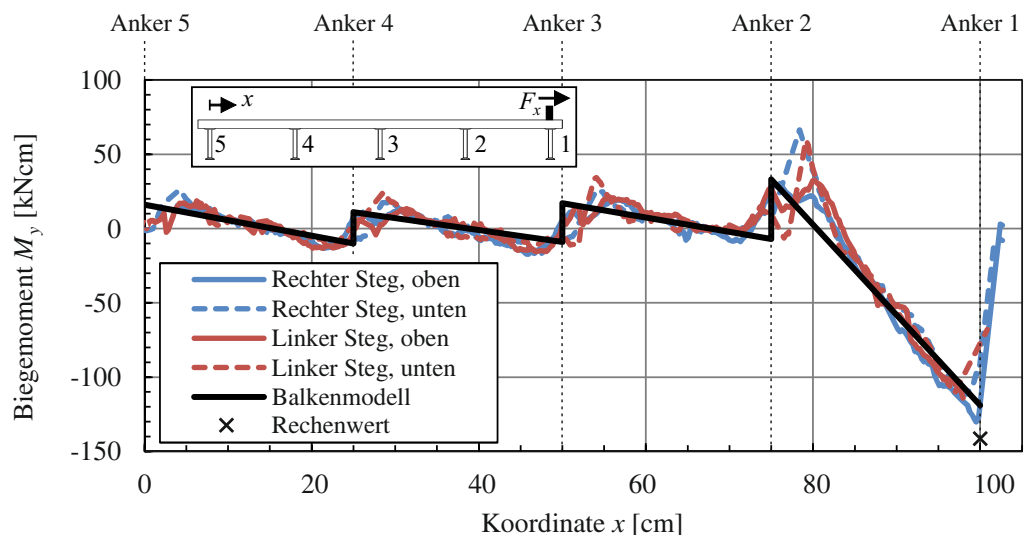




**Abbildung 3.19:** Vergleich unterschiedlicher Belastungsstufen in Versuchsconfiguration C4, Lastposition 1: (a) Normalkraft  $N$  [kN], (b) Relative Normalkraft  $N/F_x$  [-]

in Konfiguration C4 den Biegemomentenverlauf für alle vier Messsegmente bei einer Belastung über dem ersten Anker. Zusätzlich zu den Versuchsergebnissen ist das Berechnungsergebnis des Balkenmodells eingefügt. Insgesamt zeigt sich eine gute Übereinstimmung für den globalen Verlauf.

Auch das maximale Biegemoment ( $M_y$ ) am Lasteinleitungspunkt entspricht für den Versuch in etwa dem rechnerisch erwartbaren Wert:  $M_y = F_x \cdot e_{ges}$ . Dieser ergibt sich aus der Belastung  $F_x$  und der Exzentrizität  $e_{ges}$  zwischen dem Schwerpunkt des Schienenquerschnitts ( $e_S$ ) und der angenommenen

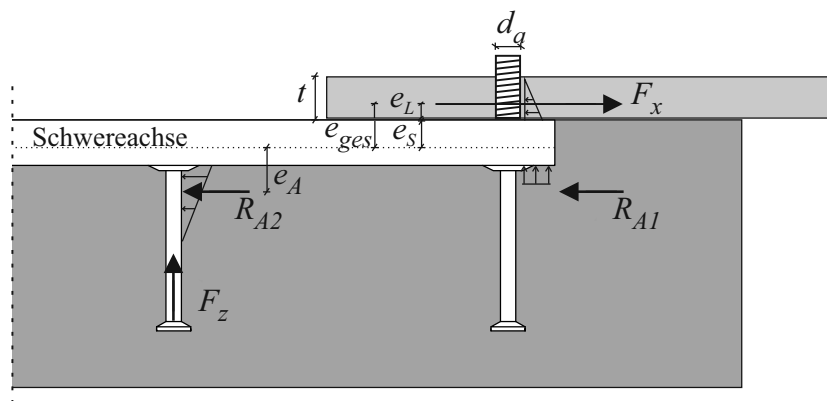


**Abbildung 3.20:** Biegemomentenverlauf  $M_y$  entlang der Schiene für Versuch und Balkenmodell

Wirkungslinie der resultierenden Beanspruchung  $F_x$  (Abbildung 3.21) [132]. Die Lage der Wirkungslinie ( $e_L$ ) ist abhängig von der Dicke des Anbauteils  $t$ , in diesem Fall der Dicke der Lasteinleitungslasche im Versuch (30 mm), sowie dem Durchmesser der verwendeten Schraube  $d_a$  (M20). Für den in Abbildung 3.20 dargestellten Versuch beträgt der rechnerische Wert:  $50 \text{ kN} \cdot 2,85 \text{ cm} = 142,5 \text{ kNm}$ . Die Berechnung der Exzentrizität erfolgt unter der Annahme, dass die Wirkungslinie der resultierenden Lasteinleitung in die Schraube in einem Abstand von etwa einem halben Schraubendurchmesser  $d_a$  bzw. einem Drittel der Dicke  $t$  des Anbauteils oberhalb der Ankerschiene liegt (Abbildung 3.21).

Da die Steifigkeit der Rundanker bzw. deren Verbindung zur Schiene im Vergleich zum Schienenprofil gering ist, ist der Anteil des Biegemoments, der vom Anker aufgenommen wird, vernachlässigbar klein. Das demnach hauptsächlich in die Schiene eingeleitete Biegemoment erzeugt ein Kräftepaar, das zu einer Zugkraft ( $F_z$ ) am 2. Anker sowie einer Flächenpressung zwischen Schiene und Beton vor dem ersten Anker führt (Abbildung 3.21). Durch die resultierende Querkraft in der Schiene, wird das Biegemoment bis zum 2. Anker vollständig abgebaut. Der Effekt der exzentrischen Lasteinleitung beeinflusst somit ausschließlich die Beanspruchung des entgegen der Lastrichtung direkt dahinter liegenden Ankers. Der darauf folgende, alternierende Verlauf des Biegemoments in Abbildung 3.20 ( $x = 0 - 75 \text{ cm}$ ) ist auf die exzentrische Kraftweiterleitung ( $e_A$ ) von der Schiene über die Anker in den Beton zurückzuführen. Diese ergibt sich aus der Lage der resultierenden Betonpressung des Ankers ( $R_{Ai}$ ), die der jeweiligen Ankerkraft ( $\Delta F_i$ ) entspricht [65]. Die daraus entstehenden Zugkraftanteile sind vergleichsweise klein und nicht auf die Effekte der exzentrischen Lasteinleitung durch die Schraube zurückzuführen. Der dargestellte Versuch zeigt diese Beobachtungen repräsentativ für alle weiteren Versuche.

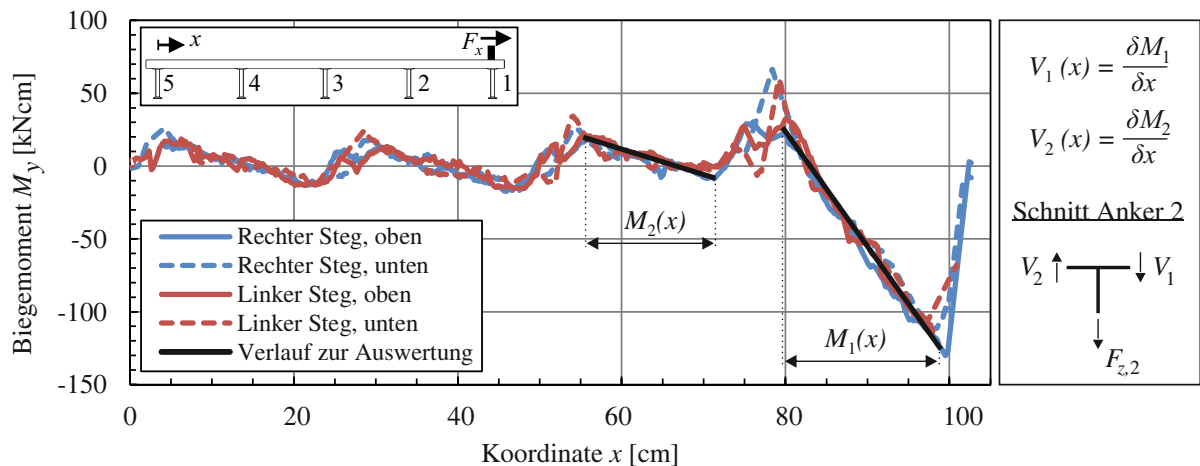
Basierend auf diesen Erkenntnissen erfolgt die Ermittlung der maßgebenden, durch die exzentrische Lasteinleitung hervorgerufenen Ankerzugkraft nachfolgend für den Anker hinter der Lastposition. Die Zugkraft wird über die Querkraften in der Schiene links wie rechts des Ankers berechnet. Diese werden aus den Gradienten der entsprechenden Momentenverläufe abgeleitet (Abbildung 3.22). Aus dem Kräftegleichgewicht am Anker folgt schließlich die Ankerzugkraft. Abbildung 3.22 zeigt exemplarisch für den Versuch aus Abbildung 3.20 die Ermittlung der Kraft am zweiten Anker ( $F_{z,2}$ ).



**Abbildung 3.21:** Exzentrizitäten bei der Lasteinleitung in die Ankerschiene und der Weiterleitung in den Beton

Zu diesem Zweck werden die Momentenverläufe vor dem zweiten Anker ( $M_1(x)$ ) sowie im Feld dahinter ( $M_2(x)$ ) ausgewertet. Für den dargestellten Versuch ergibt sich eine Kraft am zweiten Anker von 5,8 kN. Das Berechnungsergebnis aus dem Balkenmodell ergibt mit guter Übereinstimmung einen Wert von 5,1 kN.

Eine Besonderheit ergibt sich bei Belastung am Ende der Schiene, bei der kein Anker hinter der Lastposition vorhanden ist. Für ein Gleichgewicht im System muss die resultierende Zugkraft von diesem letzten Anker direkt an der Lastposition aufgenommen werden. Die Berechnung erfolgt analog über den Biegemomentenverlauf im Feld zwischen dem letzten und vorletzten Anker.



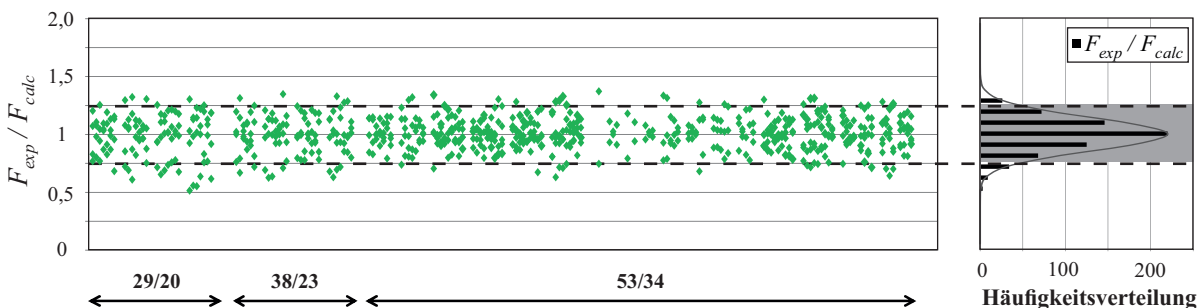
**Abbildung 3.22:** Ermittlung der Ankerzugkraft aus dem Verlauf des Biegemoments  $M_y$

Zusätzlich zur guten Übereinstimmung der Momentenverläufe, bestätigt der Vergleich der Ankerzugkräfte zwischen Modell und Versuch, dass das Balkenmodell geeignet ist das Tragverhalten auch unter diesem Aspekt zu beschreiben. Eine statistische Auswertung zeigt dies in Abschnitt 3.2.5 sowohl für die Längskraftverteilung als auch für die resultierenden Zugkräfte am maßgebenden Anker. Dazu wird für jeden Versuch die maßgebende Ankerzugkraft ermittelt. Die Auswertung aller Versuche zeigt, dass die Zugkraft im Mittel etwa 12 % der eingeleiteten Längskraft entspricht. Die Maximalwerte treten auf, wenn die Lasteinleitung oberhalb des ersten oder letzten Ankers stattfindet und beträgt bis zu 22 % der aufgetragenen Horizontallast. Damit ist sie nicht vernachlässigbar und sollte, wie auch von SCHMIDT [146] empfohlen, in zukünftigen Lastmodellen berücksichtigt werden. In aktuellen normativen Regelungen ist die Ermittlung dieser Kraft nicht enthalten [2, 18].

### 3.2.5 Verifikation des Lastverteilungsmodells

#### Lastverteilung der Längsbelastung

Die Genauigkeit des Lastverteilungsmodells wird unter Berücksichtigung aller Versuche mit Ankerschienen mit Rundankern und den zugehörigen Berechnungsergebnissen des Modells bewertet (Konfigurationen A-C). Wie zuvor gezeigt, weicht das Tragverhalten von Ankerschienen mit I-Ankern deutlich von dem mit Rundankern ab und kann daher nicht durch das identische Modell beschrieben werden. Die Bewertung des Modells erfolgt auf der Basis der zuvor ermittelten 704 Ankerquerkräfte aus 168 Versuchen. Für die statistische Auswertung wird das Verhältnis von Versuchs- zu Modellergebnissen ( $F_{exp}/F_{calc}$ ) ermittelt. Die Modellergebnisse werden mit Hilfe eines Stabwerkprogramms unter Berücksichtigung der zuvor angegebenen Randbedingungen ermittelt. Abbildung 3.23 veranschaulicht die statistische Verteilung dieser Verhältnisse zusammengefasst für alle Versuche mit Rundankern. Die Ergebnisse zeigen eine Standardabweichung von 0,15 bei einem Mittelwert von 0,99 und können in der Häufigkeitsverteilung durch eine Gaußsche Glockenkurve (Normalverteilung) approximiert werden. Es ergibt sich ein Variationskoeffizient von 0,15, der damit dem allgemein akzeptierten Schwellenwert für betonbezogenes (Trag-)Verhalten entspricht [108]. Die gestrichelten Linien in Abbildung 3.23 markieren die 5 %- und 95 %-Quantile und zeigen ein enges Streuband um den Mittelwert an. Darüber hinaus ist die Streuung der Ergebnisse einheitlich und es können keine Ausreißer festgestellt werden. Basierend auf diesen Ergebnissen ist davon auszugehen, dass das Lastverteilungsmodell geeignet ist das Tragverhalten von längsbeanspruchten Ankerschienen zu beschreiben.



**Abbildung 3.23:** Statistische Auswertung des Lastverteilungsmodells: Streuung für verschiedene Profilgrößen (links), absolute Häufigkeitsverteilung nach Klassifizierung (rechts)

Abbildung 3.23 zeigt zudem, dass die Streuung der Ergebnisse für alle Profilgrößen und Konfigurationen sehr ähnlich ist. Demzufolge hat der Profiltyp keinen Einfluss auf die Ergebnisse und damit auf die Modellqualität. Gleiches gilt für die unterschiedlichen Ankerabstände, die auch abhängig vom Profiltyp variieren. Es ist zu beachten, dass sowohl die Querschnittseigenschaften als auch die Ankerabstände im Modell den tatsächlichen Bedingungen der experimentellen Tests entsprechen. Die getesteten Konfigurationen wurden als typische Einbausituationen konzipiert und können daher als repräsentativ angesehen werden.

### **Ankerzugkräfte infolge Längsbelastung**

Gleiches gilt für die Eignung des Modells, Ankerzugkräfte infolge der exzentrischen Lasteinleitung hinreichend genau zu ermitteln. Um dies zu bewerten wird ebenfalls eine statistische Auswertung der Ankerzugkräfte im Verhältnis von Modell zu Versuch ( $F_{exp}/F_{calc}$ ) durchgeführt. Wie zuvor beschrieben, wird dabei lediglich der maximal beanspruchte Anker je Versuch betrachtet. Auch hier werden nur die Versuche an Ankerschienen mit Rundankern ausgewertet. Die Ergebnisse weisen einen Variationskoeffizienten von lediglich 0,11 bei einer Standardabweichung von 0,11 und einem Mittelwert von 1,01 auf. Demzufolge ist das Modell auch unter diesem Aspekt als geeignet zu bewerten.

# Entwicklung eines universellen Versuchsstandes

---

*In diesem Kapitel wird ein universeller Versuchsstand entwickelt, um das Tragverhalten von Ankerschienen in Betonbauteilen unter beliebiger räumlicher Belastung zu untersuchen. Unter Berücksichtigung der Anforderungen, die sich aus dem durchzuführenden Versuchsprogramm ergeben, werden die Bauteile nach der Konzeptionierung dimensioniert und miteinander zu einem Rahmen verbunden. Grundlegende Anforderungen ergeben sich aus der Fokussierung auf ein Betonversagen. Dieses Versagen soll für jede Belastungsrichtung auftreten und der Betonausbruchkörper nicht durch Komponenten des Versuchsstandes beeinflusst werden. Neben den generellen Anforderungen an die Funktionalität des Versuchsstandes ergeben sich dadurch auch Randbedingungen für Details wie die Abspannung und Lagerung der Versuchskörper. Darüber hinaus wird eine variable Lasteinleitungsstruktur entwickelt, die in allen Versuchskonfigurationen verwendet werden kann. Vor der Durchführung des vollständigen Versuchsprogramms findet eine Validierung und Optimierung des Versuchsstandes anhand von Tastversuchen statt.*

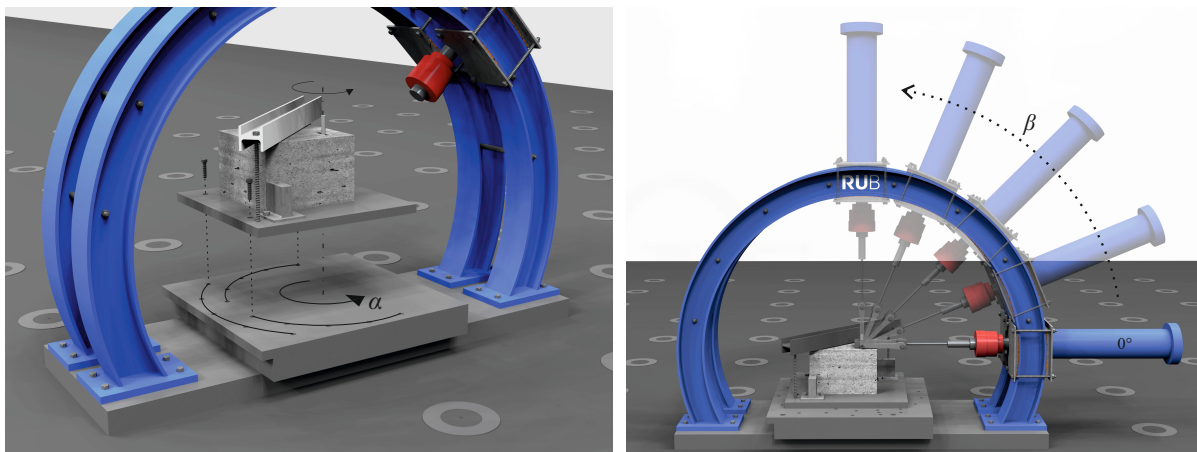
### 4.1 Einführung und Grundidee

Die experimentelle Untersuchung von Ankerschienen unter räumlicher Beanspruchung stellt besondere Anforderungen an den zu verwendenden Versuchsaufbau. Neben der Auslegung aller Komponenten auf die zu erwartenden Maximallasten im Versuch sind insbesondere geometrische und funktionelle Randbedingungen zu beachten. Die Grundidee für den Versuchsstand in dieser Arbeit besteht darin, dass Belastungen in beliebiger räumlicher Richtung durch eine Kombination aus horizontaler und vertikaler Rotation eingestellt werden können (Abbildung 4.1). Dies ermöglicht die Verwendung von nur einem Prüfzylinder, der die Versuchslast in einem festen Raumwinkel aufbringt. In Anlehnung an die Definition von Längen- und Breitengraden geographischer Koordinaten erfolgt die Beschreibung der

räumlichen Belastungsrichtung in Komponenten anhand der horizontalen ( $\alpha$ ) und vertikalen ( $\beta$ ) Winkel. Abbildung 4.2 zeigt die Definition der Lastwinkel für ebene und räumliche Belastungen, Abbildung 4.1 die Einstellung der Winkel im Versuchsstand.

Die praktische Umsetzung erfolgt durch eine in sich geschlossene Rahmenkonstruktion. Die Lasteinleitung findet über einen äußeren, zweiteiligen Bogen statt, wobei der Zylinder dazwischen angeordnet wird. Die Bögen werden über angeschweißte Kopfplatten biegesteif mit einer Grundplatte, auf der die Probekörper abgespannt werden, verbunden. Insgesamt wird so ein geschlossenes System gebildet, dessen Komponenten unabhängig voneinander einstellbar sind. Die Einstellung des vertikalen Winkels  $\beta$  erfolgt stufenlos über die Anordnung des Zylinders entlang des Kreisbogenabschnitts (Abbildung 4.1). Der horizontale Winkel  $\alpha$  wird über die Ausrichtung der Stahlplatte eingestellt, auf der der Probekörper montiert ist. Dazu wird diese Stahlplatte um die vertikale Achse gedreht, die durch den Lasteinleitungspunkt verläuft. Anschließend wird diese Platte in einem Lochkreis mit der Grundplatte darunter verschraubt. Bezogen auf die einstellbaren Winkel bietet der Versuchsstand mit  $\alpha = 360^\circ$  und  $\beta \approx 210^\circ$  eine große Variabilität.

Als Resultat der Bogenkonstruktion schneiden sich die Wirkungslinien aller vertikalen Lastpositionen ( $\beta$ ) im Mittelpunkt des Kreises. An dieser Stelle muss der Lasteinleitungspunkt der Ankerschiene positioniert werden. Da dieser Punkt auf bzw. nahe der Oberfläche des Probekörpers liegt, ist die maximale Höhe der Probekörper bei der Dimensionierung der Bögen zu berücksichtigen. Die endgültige Lage kann erst bestimmt werden, wenn die Dicke des Anbauteils definiert ist, mit dem die Lasteinleitung in die Schraube und schließlich in die Ankerschiene erfolgt. Da die Oberfläche des Probekörpers unter dem Mittelpunkt der Bögen liegen muss, wird im folgenden Abschnitt zunächst das vollständige Versuchsprogramm entwickelt, bevor im Anschluss die Dimensionierung und Detaillierung des Versuchsstandes erfolgt.



**Abbildung 4.1:** Horizontale Rotation des Versuchskörpers ( $\alpha$ ) und vertikale Rotation des hydraulischen Prüfzylinders ( $\beta$ )

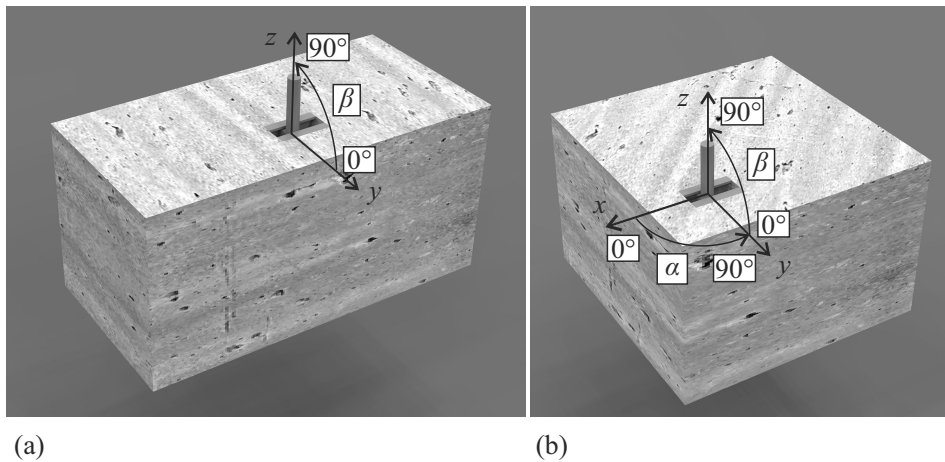


Abbildung 4.2: Definition der Lastwinkel  $\alpha$  und  $\beta$  bei (a) ebenen und (b) räumlichen Belastungen

## 4.2 Randbedingungen und Anforderungskriterien

Um die Anforderungen an den experimentellen Versuchsaufbau zu definieren, ist zunächst das Versuchsprogramm zu entwickeln. Damit in allen Versuchen ein Betonversagen eintritt, ist die Dimensionierung der Probekörper sowie die Positionierung der Ankerschienen entscheidend. Zudem besteht eine weitere Herausforderung darin, die Probekörper möglichst klein auszubilden, um den Aufwand bei der Herstellung und Prüfung zu minimieren. Aus dem Entwurf der Probekörper lassen sich anschließend die geometrischen Anforderungen an den Versuchsstand ableiten.

### 4.2.1 Materialien

Um die Größe der Probekörper zu minimieren, wird bei den Tests ein Ankerschienen-Kurzstück mit nur einem Rundanker verwendet, das als Endstück einer beliebig langen Schiene betrachtet werden kann. Dessen Dimensionen entsprechen einer typischen Anwendung (Ankerabstand 100 mm) und sind in Abbildung 4.3 zusammengefasst. Der Vorteil bei der Verwendung kurzer Schienen liegt darin, dass die zu erwartenden Ausbruchkörper kleiner sind als bei langen Schienen mit mehreren Ankern, bei denen zudem unerwünschte gegenseitige Beeinflussungen auftreten können [40]. Aus kleineren Ausbruchkörpern resultieren letztlich auch kleine Probekörper. Des Weiteren tritt bei der Verwendung von nur einem Anker keine Verteilung der Zug-, Quer- und Längsbeanspruchungen zu weiteren Ankern auf (Abschnitt 2.2) und die einwirkende Kraft auf den Anker bzw. den umliegenden Schienenbereich ist klar nachzuvollziehen. Die Länge des gewählten Ankers, aus der die Einbindetiefe  $h_{ef}$  resultiert, ist vergleichsweise gering, um auch bei zugdominierten Lasten ein Betonversagen hervorzurufen. Es handelt sich bei den Schienen um eine Sonderkonstruktion, bei der die Anker an das Profil angeschweißt werden. Die verwendeten Stahlwerkstoffe unterscheiden sich für das Schienenprofil (S 275 JR) und den Bolzenanker (Werkstoff-Nr. 1.5523).



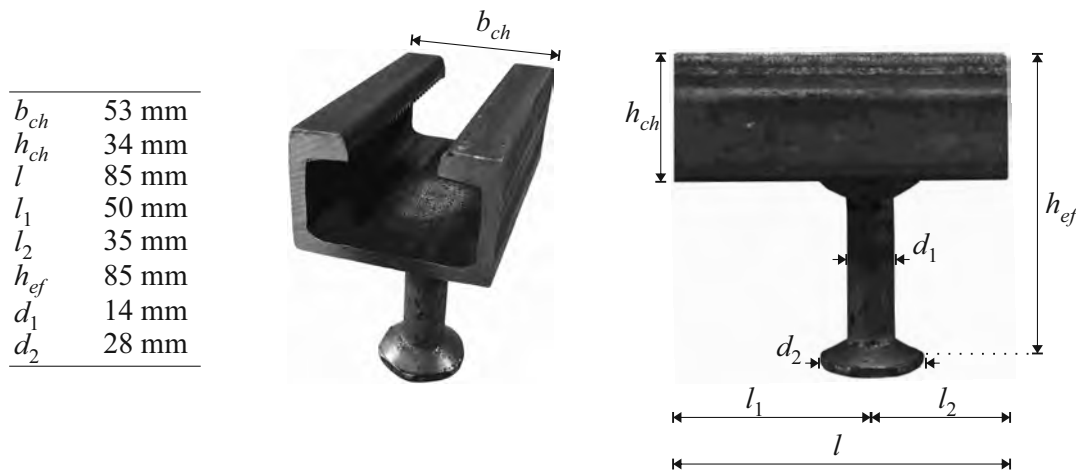


Abbildung 4.3: Nominelle Abmessungen der Ankerschienen

#### 4.2.2 Dimensionierung der Versuchskörper

Das Versuchsprogramm umfasst sowohl die Untersuchung ebener Beanspruchungen von Ankerschienen am Bauteilrand (R) als auch räumlicher Beanspruchungen in der Bauteilecke (E). Die Randversuche unterscheiden sich durch die Einbau- und somit Belastungsrichtung in Quer- (Q) und Längs-Konfigurationen (L). Abbildung 4.4 zeigt die Ausbildung der Probekörper, sowie die Definition der Randabstände  $c_1$  und  $c_2$ .

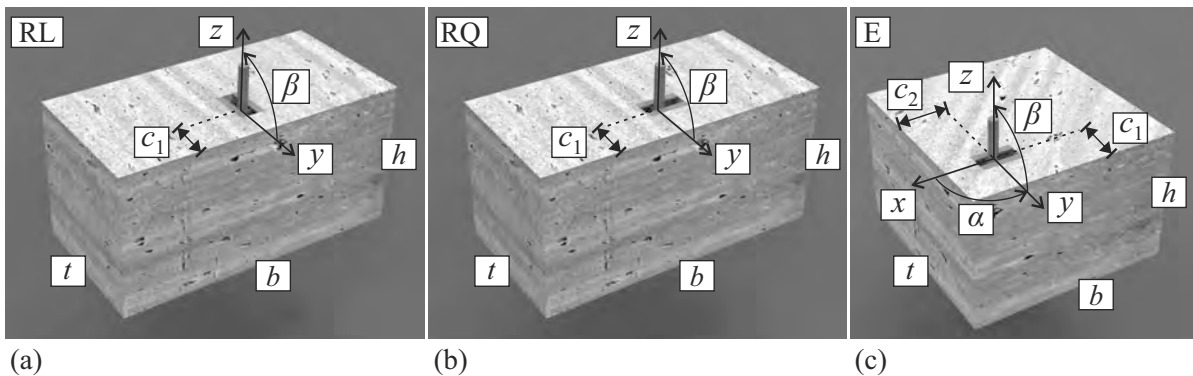


Abbildung 4.4: Versuchskörper und Lastrichtungen für Versuche in Randkonfiguration mit (a) Längs- und (b) Quereinbau der Schienen sowie in (c) Eckkonfiguration

Die Dimensionierung der erforderlichen Probekörpergröße ist direkt abhängig von den Randabständen der Ankerschiene, da diese die Größe des zu erwartenden Ausbruchskörpers beeinflussen. Die Abstände  $c_1$  und  $c_2$  (Abbildung 4.4) werden vom Bauteilrand zur Achse des Ankers angegeben. Damit das Ausbruchverhalten der Ankerschiene nicht durch die im Versuch erforderliche Probekörperabspannung

beeinflusst wird, muss diese außerhalb der zu erwartenden Ausbruchflächen angeordnet werden. Abbildung 4.5 zeigt die für die Abspannung erforderlichen Flächen sowie die freizuhaltenden Bereiche. Der rotationssymmetrische Ausbruchkörper auf der Oberfläche entsteht infolge einer Zugbeanspruchung. Dessen Radius  $R$  kann nach [18] wie folgt angenommen werden:

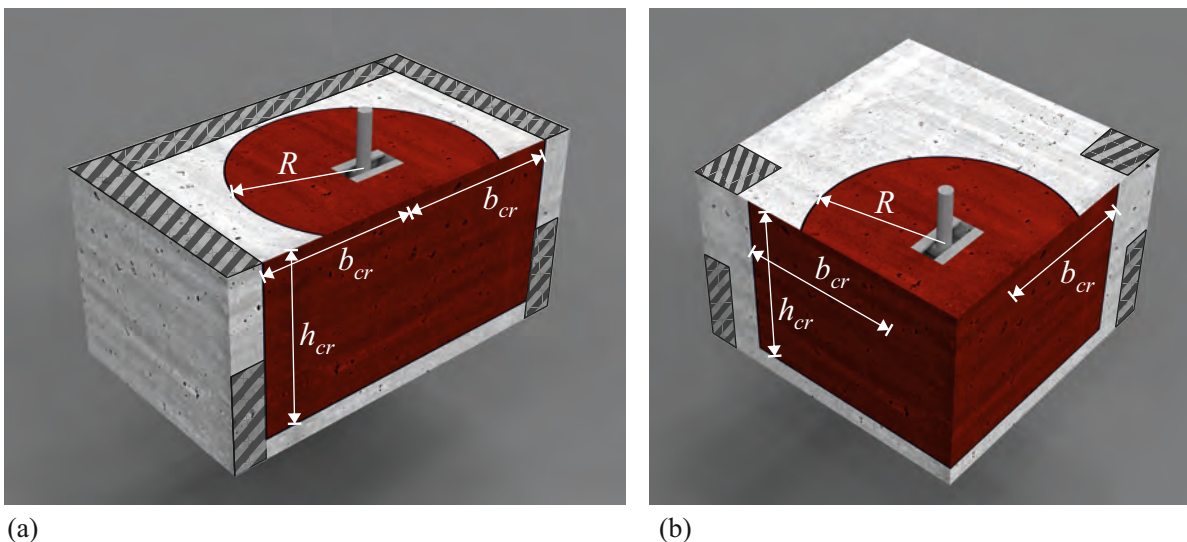
$$R = \left( 2,8 - 1,3 \cdot \frac{h_{ef}}{180} \right) \cdot h_{ef} = 185 \text{ mm} \quad (4.1)$$

Der Betonausbruch zum Seitenrand infolge einer Quer- oder Längsbeanspruchung ist durch die Höhe  $h_{cr}$  und Breite  $b_{cr}$  definiert. Da der Betonausbruch vom Anker ausgehend symmetrisch angenommen wird, ist die Breite  $b_{cr}$  am Bauteilrand in beiden Richtungen freizuhalten (Abbildung 4.5a). Die mindestens freizuhaltenden Abmessungen  $h_{cr}$  und  $b_{cr}$  können nach [18] und [43] wie folgt angenommen werden:

$$h_{cr} = 2c_1 + 2h_{ch} = 268 \text{ mm} \quad (4.2)$$

$$b_{cr} = 2,5c_1 = 250 \text{ mm} \quad (4.3)$$

Die in den Gleichungen berechneten Werte gelten für die in Abbildung 4.3 angegebenen Parameter und angenommene Randabstände ( $c_1$  und  $c_2$ ) von 100 mm.



**Abbildung 4.5:** Maximale Größe der anzunehmenden Ausbruchkörper (rot) und Lagerflächen (schraffiert) für (a) Rand- und (b) Eckkonfiguration

Zusätzlich zu den freizuhaltenden Flächen sind für die Bestimmung der Probekörpergröße noch die Bereiche zu berücksichtigen, in denen die Lagerung und Abspannung positioniert wird. Für die Versuche ist mit etwa 50 mm breiten Lagern in Summe von folgenden Mindestabmessungen ( $h/b/t$ ) auszugehen:

- Randversuche: 300/600/300 [mm]
- Eckversuche: 300/450/450 [mm]

### 4.3 Lasten und Dimensionierung der Hauptkomponenten

Die maßgebenden Bauteile für die Bemessung des Versuchsstandes sind die Bögen, die infolge der unsymmetrischen Belastung durch Normalkräfte, Querkräfte und Biegemomente beansprucht werden. Neben dem Spannungsnachweis des Querschnitts ist zudem darauf zu achten, dass die Verformungen möglichst gering sind, sodass die Wirkungslinie der Lasteinleitung nicht beeinflusst wird. Eine Herausforderung bei der Wahl des Profils sind die gegensätzlichen Anforderungen, einerseits den Biegeradius möglichst gering zu halten und andererseits möglichst große Reserven in Bezug auf die Tragfähigkeit vorzuhalten. Die Wahl eines größeren bzw. steiferen Profils ermöglicht im Vergleich zu einem beliebigen Referenzquerschnitt keine größere Beanspruchbarkeit, da durch die inhärente Zunahme des Mindestbiegeradius bei gleicher Belastung größere Schnittkräfte ( $N$ ,  $Q$ ,  $M$ ) auftreten. Die vergleichsweise höhere Tragfähigkeit des Profils wird in Relation ähnlich stark ausgenutzt. Das gewählte Profil HEB 180 (Stahlgüte S355) wurde iterativ ermittelt und bietet den besten Kompromiss aus beiden Anforderungen. Tabelle 4.1 fasst die Abmessungen der Bögen zusammen.

**Tabelle 4.1:** Abmessungen der Bögen (Stahlrahmen)

Profiltyp	[-]	HEB 180
Innerer Durchmesser	[m]	2,04
Äußerer Durchmesser	[m]	2,4
Kreissegment	[°]	230
Mittelpunkt*	[m]	0,5
Lichter Abstand der Bögen	[m]	0,2

\* Höhe über Grundplatte

Für die Dimensionierung wurde die Maximallast des Prüfzylinders von 160 kN angenommen. Bei dieser Last und der ungünstigsten Laststellung ist der Querschnitt des Bogens zu etwa 30 % ausgenutzt. Zudem treten bei Maximallast geringe Verformungen von 1,4 mm auf, die hauptsächlich in der Wirkungslinie der Belastung gerichtet sind. Demzufolge führen diese nicht zu einer Beeinflussung des Belastungswinkels und sind als unkritisch einzuschätzen. Es ist zu beachten, dass die Änderungen des Querschnitts sowie der Materialeigenschaften, die infolge des plastischen Biegevorgangs bei der Herstellung der Bögen auftreten, in der Berechnung nicht berücksichtigt wurden. Die rechnerisch geringe

Ausnutzung bedeutet eine hinreichende Sicherheit gegen diese tragfähigkeitsmindernden Einflüsse, die schwer zu quantifizieren sind. Alle weiteren Bauteile und Verbindungen wie Kopfplatten, Schrauben, Schweißnähte und Teile der Laststeinleitung sind für höhere Belastungen ausgelegt.

## 4.4 Komponenten, Details und Verbindungen

### Lasteinleitung

Zusätzlich zu den Bögen als Hauptkomponenten des Versuchsrahmens, die über Kopfplatten mit der Grundplatte verschraubt und zur räumlichen Aussteifung miteinander verbunden sind (zug- und drucksteif), werden weitere Komponenten entwickelt. Ein wichtiges Detail ist die Befestigung des Prüfzylinders entlang der Bögen über eine verspannte Lasteinleitungsplatte mit Konterplatten (Abbildung 4.6). Die Lasteinleitungsplatte wird über das vom Prüfzylinder vorgegebene Lochmuster mit ebendiesem verschraubt und leitet die eingeleiteten Kräfte in die Bögen ein (Abbildung 4.7). Dabei spannt die Platte als Einfeldträger zwischen den Bögen, sodass die zu erwartenden Biegebeanspruchungen für die Dimensionierung maßgebend sind. Es resultiert eine erforderliche Plattendicke von 40 mm (Stahlgüte: S355). Unterhalb der Platte sowie an den Konterplatten werden Kalotten montiert, um die Krümmung der Bögen aufzunehmen. Toleranzen der Bögen zueinander werden durch Futterbleche ausgeglichen. Diese sind geschlitzt ausgeführt, um sie nachträglich zur Montage zwischen den Kalotten und Stahlplatten einfügen zu können. Die Lagesicherung des Zylinders wird über Reibung zwischen den Kalotten und Bögen realisiert, indem insgesamt acht Gewindestangen mit 200 Nm vorgespannt werden und die Lasteinleitungs- sowie die Konterplatten gegen die Bögen pressen.

Für die Lasteinleitung in den Versuchskörper wird eine variabel einstellbare, gelenkige Konstruktion aus Stahlblöcken und Koppelstangen entworfen. Abbildung 4.8 (a) zeigt diese Konstruktion, bei der die mit dem Prüfzylinder verbundene Zugstange gegen einen Stahlblock verschraubt wird. Dieser obere Stahlblock ist über zwei gelenkig angeschlossene Koppelstangen mit einem weiteren Block verbunden. Letzterer wird über die Zahnschraube gegen die Ankerschiene/Betonoberfläche vorgespannt und leitet die Kraft letztlich über diese Schraube in die Ankerschiene ein. Die Koppelstangen sind als Augenstäbe [128] ausgeführt und derart an den unteren Stahlblock angeschlossen, dass die Wirkungslinie der Belastung immer durch den festgelegten Lasteinleitungspunkt verläuft (Abbildung 4.8 (c)). Dieser ergibt sich aus der Pressung zwischen Schraube und Stahlblock und liegt im Schnittpunkt zwischen Schraubenachse und Wirkungslinie der Belastung. Der Querschnitt der Koppelstangen ist so gewählt, dass sämtliche Lastwinkel ( $\beta$ ) mit dieser Konstruktion getestet werden können und die Koppelstangen keinen Kontakt zur Betonoberfläche haben. Die Bauteile und Abmessungen der Lasteinleitungsstruktur sind als Fertigungszeichnungen in Anhang B dargestellt.

Zur Vereinfachung der Versuchsdurchführung wird bei reinen Zugversuchen ohne Horizontallastkomponente eine alternative Verbindung verwendet (Abbildung 4.8 (b)). Diese besteht aus einer Muffe, die mit vergleichsweise geringem Aufwand montiert werden kann und die Zugstange des Zylinders direkt mit der Zahnschraube kraftschlüssig verbindet.

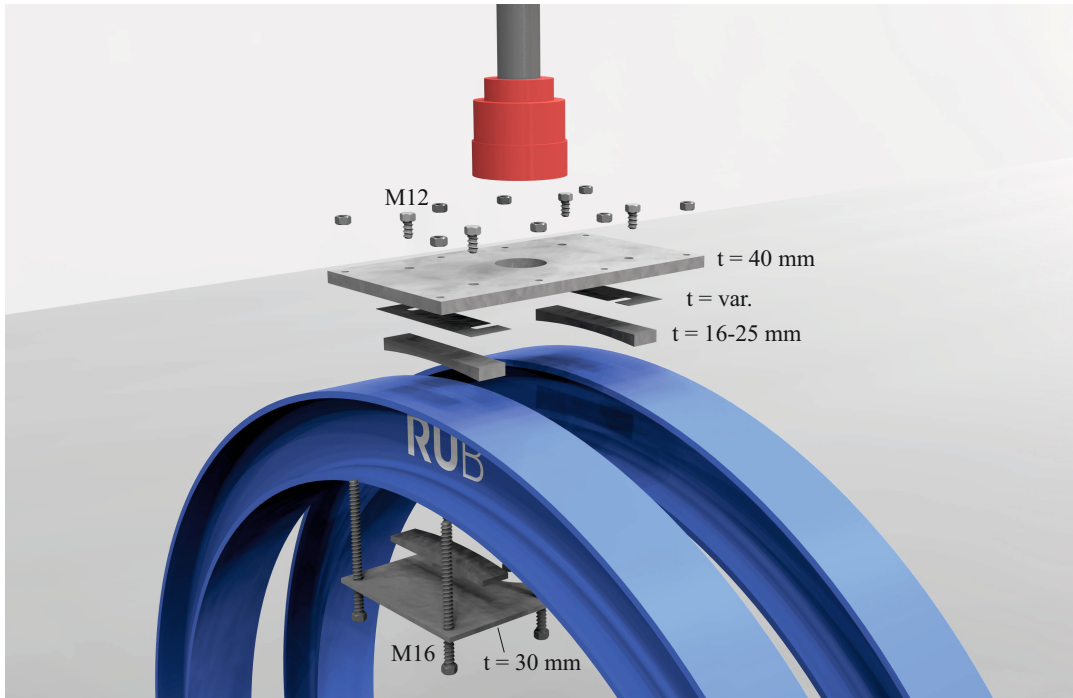


Abbildung 4.6: Montageplatten zum Einbau des hydraulischen Zylinders

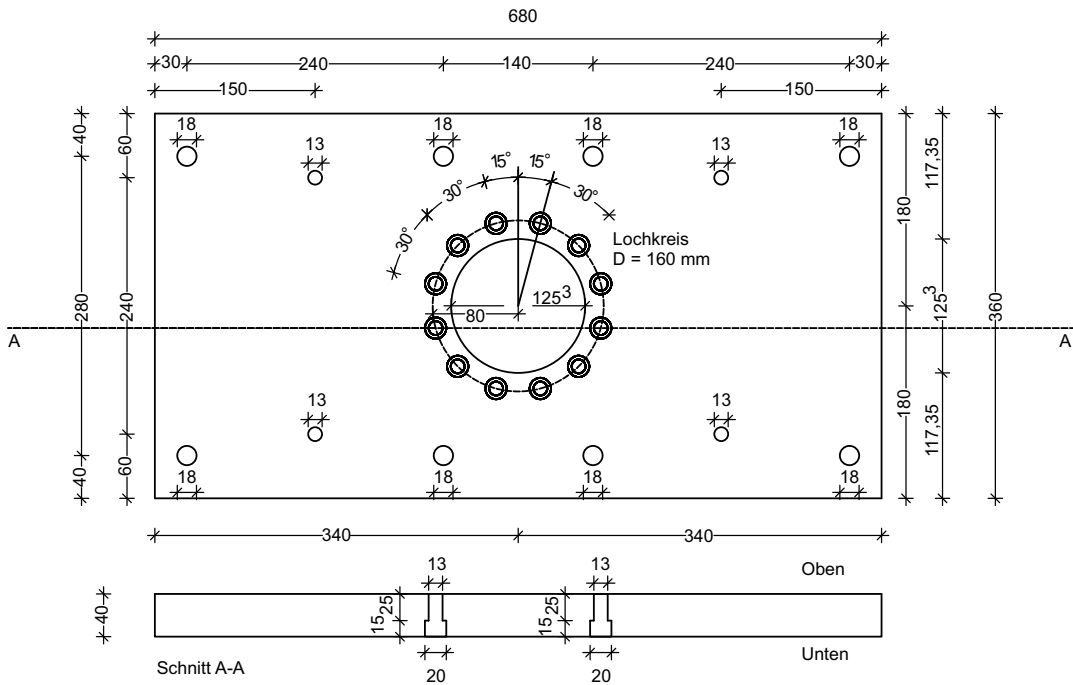


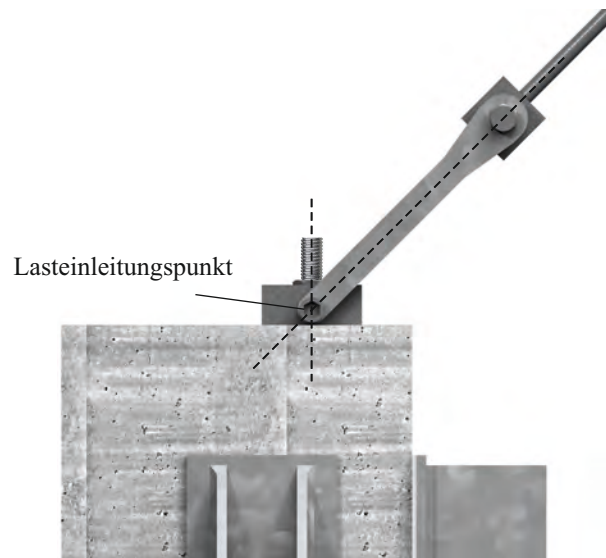
Abbildung 4.7: Fertigungszeichnung der Lasteinleitungsplatte zur Aufnahme des hydraulischen Zylinders



(a)



(b)



(c)

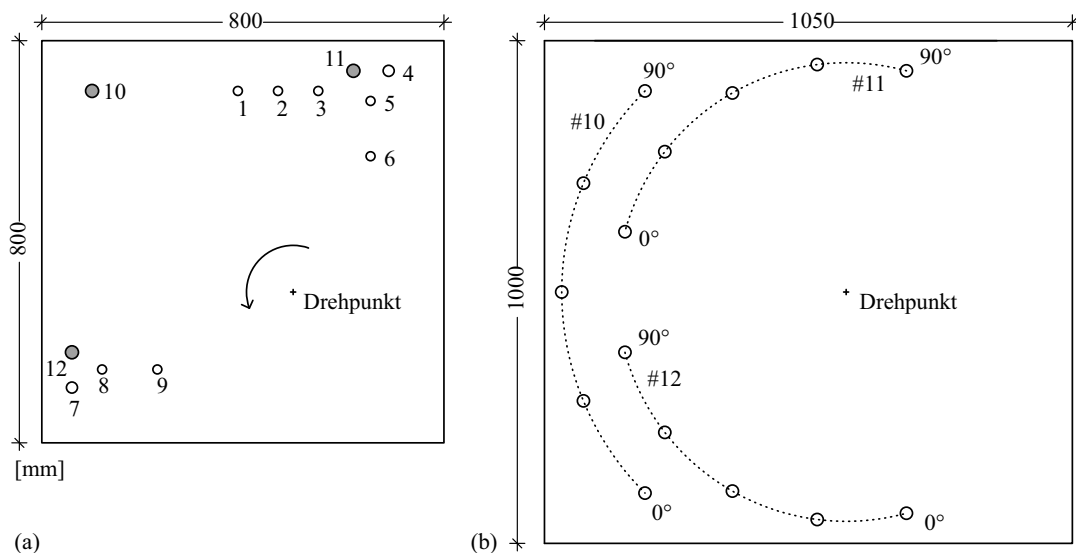
**Abbildung 4.8:** Lasteinleitungsstrukturen für (a) Schrägzugversuche und (b) reine Zugversuche ( $\beta = 90^\circ$ ) sowie (c) Definition des Lasteinleitungspunktes

### Probekörperraum

Der Raum innerhalb der Bögen definiert die maximale Größe der prüfaren Probekörper. Die maximale Breite ist durch den Abstand der beiden Fußpunkte auf 1,8 m begrenzt. Die Länge der Probekörper senkrecht zur Bogenebene kann frei gewählt werden. Die maximale Höhe entspricht für Schräglasten dem Lasteinleitungspunkt (50 cm) abzüglich des noch zu bestimmenden Abstandes zur resultierenden Pressung zwischen der Schraube und der verwendeten Lasteinleitungsglasche. Bei reinen Zuglasten, also einer vertikalen Wirkungslinie der Belastung, sind auch höhere Probekörper möglich. Die maximale Höhe hängt dabei von der Breite der Probekörper ab und ist im Einzelfall zu bestimmen. Auch für Schräglasten sind grundsätzlich höhere Probekörper möglich, die Positionierung im Versuchsstand wäre jedoch für verschiedene Lastwinkel zu ändern, damit der Lasteinleitungspunkt in der Wirkungslinie des Prüfzylinders liegt.

Mit Bezug auf Abschnitt 4.2 werden die definierten Anforderungen an die Probekörpergrößen er-

füllt. Für Probekörper mit  $h < 50$  cm sind Futterplatten zu verwenden, um die Oberfläche des Probekörpers bzw. den Lasteinleitungspunkt auf Höhe des Bogenmittelpunkts zu heben. Abbildung 4.10 zeigt dies am fertiggestellten Versuchsstand für die entwickelten Probekörper mit einer Höhe von 30 cm. Der Aufbau oberhalb der Grundplatte setzt sich aus einer dreiteiligen Konstruktion zusammen und besteht aus einer unteren Futterplatte, einer Zwischenplatte mit kreisförmigen Lochmustern sowie der oberen Platte zur Aufnahme der Probekörper. Die obere Platte variiert für die Versuche in Rand- und Eckkonfiguration. Aufgrund der unterschiedlichen Probekörpergeometrien unterscheiden sich diese sowohl in der absoluten Größe als auch den erforderlichen Durchgangslöchern und Befestigungspunkten für die Lagerung der Probekörper. Die obere Platte wird bei der Drehung der Probekörper in unterschiedlichen Lochkreisen in der Zwischenplatte befestigt (Abbildung 4.1). Die Befestigungspunkte in der Zwischenplatte sind dabei entsprechend der zu testenden Lastwinkel  $\alpha$  der Eckversuche äquidistant angeordnet. Abbildung 4.9 zeigt die Ausbildung der oberen Drehplatte (a) und der mittleren Zwischenplatte (b) im Detail. Die in (a) markierten Punkte 1 bis 9 repräsentieren Gewindebohrungen in der Platte, die für die Befestigung der horizontalen Lagerung und vertikalen Abspannung der Probekörper verwendet werden. Die grau markierten Punkte 10 bis 12 markieren Durchgangslöcher, durch die die obere Drehplatte mit der Zwischenplatte verschraubt wird. Entsprechend des zu testenden Winkels  $\alpha$  wird die obere Platte mit dem Probekörper gedreht und die Punkte 10 bis 12 an den zugehörigen Stellen der Lochkreise #10 bis #12 befestigt (Abbildung 4.9(b)). Dabei liegen die Drehpunkte der beiden Platten stets übereinander. Um die Beanspruchungen der oberen Drehplatte zu minimieren, sind die Durchgangslöcher zur Verschraubung mit der Zwischenplatte in direkter Nähe zu der Lagerung/Abspannung der Probekörper angeordnet. Abbildung 4.10 zeigt die horizontale Lagerung durch verschraubte Stahlblöcke sowie die vertikale Abspannung exemplarisch für einen Eckversuch.



**Abbildung 4.9:** (a) Obere Drehplatte zur Aufnahme und Drehung der Probekörper und (b) mittlere Zwischenplatte mit Lochmuster zur Befestigung der oberen Drehplatte in zu testendem Winkel  $\alpha$



Abbildung 4.10: Triaxialer Versuchsstand im Set-up für Konfiguration E-90-0

## 4.5 Validierung des Versuchsstandes

### 4.5.1 Durchführung von Tastversuchen

Vor der Durchführung des vollständigen Versuchsprogramms finden einige Tastversuche zur Validierung des Versuchsstandes statt. Ziel dieser Untersuchungen ist es, einen prototypischen Nachweis über die Versagensart zu erbringen. Im Detail ist zu überprüfen, ob das Betonversagen ausgehend von der Ankerschiene auftritt und dessen Ausbildung nicht durch Bauteile des Versuchsstandes beeinflusst wird. Es gilt sicherzustellen, dass die freizuhaltenden Flächen ausreichend dimensioniert sind (Abbildung 4.5). Zudem soll ein Bauteilversagen des Probekörpers ausgeschlossen werden. Insgesamt werden fünf Tastversuche durchgeführt und während dieser Serie Optimierungen am Versuchsstand vorgenommen. Tabelle 4.2 fasst das Versuchsprogramm zusammen. Die verwendeten Bezeichnungen entsprechen den Definitionen in Abbildung 4.4. Zusätzlich wird eine Konfiguration MQ eingeführt, bei der die Ankerschiene in der Mitte des Probekörpers positioniert wird. Alle Versuche werden mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/min durchgeführt. Die Ergebnisse der Tastversuche werden nachfolgend separat zusammengefasst und, wo zutreffend, Anpassungen oder umgesetzte Änderungen am Versuchsstand erläutert.



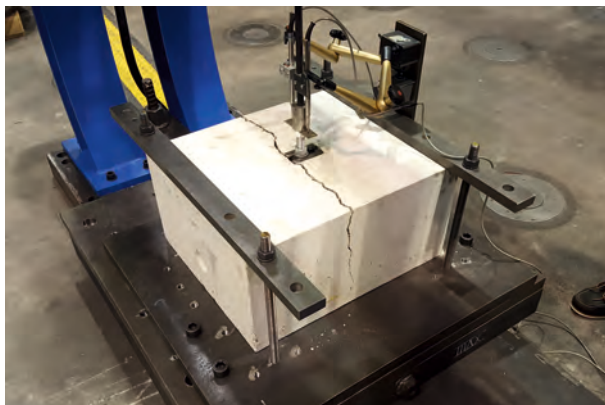
**Tabelle 4.2:** Versuchsprogramm Tastserie

Bezeichn.	Konfig.	Höhe	Breite	Tiefe	Randabstand		Lastrichtung	
		$h$	$b$	$t$	$c_1$	$c_2$	$\alpha$	$\beta$
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[°]
PK 1	MQ	300	600	500	250	300	90	90
PK 2	RL	300	600	300	100	300	90	90
PK 3	E	300	450	450	100	100	90	90
PK 4	RQ	300	600	300	100	300	90	45
PK 5	RL	300	600	300	100	300	90	45

MQ: Mitte-Konfiguration - Querrichtung; RL: Rand-Konfiguration - Längsrichtung  
 RQ: Rand-Konfiguration - Querrichtung; E: Eck-Konfiguration

### Probekörper 1

Das Versagensbild von Probekörper 1, bei dem die Ankerschiene in der Mitte positioniert ist, ist durch ein Spalten des Betonkörpers gekennzeichnet (Abbildung 4.11). Der Spaltriss verläuft annähernd mittig und direkt am Ende des Schienenprofils. Das Versagen erfolgt schlagartig und ohne Ankündigung von sichtbaren Rissen. Die Rissweite ist auf der Oberseite des Probekörpers maximal und nimmt nach unten stetig ab. Das Versagensbild des Spaltens ist als fortgeschrittenes (progressives) Biegeversagen zu erklären. Der beidseitig abgespannte Probekörper wird in der Mitte belastet und trägt in Querrichtung als Einfeldträger mit Einzellast. Die Biegebeanspruchung ist somit in der Mitte des Probekörpers maximal und führt dort zur Rissbildung. Da der Probekörper unbewehrt ist, schreitet das Risswachstum schnell fort und resultiert im Spalten des Probekörpers.




---

 PK 1

 $F_{max} = 49,4 \text{ kN}$ 

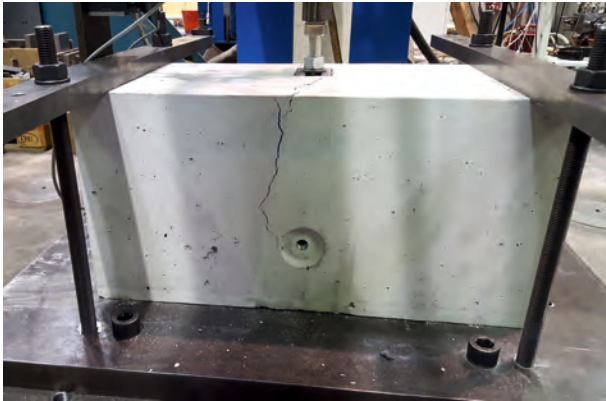
 Versagenstyp: Spalten
 

---

**Abbildung 4.11:** Versagensbild und Traglast  $F_{max}$  im Versuch PK 1

### Probekörper 2

Auch bei Probekörper 2 versagt der Betonkörper durch Spalten, das Rissbild gleicht dem von Probekörper 1 (Abbildung 4.12). Die Erläuterungen und Ausführungen zum Auftreten des Versagens sind daher identisch. Die niedrigere Traglast im Versuch ist durch den kleineren Betonquerschnitt zu erklären, aus dem bei gleichen Betoneigenschaften ein kleineres Rissmoment resultiert.




---

 PK 2

 $F_{max} = 32,2 \text{ kN}$ 

 Versagenstyp: Spalten
 

---

**Abbildung 4.12:** Versagensbild und Traglast  $F_{max}$  im Versuch PK 2

### Probekörper 3

Bei Probekörper 3 handelt es sich um einen Versuch in Eck-Konfiguration, bei dem die vertikale Abspannung diagonal über dem Probekörper angeordnet wird und den Probekörper an gegenüberliegenden Ecken niederhält (Abbildung 4.13). Da während der Versuchsdurchführung große Verformungen im Versuchsaufbau auftreten, wird der Versuch zunächst abgebrochen. Es zeigt sich eine zu geringe Steifigkeit des Abspannträgers, der sich mit zunehmender Belastung immer stärker durchbiegt. Infolge dieser Durchbiegung erfahren auch die vertikalen Gewindestangen eine Biegebeanspruchung und der Probekörper wird an der belasteten Ecke angehoben und beginnt sich schiefzustellen. Daraufhin werden nach dem Abbruch des Versuchs Veränderungen am Aufbau vorgenommen.

Diese Änderungen bestehen aus der Anfertigung eines deutlich steiferen Abspannträgers (Abbildung 4.13(b)). Dazu wird ein Stahlprofil (HEM 100) vorbereitet, montiert und der Versuch neu gestartet. Die Gewindestangen werden zudem höher als zuvor vorgespannt, um ein Abheben des Probekörpers zu verhindern.

Nach dem Neustart kann der Versuch ohne nennenswerte Verformungen durchgeführt werden und es zeigt sich das geplante Versagen. Der Betonausbruchkörper bildet sich ausgehend vom Anker der Schiene und wird durch die Abspannung nicht beeinflusst (Abbildung 4.14). Der an der Seitenfläche sichtbare Rissverlauf erreicht die Betonoberfläche mit ausreichendem Abstand zur Lagerfläche der Abspannung.

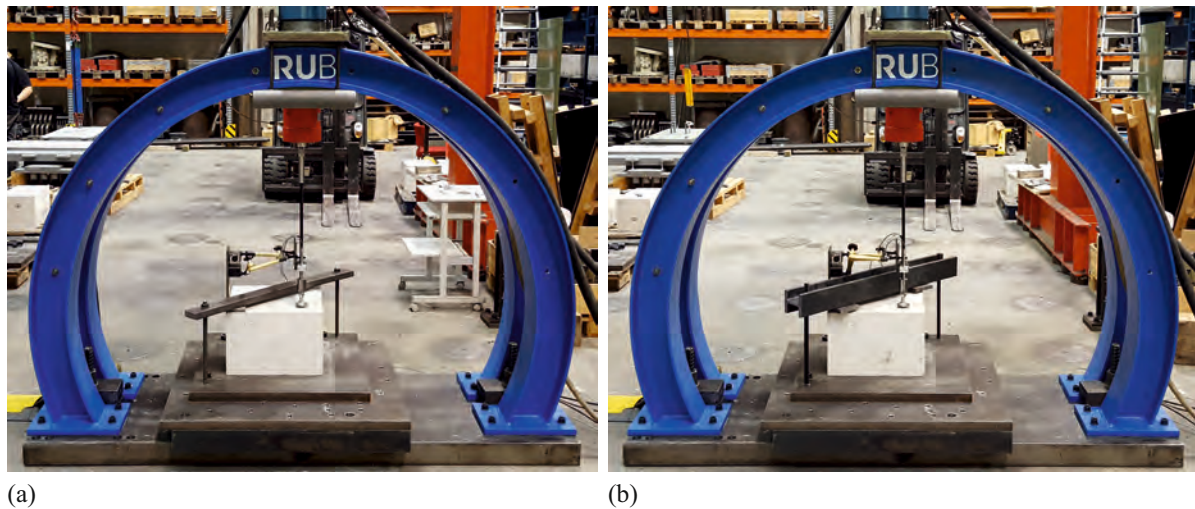


Abbildung 4.13: Anpassung des ursprünglichen Versuchsstandes (a) durch eine steifere Abspannung (b)

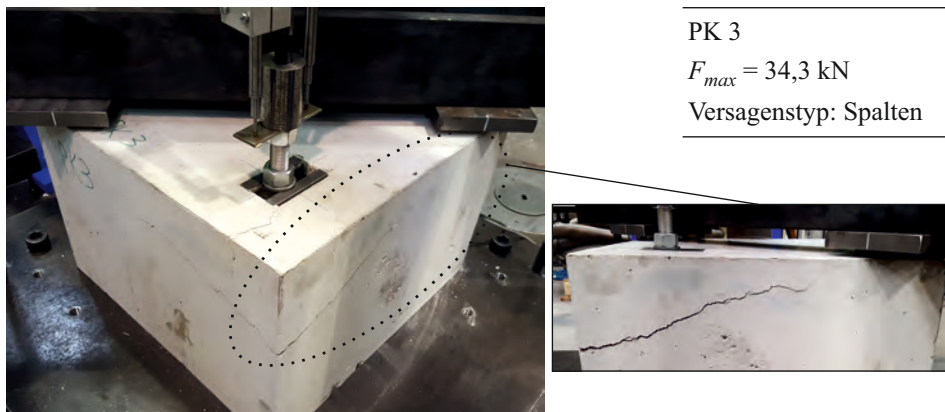
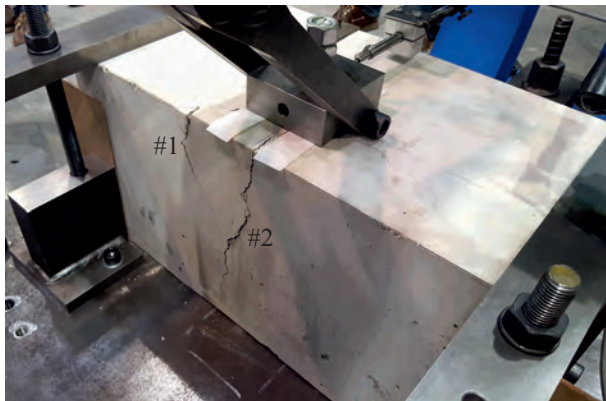


Abbildung 4.14: Versagensbild und Traglast  $F_{max}$  im Versuch PK 3

### Probekörper 4

Bei Probekörper 4, einem Randversuch mit schräger Belastung im Winkel von  $45^\circ$ , bilden sich während der Versuchsdurchführung zunächst Risse in Richtung des belasteten Randes und auf der Oberfläche des Probekörpers aus (Abbildung 4.15, #1). Der Rissverlauf entspricht dem erwarteten Ausbruchkörper bei Betonkantenbruch. Während sich dieser bei zunehmender Rissweite immer weiter ausprägt kommt es jedoch schlagartig zum Spalten des Probekörpers (Abbildung 4.15, #2). Durch die schräge Belastung wird eine zweiachsige Biegung des Probekörpers hervorgerufen. Daraus resultieren Zugspannungen sowohl auf Oberfläche (vgl. PK 1 und PK 2) als auch der in Lastrichtung vorderen Seitenfläche. Infolge dieser Beanspruchung wird der Betonkörper vollständig gespalten.




---

 PK 4

 $F_{max} = 25,7 \text{ kN}$ 

 Versagenstyp: Spalten
 

---



**Abbildung 4.15:** Versagensbild und Traglast  $F_{max}$  im Versuch PK 4

### Probekörper 5

Der Tastversuch mit Probekörper 5 entspricht bis auf der Orientierung der Ankerschiene (hier: längs) der Konfiguration von Probekörper 4. Aufgrund der dort und bei PK 1 und PK 2 gesammelten Erfahrungen, werden Anpassungen am Versuchsstand vorgenommen.

Um die Biegebeanspruchung im Probekörper zu minimieren und ein Spalten zu verhindern, wird eine zusätzliche Abspannung des hinteren Probekörperrandes angeordnet. Als Provisorium wird die Abspannung für diesen Tastversuch durch Kanthölzer realisiert, die gegen die Bögen verspannt werden (Abbildung 4.16). Zudem werden unter den seitlichen, kurzen Ränder der Probekörper Hartfaserstreifen



**Abbildung 4.16:** Behelfslösung zur zusätzlichen Abspannung des hinteren Bauteilrandes

platziert. Dadurch wird verhindert, dass infolge der seitlichen Abspannungen Biegung im Probekörper auftritt, aus der Zugspannungen auf der Oberseite resultieren.

Im Versuch zeigt sich die Wirksamkeit der getroffenen Maßnahmen. Es bildet sich, wie geplant, ein Betonkantenbruch ausgehend von der Ankerschiene vollständig aus (Abbildung 4.17). Ein Spalten des Probekörpers kann verhindert werden.




---

 PK 5

 $F_{max} = 25,8 \text{ kN}$ 

 Versagenstyp: Betonkantenbruch
 

---

**Abbildung 4.17:** Versagensbild und Traglast  $F_{max}$  im Versuch PK 5

#### 4.5.2 Schlussfolgerungen und Anpassungen

Durch die Änderungen der Abspannkonstruktionen bildet sich das Versagensbild im Versuch wie geplant aus. Der Betonausbruch um die Ankerschiene wird durch die Konstruktion nicht beeinflusst. Die Änderungen der Konstruktion für Eckversuche (PK 3, Abbildung 4.13) wurde zwar nur an einer einzelnen Konfiguration erprobt, ist aber derart ausgebildet und dimensioniert, dass die Wirksamkeit der Maßnahmen auch für die nicht getesteten Konfigurationen angenommen werden kann. Die beschriebenen Änderungen werden daher für das nachfolgend durchgeführte Versuchsprogramm übernommen.

Im Gegensatz zur bereits endgültigen Lösung bei PK 3 handelt es sich bei der Behelfslösung für PK 5 lediglich um ein Provisorium, um zunächst den Einfluss dieser Anpassung zu prüfen. Da das Ergebnis des Versuchs im Hinblick auf das auftretende Versagen positiv ist, wird diese Idee der zusätzlichen Abspannung für die kommenden Randversuche übernommen. Um diese Konstruktion insgesamt steifer auszubilden, wird ein neuer Stahlrahmen aus Rechteckhohlprofilen entwickelt (Abbildung 5.1). Dieser gewährleistet die Abspannung der drei Ränder und ersetzt die vergleichsweise weichen Stahlflaschen aus dem Versuch mit PK 5 (Abbildung 4.16). Für das finale Versuchsprogramm werden die Probekörper 50 mm tiefer ausgeführt, um die vertikale Abspannung am hinteren Rand anzuordnen. Der Abstand zum vorderen Rand von 100 mm bleibt unverändert. Die freizuhaltenen Bereiche nach Abbildung 4.5 werden damit eingehalten. Auch die Platzierung von Hartfaserstreifen unter den Probekörpern wird beibehalten. Die Breite und Höhe der Probekörper bleibt für Rand- und Eckkonfiguration unverändert. Die Versagensbilder von PK 3 und PK 5 zeigen, dass die nach Abbildung 4.5 freizuhaltenen Bereiche ausreichend, aber auch nicht überdimensioniert sind.

Versuche in der Konfiguration PK 1 werden nicht in das finale Versuchsprogramm übernommen und daher auch keine Anpassungen vorgenommen.



# Experimentelle Untersuchung räumlicher Beanspruchungen

---

*In diesem Kapitel wird zunächst das Vorgehen bei den experimentellen Untersuchungen erläutert und das vollständige Versuchsprogramm vorgestellt. Anschließend werden die Ergebnisse der Versuche präsentiert und analysiert. Dabei liegt der Fokus auf der Untersuchung der Versagensbilder und dem Einfluss unterschiedlicher Belastungsrichtungen auf die Ausprägung des Betonausbruchkörpers. Die maximalen Tragfähigkeiten im Versuch werden in diesem Kapitel zunächst qualitativ bewertet und hinsichtlich der Interaktionseinflüsse eingeordnet. Mittels statistischer Methoden werden die Versuchsergebnisse auf Ausreißer untersucht und nicht durchgeführte Versuchskonfigurationen durch Interpolationen ergänzt. Die Analyse des Last-Verformungsverhaltens anhand der gemessenen Schraubenverformungen schließt dieses Kapitel ab.*

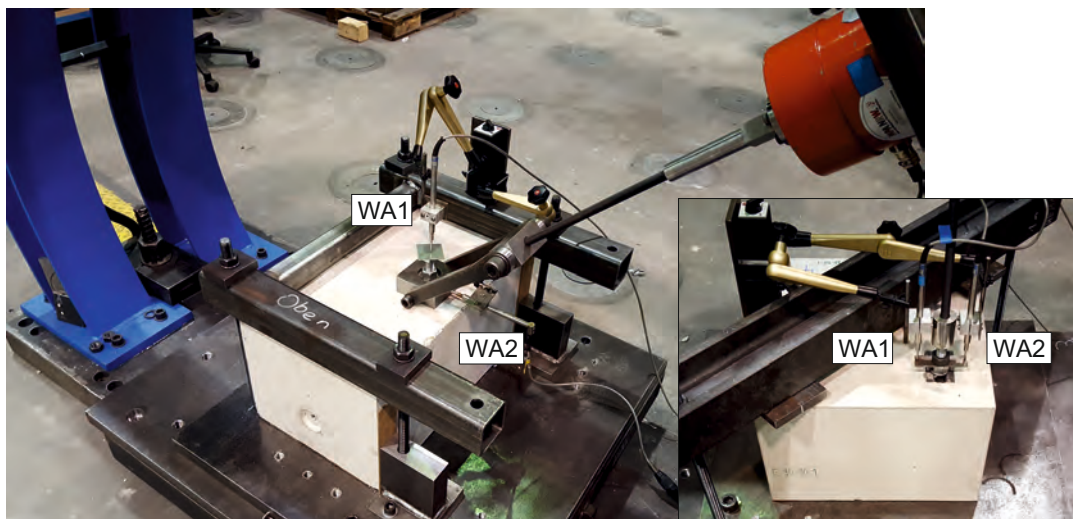
## 5.1 Vorgehen

Die Interaktionsversuche werden mit dem zuvor entwickelten Versuchsstand durchgeführt. Dazu werden die Probekörper in den Versuchsstand eingebaut und lasergestützt positioniert. Maßgebend bei der Positionierung ist die Achse des hydraulischen Prüfzylinders, die im Versuch der Wirkungslinie der Belastung entspricht. Die Bauteile im Versuchsstand, z. B. die horizontalen Lagerböcke, ermöglichen eine Toleranz von bis zu 5 mm. Über das Hinzufügen von Hartfaserplatten können die Probekörper exakt in die vorgesehene Position gebracht werden. Anschließend wird die vertikale Abspannung montiert und vorgespannt (220 Nm). Mit Hilfe des bereits zuvor verwendeten Lasers, wird die Zahnschraube in der Ankerschiene positioniert und die Lasteinleitungsstruktur montiert. Der untere Stahlblock dieser Konstruktion wird über die Zahnschraube (M20) mit einem Drehmoment von 350 Nm fixiert. Zwischen dem Block der Lasteinleitungsstruktur und der Ankerschiene/Betonoberfläche wird zur Minimierung der Reibung eine PTFE-Folie (Polytetrafluorethylen; Dicke: 0,5 mm) platziert. Während



der Versuche werden neben der Messung von Kraft und Weg des Zylinders auch die Verschiebungen der Schraube aufgezeichnet. Wie in Abbildung 5.1 dargestellt, erfolgt die Messung der horizontalen Komponente der Verschiebung über den induktiven Wegaufnehmer WA2, der an der Lasteinleitungs-konstruktion positioniert wird. Die vertikale Komponente wird direkt am oberen Ende der Schraube erfasst (WA1). Davon abweichend werden die Wegaufnehmer bei reinen Zugversuchen positioniert. Da die Messung direkt an der Schraube nicht möglich ist und keine horizontalen Verschiebungen zu erwarten sind, werden beide Wegaufnehmer senkrecht neben der Lasteinleitung positioniert (Abbildung 5.1, rechts). Der Mittelwert beider Messwerte ergibt die vertikale Verschiebung der Schraube. Alle Messungen erfolgen relativ zum Betonkörper über eine seitlich am Probekörper verschraubte Stahllasche, an der die Halterungen der Wegaufnehmer montiert werden.

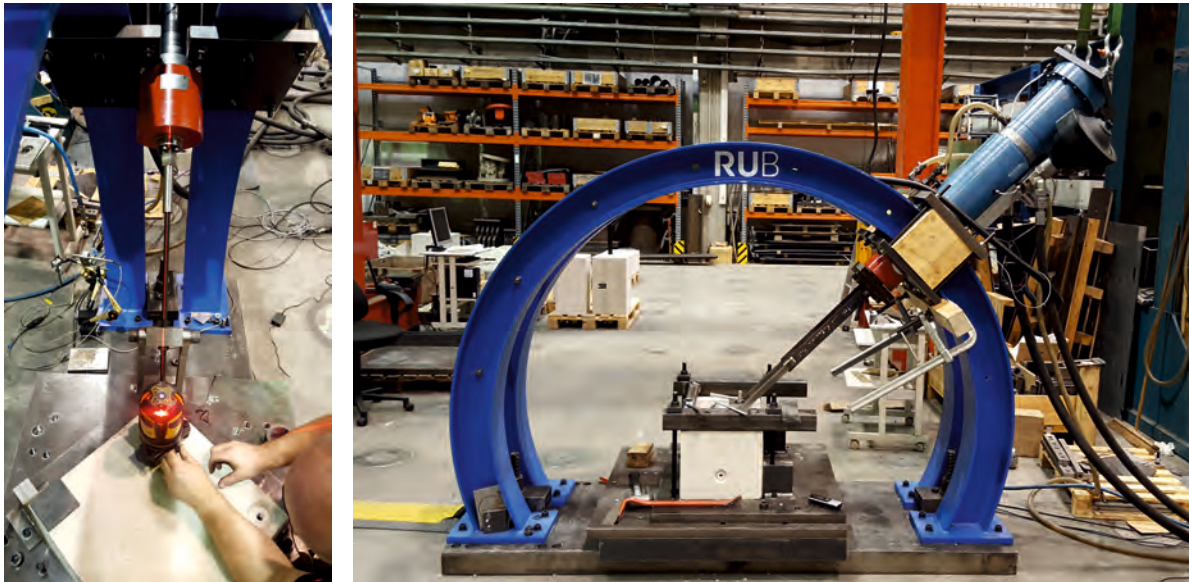
Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt in allen Versuchen 1 mm/min. Deutlich nach dem Erreichen der Traglast und bei bereits abgeschlossener Rissbildung wird die Geschwindigkeit bei Bedarf gesteigert, um den Betonausbruchkörper vollständig vom Rest des Prüfkörpers zu lösen.



**Abbildung 5.1:** Wegaufnehmer zur Messung der Schraubenverformung

Im Verlauf der Durchführung des Versuchsprogramms ist der vertikale Belastungswinkel mehrfach durch ein Umsetzen des hydraulischen Zylinders zu verändern. Dies erfolgt unter Zuhilfenahme eines Krans, der am hinteren Ende des Zylinders angeschlagen wird (Abbildung 5.2). Am vorderen Ende des Zylinders wird eine biegesteife Trägerkonstruktion montiert, die frei drehbar an einem Probekörper befestigt wird. Dadurch wird eine Drehung des Zylinders um den Mittelpunkt der Bögen ermöglicht. Für das Umsetzen wird zunächst das Gewicht des Zylinders vom Kran aufgenommen, die Gewindestangen (Abbildung 4.7) gelöst und anschließend der Zylinder in die neue Position gebracht. Holzbohlen halten die Montageplatten der Lasteinleitungsstruktur auf Abstand, um ein Verkeilen während des Umsetzvorgangs zu verhindern. Eine provisorische Absicherung mit Kanthölzern verhindert eine ungewollte Verschiebung des Zylinders. Bei der Montage in der Zielposition wird die Einhaltung des

vorgesehenen Winkels über eine digitale Wasserwaage kontrolliert. Die akzeptierte Toleranz liegt bei  $0,2^\circ$  Abweichung zum Sollwinkel.



(a) Lasergestützte Positionierung des Probekörpers und (b) Umsetzen des Prüfzylinders

Die Einstellung des horizontalen Lastwinkels erfolgt über die Drehung der Probekörper inkl. der obersten Stahlplatte. Diese wird mit der darunterliegenden Platte im vorgesehenen Lochmuster verschraubt. Die eingearbeiteten Gewindebohrungen wurden mit einer CNC-gesteuerten Maschine hergestellt und sind damit präzise positioniert. Die Genauigkeit des eingestellten horizontalen Winkels hängt hauptsächlich von der Positionierung der oberen Drehplatte innerhalb des gegebenen Lochspiels der Durchgangslöcher ab (2 mm).

## 5.2 Materialien

Der verwendete Beton ist durch einen Größtkorndurchmesser von 16 mm und einem Wasserzementwert von 0,6 (CEM III/A 42,5 N) gekennzeichnet. Die Festigkeit der in zwei Serien getesteten Probekörper liegt zwischen  $26,7 \text{ N/mm}^2$  und  $30,8 \text{ N/mm}^2$ . Da die Versuchsserien jeweils innerhalb weniger Tage durchgeführt wurden, sind keine Festigkeitsentwicklungen über die Zeit zu berücksichtigen. Die Unterschiede bei den Ergebnissen der Festigkeitsprüfungen liegen im Bereich der für Beton üblichen Streuung und sind, bis auf eine Ausnahme, kleiner als  $\pm 1,3 \text{ N/mm}^2$  bzw. 5 %. Daher wird für jede Serie ein Mittelwert der Betonfestigkeiten bestimmt. Dieser beträgt für Serie I  $29,0 \text{ N/mm}^2$  und für Serie II  $27,6 \text{ N/mm}^2$ . Das Betonalter am ersten Tag der Prüfungen beträgt 13 Tage in Serie I und 12 Tage in Serie II. Die Zuordnung der durchgeführten Versuche zu den Serien ist Anhang A zu entnehmen.

Wie in Abschnitt 4.2.1 erläutert, werden Ankerschienen-Kurzstücke mit einem Anker verwendet. Die Abmessungen fasst Abbildung 4.3 zusammen. Die Schienen entsprechen exakt denen aus der Serie der Tastversuche.

### 5.3 Versuchsprogramm

Für das Versuchsprogramm werden einheitliche Randabstände ( $c_1$  und  $c_2$ ) von 100 mm festgelegt. Der Einfluss unterschiedlicher Randabstände wird in dieser Arbeit nicht untersucht. Die Wahl dieser baupraktischen, wenngleich auch geringen Randabstände erfolgt im Hinblick auf die im Versuch zu erwartenden Versagensarten. Aus Erfahrungswerten und rechnerischen Ermittlungen nach EC 2-4 [31] kann für diese Randabstände mit einem Betonversagen gerechnet werden. Ein Stahlversagen der Schrauben, der Ankerschienen im Allgemeinen und der Verzahnung der Schienenlippen im Speziellen ist demnach nicht maßgebend.

Die zu untersuchenden vertikalen Lastwinkel  $\beta$  reichen von horizontalen ( $0^\circ$ ) bis zu vertikalen ( $90^\circ$ ) Belastungen. Zur Untersuchung räumlicher Belastungen bei den Eckversuchen liegt auch der Winkel  $\alpha$  zwischen  $0^\circ$  und  $90^\circ$ . Nur in diesem Bereich ist mit einem Betonausbruch zum Rand zu rechnen (vgl. Abbildung 4.4). Die zu untersuchenden Konfigurationen ergeben sich aus einer äquidistanten Aufteilung von  $\beta$  bei den Randkonfigurationen (RL & RQ) bzw. den möglichen Kombinationen mit den Realisierungen des Winkels  $\alpha$  bei den Eckkonfigurationen (E) (Tabelle 5.1). Je Konfiguration werden zwei Versuche geplant und durchgeführt, bei großen Abweichungen jedoch weitere Tests ergänzt. Abbildung 5.3 visualisiert das Versuchsprogramm für alle Konfigurationen und gibt jeweils die Anzahl der tatsächlich durchgeführten Tests an. Eine detaillierte tabellarische Auflistung enthält Anhang A.

Eine Abweichung vom vollständigen Versuchsprogramm ergibt sich bei den Eckversuchen. Nach der Durchführung der ersten Serie zeigt sich, dass für Eckkonfigurationen mit  $\beta = 67,5^\circ$  kein relevanter Unterschied für verschiedene horizontale Lastwinkel  $\alpha$  besteht. Um keine Versuche durchzuführen, bei denen kein Erkenntnisgewinn zu erwarten ist, werden zwei Konfigurationen ausgelassen. Die Werte werden nachfolgend durch Interpolation bestimmt.

Zur eindeutigen Versuchsbezeichnung wird eine Textkombination aus Konfiguration und Belastungswinkel nach folgendem Muster eingeführt:

- RL-90- $\beta$
- RQ-90- $\beta$
- E- $\alpha$ - $\beta$

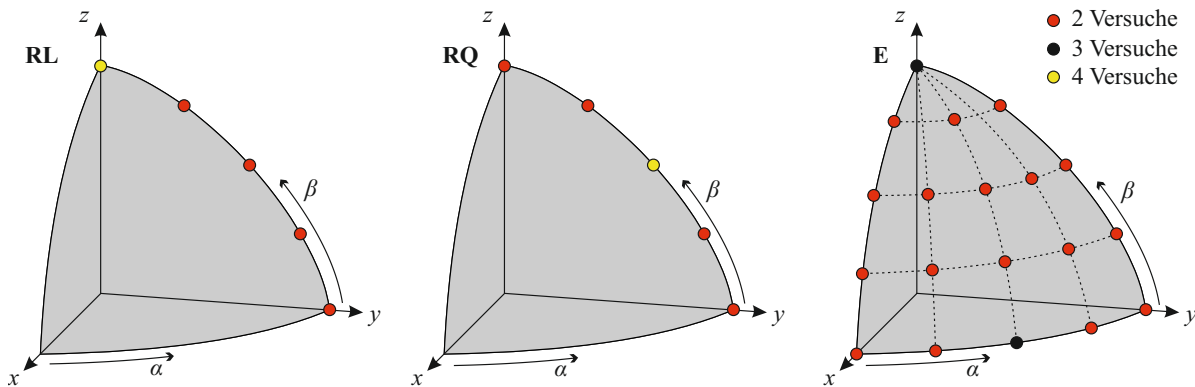
**Tabelle 5.1:** Versuchsprogramm und Probekörpergeometrien

Konfig.	Höhe	Breite	Tiefe	Randabstand		Lastrichtungen	
	$h$	$b$	$t$	$c_1$	$c_2$	$\alpha$	$\beta$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[°]
RL	300	600	350	100	100	90	0 / 22,5 / 45 / 67,5 / 90
RQ	300	600	350	100	100	90	0 / 22,5 / 45 / 67,5 / 90
E	300	450	450	100	100	0 / 22,5 / 45 / 67,5 / 90	0 / 22,5 / 45 / 67,5 / 90

RL: Rand-Konfiguration - Längsrichtung

RQ: Rand-Konfiguration - Querrichtung

E: Eck-Konfiguration



**Abbildung 5.3:** Visualisierung des vollständigen Versuchsprogramms mit der Anzahl der durchzuführenden Versuche je Konfiguration

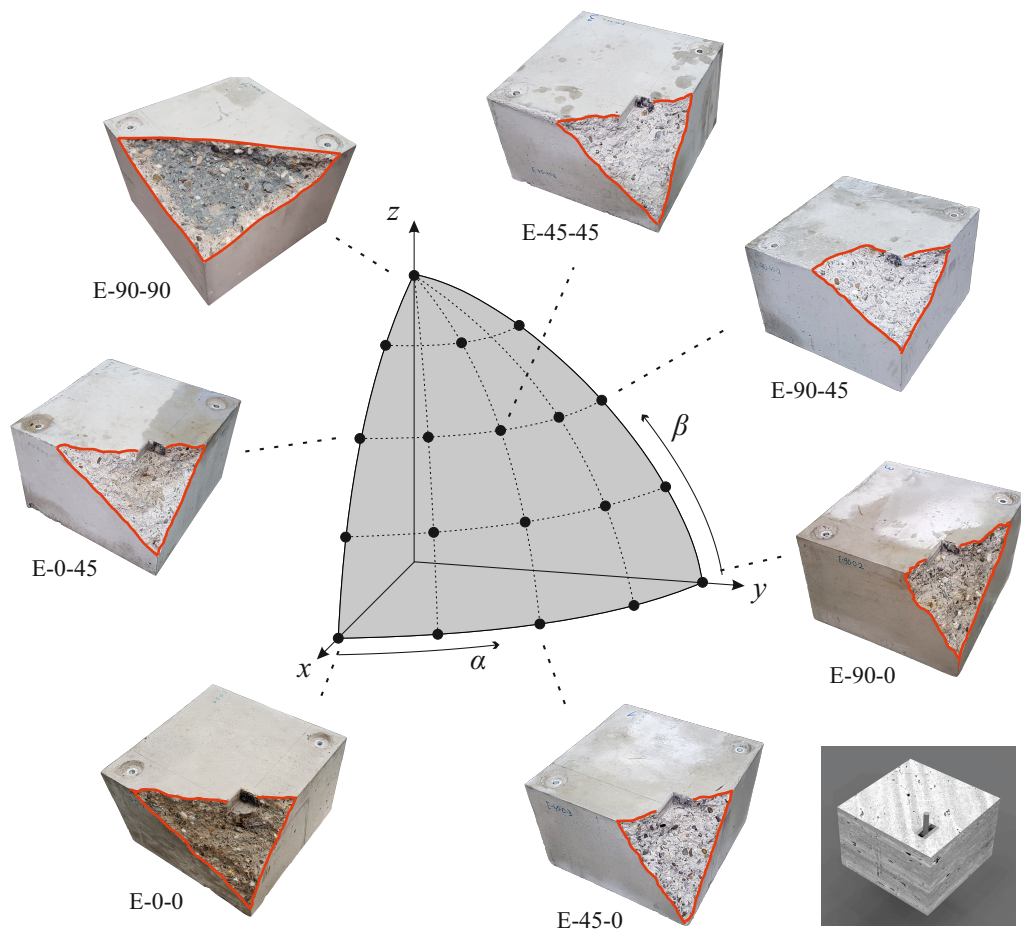
## 5.4 Versuchsergebnisse

### 5.4.1 Versagenstypen

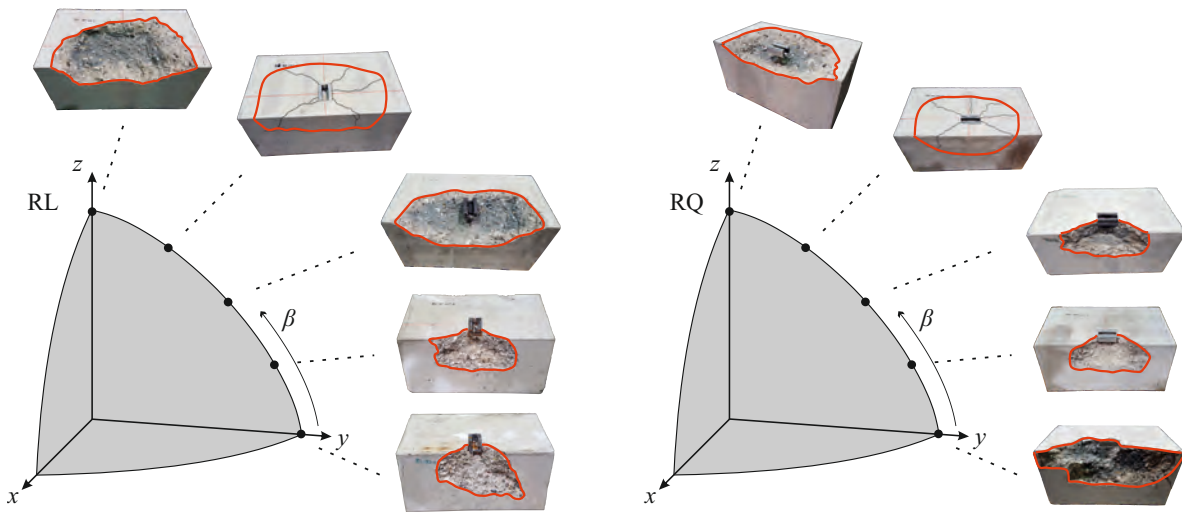
In allen Versuchen tritt ein Betonversagen ausgehend von der Ankerschiene auf. Die Versagenbilder aller Versuche sowie die Last-Verformungskurven sind in Anhang A zusammengefasst. Abbildung 5.4 und Abbildung 5.5 zeigen die Versagenbilder der zwei- und dreidimensionalen Interaktionsversuche in einer Übersicht. Die Perspektive in Abbildung 5.4 entspricht dabei für alle Versagenbilder der Visualisierung in der unteren, rechten Ecke. Es ist zu erkennen, dass sich die Bruchbilder für verschiedene Lastwinkel unterscheiden. Bei flachen vertikalen Winkeln  $\beta$  bricht der Beton hauptsächlich zur Seitenfläche aus, bei steileren Winkeln hingegen zur Oberfläche. Mit zunehmendem  $\beta$  bzw. größer werdendem Zugkraftanteil, verlagert sich die Bruchfläche von der Seiten- zur Oberfläche. Dies gilt sowohl für die Eckversuche in Abbildung 5.4 als auch die Randversuche in Abbildung 5.5. Unterschiede sind im Vergleich der Randkonfigurationen RL und RQ für den Lastwinkel  $\beta = 45^\circ$  (Abbildung 5.5) zu erken-

nen. Während die Rissbildung bei einem Längseinbau der Schiene (RL) hauptsächlich zur Oberfläche stattfindet, versagt der Probekörper mit der quer eingebauten Schiene hauptsächlich in Richtung des Randes. Trotz gleichem Randabstand des Ankers dominieren hier unterschiedliche Versagensmechanismen – bei gleicher Traglast (Abschnitt 5.4.2).

Zudem ist bei flachen Lastwinkeln ( $\beta = 0^\circ$ ) zu erkennen, dass bei der quer eingebauten Schiene (RQ) eine größere Betonfläche aktiviert wird. Im Vergleich zu Konfiguration RL, bei der ein Großteil der Kraft über den Anker eingeleitet wird, trägt die Schiene im Quereinbau (RQ) die Kräfte hauptsächlich über das Schienenprofil in den Beton ein. Infolge der vergleichsweise großen Druckfläche (Schienenbreite: 85 mm, Schienenhöhe: 34 mm) wird eine deutlich größere Betonfläche aktiviert.



**Abbildung 5.4:** Versagensbilder der Versuchskörper in Eckkonfiguration E



**Abbildung 5.5:** Versagensbilder der Versuchskörper in Randkonfiguration RL und RQ

### 5.4.2 Traglasten

Da die Durchführung des Versuchsprogramms in zwei Serien stattfindet, sind die maximalen Tragfähigkeiten der Versuche für eine gemeinsame Auswertung über die Betonfestigkeit zu normieren. Obschon die identische Betonrezeptur verwendet wird, treten Unterschiede bei den Betonfestigkeiten auf. Um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten, werden die Ergebnisse von Serie II auf das Festigkeitsniveau von Serie I übertragen. Die Normierung der ermittelten Traglasten  $F_{max}$  erfolgt über die Wurzelbeziehung der Betonfestigkeit nach Gleichung 5.1 auf die mittlere Festigkeit in Serie I ( $f_{cm,test} = 29,0 \text{ N/mm}^2$ ) [18]. Für Serie II ( $f_{cm,test} = 27,6 \text{ N/mm}^2$ ) ergibt sich ein Normierungsfaktor von 1,025. Für Serie I entspricht  $\bar{F}_{max}$  dem Versuchsergebnis  $F_{max}$ .

$$\bar{F}_{max} = F_{max} \cdot \sqrt{\frac{29,0 \text{ N/mm}^2}{f_{cm,test}}} \quad (5.1)$$

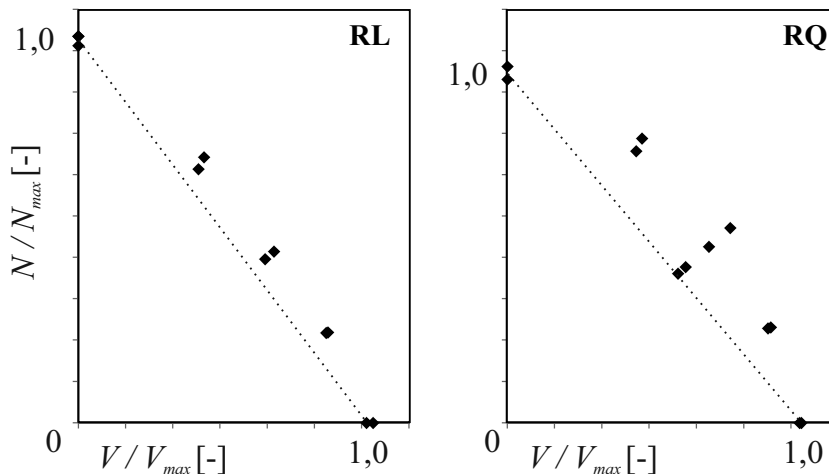
Tabelle 5.2 und Tabelle 5.3 geben die entsprechend normierten Ergebnisse für alle Versuche an. Die tatsächlichen Traglasten im Versuch sind in Anhang A zusammengefasst. Für die nicht getesteten Konfigurationen E-22,5-67,5 und E-67,5-67,5 werden die angegebenen Werte aus den Ergebnissen der durchgeführten Tests mit  $\beta = 67,5^\circ$  nachfolgend in diesem Abschnitt interpoliert.

**Tabelle 5.2:** Versuchsergebnisse der Randkonfigurationen RL und RQ

Versuch	Schienenorientierung	Anzahl Versuche	$\bar{F}_{max,1}$	$\bar{F}_{max,2}$	$\bar{F}_{max,3}$ ( $\bar{F}_{max,4}$ )	$\bar{F}_{max,m}$
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
RL-90-0	Längs	2	30,5	31,2	-	30,9
RL-90-22,5		2	28,4	28,6	-	28,5
RL-90-45		2	29,3	28	-	28,6
RL-90-67,5		2	34,7	33,2	-	34
RL-90-90		4	39,7*	46,7	46,7 (45,6)	46,4
RQ-90-0	Quer	2	30,9	31,1	-	31
RQ-90-22,5		2	30,1	29,8	-	30
RQ-90-45		4	25,5	26,7	33,3 (30,1)	28,5
RQ-90-67,5		2	37,2	35,6	-	36,4
RQ-90-90		2	43,1	41,5	-	42,3

\*Ausreißer für Auswertung nicht berücksichtigt (s. statistischen Nachweis in diesem Abschnitt).

Für eine erste qualitative Untersuchung der Interaktionseinflüsse zeigt Abbildung 5.6 die Ergebnisse der Randkonfigurationen normiert über die Traglasten bei Zug- und Querlast. Die lineare Verbindungsline zwischen den Ergebnissen auf den Hauptachsen (Mittelwerte) dient zur besseren Einschätzung der Ergebnisse relativ zueinander. Es ist zu erkennen, dass die Ergebnisse der Schräglastversuche in der Konfiguration RQ grundsätzlich weiter von der linearen Verbindung entfernt sind. In Relation zu den Tragfähigkeiten in den Hauptachsenrichtungen sind die Tragfähigkeiten bei Schräglasten größer als bei Konfiguration RL. Bei einem Längseinbau der Schienen (RL) treten also größere Interaktionseinflüsse auf als bei einem Quereinbau der Schiene (RQ).

**Abbildung 5.6:** Ergebnisse der Interaktionsversuche in Randkonfiguration RL und RQ

**Tabelle 5.3:** Versuchsergebnisse der Eckkonfiguration E

Versuch	Anzahl Versuche	$\bar{F}_{max,1}$	$\bar{F}_{max,2}$	$\bar{F}_{max,3}$	$\bar{F}_{max,m}$
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
E-0-0	2	25,7	26,3	-	26
E-0-22,5	2	22,1	22,6	-	22,3
E-0-45	2	22,9	22,9	-	22,9
E-0-67,5	2	29,5	27,6	-	28,5
E-22,5-0	2	21,9	20	-	21
E-22,5-22,5	2	21,6	20,4	-	21
E-22,5-45	2	20,8	24,2	-	22,5
E-22,5-67,5	*	-	-	-	28,2
E-45-0	3	21,5	26,4	20,7	22,9
E-45-22,5	2	19	18,1	-	18,6
E-45-45	2	23,3	20,7	-	22
E-45-67,5	2	29,1	26,9	-	28
E-67,5-0	2	22	19,5	-	20,8
E-67,5-22,5	2	18,5	18,1	-	18,3
E-67,5-45	2	24,2	22,7	-	23,4
E-67,5-67,5	*	-	-	-	29
E-90-0	2	19,7	21,5	-	20,6
E-90-22,5	2	20,6	21,3	-	21
E-90-45	2	23,8	21,5	-	22,7
E-90-67,5	2	30,4	29,2	-	29,8
E-90-90	3	37,9	38,2	41,2	39,1

\*Ergebniswerte interpoliert (s. Abschnitt: Interpolation nicht getesteter Konfigurationen)

Diese Beobachtungen lassen sich auch auf die Ergebnisse der Eckversuche übertragen. In Abbildung 5.7 sind die Ergebnisse dreidimensionaler Beanspruchungen getrennt für verschiedene Meridiane (fester Winkel  $\alpha$ ) dargestellt. Der dargestellte  $0^\circ$ -Meridian zeigt die Versuchsergebnisse für eine Längsbeanspruchung der Schiene in der Eckkonfiguration und ist daher mit der Randkonfiguration RL vergleichbar. Die Konfigurationen unterscheiden sich lediglich durch den Einfluss eines weiteren Randes im Eckversuch (E-0). Gleiches gilt für die Konfigurationen RQ und E-90, bei denen die ebenen Beanspruchungen in Querrichtung der Schiene wirken. Auch im Vergleich dieser Meridiane der Eckkonfiguration ist zu erkennen, dass die Interaktionseinflüsse bei einer Längsbeanspruchung der Schiene (E-0) größer sind als bei Querbeanspruchung der Schiene (E-90).

Für die übrigen Meridiane (E-22,5, E-45, E-67,5) sind die Interaktionseinflüsse größer als bei Querbelastung (E-90), aber geringer als bei Längsbeanspruchung (E-0). Besonders bei E-45 und E-67,5 fallen zudem bei niedrigen Lastwinkeln ( $\beta$ ) größere Interaktionseffekte auf. Jeweils beide durchgeführten Versuche für  $\beta = 22,5^\circ$  liegen direkt auf oder gar unter der Referenzlinie und weichen damit von einer gedachten Trendlinie durch die Ergebnisse der anderen vier Lastwinkeln ab.



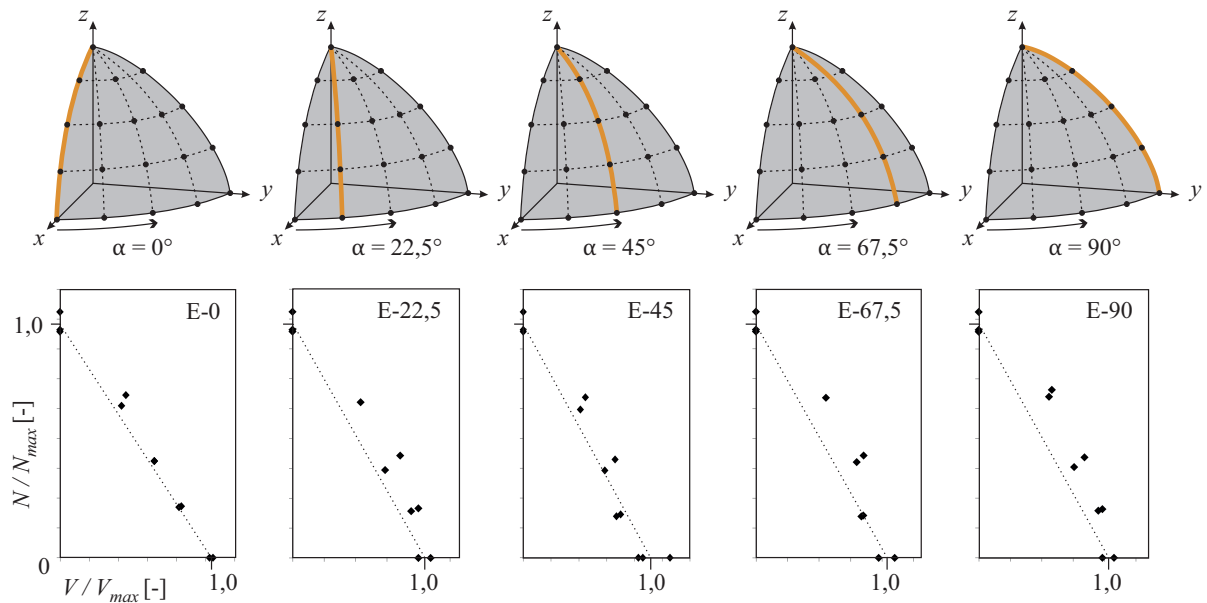


Abbildung 5.7: Ergebnisse der Interaktionsversuche in Eckkonfiguration E

Eine weitere Auswertung und Diskussion der Ergebnisse findet in Kapitel 6 statt. Dort werden Interaktionskurven entwickelt, die die Versuchsergebnisse bestmöglich beschreiben. Durch den Vergleich der mathematischen Gleichungen dieser Kurven lassen sich die Einflüsse nicht nur relativ, sondern auch absolut bewerten.

### Statistischer Nachweis von Ausreißern

Zur Identifizierung einzelner Ausreißer in einer Reihe von Messwerten kann unter der Annahme einer normalverteilten Grundgesamtheit der Ausreißer-Test nach Grubbs angewandt werden [156]. Dabei wird unter Verwendung des Mittelwertes  $\bar{x}$  und der Standardabweichung  $\sigma_x$  eine Prüfgröße  $T_n$  berechnet. Mit dieser Prüfgröße  $T_n$  kann für verschiedene Signifikanzniveaus getestet werden, ob es sich bei dem betrachteten Messwert um einen Ausreißer handelt. Der Test erfolgt für den Messwert mit der betragsmäßig größten Abweichung zum Mittelwert ( $d_{max}$ ).

$$d_i = |x_i - \bar{x}| \quad (5.2)$$

$$T_n = \frac{d_{max}}{\sigma_x} \quad (5.3)$$

Es liegt ein Ausreißer vor, wenn gilt:  $T_{n,crit} < T_n$ . Der Wert  $T_{n,crit}$  ist aus Tabelle 5.4 in Abhängigkeit der unterschiedlichen Signifikanzniveaus und der Anzahl der Messwerte  $n$  zu entnehmen:

**Tabelle 5.4:** Tabellenauszug aus [156] (TABLE 12.1): Kritische Werte  $T_{n,crit}$  für den statistischen Ausreißertest nach Grubbs

n	5%	2,5%	1%
3	1,15	1,15	1,15
4	1,46	1,48	1,49
5	1,67	1,71	1,75
6	1,82	1,89	1,94
7	1,94	2,02	2,10
⋮		⋮	

Der Ausreißertest wird für die Traglasten im Versuch der Konfiguration RL-90-90 ( $n = 4$ ) durchgeführt. Es wird überprüft, ob es sich bei dem Ergebnis des ersten Versuchs (RL-90-90-1) um einen Ausreißer handelt.

**Tabelle 5.5:** Statistische Auswertung von Versuchskonfiguration RL-90-90

Versuch	$x_i$	$\bar{x}$	$d_i$
RL-90-90-1	39,7		4,975 (= $d_{max}$ )
RL-90-90-2	46,7	44,675	2,025
RL-90-90-3	46,7		2,025
RL-90-90-4	45,6		0,925

Aus den in Tabelle 5.5 angegebenen Versuchsergebnissen kann die Standardabweichung  $\sigma_x (= 3,357)$  als weitere statistische Kenngröße ermittelt werden. Nach Gleichung 5.3 ergibt sich mit der Prüfgröße  $T_n$  folgendes Ergebnis für den Nachweis des Ausreißers:

$$T_{n,crit}(n = 4; 2,5\%) = 1,48 < 1,482 = \frac{4,975}{3,357} = T_n \quad (5.4)$$

Das Ergebnis des Ausreißertests ist signifikant, da die Prüfgröße den kritischen Tabellenwert  $T_{n,crit}$  (Tabelle 5.4) für ein Signifikanzniveau von 2,5 % übersteigt. Das Ergebnis aus Versuch RL-90-90-1 wird daher bei der weiteren Auswertung nicht berücksichtigt. Weitere Ausreißer können für die getesteten Versuchskonfigurationen nicht identifiziert werden.

### Interpolation nicht getesteter Konfigurationen

In Tabelle 5.3 sind für die Konfigurationen E-22,5-67,5 und E-67,5-67,5 interpolierte Werte angegeben. Diese können aus den drei durchgeführten Versuchskonfigurationen auf dem Breitengrad  $\beta = 67,5^\circ$  hergeleitet und durch den vollständig geprüften Breitengrad  $\beta = 45^\circ$  verifiziert werden. Abbildung 5.8 zeigt die Versuchsergebnisse sowie die interpolierten Werte. Für beide Breitengrade ist zu erkennen, dass die Versuchsergebnisse durch eine Interaktionsgleichung mit dem Exponenten 1,8 gut beschrieben werden können (Gleichung 5.5). Die Werte der nicht getesteten Konfigurationen werden daher als Realisationen

auf dieser Interaktionskurve bestimmt. Weitere Informationen zu dieser Interaktionsgleichung werden zu Beginn von Kapitel 6 erläutert. Eine abschließende mathematische Verifikation der hier getroffenen Annahme erfolgt durch eine Regressionsanalyse in Abschnitt 6.3.1.

$$\left(\frac{V_x}{V_{x,max}}\right)^{1,8} + \left(\frac{V_y}{V_{y,max}}\right)^{1,8} \leq 1,0 \quad (5.5)$$

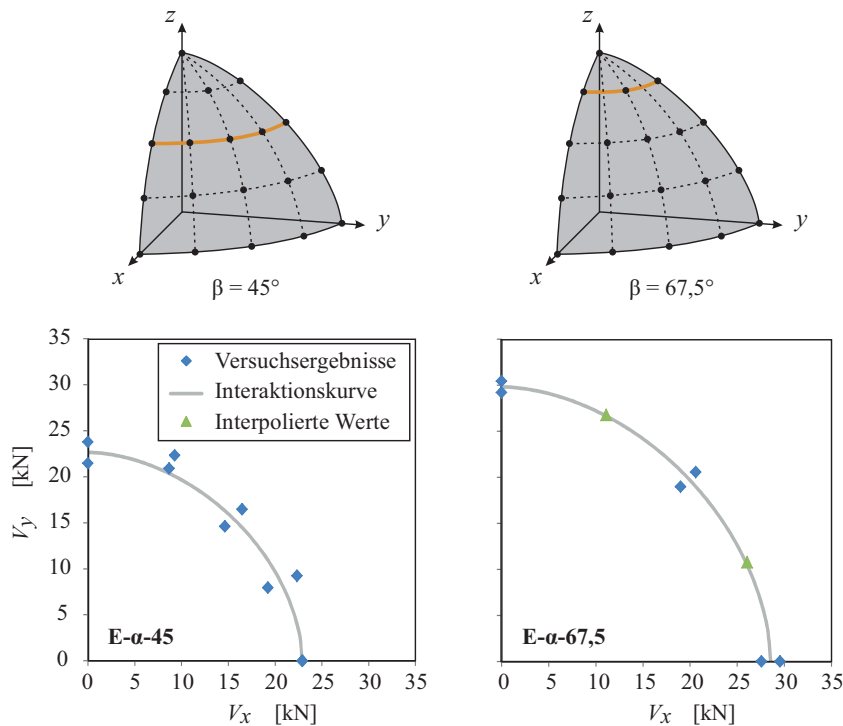


Abbildung 5.8: Interpolation nicht getesteter Konfigurationen

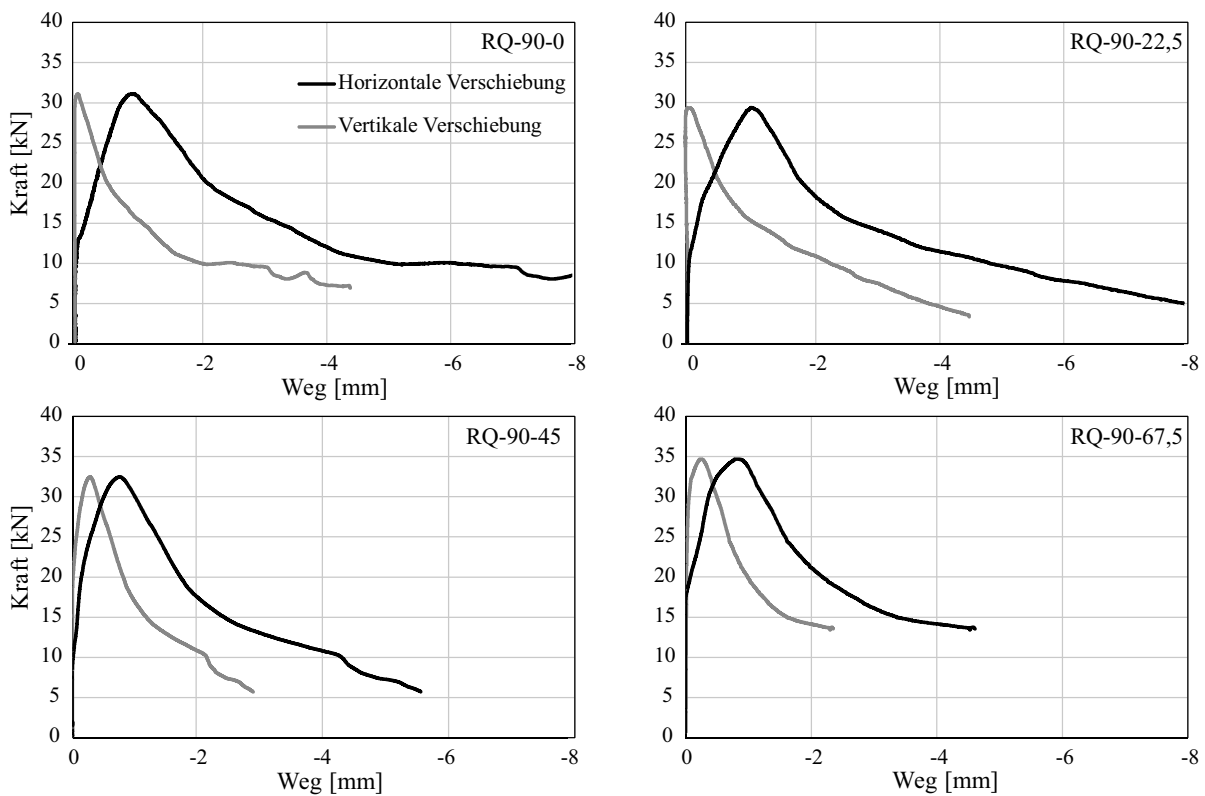
### 5.4.3 Last-Verformungsverhalten

Das Last-Verformungsverhalten im Versuch kann anhand der messtechnisch erfassten Daten für den Maschinenweg sowie die Schraubenverformung analysiert werden. Während die Darstellung der Kraft über den Maschinenweg in Anhang A für jeden Versuch erfolgt, stehen nachfolgend die Schraubenverformungen im Fokus.

In Abbildung 5.9 sind die Last-Verformungs-Kurven exemplarisch für die Versuche in Konfiguration RQ mit den Lastwinkeln  $0^\circ$  bis  $67,5^\circ$  ( $\beta$ ) dargestellt. Zu Beginn der Versuche sind kaum Verschiebungen der Schraube zu erkennen. Erst nachdem die Wirkung der Vorspannung mit zunehmender Versuchslast abgebaut wird, treten zunächst horizontale Verschiebungen auf. Es ist zudem zu erkennen, dass die horizontalen Verschiebungen bei Höchstlast grundsätzlich größer sind als die vertikalen Ver-

schiebungen der Schraube. Dies gilt für alle untersuchten Lastwinkel, auch wenn die vertikalen Verformungen mit zunehmendem Lastwinkel  $\beta$ , also höherem Zuglastanteil, in Relation zunehmen. Die Verbindung der Schraube zum Schienenprofil ist damit, wie zu erwarten, in Richtung der Vorspannwirkung deutlich steifer als senkrecht dazu. Die initialen Verformungen vor Erreichen der Traglast sind nicht durch eine Rissbildung des Betons, sondern durch Verschiebungen der Schraube zu erklären. Nach dem Erreichen der Traglast und fortschreitender Rissbildung nehmen horizontale und vertikale Verformungen deutlich zu. Diese Phase des Versuchs ist durch die Ausbildung und Verschiebung des Betonausbruchkörpers geprägt. Die Verschiebungen im Nachbruchverhalten entsprechen damit der Verschiebung der Ankerschiene bzw. des gesamten Betonausbruchkörpers und nicht der Relativverschiebung der Schraube.

Die an den Versuchen der RQ-Konfiguration beschriebenen Beobachtungen treten auch bei den Versuchen in den Konfigurationen RL und E auf.



**Abbildung 5.9:** Last-Verformung der Schraube in Konfiguration RQ



# Entwicklung eines Bemessungsmodells

---

*In diesem Kapitel wird durch die mathematische Auswertung der Versuchsergebnisse ein Bemessungsmodell für Ankerschienen unter räumlichen Beanspruchungen hergeleitet. Zu diesem Zweck werden mittels Regressionsanalysen Interaktionsgleichungen für ebene und räumliche Beanspruchungen ermittelt, die die Interaktionskurven bzw. -flächen bestmöglich beschreiben. Dabei werden unterschiedliche Ansatzfunktionen verwendet, die zu Beginn des Kapitels eingeführt werden.*

*Nach der Berechnung der mathematisch besten Lösung wird sowohl grafisch als auch durch Sensitivitätsanalysen der Einfluss der Parameter in den Ansatzfunktionen auf die Modellqualität bewertet.*

*Der Einflüsse von Interaktionen auf die Tragfähigkeit der Befestigung wird ausgehend von den Tragfähigkeiten bei reiner Längs-, Quer- und Zugbeanspruchung für die untersuchten Konfigurationen analysiert und bewertet.*

*Für ein vollständiges Bemessungsmodell sind die Interaktionsgleichungen mit Berechnungsformeln für die Tragfähigkeiten in den Hauptachsen zu kombinieren. Eine abschließende Modellverifikation erfolgt durch einen Vergleich von Versuchsergebnissen und rechnerischen Tragfähigkeiten nach diesem Modell. Zu diesem Zweck werden zunächst die Tragfähigkeiten in den Hauptrichtungen ermittelt und anhand der vorgeschlagenen Gleichungen Interaktionskurven bzw. -flächen aufgestellt. Die Modellverifikation erfolgt für alle vorgeschlagenen Ansätze (Lamé und trilinear) für ebene und räumliche Interaktionen.*

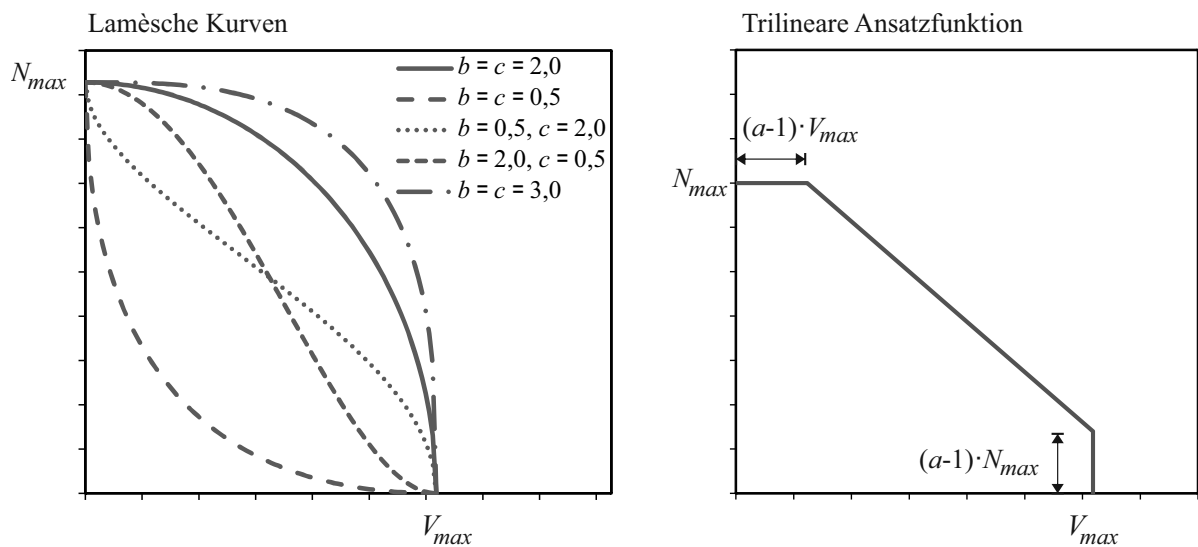
## 6.1 Ansatzfunktionen für Interaktionsgleichungen

Für die mathematische Auswertung und Ermittlung von Interaktionsgleichungen werden in dieser Arbeit Lamèsche Kurven (Gleichung 6.1) sowie ein trilinearere Verlauf (Gleichung 6.2) als Ansatzfunktionen verwendet. Abbildung 6.1 visualisiert die möglichen Formen dieser Ansatzfunktionen sowie den

Einfluss der zu bestimmenden Parameter  $a$ ,  $b$  und  $c$  beispielhaft für einen zweidimensionalen Fall mit ebener Beanspruchung. Ergänzend zu beiden Gleichungen gilt:  $V \leq V_{max}$  sowie  $N \leq N_{max}$ .

$$\left(\frac{V}{V_{max}}\right)^b + \left(\frac{N}{N_{max}}\right)^c \leq 1,0 \quad (6.1)$$

$$\left(\frac{V}{V_{max}}\right) + \left(\frac{N}{N_{max}}\right) \leq a \quad (6.2)$$



**Abbildung 6.1:** Darstellung der Charakteristika von Lamèschen Kurven und des trilinearen Ansatzes zur Beschreibung der Interaktionskurven

Bei Lamèschen Kurven stehen die Parameter im Exponenten, weshalb auch von einem Exponentialansatz gesprochen werden kann [115]. Sie zeichnen sich dadurch aus, dass bei unabhängigen, frei wählbaren Exponenten sowohl konkave und konvexe, als auch Interaktionskurven mit Wendepunkten möglich sind. Durch diese Eigenschaften kann ein breites Spektrum möglicher Lösungen abgedeckt werden. Besondere Lamèsche Kurven sind Ellipsen- und Kreissegmente, die sich unter folgenden Randbedingungen ergeben [124]:

- Ellipsensegment:  $b = c = 2,0$
- Kreissegment:  $b = c = 2,0$  &  $V_{max} = N_{max}$  (= Radius).

Sie werden daher auch häufig als Superellipsen bezeichnet [59, 62].

Beim trilinearen Ansatz wird über den Parameter  $a$  der (doppelte) Knick in der Interaktionskurve bestimmt. Bis zu diesem Punkt kann die eine Lastkomponente gesteigert werden, ohne dass mit einer Reduktion der anderen zu rechnen ist.

Beide Ansätze, hier für den ebenen Fall erläutert, sind durch das Ergänzen eines dritten Terms auf räumliche Fälle zu erweitern.

## 6.2 Berechnungsmethode

Mittels linearer bzw. polynomialer Regressionsanalysen werden für beide Ansatzfunktionen die besten Lösungen zur Beschreibung der untersuchten Interaktionen ermittelt. Die polynomiale Regression ist eine spezielle multi-lineare Regression. Sie findet Anwendung, wenn offensichtlich kein linearer Zusammenhang besteht, im hier behandelten Problem z. B. für den Fall, dass die Ergebnisse am besten mit dem Lamè Ansatz beschrieben werden können [9]. Es handelt sich dabei ausdrücklich nicht um eine nichtlineare Regression. Die zu untersuchenden Funktionen erhält man durch Umstellen von Gleichung 6.1 sowie Gleichung 6.2 in der Form, dass die aufnehmbare Kraft  $N$  in Abhängigkeit der Variablen  $V$  berechnet werden kann.

Lamèsche Kurve:

$$N = \left( 1, 0 - \left( \frac{V}{V_{max}} \right)^b \right)^{(1/c)} \cdot N_{max} \quad (6.3)$$

Trilinearer Ansatz:

$$N = \left( a - \frac{V}{V_{max}} \right) \cdot N_{max} \quad (6.4)$$

Für diese Funktionen werden nun die Parameter  $b$  und  $c$  bzw.  $a$  ermittelt, die die Ergebnisse der untersuchten Konfigurationen bestmöglich beschreiben. Um den Rechenaufwand zu minimieren, werden für die Parameter folgende Wertebereiche festgelegt:

- $a \in [1,2]$
- $b \in ]0,3]$
- $c \in ]0,3]$

Die Ermittlung der besten Lösung erfolgt durch die Berechnung des Bestimmtheitsmaßes  $R^2$  bzw.  $\bar{R}^2$  für die Realisationen der Parameter bzw. der möglichen Kombinationen im gegebenen Wertebereich (Inkrement 0,01). Das Bestimmtheitsmaß  $R^2$  ist ein Gütemaß der linearen Regression, das angibt, wie gut eine unabhängige Variable (hier:  $V$ ) geeignet ist, die Varianz einer abhängigen Variable zu erklären (hier:  $N$ ) [34, 45]. Ein Wert von 1,0 ergibt sich bei einer perfekten Modellanpassung. Der Anteil der



unerklärten Variation an der Gesamtvariation ist in dem Fall gleich null. Das Bestimmtheitsmaß  $R^2$  wird wie folgt berechnet:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad (6.5)$$

Darin entspricht  $\hat{y}_i$  dem Schätzwert einer Modellfunktion  $\hat{y}(x_i)$ ,  $\bar{y}$  dem empirischen Mittelwert und  $y_i$  dem Messwert des  $i$ -ten Wertepaares  $(x_i, y_i)$ . In den folgenden Berechnungen werden alle Versuchsergebnisse entlang der Interaktionskurven für die Auswertung herangezogen. Für die Ergebnisse auf den Hauptachsen gilt in allen Fällen, dass die Versuchsergebnisse exakt den Modellergebnissen entsprechen, da diese als Start- bzw. Endpunkt der Funktionen angenommen werden ( $N_{max}$  &  $V_{max}$ ).

Die Verwendung des Bestimmtheitsmaßes  $R^2$  ist zur Bewertung verschiedener Modelle jedoch nur bedingt geeignet, da es durch die Aufnahme weiterer Terme in die Modellfunktion automatisch größer wird [46]. Das korrigierte Bestimmtheitsmaß ( $\bar{R}^2$ ) bestraft hingegen das Hinzufügen überflüssiger Terme, die nicht in das Modell passen [162]. Es wird nach Gleichung 6.6 anhand des Bestimmtheitsmaßes  $R^2$ , der Anzahl an Datenpunkten  $n$  und der Anzahl der Variablen im Modell  $k$  berechnet. Es gilt:  $\bar{R}^2 \leq R^2$  [68]. Die Berechnung von  $\bar{R}^2$  wird nachfolgend zur Bewertung der Modellgüte herangezogen und zur besseren Lesbarkeit als Bestimmtheitsmaß bezeichnet. Gemeint ist dabei stets das korrigierte Bestimmtheitsmaß.

$$\bar{R}^2 = 1 - \left[ \frac{(1 - R^2)(n - 1)}{n - k - 1} \right] \quad (6.6)$$

Die Berechnungen erfolgen programmgesteuert mit der Software Matlab. Die Untersuchung aller möglichen Parameterkombinationen ermöglicht es nicht nur die beste Lösung (höchster Wert für  $\bar{R}^2$ ), sondern auch weitere gute Lösungen mit abweichenden Parametern und etwas niedrigeren Werten für  $\bar{R}^2$  zu analysieren. Anhand dieser Ergebnisse kann der Einfluss der Parameter auf die Modellgüte untersucht werden.

Darüber hinaus bietet Matlab mit der sogenannten "Curve-Fitting-Toolbox" die Möglichkeit, die beste Lösung für die Ansatzfunktionen direkt zu ermitteln. Die Analyse weiterer Lösungsmöglichkeiten ist allerdings nicht möglich, sodass diese Programmfunktion ausschließlich zur stichprobenhaften Verifikation der Ergebnisse genutzt wird. Aus diesem Grund wird auf weitere Ausführungen zu dieser Programmfunktion verzichtet.

## 6.3 Auswertung der Interaktionsversuche

### 6.3.1 Ebene Beanspruchungen

Die Auswertungen der ebenen Beanspruchungen umfassen neben den Randkonfigurationen RL und RQ auch die Meridiane der Eckkonfiguration E nach der Definition in Abbildung 5.7 (s. auch Abbildung 6.3).

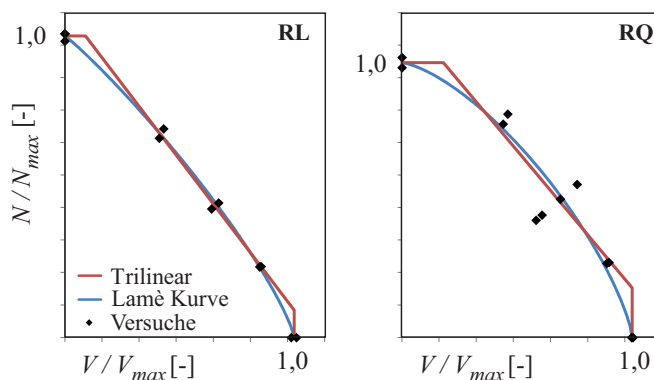
Für die nachfolgend dargestellten Ergebnisse werden einheitlich die Bezeichnungen Querkraft ( $V$ ) und Zugkraft ( $N$ ) verwendet. Für RL und RQ entspricht der Wert  $V$  dem Versuchsergebnis der Konfigurationen mit  $\beta = 0$ , also einer reinen Quer- bzw. Längsbeanspruchung. Bei den Eckversuchen steht  $V$  für die Versuchswerte der Konfigurationen mit  $\beta = 0$ , die entsprechend des angezeigten Meridians im horizontalen Winkel  $\alpha$  wirken. Tabelle 6.1 gibt die besten Lösungen der Parameter für die Funktionen nach Gleichung 6.1 und Gleichung 6.2 (bzw. Gleichung 6.3 und Gleichung 6.4) an. Die Lösungen #1 und #2 werden dabei ohne die Berücksichtigung bestimmter Randbedingungen ermittelt und sind in Abbildung 6.2 und Abbildung 6.3 für die Rand- und Eckkonfigurationen dargestellt.

**Tabelle 6.1:** Beste Lösungen nach Regressionsanalysen für die Randkonfigurationen RL und RQ sowie die Meridiane der Eckkonfiguration E

Konfig.	#1 Trilinear		#2 Lamèsche Kurve			#3 Lamèsche Kurve ( $b = c$ )		#4 Trilinear *		#5 Lamèsche Kurve *		
	$a$	$\bar{R}^2$	$b$	$c$	$\bar{R}^2$	$b, c$	$\bar{R}^2$	$a$	$\bar{R}^2$	$b$	$c$	$\bar{R}^2$
RL	1,09	0,9998	1,08	1,25	0,9996	1,17	0,9992	-	-	-	-	-
RQ	1,18	0,9880	1,43	1,33	0,9848	1,37	0,9847	-	-	-	-	-
E-0°	1,05	0,9927	1,5	0,79	0,9995	1,08	0,9937	1,12	0,9609	1,29	1,17	0,9561
E-22,5°	1,16	0,9974	1,14	1,52	0,9992	1,34	0,9978	1,12	0,9878	1,29	1,17	0,9790
E-45°	1,05	0,9575	2,31	0,49	0,9873	1,08	0,9580	1,12	0,9249	1,29	1,17	0,9201
E-67,5°	1,14	0,9320	2,16	0,82	0,9502	1,28	0,9375	1,12	0,9285	1,29	1,17	0,9335
E-90°	1,20	0,9869	1,47	1,44	0,9959	1,45	0,9958	1,12	0,9516	1,29	1,17	0,9385

\*Allgemein beste Lösung für alle Meridiane, unter der Voraussetzung identischer Parameterwahl

Insgesamt beschreiben sowohl der trilineare als auch der Lamè Ansatz die Versuchsergebnisse mit sehr guter Übereinstimmung ( $\bar{R}^2$  nahe 1,0). Die besten Lösungen für die Parameter unterscheiden sich jedoch in Abhängigkeit von der horizontalen Lastrichtung bezogen auf die Schienenachse. Nachfolgend wird daher zwischen Interaktionen infolge Zug- und Längsbeanspruchungen bzw. Zug- und Querbe-



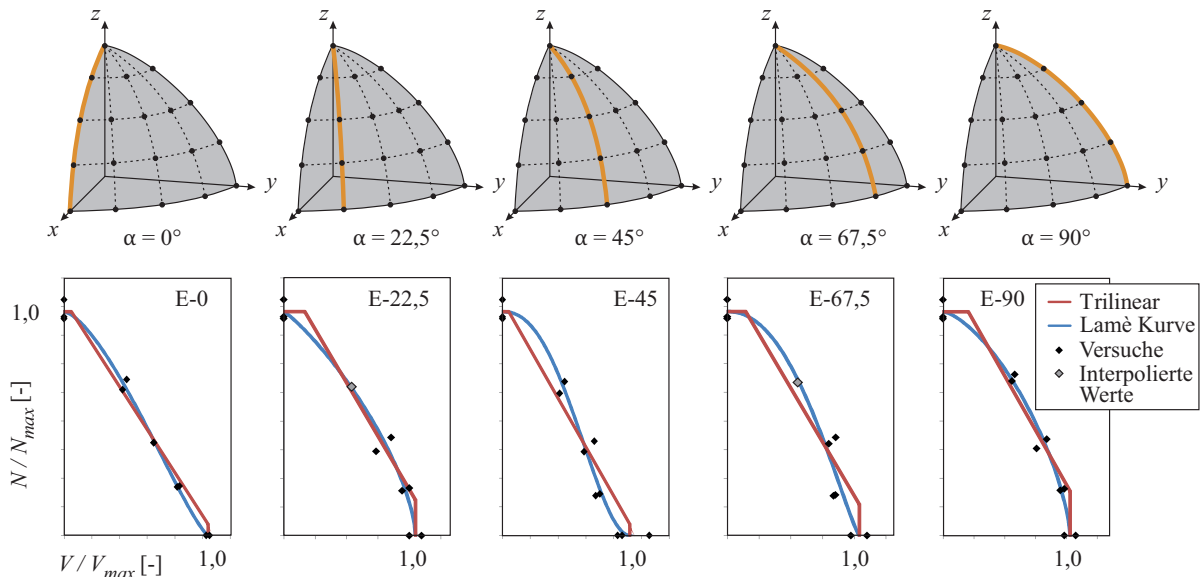
**Abbildung 6.2:** Beste Lösungen nach Regressionsanalysen für die Randkonfigurationen RL und RQ (#1 und #2 nach Tabelle 6.1)

anspruchungen unterschieden und zur besseren Lesbarkeit die Begriffe Zug-Längs-Interaktion sowie Zug-Quer-Interaktion eingeführt.

Grundsätzlich sind größere Interaktionseffekte bei Zug-Längs-Interaktion festzustellen als bei Zug-Quer-Interaktion. Das zeigt sich sowohl im Vergleich der Randversuche RL und RQ als auch bei den Eckversuchen (vgl. E-0° und E-90°). Größere Interaktionseffekte sind für den Lamé Ansatz an einem flacheren Verlauf der Interaktionskurve (kleinere Exponenten  $b$  und  $c$ ) zu erkennen. Beim trilinearen Ansatz gilt dies für geringere Werte des Parameters  $a$ , der den (doppelten) Knick bestimmt.

Ein Grund für die niedrigeren Tragfähigkeiten bei Zug-Längs-Interaktionen ist die Aufhebung von Reibung und Adhäsion zwischen Schienenprofil und Beton, die aus einem leichten Anheben der Schiene infolge einer Zugbeanspruchung folgen kann. Während Reibung und Adhäsion bei reiner Längsbeanspruchung zu einem gewissen Anteil bei der Krafteinleitung in den Beton mitwirken, minimiert sich dieser Anteil bei einer zusätzlichen Zugkomponente bzw. fällt vollständig aus. Infolgedessen werden sowohl die Zug- als auch die Längsbeanspruchungen (fast) vollständig über den Anker abgetragen und führen zu einer Spannungskonzentration an dieser Stelle. Im Vergleich dazu werden die Lastkomponenten bei Zug-Quer-Interaktion an unterschiedlichen Stellen in den Beton weitergeleitet (Zug: Anker, Querlast: Schienenprofil) [47]. Daher bleiben die Spannungskonzentrationen in diesem Fall aus und es kommt folglich zu geringeren Interaktionseffekten.

Der beschriebene Effekt bei Interaktionen mit Längsbeanspruchungen führt außerdem dazu, dass die Interaktionseffekte bei größeren Lastwinkeln ( $\beta$ ), also zugkraftdominierten Beanspruchungen geringer sind als bei flachen Lastwinkeln (quer-/längskraftdominierte Beanspruchung). Dies ist besonders



**Abbildung 6.3:** Beste Lösungen nach Regressionsanalysen für die Meridiane der Eckkonfiguration E (#1 und #2 nach Tabelle 6.1)

bei den Konfigurationen E-0, E-22,5 und E-67,5 am Verlauf der Interaktionskurve (Lamé) mit Wendepunkten zu erkennen (Abbildung 6.3). Eine zusätzliche Zugkraftkomponente führt direkt zu einer erkennbaren Abminderung der Tragfähigkeit bei Belastung in Querrichtung ( $V_{max}$ ) (Konkaver Kurvenverlauf). Dem entgegen hat eine zusätzliche Horizontalkomponente nur einen geringeren Einfluss auf die Tragfähigkeit bei vorwiegender Zugbeanspruchung (Konvexer Kurvenverlauf).

Im Vergleich der Ergebnisse mit den aktuellen Regelungen in EC 2-4 [18] und AC 232 [80] fällt auf, dass die dort angegebenen Interaktionsgleichungen offenbar aus Versuchen mit Zug-Quer-Interaktion hergeleitet wurden. Es zeigt sich bezüglich des Exponenten ( $b = c = 1,5$  in EC 2-4 bzw.  $5/3$  in AC 232) eine gute Übereinstimmung mit den Testergebnissen sowohl für die Randversuche RQ als auch den Meridian E-90° der Eckversuche.

Die weiteren Lösungen #3, #4 und #5 in Tabelle 6.1 basieren auf Berechnungen für die gleichen Ansatzfunktionen, jedoch unter Berücksichtigung zusätzlicher Randbedingungen. So ist z. B. unter der Voraussetzung, dass die Parameter  $b$  und  $c$  identisch sein müssen (#3) (vgl. [2], [18] und [80]), anhand des Bestimmtheitsmaßes ( $\bar{R}^2$ ) zu erkennen, dass die Anpassungsgüte des Modells abnimmt. Das Maß der Abweichung variiert für die einzelnen Konfigurationen und ist abhängig davon, wie groß der Unterschied von  $b$  und  $c$  in der unabhängigen Berechnung (#2) war, also wie groß der Kompromiss bei der Findung eines einzelnen Wertes ( $b = c$ ) sein muss. Die Lösungen #4 und #5 sind nur für die Untersuchung der Meridiane angegeben. Bei diesen geht es darum, für alle fünf Meridiane die beste einheitliche Lösung zu finden und damit eine Übertragbarkeit auf eine gemeinsame 3D-Fläche zu ermöglichen. Die angegebene Lösung für die Parameter  $b$  und  $c$  der Laméschen Kurve (#5) ist jene, die im Mittel das beste Bestimmtheitsmaß  $\bar{R}^2$  ergibt. Gleiches gilt für die Lösung des trilinearen Ansatzes (#4) und den zugehörigen Parameter  $a$ . Auch bei diesen Untersuchungen nimmt die Modellgüte infolge der gegebenen Randbedingungen ab, zeigt jedoch immer noch eine gute Qualität.

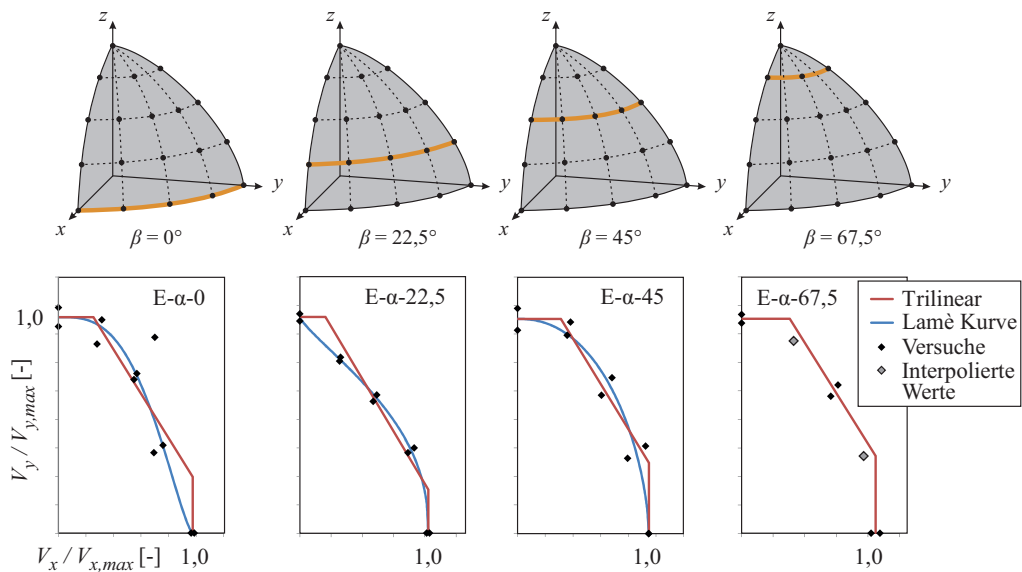
Ähnlich zur Auswertung der Meridiane (Längengrade) der Eckkonfiguration können die Ergebnisse auch entlang der Breitengrade ausgewertet werden. Diese ermöglichen Rückschlüsse auf die ebene Interaktion infolge Längs- und Querbeanspruchungen (xy-Ebene). Tabelle 6.2 fasst die Ergebnisse der Regressionsanalysen zur Beschreibung der Breitengrade zusammen, die in Abbildung 6.4 dargestellt sind. Es gelten die gleichen Ansatzfunktionen wie in Abschnitt 6.1 angegeben, jedoch angepasst auf die Interaktion infolge Längs- ( $V_x$ ) und Querkräften ( $V_y$ ). Die Gleichungen lauten für den Lamé Ansatz (Gleichung 6.7) und den trilinearen Ansatz (Gleichung 6.8) wie folgt:

$$\left(\frac{V_x}{V_{x,max}}\right)^b + \left(\frac{V_y}{V_{y,max}}\right)^c \leq 1,0 \quad (6.7)$$

$$\left(\frac{V_x}{V_{x,max}}\right) + \left(\frac{V_y}{V_{y,max}}\right) \leq a \quad (6.8)$$

**Tabelle 6.2:** Beste Lösungen nach Regressionsanalysen für die Breitengrade der Eckkonfiguration E

Konfig.	#1 Trilinear		#2 Lamèsche Kurve			#3 Lamèsche Kurve ( $b = c$ )	
	$a$	$\bar{R}^2$	$b$	$c$	$\bar{R}^2$	$b, c$	$\bar{R}^2$
E- $\alpha$ -0°	1,26	0,9280	3	0,7	0,9640	1,55	0,9322
E- $\alpha$ -22,5°	1,2	0,9797	0,79	2,33	0,9999	1,46	0,9793
E- $\alpha$ -45°	1,33	0,9935	2,23	1,64	0,9960	1,89	0,9943
E- $\alpha$ -67,5°	1,36	1,0	-	-	-	1,82	1,0

**Abbildung 6.4:** Beste Lösungen nach Regressionsanalysen für die Breitengrade der Eckkonfiguration E (#1 und #2 nach Tabelle 6.2)

Wie auch bei der Auswertung der Meridiane zeigt sich anhand des Bestimmtheitsmaßes  $\bar{R}^2$ , dass die besseren Modellqualitäten für die Lösungen nach dem Lamè Ansatz (#1) erreicht werden. Die Lösungen für den trilinearen Ansatz (#2) weisen durchweg geringere Bestimmtheitsmaße auf.

Nicht vergleichbar sind die Lösungen für den Breitengrad  $\beta = 67,5^\circ$  (E- $\alpha$ -67,5), dessen Verlauf nur für die tatsächlich durchgeführten Versuche ausgewertet wird (schwarze Punkte in Abbildung 6.4). Bei drei Versuchen existieren für den Lamè Ansatz unendlich viele Kombinationen der Parameter  $b$  und  $c$  mit einer perfekten Modellqualität. Entsprechend ist für diesen Ansatz keine Lösung angegeben. Der trilineare Ansatz erreicht für E- $\alpha$ -67,5 logischerweise auch eine perfekte Modellqualität ( $\bar{R}^2 = 1,0$ ), da alle drei Versuchsergebnisse durch den freien Parameter  $a$  exakt beschrieben werden können. Es existiert dabei jedoch nur eine exakte Lösung. Die interpolierten Werte (Tabelle 5.3) sind zur Vollständigkeit in Abbildung 6.4 in grau dargestellt, bleiben bei der Auswertung jedoch unberücksichtigt.

Die Lösungen nach Ansatz #3 (Tabelle 6.2) gelten für den Lamè Ansatz mit der Randbedingung identischer Lösungsparameter ( $b = c$ ). Unter diesen Bedingungen existiert auch für E- $\alpha$ -67,5 eine

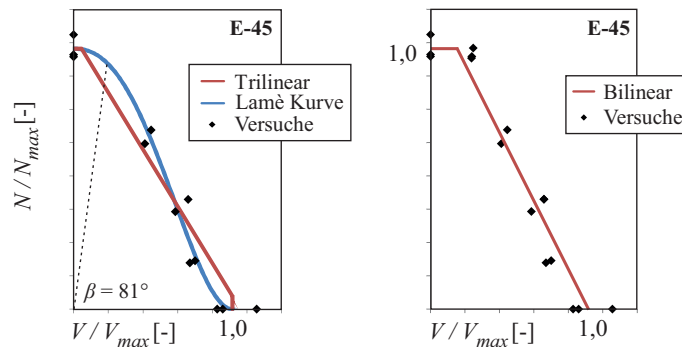
perfekte Lösung mit dem Exponenten  $b = c = 1,82$ . Dieses Ergebnis bestätigt die vorangegangene Annahme eines Exponenten von 1,8, der bei der Berechnung der interpolierten Werte in Abschnitt 5.4.2 verwendet wurde. Die interpolierten Werte für E-22,5-67,5 und E-67,5-67,5, die bei der Auswertung der Meridiane berücksichtigt werden, gelten damit ebenfalls als bestätigt.

### Ergänzungsversuche

Die äquidistante Aufteilung der experimentell untersuchten Lastwinkel ermöglicht eine Bewertung der Interaktionseinflüsse für jede Konfiguration. Sie gibt zudem die Möglichkeit, dazwischen liegende Winkel zu identifizieren, deren Untersuchung zusätzliche Erkenntnisse bringen kann. Dies gilt zum Beispiel für den Meridian der Eckkonfiguration E-45, bei dem für eine Schrägbelastung mit  $\beta = 81^\circ$  die größte Krümmung aller entwickelten Interaktionsgleichungen nach dem Lamé Ansatz auftritt (Abbildung 6.5). Für diese Konfiguration entspricht der Winkel zudem in etwa dem Knick des trilinearen Verlaufs mit  $\alpha = 1,2$  [18]. Um diese Konfiguration (E-45-81) näher zu untersuchen, wurden im Anschluss an die Auswertung des Versuchsprogramms ergänzende Tests durchgeführt. Tabelle 6.3 fasst die Ergebnisse dieser Tests zusammen.

**Tabelle 6.3:** Versuchsergebnisse der Ergänzungsversuche E-45-81

Versuch	Anzahl Versuche	$\bar{F}_{max,1}$	$\bar{F}_{max,2}$	$\bar{F}_{max,3}$	$\bar{F}_{max,m}$
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
E-45-81	3	38,4	38,1	39,7	38,7



**Abbildung 6.5:** Nachträglich untersuchter Zwischenwinkel  $\beta = 81^\circ$  und bilineare Lösung der Interaktionskurve für den Meridian E-45 der Eckversuche mit ergänzten Versuchen der Konfiguration E-45-81

Abbildung 6.5 zeigt die Ergebnisse in Ergänzung zu den zuvor durchgeführten Versuchen. Es kann festgestellt werden, dass bei diesem Winkel keine relevanten Interaktionseffekte auftreten. Die zusätzliche Horizontallast führt nicht zu einer Reduktion der Tragfähigkeit bei Zuglast (vgl. E-90-90 in Tabelle 5.3). Werden die Ergänzungsversuche in der Auswertung berücksichtigt, lässt sich die Interaktions-

kurve gut durch einen bilinearen Verlauf beschreiben (Abbildung 6.5). Das Bestimmtheitsmaß dieser Lösung ist höher als das der vergleichbaren Lösung des Lamé- oder trilinearen Ansatzes.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden keine weiteren Detailuntersuchungen durchgeführt. Es ist daher noch durch weitere Untersuchungen zu prüfen, ob ein bilinearer Verlauf ebenfalls geeignet ist, die Interaktionskurven anderer Konfiguration zu beschreiben.

### 6.3.2 Räumliche Beanspruchungen

Zusätzlich zu den zweidimensionalen Auswertungen der Breiten- und Längengrade kann für die Eckkonfiguration auch eine gesamtheitliche dreidimensionale Lösung ermittelt werden. Für die Ermittlung der besten Lösung einer dreidimensionalen Interaktionsgleichung sind die zuvor verwendeten Ansatzfunktionen (Lamé und trilinear) um einen dritten Term zu erweitern:

$$\left(\frac{V_x}{V_{x,max}}\right)^d + \left(\frac{V_y}{V_{y,max}}\right)^e + \left(\frac{N}{N_{max}}\right)^f \leq 1,0 \quad (6.9)$$

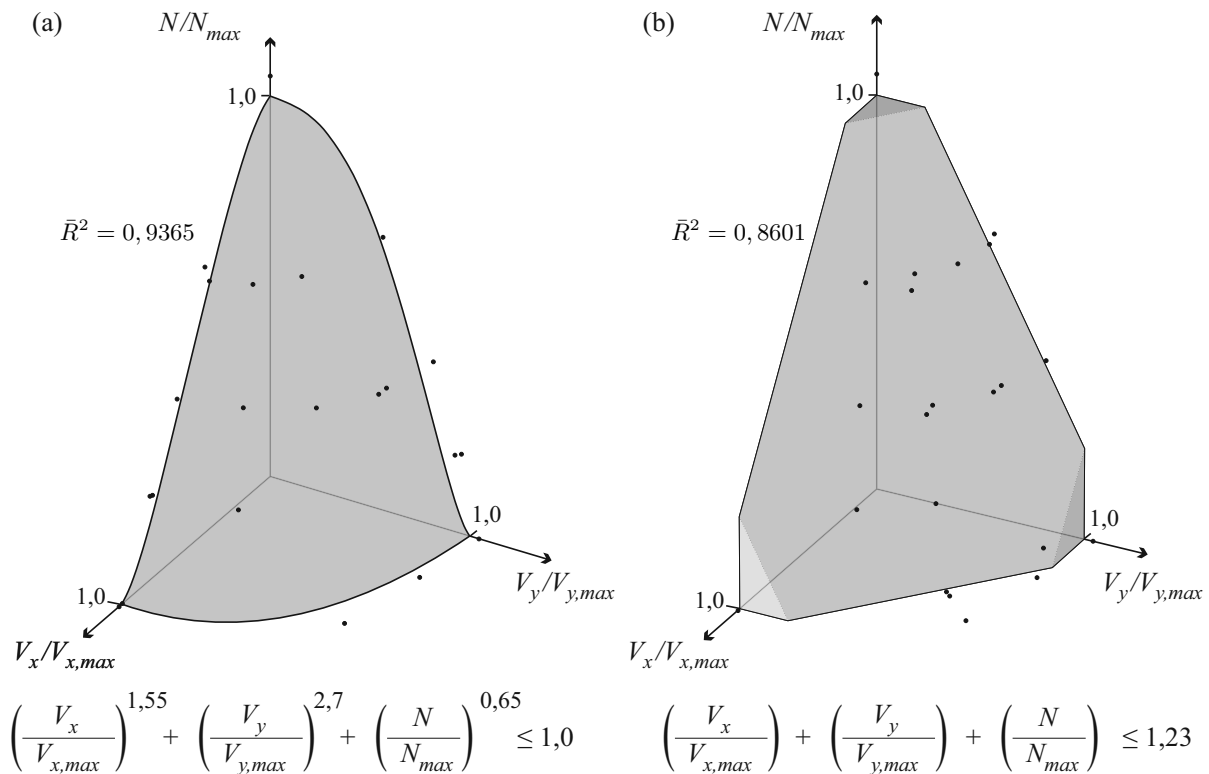
$$\left(\frac{V_x}{V_{x,max}}\right) + \left(\frac{V_y}{V_{y,max}}\right) + \left(\frac{N}{N_{max}}\right) \leq a \quad (6.10)$$

Durch die Übertragung der zweidimensionalen Ansätze auf eine dreidimensionale Problemstellung, können die Verläufe nicht mehr als Kurven oder Linien bezeichnet werden. Um die Zuordnung zu vereinfachen, werden die Bezeichnungen Lamé Ansatz (Gleichung 6.9) und trilinearer Ansatz (Gleichung 6.10) dennoch weiter verwendet. Sie sind allerdings als Übertragung auf das räumliche Problem zu verstehen. Für den Lamé Ansatz lässt sich die entstehende dreidimensionale Form als Superellipsoid bezeichnen.

Abbildung 6.6 zeigt die besten Lösungen der Regressionsanalysen für beide Ansätze. Neben den Interaktionsgleichungen mit Angabe der Lösungsparameter ist auch die Bewertung der Modellqualität ( $\bar{R}^2$ ) hinzugefügt. Versuchsergebnisse sind nur dargestellt, wenn die Tragfähigkeiten größer sind als die der Interaktionsfläche (die Punkte somit außerhalb der Fläche liegen).

Es zeigt sich, dass der Lamé Ansatz deutlich besser geeignet ist das Tragverhalten unter räumlicher Interaktion abzubilden als der trilineare Ansatz. Das Bestimmtheitsmaß der Regression  $\bar{R}^2$  ist im Vergleich deutlich größer. Der Grund dafür ist, dass der Verlauf der Fläche bzw. die Knickebenen des trilinearen Ansatzes nur über einen Parameter ( $a$ ) eingestellt werden. Der Lamé Ansatz ist durch die drei Parameter der Exponenten deutlich anpassungsfähiger, um auch lokale Effekte abzubilden.

Dennoch zeigt sich auch für den Lamé Ansatz, dass die Qualität der zweidimensionalen Interaktionsgleichungen nicht erreicht wird. Die Beschreibung der einzelnen Meridiane ist, wie gezeigt, sehr unterschiedlich, muss jedoch bei der Interaktionsfläche gleichermaßen berücksichtigt werden. Aus diesem Kompromiss für die beste Lösung der Interaktionsfläche folgt ein niedrigeres Bestimmtheitsmaß im Vergleich mit der Einzelbetrachtung der Meridiane.



**Abbildung 6.6:** Beste Lösungen nach Regressionsanalyse für Eckkonfiguration E: (a) Lamè Ansatz und (b) trilinearer Ansatz

Aufgrund der Abhängigkeit von der horizontalen Lastrichtung bzw. dessen Orientierung zur Schienenlängsachse, ist im Hinblick auf einen Bemessungsvorschlag eine voneinander getrennte Betrachtung der Interaktionsgleichungen sinnvoll. Diese Unterscheidung ermöglicht eine realitätsnahe Beschreibung des Tragverhaltens für verschiedene Fälle. Im weiteren Verlauf der Arbeit werden daher separate Bemessungsvorschläge für Zug-Längs- und Zug-Quer-Interaktion (ebene Interaktionen) sowie räumliche Interaktionen untersucht. Da ebene Interaktionen in der Baupraxis häufiger auftreten, sollten diese möglichst realitätsnah berechnet werden können.

Ebene Interaktionen infolge Längs- und Querbeanspruchungen wurden in dieser Arbeit experimentell nicht gesondert untersucht. Sie stehen nicht im Fokus dieser Arbeit und werden im Folgenden auch nicht weiter behandelt. Diesbezüglich sind jedoch Rückschlüsse aus der Auswertung der Breitengerade der Eckversuche möglich. Es gelten die in Tabelle 6.2 angegebenen Lösungen.

Ebenfalls nicht weiter behandelt wird auf Grund der niedrigen Modellqualität die Übertragung des trilinearen Ansatzes auf die räumliche Interaktion. Für die weiteren Untersuchungen steht ausschließlich der Lamè Ansatz im Fokus.



### 6.3.3 Diskussion der Ergebnisse

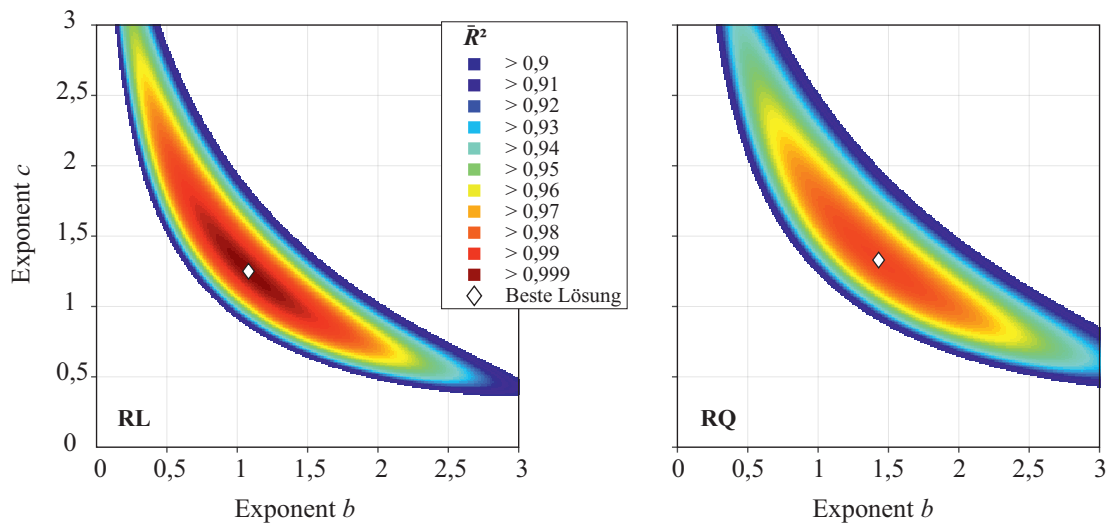
#### Einfluss der Parameter auf die Modellqualität

Bei den zuvor angegebenen Interaktionsgleichungen handelt es sich um die besten Lösungen, die mittels Regressionsanalysen bestimmt wurden. Insgesamt konnten Lösungen mit einer guten Modellqualität ermittelt werden, wobei diese von der Ansatzfunktion sowie den vorgegebenen Randbedingungen abhängt.

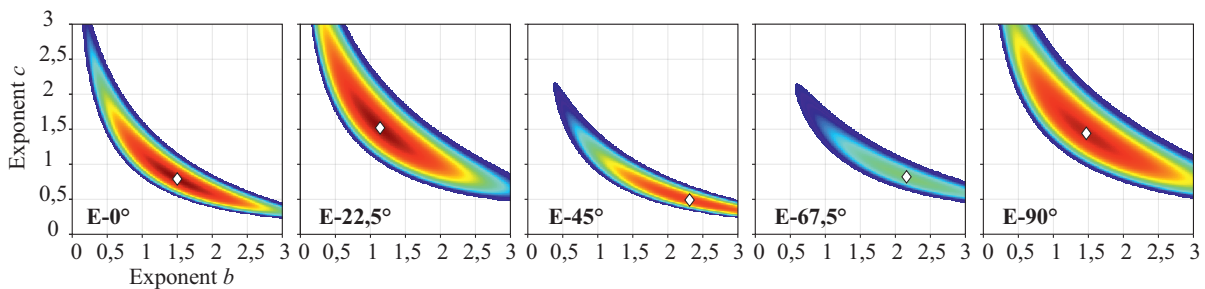
Neben diesen besten Lösungen existiert eine große Menge guter Lösungen. In diesem und den folgenden Abschnitten steht daher die Frage im Fokus, welchen Einfluss die Lösungsparameter auf die Modellqualität haben. Oder anders formuliert: Wie ändert sich das angepasste Bestimmtheitsmaß  $\bar{R}^2$  für eine Wahl der Lösungsparameter, die von den Werten der besten Lösung abweichen? Die nachfolgende Untersuchung soll eine grundsätzliche Einschätzung ermöglichen, jedoch keine vollständige Berechnung für alle untersuchten Ansatzfunktionen auswerten. Im Folgenden wird daher exemplarisch der Einfluss der Parameter  $b$  und  $c$  auf die Modellqualität des Lamè Ansatzes der Randkonfigurationen RL und RQ sowie die Meridiane der Eckkonfiguration untersucht.

Um die Frage zunächst qualitativ zu beantworten, wurde das Bestimmtheitsmaß für viele weitere Parameterkombinationen berechnet und die Ergebnisse grafisch aufbereitet (Abbildung 6.7 und Abbildung 6.8). Dargestellt sind die Lösungen mit einem Bestimmtheitsmaß größer 0,9, wobei die angegebene Legende für beide Abbildungen gilt. Es ergibt sich ein sichelförmiger Verlauf für jede der festgelegten Abstufungen. Für einige Konfigurationen (z. B. RL) ist der tiefrote Bereich sehr ausgeprägt. Es existieren somit viele Lösungen mit einem Bestimmtheitsmaß größer 0,99, also einer sehr guten Modellqualität. Ein nahezu symmetrischer Verlauf zur Winkelhalbierenden (z. B. RL) bedeutet, dass beide Parameter einen in etwa gleich großen Einfluss haben. Eine zur besten Lösung veränderte Wahl führt bei beiden Parametern zu einer etwa gleich großen Veränderung der Modellqualität. Anders stellt sich dies zum Beispiel für den Meridian E-67,5° der Eckkonfiguration dar. Hier hat der Parameter  $c$  einen deutlich größeren Einfluss als Parameter  $b$ . Bei einer Veränderung des Parameters  $c$  ausgehend von der besten Lösung, fällt das Bestimmtheitsmaß sehr schnell unter einen Wert von 0,9. Bei einer Änderung des Parameters  $b$  um das gleiche Maß, ist die resultierende Modellqualität deutlich besser.

Da die Flächen gleicher Farbe überwiegend diagonal ausgeprägt sind, ist die Wechselwirkung beider Parameter jedoch größer als deren Einzelwirkung. Eine eher gleichbleibende Qualität resultiert, wenn beide Parameter gleichermaßen niedriger oder höher gewählt werden. Bei einer entgegengesetzten Veränderung der Parameter nimmt die Modellqualität deutlich ab. Der mögliche Einfluss dieser Wechselwirkung ist größer als die Einzelwirkung jeden Parameters und wird im Anschluss an die Ausführungen zu Sensitivitätsanalysen noch einmal genauer betrachtet (Abbildung 6.10).



**Abbildung 6.7:** Grafische Auswertung des Einflusses der Exponenten  $b$  und  $c$  auf die Modellqualität der Randkonfigurationen RL und RQ



**Abbildung 6.8:** Grafische Auswertung des Einflusses der Exponenten  $b$  und  $c$  auf die Modellqualität der Eckkonfiguration E

### 6.3.4 Sensitivitätsanalysen

#### Vorgehen

Um die Einflüsse näher zu untersuchen und mathematisch zu quantifizieren, wird eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. In diesem Abschnitt wird der Einfluss der Modellparameter auf die Streuung der Modellantwort mittels Varianzanalyse bewertet (ANOVA, engl. analysis of variance). Bei der von SOBOL entwickelten Methode, die nachfolgend verwendet wird, werden mittels Varianzzerlegung globale Sensitivitätsindizes berechnet [151]. Dazu wird die Varianz der Systemantwort  $Y$  (Gleichung 6.11) in

die Varianz der Modellparameter  $X_i$  sowie deren Zusammenwirken zerlegt [121].

$$Y = f(x) = f(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (6.11)$$

SOBOL konnte zeigen, dass sich die Varianz der Modellantwort  $V(Y)$  aus den Varianzen der Eingangsparameter sowie deren Zusammenwirken zusammensetzt [152]:

$$V(Y) = \sum_{i=1}^n V_i + \sum_{i=1}^n \sum_{j>i}^n (V_{ij} + \dots + V_{1,2,\dots,n}) \quad (6.12)$$

In Gleichung 6.12 entspricht  $V_i$  der Varianz infolge des alleinigen Wirkens von Parameter  $X_i$  und  $V_{ij}$  analog für das Zusammenwirken der Parameter  $X_i$  und  $X_j$ . Die Division der Varianzen  $V_i$  und  $V_{ij}$  durch die Gesamtvarianz  $V(Y)$  ergibt SOBOL's globale Sensitivitätsindizes  $S_i$  und  $S_{ij}$ . Die Sensitivitätsindizes erster Ordnung  $S_i$  werden auch Haupteffekte genannt.  $S_{ij}, \dots, S_{1,2,\dots,q}$  entsprechen den Effekten höherer Ordnung und berücksichtigen das Zusammenwirken der Parameter. Aus Gleichung 6.12 folgt, dass die Summe aller Sensitivitätsindizes stets gleich 1 ist.

$$1 = \sum_i S_i + \sum_i \sum_{j>i} (S_{ij} + \dots + S_{1,2,\dots,n}) \quad (6.13)$$

Der zur recheneffizienteren Beschreibung von HOMMA & SALTELLI [79] eingeführte Totaleffekt beschreibt die Summe des Haupteffekts und aller höheren Effekte (Interaktion) für einen Parameter (Gleichung 6.14). Es gilt immer  $S_{Ti} \geq S_i$ . Ist die Differenz von  $S_{Ti}$  und  $S_i$  klein, so ist das Maß an Interaktionen des Parameters gering.

$$S_{Ti} = S_i + \sum_{j,j \neq i} S_{ij} + \sum_{j,j \neq i, j \neq k} \sum_{k,k \neq i, k \neq j} (S_{ijk} + \dots + S_{1,2,\dots,n}) \quad (6.14)$$

Bei Modelluntersuchungen mittels Sensitivitätsanalyse werden üblicherweise die Haupt- und Totaleffekte ausgewertet [139]. Die Ergebnisse können dabei durch folgende Interpretationen beschrieben werden:

- Hohe Werte für  $S_i$  und  $S_{Ti}$  weisen auf relevante Parameter, niedrige Werte auf weniger relevante Parameter  $X_i$  hin.
- Grundsätzlich gilt:  $S_{Ti} \geq S_i$ . Die Differenz ist ein Maß für die Interaktionen des Parameters  $X_i$  mit anderen.
- Bei additiven Modellen beträgt sowohl die Summe der Haupteffekte  $\sum S_i = 1$  als auch die Summe der Totaleffekte  $\sum S_{Ti} = 1$ . Es gibt keine Interaktionen zwischen den Parametern.

- Bei nicht additiven Modellen beträgt die Summe der Haupteffekte  $\sum S_i < 1$ . Die Differenz zu 1 ist ein Maß für die Interaktionen der Parameter.
- Bei nicht additiven Modellen gilt für die Totaleffekte:  $\sum S_{Ti} > 1$ .

Für weitergehende Informationen zu Varianzanalysen und der Berechnung globaler Sensitivitätsindizes sei auf die Literatur [79, 120, 122, 138, 141, 152] verwiesen.

### Analyse der Interaktionsgleichungen

Das mittels Sensitivitätsanalyse zu untersuchende Modell der Interaktionsgleichung (Lamé Ansatz) ist mit lediglich zwei vorhandenen Parametern (Exponenten  $b$  und  $c$ ) vergleichsweise simpel. Für jede Konfiguration (RL, RQ sowie E (Meridiane)) sind zwei Haupteffekte und zwei Totaleffekte zu berechnen.

Die Modellantwort  $Y$ , für die der Einfluss der streuenden Parameter zu bestimmen ist, ist durch das Bestimmtheitsmaß  $\bar{R}^2$  gegeben. Die Ergebnisse können daher für die Beurteilung verwendet werden, wie sehr eine Streuung der Exponenten Einfluss auf die Anpassungsgüte des Modells hat.

Zur Berechnung der Modellantwort im Rahmen der Sensitivitätsanalyse werden Zufallszahlen mittels Latin Hypercube Sampling erzeugt [81, 117]. Der Wertebereich für beide Exponenten  $b$  und  $c$  beträgt  $[0...3]$  bei einer Gleichverteilung. Eine Konvergenzstudie zeigt, dass 50.000 Realisationen in der Berechnung ausreichend sind.

Abbildung 6.9 zeigt die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse für alle untersuchten Konfigurationen in Form der Haupt- und Totaleffekte.

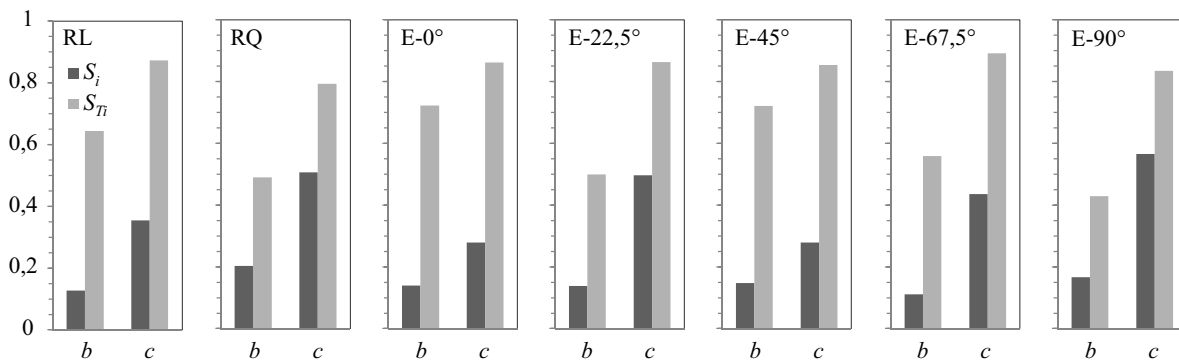


Abbildung 6.9: Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse

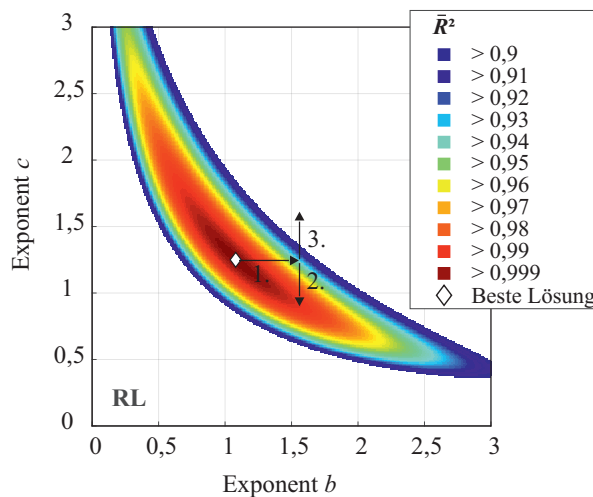
Bei allen untersuchten Konfigurationen kann für beide Exponenten ein Einfluss auf die Anpassungsgüte des Modells festgestellt werden, da beide Haupteffekte  $> 0$  sind. Zudem ist zu erkennen, dass der Exponent  $c$  grundsätzlich einen größeren Einfluss als der Exponent  $b$  hat. Die Haupteffekte  $S_i$  sind

in allen Fällen größer. Der größte Faktor zwischen den Sensitivitätsindizes ergibt sich für den Meridian E-67,5°. Dies bestätigt die Beobachtungen der grafischen Auswertung (Abbildung 6.8).

Da es sich um ein nicht additives Modell handelt, zeigt sich, dass die Summen der Haupteffekte  $S_i < 1,0$  sind. Diese Summen nehmen Werte zwischen 0,42 und 0,73 an und haben somit eine relativ große Differenz zu 1,0. Es treten demzufolge relevante Interaktionen zwischen den Parametern auf.

Auch ein Blick auf die Totaleffekte  $S_{T_i}$  zeigt, dass in allen Fällen große Effekte höherer Ordnung auftreten. Die Totaleffekte sind allgemein deutlich größer als die Haupteffekte. Die Anpassungsgüte des Modells wird daher maßgeblich durch das Zusammenwirken der beiden Exponenten bestimmt.

Dieser Einfluss lässt sich auch an den grafischen Auswertungen erläutern. Verändert sich der Exponent  $b$  wie in Abbildung 6.10 angegeben (1.), hängt die resultierende Modellqualität maßgeblich davon ab, ob und wie sich der Exponent  $c$  verändert. Eine Verschlechterung der Modellqualität ergibt sich, wenn  $b$  sich nach (1.) verändert,  $c$  jedoch gleich bleibt. Eine geringere Verschlechterung der Modellqualität ( $\bar{R}^2$ ) resultiert in diesem Beispiel, wenn  $c$  zugleich geringer wird (2.). Die schlechteste Modellqualität folgt, wenn  $c$  hingegen größer gewählt wird (3.). Das Beispiel zeigt den Einfluss des Zusammenwirkens der Exponenten anschaulich und bestätigt die rechnerischen Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse.



**Abbildung 6.10:** Einfluss der Exponenten  $b$  und  $c$  auf die Modellqualität

## 6.4 Verifikation des Bemessungsmodells

In dieser Arbeit werden die entwickelten Interaktionsgleichungen mit den rechnerischen Tragfähigkeiten in den drei Hauptachsenrichtungen, also für Zug-, Quer- und Längsbeanspruchungen nach EC 2-4 [18] und CEN/TR [17] kombiniert. Die Verifikation des daraus resultierenden Bemessungsmodells erfolgt durch einen Vergleich der rechnerischen Tragfähigkeiten  $F_{calc}$  mit den experimentellen Ergebnissen dieser Arbeit  $F_{exp}$ . Das Ziel ist es einen 5%-Fraktilwert der Verhältniswerte  $F_{exp}/F_{calc}$  zu ermitteln und darüber die Eignung des Modells nachzuweisen. Die Bemessungsformeln der Normenwerke ergeben charakteristische bzw. Design-Werte und sind für einen Vergleich mit den Mittelwerten der Versuchsergebnisse zu modifizieren.

### 6.4.1 Modifikation der Bemessungsgleichungen

In den nachfolgenden Berechnungen wird anstelle der charakteristischen Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  die versuchsbegleitend ermittelte mittlere Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  verwendet. Da in allen Gleichungen die Zylinderdruckfestigkeit zu verwenden ist, für die versuchsbegleitenden Festigkeitsermittlungen jedoch ausschließlich Würfel verwendet wurden, ist eine weitere Umrechnung erforderlich. Mit einer mittleren Würfeldruckfestigkeit von 29 N/mm<sup>2</sup> ist der Beton der Festigkeitsklasse C20/25 zuzuordnen. Die Umrechnung der Würfeldruckfestigkeit  $f_{cm,cube}$  in die Zylinderdruckfestigkeit  $f_{cm}$  erfolgt für diese Festigkeitsklasse nach [44] durch:

$$f_{cm} = \frac{1}{1,25} \cdot f_{cm,cube} \quad (6.15)$$

Es ergibt sich eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit  $f_{cm}$  von 23,2 N/mm<sup>2</sup>, die in den nachfolgenden Berechnungen verwendet wird.

Des Weiteren beinhalten die Bemessungsformeln profilspezifische Beiwerte, die anhand charakteristischer Tragfähigkeiten in Zulassungsversuchen ermittelt werden. Nach MAHREHOLTZ [109] ist zur Umrechnung von charakteristischen auf mittlere Tragfähigkeiten bei Betonversagen von Ankern der Faktor 1/0,75 zu verwenden. Dieser Wert wird durch die Angaben in [43] bestätigt, in dem für die Berechnung der profilspezifischen Beiwerte das Minimum aus

- 75 % der mittleren Tragfähigkeit und
- der charakteristischen Tragfähigkeit

der Zulassungsversuche verwendet wird. Mit diesen Anpassungen können anhand der Bemessungsformeln in [17, 18] mittlere Tragfähigkeiten berechnet und mit den Versuchsergebnissen verglichen werden. Zudem werden alle Teilsicherheitsbeiwerte zu 1,0 angenommen.

Nachfolgend werden zunächst die Tragfähigkeiten in Hauptachsenrichtung für die Rand- und Eckversuche ermittelt und anschließend die Interaktionskurven bzw. -flächen aufgestellt.

Die geometrischen Werte der Ankerschienen und Probekörper entsprechen dem Versuchsprogramm in Tabelle 5.1 und Abbildung 4.3.

### 6.4.2 Rechnerische Tragfähigkeiten bei Zugbeanspruchung

Der in dieser Arbeit maßgebende Versagensfall bei Zugbeanspruchung ist ein kegelförmiger Betonausbruch. Dabei entwickelt sich der Betonausbruch ausgehend vom Kopf des Ankers zur Betonoberfläche und wird ideell kreisrund angenommen. Der charakteristische Widerstand  $N_{Rk,c}$  wird wie folgt berechnet:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{ch,s,N} \cdot \psi_{ch,e,N} \cdot \psi_{ch,c,N} \cdot \psi_{re,N} \quad (6.16)$$

mit

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (6.17)$$

Darin steht  $N_{Rk,c}^0$  für den Grundwert des charakteristischen Widerstandes eines unbeeinflussten Ankers. Er gilt für Anker, bei denen sich der kegelförmige Betonausbruch vollständig und ungestört ausbilden kann. Einflüsse darauf können durch benachbarte Anker ( $\psi_{ch,s,N}$ ), Ränder oder Ecken ( $\psi_{ch,e,N}$ ,  $\psi_{ch,c,N}$ ) oder durch eine dichte Bewehrung ( $\psi_{re,N}$ ) entstehen und werden durch die angegebenen Beiwerte berücksichtigt. Da in den Versuchen in dieser Arbeit Ankerschienen mit nur ein Anker in einem unbewehrten Betonkörper verwendet wurden, ist lediglich der Einfluss von Rändern und Ecken rechnerisch zu erfassen.

Unter Berücksichtigung der zuvor erläuterten Modifikationen ergibt sich folgende Berechnungsformel für die Ermittlung des mittleren Widerstands:

$$N_{Rm,c} = \frac{N_{Rm,c}^0 \cdot \psi_{ch,e,N} \cdot \psi_{ch,c,N}}{0,75} = \frac{k_1 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \psi_{ch,e,N} \cdot \psi_{ch,c,N}}{0,75} \quad (6.18)$$

In dem für  $N_{Rm,c}^0$  eingesetzten Term in Gleichung 6.18 steht  $k_1$  für einen profilspezifischen Beiwert,  $f_{cm}$  für die versuchsbegleitend ermittelte mittlere Betondruckfestigkeit und  $h_{ef}$  für die Einbindetiefe des Ankers. Der Randeinfluss ( $\psi_{ch,e,N}$ , engl.:  $e = \text{edge}$ ) ist bei allen Konfigurationen zu berücksichtigen, der Eckeinfluss ( $\psi_{ch,c,N}$ , engl.:  $c = \text{corner}$ ) hingegen nur bei den Eckversuchen.

Der profilspezifische Beiwert  $k_1$  unterscheidet sich für die Befestigung in gerissenem ( $k_{cr,N}$ ) und ungerissenem Beton ( $k_{ucr,N}$ ). Für die Untersuchungen in dieser Arbeit kann  $k_{ucr}$  für ungerissenen Beton nach [43] wie folgt berechnet werden:

$$k_{ucr,N} = \alpha_{ch,N} \cdot 12,7 = 0,8936 \cdot 12,7 = 11,35 \quad (6.19)$$

mit

$$\alpha_{ch,N} = \left(\frac{h_{ef}}{180}\right)^{0,15} = \left(\frac{85}{180}\right)^{0,15} = 0,8936 \leq 1,0 \quad (6.20)$$

### Randkonfiguration

Die rechnerischen Tragfähigkeiten der Randkonfigurationen RL und RQ sind identisch, da die Einbau- richtung der Ankerschienen bei Zugbeanspruchung keinen Einfluss auf die Tragfähigkeiten hat. Der Einfluss des Bauteilrandes wird über den Faktor  $\psi_{ch,e,N}$  erfasst (Tabelle 6.4):

**Tabelle 6.4:** Berechnung des Faktors  $\psi_{ch,e,N}$  zur Berücksichtigung des Einflusses eines Bauteilrandes

Bez.	Berechnungsformel	Ergebnis
$s_{cr,N}$	$2 \cdot (2,8 - 1,3 \cdot h_{ef}/180) \cdot h_{ef} \geq 3 \cdot h_{ef}$	255 mm
$c_{cr,N}$	$0,5 \cdot s_{cr,N}$	185,8 mm
$\psi_{ch,e,N}$	$(c_1/c_{cr,N})^{0,5} \leq 1$	0,734

Für die mittlere rechnerische Tragfähigkeit bei Zugbeanspruchung ergibt sich für die Ankerschienen in Randkonfiguration RL und RQ:

$$N_{Rm,c,R} = \frac{11,35 \cdot \sqrt{23,2} \cdot 85^{1,5} \cdot 0,734}{0,75} = \frac{31,43}{0,75} = 41,93 \text{ kN} \quad (6.21)$$

### Eckkonfiguration

Die mittlere rechnerische Tragfähigkeit für die Ankerschienen in Eckkonfiguration kann aus diesem Ergebnis für die Randkonfigurationen unter zusätzlicher Berücksichtigung des Eckeinflusses (Tabelle 6.5) ermittelt werden:

$$N_{Rm,c,E} = N_{Rm,c,R} \cdot \psi_{ch,c,N} \quad (6.22)$$

**Tabelle 6.5:** Berechnung des Faktors  $\psi_{ch,c,N}$  zur Berücksichtigung des Einflusses einer Bauteilecke

Bez.	Berechnungsformel	Ergebnis
$\psi_{ch,c,N}$	$(c_2/c_{cr,N})^{0,5} \leq 1$	0,734

Damit folgt:

$$N_{Rm,c,E} = 41,93 \cdot 0,734 = 30,74 \text{ kN} \quad (6.23)$$



### 6.4.3 Rechnerische Tragfähigkeiten bei Querbeanspruchung

Die maßgebende Versagensart bei Querbeanspruchung ist in dieser Arbeit ein Betonkantenbruch ausgehend von der Ankerschiene in Richtung des belasteten Randes. Der charakteristische Widerstand wird in dem Fall nach [18] wie folgt angenommen:

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{ch,s,V} \cdot \psi_{ch,c,V} \cdot \psi_{ch,h,V} \cdot \psi_{ch,90,V} \cdot \psi_{re,V} \quad (6.24)$$

mit

$$V_{Rk,c}^0 = k_{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{4/3} \quad (6.25)$$

Darin steht  $V_{Rk,c}^0$  für den Grundwert des charakteristischen Widerstandes eines Ankers, der senkrecht zum Bauteilrand belastet wird. Er gilt für Anker, bei denen sich der Betonausbruchkörper zum Rand vollständig und ungestört ausbilden kann. Einflüsse darauf können, wie bereits in Abschnitt 6.4.2 für eine Zugbeanspruchung erläutert, durch benachbarte Anker ( $\psi_{ch,s,V}$ ) oder Bauteilecken ( $\psi_{ch,c,V}$ ) entstehen. Der Abstand des Bauteilrandes zum Anker ( $c_1$ ) wird bereits in der Berechnung von  $V_{Rk,c}^0$  berücksichtigt. Zusätzliche Einflussfaktoren sind bei Querbeanspruchung durch eine niedrige Bauteilhöhe möglich, infolgedessen sich der Ausbruchkörper nicht vollständig ausbilden kann ( $\psi_{ch,h,V}$ ). Des Weiteren wird der Einfluss einer Randbewehrung durch den Beiwert  $\psi_{re,V}$  und der Einfluss von Querlasten parallel zum Bauteilrand durch den Faktor  $\psi_{ch,90,V}$  berücksichtigt. Im Gegensatz zum negativen Einfluss einer dichten Bewehrung bei Zugbeanspruchung sind hier für Anker im gerissenen Beton um 40 % erhöhte Tragfähigkeiten möglich, wenn eine ausreichende Randbewehrung vorhanden ist. Auch bei Querbeanspruchung sind einige dieser Einflussfaktoren für die Untersuchungen in dieser Arbeit obsolet. Durch die in Abschnitt 6.4.2 erläuterten Modifikationen zur Berechnung eines mittleren Widerstands wird die Tragfähigkeit bei Querbeanspruchung wie folgt berechnet:

$$V_{Rm,c} = \frac{V_{Rm,c}^0 \cdot \psi_{ch,c,V}}{0,75} \quad (6.26)$$

$$V_{Rm,c} = \frac{k_{12} \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot c_1^{4/3} \cdot \psi_{ch,c,V}}{0,75} \quad (6.27)$$

Der profilspezifische Beiwert  $k_{12}$  unterscheidet sich für gerissenen ( $k_{cr,V}$ ) und ungerissenen Beton ( $k_{ucr,V}$ ) und ist anhand von Zulassungsversuchen zu bestimmen und wird in einer Zulassung festgehalten. Da für die verwendete Zahnschiene keine Werte vorliegen, muss auf die Angaben eines ähnlichen Profils zurückgegriffen werden. Bei den in [27] zugelassenen Ankerschienen handelt es sich um vergleichbare Profile mit identischen Abmessungen ( $b/h$ ), die ebenfalls durch Warmwalzung hergestellt werden. Diese Profile unterscheiden sich lediglich durch die fehlende Verzahnung an der Schienenlippe

und werden dementsprechend auch nicht in Kombination mit Zahnschrauben, sondern glatten Haken- oder Hammerkopfschrauben verwendet. Der Einfluss dieser Unterschiede ist jedoch bei der untersuchten Versagen durch Betonkantenbruch als gering einzuschätzen. Ein weiterer Unterschied ergibt sich durch die Sonderkonstruktion der getesteten Schienen mit kurzen Anker, die von der Zulassung nicht abgedeckt sind. Die zugelassenen Ankerschienen weisen um mind. 70 mm längere Anker auf. Da der Großteil einer Querbeanspruchung jedoch über das Schienenprofil in den Beton eingeleitet wird ist der Einfluss des Ankers ebenfalls als gering einzuschätzen. Wenn überhaupt vorhanden, ist der Einfluss eines kürzeren Ankers als abmindernd im Hinblick auf die Tragfähigkeit einzuschätzen. Demzufolge müssten eher niedrigere Beiwerte verwendet werden. Für den Vergleich zwischen rechnerischen Tragfähigkeiten und Versuchsergebnissen zum Zweck einer Modellverifikation ist es konservativ, wenn tendenziell zu große Beiwerte verwendet werden. Infolge dieser Überlegungen kann der Beiwert  $k_{ucr,V}$  aus [27] zu 10,5 angenommen werden. Damit entspricht dieser Wert dem maximal möglichen, produkt-spezifischen Beiwert nach [43] und ist demzufolge so konservativ wie möglich gewählt.

### Randkonfiguration

Für die rechnerische Tragfähigkeit bei Querbeanspruchung in Randkonfiguration RQ folgt:

$$V_{Rm,c,RQ} = \frac{10,5 \cdot \sqrt{23,2} \cdot 100^{4/3}}{0,75} = 31,3 \text{ kN} \quad (6.28)$$

### Eckkonfiguration

Die mittlere rechnerische Tragfähigkeit für die Ankerschienen in Eckkonfiguration kann aus diesem Ergebnis unter zusätzlicher Berücksichtigung des ECKEINFLUSSES ermittelt werden:

$$V_{Rm,c,E} = V_{Rm,c,RQ} \cdot \psi_{ch,c,V} \quad (6.29)$$

Der Einfluss der Bauteilecke wird über den Faktor  $\psi_{ch,c,V}$  berücksichtigt (Tabelle 6.6).

**Tabelle 6.6:** Berechnung des Faktors  $\psi_{ch,c,V}$  zur Berücksichtigung des Einflusses einer Bauteilecke

Bez.	Berechnungsformel	Ergebnis
$s_{cr,V}$	$4 \cdot c_1 + 2 \cdot b_{ch}$	506 mm
$c_{cr,V}$	$0,5 \cdot s_{cr,V}$	253 mm
$\psi_{ch,c,V}$	$(c_2/c_{cr,V})^{0,5}$	0,6287

Damit ergibt sich:

$$V_{Rm,c,E} = 31,3 \cdot 0,6287 = 19,68 \text{ kN} \quad (6.30)$$

#### 6.4.4 Rechnerische Tragfähigkeiten bei Längsbeanspruchung

Die maßgebende Versagensart bei Längsbeanspruchung ist in dieser Arbeit ein Betonkantenbruch in Richtung des belasteten Randes. Der charakteristische Widerstand kann nach [30] in Verbindung mit [18] berechnet werden:

$$V_{Rk,c,x} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{re,V} \quad (6.31)$$

mit

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \quad (6.32)$$

Auch hier steht  $V_{Rk,c}^0$  für den Grundwert des charakteristischen Widerstandes eines Ankers. Durch das Verhältnis der Flächen  $A_{c,V}/A_{c,V}^0$  wird die geometrische Auswirkung von Achsabständen, Bauteildicken und Eckabständen auf die Ausbildung des ideellen Ausbruchkörpers berücksichtigt. Neben der geometrischen Auswirkung haben Bauteilränder auch Auswirkung auf die Spannungsverteilung im Beton. Dieser abmindernde Einfluss auf die Tragfähigkeit wird durch den Faktor  $\psi_{s,V}$  berücksichtigt. Der Faktor  $\psi_{h,V}$  berücksichtigt, dass der Widerstand nicht proportional zur Bauteildicke abnimmt, wie es durch das Verhältnis  $A_{c,V}/A_{c,V}^0$  angenommen wird. Der positive Einfluss von Bewehrung am Bauteilrand wird wie bei Querbeanspruchung durch  $\psi_{re,V}$  erfasst. Da einige Faktoren entfallen, wird die mittlere Tragfähigkeit bei Längsbeanspruchung wie folgt ermittelt:

$$V_{Rm,c,x} = V_{Rm,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \frac{1}{0,75} \quad (6.33)$$

$$V_{Rm,c,x} = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot c_1^{1,5} \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \frac{1}{0,75} \quad (6.34)$$

mit

$$k_9 = 2,4 \text{ (für ungerissenen Beton)}$$

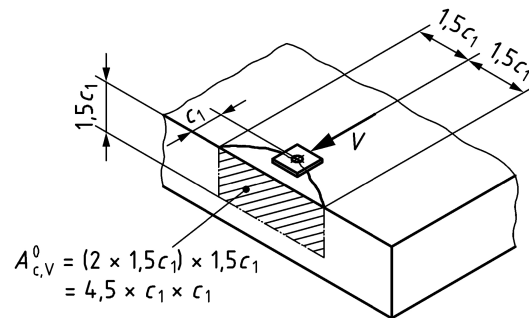
$$l_f = h_{ef} = 85 \text{ mm}$$

$$d_{nom} = 14 \text{ mm (Durchmesser des Ankers)}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} = 0,1 \cdot \left(\frac{85}{100}\right)^{0,5} = 0,09220$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} = 0,1 \cdot \left(\frac{14}{100}\right)^{0,2} = 0,06749$$

Abbildung 6.11 zeigt den idealisierten Ausbruchkörper ausgehend von einem Anker, der bei der Berechnung der Ausbruchfläche  $A_{c,V}^0$  angenommen wird. Diese Fläche kann durch niedrige Bauteilhöhen oder Eckabstände reduziert werden. Dies wird bei der Berechnung von  $A_{c,V}$  berücksichtigt. Die Probekörper in dieser Arbeit sind derart dimensioniert, dass es keinen Einfluss der Bauteilhöhe gibt ( $h = 300 \text{ mm} > 150 \text{ mm} = 1,5 c_1$ ). Bei den Randversuchen kann sich der Ausbruchkörper vollständig ausbilden,  $A_{c,V}$  entspricht somit  $A_{c,V}^0$ . Zu berücksichtigen ist bei den Eckversuchen der geometrische Effekt des niedrigen Eckabstandes ( $c_2 = 100 \text{ mm} < 150 \text{ mm} = 1,5c_1$ ) sowie dessen Einfluss auf die Spannungsverteilung ( $\psi_{s,V}$ ).



**Abbildung 6.11:** Idealisierter Betonausbruchkörper und Fläche  $A_{c,V}^0$  für ein einzelnes Befestigungselement [31]

### Randkonfiguration

Für die rechnerische Tragfähigkeit bei Längsbeanspruchung in Randkonfiguration RL folgt:

$$V_{Rm,c,x,RL} = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot c_1^{1,5} \cdot \frac{1}{0,75} \quad (6.35)$$

$$V_{Rm,c,x,RL} = 2,4 \cdot 14^{0,0922} \cdot 85^{0,0675} \cdot \sqrt{23,2} \cdot 100^{1,5} \cdot \frac{1}{0,75} = 26,52 \text{ kN} \quad (6.36)$$

### Eckkonfiguration

Die mittlere rechnerische Tragfähigkeit für die Ankerschienen in Eckkonfiguration E kann aus diesem Ergebnis unter zusätzlicher Berücksichtigung des Eckeinflusses ermittelt werden:

$$V_{Rm,c,x,E} = V_{Rm,c,x,RL} \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \quad (6.37)$$

mit

$$A_{c,V}^0 = 4,5c_1^2 = 4,5 \cdot 100^2 = 45.000 \text{ mm}^2,$$

$$A_{c,V} = 1,5c_1 \cdot (1,5c_1 + c_2) = 1,5 \cdot 100 \cdot (1,5 \cdot 100 + 100) = 37.500 \text{ mm}^2 \text{ und}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{100}{1,5 \cdot 100} = \underline{0,9} \leq 1$$

ergibt sich:

$$V_{Rm,c,x,E} = 26,5 \cdot \frac{37.500}{45.000} \cdot 0,9 = 19,9 \text{ kN} \quad (6.38)$$

### 6.4.5 Modellverifikation

Basierend auf den rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten in den Hauptachsenrichtungen werden nun mit den zuvor ermittelten Interaktionsgleichungen die Interaktionskurven (Randkonfigurationen) sowie die Interaktionsfläche (Eckkonfiguration) aufgestellt. Dabei werden die unterschiedlichen Ansätze für Zug-Längs-, Zug-Quer- sowie räumliche Interaktionen verwendet.

#### Lamésche Kurven

Die Interaktionsgleichungen nach dem Lamé Ansatz lauten:

Zug-Längs-Interaktion (RL):

$$\left( \frac{V}{26,5} \right)^{1,08} + \left( \frac{N}{41,9} \right)^{1,25} \leq 1 \quad (6.39)$$

Zug-Quer-Interaktion (RQ):

$$\left( \frac{V}{31,3} \right)^{1,43} + \left( \frac{N}{41,9} \right)^{1,33} \leq 1 \quad (6.40)$$

Räumliche Interaktion (E):

$$\left( \frac{V_x}{19,9} \right)^{1,55} + \left( \frac{V_y}{19,7} \right)^{2,7} + \left( \frac{N}{30,7} \right)^{0,65} \leq 1 \quad (6.41)$$

Abbildung 6.12 zeigt die Interaktionskurve der rechnerischen Tragfähigkeiten für die Randversuche inkl. der Versuchsergebnisse der getesteten Konfigurationen. Für die Verifikation des Bemessungsmodells wird die rechnerische Tragfähigkeit  $F_{calc}$  unter jedem entsprechenden Belastungswinkel ermittelt und das Verhältnis  $F_{exp}/F_{calc}$  berechnet.

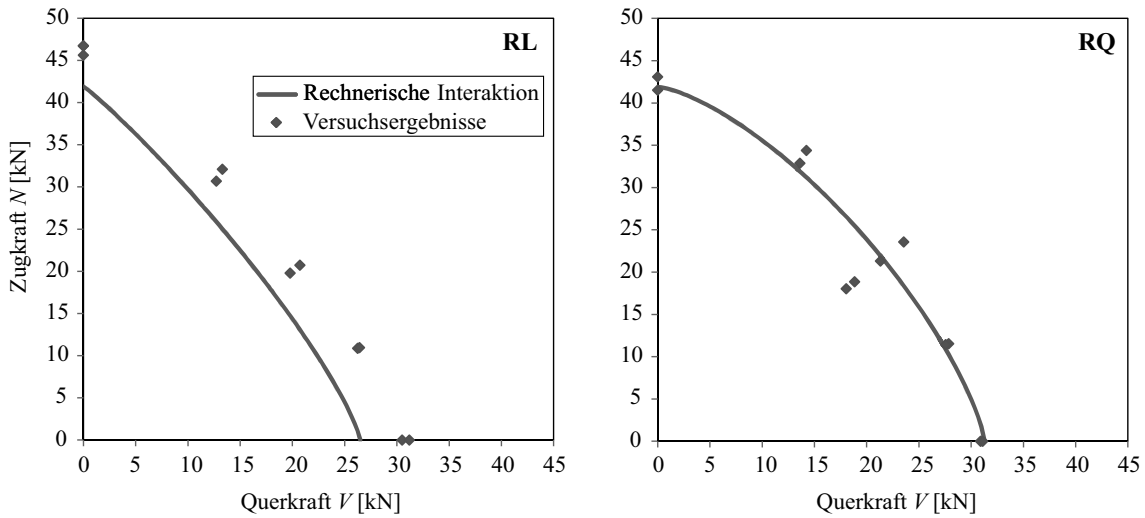


Abbildung 6.12: Rechnerische Interaktionskurve (Lamè Ansatz) der Randkonfigurationen RL und RQ mit Versuchsergebnissen

Abbildung 6.13 zeigt die Verhältniszerte  $F_{exp}/F_{calc}$  sowie deren Mittelwerte  $\bar{x}$ , die Variationskoeffizienten  $\nu$  und die 5 %-Fraktilwerte  $\nu_{0,05}$  (Aussagewahrscheinlichkeit von 90%).

Quantitativ ausgewertet sind beide Modelle gut geeignet, die Tragfähigkeiten zutreffend bzw. konservativ auf der sicheren Seite zu ermitteln. Die niedrigen Variationskoeffizienten weisen auf eine geringe Streuung hin, zudem sind in den Abbildungen keine großen Ausreißer zu erkennen. Die Fraktilwerte fallen in einen für Befestigungsmittel akzeptierten Bereich ( $> 0,7$ ) [161].

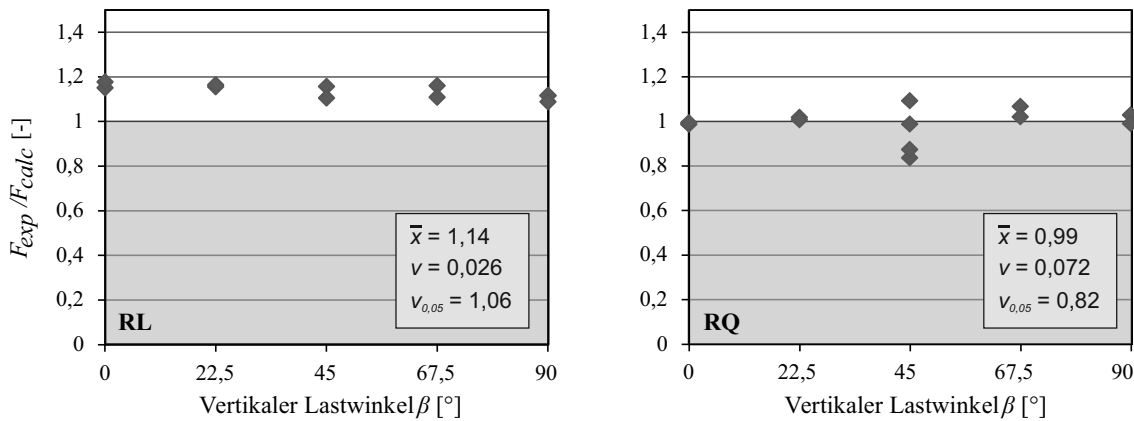


Abbildung 6.13: Verhältniszerte  $F_{exp}/F_{calc}$  und statistische Auswertung für die Randkonfigurationen RL und RQ (Lamè Ansatz)

Abbildung 6.14 zeigt die rechnerische Interaktionsfläche der Eckkonfiguration. An den Versuchsergebnissen auf den Hauptachsen bzw. -ebenen ist zu erkennen, dass die rechnerischen Tragfähigkeiten durchweg unterhalb der experimentellen Werte liegen.

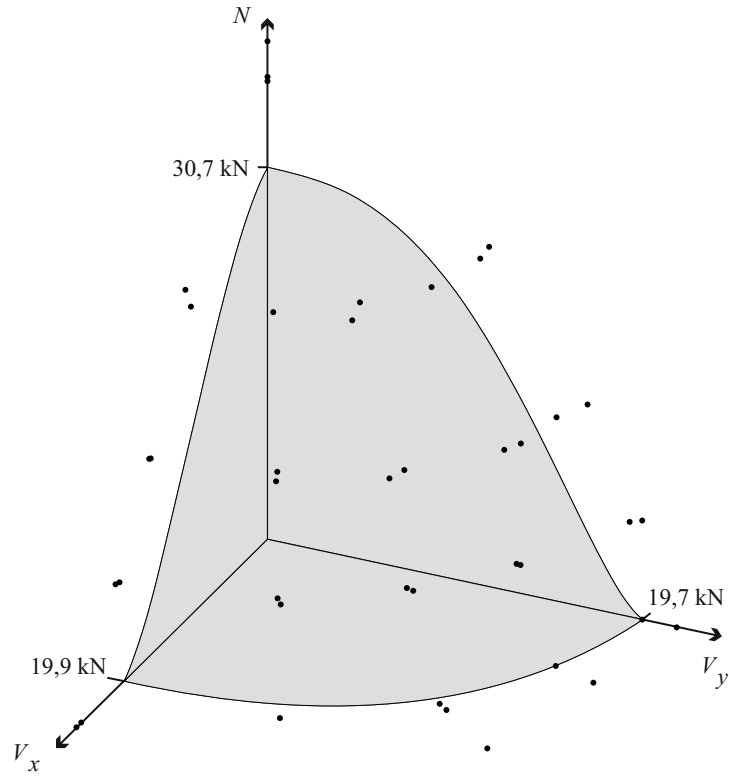


Abbildung 6.14: Rechnerische Interaktionsfläche (Lamè Ansatz) der Eckkonfiguration E

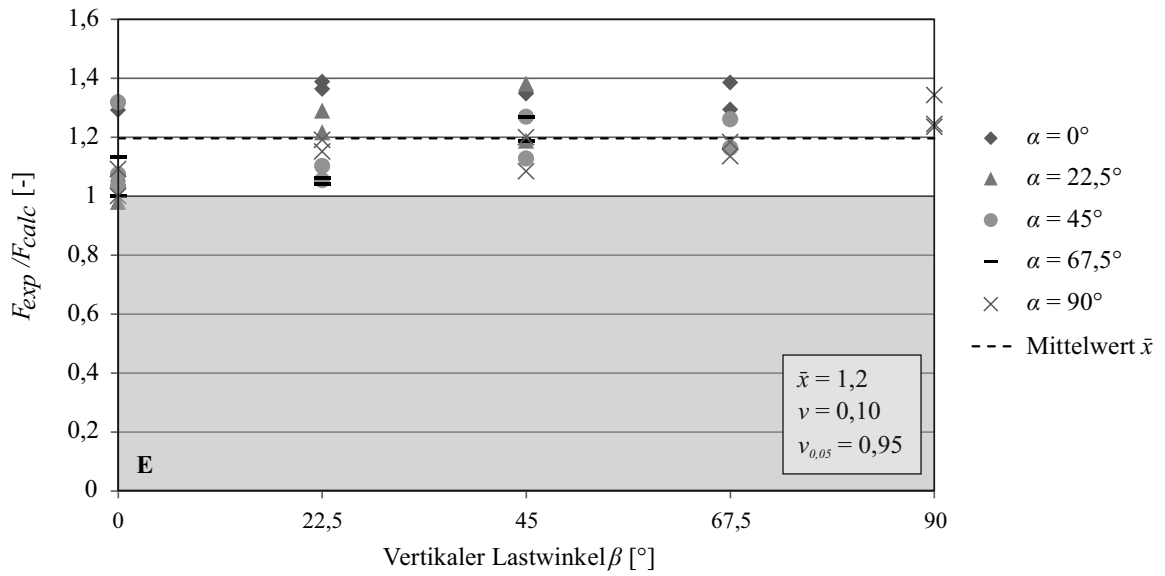


Abbildung 6.15: Verhältniszerte  $F_{exp}/F_{calc}$  und statistische Auswertung für die Eckkonfiguration E (Lamè Ansatz)

Die Auswertung der Verhältniswerte  $F_{exp}/F_{calc}$  zeigt auch für die dreidimensionale Interaktionsgleichung eine gute Modellqualität (Abbildung 6.15). Die Ergebnisse sind entlang der horizontalen Achse nach dem vertikalen Lastwinkel  $\beta$  sortiert. Die Zuordnung des Winkels  $\alpha$  erfolgt über die unterschiedlichen Markierungssymbole. Es fällt auf, dass die Verhältniswerte  $F_{exp}/F_{calc}$  im Mittel mit größerem  $\beta$  zunehmen. Das Modell ist somit für die Untersuchungen in dieser Arbeit mit zunehmendem Zugkraftanteil konservativer. Insgesamt ergeben sich mit zwei Ausnahmen Verhältnisse über 1,0, sodass im Vergleich zu den Randkonfigurationen ein höherer Mittelwert von 1,2 resultiert. Die Ergebnisse zeigen jedoch auch eine größere Streuung (Variationskoeffizient  $\nu = 0,1$ ). Der 5%-Fraktilwert von 0,95 spricht für eine gute Modellqualität.

### Trilineare Interaktionsgleichungen

Die Interaktionsgleichungen nach dem trilinearen Ansatz lauten für ebene Beanspruchungen wie folgt:

Zug-Längs-Interaktion (RL):

$$\left(\frac{V}{26,5}\right) + \left(\frac{N}{41,9}\right) \leq 1,09 \quad (6.42)$$

Zug-Quer-Interaktion (RQ):

$$\left(\frac{V}{31,3}\right) + \left(\frac{N}{41,9}\right) \leq 1,18 \quad (6.43)$$

Abbildung 6.16 zeigt die Interaktionskurve der rechnerischen Tragfähigkeiten für die Randkonfigurationen RL und RQ. Zudem sind die Versuchsergebnisse der getesteten Konfiguration dargestellt, deren Werte  $F_{exp}$  zur Modellverifikation mit den rechnerischen Werte  $F_{calc}$  auf der Kurve verglichen werden.

Die Auswertung der Verhältniswerte  $F_{exp}/F_{calc}$  zeigt auch für die Interaktionsgleichung nach dem trilinearen Ansatz eine gute Modellqualität (Abbildung 6.17). Der Vergleich der statistischen Kenngrößen zeigt nur marginale Unterschiede zu den Werten für die Interaktionsgleichungen nach dem Lamè Ansatz (Abbildung 6.13). Beide Ansätze sind daher gleichermaßen geeignet, um die Interaktionseinflüsse bei Betonversagen unter ebener Beanspruchung zu ermitteln.



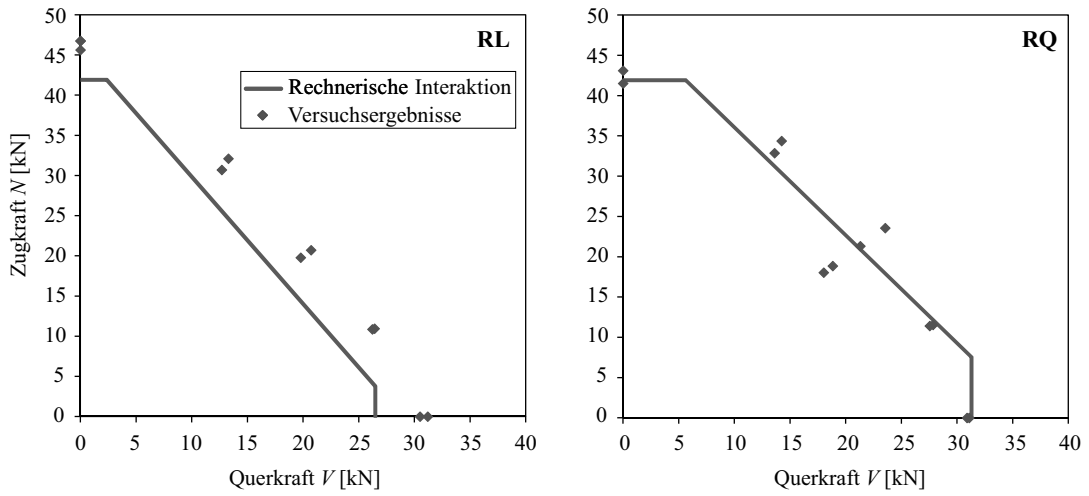


Abbildung 6.16: Rechnerische Interaktionskurve (Trilinearer Ansatz) der Randkonfigurationen RL und RQ mit Versuchsergebnissen

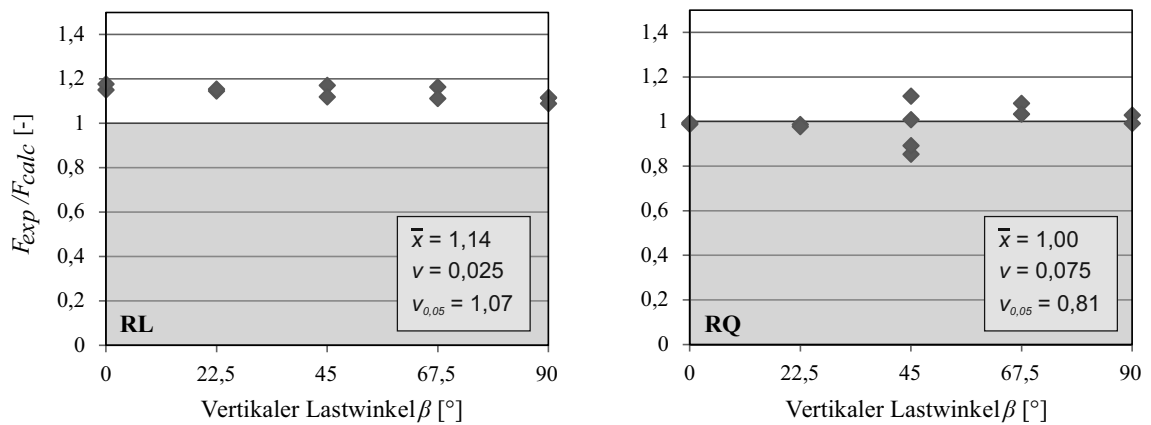


Abbildung 6.17: Verhältniszerte  $F_{exp}/F_{calc}$  und statistische Auswertung für die Randkonfigurationen RL und RQ (Trilinearer Ansatz)

### Zusammenfassung

Das Bemessungsmodell, bestehend aus der Kombination der entwickelten Interaktionsgleichungen mit rechnerischen Tragfähigkeiten für Längs-, Quer- und Zugbeanspruchungen, konnte für alle untersuchten Konfigurationen verifiziert werden. Die Ergebnisse stützen sich zwar auf exemplarische Untersuchungen, können jedoch aus verschiedenen Gründen verallgemeinert werden.

1. Die untersuchten Konfigurationen stellen repräsentative Standardanwendungen dar
2. Abweichungen geometrischer Art, unterschiedliche Betonfestigkeiten u. Ä. werden bei der Ermittlung der Tragfähigkeiten in Richtung der Hauptachsen berücksichtigt, sodass sich für jede Konfiguration eine individuelle Interaktionskurve/-fläche ermitteln lässt
3. Die identifizierten Interaktionseffekte sind allgemein gültig. So sind die Einflüsse aus den Randkonfigurationen (RL & RQ) auch in den vergleichbaren Meridianen der Eckkonfigurationen zu erkennen. Das unterschiedliche Tragverhalten bei Interaktionen infolge Längs- oder Querbeanspruchungen wird nicht durch den Einfluss eines zusätzlichen Bauteilrandes beeinflusst

Zusammengefasst können folgende Interaktionsgleichungen allgemein verwendet werden, um das Tragverhalten realitätsnah zu erfassen:

Zug-Längs-Interaktion:

$$\left(\frac{V_x}{V_{x,max}}\right)^{1,08} + \left(\frac{N}{N_{max}}\right)^{1,25} \leq 1 \quad \text{oder} \quad \left(\frac{V_x}{V_{x,max}}\right) + \left(\frac{N}{N_{max}}\right) \leq 1,09 \quad (6.44)$$

Zug-Quer-Interaktion:

$$\left(\frac{V_y}{V_{y,max}}\right)^{1,43} + \left(\frac{N}{N_{max}}\right)^{1,33} \leq 1 \quad \text{oder} \quad \left(\frac{V_y}{V_{y,max}}\right) + \left(\frac{N}{N_{max}}\right) \leq 1,18 \quad (6.45)$$

Räumliche Interaktion:

$$\left(\frac{V_x}{V_{x,max}}\right)^{1,55} + \left(\frac{V_y}{V_{y,max}}\right)^{2,7} + \left(\frac{N}{N_{max}}\right)^{0,65} \leq 1 \quad (6.46)$$

In allen Gleichungen wird eine einheitliche Bezeichnung für Längs- ( $V_x$ ), Quer- ( $V_y$ ) und Zugbeanspruchungen ( $N$ ) verwendet. Für Tragfähigkeitsnachweise ist der Nenner in allen Verhältnissen durch den Bemessungswert des entsprechenden rechnerischen Widerstandes zu ersetzen.



# Schlussfolgerungen und Ausblick

---

Ebene oder räumliche Beanspruchungen können bei Ankerschienen einen abmindernden Einfluss auf die Tragfähigkeit haben. Das bedeutet, dass bei einer resultierenden Schrägbelastung die Tragfähigkeit geringer sein kann als bei reinen Längs-, Quer- oder Zugbelastungen. Um die Einflüsse zu ermitteln, wurde in dieser Arbeit ein Versuchsstand entwickelt und ebene sowie räumliche Beanspruchungen in verschiedenen Ankerschienenkonfigurationen experimentell untersucht. Der Fokus lag dabei auf einem Betonversagen der Befestigung.

Aus den Ergebnissen dieser Untersuchungen wurden Interaktionsgleichungen für Ankerschienen entwickelt. Durch deren Kombination mit bestehenden Berechnungsansätzen für Längs-, Quer- und Zugbeanspruchungen entsteht ein Modell für den rechnerischen Tragfähigkeitsnachweis bei Interaktion. Maßgebend ist dabei neben der realitätsnahen Beschreibung der Widerstände auch die Ermittlung der zu berücksichtigenden Einwirkungen. Bei Betonversagen sind die Ankerkräfte maßgebend, die als Anteil der eingeleiteten Last zu bestimmen sind. Um für räumliche Beanspruchungen auch die bisher selten untersuchte Längsrichtung realitätsnah erfassen zu können, wurde ein Lastverteilungsmodell entwickelt und verifiziert.

Die Schlussfolgerungen gliedern sich daher in einen Teil zur Einwirkung (Lastverteilung bei Längsbelastung) sowie zur Tragfähigkeit bei Interaktion.

### **Lastverteilung bei Längsbelastung**

Die Verwendung faseroptischer Messtechnik ermöglichte es in den durchgeführten Tests erstmalig das Tragverhalten und die Lastverteilung längsbeanspruchter Ankerschienen in situ zu untersuchen und quantitativ zu bewerten. Die Erkenntnis, dass sämtliche Anker am Lastabtrag beteiligt sind, widerlegt die aktuell gültigen Lastverteilungsmodelle in CEN/TR 17080 [17] und AC232 [80]. Unter Berücksichtigung der tatsächlichen Lastverteilung wären höher belastbare Befestigungen bzw. wirtschaftliche-

re Bemessungen möglich. Zukünftige Lastverteilungsmodelle sollten die bestätigten Einflussfaktoren – Schraubenposition, Ankeranzahl und Ankertyp – berücksichtigen. Diese Anforderungen erfüllt das entwickelte Modell eines gebetteten Balkens, dessen Eignung zur Berechnung der Ankerkräfte verifiziert werden konnte. Es gilt für Ankerschienen mit Rundankern in ungerissenen Betonbauteilen.

Die Untersuchungen in dieser Arbeit zeigen, dass bis zu fünf Anker am Lastabtrag beteiligt sind. Der Trend von Ankerschienen mit zwei bis zu fünf Ankern legt allerdings nahe, dass auch zusätzliche Anker die Lastanteile weiter verringern würden, wenngleich der Einfluss zusätzlicher Anker mit größeren Abständen zur Lastposition abnimmt. Keinen maßgebenden Einfluss auf die Lastverteilung hat der Abstand des randnahen Ankers vom Rand, da die Steifigkeit der Anker in Querrichtung nicht beeinflusst wird.

Neben den Erkenntnissen zur Verteilung der Längsbeanspruchung, ermöglichen die durchgeführten Messungen auch eine Analyse der Ankerzugkräfte, die infolge der exzentrischen Lasteinleitung in die Ankerschiene entstehen. Diese wirken am Anker hinter der Lasteinleitung (entgegen der Lastrichtung) und betragen bis zu 22 % der eingeleiteten Längsbelastung. Demzufolge resultiert selbst ohne zusätzliche Zugkräfteinwirkung eine nicht zu vernachlässigende Interaktion am entsprechenden Anker. Das in dieser Arbeit entwickelte Modell eines gebetteten Balkens ist auch für die realitätsnahe Berechnung dieser Ankerzugkraft geeignet.

Es ist zu berücksichtigen, dass die Ergebnisse in dieser Arbeit für den ungerissenen Zustand des Betons gelten und in diesem Bereich skalierbar sind. Sie entsprechen daher der Lastverteilung, die zu ersten Rissen im Beton führt und dann auch das Versagen vorgibt bzw. einleitet. Infolge der Rissbildung am randnahen Anker (Steifigkeitsänderungen) sind Umlagerungen der Kräfte zu den randfernen Ankern zu erwarten. Wie weit sich die Risse bereits mit der Entlastung des randnahen Ankers öffnen und somit einen Betonausbruchkörper zum Rand hin bilden, ist entscheidend dafür, ob die Gebrauchstauglichkeit der Befestigung bereits eingeschränkt ist. Es ist zu untersuchen, ob die Nutzbarkeit der Befestigung bereits nicht mehr gegeben ist, bevor die maximale Tragfähigkeit nach abgeschlossener Umlagerung der Kräfte erreicht wird. Eine Antwort auf diese Problemstellung kann an dieser Stelle nicht erfolgen. Die in dieser Arbeit entwickelte Methodik zur Ermittlung der Ankerkräfte ist auch für Untersuchungen in gerissenem Beton anwendbar und kann in weiteren Tests Aufschluss auf die Umlagerungen der Kräfte geben. In Kombination mit Rissweitenmessungen kann die Gebrauchstauglichkeit der Befestigung bewertet werden.

## **Interaktion**

In dieser Arbeit wurde ein universeller Versuchsstand entwickelt, mit dem durch eine zweiachsige Rotation von Probekörper bzw. Prüfzylinder räumliche Beanspruchungen getestet werden können. Die durchgeführten Tests an Ankerschienen zeigen die gute Funktionalität, die auf andere Konfigurationen übertragen werden kann. Mit den Ergebnissen der Tests wird erstmals eine vollständige, dreidimensionale Untersuchung des Interaktionstragverhaltens von Ankerschienen in der Literatur dokumentiert.

Die Ergebnisse zeigen unterschiedliche Interaktionseffekte für Ankerschienen in Abhängigkeit von der Lastrichtung. Es ist festzustellen, dass bei Zug-Längs-Interaktionen größere Interaktionseffekte als

bei Zug-Quer-Interaktionen auftreten. Auch die Bruchbilder der Versuchskörper zeigen einen deutlichen Einfluss der Lastrichtung sowohl für horizontale als auch vertikale Schräglasten. Zudem ist festzustellen, dass die Interaktionseffekte bei größeren Lastwinkeln (zugkraftdominiert) geringer sind als bei flachen Lastwinkeln (längs-/querkraftdominiert). Die beobachteten Erkenntnisse sind von den ebenen auf vergleichbare räumliche Interaktionen übertragbar und bestätigen dadurch, dass zusätzliche Bauteilränder das Tragverhalten qualitativ nicht beeinflussen.

Für die mathematische Beschreibung der Interaktionskurven eignen sich die beiden untersuchten Ansätze – Lamè und trilinear – in nahezu allen Konfigurationen ähnlich gut. Neben den mittels Regressionsanalysen ermittelten besten Lösungen zur Beschreibung der Interaktionskurven existiert eine große Menge weiterer gute Lösungen. Der Einfluss der Parameter in den Ansatzfunktionen kann sowohl grafisch als auch durch Sensitivitätsanalysen festgestellt werden. Es zeigt sich, dass Wechselwirkungen zwischen den freien Parametern einen größeren Einfluss haben als die einzelnen Parameter selbst.

Ein Bemessungsmodell aus der Kombination der entwickelten Interaktionsgleichungen mit den rechnerischen Tragfähigkeiten für Lasten in Richtung der Hauptachsen nach EC 2-4 [18] konnte durch den Vergleich von Rechen- und Versuchswerten verifiziert werden. Mit diesem Modell lässt sich der Widerstand von räumlich beanspruchten Ankerschienen realitätsnah und sicher beschreiben.

Die äquidistante Aufteilung der experimentell untersuchten Lastwinkel ermöglicht eine Bewertung der Interaktionseinflüsse für jede Konfiguration. Sie gibt zudem die Möglichkeit, dazwischen liegende Winkel zu identifizieren, deren Untersuchung zusätzliche Erkenntnisse z. B. über lokale Effekte bringen kann. So konnte beispielhaft für den Meridian E-45 durch Ergänzungsversuche im zugkraftdominierten Bereich festgestellt werden, dass dort keine Interaktionseffekte auftreten. Die Ergebnisse können mit guter Übereinstimmung durch einen bilinearen Verlauf beschrieben werden. Es ist durch weitere Untersuchungen der anderen Konfigurationen zu überprüfen, ob der bilineare Verlauf dort ebenfalls geeignet ist. Zusätzliche Untersuchungen für flache Lastwinkel können den linearen Verlauf im unteren Bereich möglicherweise bestätigen. Dies gilt insbesondere auch für die Konfigurationen E-22,5 und E-67,5, also Meridianen der Eckkonfiguration mit schrägen Horizontalbeanspruchungen, bei denen nach dem Lamé Ansatz Kurven mit Wendepunkten resultieren.

Bei den durchgeführten experimentellen Tests ermöglichte die Minimierung der Probekörpergröße eine effektive Versuchsdurchführung und reduzierte den Gesamtaufwand bei Herstellung, Lagerung, Transport und Prüfung. Die Probekörper können jedoch nicht beliebig klein dimensioniert werden, sondern sind entsprechend der durchzuführenden Tests auszubilden. So sind z. B. freizuhaltende Bereiche an der Oberfläche zu berücksichtigen, damit sich der Ausbruchkörper bei Betonversagen frei ausbilden kann. Die in dieser Arbeit berücksichtigten Annahmen zur Ausbildung der Ausbruchkörper sind für Ankerschienen als zutreffend zu bewerten und können für kommende Untersuchungen verwendet werden.

Die Auswertungen im Rahmen dieser Arbeit beziehen sich auf die experimentellen Untersuchungen, bei denen ein einheitlicher Schientyp verwendet wurde. Eine allgemeingültige Übertragbarkeit der entwickelten Interaktionsgleichungen ist auf Grund der nur eingeschränkt verfügbaren Versuchsergebnisse nicht ohne Überprüfung auf weitere Schientypen möglich. Es ist allerdings nicht von grundlegenden Abweichungen auszugehen, da z. B. die Interaktion infolge Zug- und Querbeanspru-

chungen mit vergleichbaren Ergebnissen in der Literatur dokumentiert ist. Demzufolge sind zumindest Teile der dreidimensionalen Interaktionsgleichungen durch Untersuchungen mit deutlich abweichenden Randbedingungen als verifiziert zu bewerten. Die allgemeingültige Übertragbarkeit sollte dennoch durch Untersuchungen mit z. B. anderen Schientypen und Randabständen überprüft werden.

Des Weiteren ist durch Tests an längeren Schienen mit mehreren Ankern zu untersuchen, ob der Einfluss benachbarter Anker das Tragverhalten unter räumlichen Beanspruchungen verändert.

---

# Literaturverzeichnis

---

- [1] ABOUHAMDIAH, I. S.; AL-OSTA, M. A.; BALUCH, M. H.; RAHMAN, M. K.; IBRAHIM, A.: *Structural behavior of cast-in C-channel anchors in precast concrete under uniaxial tension*. Structural Concrete 19 (4), 2018, S. 1157–1173. doi:10.1002/suco.201700163.
- [2] ACI: *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19): An ACI standard : commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R-19)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019.
- [3] BERGMEISTER, K.; FINGERLOOS, F.; WÖRNER, J. D. (Hrsg.): *2020 Beton Kalender: Wasserbau, Konstruktion und Bemessung*. Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 109. Edition, 2020.
- [4] BILLON, A.; HENAULT, J. M.; QUIERTANT, M.; TAILLADE, F.; KHADOUR, A.; MARTIN, R.-P.; BENZARTI, K.: *Quantitative strain measurements with distributed fiber optic systems: Qualification of a sensing cable bonded to the surface of a concrete structure*. 7th European Workshop on Structural Health Monitoring, July 8-11, 2014. La Cité, Nantes, France , S. 1941–1948.
- [5] BLOCK, T.: *Zur Interaktion von nichtruhenden Zug- und Querbeanspruchungen bei einbetonierten Ankerschienen*. Diplomarbeit, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2003.
- [6] BOCKLENBERG, L.; MARK, P.: *Thick slab punching with symmetry reductions*. Structural Concrete 103 (11), 2020, S. 735. doi:10.1002/suco.201900480.
- [7] BOCKLENBERG, L.; WINKLER, K.; MARK, P.; RYBARZ, S.: *Low Friction Sliding Planes of Greased PTFE for High Contact Pressures*. Open Journal of Civil Engineering 06 (02), 2016, S. 105–116. doi:10.4236/ojce.2016.62010.
- [8] BOOMKAMP, A.; BEER, A.: *Design approach for transferring longitudinal loads in anchor channels for seismic conditions*. In: *Concrete 2019 - Concrete in Practice - Progress through Knowledge*, Sydney. 2019.



- [9] BRANDT, S.: *Datenanalyse für Naturwissenschaftler und Ingenieure: Mit statistischen Methoden und Java-Programmen*. Springer Spektrum, Berlin, Heidelberg, 5. Edition, 2013.
- [10] BRAULT, A.; HOULT, N.: *Monitoring Reinforced Concrete Serviceability Performance Using Fiber Optic Sensors*. ACI Structural Journal 116 (1), 2019. doi:10.14359/51710870.
- [11] CASUCCI, D.; GROSSER, P.; SCHWENN, M.; ZEMAN, O.: *Influence of edge reinforcement on the concrete breakout strength of anchor channels close to the edge of a concrete member*. ce/papers 3 (2), 2019, S. 219–225. doi:10.1002/cepa.992.
- [12] CEN: *CEN/TS 1992-4-1:2009, Design of fastenings for use in concrete – Part 4-1: General*, 08/2009.
- [13] CEN: *CEN/TS 1992-4-2:2009, Design of fastenings for use in concrete – Part 4-2: Headed fasteners*, 08/2009.
- [14] CEN: *CEN/TS 1992-4-3:2009, Design of fastenings for use in concrete – Part 4-3: Anchor channels*, 08/2009.
- [15] CEN: *CEN/TS 1992-4-4:2009, Design of fastenings for use in concrete – Part 4-4: Post-installed fasteners – Mechanical systems*, 08/2009.
- [16] CEN: *CEN/TS 1992-4-5:2009, Design of fastenings for use in concrete – Part 4-5: Post-installed fasteners – Chemical systems*, 08/2009.
- [17] CEN: *CEN/TR 17080:2018 - Design of fastenings for use in concrete - Anchor channels - Supplementary rules*, 2018.
- [18] CEN: *EN 1992-4:2018 - Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 4: Design of fastenings for use in concrete*, 2018.
- [19] CLAUSS, F.; EPPLE, N.; AHRENS, M. A.; NIEDERLEITHINGER, E.; MARK, P.: *Comparison of Experimentally Determined Two-Dimensional Strain Fields and Mapped Ultrasonic Data Processed by Coda Wave Interferometry*. Sensors 20 (14), 2020, S. 4023. doi:10.3390/s20144023.
- [20] DAFSTB (Hg.): *Erläuterungen zu DIN EN 1992-4 Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton: DAFStb-Heft 615*. Beuth, Berlin, 2019.
- [21] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) vom 10.08.1982: Zulassungsgegenstand: Halfen-Ankerschiene HZA*.
- [22] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) vom 2. April 2018: Halfen-Ankerschienen HZA 29/20, HZA 38/23, HZA 53/34 und HZA 64/44*.

- [23] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) vom 2. April 2018: Jordahl-Ankerschienen JXA-W 29/20, JXA-W 38/23, JXA-W 53/34 und JXA-W 64/44.*
- [24] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) vom 20.09.1989: Zulassungsgegenstand: Jordahl-Ankerschienen Typ JZA.*
- [25] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) vom 27.11.2000: Zulassungsgegenstand: Halfen-Ankerschiene HZA 29/20 und HZA 38/23.*
- [26] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) vom 27.11.2000: Zulassungsgegenstand: Jordahl-Ankerschienen JXA-W 29/20 und JXA-W 38/23.*
- [27] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: *Europäische Technische Bewertung ETA-09/0339: Halfen Ankerschiene HTA, 28. Juni 2018.*
- [28] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: *Europäische Technische Bewertung ETA-18/0862: fischer Ankerschiene FES mit fischer Spezialschrauben FBC, 12. August 2019.*
- [29] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK: *Europäische Technische Zulassung ETA-11/0006, 18.07.2018: Hilti HAC-HBC Anchor Channel.*
- [30] DIN: *DIN CEN/TR 17080:2019-04, Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton - Ankerschienen - Ergänzende Regelungen; Deutsche Fassung CEN/TR 17080:2018, 2019.* doi: 10.31030/3038364.
- [31] DIN: *DIN EN 1992-4 - Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton, 2019.* doi: 10.31030/2541030.
- [32] DOCEVSKA, M.; MARKOVSKI, G.; MARK, P.: *Experimental investigation on the reversibility of concrete creep under repeating loads.* *Materials and Structures* 52 (4), 2019, S. 128. doi: 10.1617/s11527-019-1384-3.
- [33] DOCEVSKA, M.; MARKOVSKI, G.; MARK, P.: *Creeping effects of concrete under varying stress histories.* *Scientific Journal of Civil Engineering* 8 (2), 2020, S. 95–100.
- [34] EGERT, C.: *Lineare statistische Modellierung und Interpretation in der Praxis.* Oldenbourg Wissenschaftsverlag, München, 2013. doi:10.1524/9783486723809.
- [35] ELIGEHAUSEN, R.: *Bemessung von Befestigungen in Beton mit Teilsicherheitsbeiwerten.* *Bauingenieur* (65), 1990, S. 295–305.
- [36] ELIGEHAUSEN, R.; ASMUS, J.; LOTZE, D.; POTTHOFF, M.: *Ankerschienen: Kapitel XII.* In: K. Bergmeister; J.-D. Wörner (Hrsg.) *Beton-Kalender 2007.* Wiley-VCH Verlag GmbH, D-69451 Weinheim, Germany, 2006, S. 375–435.

- [37] ELIGEHAUSEN, R.; FUCHS, W.: *Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Querkzug-, Schrägzug- und Biegebeanspruchung*. Betonwerk + Fertigteil-Technik 54 (2), 1988, S. 48–56.
- [38] ELIGEHAUSEN, R.; FUCHS, W.; MAYER, B.: *Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Zugbeanspruchung*. Betonwerk + Fertigteil-Technik 53 (12), 1987, S. 826–832, 54 (1), 1988, S. 29–35.
- [39] ELIGEHAUSEN, R.; MALLÉE, R.: *Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau*. Bauingenieur-Praxis. Ernst & Sohn, Berlin, 2000.
- [40] ELIGEHAUSEN, R.; MALLÉE, R.; SILVA, J. F.: *Anchorage in Concrete Construction*. Ernst & Sohn, Berlin, 1. Edition, 2013.
- [41] ENGELBRECHT, R.: *Nichtlineare Faseroptik: Grundlagen und Anwendungsbeispiele*. Springer Vieweg, Berlin, 2014. doi:10.1007/978-3-642-40968-4.
- [42] ENGELBRECHT, R.: *Fiber Optic Strain and Temperature Sensing: Overview of Principles: In: AMA Conferences 2017 – SENSOR 2017 and IRS<sup>2</sup> 2017, Nürnberg, 2017*. doi:10.5162/sensor2017/B6.1.
- [43] EUROPEAN ORGANISATION FOR TECHNICAL ASSESSMENT: *European Assessment Document (EAD) - Anchor Channels: EAD 330008-02-0601, Februar 2016*.
- [44] EUROPEAN ORGANISATION FOR TECHNICAL ASSESSMENT: *ETAG 001 - Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete - Annex A: Details of tests*, April 2013.
- [45] FAHRMEIR, L.; HEUMANN, C.; KÜNSTLER, R.; PIGEOT, I.; TUTZ, G.: *Statistik: Der Weg zur Datenanalyse*. Springer-Lehrbuch. Springer Spektrum, Berlin and Heidelberg, 8. Edition, 2016. doi:10.1007/978-3-662-50372-0.
- [46] FAHRMEIR, L.; KNEIB, T.; LANG, S.: *Regression: Modelle, Methoden und Anwendungen*. Statistik und ihre Anwendungen. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2. Edition, 2009. doi: 10.1007/978-3-642-01837-4.
- [47] FIB: *Design of anchorages in concrete: Guide to good practice, Bulletin / International Federation for Structural Concrete Guide to good practice*, Band 58. Internat. Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, 2011.
- [48] FISCHER, O.; THOMA, S.; CREPAZ, S.: *Distributed fiber optic sensing for crack detection in concrete structures*. Civil Engineering Design 1 (3-4), 2019, S. 97–105. doi:10.1002/cend.201900008.

- [49] FISCHER, O.; THOMA, S.; CREPAZ, S.: *Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen*. Beton- und Stahlbetonbau 111 (8), 2019, S. 496–505. doi:10.1002/best.201800089.
- [50] FORMAN, P.; MARK, P.: *Generalisierungsmethoden für den modularen Präzisionsschnellbau*. BWI - Betonwerk International (4), 2020.
- [51] FORMAN, P.; PENKERT, S.; KÄMPER, C.; STALLMANN, T.; MARK, P.; SCHNELL, J.: *A survey of solar concrete shell collectors for parabolic troughs*. Renewable and Sustainable Energy Reviews 134, 2020. doi:10.1016/j.rser.2020.110331.
- [52] FRÖHLICH, T.; LOTZE, D.: *Influence of static load level on the fatigue behavior of anchor channels*. In: A. Sharma; J. Hofmann (Hrsg.) *3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*. Universität Stuttgart, 2017, S. 527–536.
- [53] FUCHS, W.: *EN 1992-4: Design of fastenings for use in concrete*. Beiträge zur 3. DAFStb-Jahrestagung mit 56. Forschungskolloquium (11./12. November 2015, Universität Stuttgart), 2015.
- [54] FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.: *Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen*. Beton- und Stahlbetonbau 90 (1), 1995, S. 6–9. doi:10.1002/best.199500020.
- [55] FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.; BREEN, J. E.: *Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening in Concrete*. ACI Structural Journal 92 (1), 1995, S. 73–93.
- [56] FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.; HOFMANN, J.: *EN 1992-4 - The long route to a European standard for fastenings in concrete*. In: A. Sharma; J. Hofmann (Hrsg.) *3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*. Universität Stuttgart, 2017.
- [57] FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.; HOFMANN, J.: *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton: EN 1992-4, der neue Eurocode 2, Teil 4*. Beton- und Stahlbetonbau 115 (1), 2020, S. 36–44. doi:10.1002/best.201900033.
- [58] GAGANELIS, G.; MARK, P.: *Downsizing weight while upsizing efficiency: An experimental approach to develop optimized ultra-light UHPC hybrid beams*. Structural Concrete 20 (6), 2019, S. 1883–1895. doi:10.1002/suco.201900215.
- [59] GARDNER, M.; WESSER, S.: *Mathematischer Karneval*. Ullstein, Frankfurt/M., 7. Edition, 1979.
- [60] GÖDDE, L.; HEEK, P.; MARK, P.; STRACK, M.: *Stahlfaserbeton*. In: J. Hegger; P. Mark (Hrsg.) *Stahlbetonbau*. Bauwerk - Beuth Verlag GmbH, Berlin, Wien und Zürich, 2017.

- [61] GOM: *GOM Testing Technical Documentation since V8 SR1: Basics of Digital Image Correlation and Strain Calculation; (GOM Testing Technische Dokumentation ab V8 SR1: Grundlagen der digitalen Bildkorrelation und Dehnungsberechnung)*, Braunschweig, 2016.
- [62] GRIDGEMAN, N. T.: *Lame Ovals*. The Mathematical Gazette 54 (387), 1970, S. 31. doi:10.2307/3613154.
- [63] GROSSER, P.: *Load-bearing behavior and design of anchorages subjected to shear and torsion loading in uncracked concrete*. Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2012.
- [64] GROSSER, P.; BASCHE, H.: *Bemessung von Ankerschienen unter Querbeanspruchung am Bauteilrand*. In: DAfStb (Hg.) *Erläuterungen zu DIN EN 1992-4 Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton: DAfStb-Heft 615*. Beuth, Berlin, 2019.
- [65] GROSSER, P.; ELIGEHAUSEN, R.; OZBOLT, J.: *3D FE Analysis of anchor channels and headed anchors under shear load close to the edge*. In: B. H. Oh et al (Hg.) *Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures - Recent Advances in Fracture Mechanics of Concrete*. 2010, S. 560–567.
- [66] GÜEMES, A.; FERNÁNDEZ-LÓPEZ, A.; SOLLER, B.: *Optical Fiber Distributed Sensing - Physical Principles and Applications*. Structural Health Monitoring: An International Journal 9 (3), 2010, S. 233–245. doi:10.1177/1475921710365263.
- [67] GÜREŞ, S.: *Zum Tragverhalten von Ankerschienenbefestigungen unter nichtruhenden Beanspruchungen: Dissertation*. Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau. Shaker, Aachen, 2005.
- [68] HACKL, P.: *Einführung in die Ökonometrie*. Pearson, München, 2. Edition, 2013.
- [69] HALFEN: *Technische Information: Halfenschienen: Produktinformation Technik*, 2019.
- [70] HANENKAMP, W.; GÜREŞ, S.: *Zum Tragverhalten von Ankerschienen unter ermüdungsrelevanten Einwirkungen*. Stahlbau 73 (9), 2004, S. 668–675. doi:10.1002/stab.200490170.
- [71] HEEK, P.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *Incremental-iterative model for time-variant analysis of SFRC subjected to flexural fatigue*. Materials and Structures 50 (1), 2016. doi:10.1617/s11527-016-0928-z.
- [72] HEEK, P.; TKOCZ, J.; MARK, P.: *A thermo-mechanical model for SFRC beams or slabs at elevated temperatures*. Materials and Structures 51 (4), 2018. doi:10.1617/s11527-018-1218-8.
- [73] HENAULT, J.-M.; MOREAU, G.; BLAIRON, S.; SALIN, J.; COURIVAUD, J.-R.; TAILLADE, F.; MERLIOT, E.; DUBOIS, J.-P.; BERTRAND, J.; BUSCHAERT, S.; MAYER, S.; DELEPINE-LESOILLE, S.: *Truly Distributed Optical Fiber Sensors for Structural Health Monitoring: From the Telecommunication Optical Fiber Drawling Tower to Water Leakage Detection in Dikes and*

- Concrete Structure Strain Monitoring*. *Advances in Civil Engineering* 2010 (8), 2010, S. 1–13. doi:10.1155/2010/930796.
- [74] HENAULT, J.-M.; QUIERTANT, M.; DELEPINE-LESOILLE, S.; SALIN, J.; MOREAU, G.; TAILLADE, F.; BENZARTI, K.: *Quantitative strain measurement and crack detection in RC structures using a truly distributed fiber optic sensing system*. *Construction and Building Materials* 37, 2012, S. 916–923. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.05.029.
- [75] HENAULT, J. M.; SALIN, J.; MOREAU, G.; DELEPINE-LESOILLE, S.; BERTAND, J.; TAILLADE, F.; QUIERTANT, M.; BENZARTI, K.: *Qualification of a truly distributed fiber optic technique for strain and temperature measurements in concrete structures*. *EPJ Web of Conferences* 12, 2011, S. 1–8. doi:10.1051/epjconf/20111203004.
- [76] HILTI: *Hilti North American Product Technical Guide - Cast-In Anchor Channel - Technical Guide*.
- [77] HOEHLER, M. S.: *Behavior and Testing of Fastenings to Concrete for use in Seismic Applications*. Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2006.
- [78] HOFMANN, J.; PERISKIC, G.: *Zum Bemessungskonzept für das Verhalten von Befestigungen unter Brandbeanspruchung*. In: DAfStb (Hg.) *Erläuterungen zu DIN EN 1992-4 Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton: DAfStb-Heft 615*. Beuth, Berlin, 2019, S. 219–234.
- [79] HOMMA, T.; SALTELLI, A.: *Importance measures in global sensitivity analysis of nonlinear models*. *Reliability Engineering and System Safety* 52 (1), 1996, S. 1–17.
- [80] ICC EVALUATION SERVICE: *Acceptance Criteria for Anchor Channels in Concrete Elements: AC 232, Februar 2019*.
- [81] IMAN, R. L.; CONOVER, W. J.: *Small sample sensitivity analysis techniques for computer models with an application to risk assessment*. *Communications in Statistics - Theory and Methods* 9 (17), 2007, S. 1749–1842. doi:10.1080/03610928008827996.
- [82] IMRE SOLT: *Dubai Construction Update Part 10 Page 19 at Post 368: Lizenz: CC BY-SA 3.0, <https://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/legalcode>. <https://www.skyscrapercity.com/threads/dubai-constructions-update-by-imre-part-10.563991/>. Letzter Zugriff: 25.09.2020*.
- [83] JORDAHL: *Technische Information: JORDAHL Schienen und Zubehör, 11-2016*.
- [84] JULIER, F.: *Zur Tragfähigkeit von warmgewalzten und gezahnten Ankerschienen JXA W53/34 und HZA 53/34*. *BWI - Betonwerk International* (6), 2010, S. 164–167.
- [85] KAISERLICHES PATENTAMT: *Patentschrift Nr. 292751 für Anders Jordahl: Aufnahme von Befestigungsbolzen für Lagerböcke und dgl.*, Berlin, 1916.

- [86] KÄMPER, C.; FORMAN, P.; STALLMANN, T.; AHRENS, M. A.; MARK, P.; SCHNELL, J.: *Optimised High-Performance Concrete Shells for Parabolic Trough Collectors*. Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures 58 (1), 2017, S. 105–119. doi:10.20898/j.iass.2017.191.843.
- [87] KATHAGE, K.: *Die Europäische Technische Bewertung: Unabhängig, bauaufsichtlich anerkannt, europäisch*. Bautechnik 94 (5), 2017, S. 324–327. doi:10.1002/bate.201700023.
- [88] KINDLER, A.; GROSSWIG, S.: *Distributed Strain Sensing in der Geotechnik*. Bautechnik 95 (5), 2018, S. 385–393. doi:10.1002/bate.201800005.
- [89] KNAB, F.; ANTRETTER, F.: *Befestigungen jenseits von Zulassungen*. Beton- und Stahlbetonbau 114 (1), 2018, S. 14–23. doi:10.1002/best.201800081.
- [90] KOCUR, G. K.; CHATZI, E.; HÄUSLER, F.: *The structural behavior of serrated cast-in anchor channels – a numerical study on the longitudinal loading close to the edge*. In: V. Saouma, J. Bolander, and E. Landis (Hg.) *Proceedings of the 9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures - FraMCoS-9*. 2016.
- [91] KOCUR, G. K.; KONERTZ, D.; CLAUSS, F.; MARK, P.; HÄUSLER, F.: *Fibre optics for measuring the load transmission of anchor channels into concrete*. In: W. Derkowski; P. Gwozdzie-wicz; et al. (Hrsg.) *Concrete – innovations in materials, design and structures, fib Symposium 2019, Krakow*. 2019, S. 625–634.
- [92] KOCUR, G. K.; KONERTZ, D.; MARK, P.; BEER, A.; HÄUSLER, F.: *Determination of concrete breakout strength for cast-in channels with multiple anchors exposed to shear loads*. In: A. Sharma; J. Hofmann (Hrsg.) *3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*. Universität Stuttgart, 2017, S. 500–507.
- [93] KONERTZ, D.; KOCUR, G. K.; CLAUSS, F.; HÄUSLER, F.; MARK, P.: *Anchor channels under 3D-load interaction – new approaches to load distribution and design*. In: W. Derkowski; P. Gwozdzie-wicz; et al. (Hrsg.) *Concrete – innovations in materials, design and structures, fib Symposium 2019, Krakow*. 2019, S. 635–642.
- [94] KONERTZ, D.; KOCUR, G. K.; HÄUSLER, F.; MARK, P.: *Concrete breakout strength of anchor channels in edge and corner situations under perpendicular shear loading*. In: A. Sharma; J. Hofmann (Hrsg.) *3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*. Universität Stuttgart, 2017, S. 468–479.
- [95] KONERTZ, D.; KOCUR, G. K.; HÄUSLER, F.; MARK, P.: *Longitudinal shear transmission of anchor channels into concrete - An experimental approach*. Structural Concrete 88, 2020, S. 1–13. doi:10.1002/suco.202000133.

- [96] KONERTZ, D.; LÖSCHMANN, J.; CLAUSS, F.; MARK, P.: *Faseroptische Messung von Dehnungs- und Temperaturfeldern*. Bauingenieur 94 (7/8), 2019, S. 292–300.
- [97] KONERTZ, D.; MAHREHOLTZ, C.; MARK, P.: *Ankerschienen unter räumlicher Beanspruchung – Experimente zur Horizontallastinteraktion*. In: W. Breit; et al. (Hrsg.) *Beiträge zur 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium*, Band II. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. (DAfStb), Berlin, 2017, S. 189–200.
- [98] KONERTZ, D.; MAHREHOLTZ, C.; MARK, P.: *Verification of a Load Distribution Model for Anchor Channels in the Experimental Virtual Lab*. In: *Concrete 2019 - Concrete in Practice - Progress through Knowledge*, Sydney. 2019.
- [99] KRAUS, J.: *Tragverhalten und Bemessung von Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung*. Dissertation, Universität Stuttgart, 2003. doi:10.18419/OPUS-166.
- [100] KÜNZEL, A.: *Parameteridentifikation auf Basis faseroptisch gemessener quasi-kontinuierlicher Dehnungssignale*. Dissertation, Technische Universität Berlin, 2016. doi:10.14279/DEPOSITONCE-5558.
- [101] LI, L.: *Required Thickness of Flexurally Rigid Baseplate for Anchor Fastenings*. In: D.A. Hordijk and M. Luković (Hg.) *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*. Springer International Publishing, 2018.
- [102] LOOK, K.; HEEK, P.; MARK, P.: *Stahlfaserbetonbauteile praxisgerecht berechnen, bemessen und optimieren*. Beton- und Stahlbetonbau 114 (5), 2019, S. 296–306. doi:10.1002/best.201800097.
- [103] LÖSCHMANN, J.; CLAUSS, F.; MARK, P.: *Verstärken von Stahlbetontragwerken mit Temperaturinduktion*. Beton- und Stahlbetonbau 52, 2020, S. 1–12. doi:10.1002/best.202000038.
- [104] LÖSCHMANN, J.; MARK, P.: *Betonbauteile mit eingeschlitzter Bewehrung – Verstärkung mittels Temperaturinduktion*. BFT International 86 (2), 2020, S. 130.
- [105] LUNA INNOVATIONS INC.: *Data Sheet: „High-Definition Fiber Optic Strain Sensors“*: [https://lunainc.com/wp-content/uploads/2016/10/Sensors\\_DataSheet\\_Template\\_final\\_092216.pdf](https://lunainc.com/wp-content/uploads/2016/10/Sensors_DataSheet_Template_final_092216.pdf). Letzter Zugriff: 04.02.2020.
- [106] LUNA INNOVATIONS INC.: *Data Sheet: „ODiSI-B – Optical distributed sensor interrogator“*: [https://lunainc.com/wp-content/uploads/2016/07/ODB5\\_DataSheet\\_Rev13\\_020217.pdf](https://lunainc.com/wp-content/uploads/2016/07/ODB5_DataSheet_Rev13_020217.pdf). Letzter Zugriff: 04.02.2020.
- [107] MAHREHOLTZ, C.: *Non-seismic and seismic qualification and design of anchor channels with channel bolts*. Australian Earthquake Engineering Society 2016 Conference, Nov 25-27, Melbourne, Australia 2016.



- [108] MAHREHOLTZ, C.; AYOUBI, M.; MÜLLER, S.; BACHSCHMID, S.: *Tension and shear performance of anchor channels with channel bolts cast in Fibre Reinforced Concrete (FRC)*. In: *Proceedings: 7th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum (EACEF), Stuttgart, 2019*.
- [109] MAHREHOLTZ, C.; ELIGEHAUSEN, R.; REINHARDT, H.-W.: *Design of post-installed reinforcing bars as end anchorage or as bonded anchor*. *Engineering Structures* 100, 2015, S. 645–655. doi:10.1016/j.engstruct.2015.06.028.
- [110] MAHREHOLTZ, C.; SHARMA, A.: *Comparison of design rules for anchor channels with channel bolts*. In: A. Sharma; J. Hofmann (Hrsg.) *3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*. Universität Stuttgart, 2017, S. 455–467.
- [111] MAHREHOLTZ, C.; SHARMA, A.: *Qualification and design of anchor channels with channel bolts according to the new EN 1992-4 and ACI 318*. *Structural Concrete* 90 (4), 2019, S. 407. doi:10.1002/suco.201800341.
- [112] MALLÉE, R.: *Befestigungen über Eck unter Zug- und Querlast*. *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (1), 2009, S. 37–47. doi:10.1002/best.200800652.
- [113] MALLÉE, R.; FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.: *Bemessung von Verankerungen in Beton nach EN 1992-4*. In: K. Bergmeister; F. Fingerloos; J. D. Wörner (Hrsg.) *2020 Beton Kalender*. Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 2020, S. 293–408.
- [114] MARK, P.; GÖDDE, L.; HEEK, P.; STRACK, M.: *Stahlfaserbeton*. In: A. Goris; J. Hegger; P. Mark (Hrsg.) *Stahlbetonbau aktuell 2014*, Bauwerk. Beuth, Berlin, 2014, S. E.1–E.65.
- [115] MARK, P.; LEHNEN, D.: *Axialmomente bei Flachgründungen - Teil 2: -Anwendung auf Rechteck- und Kreisfundamente*. *Bautechnik* 80 (6), 2003, S. 366–371. doi:10.1002/bate.200303030.
- [116] MARK, P.; SANIO, D.; SCHINDLER, S.: *Monitoring und Visualisierung im Infrastrukturbau*. In: M. Curbach (Hg.) *Tagungsband 29. Dresdner Brückenbausymposium*. Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, Dresden, 2019, S. 47–57.
- [117] MCKAY, M. D.; BECKMAN, R. J.; CONOVER, W. J.: *A Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code*. *Technometrics* 21 (2), 1979, S. 239–245. doi:10.2307/1268522.
- [118] NEIKES, W.; JULIER, F.: *Neues Bemessungskonzept für die Interaktion zwischen Stahl und Beton am Beispiel von Ankerschienen*. In: W. Fuchs; R. Eligehausen (Hrsg.) *Befestigungstechnik, Bewehrungstechnik und ... II*. Ibidem-Verlag, Stuttgart, 2012, S. 201–221.
- [119] NUTI, C.; SANTINI, S.: *Fastening Technique in Seismic Areas: A Critical Review*. *Tailor Made Concrete Structures – Walraven & Stoelhorst (Hrsg.)* 2008.

- [120] OBEL, M.: *Ein konsekutives Konzept zur probabilistischen Risikobewertung setzungsinduzierter Bauwerksschädigungen*. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau. Shaker, Düren, 2019.
- [121] OBEL, M.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *Metamodel-Based Prediction of Structural Damages due to Tunneling-Induced Settlements*. ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering 6 (4), 2020. doi:10.1061/AJRUA6.0001092.
- [122] OBEL, M.; MARWAN, A.; ALSAHLY, A.; FREITAG, S.; MARK, P.; MESCHKE, G.: *Schadensbewertungskonzepte für innerstädtische Bauwerke bei maschinellen Tunnelvortrieben*. Bauingenieur 93 (12), 2018, S. 482–491.
- [123] OLUOKON, F. A.; BURDETTE, E. G.: *Behavior of channel anchors in thin slabs under combined shear and tension (pullout) loads*. ACI Structural Journal 1993, S. 407–413.
- [124] PAPULA, L.: *Mathematische Formelsammlung: Für Ingenieure und Naturwissenschaftler ; [mit zahlreichen Rechenbeispielen und einer ausführlichen Integraltafel]*. Springer Vieweg, Wiesbaden, 11. Edition, 2014. doi:10.1007/978-3-8348-2311-3.
- [125] PARK, J.; PLAMPER-HELLWIG, D.: *Untersuchung des Tragwiderstandes von Ankerschienensystemen unter Erdbebenbeanspruchungen*. Bauingenieur 87 (D-A-CH - Mitteilungsblatt), 2012.
- [126] PERISKIC, G.: *Entwicklung eines 3D thermo-hygro-mechanischen Modells für Beton unter Brandbeanspruchung und Anwendung auf Befestigungen unter Zuglasten*. Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2009.
- [127] PETERS, K. J.; INAUDI, D.: *Fiber optic sensors for assessing and monitoring civil infrastructures*. In: H. Sohn; J. P. Lynch; M. L. Wang (Hrsg.) *Sensor technologies for civil infrastructures*, Woodhead Publishing series in electronic and optical materials. Woodhead Publishing, Cambridge, U.K. and Waltham, Mass, 2014, S. 121–158. doi:10.1533/9780857099136.121.
- [128] PETERSEN, C.: *Stahlbau*. Springer Fachmedien, Wiesbaden, 2013. doi:10.1007/978-3-8348-8610-1.
- [129] POTTHOFF, M.: *Tragverhalten und Bemessung von Ankerschienensystemen unter Querbelastrung*. Dissertation, Universität Stuttgart, 2008. doi:10.18419/OPUS-293.
- [130] POWELL, J. B.; BURDETTE, E. G.; OLUOKON, F. A.: *Prediction of Pullout Capacity of Channel Anchors*. ACI Structural Journal 88 (5), 1991. doi:10.14359/2799.
- [131] POWELL, J. B.; BURDETTE, E. G.; OLUOKON, F. A.: *Prediction of Shear Capacity of Channel Anchors in Thin Slabs*. ACI Structural Journal 89 (5), 1992. doi:10.14359/2987.

- [132] PUTKE, T.; BOHUN, R.; MARK, P.: *Experimental analyses of an optimized shear load transfer in the circumferential joints of concrete segmental linings*. Structural Concrete 16 (4), 2015, S. 572–582. doi:10.1002/suco.201500013.
- [133] RAJEEV, P.; KODIKARA, J.; CHIU, W. K.; KUEN, T.: *Distributed Optical Fibre Sensors and their Applications in Pipeline Monitoring*. Key Engineering Materials 558, 2013, S. 424–434. doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.558.424.
- [134] REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R.; MALLÉE, R. (Hrsg.): *Befestigungstechnik*. Beton-Kalender 1992, Band II. Wilhem Ernst & Sohn, Berlin, 1992.
- [135] REICK, M.: *Brandverhalten von Befestigungen mit großem Randabstand in Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung*. Dissertation, Universität Stuttgart, 2001.
- [136] ROESER, W.; SCHLÜTER, J.-H.: *Befestigungsmittel in europäischen Erdbebengebieten*. In: DAFStb (Hg.) *Erläuterungen zu DIN EN 1992-4 Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton: DAFStb-Heft 615*. Beuth, Berlin, 2019, S. 212–218.
- [137] ROIK, M.: *Supporting the codes: Experimental results confirm theoretical approaches, shown by example of a new generation of anchor channels*. In: *Third international fib congress incorporating the PCI annual convention and bridge conference 2010*. Washington, DC, 2011, S. 2094–2103.
- [138] SALTELLI, A.: *Global sensitivity analysis: The primer*. John Wiley, Chichester, England and Hoboken, NJ, 2008. doi:10.1002/9780470725184.
- [139] SALTELLI, A.; TARANTOLA, S.; CAMPOLONGO, F.; RATTO, M.: *Sensitivity analysis in practice: A guide to assessing scientific models*. Wiley, Hoboken, NJ, 2004.
- [140] SAMIEC, D.: *Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Ortsauflösung*. Photonik 2011 (Heft 6), S. 34–37.
- [141] SANIO, D.: *Genauigkeit monitoringbasierter Lebensdauerprognosen von Betonbrücken bei Spannstahlermüdung*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2016.
- [142] SANIO, D.; AHRENS, M. A.; MARK, P.; RODE, S.: *Untersuchung einer 50 Jahre alten Spannbetonbrücke zur Genauigkeitssteigerung von Lebensdauerprognosen*. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2), 2014, S. 128–137. doi:10.1002/best.201300079.
- [143] SANIO, D.; LÖSCHMANN, J.; MARK, P.; AHRENS, M. A.: *Bauwerksmessungen versus Rechenkonzepte zur Beurteilung von Spannstahlermüdung in Betonbrücken*. Bautechnik 95 (2), 2018, S. 99–110. doi:10.1002/bate.201700092.

- [144] SCHENA, E.; TOSI, D.; SACCOMANDI, P.; LEWIS, E.; KIM, T.: *Fiber Optic Sensors for Temperature Monitoring during Thermal Treatments: An Overview*. *Sensors* 16 (7), 2016, S. 1144. doi:10.3390/s16071144.
- [145] SCHMID, K.: *Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen am Bauteilrand mit Rückhängebewehrung unter Querlasten rechtwinklig zum Rand*. Dissertation, Universität Stuttgart, 2010. doi:10.18419/OPUS-347.
- [146] SCHMIDT, T.: *Tragverhalten von Ankerschienen unter Querlast in Schienenlängsrichtung*. Dissertation, Universität Stuttgart, 2017. doi:10.18419/OPUS-9151.
- [147] SCHMIDT, T.; HOFMANN, J.: *Anchor channels under shear load acting in the longitudinal direction of the channel axis*. In: A. Sharma; J. Hofmann (Hrsg.) *3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*. Universität Stuttgart, 2017, S. 480–488.
- [148] SIPPEL, M.: *Erläuterungen zu DIN EN 1992-4 / DAfStb Heft 615*. Neues aus der Befestigungstechnik, 5. Jahrestagung des DAfStb, 2017 .
- [149] SIPPEL, M.; HOFMANN, J.: *Bemessung von Befestigungen im Betonbau: Die neue DIN-EN 1992-4 - Aktuelles, Erläuterungen und Hintergründe*. *BFT International* (2), 2016, S. 173–175.
- [150] SIPPEL, M.; IGNATIADIS, A.: *Die Bemessung von Befestigungen im Beton wird jetzt erstmals in einer Norm geregelt und beschrieben: Veröffentlichung der neuen EN 1992-4 im Frühling - Konkrete Praxishilfe im Erläuterungsheft des DAfStb*. *Der Prüfenieur* (Mai), 2019, S. 8–9.
- [151] SOBOL', I.: *Sensitivity Estimates for Nonlinear Mathematical Models*. *Mathematical modeling and computational experiment*, 1993 , S. 407–414.
- [152] SOBOL', I.: *Global sensitivity indices for nonlinear mathematical models and their Monte Carlo estimates*. *Mathematics and Computers in Simulation* 55 (1-3), 2001, S. 271–280. doi:10.1016/S0378-4754(00)00270-6.
- [153] SPECK, K.; VOGDT, F.; CURBACH, M.; PETRYNA, Y.: *Faseroptische Sensoren zur kontinuierlichen Dehnungsmessung im Beton*. *Beton- und Stahlbetonbau* 135 (11), 2019, S. 1274. doi: 10.1002/best.201800105.
- [154] TIAN, K.: *Concrete failure of headed stud fasteners exposed to fire and loaded in shear : experimental and numerical study*. Dissertation, Universität Stuttgart, 2019.
- [155] TIAN, K.; OZBOLT, J.; SHARMA, A.; HOFMANN, J.: *Experimental study on concrete edge failure of single headed stud anchors after fire exposure*. *Fire Safety Journal* 96, 2018, S. 176–188.
- [156] TIETJEN, G. L.: *The Analysis and Detection of Outliers*. In: R. B. D'Agostino; M. A. Stephens (Hrsg.) *Goodness-of-Fit-Techniques*, Statistics. CRC Press, New York, 1986, S. 497–522.

- [157] VILLALBA, S.; CASAS, J. R.: *Application of optical fiber distributed sensing to health monitoring of concrete structures*. Mechanical Systems and Signal Processing 39 (1-2), 2013, S. 441–451. doi:10.1016/j.ymssp.2012.01.027.
- [158] WEISBRICH, M.; HOLSCHMACHER, K.; KAESEBERG, S.: *Comparison between different Fiber Optical Strain Measurement Systems Based on the Example of Reinforcing Bars*. Procedia Engineering 172, 2017, S. 1235–1242. doi:10.1016/j.proeng.2017.02.145.
- [159] WINKLER, K.; MARK, P.; HEEK, P.; ROHLÄNDER, S.; SOMMER, S.: *Punching shear tests on symmetrically reduced slab quarters*. Structural Concrete 15 (4), 2014, S. 484–496. doi: 10.1002/suco.201400022.
- [160] WINTER, D.: *Optische Verschiebungsmessung nach dem Objektrasterprinzip mit Hilfe eines flächenorientierten Ansatzes*. Dissertation, Technische Universität Carola-Wilhelmina zu Braunschweig, 1993.
- [161] WOHLFAHRT, R.: *Tragverhalten von Ankerschienen ohne Rückhängebewehrung: Dissertation, Mitteilungen / Institut für Werkstoffe im Bauwesen. Universität Stuttgart, Band 4. Stuttgart, 1996.*
- [162] WOOLDRIDGE, J. M.: *Introductory econometrics: A modern approach*. South-Western, Cengage Learning, Mason, OH, USA, 5. Edition, 2013.
- [163] YE, X. W.; SU, Y. H.; HAN, J. P.: *Structural health monitoring of civil infrastructure using optical fiber sensing technology: A comprehensive review*. The Scientific World Journal 2014, S. 1–11. doi:10.1155/2014/652329.
- [164] ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer Berlin Heidelberg, 2010. doi:10.1007/978-3-540-70638-0.

**Ergänzende Versuchsdaten**

---

## A.1 Versuchsprogramm der Interaktionsversuche

**Tabelle A.1:** Versuchsprogramm und Probekörpergeometrien

Konfiguration	Versuchsbezeichnung	Lastrichtungen		Anzahl Versuche
		$\alpha$ [°]	$\beta$ [°]	
RL	RL-90-0	90	0	2
	RL-90-22,5	90	22,5	2
	RL-90-45	90	45	2
	RL-90-67,5	90	67,5	2
	RL-90-90	90	90	4
RQ	RQ-90-0	90	0	2
	RQ-90-22,5	90	22,5	2
	RQ-90-45	90	45	4
	RQ-90-67,5	90	67,5	2
	RQ-90-90	90	90	2
E	E-0-0	0	0	2
	E-0-22,5	0	22,5	2
	E-0-45	0	45	2
	E-0-67,5	0	67,5	2
	E-22,5-0	22,5	0	2
	E-22,5-22,5	22,5	22,5	2
	E-22,5-45	22,5	45	2
	E-22,5-67,5	22,5	67,5	-
	E-45-0	45	0	3
	E-45-22,5	45	22,5	2
	E-45-45	45	45	2
	E-45-67,5	45	67,5	2
	E-67,5-0	67,5	0	2
	E-67,5-22,5	67,5	22,5	2
	E-67,5-45	67,5	45	2
	E-67,5-67,5	67,5	67,5	-
	E-90-0	90	0	2
	E-90-22,5	90	22,5	2
	E-90-45	90	45	2
	E-90-67,5	90	67,5	2
E-90-90	90	90	3	

## A.2 Übersicht der Versuchsergebnisse

Die nachfolgenden Zusammenfassungen zeigen die reinen Ergebnisse der durchgeführten Versuche. Die angegebenen Maximallasten  $F_{max}$  entsprechen den Werten im Versuch und sind nicht normiert.

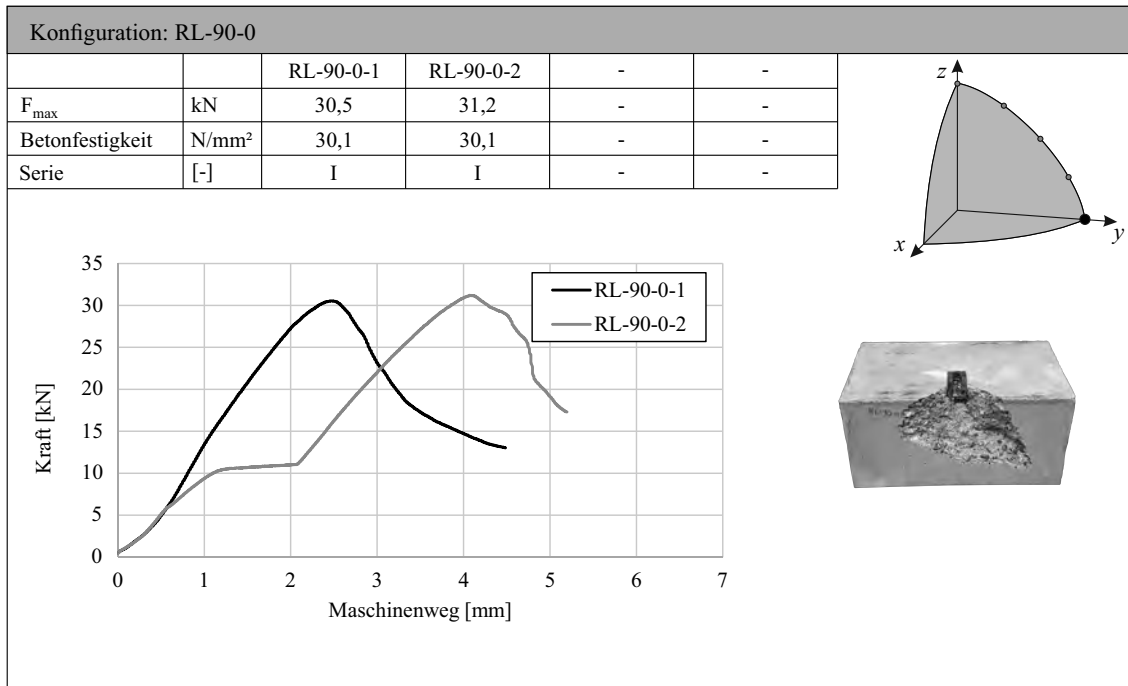


Abbildung A.1: Versuchsergebnisse Konfiguration RL-90-0



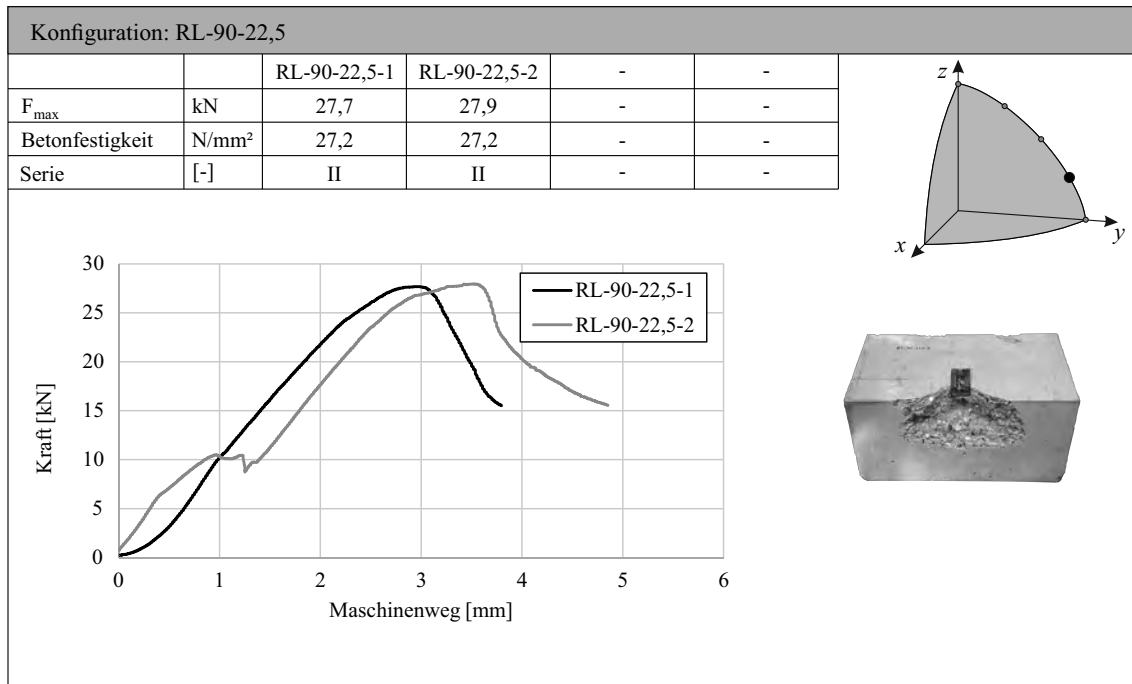


Abbildung A.2: Versuchsergebnisse Konfiguration RL-90-22,5

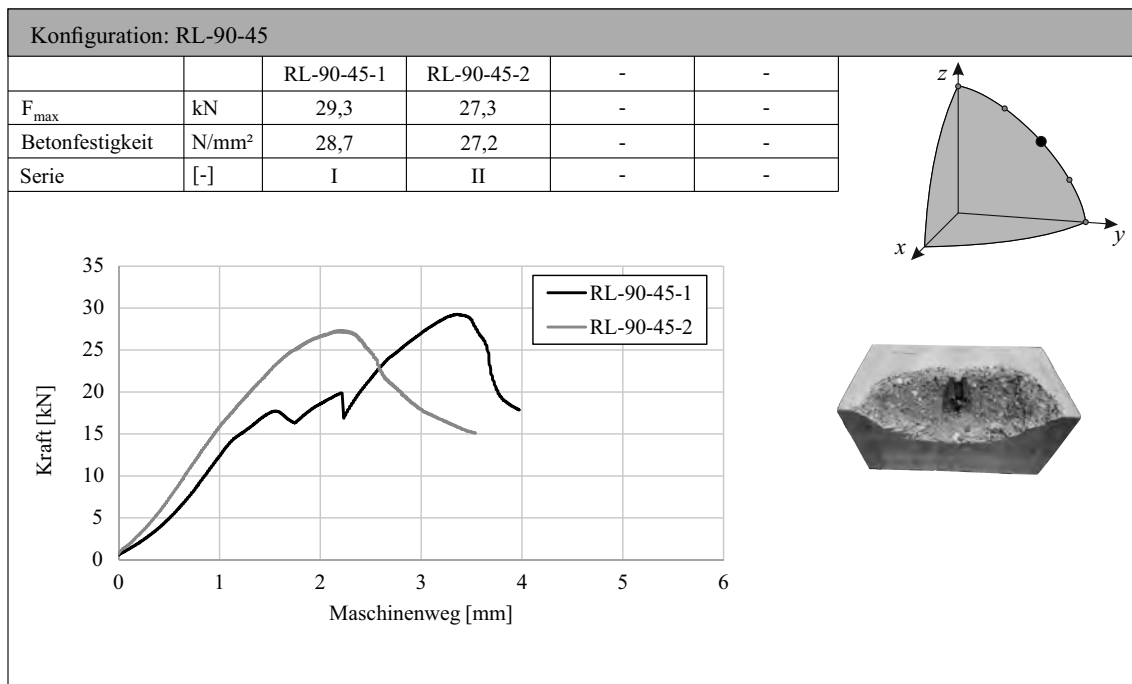


Abbildung A.3: Versuchsergebnisse Konfiguration RL-90-45

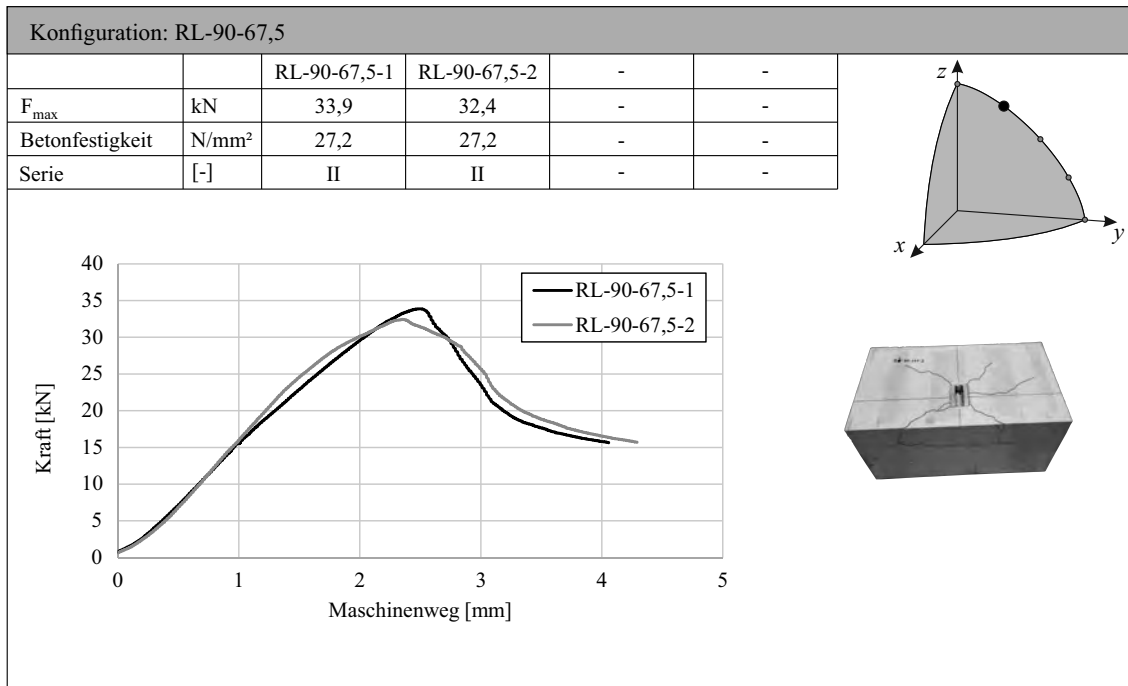


Abbildung A.4: Versuchsergebnisse Konfiguration RL-90-67,5

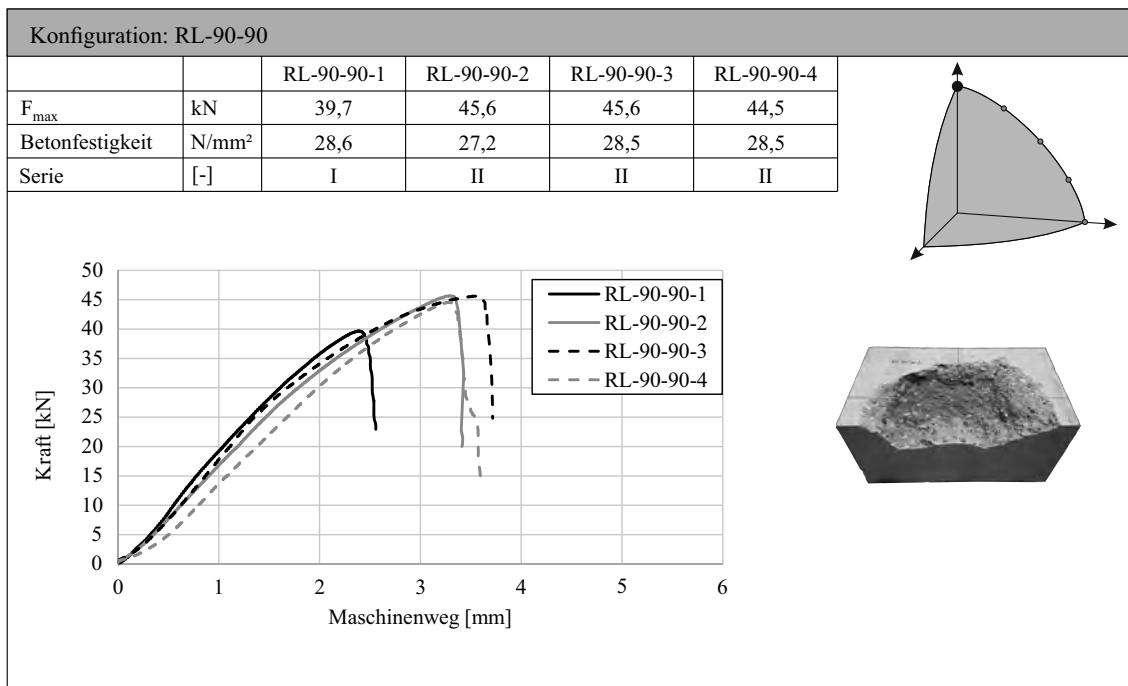


Abbildung A.5: Versuchsergebnisse Konfiguration RL-90-90

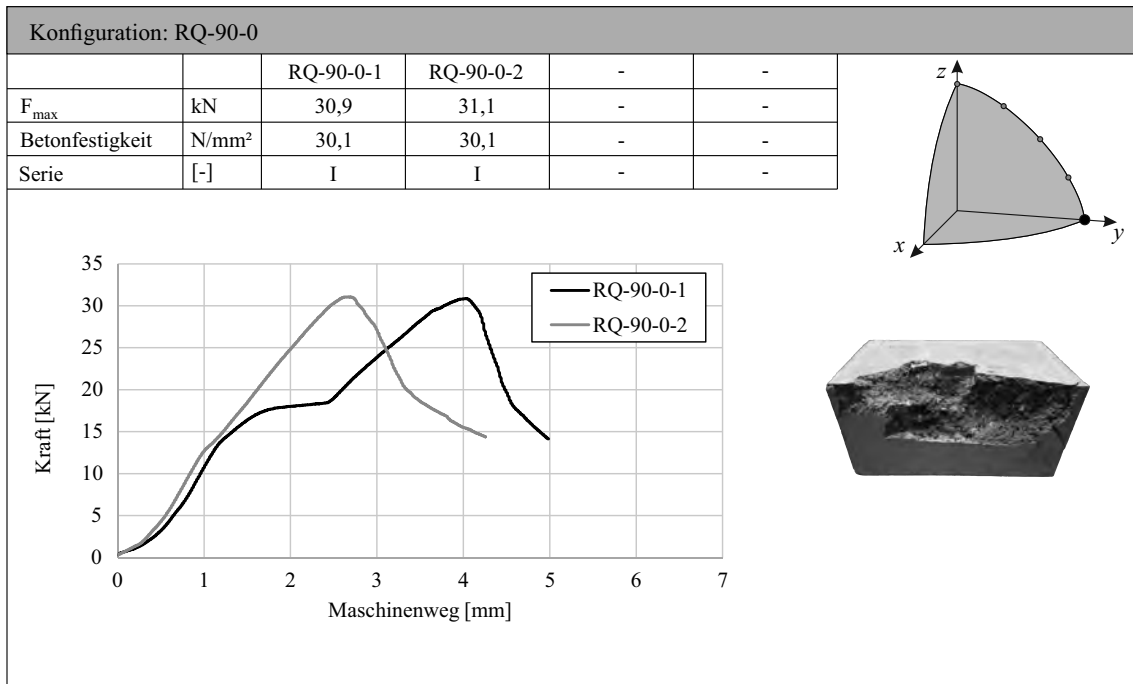


Abbildung A.6: Versuchsergebnisse Konfiguration RQ-90-0

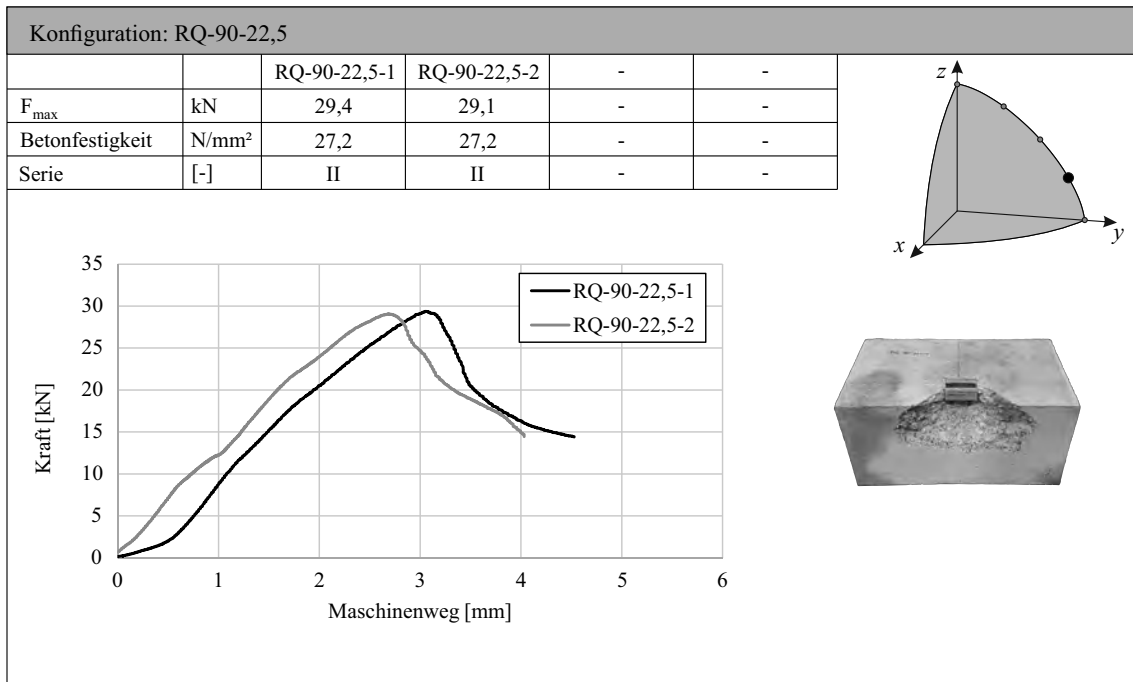


Abbildung A.7: Versuchsergebnisse Konfiguration RQ-90-22,5

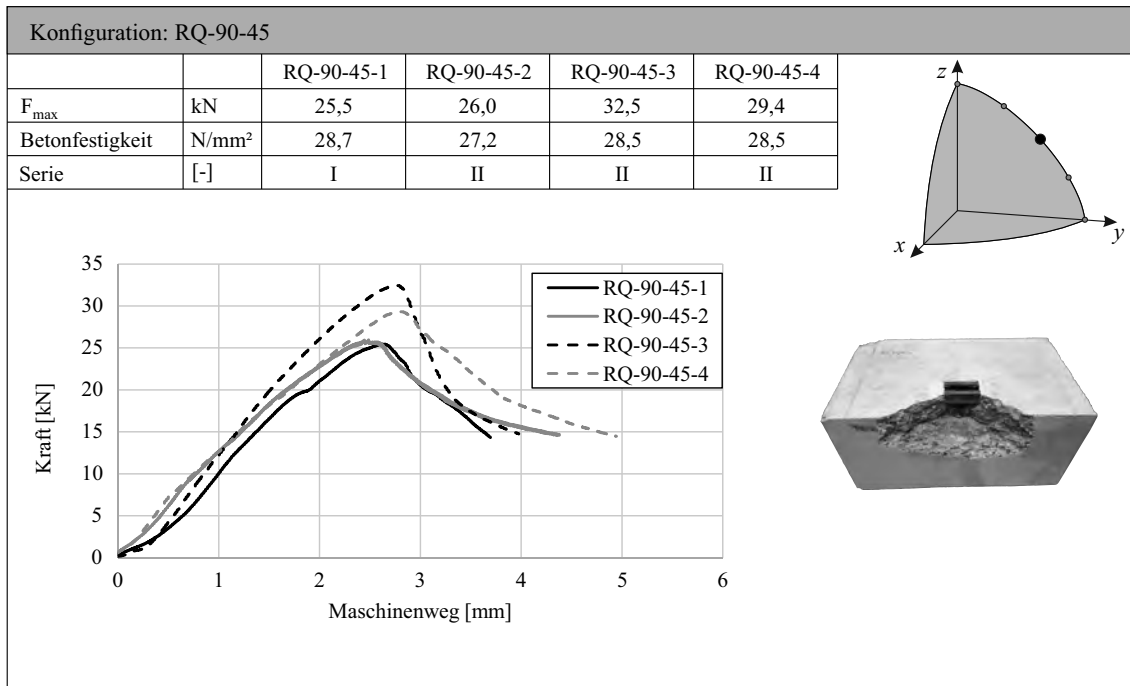


Abbildung A.8: Versuchsergebnisse Konfiguration RQ-90-45

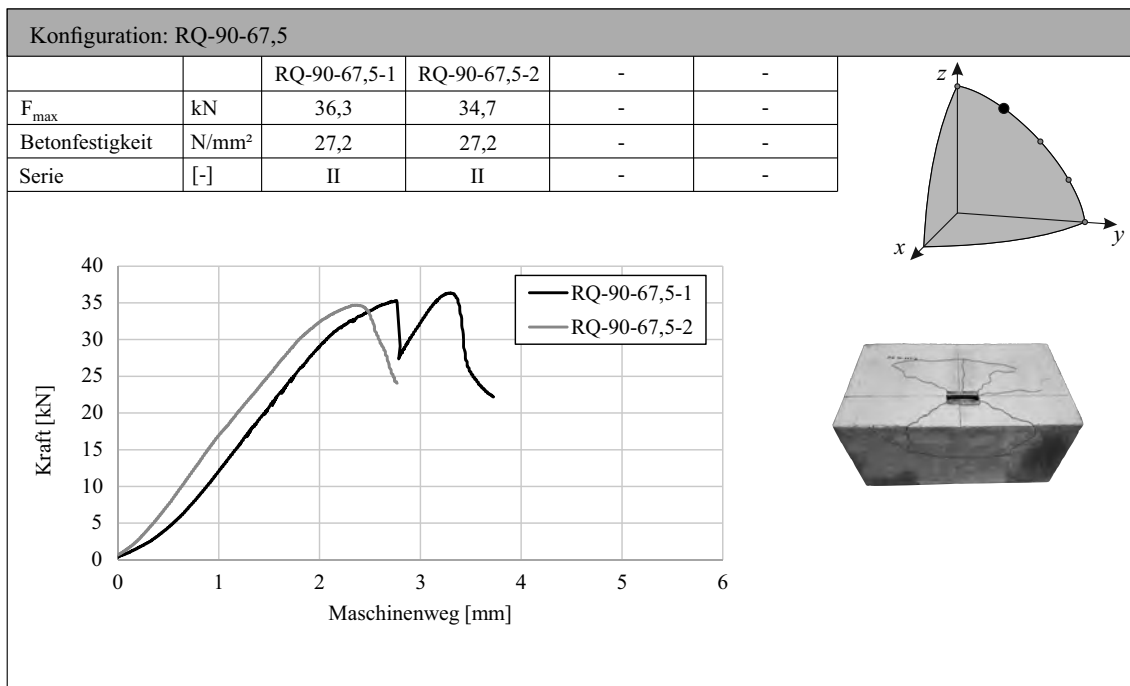


Abbildung A.9: Versuchsergebnisse Konfiguration RQ-90-67,5

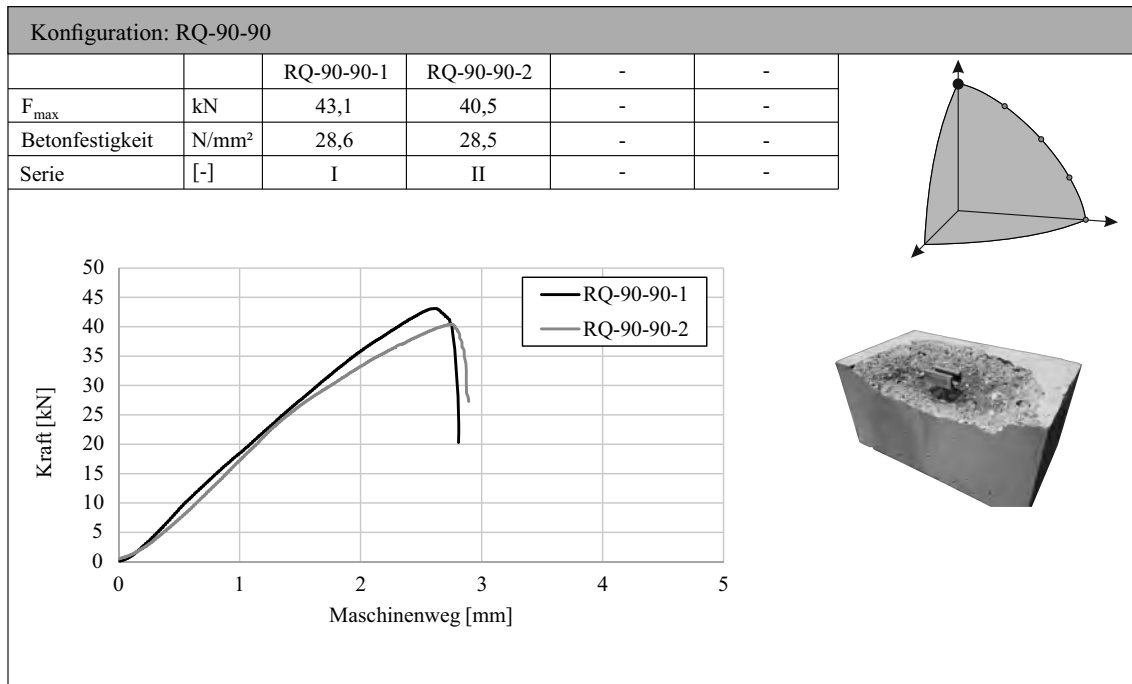


Abbildung A.10: Versuchsergebnisse Konfiguration RQ-90-90

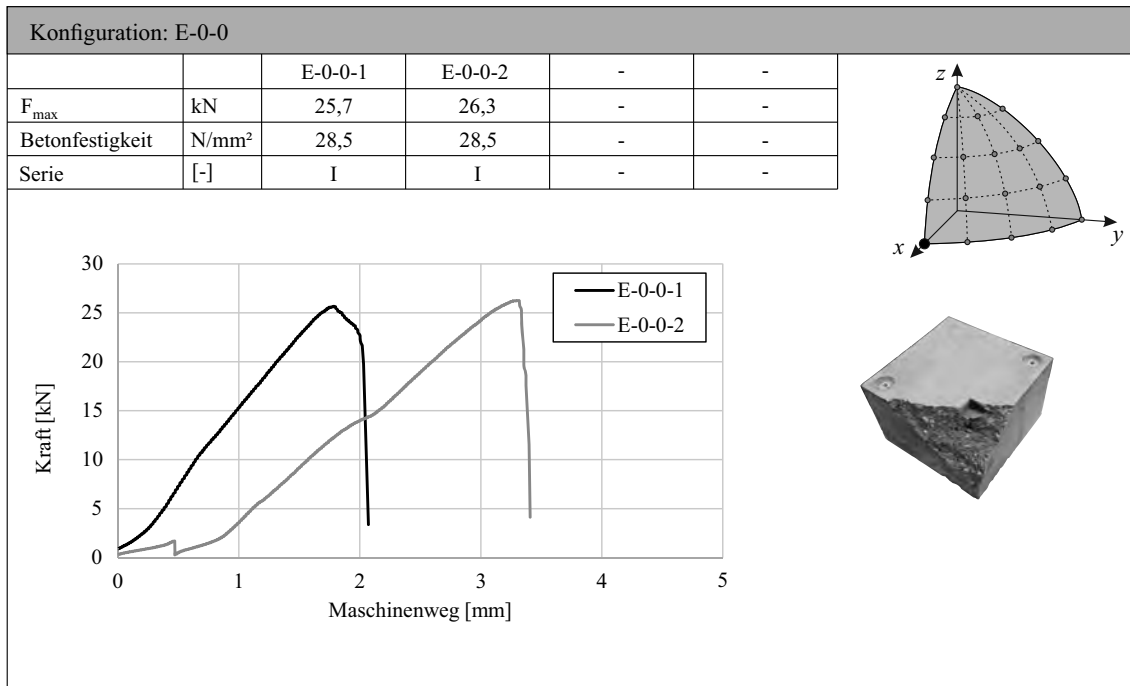


Abbildung A.11: Versuchsergebnisse Konfiguration E-0-0

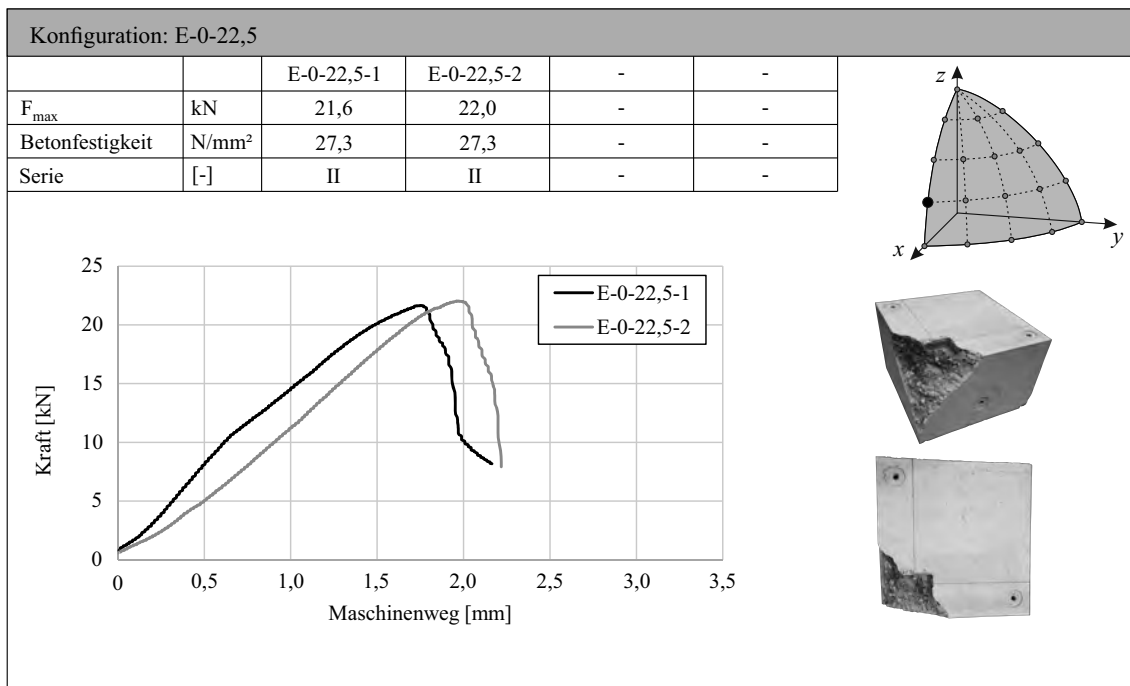


Abbildung A.12: Versuchsergebnisse Konfiguration E-0-22,5

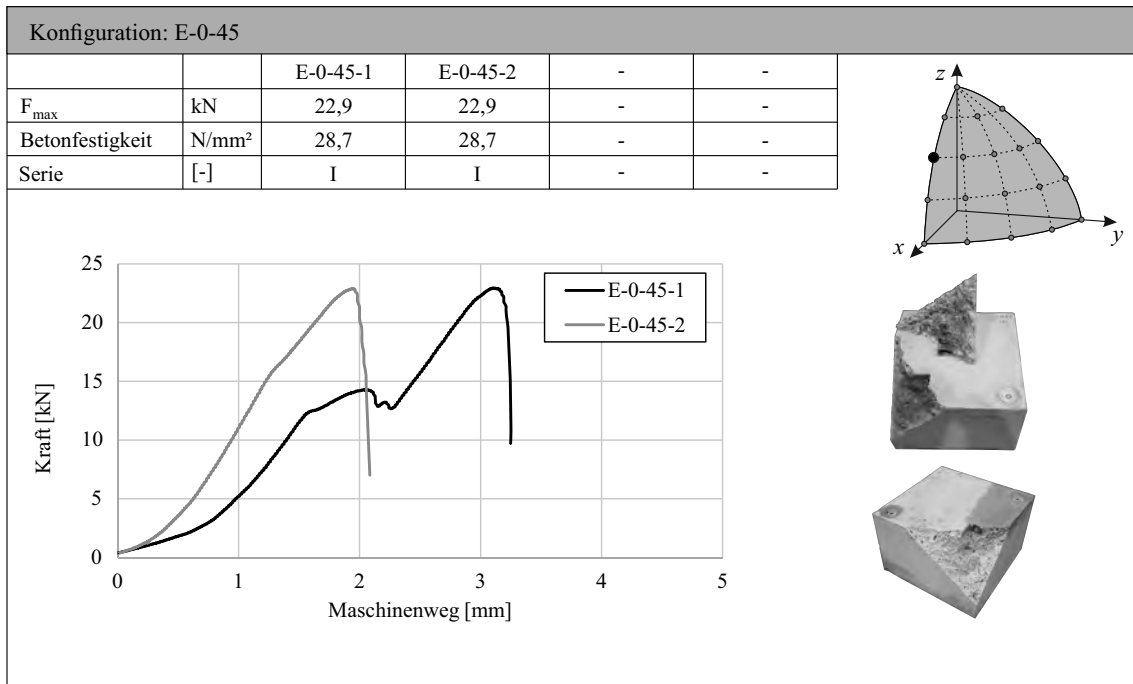


Abbildung A.13: Versuchsergebnisse Konfiguration E-0-45

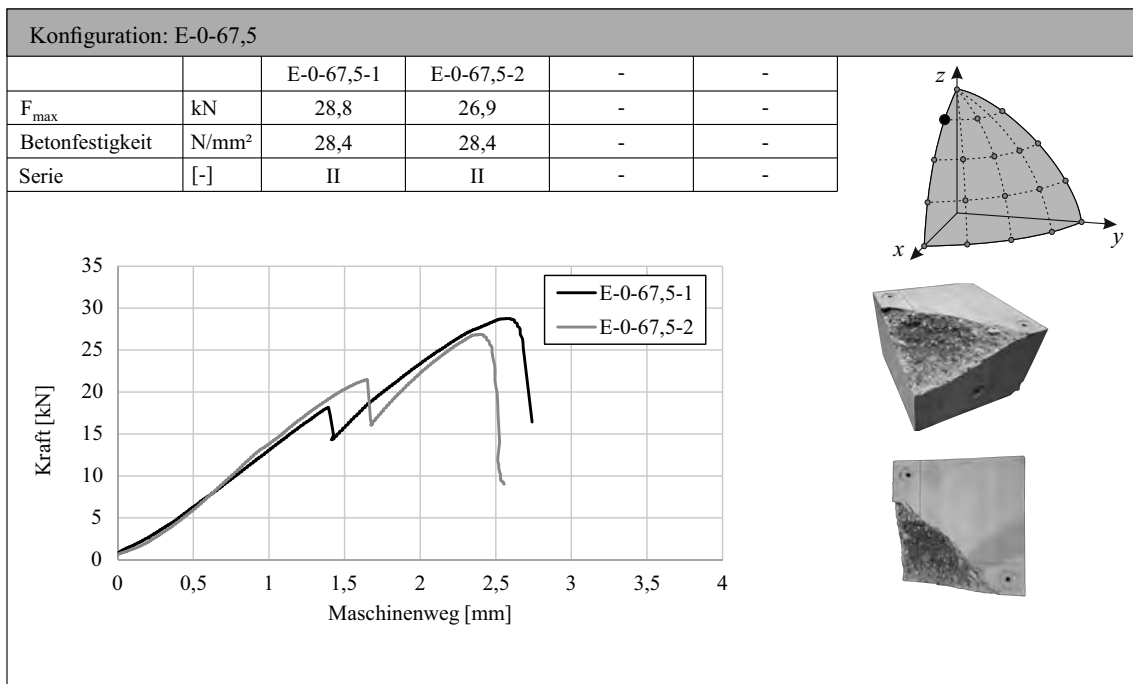


Abbildung A.14: Versuchsergebnisse Konfiguration E-0-67,5

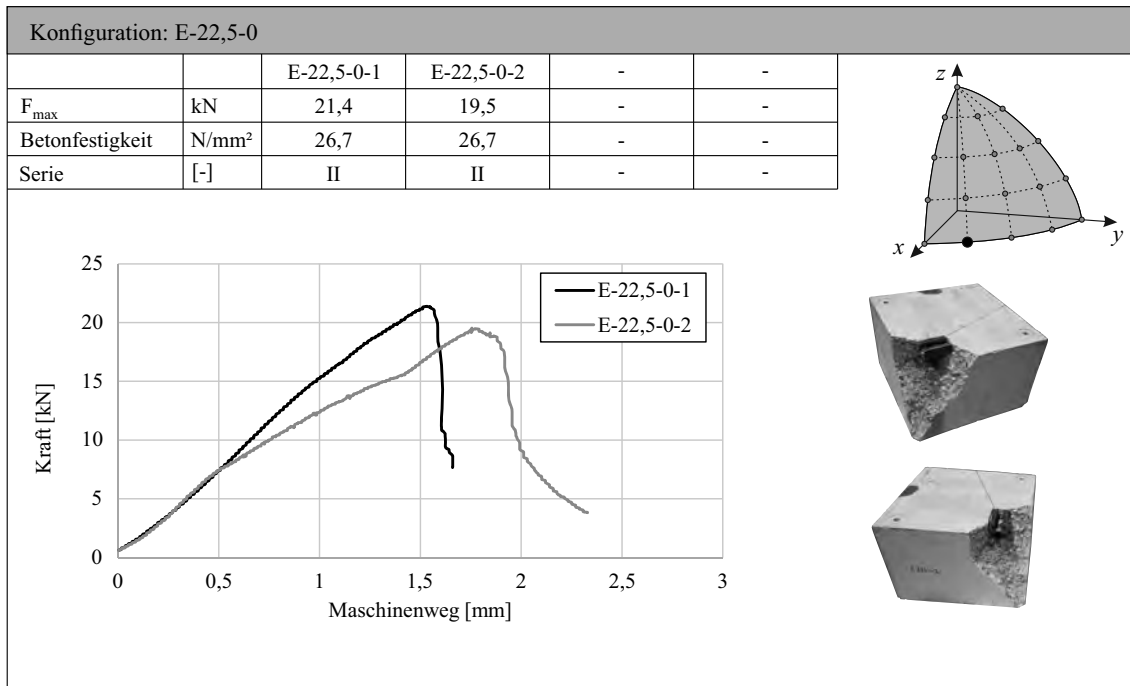


Abbildung A.15: Versuchsergebnisse Konfiguration E-22,5-0

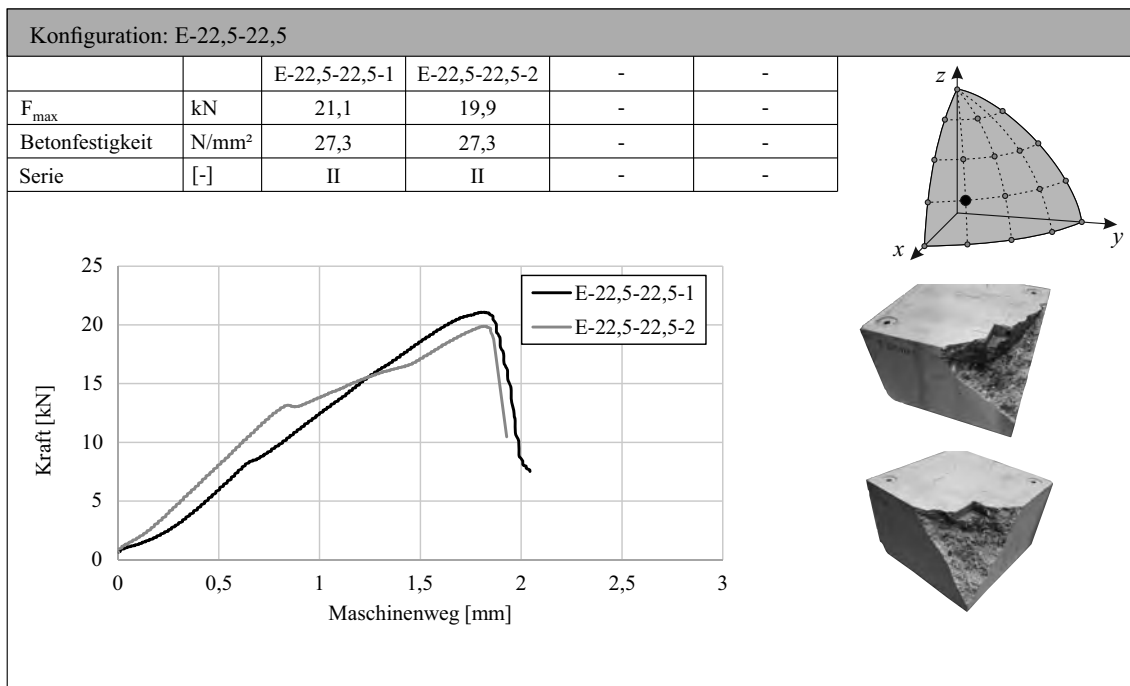


Abbildung A.16: Versuchsergebnisse Konfiguration E-22,5-22,5



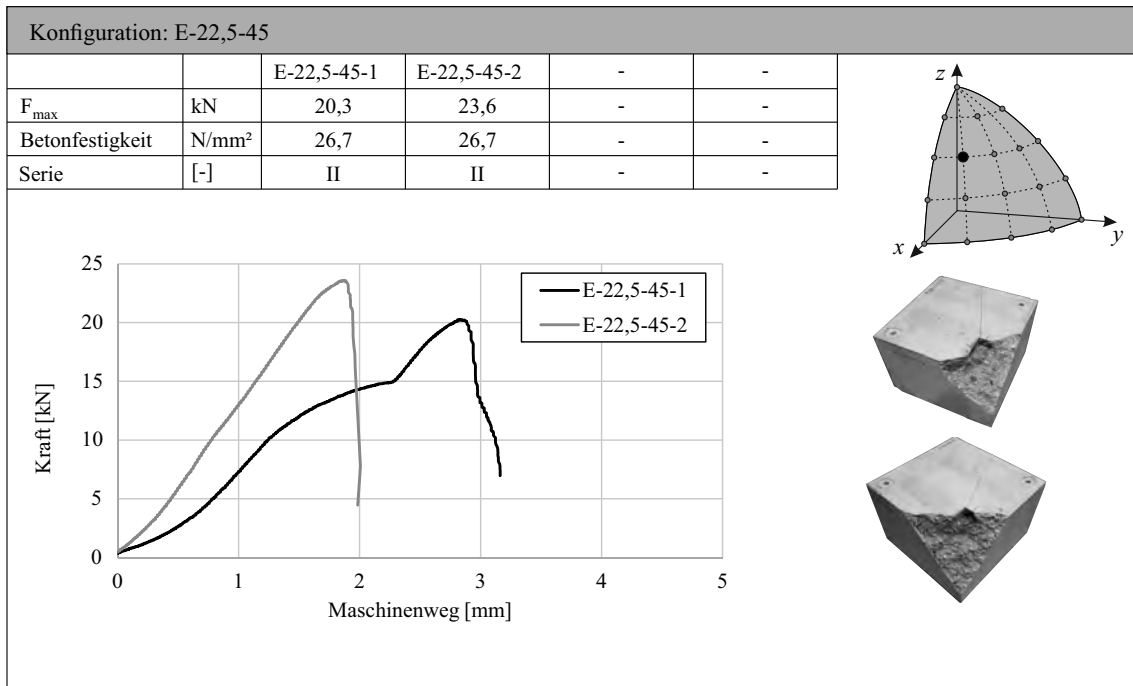


Abbildung A.17: Versuchsergebnisse Konfiguration E-22,5-45

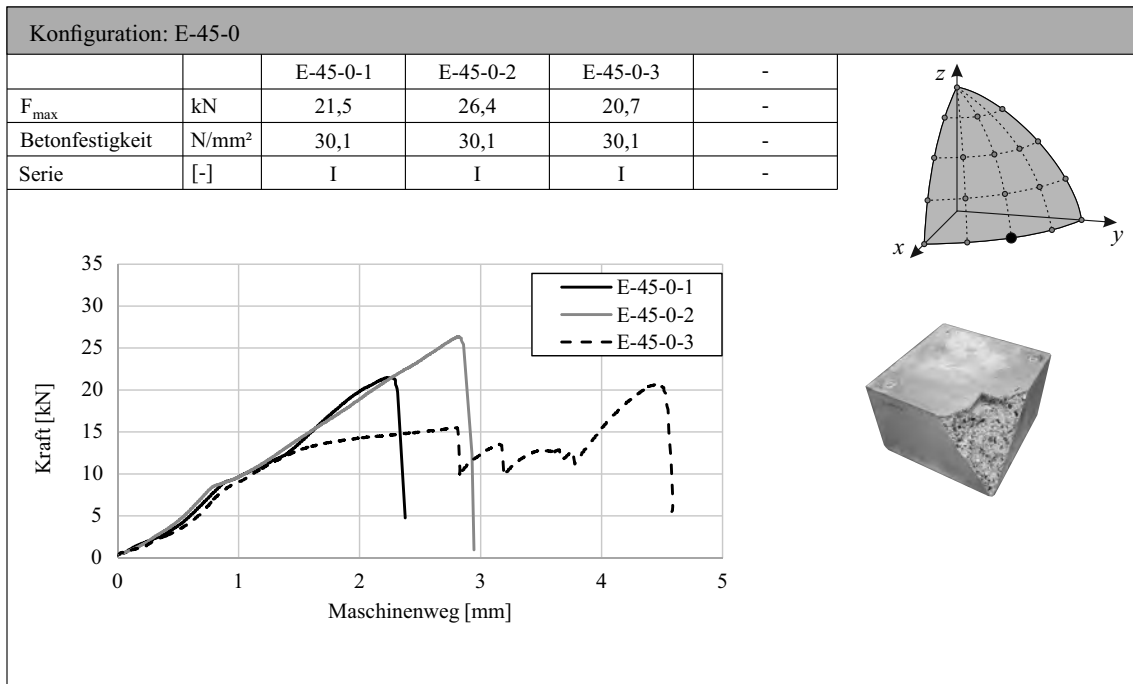


Abbildung A.18: Versuchsergebnisse Konfiguration E-45-0

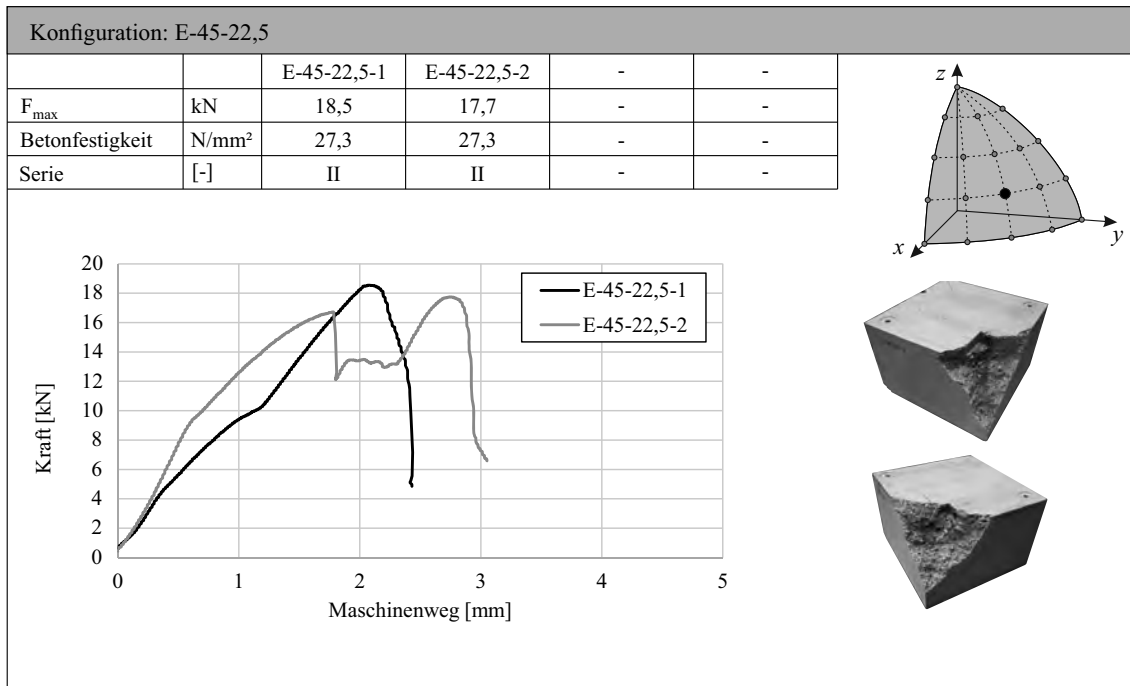


Abbildung A.19: Versuchsergebnisse Konfiguration E-45-22,5

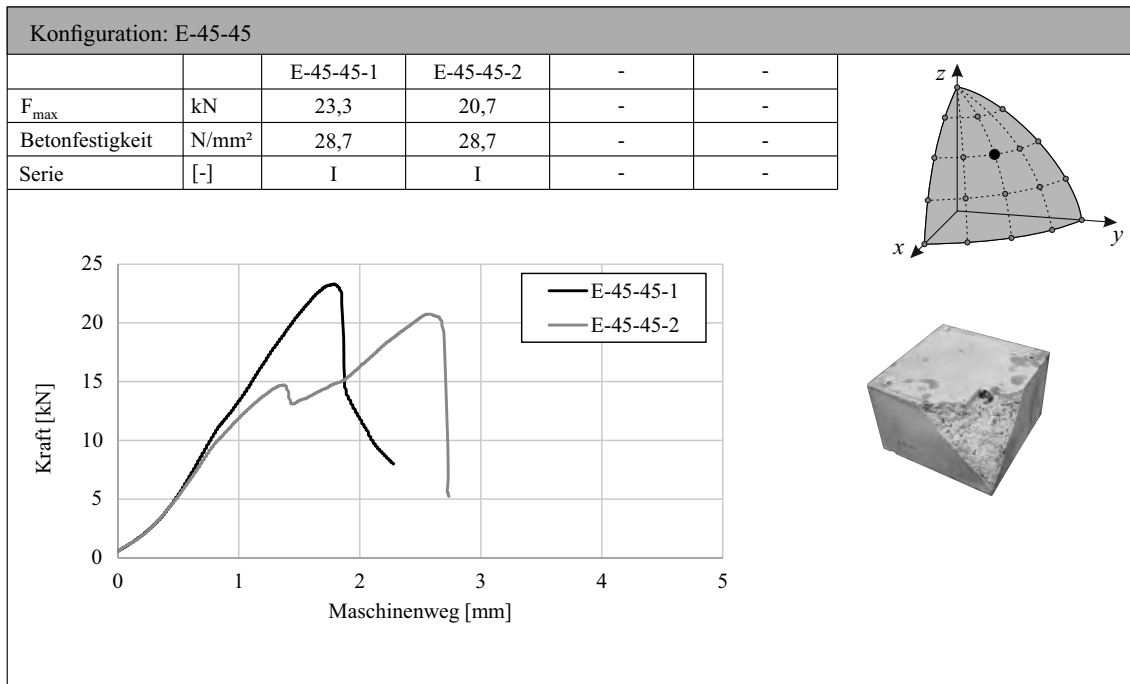


Abbildung A.20: Versuchsergebnisse Konfiguration E-45-45

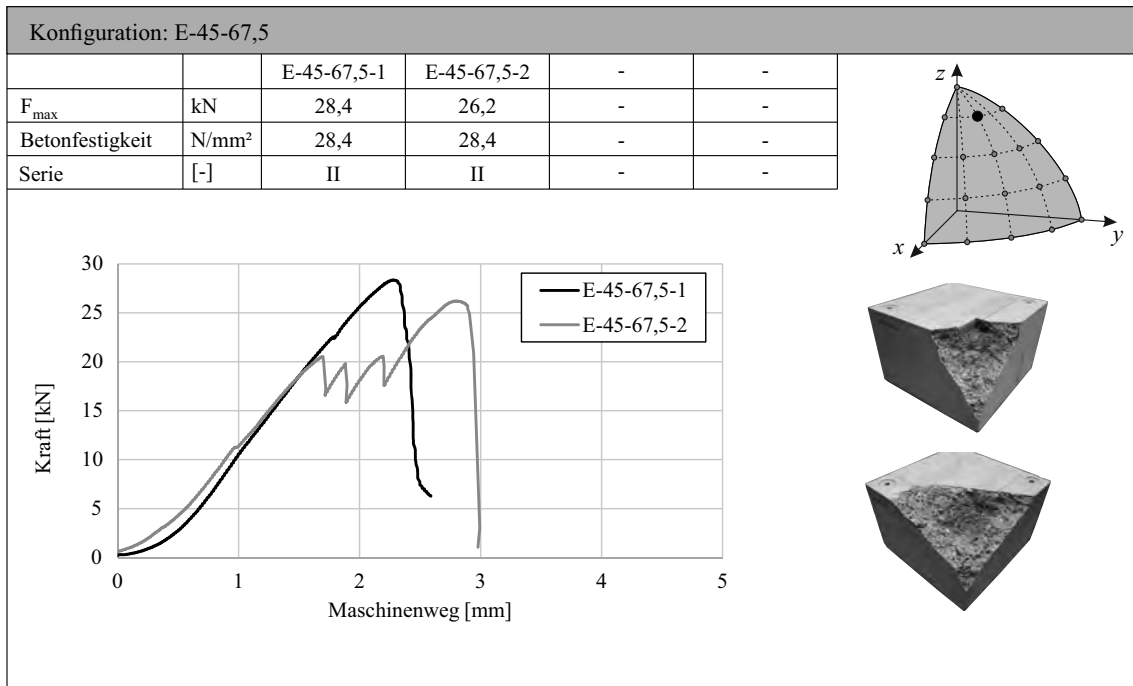


Abbildung A.21: Versuchsergebnisse Konfiguration E-45-67,5

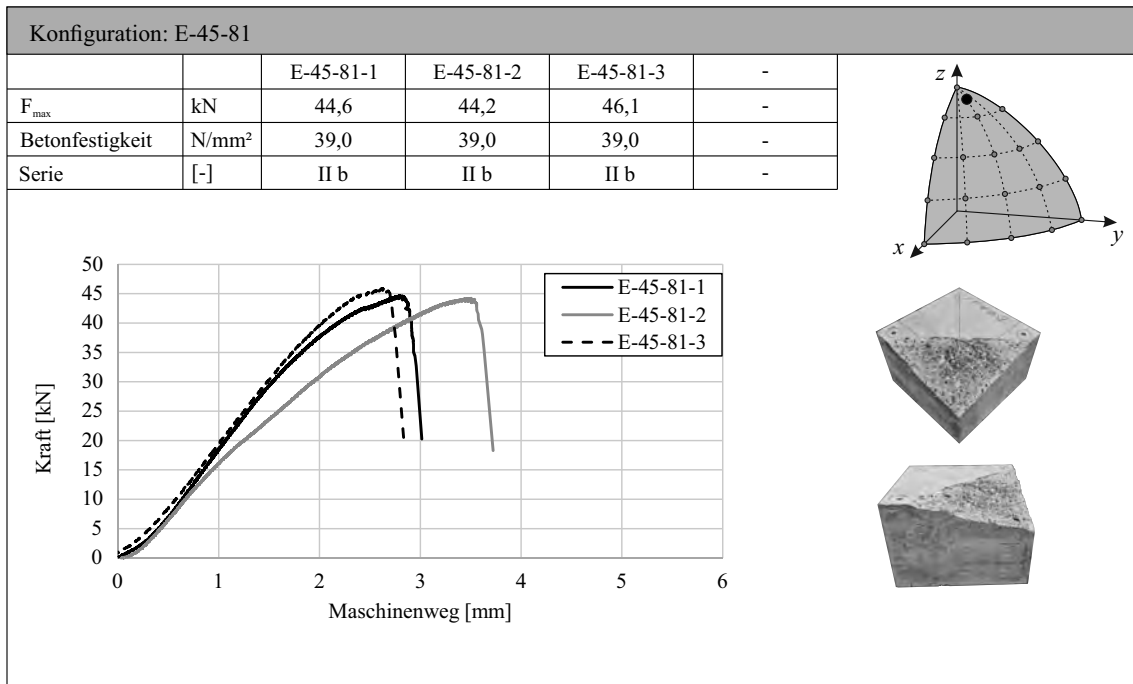


Abbildung A.22: Versuchsergebnisse Konfiguration E-45-81

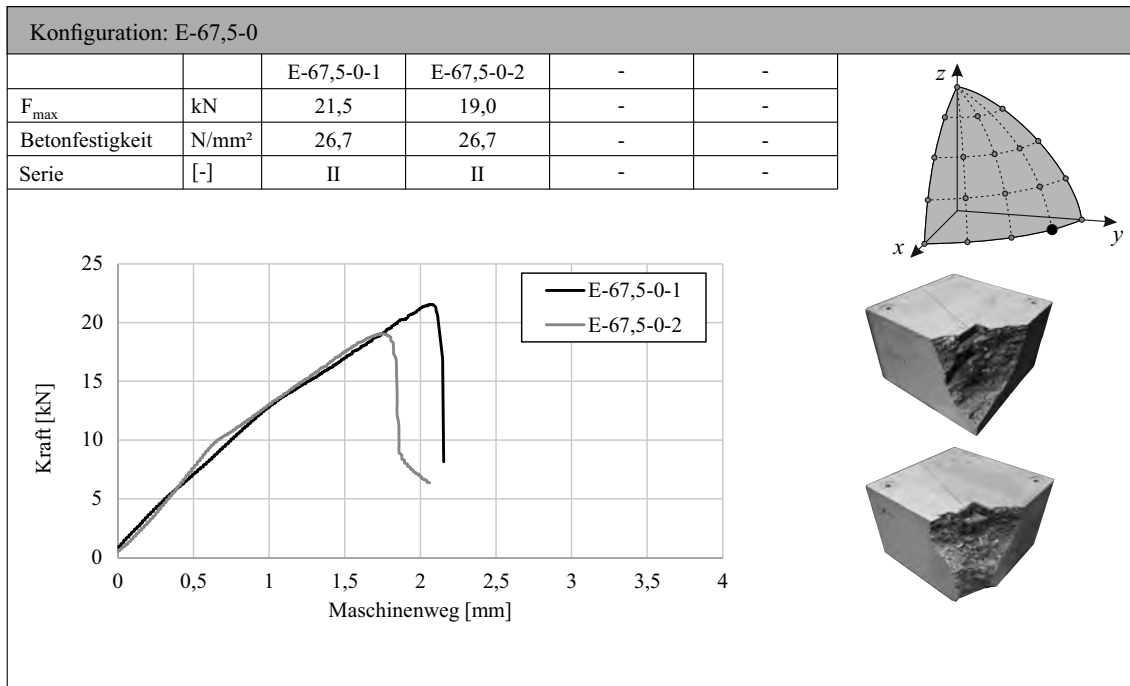


Abbildung A.23: Versuchsergebnisse Konfiguration E-67,5-0

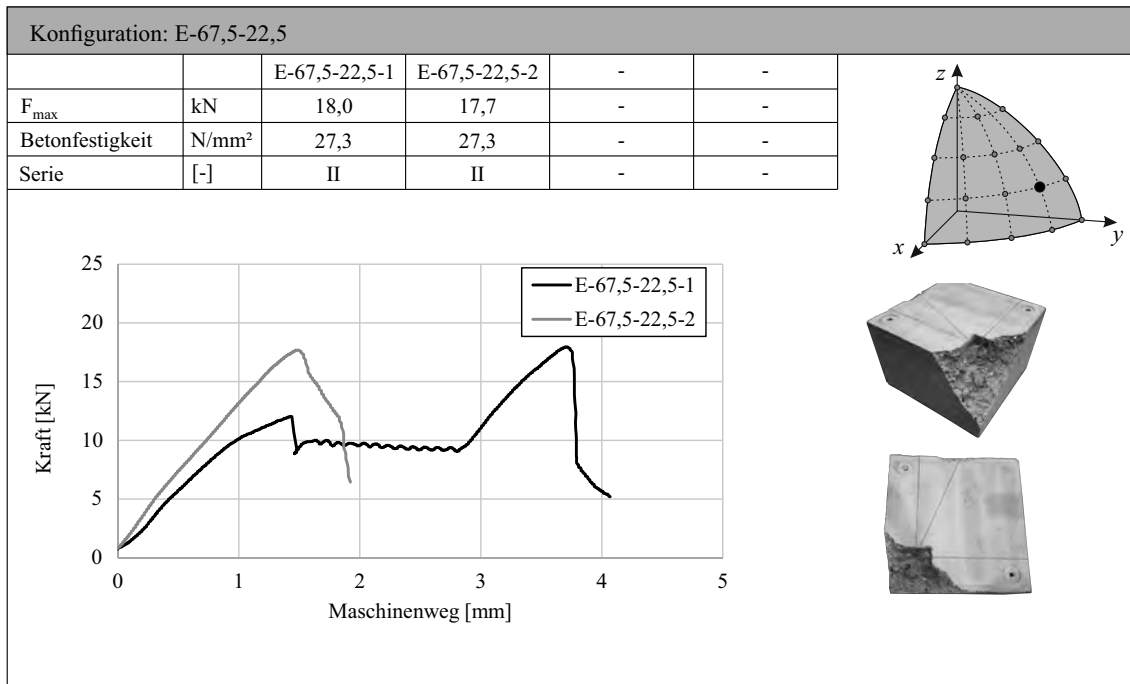


Abbildung A.24: Versuchsergebnisse Konfiguration E-67,5-22,5

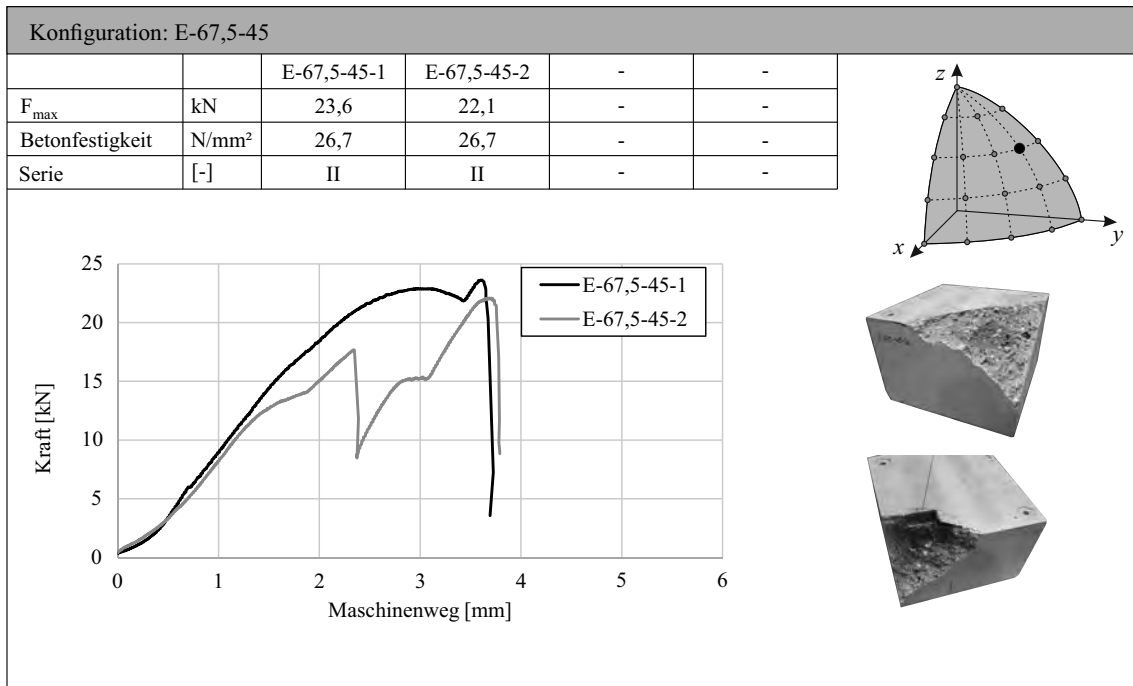


Abbildung A.25: Versuchsergebnisse Konfiguration E-67,5-45

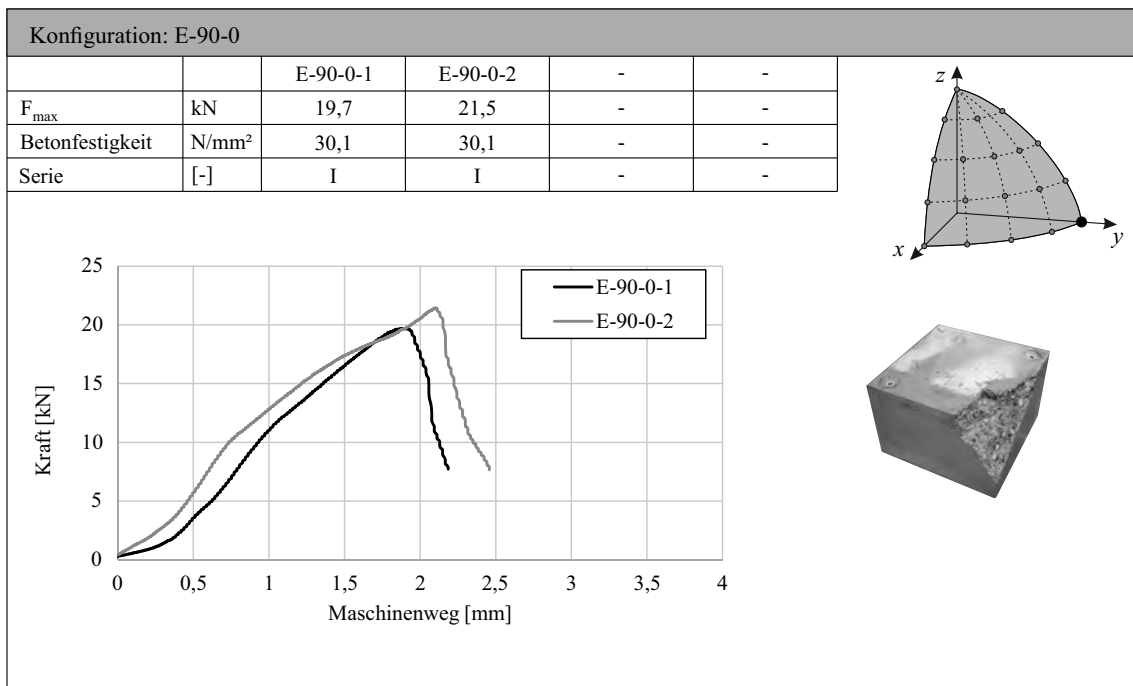


Abbildung A.26: Versuchsergebnisse Konfiguration E-90-0

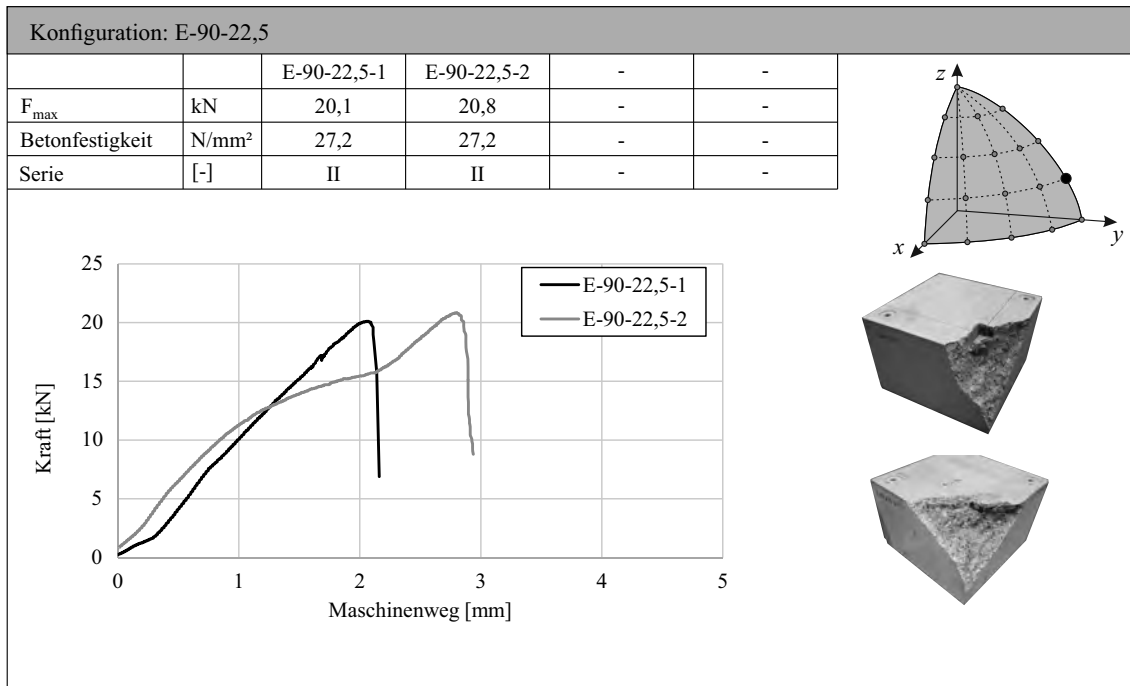


Abbildung A.27: Versuchsergebnisse Konfiguration E-90-22,5

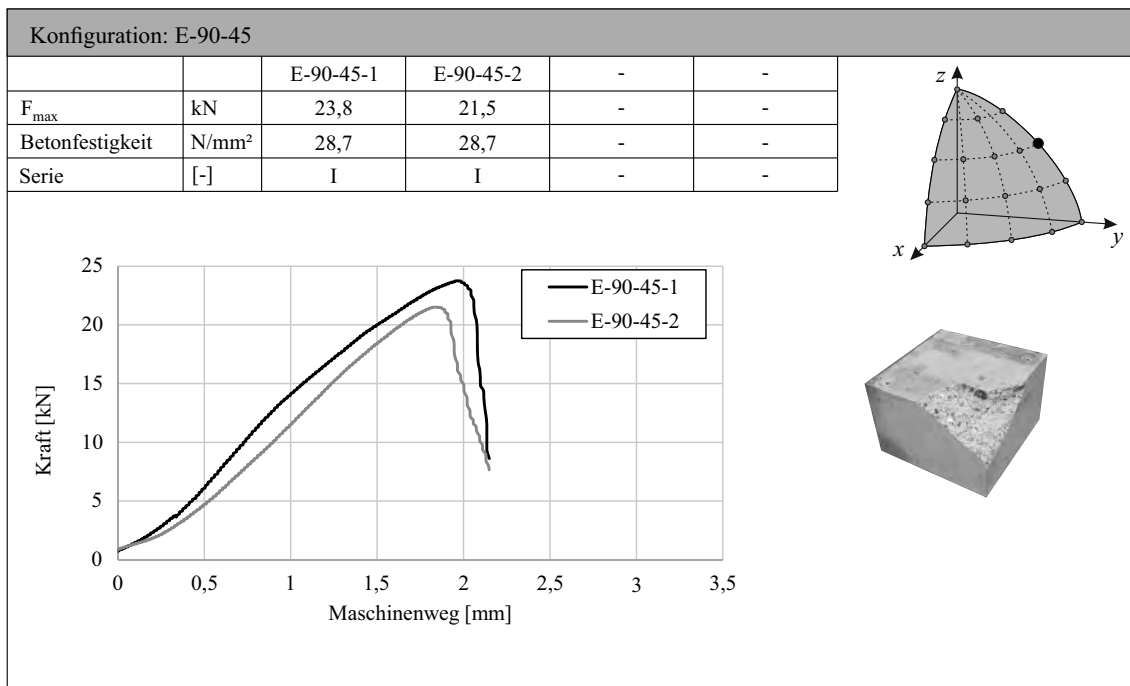


Abbildung A.28: Versuchsergebnisse Konfiguration E-90-45

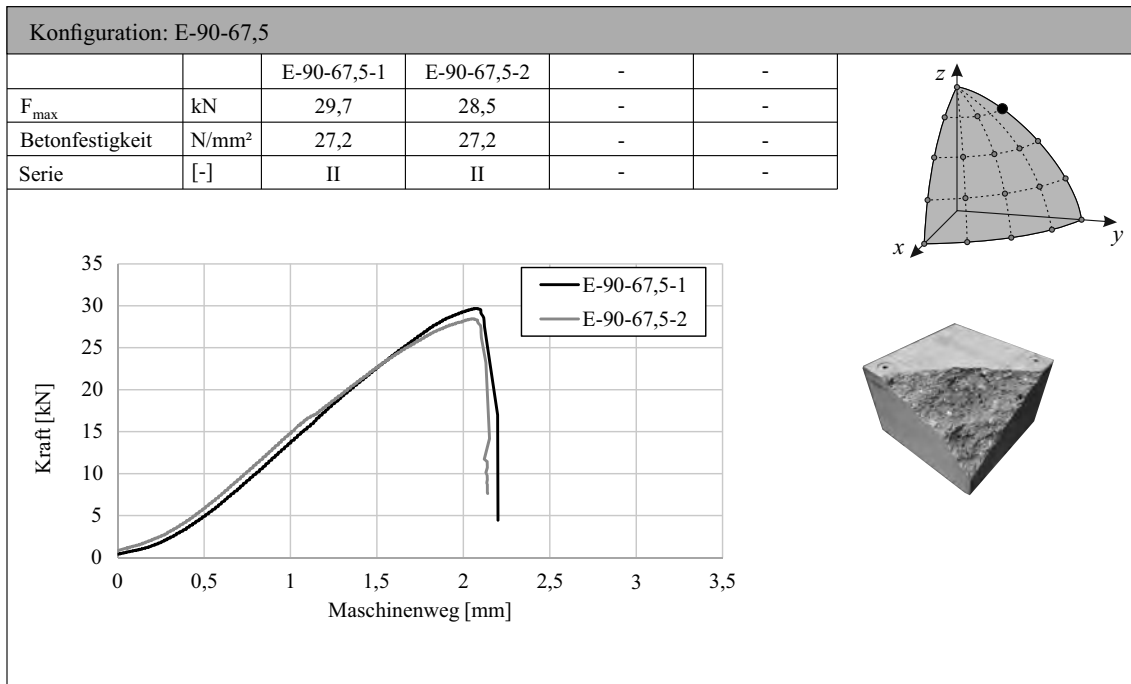


Abbildung A.29: Versuchsergebnisse Konfiguration E-90-67,5

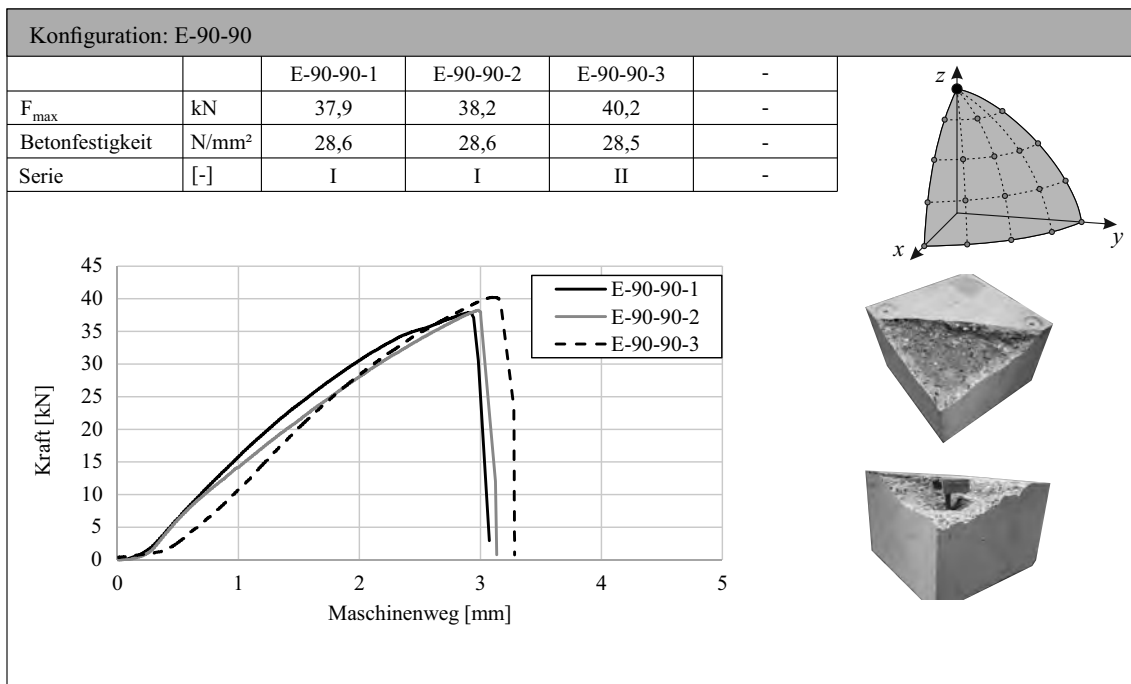
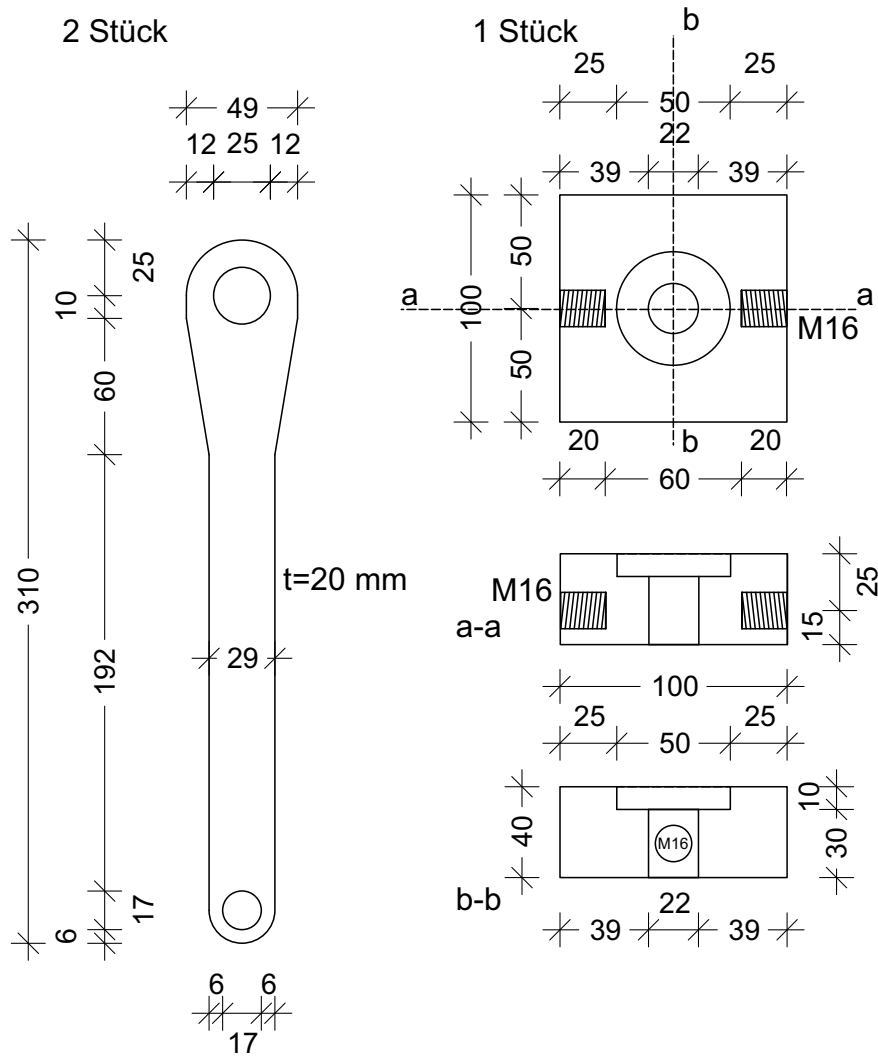


Abbildung A.30: Versuchsergebnisse Konfiguration E-90-90

**Technische Zeichnung der  
Lasteinleitungskonstruktion**

---





Projekt-Nr. B_06_19 M 1:2	Bauteil: Lasteinleitung PK S355
Dustin Konertz 26072	02.07.2019

Abbildung B.1: Fertigungszeichnung der Komponenten der Lasteinleitungskonstruktion

# **Lebenslauf**

## **Persönliche Daten**

Name: Dustin Konertz  
Geboren: 27. Oktober 1988 in Bochum  
Familienstand: verheiratet  
Nationalität: Deutsch

## **Berufstätigkeit**

seit 10/2020 ZPP Ingenieure AG in Bochum  
10/2015 - 07/2020 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Ruhr-Universität Bochum

## **Studium**

10/2012 - 06/2015 Technische Universität Dortmund, Konstruktiver Ingenieurbau  
Vertiefung: Konstruktion und Bemessung, Abschluss: Master of Science  
08/2014 - 12/2014 Auslandssemester an der California State University Long Beach, USA  
10/2009 - 09/2012 Technische Universität Dortmund, Bauingenieurwesen  
Abschluss: Bachelor of Science

## **Wehrersatzdienst**

07/2008 - 04/2009 Deutsches Rotes Kreuz, Kreisverband Wattenscheid e. V.

## **Schulbildung**

07/1999 - 06/2008 Märkische Schule, Bochum  
Abschluss: Allgemeine Hochschulreife  
07/1995 - 06/1999 Südfeldmarkschule, Bochum

